



**Facultad de Ciencias Geológicas**  
**Universidad Complutense de Madrid**

**MÁSTER UNIVERSITARIO EN**  
**INGENIERÍA GEOLÓGICA**

**Curso 2021-2022**

**Suelos expansivos y su afeción a las**  
**plantas solares fotovoltaicas**

*Expansive soils and their effect on solar PV projects*

ERIK TENGBLAD GARCÍA

TUTORES: SVETLANA MELENTIJEVIC

FÉLIX ESCOLANO SÁNCHEZ



**Facultad de Ciencias Geológicas**  
**Universidad Complutense de Madrid**

**MÁSTER UNIVERSITARIO EN**  
**INGENIERÍA GEOLÓGICA**  
**Curso 2021-2022**

**Suelos expansivos y su afeción a las**  
**plantas solares fotovoltaicas**

*Expansive soils and their effect on solar PV projects*

ERIK TENGBLAD GARCÍA

TUTORES:

SVETLANA MELENTIJEVIC

FÉLIX ESCOLANO SÁNCHEZ

Firmado por  
Fdo.: MELENTIJEVIC SVETLANA -  
DNI \*\*\*\*0717\* el día  
29/05/2022 con un  
certificado emitido por  
AC Sector Público

Firmado por ESCOLANO  
Fdo.: SANCHEZ FELIX - 50084995B  
el día 30/05/2022 con un  
certificado emitido por  
AC FNMT Usuarios



**Facultad de Ciencias Geológicas**  
**Universidad Complutense de Madrid**

**DECLARACIÓN DE NO PLAGIO**

D./Dña. Erik Tengblad García con NIF 05446072-V, estudiante del Máster en Ingeniería Geológica en la Facultad de Ciencias Geológicas de la Universidad Complutense de Madrid en el curso 2021-2022, como autor/a del trabajo de fin de máster titulado: “Suelos expansivos y su afección a las plantas solares fotovoltaicas” y presentado para la obtención del título correspondiente, cuyos tutores son: Svetlana Melentijevic y Félix Escolano Sánchez.

**DECLARO QUE:**

El trabajo de fin de máster que presento está elaborado por mí y es original. No copio, ni utilizo ideas, formulaciones, citas integrales e ilustraciones de cualquier obra, artículo, memoria, o documento (en versión impresa o electrónica), sin mencionar de forma clara y estricta su origen, tanto en el cuerpo del texto como en las referencias bibliográficas. Así mismo declaro que los datos son veraces y que no he hecho uso de información no autorizada de cualquier fuente escrita de otra persona o de cualquier otra fuente. De igual manera, soy plenamente consciente de que el hecho de no respetar estos extremos es objeto de sanciones universitarias y/o de otro orden.

En Madrid, a 31 de mayo de 2022

Fdo.:

Una firma manuscrita en azul que parece decir 'Erik Tengblad'.

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis tutores, Svetlana y Félix, por el apoyo, enseñanza y consejo dados tanto durante la realización de este trabajo como en el ejercicio de mi profesión.

A la facultad de Ciencias Geológicas de la Complutense y sus profesores por los conocimientos impartidos que me han permitido tener una visión científica e ingenieril de la geotecnia.

A GEOINTEC por la información cedida para la realización de este trabajo, en especial a Francisco Parra por su apoyo en la realización de este máster y por todo lo que aprendí durante el tiempo que colaboramos, así como a mis compañeros.

A mi familia por su apoyo incondicional a la par que crítico, y en particular a Gema por alentarme siempre a seguir para adelante y no rendirme.

## RESUMEN

La expansividad es un fenómeno geológico en el que el terreno aumenta su volumen al absorber humedad y se contrae con la pérdida de la misma, esto provoca movimientos ascendentes y descendentes en la superficie del terreno. Estos movimientos pueden afectar a las distintas cimentaciones que se sustentan en dicho terreno expansivo. La cimentación más común en las plantas fotovoltaicas es la cimentación mediante hincado de perfiles de acero a profundidades comprendidas entre 1,5 y 4,0 m, ya que es la solución más barata y rápida de ejecutar. Las particularidades en la cimentación de los proyectos fotovoltaicos hacen que se deba dar un enfoque particular y más exhaustivo a las soluciones de cimentación de los mismos en terrenos expansivos. En el presente trabajo se analizarán las características de las cimentaciones de las plantas fotovoltaicas y la afección que en ellas provocan los movimientos de hinchamiento y contracción del terreno debidos a los cambios de humedad. Se abordarán los métodos de estimación del levantamiento del terreno recopilando las normativas y citando a autores que han abordado esta problemática, se analizarán las soluciones comunes de cimentación en terrenos expansivos y se propondrá un nuevo método de análisis de la afección de la expansividad a las cimentaciones de las plantas fotovoltaicas. Finalmente, se mostrarán y analizarán dos ejemplos reales en los que se ha aplicado este método con éxito observándose que los parámetros tabulados eran demasiado conservadores para el caso de las plantas fotovoltaicas. Las medidas de campo han permitido optimizar la cimentación de la planta con la consiguiente reducción de costes. Ante estos resultados y teniendo en cuenta el ahorro económico que puede resultar, este trabajo pretende establecer un proceso para evaluar la afección de la expansividad de un terreno a la cimentación de una planta solar de modo que se puedan construir plantas fotovoltaicas en terrenos expansivos sin sobredimensionar las cimentaciones, pero estando del lado de la seguridad. En estos casos realizados y cedidos por la empresa GEOINTEC, participé de manera activa tanto en el seguimiento de las campañas de mediciones de campo como en la elaboración de los informes y en la definición de las conclusiones finales de los estudios.

GEOINTEC es una empresa de geotecnia especializada en proyectos fotovoltaicos y referente en el sector, que ha diseñado y realizado estudios in-situ de medida de la expansividad del terreno y sus consecuencias en perfiles de acero hincados en el terreno para la optimización de cimentaciones de plantas fotovoltaicas. En este trabajo fin de máster se revisarán los resultados de dos de estos estudios.

**Palabras clave:** expansividad, cimentación, plantas fotovoltaicas, energías renovables, capa activa, método empírico.

## ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO .....	1
2.	ESTADO DEL ARTE DE LA EXPANSIVIDAD .....	3
2.1	Factores que afectan a la expansividad .....	3
2.2	Identificación geotécnica de suelos expansivos.....	5
2.2.1	Observaciones en campo que indican posible expansividad.....	6
2.2.2	Determinación de la expansividad: criterios indirectos .....	6
2.2.3	Determinación de la expansividad: criterios .....	8
2.2.4	Clasificaciones de suelos expansivos en base a ensayos directos e indirectos .....	9
2.3	Capa Activa .....	10
3.	PROBLEMÁTICA Y PARTICULARIDADES DE LOS PROYECTOS SOLARES.....	13
3.1	Cómo afecta la expansividad a un parque fotovoltaico.....	15
3.2	Soluciones típicas a los problemas de expansividad y por qué no son aplicables a proyectos fotovoltaicos.....	17
3.2.1	Compensar la presión máxima de hinchamiento con una carga superior .....	17
3.2.2	Estabilización con cal, cenizas o realizando una sustitución de material .....	17
3.2.3	Cimentación bajo la capa activa .....	18
3.2.4	Heli-piles .....	18
3.2.5	Conclusión .....	19
4.	ANÁLISIS DE CORRELACIONES Y NORMATIVAS.....	20
4.1	Normativa española y europea de cimentaciones (CTE y Eurocódigo-7) .....	20
4.2	Normativa americana de cimentaciones (ASCE-7).....	20
4.3	Normativa australiana de cimentaciones (AS 2870-2011).....	21
4.4	Chen et al. (1988).....	22
4.5	Conclusión.....	23
5.	MÉTODO EMPÍRICO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA EXPANSIVIDAD .....	24
6.	ESTUDIOS REALIZADOS POR GEOINTEC SIGUIENDO EL MÉTODO EMPÍRICO.....	26
6.1	Parque fotovoltaico en Queensland, Australia .....	26
6.2	Parque fotovoltaico en la Región de Valparaíso, Chile .....	29
6.3	Discusión de resultados .....	44
6.3.1	Determinación de la expansividad: criterios indirectos .....	45
6.3.2	Determinación de la expansividad: criterios directos .....	46
6.3.3	Comparativo de medidas de campo y método empírico.....	46
7.	CONCLUSIÓN .....	48
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	49

**ÍNDICE FIGURAS**

Figura 1 Métodos de identificación de suelos expansivos (Rodríguez Ortiz, 1975)..... 5

Figura 2 Grietas de desecación. Fotografía de la zona de Sevilla..... 6

Figura 3 Perfil de variaciones en la humedad del terreno en la capa activa (Nelson & Miller, 2002) ..... 11

Figura 4 Gráfico w/IP vs profundidad para la determinación del espesor de la capa activa (Nelson & Miller, 2002)..... 12

Figura 5 Grietas de retracción vistas con ayuda de una calicata..... 12

Figura 6 Aspecto de un parque solar, extraído de la página web de SOLTEC ..... 14

Figura 7 Detalle de perfil de acero típico para la cimentación de parques fotovoltaicos ..... 15

Figura 8 Ejemplo de cimentación para parque fotovoltaico en terreno expansivo (Imagen extraída de “A case study of frost action on lightly loaded piles at Ontario solar farms”, GeoQuebec, 2015)..... 16

Figura 9 Esquema de pérdida de fuste debida a la presencia de grietas de retracción ..... 17

Figura 10 Esquema de cimentación de estructuras fotovoltaicas con helical piles (<https://www.cantsink.com/>) ..... 19

Figura 11 Aspecto de la “piscina” propuesta con los perfiles hincados en su interior. Fotografía cortesía de GEOINTEC ..... 25

Figura 12 Aspecto del parque solar tras las inundaciones, fotografías cortesía de GEOINTEC ..... 27

Figura 13 Resultados de laboratorio, extraídos del estudio geotécnico realizado por GEOINTEC ..... 29

Figura 14 Grietas de retracción presentes en la parcela, fotografía cortesía de GEOINTEC30

Figura 15 Perfiles de acero empleados y dimensiones de los mismos ..... 31

Figura 16 Aspecto de los dos grupos de perfiles de una de las ubicaciones, a la izquierda esquema en campo con fotografía aérea y a la derecha esquema de las dos piscinas, arriba con perfiles hincados de manera directa (C y H), abajo con perfiles cimentados con pre-perforación (CP y HP) ..... 31

Figura 17 Aspecto de los dos grupos de perfiles de una de las ubicaciones, a la izquierda perfiles hincados de manera directa y a la derecha perfiles con predrilling y relleno granular, fotografía cortesía de GEOINTEC ..... 32

Figura 18 Inundación de un grupo de perfiles con ayuda de una cuba, fotografías cortesía de GEOINTEC ..... 34

Figura 19 Resultados graficados de las mediciones topográficas de la ubicación 1-piscina 1, perfiles hincados de manera directa ..... 36

Figura 20 Resultados graficados de las mediciones topográficas de la ubicación 1-piscina 2, perfiles hincados con pre-perforación ..... 38

Figura 21 Resultados graficados de las mediciones topográficas de la ubicación 2-piscina 1, perfiles hincados de manera directa ..... 40

Figura 22 Resultados graficados de las mediciones topográficas de la ubicación 2-piscina 2, perfiles hincados con pre-perforación ..... 42

Figura 23 Esquema de la evolución del hinchamiento del terreno en profundidad ..... 47

**ÍNDICE TABLAS**

Tabla 1 Clasificación del clima a partir del rango TMI ( .....	5
Tabla 2 Grados de expansividad (Vijayverguya y Ghazzaly, 1973).....	8
Tabla 3 Grados de expansividad (Cuéllar, 1978).....	9
Tabla 4 Grado de expansión (Método USBR. Holtz y Gibbs, 1956).....	9
Tabla 5 Criterios de expansividad (Recopilados por Rodríguez Ortiz, 1975).....	9
Tabla 6 Grado de expansión (Chen, 1988).....	10
Tabla 7 Grados de expansividad (González de Vallejo, 2002).....	10
Tabla 8 Clasificación de suelos según su potencial expansivo y movimientos verticales del terreno esperables, normativa australiana AS 2870-2011 .....	21
Tabla 9 Clasificación de suelos por su potencial expansivo a partir del shrink-swell index (Iss), G. Fityus et al., 2005 .....	22
Tabla 10 Resultados de las mediciones de expansividad en Queensland, Australia .....	28
Tabla 11 Resumen de la profundidad, tiempo y velocidad de hincado de cada perfil, extraído del informe de GEOINTEC.....	33
Tabla 12 Diario de seguimiento de la campaña de medida de la expansividad, extraído del informe de GEOINTEC .....	34
Tabla 13 Medidas topográficas y perfil con mayor desplazamiento medido, Ubicación 1- Piscina-1 (hincado directo), extraído del informe de GEOINTEC .....	36
Tabla 14 Medidas topográficas y perfil con mayor desplazamiento medido, Ubicación 1- Piscina-2 (predrilling y relleno granular), extraído del informe de GEOINTEC .....	37
Tabla 15 Medidas topográficas y perfil con mayor desplazamiento medido, Ubicación 2- Piscina-1 (hincado directo), extraído del informe de GEOINTEC .....	39
Tabla 16 Medidas topográficas y perfil con mayor desplazamiento medido, Ubicación 2- Piscina-2 (predrilling y relleno granular), extraído del informe de GEOINTEC .....	41
Tabla 17 Máximos levantamientos medidos según la profundidad de cimentación .....	43
Tabla 18 Máximos levantamientos medidos según el tipo de perfil.....	43
Tabla 19 Máximos levantamientos medidos según el tipo de cimentación .....	44
Tabla 20 Resultados de laboratorio según los criterios de expansividad (Recopilados por Rodríguez Ortiz, 1975).....	45
Tabla 21 Resultados de laboratorio según los grados de expansividad (González de Vallejo, 2002).....	45
Tabla 22 Resultados de laboratorio según el grado de expansión (Chen, 1988).....	45
Tabla 23 Resultados de laboratorio según el grado de expansión (Método USBR. Holtz y Gibbs, 1956).....	46
Tabla 24 Resultados de laboratorio según los grados de expansividad (a la izquierda Vijayverguya y Ghazzaly, 1973, y a la derecha Cuéllar, 1978).....	46

## 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO

La energía solar fotovoltaica se encuentra en un momento de crecimiento muy rápido a nivel mundial y especialmente en los países desarrollados donde se apuesta fuertemente por este método de generación de energía, como alternativa a las energías tradicionales, debido a su rápida implantación y bajo coste de instalación por MW (megavatio), sumado a la apuesta por las energías limpias y renovables. Se pueden instalar paneles fotovoltaicos en los tejados de las viviendas, plantas industriales, edificios públicos, aparcamientos, colegios... para autoabastecimiento, también en dispositivos para que puedan funcionar de manera autónoma (parquímetros, radares, estaciones meteorológicas etc...) o directamente sobre el terreno formando grandes granjas solares de generación de energía. Este trabajo fin de máster se enfocará en las cimentaciones de las plantas solares sobre el terreno expansivo.

Las plantas solares fotovoltaicas, como toda estructura o construcción cimentada en el terreno, se ve fuertemente afectada por las propiedades del mismo, siendo estas (las características y propiedades del terreno) el factor de mayor afección sobre el coste y viabilidad del proyecto.

Factores como la presencia de roca superficial, suelos muy blandos, terrenos yesíferos y kársticos, zonas sísmicas en las que se pueda producir fenómenos de licuefacción, expansividad, etc., pueden llegar a hacer inviable un proyecto o disparar el coste de instalación de las plantas fotovoltaicas debido al aumento del coste de la cimentación tipo mediante perfiles metálicos hincados, que se suelen aplicar en este tipo de obras. Por ello la geología y la geotecnia tienen mucha importancia ya que permiten anticipar estos problemas y ahorrar en costes con una pequeña inversión inicial.

En este documento se va a estudiar la importancia de los terrenos expansivos en la construcción de plantas fotovoltaicas, para ello se analizarán los siguientes puntos:

- Cómo detectar los terrenos expansivos y determinar su grado de expansividad.
- Causas de la gran afección que los terrenos expansivos provocan en el diseño y planificación de las plantas fotovoltaicas.
- Normativas y autores que han abordado el tema de la expansividad y sus consecuencias de manera teórica o indirecta.
- Medidas directas de la expansividad del terreno y su afección a la cimentación de las plantas fotovoltaicas de manera precisa mediante pruebas in-situ de humectación del terreno.
- Posibles soluciones y medidas de mitigación para evitar los grandes costes que este fenómeno puede causar.

Este trabajo se apoya en los datos cedidos por GEOINTEC, empresa especializada en la geotecnia para plantas solares, información públicamente disponible por organismos públicos del sector y en numerosas publicaciones sobre expansividad y su afección a distintos tipos de construcciones.

El presente trabajo está estructurado en seis apartados:

- En el primer apartado, que comienza en la página anterior, se realiza una breve introducción del presente trabajo fin de máster y sus objetivos.
- En el segundo apartado se presenta el estado del arte del fenómeno de la expansividad y su determinación a través de criterios directos e indirectos.
- En el apartado tres se estudia la problemática y particularidades de los proyectos fotovoltaicos, así como su afección por expansividad del terreno.
- En el apartado cuatro se repasan las normativas de cimentación y el método de determinación de la afección y movimiento del terreno a partir de datos de laboratorio, propuesto por Chen et al. (1988).
- En el apartado cinco se describe el método empírico para la determinación in situ de los movimientos del terreno provocados por la expansividad.
- En el apartado seis se muestran y analizan los casos reales obtenidos por GEOINTEC siguiendo el método empírico descrito en el capítulo cinco y se discuten los resultados comparándolos con los obtenidos mediante los métodos de determinación de la expansividad descritos en el apartado 2.
- Finalmente, en el apartado siete se presentan las conclusiones.

## **2. ESTADO DEL ARTE DE LA EXPANSIVIDAD**

El problema de los suelos expansivos aparece en la literatura técnica en el Primer Congreso Internacional de Mecánica del Suelo (Harvard, Massachusetts en 1936).

En él, se describen movimientos verticales y horizontales que se asocian correctamente a cambios en la humedad del suelo. Se observa que el carácter expansivo de los suelos aumenta con su contenido de sodio, con la profundidad de la capa activa (espesor de terreno sometido a cambios de humedad), y es mayor a presiones bajas (de Justo Alpañés et al., 2002).

El principal problema de los terrenos expansivos es que muestran deformaciones significativamente superiores a las deformaciones elásticas y no pueden ser predichas mediante los métodos clásicos teóricos tanto elásticos como plásticos. El movimiento suele ser irregular y de tal magnitud que provoca grandes daños en las estructuras y pavimentos que descansan sobre ellas.

