

# Patologías de origen geotécnico en infraestructuras pavimentadas: investigación y resolución

## *Pathologies of Geotechnical Origin in Paved Infrastructures: Investigation and Resolution*

David Almazán Cruzado <sup>1\*</sup>

### Resumen

Desde que comenzara la crisis económica y financiera en Europa –sobre todo en determinados países de nuestro entorno–, es cada vez más frecuente comprobar la recurrencia de infraestructuras pavimentadas afectadas por patologías de origen geotécnico.

La limitada información de registros históricos que guarden la documentación veraz contenida en los proyectos “As-Built”, o la reducida inversión en el control de calidad de las obras, ha propiciado la aparición de numerosas patologías de origen geotécnico, las cuales tienen importantes implicaciones en los costes de conservación y mantenimiento de estas infraestructuras, sobre todo en lo que concierne a la seguridad para el usuario final en la fase de explotación.

Lo más preocupante de estos hechos es que no se trata de infraestructuras aisladas que han agotado su período de diseño, o que lleven muchos años puestas en servicio, sino de infraestructuras diseñadas y construidas en la última década.

A modo de ejemplo, en este artículo se van a exponer cuatro casos de infraestructuras con problemáticas geotécnicas diferentes, pero que tienen en común su reciente diseño y ejecución. Se trata de un aeropuerto, un velódromo, un intercambiador modal en tramo urbano y una carretera, cuyas principales patologías fueron, entre otras, la falta de capacidad portante, la expansividad, los hundimientos y los hinchamientos por congelación. En los cuatro casos se demandaron los servicios de EPTISA con el doble objetivo de analizar, por una parte, las posibles causas que habían podido originar las patologías manifestadas en el pavimento; y por otra, de diseñar las medidas correspondientes medidas correctas –en algunos casos con el concurso de la Dirección de las Obras de Rehabilitación–.

Los cuatro puntos fundamentales que articulan cada sección son los que siguen:

- a) Descripción de la patología;
- b) Diseño y ejecución de la campaña de investigación;
- c) Interpretación de resultados, cálculos y conclusiones; y
- d) Medidas correctoras.

Por motivos de confidencialidad, no se citarán los entornos geográficos asociados a cada infraestructura.

**Palabras clave:** patologías, expansividad, congelación, capacidad portante, hundimientos.

### Abstract

*Ever since the economic and financial crisis erupted and spread all across Europe, it's becoming likelier to find paved infrastructures showing premature defects of geotechnical origin.*

*Lack of investment on site investigations, scarcity of reliable and recorded information included within “As-Built” projects, and decreasing investments on quality assurance have all caused a number of defects of geotechnical origin to come about. Such defects have a considerable impact on operation and maintenance costs, especially when it comes to the road safety final users may enjoy at exploitation stage.*

*The most worrying thing about this is that it does not just concern isolated infrastructures whose lifespan have come to an end, but also the ones designed and built over the last decade. In fact, it's been in the latter where we are to find most of those premature defects.*

*As examples, this article aims to present four cases of different sort of infrastructure affected by diverse geotechnical problems, which have in common both their recent design and execution.*

*Accordingly, it deals with an airport, a high-speed circuit, a modal interchange located at an urban area and a road, all of which show, among others, the following flaws: lack of structural capacity, overexpansion, and collapsing and swelling for frost heave susceptibility.*

*In all these cases, EPTISA's services were demanded with a double goal: on the one hand, analysing the potential causes that could have produced the premature defects on the pavement, and on the other, designing –and in some cases even contracting the project management– the corrective measures in order to mitigate them.*

\* Autor de contacto: [dalmazan@eptisa.com](mailto:dalmazan@eptisa.com)

<sup>1</sup> Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Director Ingeniería del Terreno, Eptisa, Servicios de Ingeniería S.L.

The four key points underpinning each chapter are as follows:

- a) Pathology description;
- b) Design and conduction of the investigation;
- c) Analysis of results, calculations and conclusions; and
- d) Corrective measures.

For reasons of confidentiality, the locations regarding the aforementioned infrastructures will not be named.

**Keywords:** defects, swelling, frost heave, structural capacity, collapsing.

## 1. INTRODUCCIÓN

El objetivo de este artículo es invitar a la reflexión de los profesionales del sector de la obra civil en todos sus estamentos: promoción, ingeniería y construcción, pues cada vez es más habitual encontrarse con infraestructuras de reciente ejecución con fallos prematuros que no permiten la adecuada explotación de las mismas en las mejores condiciones de seguridad y confort.

Desgraciadamente, este mercado, el de los arbitrajes, peritajes y rehabilitaciones, está incrementándose dramáticamente en los últimos años y la tendencia es claramente continuista. Actuar sobre el problema de raíz sería lo más idóneo, pero para ello se debería conocer su origen. He aquí algunas propuestas de reflexión en este sentido:

- Los criterios de adjudicación de contratos en las licitaciones públicas y privadas
- La magnitud de las bajas económicas aceptadas en la fase de licitación
- Pérdida de valor de los medios humanos del sector ingeniería y construcción
- El nivel de formación en las escuelas de ingeniería
- Las inversiones en el control de calidad durante las obras
- Obsolescencia de los medios materiales del sector

Puede que alguna de estas cuestiones queden respondidas en el presente artículo, pero en cualquier caso quedará a juicio del lector el derecho de ejercer una profunda reflexión al respecto.

## 2. AEROPUERTO

El primero de los casos objeto de estudio consistió en analizar las patologías que desde hacía un tiempo se estaban manifestando en la superficie del pavimento, sin aparente explicación. Se trataba de una tipología de fisuración en forma de malla fina que, típicamente se podría achacar a una falta de capacidad portante del conjunto explanada y firme, o al aumento de las cargas de tráfico, o a la circulación de aeronaves no aptas para el dimensionamiento del firme de la pista.

Dado que no se disponía de datos del proyecto de la pista, ni de su construcción, y con objeto de minimizar los daños al pavimento y evitar molestias a la explotación del aeropuerto, se diseñó una campaña de reconocimiento del terreno de mínimos que permitiera adquirir información de la composición del firme, mediante la extracción de testigos, y de la compacidad de los suelos que constituyen el cimiento y su apoyo, mediante ensayos de penetración dinámica. Posteriormente, sobre los testigos de aglomerado se realizaron ensayos de tracción indirecta para conocer su capacidad mecánica.



**Figura 1.** Fisuración en malla fina en tercio central de la pista principal (runway), con carácter general.



**Figura 2.** Fisuración en malla fina en tercio central de la pista principal (runway), con carácter generalizado.

Para el diseño de un pavimento aeroportuario se necesitan como datos de entrada, el CBR de la explanada, los materiales y espesores que compondrán el firme, el número de movimientos de aeronaves (despegues y aterrizajes) y la determinación de la aeronave crítica (mayor efecto destructivo). Por otra parte cada aeronave que solicita un aeropuerto posee un número estructural asociado, denominado ACN (Aircraft Classification Number), que se declara oficialmente en Aviación Civil, que expresa el efecto relativo de una aeronave de peso dado sobre un pavimento con una categoría del terreno de cimentación especificada. Y por su parte cada pavimento de aeropuerto tiene asociado otro número estructural, denominado PCN (Pavement Classification Number), que expresa la capacidad de carga de un pavimento para un número ilimitado de operaciones. Ambos valores están relacionados, según la Organización de Aviación Civil Internacional (OACI, en adelante), porque el ACN de la aeronave genérica, siempre ha de ser menor que el PCN del pavimento. Si esta condición no se

cumple, se puede producir un deterioro significativo del pavimento, que puede llegar a afectar a la explanada y por ende, a la seguridad durante la circulación.

En el caso que ocupa el ACN de la aeronave más crítica era de 24 y el del PCN de la pista era desconocido. Por eso, a partir de los resultados de la campaña de campo, se requería proceder al cálculo del PCN, según el método ACN/PCN establecido por la OACI.

### A. Campaña de campo

Se realizaron varios ensayos de penetración dinámica tipo DPSH y también la extracción de los testigos de mezcla bituminosa en las zonas de afección de la pista (fundamentalmente el tercio central del eje de la pista).

A partir de los datos de extracción de testigos se obtuvo información de los espesores de capa de aglomerado, que variaban en el rango 10 – 16 cm, y posteriormente, y a partir de los datos de tracción indirecta, los módulos de rigidez de la capa estructural, que variaba entre 2.500 y 4.300 MPa.

Con los datos de ensayos de penetración dinámica se identificaron las distintas capas que conforman el firme y su apoyo.

- En primer lugar, se observa una primera capa sobre la que apoya el aglomerado, con unos golpes mayores que la capa inmediatamente inferior. Esta capa se considera como capa de base y varía entre 20 y 40 centímetros según el tramo de ensayo.
- En segundo lugar, se identifica una capa con golpes bastante menores, con un espesor fijo de 120 centímetros, que se considera como la estructura de tierras que conforma la explanada original.
- Por último, encontramos el sustrato natural. Este se identifica porque los golpes son crecientes hasta rechazo. Este sustrato se ha caracterizado, a falta de más información, a partir de cartografía geológica, donde se observa la presencia de las siguientes unidades geológicas:
  - Unidad geológica 24. Cantos de cuarcita y pizarra con arcillas; coluviones.
  - Unidad geológica 23. Cantos de cuarcita y pizarra; canchales.
  - Unidad geológica 8. Pizarras.

De cara a calcular el índice aeroportuario PCN de la pista, a partir de los resultados de las pruebas “in situ” realizadas, fue necesario caracterizar las distintas capas de firme. A continuación se muestran las distintas correlaciones y estudios realizados para obtener el Módulo de Young de los materiales granulares y el índice CBR de la explanada.

### B. Correlaciones entre parámetros geotécnicos

La correlación del DPSH con el SPT se basa en métodos energéticos y experimentales, debido a que ni el peso ni las dimensiones de la maza, ni el número de golpeo entre ensayos son iguales. La expresión que se muestra a continuación fue desarrollada por Dhalberg (1974) y corregida debido a la elevación automática de la maza.

$$N_{spt, autom} = \left( \frac{25 \times \log(1,22 \times N_{dpsH}) - 15,16}{1,27} \right) \quad [1]$$

Por otra parte, La principal correlación entre el  $N_{spt}$  y el índice CBR, de aplicación en España, se encuentra en la Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía, aunque también es posible hacerlo a partir del módulo de elasticidad.

Esta tabla es de aplicación si los ensayos se realizan en período húmedo, como fue el caso de la presente campaña geotécnica.

Para el cálculo del Módulo de Elasticidad o Módulo de Young, existen diversas expresiones en función del CBR y la Normativa de carreteras española o el SPT (Beguemann para suelos granulares, Wrench y Nowtzki para suelos granulares, Expresiones para arenas y rellenos compactados y D’Appolonia para grava arcillosa).

Del análisis de todas estas expresiones se realizaron estudios estadísticos y de sus resultados, se definieron tres escenarios (pésimo, óptimo y central). El modelo característico que reproduciría el firme y el terreno de apoyo obtenido sería el siguiente:

**Tabla 1.** Tabla de correlación entre el tipo de material constituyente del firme y la explanada, con sus espesores y módulo de young asociados y/o índice CBR, en su caso

Capa	P-3		
	Espesor (cm)	E (MPa)	CBR
Pavimento asfáltico	12	2900	-
Base granular (suelo adecuado)	20	50	4,5
Explanada (suelos tolerables)	120	20	2
Sustrato	-	-	5,5

### C. Determinación del PCN según metodología ACN / PCN

El método de cálculo seguido en el presente Informe es el que prescribe AENA (en cumplimiento de la OACI), y que se encuentra incluido en el documento “Evaluación Estructural de Pavimentos Aeroportuarios” (Carrasco, P.P. Año 2009). Consiste en calcular el espesor equivalente del firme mediante la comparación del módulo de elasticidad

$N_{spt}$	Material granular						
	5	10	12	15	20	25	30
Material cohesivo	2	5	7	10	15	17	20
CBR estimado	1	2	3	5	10	20	30

**Figura 3.** Correlación entre el CBR y el SPT, según la Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía.

de cada capa con el de un suelo granular genérico que se considerará como fijo de comparación.

$$PCN = \frac{1}{500} \times \frac{e^2}{\frac{1}{c1 \times CBR} - \frac{1}{c2 \times pn}} \quad [2]$$

Donde,

e = espesor equivalente; suma de espesores de firme.

CBR de la explanada.

c1 = 0,5695.

c2 = 32,035.

pn = presión normalizada = 1,25 MPa.

A partir de los resultados de las pruebas “in situ” realizadas se han obtenido valores de PCN inferiores a 10. Por tanto PCN de la pista principal es inferior al ACN de la aeronave crítica (que presenta un valor de 24), por lo que, atendiendo a la metodología ACN – PCN de OACI, esta aeronave tiene un efecto destructivo mayor que el teórico que puede soportar el firme. De esta manera quedan evidenciadas las causas que han motivado esta deficiencia de capacidad portante del firme.

#### D. Medidas correctoras

Es obvio, en este caso que las medidas correctoras recomendadas están asociadas a, bien un incremento significativo del espesor del paquete de mezcla bituminosa , o bien a un saneo completo del firme existente y un tratamiento de la explanada, mediante técnicas de estabilización, para mejorar su capacidad de soporte (previamente se requeriría un mayor volumen de prospecciones para caracterizar completamente las propiedades geotécnicas de los materiales que lo componen, verificar si se trata de un suelo estabilizable y un posterior estudio de dosificación en laboratorio para determinar la fórmula de trabajo).

### 3. VELÓDROMO

A los pocos meses de la inauguración de un velódromo asfaltado, por el cual circulan vehículos ligeros, cuyas cargas de tráfico podrían llegar a considerarse despreciables desde el punto de vista estructural del firme que lo constituye, y localizado en el Sur de Europa, se empezaron a manifestar

deformaciones sobre el pavimento en forma de abombamientos y depresiones en determinadas zonas de la infraestructura.

El firme constaba de una sección formada por 20 cm de mezcla bituminosa, 25 cm de zahorra artificial y suelos estabilizados para conformar la explanada.

Para determinar las posibles causas que pudieron haber originado esta circunstancia se realizó un análisis inicial de los datos históricos del proyecto y construcción del velódromo, para posteriormente hacer una visita de inspección en campo, y a partir de esta, diseñar una campaña de reconocimiento del terreno.

Algunas de las causas que se barajaron, tras el estudio inicial de los análisis de partida y la visita de campo fueron las siguientes:

- La elevación de la calzada debido a la acción del hielo, para lo cual se analizó el registro histórico de temperaturas mínimas de los últimos años.
- Abombamiento del pavimento debido a deformaciones plásticas motivadas por hinchamientos del terreno de apoyo del firme o por hincas de tubos en capas inferiores de calzada. Para estudiar estos aspectos se analizó la influencia del emplazamiento, la procedencia de posibles aportes de agua, las características de los materiales constituyentes de la infraestructura y la presencia de servicios enterrados.
- Entumecimiento de materiales del firme por absorción de agua. Normalmente esta patología se suele producir por la realización de la ejecución de las obras en condiciones meteorológicas adversas, a nivel de precipitaciones, por lo que se analizó el registro histórico de precipitaciones en la época de su construcción.

A continuación se muestran unas imágenes que ilustran la magnitud de las deformaciones observadas en la primera inspección visual llevada a cabo.

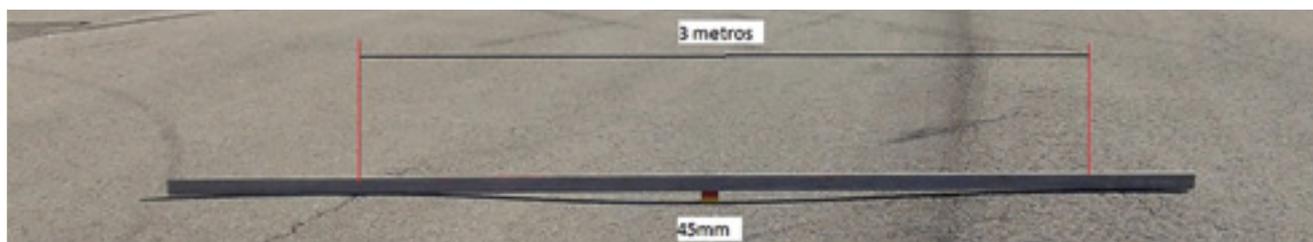
De las posibles causas analizadas, se descartaron las opciones a y c, tras el análisis de la cartografía geológica de la zona y de los registros climatológicos, el estudio de campo se focalizó sobre la opción b (hinchamiento del terreno).



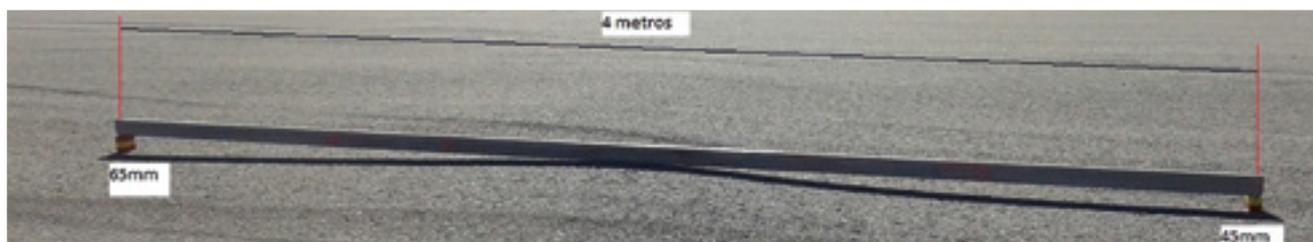
Figura 4. Detalle de hinchamiento en calzada.



Figura 5. Detalle de hinchamiento en calzada.



**Figura 6.** Detalle de deformación vertical en calzada.



**Figura 7.** Detalle de hinchamiento en calzada.

Para plantear el diseño de la campaña de campo, que analizara la influencia del emplazamiento y la posible expansividad de los terrenos de cimentación, era importante que la ejecución de la misma permitiera continuar con la explotación de la infraestructura, pues su cierre generaba a la propiedad considerables pérdidas económicas. Por otra parte, la realización de prospecciones con carácter destructivo podría degenerar en mayor medida el estado actual de la infraestructura, por lo que se propuso un número reducido de sondeos, con una campaña de toma de muestras asociada.

Para el análisis de la procedencia del agua en el entorno de las patologías y la comprobación de la calidad de la construcción con respecto al proyecto, se realizó una campaña de auscultación con geofísica, mediante Georadar 3D, que se completó con una pequeña campaña de catas, cuya finalidad era verificar el funcionamiento de la red de drenaje profundo perimetral del velódromo y cotejar su reproducibilidad con el proyecto original.

De toda la información generada durante los análisis de información previos y las campañas de reconocimiento del terreno, se pudo comprobar, que parte del velódromo se asentaba sobre una cuenca endorreica, con posibles aporte de agua de un río cercano en la vaguada adyacente localizado a cota superior del velódromo, con una variada problemática geotécnica asociada, como se verá a continuación.

#### A. Campaña de campo

Tras la realización de los sondeos y la campaña de toma de muestras para su posterior ensayo de laboratorio, se detecta la presencia de rellenos antrópicos, constituidos por rellenos granulares, cohesivos arcillosos, zahorras, aglomerado y tierra vegetal, apoyados fundamentalmente sobre un sustrato terciario. Dicho sustrato está constituido por lutitas, con predominio de argilitas (margas y arcillas grises con intercalaciones de areniscas, calizas y yesos), si bien se observan también tramos de limolitas de espesor decimétrico. Se intercalan también niveles de areniscas de grano fino y niveles de yeso de espesor decimétrico.

A continuación se incluyen dos imágenes, una de ellas del aspecto de estos materiales en afloramiento y la otra sobre testigo de sondeo.



**Figura 8.** Aspecto y detalle de los materiales argilíticos en talud, con nivel de yeso duro.



**Figura 9.** Detalle de niveles de areniscas finas y limolitas.

Los ensayos del análisis mineralógico de muestras por difracción de rayos X no presentan contenidos de arcillas de las consideradas como más expansivas como es el caso del grupo de la esmectita, pero sí poseen contenidos en calcio y magnesio, de la calcita y dolomita e illita detectadas y cationes interlaminares que pueden generar hinchamiento sin llegar a la disociación total de las láminas de las arcillas. Para comprobar este aspecto se han realizado ensayos de hinchamiento libre en edómetro a carga completa

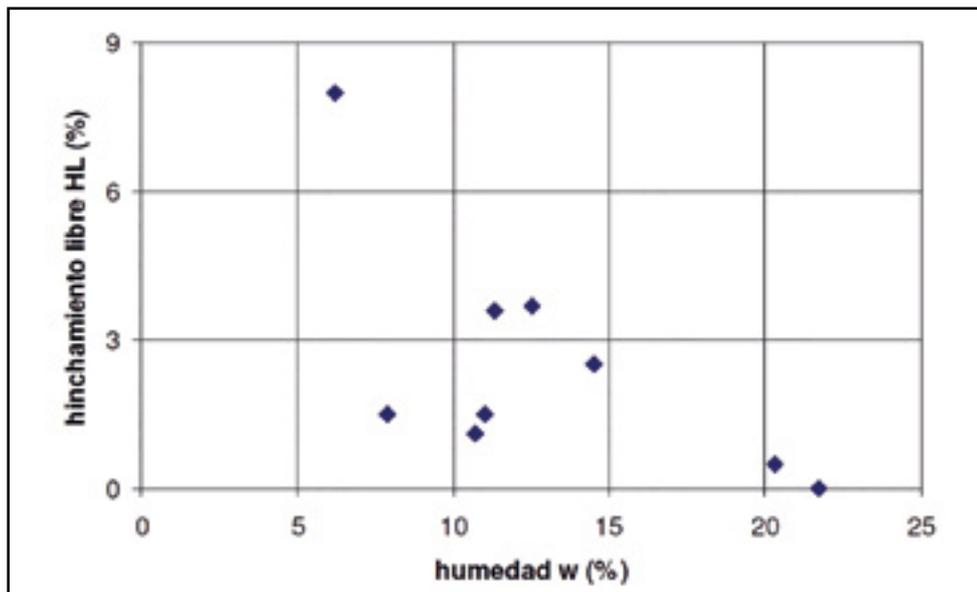


Figura 10. Correspondencia entre humedad e hinchamiento libre del tramo investigado.

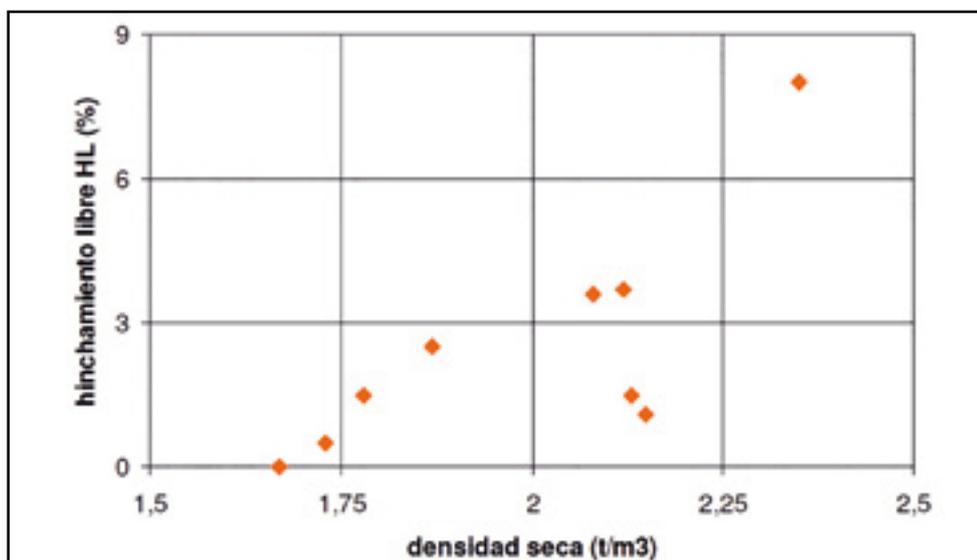


Figura 11. Correspondencia entre densidad seca e hinchamiento libre del tramo investigado.

y a media carga, obteniéndose cierta heterogeneidad de resultados en las muestras ensayadas, pero presentando valores de hinchamiento libre de hasta el 8% y presiones de hinchamiento (presión necesaria para hinchamiento nulo) que llegan a alcanzar los 6,8 Kg/cm<sup>2</sup>.