Los suelos expansivos causan más daño a las estructuras, particularmente a los edificios ligeros y pavimentos, que cualquier otro riesgo natural, incluidos terremotos e inundaciones (Jones y Holtz, 1973).

En general, y a lo largo de este documento, cuando se habla de terrenos expansivos, se suele hablar de su aumento de volumen, pero también se indica el efecto contrario que se produce, contracción, que es la pérdida de volumen, la cual provoca asentamientos y pérdida de capacidad portante.

### **2.1 Factores que afectan a la expansividad**

El término de expansividad puede definirse como la capacidad de un suelo de experimentar aumentos volumétricos y de generar presión al modificarse las condiciones de humedad. Del mismo modo, también puede producirse la retracción del suelo expansivo al desecarse (Tsighe, 2008).

En general, estos terrenos cumplen las siguientes premisas:

- Están compuestos en una alta proporción por finos (material que pasa por el tamiz 0,08 mm), general los distintos autores establecen una proporción de finos de al menos el 30 % (Vallejo, 2002).
- En general el fenómeno de la expansividad está asociado a algunos tipos de arcillas: esmectitas, clorita y vermiculita hinchable (Tsighe, 2008).
- Tienen capacidad de adsorber cantidades relativamente grandes de agua lo cual hace que se expandan y que se contraigan cuando esta se evapora.

Factores que condicionan la expansividad (Tsighe, 2008):

- Factores composicionales: mineralogía de la arcilla, estructura cristalina y sus propiedades.
- Factores de estado: principalmente microfábrica, densidad seca, grado de humedad inicial y succión.

Además, necesitan una cara libre hacia la cual expandirse, ya que si la presión que actúa sobre el terreno expansivo es superior a la presión de hinchamiento del mismo (fuerza con la que aumenta de volumen al absorber agua), no se producirá la absorción de agua y, por tanto, no expandirá o lo hará en la dirección que no exista esa presión.

Por ello se tiende a hablar de que los terrenos expansivos provocan movimientos verticales (hacia arriba y hacia abajo) en el terreno y las estructuras apoyadas, pero en realidad la presión de expansión se produce en todas direcciones, pero normalmente en un terreno horizontal la única cara libre es hacia arriba, pero en determinadas situaciones: una excavación, un acantilado, un talud bastante vertical, también existe una cara libre en la horizontal, en cuyo caso la expansividad provocará inestabilidades.

Otro punto importante es que los terrenos expansivos siempre lo son, una capa de terreno con potencial expansivo pero que se encuentra a 100 m de profundidad no experimenta cambios en su volumen a pesar de que se produzcan cambios en la humedad ya que la presión de tierras es superior a la presión de hinchamiento del terreno. No obstante, si por cualquier razón (por ejemplo. una excavación, un túnel, la construcción de sótanos en un edificio...) esta capa queda expuesta o encuentra una cara libre comenzará a sufrir cambios de volumen con los cambios de humedad siempre que no exista una presión que lo impida.

El factor más importante para que se produzcan fenómenos expansivos son las variaciones en las condiciones de humedad en las que se encuentra el terreno. Este punto es muy importante en geotecnia, un terreno que se encuentre permanentemente saturado estará en su estado de máximo hinchamiento por lo que no aumentará su volumen y, mientras no se produzca una desecación del mismo, tampoco sufrirá fenómenos de contracción. E igualmente, al revés, un terreno expansivo que se encuentre siempre seco no experimentará cambios de volumen mientras no se produzca un aumento de la humedad. Por ello se habla de terrenos con potencial expansivo.

Por lo que el clima es uno de los principales factores que influyen en la expansividad. Se puede evaluar la influencia del clima en una zona conociendo la precipitación y la evapotranspiración local (se obtienen de las estaciones meteorológicas) basándose en el

índice de Thornthwaite (TMI) que se relaciona con el espesor de la capa activa según la siguiente tabla (Smith, 1993):

Zona Climática	Rango TMI	Clasificación Climática	Profundidad de capa activa Chang Hs (Fityus et al. 1998)
1	> 40	Húmeda Costa / Alpina	1,5 m
2	10 to 40	Húmeda Templada	1,5 - 1,8 m
3	-5 to 10	Templada	1,8 - 2,3 m
4	-25 to 5	Seca Templada	2,3 - 3,0 m
5	-40 to -25	Semi-Árida	3,0 - 4,0 m
6	< -40	Árida	> 4,0 m

Tabla 1 Clasificación del clima a partir del rango TMI (Thornthwaite Moisture Index) y su relación con la profundidad de capa activa

Los climas con mayores problemas por fenómenos expansivos son los de las zonas 3, 4 y 5 debido a que las variaciones en la humedad del terreno son mayores.

### 2.2 Identificación geotécnica de suelos expansivos

La bibliografía recoge un amplio número de índices y ensayos para definir y/o evaluar la capacidad expansiva de un suelo. Las propuestas abarcan desde pequeñas pistas de campo o índices mineralógicos que adviertan de su expansividad potencial, hasta medidas de succión realizadas in situ. La tabla que se muestra en la Figura 1 recoge los procedimientos de identificación y medida más usuales:

<b>TÉCNICAS INDIRECTAS</b>	Métodos Identificativos	Composición de la fracción arcillosa y eventualmente textura	Difracción de rayos X
			Microscopía electrónica
			Análisis térmico diferencial
			Adsorción de etilen-glicol y glicerina
	Métodos Cualitativos	Características físicas y fisicoquímicas	Capacidad de cambio de cationes
			Análisis por sedimentación del contenido coloidal
			Superficie específica de las partículas de arcilla
	Métodos Orientativos	Características organolépticas	Límites de Atterberg
			Retracción lineal
			Actividad
<b>TÉCNICAS DIRECTAS</b>	Métodos Valorativos	Estado del suelo	Sistema USCS
			Sistema ASSTHO
			Humedad natural
	Métodos Cuantitativos	Ensayos de expansión en el edómetro	Grado de saturación
			Ensayo de expansión de Lambe
			Entumecimiento en el ensayo CBR
			Índices edométricos
Métodos Cuantitativos	Ensayo de succión	Hinchamiento libre	
		Presión de hinchamiento	

Figura 1 Métodos de identificación de suelos expansivos (Rodríguez Ortiz, 1975)

### 2.2.1 Observaciones en campo que indican posible expansividad

Se han recopilado los principales indicios que se pueden apreciar en campo para estar prevenido frente a la posibilidad de que el terreno sea expansivo (Nelson & Miller, 1992):

- La presencia de grietas de retracción, solo durante la época seca (ver Figura 2). Estas grietas que pueden alcanzar 1 m de profundidad o más, aunque su apertura no suele superar los 3-4 cm, se producen por la desecación del terreno, es decir, se produce una retracción que da lugar a estas grietas.



*Figura 2 Grietas de desecación. Fotografía de la zona de Sevilla*

- En situaciones húmedas, las arcillas expansivas tienden a quedarse pegadas a las manos y las botas manchándolas.
- Si se le hace un corte limpio a una arcilla expansiva, suele presentar un reflejo o brillo como el jabón.
- Presentan una alta resistencia a la penetración cuando se encuentran secas, pero baja cuando están húmedas.
- Ciertos tipos de plantas, como los Mezquites en Texas y México, tienden a crecer en arcillas expansivas (Nelson & Miller, 1992).
- Presencia de grietas en estructuras ligeras cercanas (como cobertizos o pequeñas casas).

### 2.2.2 Determinación de la expansividad: criterios indirectos

Los indicios comentados en el apartado anterior pueden alertar de la posible presencia de arcillas expansivas en el terreno, no obstante, es necesario realizar ensayos de laboratorio que permitan determinar si un terreno es expansivo o no.

Los métodos indirectos recurren a la identificación mineralógica o de parámetros vinculados directamente a la composición, textura y comportamiento del suelo, contrastados por la

experiencia en el comportamiento de suelos semejantes. Se utilizan normalmente complementándose entre ellos y con ensayos directos de determinación de la expansividad.

Los ensayos de laboratorio en los que se apoyan son:

- **Difracción de rayos X:** permite conocer la mineralogía de las arcillas, para poder conocer si la muestra tiene minerales de la arcilla expansivos y en qué porcentaje se encuentran. De los tipos de arcillas expansivas, de mayor a menor potencial expansivo se encuentran las montmorillonitas sódicas, las montmorillonitas cálcicas, vermiculitas, illitas y, por último, las caolinitas. No obstante, este ensayo no suele usarse de manera extensiva ya que es un ensayo que no hacen la mayoría de los laboratorios, es caro y da una respuesta cualitativa.
- **Curva granulométrica**, se obtiene a partir del análisis granulométrico de suelos por tamizado (según norma UNE 103101:1995). Es un dato necesario y básico para la caracterización de cualquier tipo de suelo. Permite conocer el porcentaje de finos (partículas que pasan por el tamiz 0,08 mm) de la muestra, normalmente se toma un 30% como el porcentaje mínimo para considerar el riesgo de expansividad de la muestra (Rodríguez Ortiz, 1975). Si se quiere diferenciar entre arenas finas, limos y arcillas, se debe realizar el ensayo de sedimentación (según norma UNE 103102:1995).
- **Límites de Atterberg:** Permite obtener los parámetros de Atterberg, el límite líquido según norma UNE 103103:1994 (LL, humedad a la que el terreno pasa de tener un comportamiento plástico a líquido), el límite plástico según norma UNE 103104:1993 (LP, humedad a la cual la muestra pasa de tener un comportamiento semisólido a plástico) y el índice plástico (IP, rango de humedad para el cual la muestra tiene un comportamiento plástico,  $IP=LL-LP$ ).

Cuanto mayor es el índice plástico, IP, mayor probabilidad tendrá la muestra de ser expansiva. Para  $IP>15$  se considera que el terreno presenta potencial expansivo (IBC, International Building Code, 2018). Normalmente, un LL superior a 50 se considera indicativo de la posible presencia de arcillas expansivas.

Los límites de Atterberg, son un ensayo barato, rápido y que siempre se realiza en cualquier identificación de suelos ya que permite la clasificación del mismo, en combinación con la curva granulométrica, gracias a los gráficos de Casagrande y las tablas de clasificación de suelos de la USCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Normalmente, los suelos expansivos se encuentran en su mayor parte en los grupos CL y CH, si bien no todos los suelos de esos grupos manifiestan expansividad, por otra parte, hay suelos clasificados como MH que pueden ser expansivos.

Skempton, 1953, definió la medida de la **actividad coloidal (A)** de la arcilla que relaciona el contenido en arcillas con el índice plástico IP ( $A=IP/\%<2\ \mu\text{m}$ ) y se utiliza como índice de su expansividad potencial.

### 2.2.3 Determinación de la expansividad: criterios

Los ensayos directos que se realizan en el laboratorio más comunes son:

- **Ensayo Lambe (UNE 103600:1996):** mide el cambio potencial de volumen y el índice de hinchamiento. No obstante, está en desuso por varios factores: solo toma la fracción fina de la muestra (la que pasa el tamiz ASTM nº10, tamiz de 2 mm), se realiza sobre muestra remoldeada, da un resultado cualitativo (solo indica si la muestra es o no expansiva).
- **Ensayo de hinchamiento libre en edómetro (UNE 103601:1996):** mide el hinchamiento vertical que se produce en el edómetro bajo una presión de 10 kPa y acceso libre de agua. Se realiza sobre muestra inalterada. Muy utilizado en clasificación de terrenos para la construcción de terraplenes y también para todo tipo de obras.
- **Ensayo de presión máxima de hinchamiento (UNE 103602:1996):** similar al anterior, pero en este caso se mide la presión necesaria para impedir el aumento de volumen, lo cual permite conocer las cargas que deben transmitir las cimentaciones para contrarrestar el potencial expansivo del terreno.

A partir de estos resultados, se define el grado de expansividad del terreno, Vijayverguya y Ghazzaly (1973) propone la siguiente clasificación:

Presión máxima de Hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre % $\sigma_v=10\ \text{kPa}$	Grado de expansividad
< 30	0 - 1	Bajo
30 - 120	1 - 4	Medio
120 - 300	4 - 10	Alto
> 300	> 10	Muy alto

Tabla 2 Grados de expansividad (Vijayverguya y Ghazzaly, 1973)

Para suelos expansivos españoles, Cuéllar (1978) propuso la siguiente tabla para muestras compactadas a la densidad máxima y humedad óptima del ensayo próctor normal.

Presión máxima de Hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre % $\sigma_v=10$ kPa	Grado de expansividad
< 25	0 - 1.5	Bajo
25 - 125	1.5 - 5	Medio
125 - 300	5 - 10	Alto
> 300	> 10	Muy alto

Tabla 3 Grados de expansividad (Cuéllar, 1978)

Los ensayos directos son más caros y tediosos por lo que se suelen realizar una vez que se sospecha del potencial expansivo del terreno, pero no de manera sistemática como las granulometrías y los límites de Atterberg.

Para el caso que nos atañe, los parques fotovoltaicos, el ensayo más usado, una vez que se considera que el riesgo de expansividad puede afectar al proyecto, es el de la presión máxima de hinchamiento tal y como se explica más adelante en el capítulo 3.

#### 2.2.4 Clasificaciones de suelos expansivos en base a ensayos directos e indirectos

Debido a lo extendido del uso de los métodos indirectos para la identificación general de suelos, numerosos autores han realizado estudios que han permitido clasificar el grado de expansividad de un suelo correlacionando los resultados obtenidos mediante métodos indirectos con el grado de expansividad esperable de un terreno y con los resultados esperables en los ensayos directos, entre ellos destacan los siguientes:

Grado de expansión	Contenido Coloidal % <0,001 mm	Índice de Plasticidad	Límite de Retracción	Expansión Probable, % total de cambio de volumen
Bajo	<15	<18	<15	<10
Medio	13-23	15-28	10-16	10-30
Alto	20-13	25-41	7-12	20-30
Muy alto	>28	>35	>11	>30

Tabla 4 Grado de expansión (Método USBR. Holtz y Gibbs, 1956)

Expansividad	Límite de retracción	IP	WL	% <0,08 mm	% <0,001 mm	Actividad (Skempton mod.)	Potencial hinchamiento (Seed %)	Índice Lambe (kPa)	Presión hinchamiento probable (kPa)	Hinchamiento probable superficie (cm) (McDowell)	% hinchamiento probable
Baja	>15	<18	<30	<30	<15	<0,5	0,0-1,5	<80	<30	0-1	<1
Media	12-16	15-28	30-40	30-60	13-23	0,5-0,7	1,5-5,0	90-150	30-120	1-3	1-5
Alta	8-12	25-40	40-60	60-95	20-30	0,7-1,0	5,0-25,0	150-230	120-300	3-7	3-10
Muy alta	<10	>35	>60	>95	>30	>1,0	>25,0	>230	>300	>7	>10

Tabla 5 Criterios de expansividad (Recopilados por Rodríguez Ortiz, 1975)

Grado de expansión	% <0,08 mm	Límite líquido	S.P.T.	Expansión Probable %	Presión hinchamiento (kPa)
Bajo	<30	<30	<10	<1	<150
Medio	30-60	30-40	10-20	1-5	150-250
Alto	60-95	40-60	20-30	3-10	250-1000
Muy alto	>95	>60	>30	>10	>1000

Tabla 6 Grado de expansión (Chen, 1988)

Grado	Expansividad	% <0,08 mm	Límite Líquido	Índice Lambe (kPa)	Presión de hinhchamiento (kPa)	Hinchamiento libre (%)
I	Baja	<30	<35	<80	<25	<1
II	Baja a media	30-60	35-50	25-125	25-125	1-4
III	Media a alta	60-95	50-65	150-230	125-300	4-10
IV	Muy alta	>95	>65	>230	>300	>10

Tabla 7 Grados de expansividad (González de Vallejo, 2002)

Estas tablas son de uso común en la geotecnia para determinar el grado de expansividad de un terreno, aplicándolos también en los proyectos de construcción de plantas fotovoltaicas, en los que, debido a la gran superficie ocupada por los mismos, se tiende a tener muchos resultados de identificación de suelos, como son el contenido en finos y los Límites de Atterberg, y muy pocos ensayos de determinación de la expansividad por criterios directos. Por lo que estas tablas permiten saber en qué rango o grado de expansividad se encuentra un terreno y cuáles son los máximos valores de presión máxima de hinchamiento o de hinchamiento libre esperables para dimensionar las cimentaciones de manera preliminar previo a la realización de los ensayos directos.

### **2.3 Capa Activa**

Se define como capa activa al espesor superficial del terreno que está expuesto a las variaciones de humedad provocadas generalmente por los cambios estacionales, época húmeda y seca. En la Figura 3 se muestra una ilustración de Nelson y Miller, 2002, indicando el perfil tipo de variación de humedad según la época del año en la capa activa.

Esto implica, tal y como se ha comentado anteriormente, que aquellas zonas en las que no se producen variaciones en la humedad del terreno debido a que siempre se encuentran húmedas o secas, no presentan capa activa ni fenómenos expansivos.

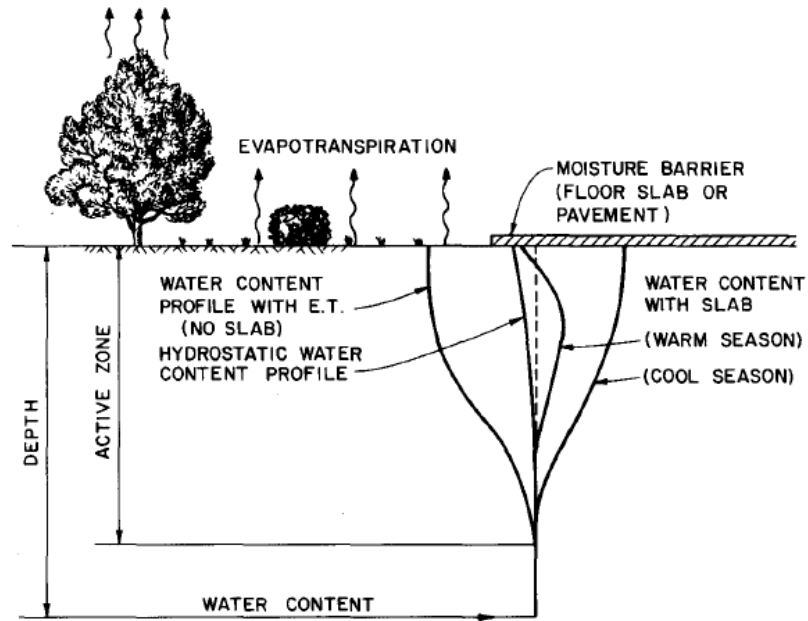


Figura 3 Perfil de variaciones en la humedad del terreno en la capa activa (Nelson & Miller, 2002)

El fenómeno de la expansividad, y los espesores de capa activa, son mayores en los climas semiáridos como los de la península Ibérica, debido a que existe una época lluviosa y fría y otra muy caliente y seca que maximiza la evaporación y desecación del terreno. En los climas extremos las variaciones de humedad son más acuciantes, mientras que en los climas tropicales o desérticos la humedad es más constante a lo largo de todo el año.