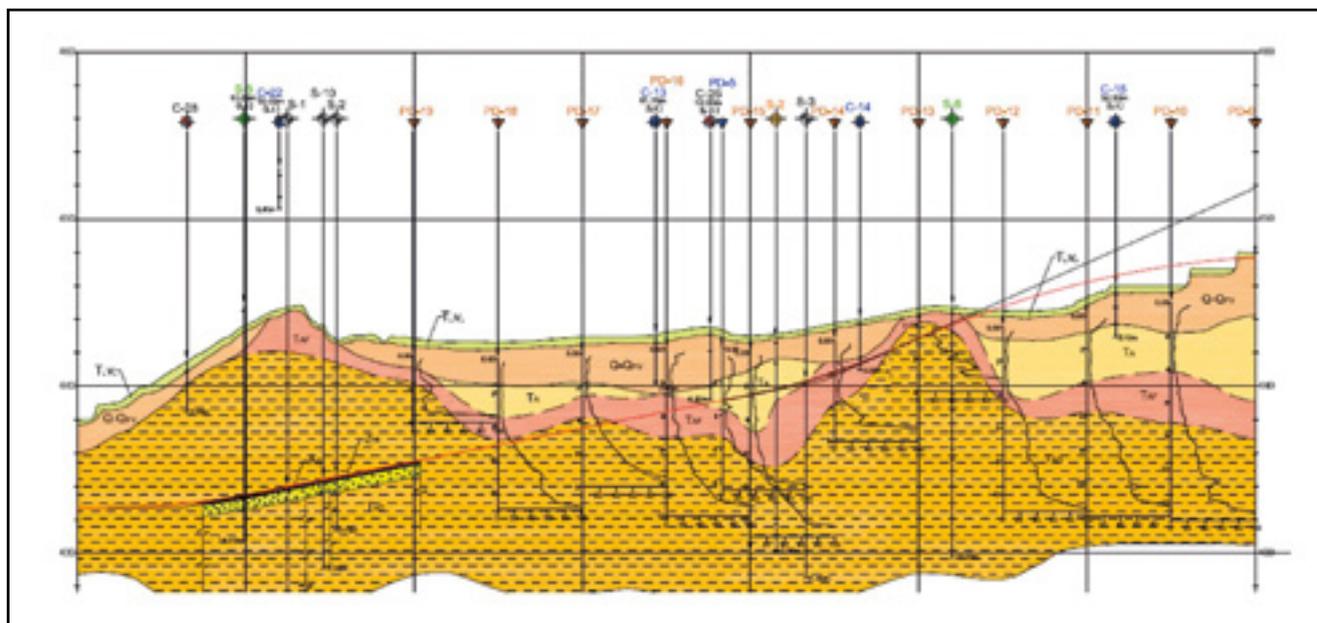
Respecto a los contenidos en sulfatos solubles obtenidos de las muestras analizadas se ha observado que estos en su mayoría son inferiores al 0,7%, pero reforzando la teoría de la heterogeneidad de esta zona, se obtuvieron algunos ensayos con valores superiores a dicho valor. En este sentido es preciso destacar que el proyecto original precisaba la estabilización con cal o cemento de los suelos procedentes de la excavación de los desmontes para su empleo como cimientado del firme. Esta circunstancia, junto con la posibilidad de haber empleado suelos con contenidos de sulfatos solubles superiores al 0,7% (valor máximo permitido por el PG-3, actualizado en B.O.E. con fecha 3 de Enero de 2015, según ORDEN FOM/2523/2014, para la estabilización de suelos con cal o cemento) para su posterior estabilización, pudo haber generado la formación de “etringita”, mineral con alto potencial expansivo.

En relación al nivel freático, los niveles medidos en los piezómetros instalados indican la presencia de agua en los sondeos procedente, bien del sustrato (poco probable dado su carácter impermeable) o bien por las capas granulares de explanada y firme, situándose en el rango de profundidad con respecto a la rasante de 0,5 m a 2,1 m.

Esta circulación se dará en mayor o menor medida según el agua que entre, en unas zonas u otras, según la época del año, según los tiempos de riego procedentes de los jardines, según las zonas que drenen mejor o peor superficialmente, según sean zonas de desmonte o de rellenos etc.

Por otro lado, la aportación de aguas freáticas naturales a la obra, es otro factor que se desconoce, si bien el sustrato es impermeable y la transferencia de agua a las plataformas se considera prácticamente nula, lo cierto es que se intercalan niveles de arenisca y de yesos en la serie argilítica, que si pueden aportar agua.

Por tanto, de la campaña de sondeos se puede concluir que queda de manifiesto la problemática geotécnica asociada, con niveles piezométricos antrópicos, presencia de arcillas terciarias con niveles más activos que otros desde



**Figura 12.** Perfil longitudinal geológico-geotécnico.

el punto de vista de su potencial expansivo, y presencia no generalizada de altos contenidos de sulfatos solubles, pudiéndose calificar este terreno, desde el punto de vista geológico, como errático, lo cual seguramente dificultó la identificación del problema en fases anteriores a la explotación del velódromo.

Con objeto de calibrar los reconocimientos de los sondeos, acumular más densidad de datos de los materiales empleados en la construcción y de analizar más pormenorizadamente el cimiento del firme y sus patologías asociadas se realizó una campaña de toma de datos de campo mediante Georadar 3D.

Se trata de una tecnología tridimensional multifrecuencia geofísica que permite obtener una gran cantidad de información con una óptima resolución a distintas profundidades, dependiendo de los materiales que conformen las capas de apoyo del firme.

Los modelos tridimensionales facilitan considerablemente la identificación de anomalías, patologías o servicios enterrados, su posicionamiento y dimensionamiento.

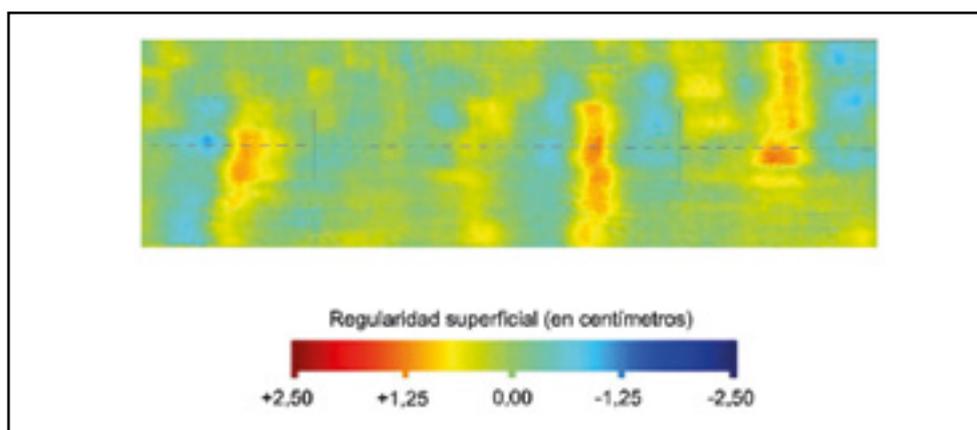
El georadar 3D obtiene una imagen 3D de radar de 2,1 metros de ancho por cada pasada de antena un rango de banda desde los 100 a los 3000 Hz. Dicha antena está

compuesta por 29 sensores separados cada 7,5 cm, por lo que es capaz de obtener un modelo tridimensional con una resolución de malla de 7,5x7,5x0,1 cm.

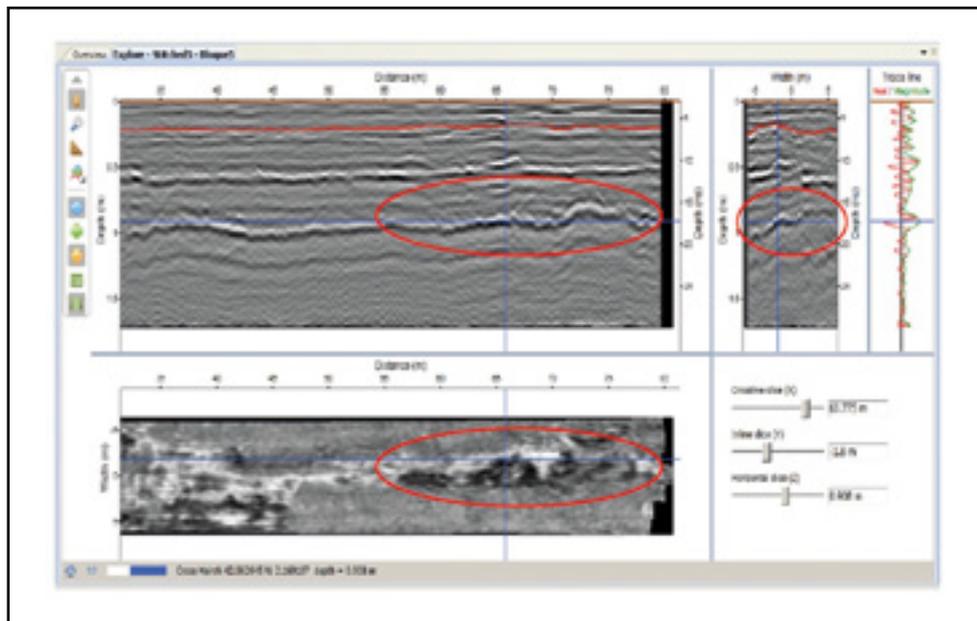
El sistema incorpora un GPS de precisión de manera que se puedan georeferenciar los resultados obtenidos.

A través de este sistema se detectaron a distintas profundidades grandes deformaciones, verificando el origen de las patologías principales. Los datos obtenidos de los radargramas se aprovecharon para obtener información adicional, tales como, despegues entre capas, detección de huecos, información de los grados de humedad de las capas, detección de posibles servicios enterrados y espesores de capa.

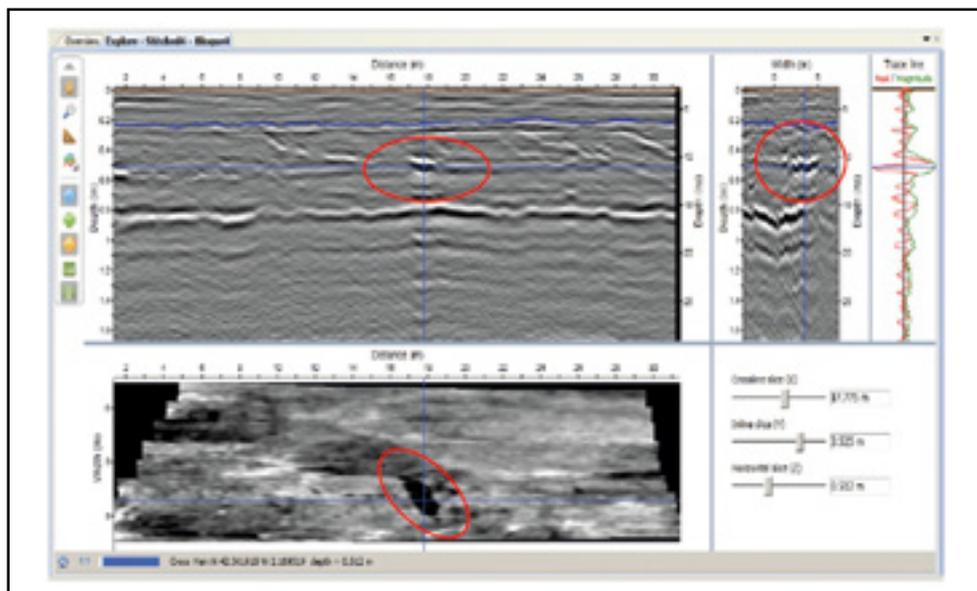
De la campaña de ejecución de catas sobre los márgenes de la pista para verificar la calidad de la ejecución de los drenajes profundos se pudo concluir, que había numerosas evidencias que ponían de manifiesto un más que probable mal funcionamiento del drenaje del velódromo en las inmediaciones de las zonas con patologías investigadas, debido fundamentalmente a errores en la ejecución, en lo referente a la geometría del trazado, a la colocación de los tubos drenes y a la permeabilidad de los materiales de relleno que conforman la sección tipo del drenaje profundo.



**Figura 13.** Planta escaneada del pavimento, donde se aprecian ligeras alternancias de abombamientos y depresiones.



**Figura 14.** Detección de gran deformación aproximadamente a un metro de profundidad, coincidente con deformaciones en pavimento.



**Figura 15.** Zonas de alta porosidad, posiblemente por lavado de finos en la capa de zahorra, dados los altos porcentajes de humedad asociados a este nivel. Obviamente esta circunstancia evidencia la posible circulación de agua por las capas inferiores del firme.

Estos aspectos colaboran en incrementar las probabilidades de que se produzcan infiltraciones verticales y sub-horizontales y que por tanto, que las arcillas potencialmente expansivas varíen su grado de humedad, y se generen los hinchamientos que se manifiestan en calzada.

### B. Cálculos de estimación de hinchamientos por expansividad

Para tener un orden de magnitud de la cuantía del hinchamiento probable en los materiales arcillosos analizados, se han llevado a cabo unos cálculos, basados en una caracterización de sus propiedades de expansividad, que se detalla seguidamente.

En función de los resultados obtenidos en esta campaña, la presión para conseguir un hinchamiento nulo, o presión de hinchamiento, han resultado dispersos, desde

valores nulos asociados a niveles menos activos hasta presiones de 6,8 Kg/cm<sup>2</sup>. Se estima como valor promedio 1,5 Kg/cm<sup>2</sup>, con la variabilidad ya comentada. En paralelo, como valor promedio de hinchamiento libre, se estima un valor del 5% (bajo una carga estándar de 0,05 Kg/cm<sup>2</sup>).

Entre ambos valores, es decir, para cargas intermedias se adopta una función logarítmica, pues es la que mejor se aproxima al comportamiento de este tipo de suelos expansivos, de acuerdo con la curva de ajuste de McKeen&Nielsen, 1978, que atiende a la expresión:

$$H = K \times \log \left( \frac{Pc}{p'} \right) \quad [3]$$

Siendo, H el hinchamiento para una carga efectiva aplicada p'.

Pc= la presión de hinchamiento para conseguir un hinchamiento nulo;

Y K una constante que es: 
$$K = \frac{H_{max}}{\log\left(\frac{p_c}{p_{min}}\right)}$$

En el gráfico se puede observar que para una presión la mitad de la necesaria para hinchamiento nulo (=1,5/2= 0,75), el hinchamiento resultante es el 1%, que es 1/5= 20% del hinchamiento máximo estimado.

Por otra parte, en función de los valores obtenidos para el intercambio catiónico, en el gráfico adjunto (McKeen, 1980) se relaciona la capacidad de cambio catiónico, con la actividad del suelo arcilloso, y se le asigna un coeficiente de expansividad, denominado gh (análogo al índice de compresibilidad obtenido en el edómetro)

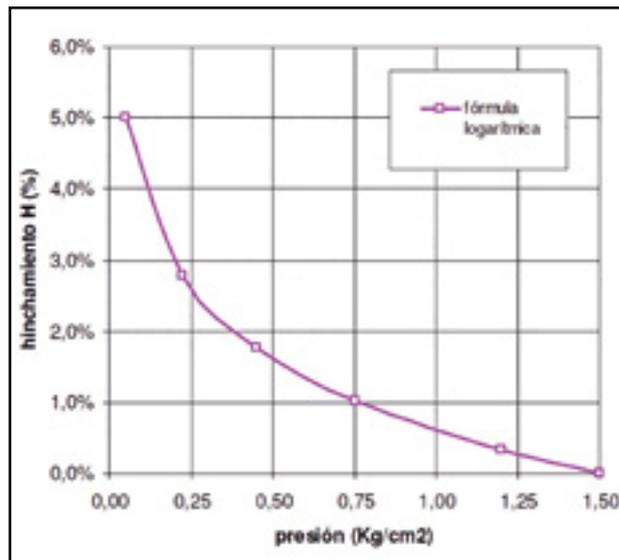


Figura 16. Gráfica que relaciona el hinchamiento libre con la presión de hinchamiento.

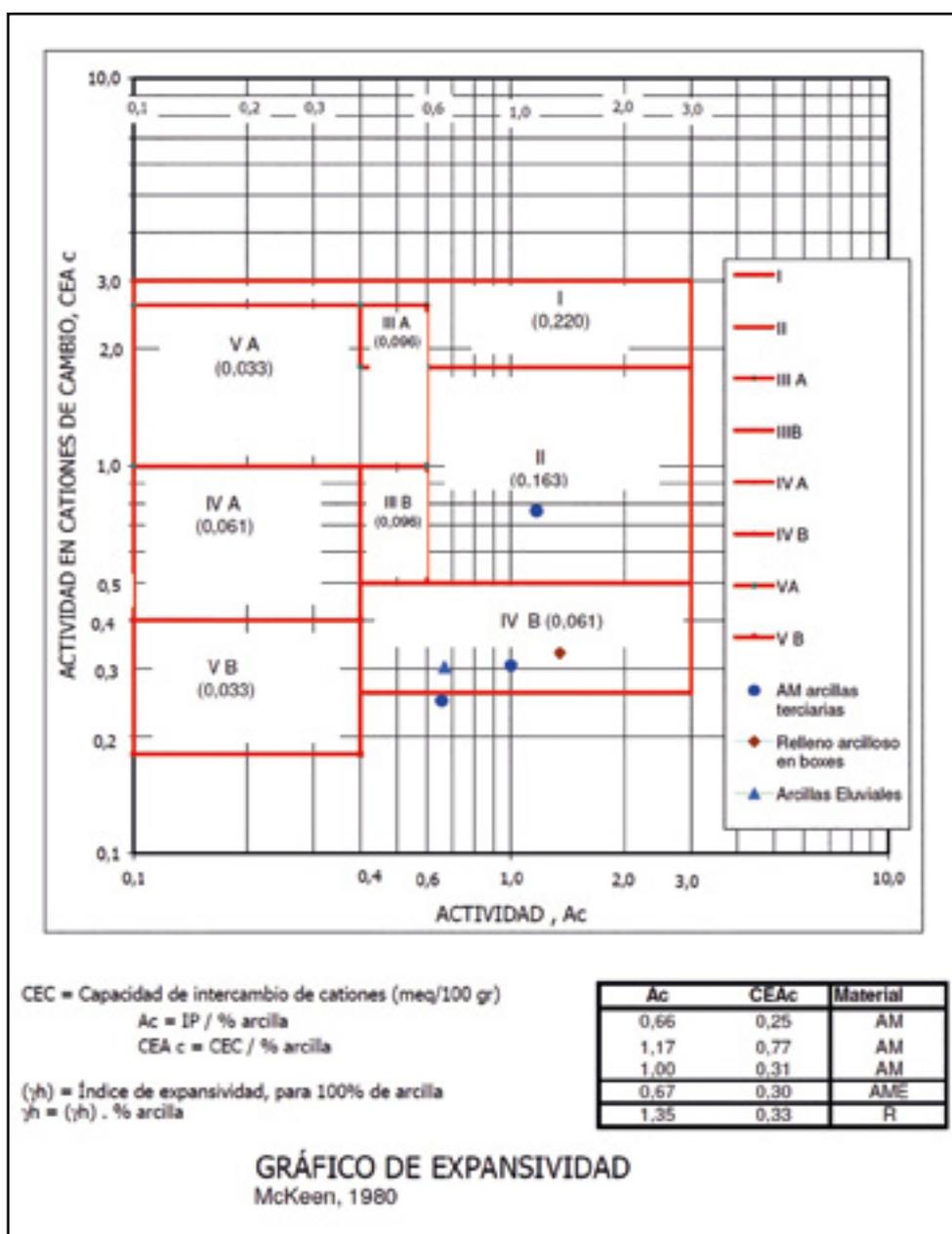


Figura 17. Ábaco de McKeen para determinación de valores de intercambio iónico.

Se ve que se obtienen valores medios del orden de 0,061 para (gh) que es el índice para un 100% de arcilla.

En este caso, se obtienen % de arcilla (valor para el tamaño de partícula de 2m) del orden de un 25%. Y el índice sería de  $0,061 \times 25\% = 0,015$ .

Para la estimación de los hinchamientos o levantamientos esperables se ha abordado el cálculo por dos procedimientos habituales: a) según el método de la inundación (recogido en el libro Geotecnia y Cimientos III, de Jiménez Salas y otros, 1980), y b) según el método de la variación de la succión (ver el texto de la DGCC, "Terraplenes y pedraplenes", editado por el MOPT, 1989)

**a) Método de la inundación**

En el método de la inundación se realiza el cálculo del hinchamiento o levantamiento V, integrando los movimientos verticales, s, en la zona activa considerada, entre las profundidades, z0 y z1. El resto se obtiene aplicando la igualdad:

$$s = H = K \times \log \left( \frac{Pc}{p'} \right) \quad [4]$$

y donde,  
 $p' = g' z$   
 $dp' = g' dz$

El valor de hinchamiento viene dado por la expresión:

$$V = \int_{z_0}^{z_1} s dz = \int_{p_0}^{p_1} \frac{K}{\gamma'} \log \left( \frac{Pc}{p'} \right) dp' = \frac{K}{\gamma'} \left[ p' \log \left( \frac{Pc}{p'} \right) + \log e \right]_{p_0}^{p_1} \quad [5]$$

Para los parámetros de cálculo, antes fijados, y suponiendo un espesor de zona activa (aquella en la que se pueden producir cambios de humedad) de 3 metros para los suelos arcillosos, se obtiene un hinchamiento de 6,3 cm.

Si se sustituye 1,0 m de espesor de arcillas expansivas por otros materiales no expansivos, se obtendría un levantamiento de 2,6 cm.

Se puede asumir que un hinchamiento general de unos 2 cm podría ser asumible para la pista (lo que podría implicar hinchamiento diferenciales del orden de 0,5 cm), en cuyo caso, se debería acudir a una sustitución de 1,0 m de la arcilla expansiva. Si se fuera más exigente, habría que acudir a sustituciones mayores del orden de 1,3 a 1,5 m.

**b) Método de los cambios de succión**

En este método, el cálculo viene dado según la expresión:

$$H = - \sum \Delta z_i f_i R_i \gamma_h (\log hf - \log hi) \quad [6]$$

$f_i$  = factor de agrietamiento del terreno. Varía entre 0,3 para terrenos muy agrietados y 1,0 en terrenos sin fisuras.

$R_i$  = factor de reducción del hinchamiento debido a la carga vertical aplicada

$\gamma_h$  = índice de hinchamiento por succión

$\log hf$  = pF de la succión final

$\log hi$  = pF de la succión inicial

Como perfil del terreno, se considera el formado por las arcillas expansivas, con el nivel freático hasta 3,0 m de profundidad (que es el que se midió en la campaña de reconocimientos del terreno, en las zonas de afectación del velódromo, y dónde se considera el NF más bajo) En ese caso, se han considerado los siguientes perfiles de succión-profundidad:

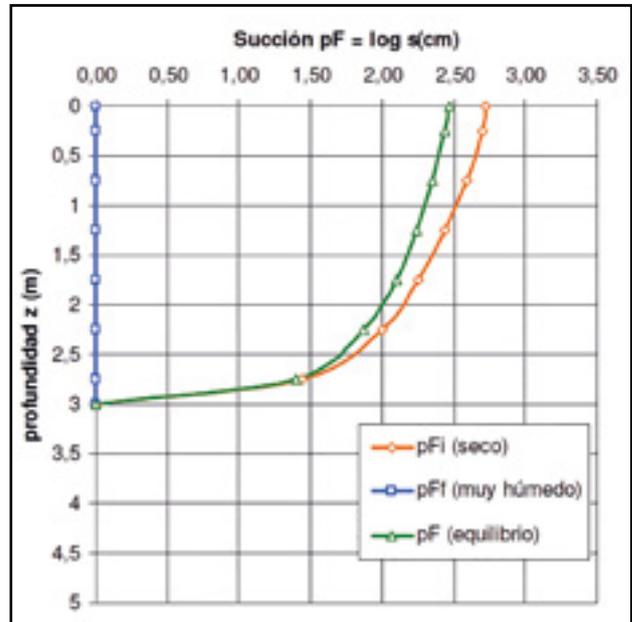


Figura 18. Gráfica de perfiles de succión-profundidad supuestos.

Realizando el cálculo entre la época seca y la muy húmeda (con el NF en superficie) se obtiene un hinchamiento de 4,5 cm.