Determinar el espesor de la capa activa es muy importante en geotecnia ya que de ello depende la solución de cimentación. Para ello los distintos países desarrollan mapas, con muy poca resolución, en los que se determina el espesor de la capa activa. Son siempre espesores conservadores, en España se toma como norma general 3 m de espesor de capa activa excepto para la cuenca del Guadalquivir donde se aumenta hasta 4 m (Jiménez Salas, 1980).

En las zonas en las que no existen mapas o en los proyectos que se quiere afinar para reducir el coste final de proyecto, se pueden hacer los siguientes cálculos o aproximaciones al espesor de la capa activa (Nelson & Miller, 1992):

- Tomar varias muestras inalteradas del terreno a varias profundidades y determinar su humedad ( $w$ ) y límites de Atterberg, después se grafican los resultados ( $w/IP$ ) en función de la profundidad según se muestra en la Figura 4, cuando se vuelve más o menos constante, se toma esa profundidad como el espesor de la capa activa.

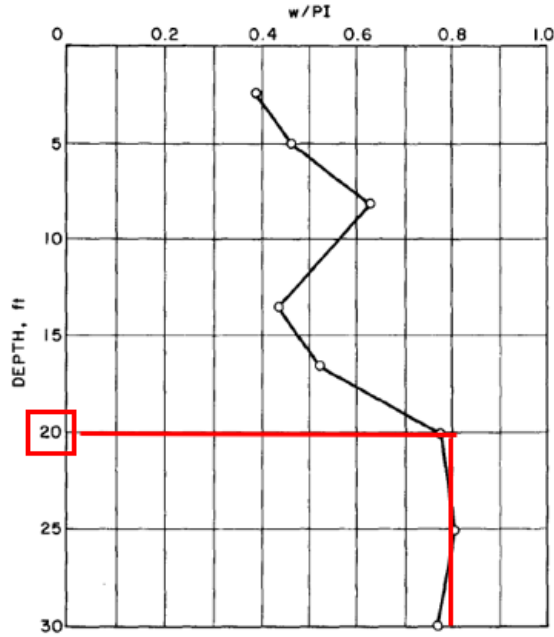


Figura 4 Gráfico w/IP vs profundidad para la determinación del espesor de la capa activa (Nelson & Miller, 2002)

- Medir la profundidad máxima alcanzada por las grietas de retracción en la zona de estudio (solo durante la época seca, preferiblemente al final de esta cuando la desecación es máxima) y multiplicar esta profundidad por 2 tomando el resultado como el espesor de capa activa (normativa australiana AS 2870-2011). En ocasiones es difícil medir la profundidad de las grietas por su estrechez por lo que se debe sobreestimar la medición o abrir una calicata en la zona de la grieta para determinar su alcance. Ver ejemplo en la Figura 5.



Figura 5 Grietas de retracción vistas con ayuda de una calicata

### 3. PROBLEMÁTICA Y PARTICULARIDADES DE LOS PROYECTOS SOLARES

Los parques solares, al menos los que se construyen actualmente, son estructuras muy ligeras cimentadas generalmente mediante perfiles de acero hincados de manera directa normalmente hasta profundidades máximas de 3,0-3,5 m, por lo que no es posible contrarrestar el efecto de la expansividad con la carga transmitida como se hace comúnmente en edificación. En los proyectos fotovoltaicos, la carga predominante o limitante para el cálculo, es la carga lateral.

A continuación, se resumen los métodos de cimentación de plantas fotovoltaicas más comunes:

- Hincado directo: consiste en hincar un perfil de acero en el terreno mediante percusión hasta una profundidad comprendida generalmente entre 1,5 y 3,5 m. Es la solución más común en plantas fotovoltaicas debido a la rapidez de su ejecución, y a su bajo coste.
- Predrilling o preperforación más hincado directo: se realiza una perforación previa mediante percusión o rotopercusión (normalmente con diámetro igual al 60% del diámetro efectivo del perfil a hincar para no perder propiedades geotécnicas del terreno, en roca este diámetro de perforación se aumenta hasta el 100%) y posteriormente se rellena el agujero (normalmente con terreno de la misma parcela) y se hincan los perfiles de acero. Es necesario recurrir a este método si el terreno es demasiado duro, gravoso o si existe presencia de roca somera que impide el hincado directo del perfil.
- Cimentación mediante zapatas superficiales corridas. Es un método más caro y en desuso actualmente en este tipo de proyectos, además después de la vida útil del proyecto se deben retirar las zapatas lo cual encarece aún más el método. Las cimentaciones de este tipo sufren más de los fenómenos expansivos y carecen del peso suficiente para contrarrestar el efecto expansivo.
- Micropilotes. En las plantas solares se denomina micropilote a una pre-perforación de unos 300 mm de diámetro la cual se rellena de hormigón y se hincan los perfiles de acero en su interior antes del fraguado. Se recurre a esta solución en terrenos muy blandos en los que sería necesario hincar los perfiles más de 4,0 m si se recurre a hincado directo, de este modo, y gracias al mayor peso y fricción que aporta el hormigón, se reducen las profundidades de cimentación generalmente a 1,5 m por lo que el ahorro en acero es considerable. También se recurre a esta opción en terrenos extremadamente agresivos al acero, ya que de este modo el hormigón actúa de

protección frente a la corrosividad. No obstante, al aumentar la fricción con el terreno, no mejora la situación frente a fenómenos expansivos.

- Heli-piles o perfiles con hélice: son perfiles tubulares con una o varias hélices a lo largo de su longitud. Se introducen en el terreno a rotación, su utilidad se basa en que la hélice aumenta mucho la resistencia a tracción y compresión del perfil. En España apenas se usan debido a su elevado coste y a que la acción más desfavorable en el cálculo de las cimentaciones para plantas solares es, en la mayoría de los casos, la carga lateral, para la cual no ofrece grandes beneficios. No obstante, si se usan en EE. UU. para contrarrestar el fenómeno del Frost Heave o congelación del terreno.

Además, los paneles solares ocupan grandes extensiones de terreno (lo cual provoca que en un mismo parque solar, las cimentaciones apoyen sobre distintas litologías) y se disponen en trackers o bancos longitudinales (lo que les confiere baja tolerancia a los asientos diferenciales), además el hecho de que ocupen grandes superficies de terreno, normalmente superiores a 30 ha y con promedios en torno a 50-100 ha, impide contemplar soluciones tales como una sustitución de terreno, o la creación de un terraplén que transmita una carga superior a la presión máxima de hinchamiento.

Para más complicación, estos proyectos se desarrollan muchas veces sobre terreno agrícola que se alquila por 25-35 años, esto obliga a dejar el terreno listo para continuar su cultivo con posteridad, lo cual implica que no se puede retirar ni dañar la capa vegetal, no se puede usar hormigón y no se puede realizar estabilización del terreno con cal o cenizas. Provocando que no se pueda recurrir a la solución de zapatas superficiales corridas o a la de micropilotes comentadas anteriormente, ya que las normativas de medioambiente no lo permiten en según qué terrenos.



*Figura 6 Aspecto de un parque solar, extraído de la página web de SOLTEC*

Las estructuras de las plantas solares poseen mecanismos de rotación y orientación de los paneles hacia la radiación solar para maximizar la generación de energía que también permiten poner los paneles en posición de defensa cuando se producen rachas de viento demasiado fuertes.

Debido a la ligereza de la estructura y la necesidad de que pueda rotar los paneles, hace que sea muy importante que la estructura no sufra torsiones ni tensiones no previstas, tales como las que pueden generar los asentamientos diferenciales obligando a estos mecanismos a trabajar con un mayor desgaste o llevándolos incluso a la rotura.

La profundidad de cimentación de los tracker se calcula teniendo en cuenta las cargas a las que va a estar sometido el perfil debido a la acción del viento, la nieve y el propio peso de la estructura, obteniéndose cargas laterales, que generan momentos bastante elevados, y cargas de tracción considerables como las cargas críticas que soportan estas estructuras. Cuanto mayor sean las cargas y/o más blando sea el terreno, se deberá profundizar más la cimentación.

La Figura 7 muestra el esquema de la cimentación de un panel solar y aspecto de un perfil de acero típico empleado en la cimentación de parques fotovoltaicos, en este caso un perfil W6x9 (150x100x4 mm):

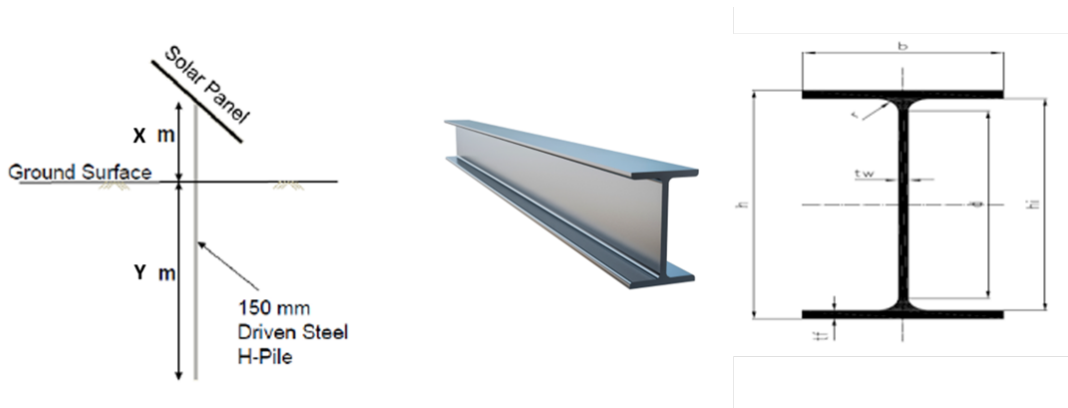


Figura 7 Detalle de perfil de acero típico para la cimentación de parques fotovoltaicos

### **3.1 Cómo afecta la expansividad a un parque fotovoltaico**

Como se ha comentado anteriormente, los parques fotovoltaicos se cimentan mediante perfiles de acero hincados en el terreno, normalmente no superando los 3 m de profundidad debido a temas de rentabilidad (se debe emplear más acero) y ejecución en obra (los perfiles más largos de 5 m requieren de máquinas de hincado más altas y menos comunes, y, por tanto, más caras, además, no son fácilmente manejables por el personal de obra).

Si un terreno presenta un estrato superficial expansivo podrán ocurrir dos situaciones dependiendo de la época del año:

**I. Durante la época húmeda** la capa superficial del terreno se hincha provocando el levantamiento del terreno tirando del perfil hacia arriba como con intención de extraerlo.

Si el perfil está completamente dentro de la capa activa, se moverá solidariamente con el terreno provocando movimientos diferenciales a lo largo de los tracker ya que estos movimientos no son homogéneos si no que existirán zonas donde el terreno hinche más, zonas donde lo haga menos y zonas donde no hinche nada debido a varios factores: zonas donde se acumula más humedad, zonas donde el porcentaje de finos es menor, zonas donde hay otro terreno no expansivo...

Por otro lado, si la cimentación se encuentra hincada a una profundidad mayor al espesor de capa activa, cuando el terreno hinche existirá una zona con fuste vertical hacia arriba y otra con fuste vertical hacia abajo, el objetivo es hincar el perfil lo suficiente como para que el fuste vertical hacia abajo sea igual o superior a la fuerza que tira hacia arriba, de esta manera no se producirán movimientos verticales en la estructura (ver Figura 8). Estos cálculos se detallan en el apartado 3.2.

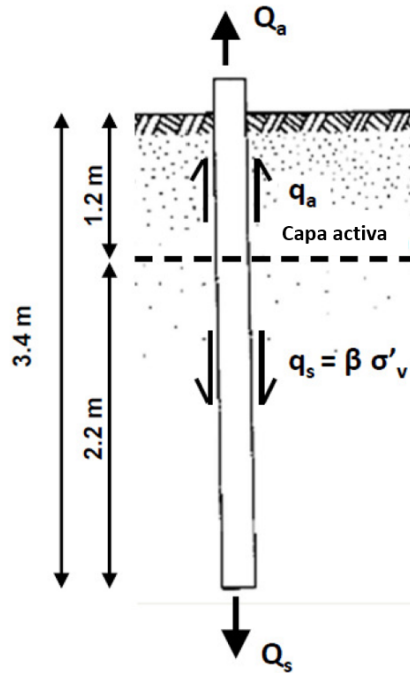


Figura 8 Ejemplo de cimentación para parque fotovoltaico en terreno expansivo (Imagen extraída de “A case study of frost action on lightly loaded piles at Ontario solar farms”, GeoQuebec, 2015)

**II. Durante la época seca** se forman grietas de retracción por la pérdida de volumen del terreno debida a la desecación, provocando que los perfiles hincados pierdan el agarre o fuste con el terreno hasta una cierta profundidad, generalmente del orden de 0,5-1,5 m (ver Figura 10). Esta situación también es bastante crítica porque se deben realizar los cálculos de la profundidad de cimentación teniendo en cuenta que ese espesor de terreno no contribuye a la resistencia.

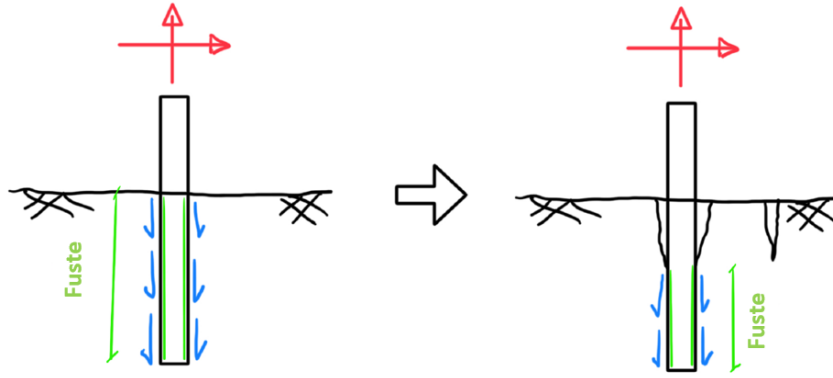


Figura 9 Esquema de pérdida de fuste debido a la presencia de grietas de retracción

Por todo lo comentado, tanto las particularidades de los parques solares fotovoltaicos, como la afección de la expansividad a los mismos, este fenómeno tiene un gran impacto en el coste y viabilidad de los proyectos fotovoltaicos, por ello en este trabajo se trata de arrojar más luz sobre este fenómeno, en lo que respecta a su impacto en las plantas fotovoltaicas, ya que los tratamientos comunes de esta afección que se emplean en obras lineales o edificación no son aplicables a este tipo de proyectos.

### **3.2 Soluciones típicas a los problemas de expansividad y por qué no son aplicables a proyectos fotovoltaicos**

En este apartado se repasarán las soluciones típicas a los problemas de expansividad del terreno y se analizará por qué no son efectivas en proyectos fotovoltaicos:

#### **3.2.1 Compensar la presión máxima de hinchamiento con una carga superior**

Se basa en que las cimentaciones transmitan una carga igual o superior a la presión máxima de hinchamiento del terreno, de modo que este no puede adsorber agua e hinchar.

Debido a la ligereza de las estructuras fotovoltaicas, estas no pueden transmitir cargas elevadas al terreno de manera constante solo debido a su peso propio.

Se podrían barajar otras opciones como construir un terraplén sobre el terreno expansivo, no obstante, la gran superficie ocupada por una planta fotovoltaica, generalmente del orden de 50 ha, hace inviable económicamente esta solución.

Además, tal y como se ha comentado anteriormente, si la parcela es de uso agrícola debe ser restituida a su estado original al final de la vida útil de la planta.

#### **3.2.2 Estabilización con cal, cenizas o realizando una sustitución de material**

Se ha demostrado en numerosos estudios que la mezcla del terreno natural expansivo con cal o cenizas de horno puede minimizar o inhibir el efecto expansivo del mismo. También se puede retirar la capa superficial expansiva y sustituirla por un terreno no expansivo.

No obstante, sucede lo mismo que en el punto anterior, la gran superficie ocupada por la planta solar sumada a la obligación de restituir el terreno a su estado original, hacen inviable esta solución.

Otra particularidad de los parques solares es que se pueden construir en casi cualquier tipo de terreno y no existen grandes condicionantes que obliguen a construir el proyecto en un sitio determinado por lo que si la parcela es muy problemática generalmente se busca otra. Además, su principal virtud es su relación coste de implantación frente a energía generada, siendo la más barata, pero para ello se deben dar unas condiciones apropiadas.

### **3.2.3 Cimentación bajo la capa activa**

Consiste en cimentar por debajo de la capa activa de modo que la sujeción del terreno que se encuentra por debajo de la capa activa iguale o supere a la fuerza vertical ascendente que provoca la expansividad.

Esta solución es la que se aplica en la cimentación de plantas fotovoltaicas sobre terrenos expansivos, no obstante, tiene como limitación que en general no es rentable recurrir a profundidades de cimentación muy superiores a los 4 m de empotramiento de perfiles metálicos, por lo que si ese empotramiento no es suficiente para vencer las fuerzas expansivas del terreno, el proyecto probablemente no sea rentable económicamente por lo que no se ejecutaría a menos que fuese necesario y se movería a otra parcela menos problemática. Normalmente estas estructuras presentan una tolerancia de 40-50 mm a los movimientos verticales diferenciales entre perfiles consecutivos.

### **3.2.4 Heli-piles**

Los heli-piles o perfiles con hélice son una de las propuestas típicas para afrontar los problemas de expansividad en plantas solares. Son perfiles de acero tubulares que en su punta llevan una hélice, el principio se basa en que, si esa hélice se encuentra por debajo de la capa activa, aumenta enormemente la sujeción del perfil contrarrestando el efecto de levantamiento de la capa activa.

Se han usado en EE. UU. para problemas relacionados con el Frost Heave, fenómeno que tiene muchos paralelismos con la expansividad (Levasseur, et al., 2015).

El fenómeno del Frost Heave se produce cuando la capa superficial del terreno se congela durante el invierno aumentando su volumen y provocando un levantamiento de la superficie.