Es decir, del orden de 4-5 cm, análogo algo más bajo que el cálculo por inundación (que es más conservador)

En este caso, también se estaría hablando de una sustitución del orden de 1,0 m de las arcillas expansivas, para reducir el hinchamiento a unos 2 cm.

**C. Medidas correctoras**

A la luz de los estudios realizados se pueden plantear dos escenarios de rehabilitación, el de máximos, es decir, medidas correctoras con carácter definitivo, y el de mínimos, es decir, medidas correctoras con carácter provisional.

En el escenario de máximos, se propuso la demolición completa del firme existente y un saneo adicional de hasta 1 metro de profundidad. De esta forma se trataría e problema de raíz, pero los costes asociados son de gran magnitud. Este escenario se descartó debido a su presupuesto asociado.

Por tanto, se exploró la posibilidad de llevar a cabo el escenario de mínimos, con objeto de minimizar las actuaciones de rehabilitación, y establecer una serie de medidas correctoras de durabilidad corta-media. El objetivo de esta propuesta estaba basada en la captación y canalización de las aguas de infiltración de la infraestructura en una profundidad suficiente como para no activar el potencial expansivo de los materiales constituyentes del apoyo del cimiento del firme y en la sustitución de la capa de rodadura e intermedia, mediante técnicas de fresado y reposición. Esta solución, de presupuesto reducido y rápida ejecución fue la que finalmente se adoptó. A día de hoy la infraestructura se está comportando perfectamente.

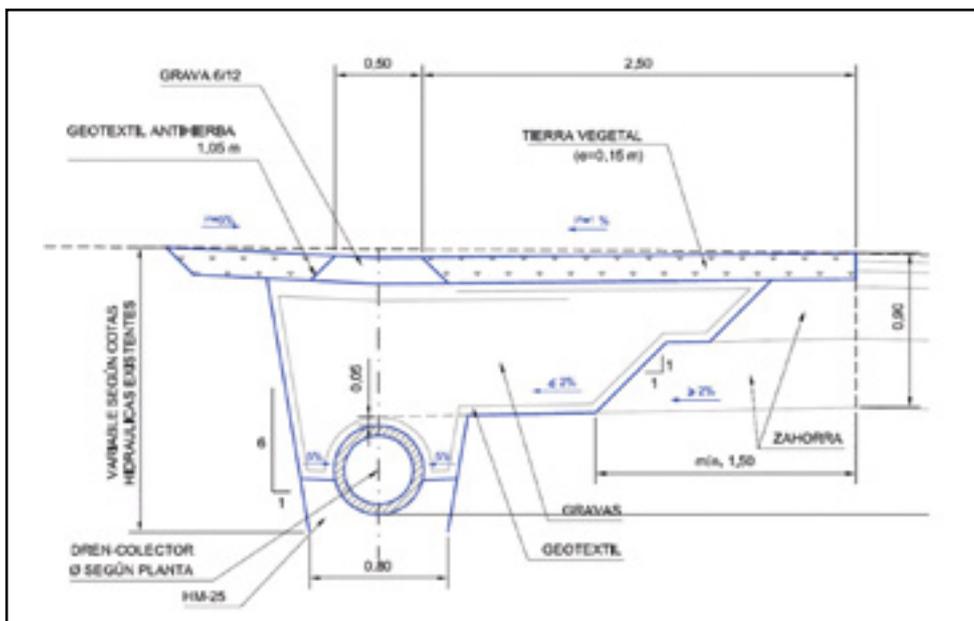


Figura 19. Sección tipo de drenaje profundo propuesto.

#### 4. INTERCAMBIADOR MODAL

En la primera década del año 2000, desde la Unión Europea se dotó a determinados países comunitarios de Fondos Europeos para el Desarrollo Regional (FEDER) y Fondos de Cohesión, que permitieron una amplia inversión en nuevas infraestructuras. Sin embargo, esta época dorada en materia de construcción, quedó en ocasiones, tristemente empañada, como se ha demostrado en años posteriores, por las malas praxis llevadas a cabo en fase de ejecución y la ausencia de controles de calidad. Tal es el caso de un intercambiador modal de superficie, que dos años después de su puesta en servicio tuvo que ser clausurado debido a los hundimientos que se estaban produciendo en la calzada.

El firme del intercambiador modal, según el proyecto, estaba compuesto por 10 cm de mezcla bituminosa, 30 cm de hormigón en masa y una explanada formada a partir de suelos seleccionados. Aproximadamente a 5 metros de profundidad se localizaba un colector perimetral de

saneamiento de 400 mm de diámetro en la zona objeto de estudio.

Al igual que en casos anteriores, en primer lugar se realizó un análisis de la información de partida, que fundamentalmente fue el proyecto de construcción original, posteriormente se hizo una inspección visual al sitio y finalmente se planteó una campaña de prospección geotécnica.

En esta ocasión, a priori, las posibles causas que pudieron originar los hundimientos fueron:

- a) Falta de capacidad portante del firme y su apoyo
- a) Rotura de canalizaciones subterráneas
- b) Presencia de agua en capas inferiores
- c) Fallos locales del terreno por asentamientos
- a) Mala construcción

A continuación se muestra gráficamente la magnitud de las patologías:



Figura 20. Roturas y hundimientos en calzada y dársena. Algunos tramos localizados ya fueron parcheados en el pasado (derecha). También se observa la ejecución de canalizaciones posteriores (izquierda).



**Figura 21.** Hundimientos en calzada y dársena. Se observa la existencia de reparaciones puntuales ejecutadas con posterioridad a la puesta en servicio.

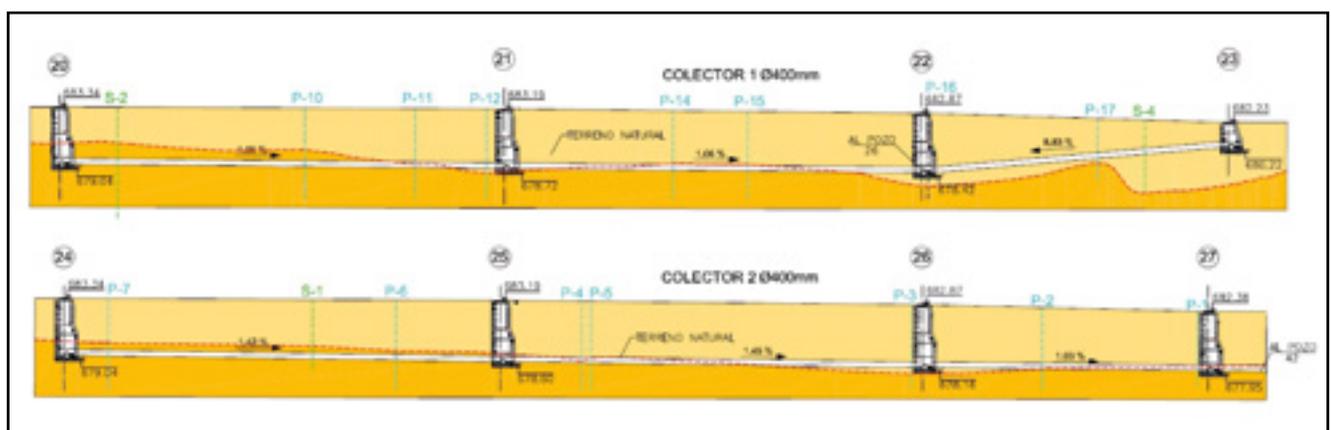


**Figura 22.** Roturas y hundimientos generalizados en calzada y dársena.

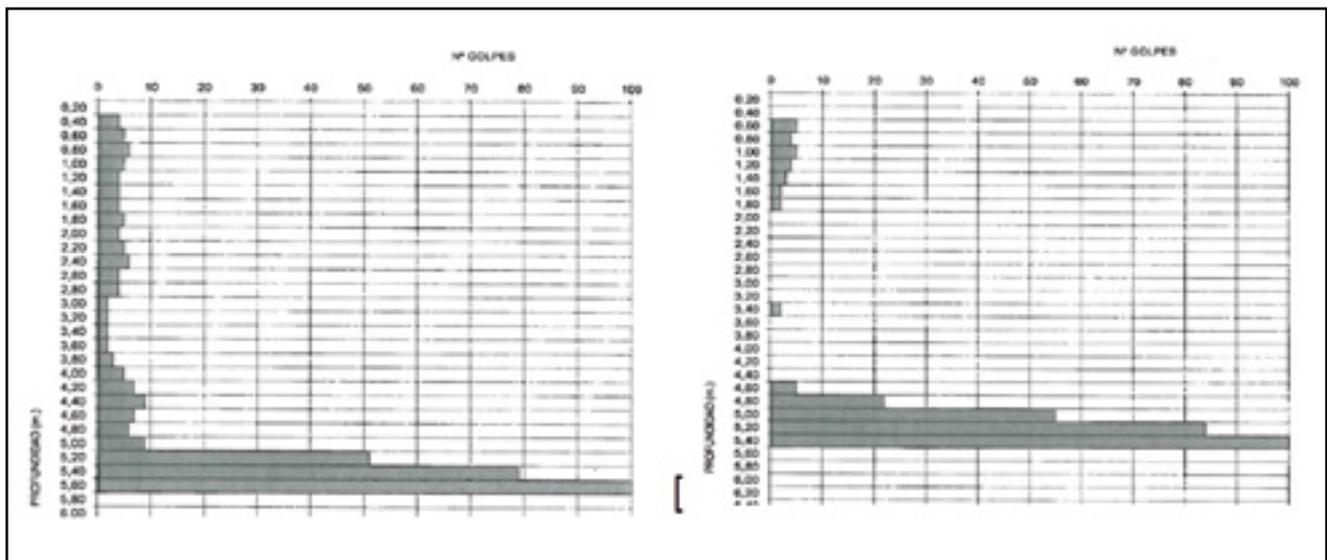
### A. Campaña de campo

En base a estos indicios se diseñó una campaña de reconocimiento del terreno a partir de sondeos, catas y ensayos de penetración dinámica.

Los resultados de las prospecciones realizadas hablaban por sí solos: los rellenos estaban constituidos por rellenos antrópicos, clasificados como marginales por alta plasticidad, deformables (módulo edométrico medio de 29,5 kg/cm<sup>2</sup>), de baja resistencia y compacidad floja ( $N_{20} < 10$  golpes hasta



**Figura 23.** Perfil del terreno del intercambiador.



**Figura 24.** Detalle de golpes, N20 menores de 10 en los 5 metros de profundidad, medidos desde la rasante.



**Figura 25.** Aspecto del material de relleno extraído en una de las catas, con alta plasticidad y humedad y restos cerámicos provenientes probablemente de los desechos de otras excavaciones.

5 m de profundidad aproximadamente. Ver figura 24, un ángulo de rozamiento del orden de  $24^\circ$  (para un golpeo en torno a 5-6), y una cohesión del orden de 10 KPa.

A partir de la información de las catas, se observó adicionalmente, y dentro de los 5 metros de profundidad, medidos desde la rasante, la presencia de canalizaciones de telefonía, electricidad, gas, riego y saneamiento, que se cruzaban a distintas profundidades bajo calzada, y que posiblemente dificultaron la ejecución de las obras. También se evidenció la inexistencia de una cuña de transición entre el firme mixto de calzada (hormigón y aglomerado) y el firme adoquinado de las dársenas, lo que genera la formación de un punto débil entre ambos tipos de pavimentos, y también se evidenció la presencia de suelos sueltos y de calidad inferior a la requerida en proyecto.

## B. Medidas correctoras propuestas

Dada la alta densidad y severidad observada en las patologías investigadas se propusieron dos alternativas de medidas correctoras, con carácter general, cuyo objetivo era la eliminación total de la problemática continua que se llevaba produciendo, prácticamente desde su puesta en explotación:

Con carácter general, a la hora de realizar una excavación o saneo en estos rellenos, se dieron pautas para tener en cuenta que no se puede llevar a cabo esta con taludes verticales porque podría dar lugar a una rotura o deslizamiento del mismo. Para profundidades de excavación de hasta 4 m, el talud deberá ser al menos 1H:1V, para garantizar un coeficiente de seguridad de 1,3. No obstante, en caso de fuertes lluvias, habrá que tener en cuenta, dada su baja compacidad, que pudieran acarcavarse y debilitarse, por lo que habrá que mantener una observación continua por si hubiera alguna zona que hubiera que proteger con algún elemento de soporte.

Las medidas correctoras propuestas, precisamente estaban encaminadas en tratar de minimizar las profundidades de saneo.

### Solución 1:

Saneo generalizado del firme y de los rellenos existentes que lo soportan, en una profundidad variable de entre 2,5 a 3,5 m, de acuerdo con la siguiente sección transversal, que ya lleva incluida una solución a la cuña de transición calzada peatonal-calzada de tráfico rodado.

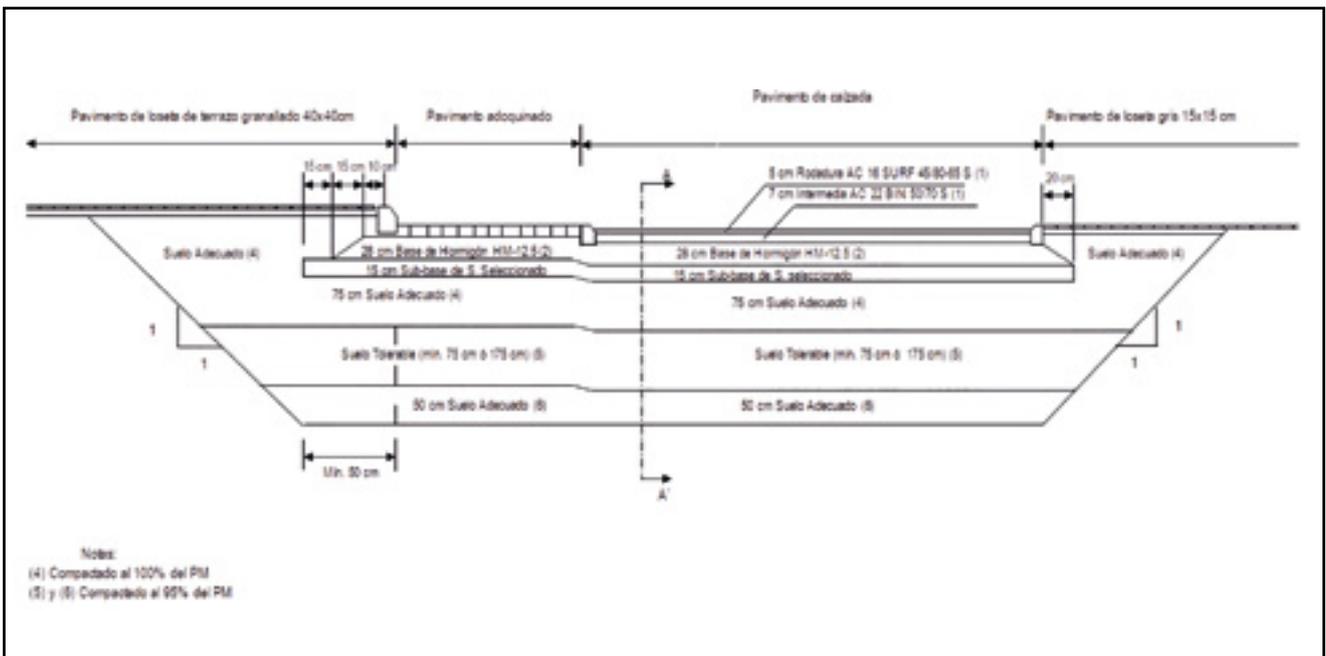


Figura 26. Sección transversal de medida correctora con saneos de 2,5-3,5 m de profundidad.

Esta solución tenía el inconveniente de que, con la necesidad de tender los taludes de excavación del saneo, se afectaba a la calzada peatonal anexa y algunas edificaciones cercanas, por lo que se acabó desechando.

**Solución 2:**

Con objeto de evitar las afecciones co-laterales, por las que se había descartado la solución anterior, se

planteó la opción de sujetar el terreno, antes de la excavación o saneo (esta vez de mínimo) a partir de la ejecución de técnicas de “soil mixing”, pilotes o micropilotes. De esta forma se garantizaría la estabilidad de los taludes de excavación durante las obras y la integridad de los elementos urbanos y edificios anexos, y se podría comenzar el saneo de al menos 1 m bajo el firme, esta vez compuesto por una losa de hormigón vibrado en masa con pasadores.

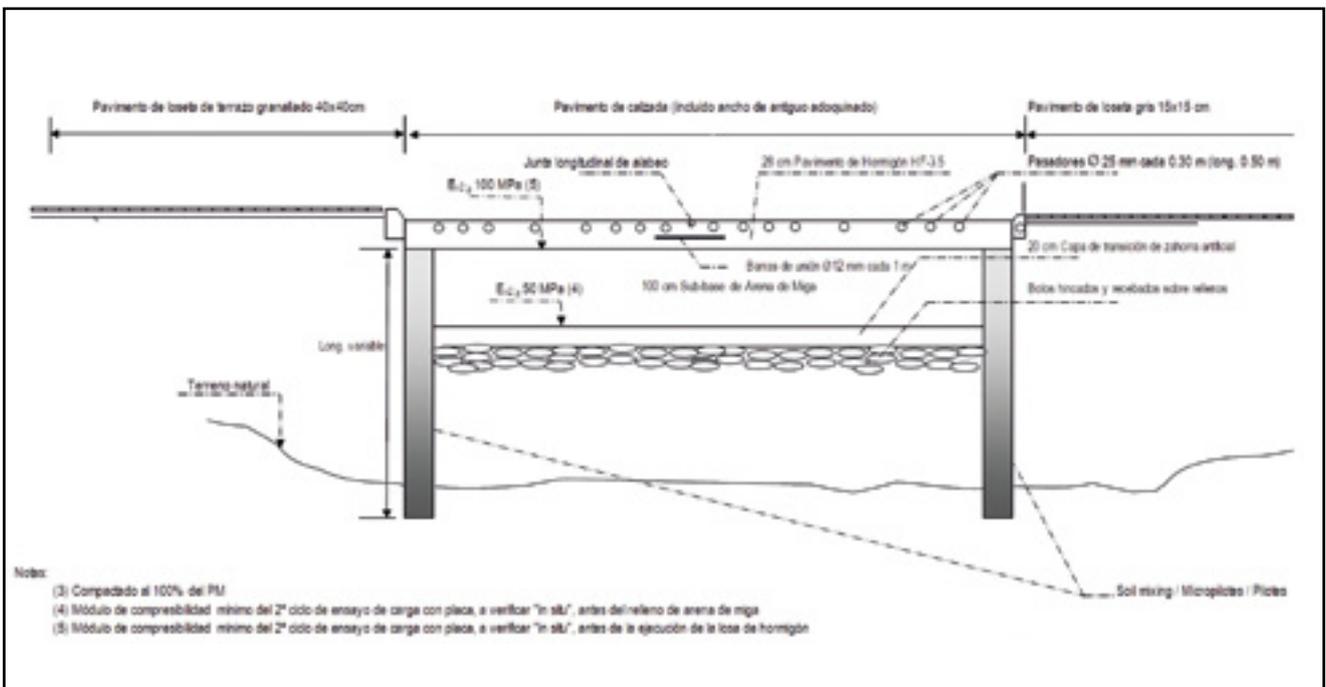


Figura 27. Sección transversal de medida correctora con saneos de 2,5-3,5 m de profundidad.

## 5. CARRETERA

En la provincia de Ontario (Canadá) se realizó a Eptisa el encargo de analizar las causas que podrían haber originado la rotura del pavimento flexible de una carretera, compuesto por un espesor de mezcla bituminosa de 20 cm y 50 cm de zahorra artificial. A continuación se muestra, a modo de ejemplo la tipología del deterioro.



**Figura 28.** Hinchamiento del pavimento y roturas longitudinales.

Las posibles causas en este caso, que podrían haber originado el problema serían las siguientes:

- a) Presencia de suelos potencialmente expansivos por cambios de humedad
- a) Hinchamientos por procesos de ciclos de hielo-des-hielo
- b) Asentamiento de rellenos



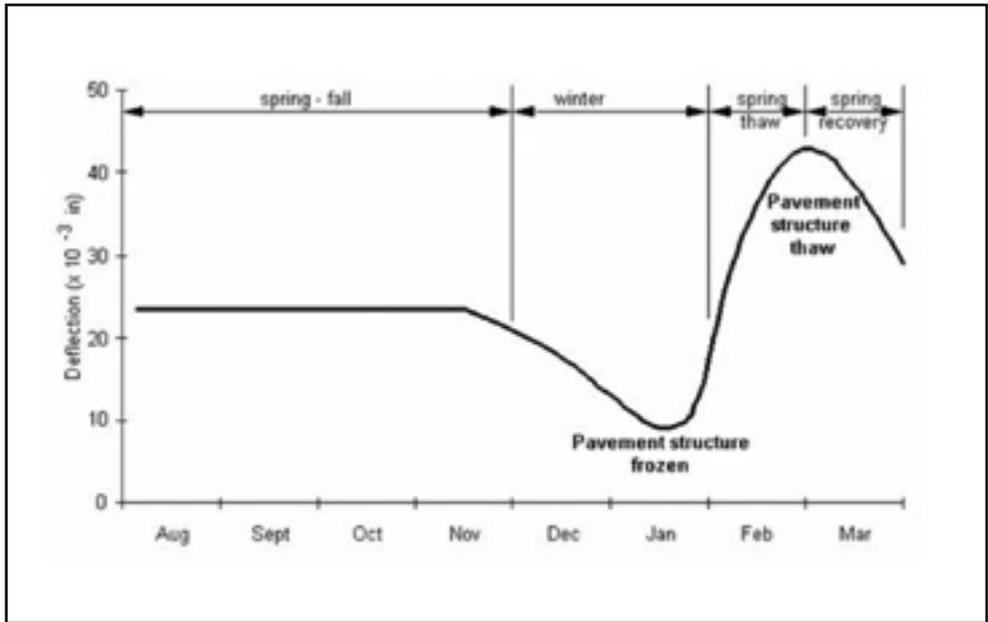
**Figura 29.** Testigo extraído de uno de los sondeos (izda) con presencia de lentejones de hielo y cajas de sondeos con suelos congelados (dcha).

### A. Campaña de reconocimiento

Para acotar este aspecto se diseñó una campaña de campo basada en la realización de sondeos cortos y toma de muestras para su ensayo en laboratorio, y en la prospección del sistema de drenaje profundo lateral dispuesto en ambas márgenes de la carretera, mediante cámara robotizada.

En algunos de los sondeos, dependiendo del tramo se obtuvieron testigos, que evidenciaban la presencia de lentejones de hielo en el cimientto del firme.

Para que se produzca el hinchamiento por congelación se han de dar cita tres elementos: La presencia de suelos susceptibles a las heladas (fundamentalmente suelos con un contenido de finos superior al 50%), temperaturas por debajo de 0° C, durante varios días consecutivos y la presencia de agua (por niveles freáticos, infiltraciones, acuíferos o agua retenida en los niveles más permeables). La eliminación de cualquiera de estos tres agentes minimizaría el fenómeno de hinchamiento por congelación. Por otra parte, si coincidieran en el tiempo estos tres agentes, el hinchamiento que se produciría sería uniforme y muy probablemente sus efectos no fueran especialmente dañinos para la explotación de la infraestructura (no es el caso). Por supuesto, si estos tres agentes no se manifestaran de manera uniforme, los hinchamientos diferenciales que se producirían afectarían significativamente el pavimento, como ocurre en el caso objeto de estudio. Otros aspectos que influyen de alguna manera en el origen de esta patología son los gradientes térmicos, los materiales que componen el firme, su cimientto y su apoyo (y como transmiten la temperatura superficial en profundidad) las transiciones de rellenos a obras de paso, las transiciones desmonte-terraplén, la permeabilidad de los suelos de apoyo del firme y el estado de compactación de los suelos.