No obstante, los heli-piles, presentan algunos problemas: son más caros, la estructura requiere de más apoyos y se introducen en el terreno mediante rotación lo cual provoca que la hélice a medida que penetra en el terreno rompe su estructura y crea una vía preferente de

entrada de manera que provoca que el agua penetre más profundo en el terreno y se evapore más, aumentando el espesor de capa activa quedando esta nuevamente por debajo de la hélice perdiendo eficacia (ver Figura 10).

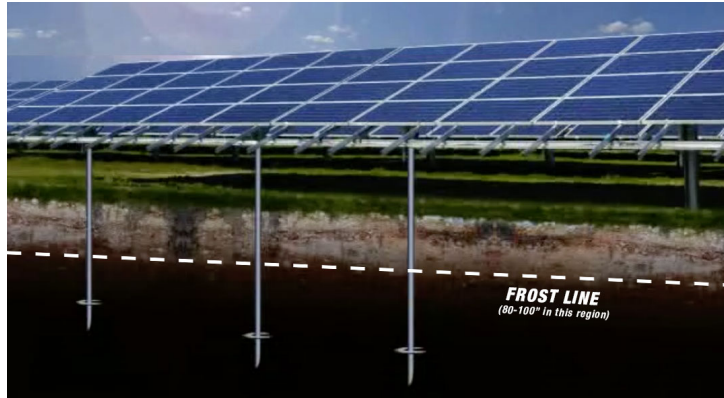


Figura 10 Esquema de cimentación de estructuras fotovoltaicas con helical piles (<https://www.cantsink.com/>)

### 3.2.5 Conclusión

Por todo lo comentado anteriormente, para los proyectos de plantas solares en el caso de que el terreno sea expansivo la única solución viable es cimentar por debajo de la capa activa mediante la cimentación profunda.

Para ello es necesario conocer:

- Espesor de la capa activa
- Presión máxima de hinchamiento del terreno
- Resistencia por fuste del terreno (depende de la profundidad de empotramiento)

De este modo, para el caso de cimentaciones profundas por el método de hincado directo, podremos calcular la resistencia por fuste necesaria para resistir el movimiento vertical hacia arriba provocado por la expansividad. De la resistencia por fuste necesaria se obtiene la profundidad de empotramiento mínima.

Después, se debe verificar que dicha profundidad de empotramiento no solo resiste la expansividad del terreno, sino que además es suficiente para resistir las cargas a las que va a estar sometido el perfil debido a las acciones del viento, nieve y peso propio, tanto en situaciones normales como considerando la máxima profundidad de grietas de retracción observada, ya que el espesor superficial del terreno con presencia de grietas de retracción no contribuye al fuste durante la época seca.

Según la posición de los perfiles en el parque solar, más o menos expuestos al viento, existen perfiles con solicitaciones de carga mayores o menores pero todos ellos deben cumplir con el empotramiento mínimo que evite los movimientos verticales debidos a la expansividad.

#### **4. ANÁLISIS DE CORRELACIONES Y NORMATIVAS**

En este apartado se analizarán las principales correlaciones y métodos de determinación del hinchamiento del terreno de uso común en el cálculo de cimentaciones para estructuras fotovoltaicas.

Se ha de tener en cuenta que, en el momento de redacción del presente trabajo fin de master, no existe una normativa propia para el cálculo de cimentaciones de plantas fotovoltaicas si no que se diseñan las cimentaciones en función de las cargas de cálculo de proyecto y ensayos in situ de carga denominados Pull-out test (POT).

Al ser un sector relativamente reciente, no existe normativa específica ni bases teóricas particulares para el diseño de cimentaciones ni del tratamiento de los fenómenos de expansividad del terreno para estructuras fotovoltaicas. Por ello se usan distintos métodos o normativas internacionales que abordan el tema de la expansividad de manera más específica. A continuación, se repasan algunas de las normativas que se aplican actualmente para el análisis de la expansividad del terreno y su afección a las plantas fotovoltaicas:

##### **4.1 Normativa española y europea de cimentaciones (CTE y Eurocódigo-7)**

Según el Documento Básico SE-C: Seguridad y Cimientos del Código Técnico de la edificación y el Eurocódigo-7, se deberá definir la expansividad del terreno en el estudio geotécnico en base a los ensayos de laboratorio descritos anteriormente (presión máxima de hinchamiento, hinchamiento libre en edómetro y ensayo Lambe), sobre muestra inalterada.

Después, se debe dimensionar la cimentación o la estructura de contención para que resista la presión de hinchamiento o posibles levantamientos del terreno o empujes que pueda generar el terreno expansivo, generalmente por peso propio/carga transmitida o mediante una cimentación profunda.

##### **4.2 Normativa americana de cimentaciones (ASCE-7)**

La normativa americana ASCE tampoco recoge una metodología para el diseño de cimentaciones en terrenos expansivos, sino que se limita a señalar que este tipo de suelos deben ser identificados y se debe cuantificar su grado de expansividad en función de los métodos y autores definidos en el Apartado 2 para después tomar las siguientes soluciones:

- Eliminación o reducción del grado de expansividad del terreno, mediante estabilización o sustitución del terreno o incluso mediante el control de la humedad del mismo.
- Usar estructuras lo suficientemente fuertes como para soportar los procesos de expansión y retracción sin sufrir daños, esto es principalmente transmitiendo una carga superior a la de expansión.

- Aislar la estructura del terreno expansivo mediante cimentaciones lo suficientemente profundas como para contrarrestar la presión de expansión.

**4.3 Normativa australiana de cimentaciones (AS 2870-2011)**

En Australia existen grandes problemas debidos a la expansividad de su terreno, por ello este fenómeno se ha estudiado y clasificado de manera exhaustiva en la normativa australiana, y es de uso común y referencia en el resto del mundo.

La normativa australiana AS 2870-2011 clasifica el terreno en función de su grado de expansividad en los siguientes grupos o clases, donde la clase A son suelos no expansivos y la E terrenos extremadamente expansivos. A partir de dicha clasificación de suelos, que se muestra en la Tabla 8, se estiman los siguientes movimientos verticales en la superficie del terreno:

Clasificación basada en la reactividad del terreno		
Clase	Cimentación	Movimiento característico en superficie
A	La mayoría de los sitios de arena y rocas con poco o ningún movimiento del suelo debido a los cambios de humedad	
S	Sitios de arcilla ligeramente reactivos, que pueden experimentar solo un ligero movimiento del suelo debido a los cambios de humedad.	0 - 20 mm
M	Sitios de arcilla o limo moderadamente reactivos, que pueden experimentar un movimiento moderado del suelo debido a los cambios de humedad	20 - 40 mm
H1	Sitios de arcilla altamente reactivos, que pueden experimentar un alto movimiento del suelo debido a los cambios de humedad	40 - 60 mm
H2	Sitios arcillosos altamente reactivos, que pueden experimentar un gran movimiento del suelo debido a los cambios de humedad	60 - 75 mm
E	Sitios extremadamente reactivos, que pueden experimentar un movimiento extremo del suelo debido a los cambios de humedad	>75 mm
P	Sitios que incluyen rellenos (consulte AS 2870 2.4.6), suelos blandos, como arcilla blanda o limo o arenas sueltas; deslizamiento de tierra; hundimiento de la mina; suelos colapsados; suelos sujetos a erosión; sitios reactivos sujetos a condiciones anormales de humedad o sitios que no pueden clasificarse de otra manera	

Clasificación por movimiento superficial característico (ys)	
Movimiento característico de la superficie (ys)	Clasificación del sitio
$0 < y_s \leq 20$	S
$20 < y_s \leq 40$	M
$40 < y_s \leq 60$	H1
$60 < y_s \leq 75$	H2
$y_s > 75$	E

Tabla 8 Clasificación de suelos según su potencial expansivo y movimientos verticales del terreno esperables, normativa australiana AS 2870-2011

Además, se define la profundidad de grietas de retracción esperable como la mitad del espesor de la capa activa hasta el espesor completo de la capa activa, por lo que se puede

estimar el espesor de la capa activa como el doble de la profundidad máxima detectada en una grieta de retracción en una parcela durante la época seca.

La normativa AS 2870-2011 correlaciona el índice de contracción e hinchamiento, shrink-swell index, (Iss) (G. Fityus et al., 2005) con el tipo de suelo según su potencial expansivo, según se muestra en la Tabla 9:

Clasificación AS 2870	Iss (% deformación / unidades pF)
Clase S	0.8-1.7
Clase M	1.7-3.3
Clase H	3.3-5.8
Clase E	>5.8

Tabla 9 Clasificación de suelos por su potencial expansivo a partir del shrink-swell index (Iss), G. Fityus et al., 2005

El shrink-swell index (Iss) se obtiene a partir del ensayo de contracción e hinchamiento del terreno, shrink-swell test, (según norma AS1289 7.1.1-1992) mediante la fórmula siguiente:

$$I_{ss} = \frac{\varepsilon_{Shrink} + \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{Swell}}{1,8}$$

Donde:

$I_{ss}$  = Índice de hinchamiento y contracción (Shrink-swell index), tiene unidades % de deformación / pF.

$\varepsilon_{Shrink}$  = deformaciones medidas en el test de contracción.

$\varepsilon_{Swell}$  = deformaciones medidas en el test de hinchamiento.

#### **4.4 Chen et al. (1988)**

El trabajo de Chen et al. (1988), no se trata de una normativa como tal, sino un método de cálculo del efecto que la expansividad ejerce sobre un pilote o cimentación profunda.

Permite calcular el fuste real de levantamiento (Fu) provocada por la expansividad del terreno a partir de la fórmula:

$$Fu = \varepsilon \cdot \text{Presión máxima de hinchamiento}$$

Donde:

$\varepsilon$  = Coeficiente de presión de levantamiento, entre la cimentación y el terreno

Presión máxima de hinchamiento (en condiciones secas) definido mediante el ensayo de presión máxima de hinchamiento definido anteriormente

Chen et al. (1988) definieron el valor de  $\varepsilon$  entre 0,10 y 0,25, hay que tener en cuenta que estos coeficientes se definieron para pilotes de hormigón, mucho más rugosos que los de acero, hasta el momento ningún autor ha definido coeficientes específicos para perfiles de

acero hincados, por lo que en la práctica habitual en los proyectos solares se toma el coeficiente 0,10 o 0,15 ya que se encuentran del lado de la seguridad.

Después, se puede calcular el empotramiento necesario del perfil para contrarrestar el fuste de levantamiento, para ello es necesario conocer: el espesor de la capa activa, el fuste de levantamiento y el fuste resistente, a partir de los cuales se debe de alcanzar el equilibrio,  $FS=1$  ( $FS$  = factor de seguridad), por lo que es posible despejar el empotramiento necesario del perfil para contrarrestar dicho efecto.

$$FS = \frac{\text{Fuste levantamiento} \cdot \text{espesor capa activa}}{\text{Fuste resistente} \cdot \text{empotramiento necesario}}$$

El fuste resistente se obtiene de los ensayos de carga de tracción (Pull-out test) realizados sobre perfiles hincados in-situ.

De esta manera se obtiene el empotramiento necesario para contrarrestar totalmente el levantamiento del terreno, lo cual obliga a ir a grandes profundidades de empotramiento ya que no se tiene en cuenta el desplazamiento admisible por la estructura, además los coeficientes ( $\varepsilon$ ) definidos por Chen et al., 1988, son conservadores ya que se definieron para pilotes de hormigón.

#### **4.5 Conclusión**

Tras analizar las distintas correlaciones y aproximaciones al hinchamiento del terreno y el levantamiento que puede experimentar el terreno, se concluye que los métodos utilizados y aquí descritos son métodos aproximados, indirectos y conservadores.

Como se ha comentado anteriormente, en general las normativas y soluciones propuestas no son se han realizado pensando en las cimentaciones de estructuras fotovoltaicas ni son aplicables a ellas debido a sus características particulares.

La única metodología válida sería la de Chen et al. 1988, que permite calcular cuánto se debe profundizar por debajo de la capa activa para contrarrestar el efecto de expansión de esta, no obstante los coeficientes de presión de levantamiento fueron definidos para pilotes de hormigón por lo que el cálculo con dichos coeficientes en el caso de las estructuras fotovoltaicas es demasiado conservador y provoca el sobre dimensionamiento de las cimentaciones.

El método empírico, que se describe en el próximo apartado, permite determinar de manera real y directa el levantamiento que experimenta la estructura con las oscilaciones de humedad del terreno.

## 5. MÉTODO EMPÍRICO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA EXPANSIVIDAD

La mayoría de los métodos descritos anteriormente en el capítulo 3 se han diseñado para cimentaciones de hormigón (muy rugosas) y sin superficie libre del terreno (la propia edificación impide que el terreno hinche libremente), no obstante, los parques fotovoltaicos dejan libre la superficie del terreno y están cimentados sobre perfiles de acero lisos (con una rugosidad muy baja), esto permite hinchar de manera más libre al terreno.

Por ello, para estudiar el impacto real que la expansividad del terreno de una determinada parcela tendrá sobre la estructura que se pretende construir, se recomienda realizar un estudio a escala real que permita determinar el levantamiento máximo que experimenta la estructura durante la época húmeda e incluso el impacto que las grietas de retracción pueden tener en la sujeción del terreno.

Este método consiste en hincar una serie de perfiles de acero en la parcela en la que se pretende construir la planta solar, es recomendable hacerlo en las zonas donde se ha detectado el mayor potencial expansivo (medido mediante alguno de los ensayos de laboratorio descritos anteriormente). Posteriormente, se humecta el terreno mientras que con una estación topográfica se miden los desplazamientos en cabeza de los perfiles a lo largo del tiempo. Se debe aprovechar para hincar varios perfiles a distintas profundidades de modo que se estudie el comportamiento de las distintas soluciones de hincado.

Para ello, se procede de la siguiente manera:

1. Es preciso realizar el hincado al final de la época seca (de modo que el terreno esté en su grado de saturación más bajo), ya que se puede humectar el terreno de manera artificial pero no secarlo.
2. Se construye una "piscina" alrededor del conjunto de perfiles (ver Figura 11). Se trata de realizar una zona de acumulación de agua de modo que se maximice la saturación del terreno en la zona de estudio.
3. Se coloca una estación topográfica cercana, pero en una zona que no sufra los efectos de la expansión, algún afloramiento rocoso cercano, o sobre una litología no expansiva.
4. Se toma una primera medida topográfica de las cabezas de los perfiles, es importante colocar una señal o blanco para medir siempre el mismo punto. Esta primera medida se tomará como medida 0.
5. Se establece un calendario de mediciones topográficas, por ejemplo, cada 2-3 días. Y para no depender completamente del clima, cuando no se produzcan precipitaciones, se vacía una cuba de 6-8 m<sup>3</sup> en la "piscina" para forzar la saturación del terreno.



*Figura 11 Aspecto de la “piscina” propuesta con los perfiles hincados en su interior. Fotografía cortesía de GEOINTEC*

El proceso de expansividad del terreno es un proceso lento, por lo que se deben alargar las mediciones durante al menos 2 meses, es importante iniciar el proceso al final de la época seca por dos razones: que el terreno se encuentre lo más seco posible en el momento de realizar la primera medición y porque según se entra en la época húmeda, las precipitaciones favorecerán el estudio.

Aprovechando el inicio de la época húmeda, no es necesario seguir humectando de manera artificial, el estudio se puede continuar a lo largo de toda la época húmeda realizando medidas topográficas una vez por semana o cada dos semanas para tener un estudio más completo con un coste bajo, incluso se pueden continuar las mediciones a lo largo de 1 año entero para tener el ciclo completo.

En conclusión, se trata de un método basado en la modelización o simulación a escala real de la cimentación de la futura planta solar y su comportamiento frente a los movimientos ascendentes del terreno durante la época húmeda debidos a la expansividad.

Nos permite saber el impacto real del efecto expansivo en la cimentación con un coste relativamente bajo y sin riesgo, de modo que se pueda definir una cimentación con movimientos esperables dentro de los límites de tolerancia de la estructura.

No obstante, para que estas medidas sean fiables se debe de partir del estado seco del terreno y prolongar las medidas el mayor tiempo posible humectando artificialmente el terreno siempre que no se produzcan precipitaciones para garantizar que las medidas que se toman son los máximos desplazamientos del terreno.

A continuación, se ilustran dos casos reales complementarios de medidas de expansión siguiendo el método empírico aquí descrito.

## **6. ESTUDIOS REALIZADOS POR GEOINTEC SIGUIENDO EL MÉTODO EMPÍRICO**

Se van a exponer dos casos reales en los que GEOINTEC llevó a cabo estudios de expansividad siguiendo el método empírico, descrito en el apartado anterior, para dos parques solares, uno en Australia y otro en Chile.

El primero, es un estudio realizado en Australia que carece de resultados de laboratorio previos y la planta solar se construyó directamente sin tener en cuenta los posibles problemas expansivos del terreno, más tarde, en fase de construcción comenzaron a observar movimientos del terreno y quisieron estudiar la afección que los mismos tendrían sobre la estructura. Además, en ese momento se encontraban al final de la época húmeda, por lo que se decidió realizar el estudio a la inversa (desde la época húmeda a la seca).

El segundo, es un proyecto en Chile en el que se realiza un estudio geotécnico anterior con ensayos de laboratorio en el que se detectó la existencia de un terreno expansivo y se decidió realizar un estudio de la afección del mismo a la planta solar siguiendo el proceso descrito en el apartado anterior, esto es comenzando las mediciones al final de la época seca y prolongándolas por un mes y medio.

### **6.1 Parque fotovoltaico en Queensland, Australia**

En este caso, el proyecto se encuentra situado en Queensland, Australia, y se encontraba ya construido en el momento de realizar el estudio, aunque aún no estaba operativo.

No se tienen muchos datos previos ya que el estudio geotécnico fue realizado por una empresa australiana (en 2016) distinta a GEOINTEC, alertando de la presencia de un terreno expansivo, no obstante, esta advertencia fue ignorada y se construyó el parque fotovoltaico sin realizar un estudio de expansividad de suelo más exhaustivo.

Al poco tiempo de terminar la construcción de la planta solar, se producen unas fuertes lluvias que inundan gran parte de la parcela y se observan los primeros movimientos del terreno, por lo que la empresa dueña del proyecto decide contratar a GEOINTEC para realizar el estudio del impacto que tendrá la expansividad en la estructura de la planta solar.

Teniendo en cuenta que las inundaciones se produjeron al final de la época húmeda, se decidió realizar una serie de mediciones topográficas en ese momento (marzo) y otras al final de la época seca (julio) para comparar las cotas topográficas y observar qué movimientos verticales, en este caso de contracción (hacia abajo), se producían. En la Figura 12 se muestran 3 fotografías del estado de la planta fotovoltaica tras las inundaciones.