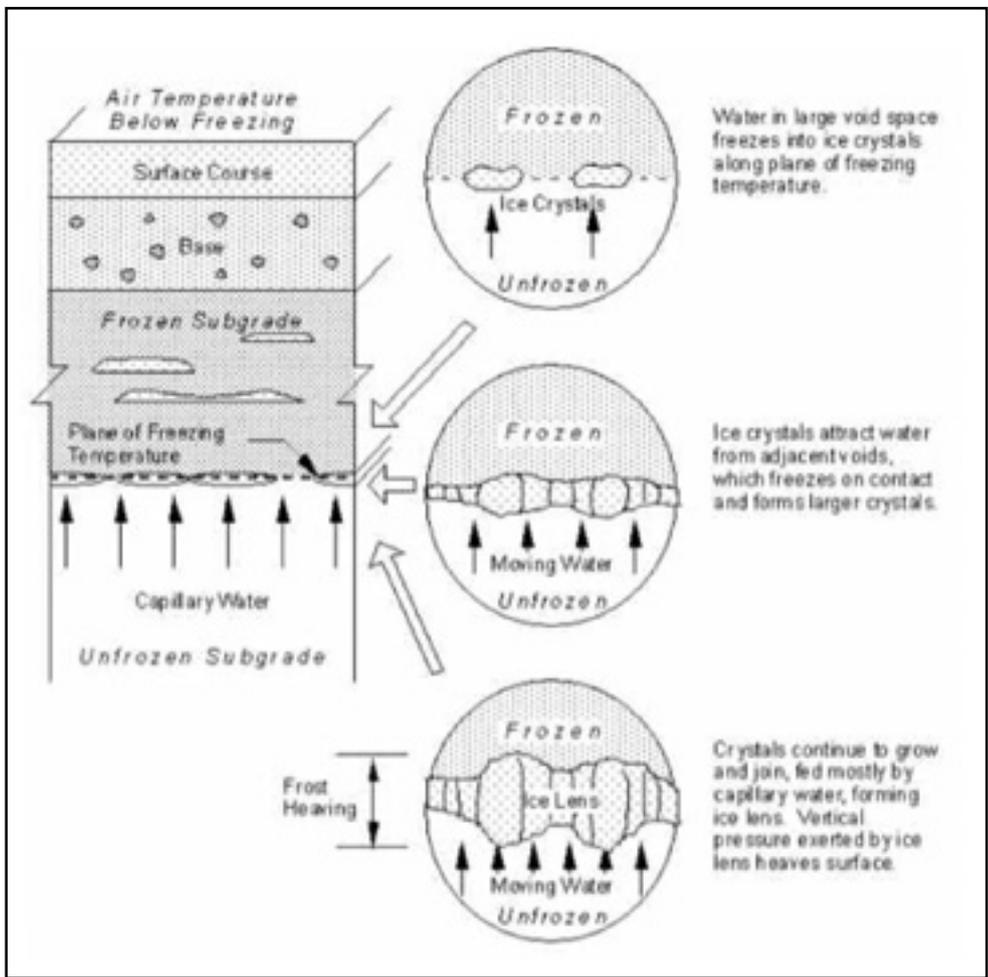


**Figura 30.** Diagrama deflectométrico que ilustra los cambios estacionales de rigidez en una carretera. Fuente: State Route 172. Washington State.

De cara a ilustrar el proceso, se muestra en la figura 31 un esquema de formación de los lentejones de hielo en una carretera.

Conviene tener en consideración, que cuando se produce el proceso de deshielo, es decir, cuando los lentejones de hielo se derriten y pasan a estado líquido, este volumen

de agua no es fácil de evacuar con relativa rapidez. Por eso el cimiento de los firmes y su apoyo pierde capacidad portante considerablemente. En ese momento las cargas de tráfico que normalmente no tendrían un efecto adverso sobre el pavimento, pues este estaría dimensionado para soportar los citados esfuerzos, podría llegar a ser muy dañino



**Figura 31.** Fenómeno de formación de ciclos de hielo-deshielo.



**Figura 32.** Ejemplos de patologías sobre el pavimento producidas por hinchamientos por congelación.

debido a esta circunstancia. La figura 30 que se acompaña a continuación es un ejemplo de la pérdida de capacidad mecánica que se produce en pavimentos con estas patologías a lo largo de los años, cuando llegan los procesos de congelación de los inviernos y los ciclos de deshielo de las primaveras.

El ciclo de deshielo se puede producir desde la rasante del pavimento hacia abajo o desde las capas inferiores del cimiento y su apoyo hacia arriba o de ambas formas. El hecho de que esto ocurra de una forma o de otra va a depender principalmente de la temperatura del pavimento en superficie. Cuando se produce un repentino ciclo de deshielo por efecto de la temperatura ambiental, este se producirá normalmente desde la rodadura hacia las capas inferiores, generando un problema de cara a evacuar esta agua, pues las capas inferiores estarán congeladas, impermeabilizando el sustrato y sólo se permitiría la salida lateral de la misma, dependiendo de la permeabilidad de los materiales que lo compongan y los sistemas de drenaje asociados, y por supuesto, por escorrentía superficial.

Cabe señalar que los efectos del primer ciclo de congelación que sufre una infraestructura ya deja los suelos (sólo si estos son susceptibles a las heladas) con un mayor grado de porosidad y por tanto, menos densificados. Esta situación explica lo difícil que es mantener la integridad (capacidad portante) de una carretera en el momento que se produce este fenómeno y la facilidad de que se vaya acentuando a lo largo del tiempo.

De las muestras de campo obtenidas se han realizado ensayos de granulometría y plasticidad a distintas profundidades. Posteriormente se ha realizado un estudio estadístico de estos datos, ajustándolos a una distribución normal logarítmica, donde se ha determinado la probabilidad de encontrar suelos susceptibles a las heladas en una determinada envolvente de profundidades de afección.

Para ello se ha seguido el siguiente criterio:

**Figura 33.** Clasificación de suelos susceptibles a las heladas. Normativa Provincia de Ontario.

Grain Size (5-75 $\mu$ m)	Susceptibility to Frost Heaving
0-40%	Low
40-55%	Moderate
55-100%	High

Por otra parte, de las prospecciones llevadas a cabo con cámara robotizada, se concluyó, que había tramos donde

los drenes estaban rotos y debían ser repuestos, y otros tramos donde existía presencia de sedimentos que podrían dificultar la evacuación de las aguas. Este aspecto es absolutamente crítico en el periodo de deshielo de la primavera.



**Figura 34.** Detalle de rotura de dren.



**Figura 35.** Detalle de presencia de sedimentos en tubo-dren.

## B. Estimación del índice de congelación en pavimentos

El procedimiento que se ha seguido para determinar el índice de congelación del pavimento ( $I_c$ ) y el alcance que tiene este en profundidad del pavimento y su apoyo, se han tomado datos climatológicos históricos acumulados entre los meses de Octubre a Abril, tanto para temperaturas medias, como para temperaturas mínimas en la zona.

El índice de congelación se podría definir como el gradiente de temperaturas máximo y mínimo acaecido en un mismo año, empleando dos escenarios anteriormente comentados, el de la temperatura media y el de la temperatura mínima. Con este valor, se estaría en condiciones de entrar en la curva de penetración de las heladas en profundidad.

Tras el análisis de los gráficos acumulados obtenidos se observa que el índice de congelación para las temperaturas medias (es la práctica habitual) se sitúa en el rango 200 – 300 y para las temperaturas mínimas en 500 – 600 (caso más pesimista). Estos valores, entrando en la curva de la figura 42, sugieren profundidades de heladas, medidas desde la rasante de la carretera comprendidas entre 0.8 and 1.5 m, respectivamente.

Para este estudio, en base a la información de los sondeos y a la densidad y severidad de las patologías observadas se ha considerado un valor intermedio de 1,2 m, que además se acerca al valor recomendado por la Norma OPSD 3090.101 (Ontario Provincial Standard).

Existen otras formas de calcular los índices de congelación, como pueden ser las fórmulas de Berggren y Stefan, que en este caso no se han empleado.

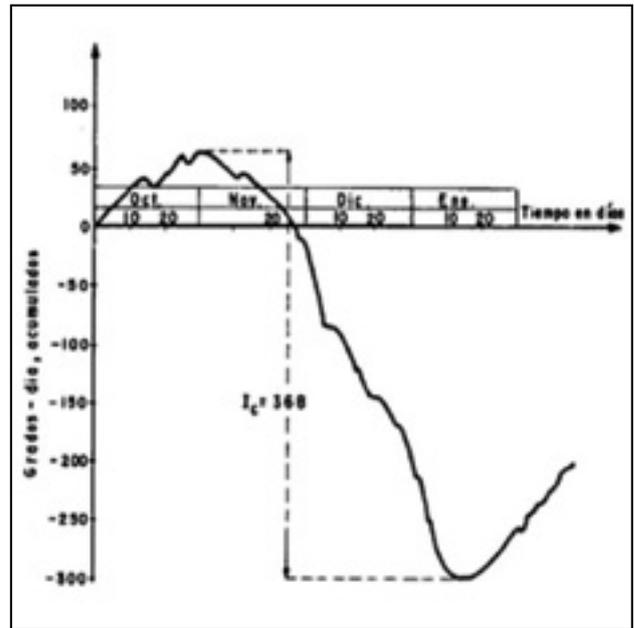


Figura 36. Ejemplo de determinación del índice de congelación.

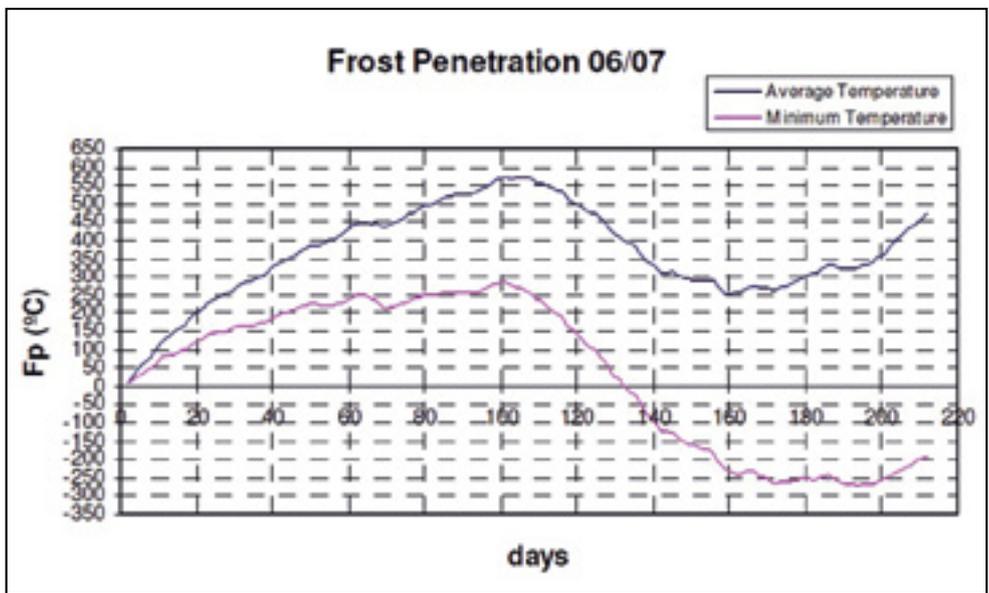


Figura 37. Determinación del índice de heladas en periodo invernal. Curso 2006/2007.

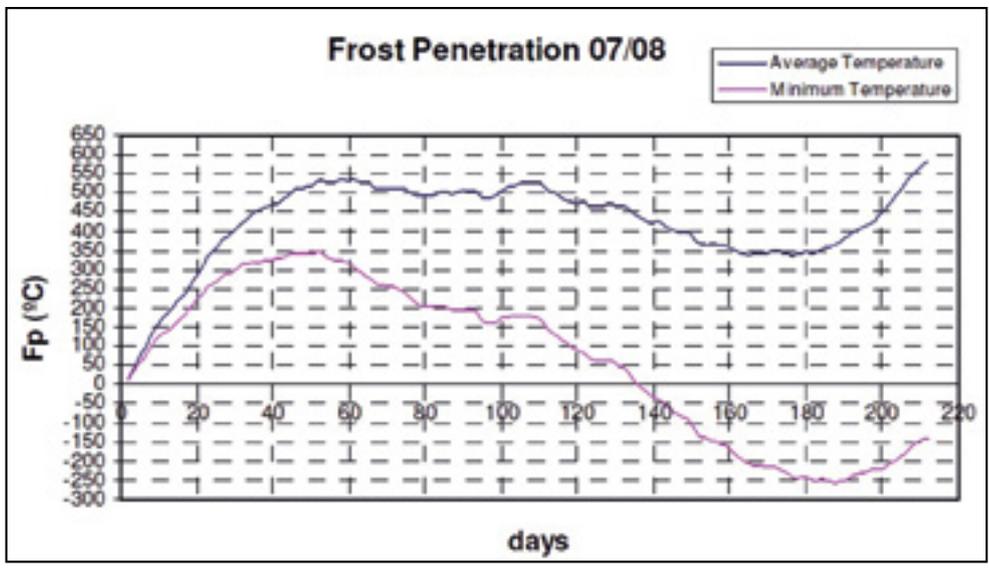


Figura 38. Determinación del índice de heladas en periodo invernal. Curso 2007/2008.

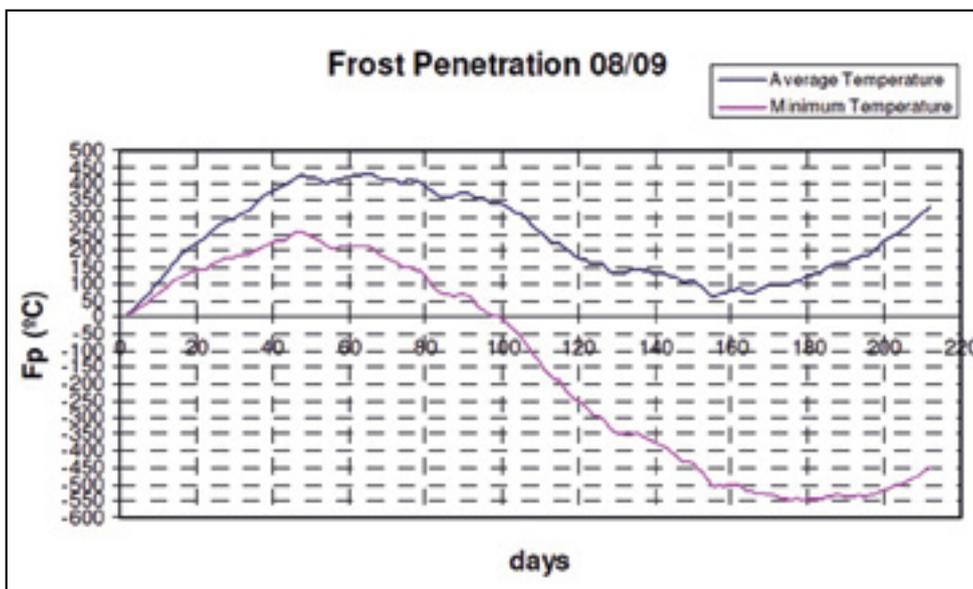


Figura 39. Determinación del índice de heladas en periodo invernal. Curso 2008/2009.

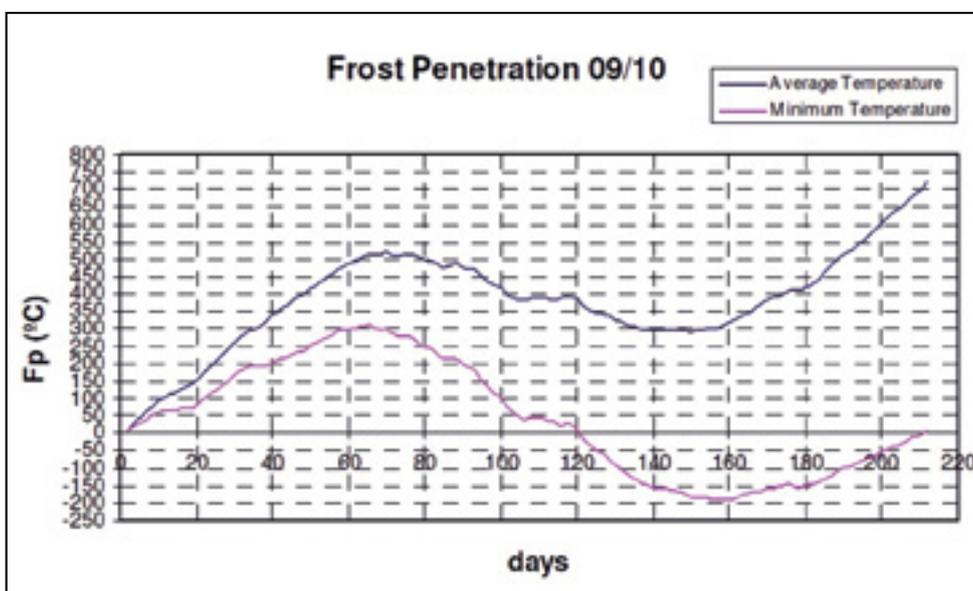


Figura 40. Determinación del índice de heladas en periodo invernal. Curso 2009/2010.

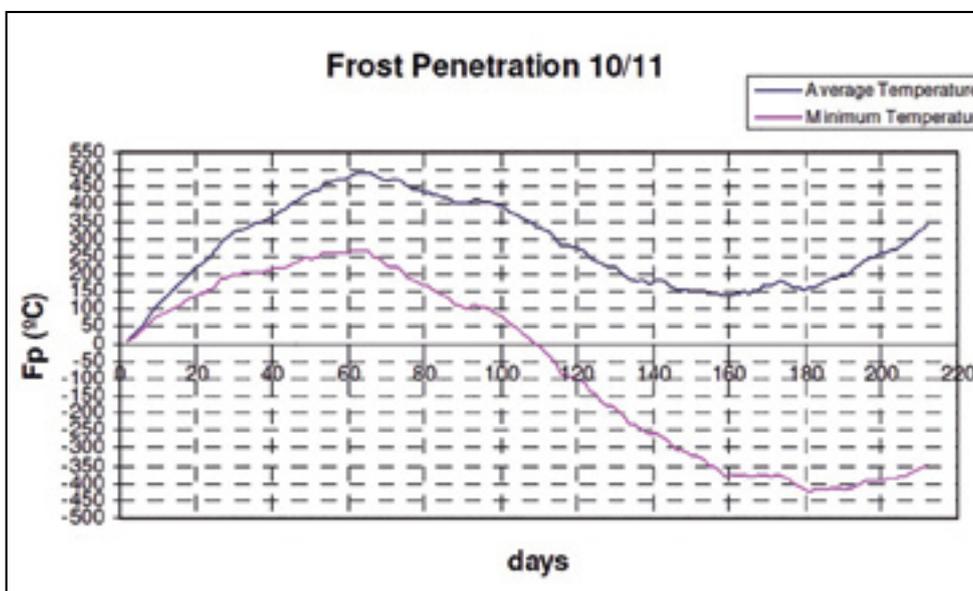
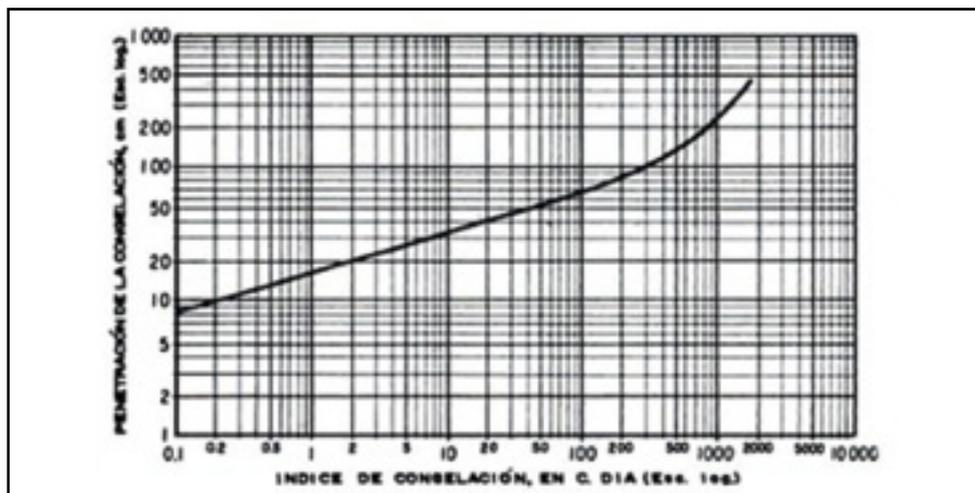


Figura 41. Determinación del índice de heladas en periodo invernal. Curso 2010/2011.



**Figura 42.** Determinación de la profundidad de congelación de las heladas, a partir del índice de congelación.

### C. Medidas Correctoras

Las medidas correctoras propuestas estuvieron encaminadas, según el tramo, a eliminar los suelos susceptibles a las heladas bajo el cimientado del firme, hasta 1,2 metros de profundidad, pero reutilizándolos, mediante técnicas de estabilización (en este caso con cal), sustituir determinados tramos de tubo-dren en aquellas zonas donde se han detectado roturas, a limpiar con carácter general los drenes mal conservados para eliminar sedimentos que disminuían la capacidad hidráulica de la sección, y en aquellos casos donde no se hayan presentado patologías significativas de hinchamiento por congelación hasta la fecha, a nivel preventivo, se recomendó la limitación de cargas de tráfico durante el periodo primaveral, cuando se produce el deshielo (esta medida es práctica habitual en Canadá).

### 6. CONCLUSIONES

De los datos expuestos en este artículo y de la experiencia adquirida en las actuaciones aquí descritas, se exponen las siguientes conclusiones:

- La escasa inversión, con carácter general, que se presta desde los Organismos de Contratación (Públicos y Privados) en la fase de proyecto. Las experiencias aquí descritas son un claro ejemplo. Todos los proyectos adolecían de un adecuado estudio geotécnico y las consecuencias son evidentes. No debería extrañar que en fase de explotación los costes de conservación de estas infraestructuras sean considerablemente superiores a los previstos (si es que este ejercicio se hubiera hecho en la fase de proyecto, pues no es habitual). Las cuantías económicas asociadas a la redacción de los proyectos no guardaba ninguna relación coherente con el presupuesto de las obras, como ocurre en otros países de la Unión Europea. Esta circunstancia no exime al contratista de colaborar en ejecutar la obra de la mejor manera posible, sin perder ni calidad, ni durabilidad, pero es cierto que un mal proyecto no ayuda a la ejecución de una buena obra.
- La necesidad de incrementar las inversiones en campañas de reconocimiento del terreno dentro de los proyectos y/o estudios geotécnicos de cualquier índole.

La ausencia de este tipo de acciones podría aumentar el riesgo de fracaso y de accidentes en las fases de obra y conservación y mantenimiento.

Como conclusión final y de manera reiterativa, aunque es una obviedad, la clave fundamental de la construcción de una buena infraestructura es su cimientado. No tiene mucho sentido escatimar en las inversiones de las campañas de reconocimiento del terreno, cuando a partir de la información de estas, se permite identificar y acotar el riesgo de la problemática geotécnica asociada, y por tanto, proyectar soluciones eficaces y duraderas.

### 7. AGRADECIMIENTOS

- Rafael Portilla (Dpto. Ingeniería del Terreno. Eptisa)
- Gonzalo Batuecas (Dpto. Ingeniería del Terreno. Eptisa)
- Gonzalo García (Dpto. Ingeniería del Terreno. Eptisa)

### 8. BIBLIOGRAFÍA

Carrasco, P. (2009). *Evaluación Estructural de Pavimentos Aeroportuarios*, 2ª ed. Madrid: AENA.

Consejería de Obras Públicas y Transportes de la Junta de Andalucía (2006). *Instrucción para el Diseño de Firmes de la Red de Carreteras de Andalucía*.

Jiménez Salas, J.A., y otros (1980). *Geotecnia y Cimientos* (Vol. III). Madrid: Editorial Rueda.

Ministerio de Fomento (2014). Orden FOM/2523/2014, de 12 de diciembre: Actualización de determinados artículos del pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes, relativos a materiales básicos, a firmes y pavimentos.

MOPT (1989). *Terraplenes y pedraplenes*. Madrid: MOPT.

Ontario Provincial Standards for Roads & Public Works (2010). *Norma OPSD 3090.101*.

Taber, S. (1930). Freezing and Thawing of Soils as Factors in the Destruction of Road Pavements. *Public Roads*. 11(6): pp. 113-132.

Washington State Department of Transportation (1986). *Guidelines for Spring Highway Use Restrictions. Research Report WA-RD 80.1 (WSDOT) and FHWA-RD-86-501 (FHWA)*. Olympia, WA (EE UU).

Washington State Department of Transportation (1986). *Guidelines for Spring Highway Use Restrictions. Research Summary Report WA-RD 80.2*. Olympia, WA (EE UU).