En este caso, la tolerancia de la estructura era de 53 mm, por lo que movimientos diferenciales mayores eran potencialmente peligrosos y comprometían la vida útil del parque solar.

SUELOS EXPANSIVOS Y SU AFECCIÓN A LAS PLANTAS SOLARES FOTOVOLTAICAS



Figura 12 Aspecto del parque solar tras las inundaciones, fotografías cortesía de GEOINTEC

A continuación, se muestran los resultados de las mediciones (son medidas relativas a una cota 0 que se definió en campo), además se pueden observar las profundidades a las que se encontraban hincados los perfiles y los tracker (bancos de módulos) a los que pertenecían.

Las medidas “Measurement 1” se realizaron la primera semana de marzo y julio, las denominadas “Measurement 2” la segunda semana de marzo y julio y las “Measurement 3” la tercera semana de marzo y julio.

Zone / Tracker	Pile	Real driven depth (mm)	Measurement 1 (mm)			Measurement 2 (mm)			Measurement 3 (mm)		
			Wet Season	Dry Season	Difference	Wet Season	Dry Season	Difference	Wet Season	Dry Season	Difference
			March 2018	July 2018	DS1-WS1	March 2018	July 2018	DS2-WS2	March 2018	July 2018	DS3-WS3
07 / T01	06I	3631	954	960	6	953	957	4	955	960	5
07 / T03	09J	3700	885	950	65	885	905	20	886	908	22
07 / T12	14J	3806	779	778	-1	778	776	-2	779	775	-4
07 / T15	03B	3645	940	1064	124	940	1074	134	941	1090	149
10 / T08	06B	3565	1020	1020	0	1019	997	-22	1020	1010	-10
10 / T09	10J	1733	852	860	8	853	880	27	853	883	30
10 / T14	02D	3662	923	960	37	924	942	18	924	949	25
23 / T04	05I	3705	880	940	60	879	929	50	880	929	49
23 / T09	01B	3617	968	1000	32	967	980	13	968	983	15
23 / T14	13G	3685	900	940	40	901	920	19	901	924	23

SUELOS EXPANSIVOS Y SU AFECCIÓN A LAS PLANTAS SOLARES FOTOVOLTAICAS

Zone / Tracker	Pile	Real driven depth (mm)	Measurement 1 (mm)			Measurement 2 (mm)			Measurement 3 (mm)		
			Wet Season	Dry Season	Difference	Wet Season	Dry Season	Difference	Wet Season	Dry Season	Difference
			March 2018	July 2018	DS1-WS1	March 2018	July 2018	DS2-WS2	March 2018	July 2018	DS3-WS3
15 / T01	07H	3530	885	890	5	885	892	7	886	892	6
15 / T03	04C	3445	965	966	1	965	965	0	966	975	9
15 / T04	10D	3410	1020	1017	-3	1018	1020	2	1020	1020	0
15 / T06	03G	3390	955	966	11	954	965	11	955	965	10
15 / T08	12A	3475	907	925	18	905	926	21	907	929	22
15 / T10	14J	3430	890	904	14	890	899	9	891	903	12
15 / T13	07B	3360	957	970	13	957	978	21	958	978	20
15 / T16	12H	3505	934	940	6	933	946	13	934	945	11
15 / T19	05A	3305	963	1005	42	963	1000	37	964	1005	41
15 / T20	08G	3435	924	915	-9	923	917	-6	924	925	1
16 / T04	06G	2847	903	930	27	902	935	33	903	932	29
16 / T05	11H	3397	773	790	17	771	790	19	772	791	19
16 / T05	02D	3229	941	950	9	940	950	10	941	950	9
16 / T05	01G	3176	884	891	7	883	890	7	884	895	11
16 / T08	12B	3496	919	928	9	918	942	24	919	945	26
16 / T10	07I	3645	940	950	10	938	953	15	940	920	-20
16 / T12	05J	3715	870	874	4	869	875	6	870	880	10
16 / T18	02B	3685	900	955	55	899	960	61	900	961	61
16 / T19	07D	3640	945	955	10	944	948	4	945	955	10
16 / T20	08H	3705	880	886	6	880	887	7	881	914	33
17 / T01	08B	3610	975	978	3	974	958	-16	975	960	-15
17 / T03	04I	3704	881	891	10	881	898	17	881	902	21
17 / T04	12C	3468	947	952	5	946	969	23	948	975	27
17 / T06	07G	3708	860	870	10	859	893	34	860	910	50
17 / T10	04I	3647	938	945	7	937	935	-2	939	944	5
17 / T15	06A	3645	940	954	14	938	963	25	940	965	25
17 / T16	02D	3450	965	974	9	963	977	14	965	982	17
17 / T18	08C	3625	960	968	8	959	968	9	960	981	21
17 / T20	13D	3735	850	886	36	848	867	19	851	865	14
17 / T21	03G	3670	915	925	10	914	926	12	915	934	19
<b>AVERAGE</b>					<b>18,375</b>			<b>17,425</b>			<b>20,2</b>

Tabla 10 Resultados de las mediciones de expansividad en Queensland, Australia

Se señalan en números de color rojo los valores por encima de la tolerancia de la estructura, 53 mm.

Se observa que el desplazamiento medio fue de unos 20 mm con movimientos descendentes de hasta 22 mm y ascendentes de hasta 149 mm.

Los movimientos más altos, de 124, 134 y 149 mm se produjeron todos en el mismo tracker, el denominado 07/T15, lo cual podría indicar algún error en las mediciones o que verdaderamente esa zona era muy expansiva. GEOINTEC recomendó continuar con las mediciones por más tiempo debido a la incertidumbre de las mediciones en la zona 07/T15.

No obstante, dentro de un mismo tracker no se observaron movimientos diferenciales superiores a 20 mm, lo cual sumado a que el Percentil 90% estaba por debajo de 53 mm, hizo que la empresa contratista, teniendo en cuenta que la planta solar ya estaba construida, diera por buenos los resultados.

## 6.2 Parque fotovoltaico en la Región de Valparaíso, Chile

En este caso el proyecto se pretendía desarrollar en la Región de Valparaíso en Chile, en una parcela de 28 ha.

El estudio geotécnico previo a la construcción del parque solar fue realizado por GEOINTEC en febrero de 2019 obteniéndose los siguientes resultados de laboratorio de granulometrías, humedad natural, densidad seca, límites de Atterberg y presiones máximas de hinchamiento, a partir de los cuales se obtenía el índice de presión de hinchamiento (Iss) según de la fórmula propuesta por GEOINTEC, en base a su experiencia (ver Figura 13).

Muestras	USCS	Humedad %	Densidad seca g/cm <sup>3</sup>	Granulometría						Límites			Presión máxima de hinchamiento kPa	Iss
				% que pasa						Atterberg				
				50 mm	19 mm	4,75 mm	2 mm	0,425 mm	0,075 mm	LL	LP	IP		
TP-01 1.00 m	MH	27,6	1,471	100,0	100,0	99,8	99,3	96,0	89,7	68,4	37,3	31,1	35	0,0
TP-02 1.10 m	MH	21,7	1,431	100,0	100,0	99,6	99,1	97,2	91,1	60,8	37,8	23,0	162	2,9
TP-03 0.80 m	MH	28,4	1,425	100,0	100,0	100,0	99,8	97,0	90,9	61,0	32,3	28,7	105	1,6
TP-04 1.10 m	MH	21,0	1,552	100,0	100,0	99,9	99,3	93,0	81,8	50,3	29,1	21,2	90	1,1

Figura 13 Resultados de laboratorio, extraídos del estudio geotécnico realizado por GEOINTEC

Fórmula empleada para el cálculo de Iss:

$$\text{Presión máxima de hinchamiento (kPa)} = 62,506 \cdot e^{(0,328 \cdot \text{Iss})}$$

Se observa que las cuatro muestras ensayadas presentan un contenido en finos muy elevado (entre 81,8 y 91,1 %), del mismo modo los límites líquidos, LL, obtenidos son altos (50,3 a 68,4 %) y los índices plásticos también, IP, (21,2 a 31,1 %). Además, los resultados de las presiones máximas de hinchamiento dan valores comprendidos entre 35 y 162 kPa, con un promedio de 98 kPa.

Con estos resultados, se trató de correlacionar los valores de presión máxima de hinchamiento obtenidos con los movimientos esperables del terreno en base a la normativa australiana AS 2870-2011 (normativa de referencia a nivel mundial en temas de expansividad) a través del valor Iss (swelling index) mediante una fórmula ajustada por Geointec, que arrojaba unos valores de Iss comprendidos entre 0 y 2,9, lo cual sugiere unos movimientos verticales ascendentes esperables de hasta 40 mm (parcela clase M).

Además, se observó la presencia de grietas de retracción, de hasta 30 cm de profundidad (ver Figura 14):



Figura 14 Grietas de retracción presentes en la parcela, fotografía cortesía de GEOINTEC

Tras estas evidencias, se alertó al Cliente del riesgo asociado a esta parcela y se decidió realizar un estudio empírico de la expansividad del terreno aprovechando que aún no había dado comienzo la época lluviosa (en esta zona de Chile, la época lluviosa va de marzo a septiembre).

Para ello se decidió montar dos “piscinas” en cada una de las dos ubicaciones en las que se habían obtenido las mayores presiones máximas de hinchamiento mediante los ensayos del laboratorio (TP-02 162 kPa y TP-03 105 kPa). Se consideraron las siguientes secciones de perfil: C-180x80x32x4 y H-140, que se hincaron a 4 profundidades de empotramiento: 2.2, 2.3, 2.4 y 2.5 m. Se agruparon 8 perfiles metálicos hincados, de manera que en un grupo hay 4 perfiles C 180 (uno a cada profundidad) y 4 perfiles H-140 (uno a cada profundidad). La separación de 20 m entre ambas ubicaciones se ha considerado suficiente para que no se afecten entre ellos debido al efecto de captación de agua que provocan los perfiles pre-perforados con relleno granular. Un grupo con perfiles hincados mediante hincadora directa y un grupo con perfiles pre-perforados con relleno granular. Por otra parte, se ensayaron dos tipos de cimentación:

1. Hincadora directa. De ahora en adelante estos perfiles se designarán con la letra C (para los perfiles C-180x80x32x4) y H (para los H-140).
2. Hincadora con pre-perforación de 8 pulgadas de diámetro (203 mm), con un relleno de gravilla 8-10 mm de tamaño de partícula y sello (de bentonita o similar) de 20-25 cm en la parte superior con objeto de evitar la infiltración del agua de lluvia al relleno engravillado. Del mismo modo, estos perfiles serán referidos como CP y HP, para los perfiles C-180x80x32x4 y H-140 respectivamente.

La Figura 16 muestra a la izquierda una foto de la ubicación y a la derecha un plano de su distribución.

Tipo de pilote		Número de ensayos									
C180x80x32x4 mm		16									
H140		16									

Perfil	H	W	W*	tw	tf	Perímetro	Área	yG	Inercia	Peso
C	180	80	32	4,0	4,0	0,520	0,0016	0,09	7,83E-06	0,12
H 140	133	140	-	5,5	8,5	0,546	0,0030	0,07	9,95E-06	0,23
Unit	mm	mm	mm	mm	mm	m	m <sup>2</sup>	m	m <sup>4</sup>	kN/m

Figura 15 Perfiles de acero empleados y dimensiones de los mismos

Los perfiles se han hincado en paralelo entre sí, con una separación de 2 m entre ellos de manera que no se influyeran unos sobre otros en los resultados. Además, se han dispuesto con el eje largo mirando hacia afuera de manera que se puedan ensayar cómodamente tanto frente a cargas laterales como a tracción, posteriormente al estudio de expansividad para estudiar la afección en la resistencia del terreno.

Cada área de grupo de perfiles fue rodeada por una trinchera de tierra a modo de piscina con un área total estimada de 24 m<sup>2</sup> con objeto de embalsar el agua destinada a la saturación (la Figura 17 muestra una foto panorámica con los dos grupos de perfiles).

Cada grupo de perfiles se inundaba con un mínimo de 6000 litros cada día de saturación.

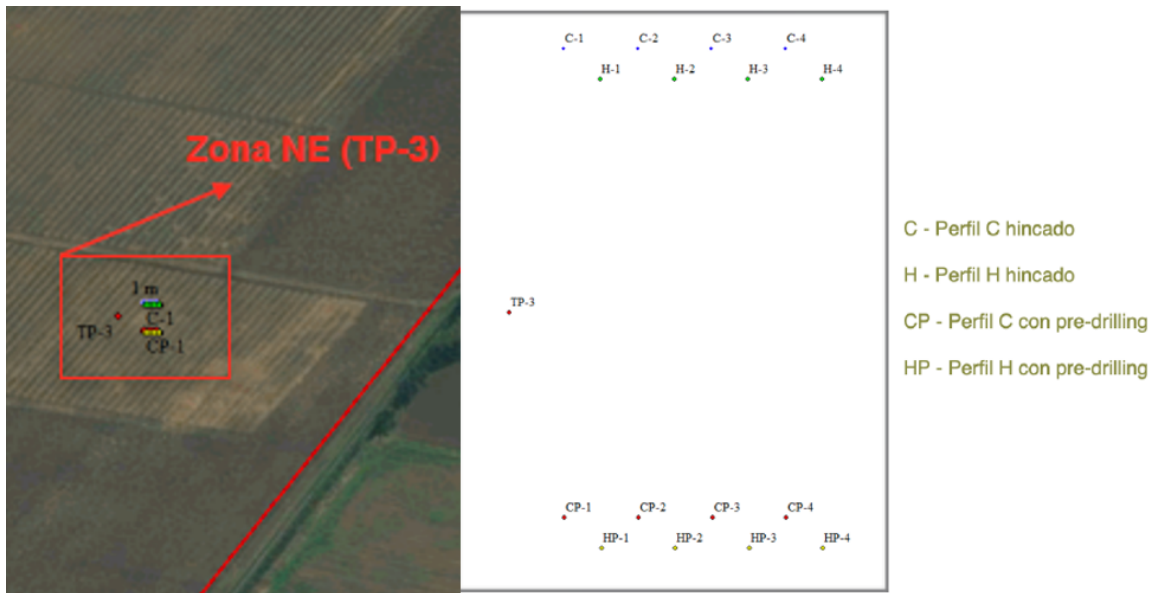


Figura 16 Aspecto de los dos grupos de perfiles de una de las ubicaciones, a la izquierda esquema en campo con fotografía aérea y a la derecha esquema de las dos piscinas, arriba con perfiles hincados de manera directa (C y H), abajo con perfiles cimentados con pre-perforación (CP y HP)

Una vez hincados e instalados los 2 grupos de perfiles en cada ubicación, tal y como se muestra en la Figura 17, se ha procedido a colocar las estaciones topográficas y a realizar la primera medida de la altura de cada uno de los perfiles instalados.



Figura 17 Aspecto de los dos grupos de perfiles de una de las ubicaciones, a la izquierda perfiles hincados de manera directa y a la derecha perfiles con predrilling y relleno granular, fotografía cortesía de GEOINTEC

A continuación, se resumen las profundidades de hincado y el tiempo necesario para el hincado de cada perfil:

PERFILES HINCADOS				
Ubicación	Test	Profundidad de hinca (m)	Tiempo (s)	Velocidad de hinca (m/s)
Ublc. 1 Zona SW	C-5	2,20	54	0,0407
	C-6	2,30	82	0,0280
	C-7	2,40	104	0,0231
	C-8	2,50	99	0,0253
	H-5	2,20	49	0,0449
	H-6	2,30	101	0,0228
	H-7	2,40	103	0,0233
	H-8	2,50	60	0,0417
Ublc. 2 Zona NE	C-1	2,20	63	0,0349
	C-2	2,30	90	0,0256
	C-3	2,40	69	0,0348
	C-4	2,50	160	0,0156
	H-1	2,20	114	0,0193
	H-2	2,30	89	0,0258
	H-3	2,40	231	0,0104
	H-4	2,50	91	0,0275

SUELOS EXPANSIVOS Y SU AFECCIÓN A LAS PLANTAS SOLARES FOTOVOLTAICAS

PERFILES CON PRE-DRILLING				
Ubicación	Test	Profundidad de hinca (m)	Tiempo (s)	Velocidad de hinca (m/s)
Ublc. 1 Zona SW	CP-5	2,20	24	0,0917
	CP-6	2,30	28	0,0821
	CP-7	2,40	30	0,0800
	CP-8	2,50	16	0,1563
	HP-5	2,20	45	0,0489
	HP-6	2,30	45	0,0511
	HP-7	2,40	42	0,0571
	HP-8	2,75	5*	0,5500
Ublc. 2 Zona NE	CP-1	2,20	21	0,1048
	CP-2	2,30	30	0,0767
	CP-3	2,40	39	0,0615
	CP-4	2,50	39	0,0641
	HP-1	2,20	21	0,1048
	HP-2	2,30	44	0,0523
	HP-3	2,40	37	0,0649
	HP-4	2,50	47	0,0532

Tabla 11 Resumen de la profundidad, tiempo y velocidad de hincado de cada perfil, extraído del informe de GEOINTEC

\*El perfil HP-8 se hincó hasta 2,75 m en lugar de 2,50 m debido al bajo tiempo de hincado posterior obtenido, tan solo 5 s.

En general, la velocidad de hincado da una medida de la dureza del terreno, cuanto más rápido se hinca el perfil más blando es el terreno, por lo que caben esperar peores resultados en los ensayos de carga lateral y tracción. En los perfiles que se realiza pre-perforación es normal que se obtengan tiempos de hincado más bajos que en los hincados de manera directa debido a que el material de relleno (que es el mismo extraído durante la perforación) se encuentra menos compactado.

Después de realizar la instalación de los perfiles y construir la “piscina”, se toma la primera medida topográfica de las cabezas de los perfiles y se realiza la primera saturación del terreno, seguidamente se define un calendario de medidas topográficas y saturaciones del terreno de, en este caso, 6 semanas de duración. La Figura 18 muestra fotos del proceso de inundación incluyendo el camión cisterna.

A continuación, en la Tabla 12 se muestra el diario de seguimiento de la campaña, para estar más del lado de la seguridad se decidió duplicar la cantidad de agua de saturación que se añadía cada día a partir del día 15.

SUELOS EXPANSIVOS Y SU AFECCIÓN A LAS PLANTAS SOLARES FOTOVOLTAICAS

Día	Fecha	Trabajo	m <sup>3</sup> totales	m <sup>3</sup> por grupo de perfiles
0	24/6/2019	Hinca de los perfiles y ejecución de las piscinas		
1d	25/6/2019	Medida Topográfica 1		
1d	25/6/2019	Se producen precipitaciones importantes (10 mm)		
3d	27/6/2019	Regado 1	24	6
3d	27/6/2019	Medida Topográfica 2		
5d	29/6/2019	Se producen precipitaciones importantes (16 mm)		
7d	1/7/2019	Medida Topográfica 3 (antes de regado)		
7d	1/7/2019	Regado 2	24	6
9d	3/7/2019	Regado 3	24	6
10d	4/7/2019	Medida Topográfica 4		
12d	6/7/2019	Regado 4	24	6
14d	8/7/2019	Medida Topográfica 5		
15d	9/7/2019	Regado 5	48	12
16d	10/7/2019	Medida Topográfica 6		
18d	12/7/2019	Medida Topográfica 7		
20d	14/7/2019	Regado 6	48	12
21d	15/7/2019	Medida Topográfica 8		
23d	17/7/2019	Regado 7	48	12
24d	18/7/2019	Medida Topográfica 9		
27d	21/7/2019	Se producen precipitaciones importantes (18 mm)		
28d	22/7/2019	Medida Topográfica 10		
32d	26/7/2019	Medida Topográfica 11		
34d	28/7/2019	Se producen precipitaciones menores (0,2 mm)		
35d	29/7/2019	Se producen precipitaciones menores (0,55 mm)		
36d	30/7/2019	Medida Topográfica 12		
37d	31/7/2019	Se producen precipitaciones menores (0,8 mm)		
39d	2/8/2019	Medida Topográfica 13		
43d	6/8/2019	Medida Topográfica 14		
46d	9/8/2019	Medida Topográfica 15		

Tabla 12 Diario de seguimiento de la campaña de medida de la expansividad, extraído del informe de GEOINTEC



Figura 18 Inundación de un grupo de perfiles con ayuda de una cuba, fotografías cortesía de GEOINTEC

SUELOS EXPANSIVOS Y SU AFECCIÓN A LAS PLANTAS SOLARES FOTOVOLTAICAS

Finalmente se obtuvieron las siguientes medidas (en rojo asientos, o movimientos verticales hacia abajo, y en azul movimientos de expansión o movimientos verticales hacia arriba).

Se debe tener en cuenta que, debido a las condiciones de medida, la empresa topográfica que realizó las mediciones daba un error de  $\pm 2,5$  mm:

- Ubicación 1 (Zona SW). Hincados de manera directa**

UBICACIÓN 1 (ZONA SW) HINCADOS DE MANERA DIRECTA										
FECHA MEDICIÓN			24/6/19	27/6/19	1/7/19	4/7/19	8/7/19	10/7/19	12/7/19	15/7/19
P I S C I N A  1	H5 (2,2 m)	Z (m)	502,112	502,111	502,112	502,113	502,112	502,112	502,112	502,114
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	-0,50	-0,10	1,00	0,70	0,40	0,60	1,90
	H6 (2,3 m)	Z (m)	502,028	502,028	502,030	502,030	502,029	502,029	502,029	502,029
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	0,30	2,10	1,70	1,20	1,00	1,30	0,40
	H7 (2,4 m)	Z (m)	501,916	501,916	501,916	501,917	501,916	501,916	501,917	501,917
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	-0,10	0,10	1,00	0,70	0,40	0,90	0,90
	H8 (2,5 m)	Z (m)	501,771	501,771	501,771	501,772	501,772	501,771	501,772	501,772
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	-0,40	0,40	1,00	0,70	0,30	1,00	1,30
C5 (2,2 m)	Z (m)	502,095	502,094	502,095	502,096	502,096	502,096	502,096	502,095	
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	-0,60	0,20	0,80	0,70	0,70	0,80	-0,10	
C6 (2,3 m)	Z (m)	502,031	502,030	502,032	502,032	502,032	502,032	502,033	502,029	
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	-0,20	1,60	1,70	1,50	1,40	2,00	-1,90	
C7 (2,4 m)	Z (m)	501,931	501,931	501,933	501,934	501,932	501,933	501,933	501,935	
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	-0,40	1,20	2,20	0,80	1,20	2,00	3,20	
C8 (2,5 m)	Z (m)	501,782	501,781	501,782	501,783	501,783	501,783	501,783	501,783	
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	-1,20	0,30	1,00	0,70	1,20	1,50	1,40	

UBICACIÓN 1 (ZONA SW) HINCADOS DE MANERA DIRECTA										
FECHA MEDICIÓN			18/7/19	22/7/19	26/7/19	30/7/19	2/8/19	6/8/19	9/8/19	
P I S C I N A  1	H5 (2,2 m)	Z (m)	502,113	502,113	502,113	502,113	502,112	502,113	502,113	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	1,10	1,70	0,90	1,30	0,70	1,00	1,70	
	H6 (2,3 m)	Z (m)	502,029	502,030	502,030	502,030	502,030	502,030	502,030	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	1,30	2,00	1,60	1,60	1,40	1,70	2,00	
	H7 (2,4 m)	Z (m)	501,917	501,917	501,916	501,917	501,916	501,917	501,917	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	1,00	1,70	0,80	1,00	0,50	1,00	1,30	
	H8 (2,5 m)	Z (m)	501,772	501,774	501,772	501,772	501,772	501,772	501,773	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	1,10	3,30	1,20	1,00	0,60	1,30	1,60	
C5 (2,2 m)	Z (m)	502,096	502,096	502,097	502,096	502,096	502,096	502,097		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	1,20	0,80	2,00	1,00	0,70	1,00	1,50		
C6 (2,3 m)	Z (m)	502,033	502,034	502,032	502,033	502,032	502,032	502,033		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	2,10	3,20	1,60	2,10	1,90	1,60	2,20		
C7 (2,4 m)	Z (m)	501,933	501,933	501,933	501,934	501,933	501,933	501,934		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	1,80	1,80	1,90	2,10	1,40	1,80	2,40		
C8 (2,5 m)	Z (m)	501,784	501,784	501,784	501,784	501,784	501,784	501,784		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	2,00	2,20	2,20	2,10	1,70	1,90	2,60		

SUELOS EXPANSIVOS Y SU AFECCIÓN A LAS PLANTAS SOLARES FOTOVOLTAICAS

PISCINA 1	$\Delta Z$ (mm)	FECHA	PERFIL
Max. Levantamiento	3,30	22/7/19	H8 (2,5 m)

Tabla 13 Medidas topográficas y perfil con mayor desplazamiento medido, Ubicación 1-Piscina-1 (hincado directo), extraído del informe de GEOINTEC

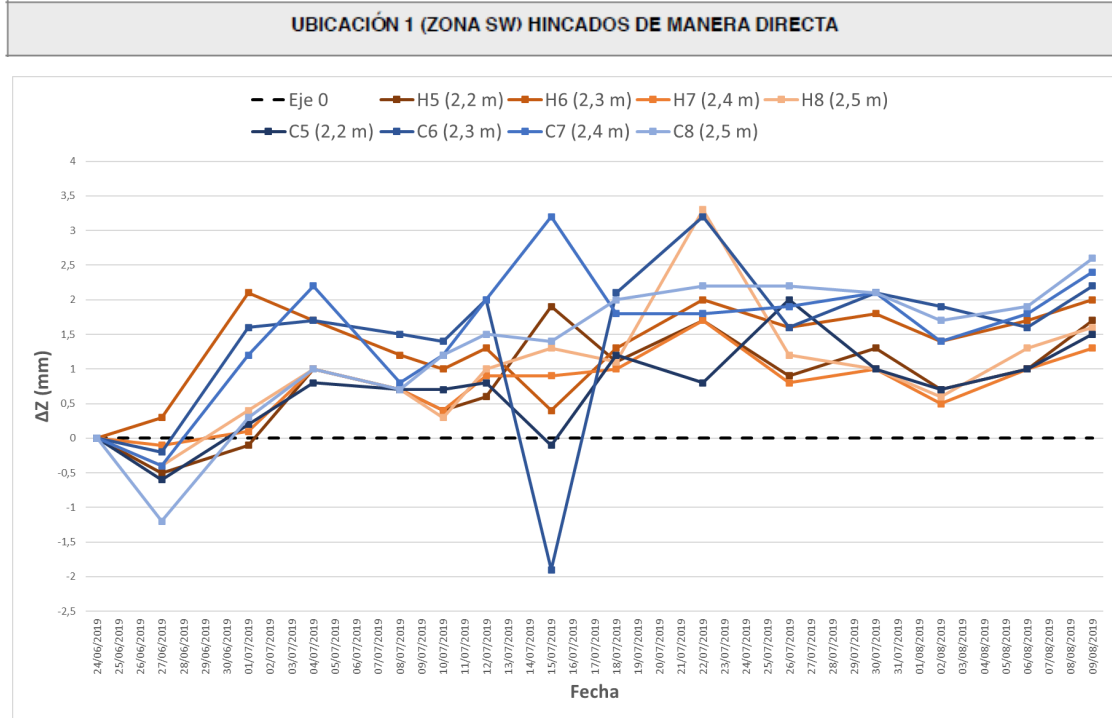


Figura 19 Resultados graficados de las mediciones topográficas de la ubicación 1-piscina 1, perfiles hincados de manera directa

La Tabla 14 muestra las medidas topográficas realizadas, y la Figura 20 muestra una gráfica en la que se muestran las medidas en función del tiempo para varios pilotes.

Se aprecian movimientos generalmente ascendentes, expansivos, aunque en las primeras medidas se observan movimientos descendentes.

Los movimientos oscilan entre -2 mm y 3,5 mm siendo movimientos perfectamente asimilables por la estructura y muy próximos al error del propio dispositivo de medida topográfica en estas condiciones que se estimó en  $\pm 2,5$  mm. La expansividad es mayor en perfiles C que en perfiles H.

En esa zona se había tomado la muestra TP-02 que arrojó una presión máxima de hinchamiento de 162 kPa.

• **Ubicación 1 (Zona SW). Hincados con pre-perforación**

UBICACIÓN 1 (ZONA SW) CON PREDRILING											
FECHA MEDICIÓN			24/6/19	27/6/19	1/7/19	4/7/19	8/7/19	10/7/19	12/7/19	15/7/19	
PISCINA 2	HP5 (2,2 m)	Z (m)	502,115	502,114	502,115	502,116	502,115	502,115	502,116	502,117	
		$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	---	-0,70	0,30	1,20	0,20	0,20	0,70	1,40	
	HP6 (2,3 m)	Z (m)	501,906	501,905	501,906	501,906	501,906	501,906	501,906	501,907	501,906
		$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	---	-0,70	0,00	0,70	0,30	0,50	1,00	0,90	
	HP7 (2,4 m)	Z (m)	501,917	501,916	501,917	501,917	501,917	501,917	501,917	501,917	501,916
		$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	---	-1,00	0,00	0,40	0,30	0,00	0,60	-0,60	
	HP8 (2,75 m)	Z (m)	501,785	501,785	501,785	501,786	501,785	501,785	501,785	501,786	501,786
		$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	---	-0,80	0,00	0,90	0,10	-0,20	0,30	0,50	
CP5 (2,2 m)	Z (m)	502,080	502,080	502,081	502,082	502,081	502,081	502,081	502,081	502,082	
	$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	---	-0,50	0,60	1,30	0,70	0,60	1,10	1,20		
CP6 (2,3 m)	Z (m)	502,104	502,103	502,104	502,105	502,104	502,104	502,105	502,105	502,106	
	$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	---	-0,70	0,40	1,30	0,50	0,60	1,00	2,60		
CP7 (2,4 m)	Z (m)	501,899	501,898	501,899	501,900	501,899	501,899	501,899	501,899	501,901	
	$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	---	-0,90	0,10	1,30	0,20	0,10	0,50	2,60		
CP8 (2,5 m)	Z (m)	501,765	501,764	501,765	501,766	501,765	501,765	501,765	501,765	501,766	
	$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	---	-0,60	0,00	0,90	0,10	0,50	0,60	1,20		

UBICACIÓN 1 (ZONA SW) CON PREDRILING										
FECHA MEDICIÓN			18/7/19	22/7/19	26/7/19	30/7/19	2/8/19	6/8/19	9/8/19	
PISCINA 2	HP5 (2,2 m)	Z (m)	502,116	502,116	502,116	502,116	502,115	502,116	502,116	
		$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	1,00	1,20	0,60	0,50	0,30	0,70	1,20	
	HP6 (2,3 m)	Z (m)	501,906	501,910	501,906	501,906	501,906	501,906	501,906	501,907
		$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	0,80	4,10	0,90	0,70	0,40	0,70	1,40	
	HP7 (2,4 m)	Z (m)	501,917	501,918	501,917	501,917	501,917	501,917	501,917	501,918
		$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	0,60	1,50	0,80	0,40	0,20	0,50	1,00	
	HP8 (2,75 m)	Z (m)	501,786	501,787	501,786	501,786	501,785	501,786	501,786	501,786
		$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	0,50	1,30	0,30	0,20	0,00	0,40	1,00	
CP5 (2,2 m)	Z (m)	502,081	502,082	502,081	502,081	502,081	502,081	502,081	502,082	
	$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	1,00	1,70	1,10	1,10	0,90	1,10	1,80		
CP6 (2,3 m)	Z (m)	502,105	502,105	502,105	502,104	502,104	502,105	502,105		
	$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	1,20	1,60	1,40	0,90	0,70	1,40	1,70		
CP7 (2,4 m)	Z (m)	501,899	501,901	501,899	501,899	501,899	501,899	501,899	501,900	
	$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	0,80	2,40	0,80	0,60	0,50	0,80	1,40		
CP8 (2,5 m)	Z (m)	501,765	501,767	501,766	501,766	501,765	501,766	501,766		
	$\Delta Z = Z-Z_0$ (mm)	0,80	2,00	1,60	1,10	0,70	0,90	1,70		

PISCINA 2	$\Delta Z$ (mm)	FECHA	PERFIL
Max. Levantamiento	4,10	22/7/19	HP6 (2,3 m)

Tabla 14 Medidas topográficas y perfil con mayor desplazamiento medido, Ubicación 1-Piscina-2 (predrilling y relleno granular), extraído del informe de GEOINTEC

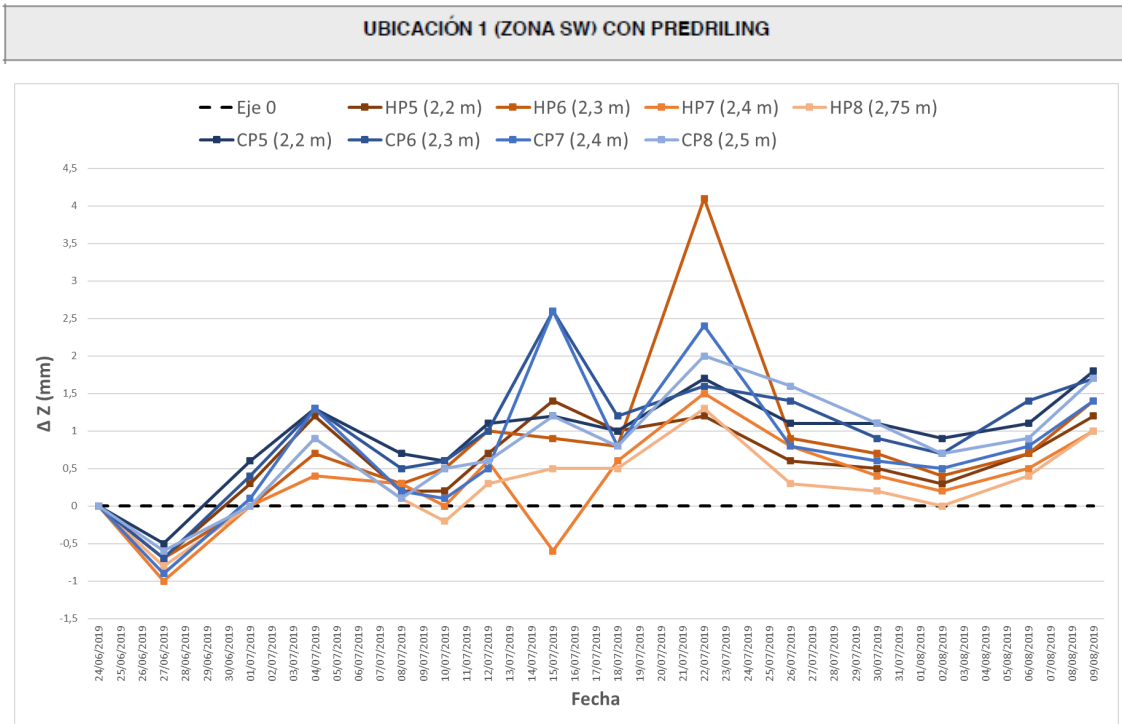


Figura 20 Resultados graficados de las mediciones topográficas de la ubicación 1-piscina 2, perfiles hincados con pre-perforación

Las medidas de la ubicación 1, piscina 2 con pre-perforación muestran más dispersión que las anteriores. También se observa menor expansión promedio para perfiles H aunque el comportamiento es más errático.

En la Figura 20 y en la Tabla 14 se aprecian movimientos generalmente ascendentes, expansivos, aunque en la primera medida se observan movimientos descendentes.

Los movimientos son más amplios y oscilan entre -1 mm y 4,2 mm siendo movimientos perfectamente asimilables por la estructura y no muy alejados al error del propio dispositivo de medida topográfica en estas condiciones. Se observa que el máximo desplazamiento medido fue de 4,1 mm y fue medido en el perfil HP6 hincado a 2,3 m de profundidad con perforación previa.

En esa zona también se había tomado la muestra TP-02 que arrojó una presión máxima de hinchamiento de 162 kPa.

• **Ubicación 2 (Zona NE). Hincados de manera directa**

UBICACIÓN 2 (ZONA NE) HINCADOS DE MANERA DIRECTA										
FECHA MEDICIÓN			24/6/19	27/6/19	1/7/19	4/7/19	8/7/19	10/7/19	12/7/19	15/7/19
PISCINA 1	H1 (2,2 m)	Z (m)	1002,074	1002,073	1002,073	1002,073	1002,072	1002,070	1002,072	1002,072
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	-0,90	-0,50	-0,80	-1,70	-3,60	-1,60	-2,00
	H2 (2,3 m)	Z (m)	1001,844	1001,843	1001,844	1001,842	1001,842	1001,841	1001,842	1001,843
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	-1,20	-0,50	-2,10	-2,30	-3,10	-2,00	-1,50
	H3 (2,4 m)	Z (m)	1001,700	1001,700	1001,701	1001,700	1001,699	1001,699	1001,700	1001,700
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	-0,20	0,50	-0,60	-1,10	-1,60	-0,70	-0,70
	H4 (2,5 m)	Z (m)	1001,618	1001,618	1001,619	1001,616	1001,617	1001,615	1001,617	1001,616
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	-0,20	0,90	-1,50	-0,70	-3,10	-0,90	-1,40
C1 (2,2 m)	Z (m)	1001,960	1001,960	1001,961	1001,960	1001,959	1001,959	1001,960	1001,961	
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	0,60	0,90	0,80	-0,30	-0,40	0,60	1,10	
C2 (2,3 m)	Z (m)	1001,847	1001,847	1001,846	1001,848	1001,846	1001,845	1001,846	1001,847	
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	-0,50	-0,90	0,50	-1,30	-2,10	-1,40	-0,50	
C3 (2,4 m)	Z (m)	1001,696	1001,697	1001,696	1001,695	1001,696	1001,695	1001,696	1001,693	
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	0,30	-0,60	-0,90	-0,70	-0,90	-0,40	-3,00	
C4 (2,5 m)	Z (m)	1001,593	1001,594	1001,594	1001,593	1001,593	1001,593	1001,593	1001,595	
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	0,70	1,20	-0,30	-0,40	-0,10	0,20	2,40	

UBICACIÓN 2 (ZONA NE) HINCADOS DE MANERA DIRECTA										
FECHA MEDICIÓN			18/7/19	22/7/19	26/7/19	30/7/19	2/8/19	6/8/19	9/8/19	
PISCINA 1	H1 (2,2 m)	Z (m)	1002,072	1002,072	1002,072	1002,073	1002,072	1002,073	1002,073	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	-2,1	-1,80	-2,40	-1,10	-1,50	-0,80	-1,00	
	H2 (2,3 m)	Z (m)	1001,842	1001,842	1001,845	1001,843	1001,842	1001,842	1001,842	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	-2,6	-1,90	0,40	-1,60	-2,20	-2,00	-2,40	
	H3 (2,4 m)	Z (m)	1001,699	1001,699	1001,699	1001,701	1001,700	1001,700	1001,700	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	-1,1	-0,80	-1,70	1,00	-0,20	-0,50	-0,50	
	H4 (2,5 m)	Z (m)	1001,617	1001,617	1001,616	1001,619	1001,617	1001,618	1001,618	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	-0,6	-0,60	-1,80	1,20	-0,90	-0,10	0,20	
C1 (2,2 m)	Z (m)	1001,960	1001,960	1001,959	1001,961	1001,959	1001,961	1001,961		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	0,7	0,40	-0,60	1,70	-0,40	1,30	1,10		
C2 (2,3 m)	Z (m)	1001,846	1001,845	1001,846	1001,846	1001,846	1001,847	1001,846		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	-1,2	-2,20	-1,30	-0,90	-1,40	-0,60	-0,90		
C3 (2,4 m)	Z (m)	1001,696	1001,695	1001,696	1001,697	1001,695	1001,695	1001,696		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	-0,6	-1,00	-0,20	0,70	-1,00	-1,40	0,00		
C4 (2,5 m)	Z (m)	1001,593	1001,591	1001,592	1001,595	1001,592	1001,593	1001,593		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	-0,1	-1,60	-1,20	1,70	-0,60	-0,20	0,00		

PISCINA 1	$\Delta Z$ (mm)	FECHA	PERFIL
Max. Levantamiento	2,40	15/7/19	C4 (2,5 m)

Tabla 15 Medidas topográficas y perfil con mayor desplazamiento medido, Ubicación 2-Piscina-1 (hincado directo), extraído del informe de GEOINTEC

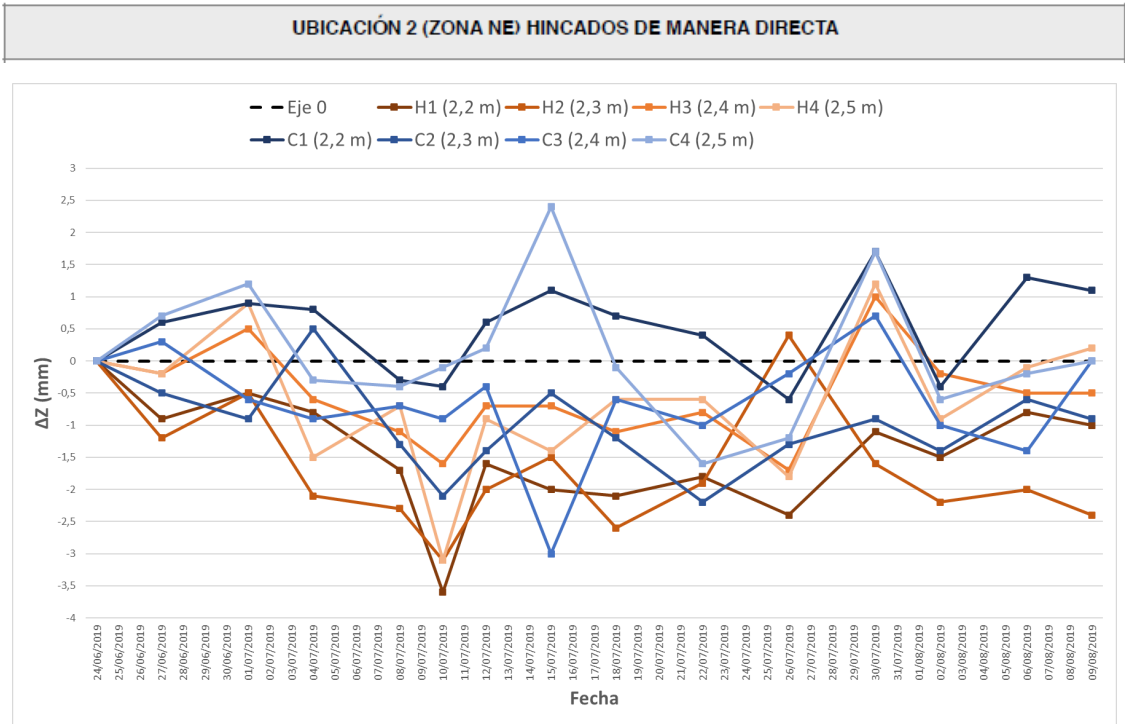


Figura 21 Resultados graficados de las mediciones topográficas de la ubicación 2-piscina 1, perfiles hincados de manera directa

En esta zona no se produce un fenómeno claramente expansivo sino más bien de contracción. Tampoco se diferencian claramente el comportamiento de los perfiles C y H.

En la Figura 15 y en la Tabla 21 se resumen los resultados obtenidos en la ubicación 2, zona NE, observando que los movimientos oscilan entre -3,6 mm y 2,5 mm siendo movimientos perfectamente asimilables por la estructura y muy próximos al error del propio dispositivo de medida topográfica en estas condiciones. Se observa que el máximo desplazamiento medido fue de 2,4 mm y fue medido en el perfil C4 hincado de manera directa a 2,5 m de profundidad.

En esa zona se había tomado la muestra TP-03 que arrojó una presión máxima de hinchamiento de 105 kPa.

• **Ubicación 2 (Zona NE). Hincados con pre-perforación**

UBICACIÓN 2 (ZONA NE) CON PREDRILING											
FECHA MEDICIÓN			24/6/19	27/6/19	1/7/19	4/7/19	8/7/19	10/7/19	12/7/19	15/7/19	
PISCINA 2	HP1 (2,2 m)	Z (m)	1001,979	1001,980	1001,980	1001,980	1001,979	1001,979	1001,980	1001,981	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	1,30	0,70	0,70	0,40	-0,50	0,80	1,50	
	HP2 (2,3 m)	Z (m)	1001,829	1001,828	1001,828	1001,828	1001,828	1001,828	1001,828	1001,829	1001,828
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	-0,40	-0,70	-0,70	-0,60	-0,70	-0,20	-0,50	
	HP3 (2,4 m)	Z (m)	1001,675	1001,677	1001,676	1001,679	1001,679	1001,678	1001,679	1001,678	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	1,30	0,80	3,30	3,10	2,60	3,10	3,00	
	HP4 (2,5 m)	Z (m)	1001,610	1001,612	1001,611	1001,617	1001,617	1001,616	1001,618	1001,617	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	1,50	1,00	7,20	7,20	5,60	7,90	6,50	
CP1 (2,2 m)	Z (m)	1001,934	1001,936	1001,936	1001,937	1001,936	1001,936	1001,936	1001,936	1001,937	
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	1,70	1,40	2,50	1,70	1,50	1,90	3,00		
CP2 (2,3 m)	Z (m)	1001,818	1001,819	1001,818	1001,819	1001,819	1001,818	1001,819	1001,818		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	0,60	-0,30	0,80	0,20	-0,70	0,10	-0,10		
CP3 (2,4 m)	Z (m)	1001,662	1001,663	1001,663	1001,665	1001,664	1001,663	1001,665	1001,664		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	1,30	0,90	3,00	2,30	1,50	2,70	2,60		
CP4 (2,5 m)	Z (m)	1001,330	1001,330	1001,330	1001,333	1001,333	1001,335	1001,336	1001,338		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	---	0,40	0,30	3,40	3,90	5,70	6,90	8,60		

UBICACIÓN 2 (ZONA NE) CON PREDRILING										
FECHA MEDICIÓN			18/7/19	22/7/19	26/7/19	30/7/19	2/8/19	6/8/19	9/8/19	
PISCINA 2	HP1 (2,2 m)	Z (m)	1001,980	1001,981	1001,981	1001,981	1001,981	1001,980	1001,980	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	1,2	1,80	1,70	2,20	1,80	1,10	1,40	
	HP2 (2,3 m)	Z (m)	1001,829	1001,829	1001,829	1001,831	1001,830	1001,830	1001,830	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	0,2	0,10	0,30	1,90	1,30	0,80	1,30	
	HP3 (2,4 m)	Z (m)	1001,678	1001,678	1001,679	1001,680	1001,679	1001,679	1001,679	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	3	2,80	3,30	4,10	3,40	3,40	3,70	
	HP4 (2,5 m)	Z (m)	1001,618	1001,618	1001,617	1001,619	1001,618	1001,618	1001,619	
		$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	7,4	7,80	7,00	8,60	8,20	7,80	8,60	
CP1 (2,2 m)	Z (m)	1001,937	1001,937	1001,936	1001,938	1001,938	1001,937	1001,938		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	2,2	2,30	1,90	3,30	3,10	2,80	3,20		
CP2 (2,3 m)	Z (m)	1001,818	1001,818	1001,819	1001,820	1001,819	1001,819	1001,819		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	-0,2	-0,30	0,10	1,10	0,70	0,10	0,60		
CP3 (2,4 m)	Z (m)	1001,665	1001,665	1001,665	1001,666	1001,666	1001,665	1001,666		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	2,9	3,00	3,20	3,70	4,00	3,60	3,90		
CP4 (2,5 m)	Z (m)	1001,340	1001,341	1001,341	1001,342	1001,342	1001,342	1001,342		
	$\Delta Z = Z - Z_0$ (mm)	10,3	11,60	11,60	12,80	12,50	12,40	12,70		

PISCINA 2	$\Delta Z$ (mm)	FECHA	PERFIL
Max. Levantamiento	12,80	30/7/19	CP4 (2,5 m)

Tabla 16 Medidas topográficas y perfil con mayor desplazamiento medido, Ubicación 2-Piscina-2 (predrilling y relleno granular), extraído del informe de GEOINTEC

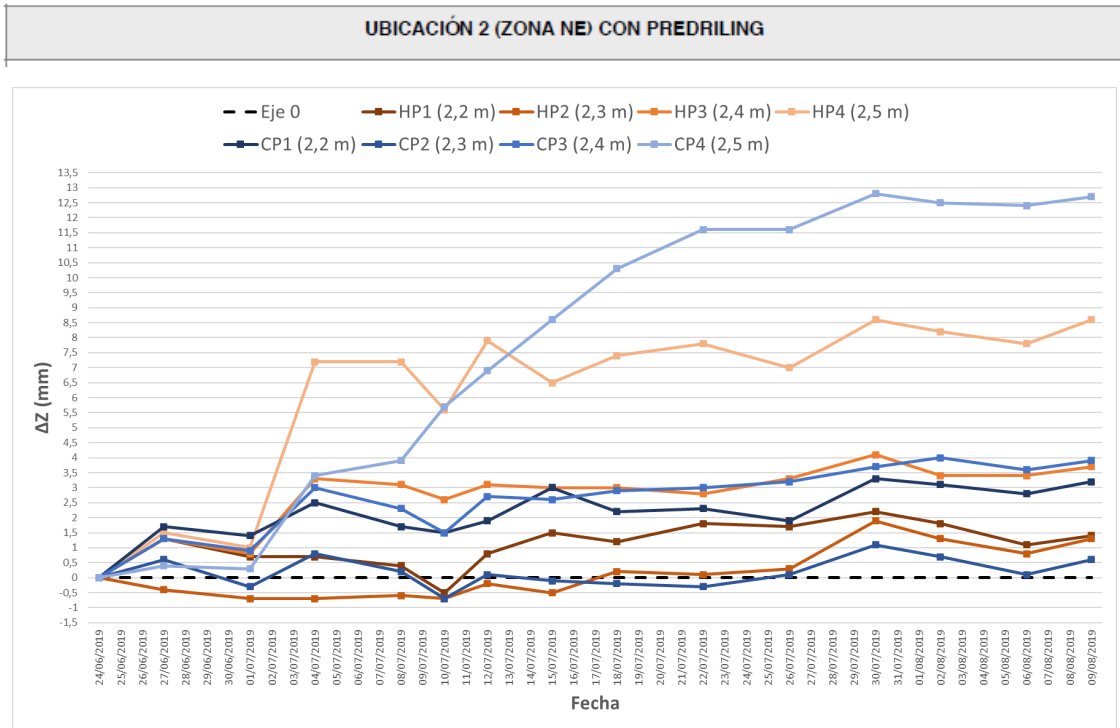


Figura 22 Resultados graficados de las mediciones topográficas de la ubicación 2-piscina 2, perfiles hincados con pre-perforación

Las medidas de la ubicación 2 (Zona NE) con hincados con pre-perforación se listan en la Tabla 16 y se representa su evolución temporal para los distintos perfiles en la Figura 22 se observa que los movimientos oscilan entre -1 mm y 12,8 mm.

Es interesante observar que en este caso el comportamiento de los perfiles es muy similar y siempre expansivo excepto para CP4 y HP4 que muestran una expansión anormalmente grande. Se observa como dos de los perfiles, HP4 y CP4, presentan movimientos mucho más claros de expansión, especialmente durante el primer mes, y luego alcanzan un máximo y la gráfica tiene forma de meseta, no obstante, estos movimientos son asimilables por la estructura.

Los movimientos medidos en HP4 y CP4 son mucho más elevados que los medidos en ninguno de los otros 30 perfiles ensayados.

En esa zona se había tomado la muestra TP-03 que arrojó una presión máxima de hinchamiento de 105 kPa.

A modo de resumen, se muestran los máximos desplazamientos medidos en función de diversos factores como son: profundidad de cimentación, tipo de perfil y método de cimentación:

• **Por profundidad de cimentación**

	Max. Levantamiento			
	Perfiles Hincados		Perfiles con Pre-drilling	
	$\Delta Z$ (mm)	Perfil	$\Delta Z$ (mm)	Perfil
Profundidad: 2,2 m	2,00	C5 (2,2 m)	3,30	CP1 (2,2 m)
Profundidad: 2,3 m	3,20	C6 (2,3 m)	4,10	HP3 (2,4 m)
Profundidad: 2,4 m	3,20	C7 (2,4 m)	4,10	HP3 (2,4 m)
Profundidad: 2,5 m	3,30	H8 (2,5 m)	12,80	CP4 (2,5 m)

Tabla 17 Máximos levantamientos medidos según la profundidad de cimentación

Los máximos levantamientos en función de la profundidad de cimentación se muestran en la Tabla 17. En general, se aprecia que los perfiles con hincados mayores presentan desplazamientos mayores, esto se debe probablemente a la precisión en las medidas ya que la diferencia es muy pequeña, siempre menor a la precisión de las mediciones.

• **Por tipo de perfil**

	Max. Levantamiento	
	$\Delta Z$ (mm)	Perfil
Perfil C Hincado	3,20	C7 (2,4 m)
Perfil C Pre-drilling	12,80	CP4 (2,5 m)
Perfil H 140 Hincado	3,30	H8 (2,5 m)
Perfil H 140 Pre-drilling	8,60	HP4 (2,5 m)
Todos los perfiles C	12,80	CP4 (2,5 m)
Todos los perfiles H	8,60	HP4 (2,5 m)

Tabla 18 Máximos levantamientos medidos según el tipo de perfil

No se observa un comportamiento diferencial entre los dos tipos de perfil ensayados, esto es debido a que los perfiles C-180x80x32x4 y H-140 presentan prácticamente el mismo perímetro (0,520 y 0,546 m respectivamente) y la diferencia entre ambos perfiles de cara a su comportamiento frente a fenómenos expansivos es despreciable.

En este caso se emplearon 2 tipos de perfil porque eran los que iban a ser usados en la construcción de la planta fotovoltaica y el Cliente así lo solicitó, pero para el estudio de los fenómenos expansivos es irrelevante.

En general, entre los distintos perfiles de acero que se emplean en la construcción de plantas fotovoltaicas no hay diferencia de comportamiento de unos a otros en cuanto a temas de expansividad, aunque sí en temas de hincabilidad o resistencia frente a las cargas.

- **Por método de cimentación**

	Max. Desplazamiento y perfil (mm)		Desplazamiento Máx. Promedio (mm)	Desplazamiento Máx. Promedio sin CP4 ni HP4 (mm)
Perfiles Hincados	3,3	H8 (2,5 m)	1,74	1,74
Perfiles Pre-Perforados	12,8	CP4 (2,5 m)	3,45	2,42

Tabla 19 Máximos levantamientos medidos según el tipo de cimentación

La Tabla 19 resume los máximos levantamientos medidos según el tipo de cimentación.

En cuanto al método de cimentación, hincado directo o hincado con pre-perforación y relleno granular seleccionado, se observa que el máximo desplazamiento medido corresponde a dos perfiles hincados con pre-perforación, CP4 y HP4, no obstante, si se obvian estos dos resultados anómalos, se obtiene un desplazamiento máximo medio de 1,7 mm con un máximo de 3,3 mm para los perfiles cimentados mediante hinca directa y un desplazamiento máximo medio de 2,4 mm con un máximo de 4,1 mm para los perfiles hincados con pre-perforación, por lo que es ligeramente superior en el caso de los perfiles cimentados con pre-perforación. En ambos casos los desplazamientos son sustancialmente menores a la tolerancia típica de la estructura (40 mm).

No se recomienda la solución de cimentación con pre-perforación y relleno de material granular en terrenos expansivos ya que este actúa a modo de captador de agua. Y, aunque en un principio pueda parecer que los resultados mejoran, con el tiempo el relleno tiende a mezclarse con el terreno natural que lo rodea minimizando los beneficios de este método pero maximizando sus desventajas al incrementar el espesor de capa activa.

El efecto más desfavorable es el de captador de agua, el cual provoca que el agua penetre más profundo en el terreno (aumentando el espesor de la capa activa) potenciando su expansividad y durante la época seca fomentando la desecación del terreno empeorando la aparición de grietas de retracción.

### **6.3 Discusión de resultados**

En este apartado se van a comparar los resultados obtenidos en campo con los que se obtendrían en los métodos expuestos en el capítulo 2 (determinación de la expansividad mediante métodos directos e indirectos) en base a los resultados de laboratorio disponibles.

La comparación se centrará en los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio del proyecto llevado a cabo en Chile ya que del proyecto de Australia no se tienen datos de laboratorio.

### 6.3.1 Determinación de la expansividad: criterios indirectos

A continuación se comparan los resultados de campo con los criterios resumidos en las Tablas 20-23 atendiendo a diferentes criterios. En los distintos criterios se señala en color amarillo los resultados de laboratorio obtenidos en campo y en naranja el grado de expansividad asociado o hinchamiento probable obtenido a partir de dichos resultados.

Según los criterios de expansividad recopilados por Rodríguez Ortiz (1975), se obtiene un grado de expansividad clasificada como media a muy alta, siendo predominante los resultados de expansividad alta, con hinchamientos probables en superficie de 3-7 cm y un hinchamiento probable de 3-10 %:

Expansividad	Límite de retracción	IP	LL	% <0,08 mm	% <0,001 mm	Actividad (Skempton mod.)	Potencial hinchamiento (Seed %)	Índice Lambe (kPa)	Presión hinchamiento probable (kPa)	Hinchamiento probable superficie (cm) (McDowell)	% hinchamiento probable
Baja	>15	<18	<30	<30	<15	<0,5	0,0-1,5	<80	<30	0-1	<1
Media	12-16	15-28	30-40	30-60	13-23	0,5-0,7	1,5-5,0	90-150	30-120	1-3	1-5
Alta	8-12	25-40	40-60	60-95	20-30	0,7-1,0	5,0-25,0	150-230	120-300	3-7	3-10
Muy alta	<10	>35	>60	>95	>30	>1,0	>25,0	>230	>300	>7	>10

Tabla 20 Resultados de laboratorio según los criterios de expansividad (Recopilados por Rodríguez Ortiz, 1975)

De acuerdo con los grados de expansividad recopilados por González de Vallejo (2002), se obtiene un grado de expansividad clasificada como baja a media a muy alta, siendo predominante los resultados de expansividad media a alta:

Grado	Expansividad	% <0,08 mm	Límite Líquido	Índice Lambe (kPa)	Presión de hinhchamiento (kPa)	Hinchamiento libre (%)
I	Baja	<30	<35	<80	<25	<1
II	Baja a media	30-60	35-50	25-125	25-125	1-4
III	Media a alta	60-95	50-65	150-230	125-300	4-10
IV	Muy alta	>95	>65	>230	>300	>10

Tabla 21 Resultados de laboratorio según los grados de expansividad (González de Vallejo, 2002)

Conforme a los grados de expansión de Chen (1988), se obtiene un grado de expansividad clasificada como medio a muy alto, siendo predominante los resultados de expansividad alta que se traduce en una expansión probable de 3-10 %:

Grado de expansión	% <0,08 mm	Límite líquido	S.P.T.	Expansión Probable %	Presión hinchamiento (kPa)
Bajo	<30	<30	<10	<1	<150
Medio	30-60	30-40	10-20	1-5	150-250
Alto	60-95	40-60	20-30	3-10	250-1000
Muy alto	>95	>60	>30	>10	>1000

Tabla 22 Resultados de laboratorio según el grado de expansión (Chen, 1988)

Por último, con los grados de expansión de Holtz y Gibbs (1956), se obtiene un grado de expansividad clasificada como media a alta, con una expansión volumétrica probable del 10 al 30 %.

Grado de expansión	Contenido Coloidal % <0,001 mm	Índice de Plasticidad	Límite de Retracción	Expansión Probable, % total de cambio de volumen
Bajo	<15	<18	<15	<10
Medio	13-23	15-28	10-16	10-30
Alto	20-13	25-41	7-12	20-30
Muy alto	>28	>35	>11	>30

Tabla 23 Resultados de laboratorio según el grado de expansión (Método USBR. Holtz y Gibbs, 1956)

En resumen, se obtiene un grado de expansión alto con hinchamientos probables de 3-10 % e hinchamiento en superficie de 3-7 cm.

### 6.3.2 Determinación de la expansividad: criterios directos

Según los métodos directos expuestos anteriormente de Vijayverguya y Ghazzaly (1973) y su adaptación a los terrenos españoles por Cuellar (1978) se obtiene:

Presión máxima de Hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre % $\sigma_v=10$ kPa	Grado de expansividad	Presión máxima de Hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre % $\sigma_v=10$ kPa	Grado de expansividad
> 300	> 10	Muy alto	< 25	0 - 1.5	Bajo
120 - 300	4 - 10	Alto	25 - 125	1.5 - 5	Medio
30 - 120	1 - 4	Medio	125 - 300	5 - 10	Alto
< 30	0 - 1	Bajo	> 300	> 10	Muy alto

Tabla 24 Resultados de laboratorio según los grados de expansividad (a la izquierda Vijayverguya y Ghazzaly, 1973, y a la derecha Cuéllar, 1978)

En ambos casos se obtienen grados de expansividad clasificados con medio a alto.

### 6.3.3 Comparativo de medidas de campo y método empírico

En base tanto a los métodos directos como indirectos de determinación de la expansividad del terreno, en el proyecto de Chile, se obtiene un grado de expansividad clasificable como medio a alto con expansiones en superficie esperables de 3-7 cm, mientras que las medidas realizadas en campo con perfiles hincados a profundidades comprendidas entre 2,20 y 2,75 m muestran desplazamientos máximos de 1,3 cm y promedio de 0,2-0,4 cm.

Los métodos teóricos, obviamente, son más conservadores ya que tienden a estar del lado de la seguridad, además, los criterios directos e indirectos estiman valores de presión máxima de hinchamiento y de expansión probable de la superficie del terreno. La expansión en la superficie del terreno es la máxima y va disminuyendo según se profundiza siendo 0 cm a una determinada profundidad, tal y como se ilustra en Figura 23.

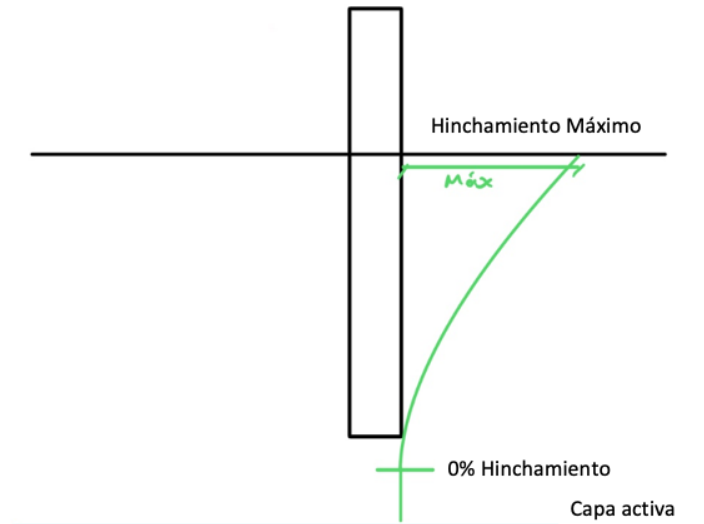


Figura 23 Esquema de la evolución del hinchamiento del terreno en profundidad

Las plantas fotovoltaicas se apoyan sobre perfiles de acero hincados, generalmente, hasta una profundidad de 1,5 a 3,0 m por lo que se encuentran en contacto con la superficie del terreno donde la expansión es máxima, pero también en profundidad con terreno que expande en un rango menor al máximo, y pueden alcanzar incluso las zonas con expansión 0 cm, lo cual provoca una sujeción en el perfil que compensa y evita que éste sufra los movimientos expansivos del terreno máximos dando lugar a movimientos más comedidos o nulos.

Además, el espesor de la capa activa es difícil de determinar ya que se ve influenciado por factores como la presencia de un nivel freático o que en profundidad el estrato sea menos expansivo... Lo cual determina que el grado de expansividad real sea menor al teórico.

Si se realiza un pequeño cálculo según la fórmula de Chen et al., 1988, tomando una presión máxima de hinchamiento de 162 kPa (la máxima medida), un coeficiente de expansión  $E=0,10$ , un espesor de capa activa de 2 m, un fuste resistente de 25 kPa para un hincado de 1,8 m (medido en campo) y un factor de seguridad de 1 ( $FS=1$ ), se obtiene una profundidad de empotramiento necesaria de 1,3 m por debajo de la capa activa, lo cual se traduce en un empotramiento mínimo de 3,3 m, muy superior a los 2,2 m definidos mediante las mediciones realizadas in-situ.

$$FS = 1 = \frac{\text{Fuste levantamiento} \cdot \text{espesor capa activa}}{\text{Fuste resistente} \cdot \text{empotramiento necesario}} = \frac{16,2 \text{ kPa} \cdot 2,0 \text{ m}}{25 \text{ kPa} \cdot \text{empotramiento necesario}}$$

$$\text{Empotramiento necesario} = 1,3 \text{ m}$$

## 7. CONCLUSIÓN

Debido a que el sector de los parques fotovoltaicos cimentados mediante perfiles metálicos hincados es relativamente nuevo, las cimentaciones de plantas fotovoltaicas cuentan con pocas referencias en el mundo académico y de divulgación, además, no existen marcos normativos adecuados a este tipo de obra, por lo que su estudio se encuentra en desarrollo.

Tras el estudio de la problemática de la expansividad en las plantas fotovoltaicas, siguiendo las metodologías de cálculo y las recomendaciones de las normativas y las referencias de uso habitual en la práctica geotécnica se deduce que, estas metodologías no se adaptan de manera precisa al caso particular de las cimentaciones de plantas solares, obteniéndose desplazamientos teóricos muy elevados, llegando a ser inasumibles por las estructuras. Estos desplazamientos tan elevados no se corresponden con los obtenidos in situ.

A lo largo de este trabajo se han analizado las formas clásicas de abordar el fenómeno de la expansividad y se ha estudiado el método empírico de medición de levantamiento de cimentaciones de plantas fotovoltaicas en terrenos expansivos, observándose que el levantamiento medido es considerablemente inferior al teórico, lo cual hace que este tipo de estudios sean de especial interés para la cimentación de plantas fotovoltaicas en terrenos expansivos. Se observa que los métodos clásicos son demasiado conservadores.

El estudio empírico permite determinar de manera más precisa el desplazamiento vertical que experimentan los perfiles hincados en un terreno concreto permitiendo conocer el impacto real que la presión máxima de hinchamiento, la mineralogía y el espesor de la capa activa tienen sobre la cimentación, optimizando la solución de cimentación.

No se recomienda la solución de cimentación con pre-perforación y relleno de material granular ya que el material granular actúa a modo de captador de agua. Aunque en un principio pueda parecer que los resultados mejoran, con el tiempo el relleno tiende a mezclarse con el terreno natural que lo rodea, minimizando los beneficios de este método, pero maximizando sus desventajas al incrementar el espesor de capa activa. Por lo que el hincado directo es el método de cimentación más conveniente para los proyectos fotovoltaicos en terrenos expansivos. A pesar de los resultados obtenidos, el efecto de la expansividad del terreno requiere incrementar la profundidad de cimentación y, en ocasiones, puede llegar a hacer inviable el proyecto.

Como futura línea de investigación se propone adaptar los coeficientes terreno-estructura propuestos por Chen (1988), a los perfiles de acero hincados en el terreno para la cimentación de plantas fotovoltaicas y tratar de estimar valores de levantamiento de perfiles de acero hincados en función de la presión máxima de hinchamiento o del hinchamiento libre.

**8. BIBLIOGRAFÍA**

Ayala Carcedo, F. J., Ayala Carcedo, F. J., Ferrer Gijón, M., Oteo Mazo, C., Salinas Rodríguez, J. L., Ferrer Gijón, M., Oteo Mazo, C., & Salinas Rodríguez, J. L. (1986). Mapa previsor de riesgos por expansividad de arcillas en España a escala 1:1.000.000 (Ser. Geología ambiental). Instituto Geológico y Minero de España etc.

Boscardin, D.M. and J.E. Cording, 1989. Building response to excavation-induced settlement. *J. Geotechnical Eng. Division. Jan. ASCE*,115(1): 1-21.

Chen, F. H. (1988). *Foundations on expansive soils*. American Elsevier Science Publ., New York.

Cuellar, V. (1978). Análisis crítico de los métodos existentes para el empleo de arcillas expansivas en obras de carreteras y recomendaciones sobre las técnicas más idóneas para su uso habitual en España. *Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo*, 303 p. (No publicado).

De Justo-Alpañés, J.L., Neyra, P.D., & Moscardo, E.D. (2002). *Construcción de infraestructuras en terrenos expansivos y colapsables*.

Fityus, S., & Buzzi, O. (2009). The place of expansive clays in the framework of unsaturated soil mechanics. *Applied Clay Science*, 43, 150-155.

Fityus, S., Cameron, D., & Walsh, P.F. (2005). The shrink swell test. *Geotechnical Testing Journal*, 28, 92-101.

González de Vallejo L., González de Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño Luis. (2002). *Ingeniería geológica*. Pearson Educación.

Holtz, W.G., & Gibbs, H.J. (1956). Engineering Properties of Expansive Clays. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 121, 641-663.

<https://www.cantsink.com/>

Jiménez Salas, J. A., Jiménez Salas, J. A., Justo Alpañés, J. L. de; Justo Alpañés, J. L. de. (1971). *Geotecnia y cimientos* (Vol. Vol. 1, propiedades de los suelos y de las rocas). Rueda.

Jiménez Salas, J. A., Justo Alpañés, J. L. de, Justo Alpañés, J. L. de, Serrano González, A. A., & Serrano González, A. A. (1976). *Geotecnia y cimientos* (Vol. Vol. 2, mecánica del suelo y de las rocas). Rueda.

Jiménez Salas J. A., Cañizo Perate, L. del, Cañizo Perate L. del; Jiménez Salas, J. A. (1980). *Geotecnia y cimientos* (Vol. Vol. 3, cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia). Rueda.

Jones, D.E., & Holtz, W.G. (1973). EXPANSIVE SOILS- THE HIDDEN DISASTER. *Civil Engineering*, 43.

Kibriya, D.T. (2018). A Review of Geotechnical Problems Facing Solar Based Renewable Energy Facilities in Frost Affected Regions of North America.

Kibriya, D.T. (2018). Rehabilitation Techniques to Address Frost Effects on Pile Foundations of Solar Power Generation Facilities in North America.

Kibriya T. & Tahir L. (2015). Adfreeze Forces on Lightly Loaded Pile Foundations of Solar PV Farms in Cold Regions. *American Journal of Civil Engineering and Architecture*, 3(4), 109-117.

Levasseur, P., & Maher, M.L. (2015). A case study of frost action on lightly loaded piles at Ontario solar farms. *Conferencia GeoQuebec 2015*.

Nelson, J.D., Miller, D.J. (1992). *Expansive soils. Problems and practice in foundation and pavement engineering*. New York: John Wiley & Sons, Inc. ISBN: 0-471-51186-2.

Olaiz, A., Singhar, S.H., Vann, J.D., & Houston, S.L. (2018). Comparison and Applications of the Thornthwaite Moisture Index Using GIS. PanAm Unsaturated Soils 2017.

Pekin, O., Woon, J.S., Do, S., & Kitch, W.A. (2014). Development of Foundation Systems for Solar Array at Owens Lake, California.

Rodríguez Ortiz, J.M. (1975). Las arcillas expansivas: su estudio y tratamiento. Bol. De Inf. del Laboratorio de Transporte y Mecánica del Suelo, nº 108, pp. 3-30.

Rodríguez, C.D., Villalba, A.L., & Solé, A.G. (2016). Análisis retrospectivos en problemas geotécnicos: aplicación al control de precargas. 10º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica: A Coruña, 19, 20 y 21 de octubre de 2016 / coord. por Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Sociedad Española de Mecánica de Rocas, 2016, ISBN 978-84-945284-2-2, págs. 717-726

Smith, S.L., Romanovsky, V.E., Lewkowicz, A.G., Burn, C.R., Allard, M., Clow, G.D., Yoshikawa, K., & Throop, J. (2010). Thermal State of Permafrost in North America: A Contribution to the International Polar Year. Permafrost and Periglacial Processes, 21, 117-135.

Tomás, R., Santamarta, J.C., Cano, M., Hernández-Gutiérrez, L.E., García-Barba, J. (2013). Ensayos geotécnicos de suelos y rocas. Universidades de Alicante y de La Laguna. <http://web.ua.es/es/ginter/> ó <http://ocw.ull.es/> (fecha de acceso). License: Creative Commons BY-NC-SA.

Tsige, M. (2008). Suelos difíciles en Geotecnia: caso de las arcillas expansivas. Ingeopres: Actualidad técnica de ingeniería civil, minería, geología y medio ambiente, ISSN 1136-4785, Nº. 167, 2008, págs. 33-39.

Vijayvergiya, V.N. y Ghazzaly, O. I. (1973). Prediction of swelling potencial for natural clays. 3th International Conference on Expansive Soils, Haifa. Proc., Vol. I, pp. 227-236.

### **Normativa**

AS 1289.7.1.1-1992: Methods for Testing Soils for Engineering Purposes: Method 7.1.1: Determination of the Shrinkage Index of a Soil; Shrink Swell Index, Standards Australia.

ASCE/SEI 7-22. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures.

Australian Standard AS 2870-2011. Residential slabs and footings.

UNE 103101:1995. Análisis granulométrico de suelos por tamizado.

UNE 103102:1995. Análisis granulométrico de suelos finos por sedimentación. Método del densímetro.

UNE 103103:1994. Determinación del límite líquido de un suelo por el método del aparato de Casagrande.

UNE 103104:1993. Determinación del límite plástico de un suelo.

UNE 103600:1996. Determinación de la expansividad de un suelo en el aparato Lambe.

UNE 103601:1996. Ensayo del hinchamiento libre de un suelo en edómetro.

UNE 103602:1996. Ensayo para calcular la presión de hinchamiento de un suelo en edómetro.