



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECÁNICA DEL SUELO E
INGENIERÍA GEOTÉCNICA



ASOCIACIÓN DE EMPRESAS
DE LA TECNOLOGÍA
DEL SUELO Y SUBSUELO

JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

15ª Sesión

Geotecnia en los Entornos Industrial y Energético

Madrid, 26 de febrero de 2015



Comunidad de Madrid

CONSEJERÍA DE ECONOMÍA Y HACIENDA

1 PRESENTACIÓN

Con esta Jornada sobre Geotecnia en los entornos industrial y energético, continuamos con la serie de Sesiones Técnicas organizadas conjuntamente por la **Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica** (SEMSIG) y la **Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo** (AETESS).

En esta 15ª Sesión contamos con el Patrocinio de la Consejería de Economía y Hacienda de la Comunidad de Madrid y la **Dirección General de Industria, Energía y Minas**

Se ha diseñado un programa, desarrollado por expertos de reconocido prestigio en el que trataremos los aspectos más importantes de los condicionantes geotécnicos presentes en el planeamiento, construcción y mantenimiento de los diferentes tipos de instalaciones de uso industrial y aquellas destinadas a la producción energética.

Nuestro objetivo con esta 15ª Sesión es promover un foro de debate en el que los profesionales de la ingeniería podamos actualizar nuestros conocimientos sobre todos aquellos aspectos relacionados con la construcción, mantenimiento y explotación que actualmente se están utilizando en este tipo de instalaciones y que suponen un futuro prometedor para la ingeniería.

2 CONTENIDO

2.1 El subsuelo como fuente de energía. Instalaciones geotérmicas.

Carlos López Jimeno. Director General Industria, Energía y Minas. Consejería de Economía y Hacienda. Comunidad de Madrid

2.2 Condicionantes geotécnicos en instalaciones industriales

Cesar Sagaseta Millán. Catedrático de Ingeniería del Terreno. Universidad de Cantabria

2.3 Condicionantes geotécnicos en la disposición de residuos en vertederos controlados

Juan Manuel Rogel Quesada.
Profesor titular. Ingeniería sanitaria y ambiental.
Universidad Politécnica de Madrid

2.4 Campos termosolares. Proceso constructivo de cimentación mediante pilotes.

José Santos Sánchez (SITE)

2.5 Parques Eólicos. Mejora del terreno para la cimentación de aerogeneradores.

Enmanuel Carvajal Díaz y Goran Vukotic
(KELLER-CIMENTACIONES)

2.6 Tratamientos del terreno en el aprovechamiento de uso industrial del suelo. Casos prácticos.

Teresa Pérez Rodríguez y Juan Carlos Montejano Sanz (MENARD ESPAÑA)

2.7 Centrales de ciclo combinado. Soluciones de cimentación.

Oscar Rivas Marcos (GRUPO TERRATEST)

2.8 Campos termosolares: Casos ejecutados de cimentación profunda.

Miguel Ángel de Juan García (GRUPO RODIO-KRONSA)

2.9 Construcción de plataformas petrolíferas. Mejora-refuerzo del terreno para su construcción.

Gustavo Armijo Palacio (Geocisa)

EL SUBSUELO COMO FUENTE DE ENERGÍA. INSTALACIONES GEOTÉRMICAS

CARLOS LÓPEZ JIMENO

Dr. Ingeniero de Minas

Director General de Industria, Energía y Minas de la Comunidad de Madrid

Resumen: La geotermia es una fuente energética inagotable y de enorme potencial de aplicación tanto para la obtención de energía eléctrica como para su uso en climatización de edificios, siendo ésta la aplicación más extendida al no depender de los condicionantes geológicos en los que esté situada la instalación de aprovechamiento geotérmico. Y, dentro de éstas, son aquellas que se sirven de un intercambiador vertical (sondeo) y bombas de calor geotérmicas las más habituales, tanto en España como en el resto de Europa, por lo que en este texto se tratan las características principales de este tipo de instalaciones, sin dejar de lado las instalaciones horizontales o el aprovechamiento geotérmico de infraestructuras subterráneas. Para finalizar, se hace un repaso de las actuaciones de promoción de la energía geotérmica llevadas a cabo en la Comunidad de Madrid.

Palabras clave: geotermia – climatización – intercambiador – bomba de calor geotérmica

1. INTRODUCCIÓN

A lo largo de la Historia, la humanidad siempre ha buscado recursos que hagan la vida más cómoda, saludable y agradable. En esta búsqueda, el descubrimiento de nuevas fuentes de energía ha desempeñado un papel importante en el desarrollo de la sociedad. Cada época se ha caracterizado por la creación de un modelo energético y en determinados avances que dependen, en parte, de las limitaciones medioambientales y de los conocimientos del momento.

La existencia de una energía barata y eficiente, basada en los combustibles fósiles, ha permitido un desarrollo económico constante durante las últimas décadas.

Sin embargo, el actual modelo energético comienza a no ser sostenible. El mundo se enfrenta a una situación que no puede perdurar en el tiempo: en primer lugar, por la fuerte dependencia de fuentes energéticas finitas y, en segundo lugar, por los efectos adversos que producen en el medio ambiente.

Los esfuerzos, por tanto, deben centrarse en mantener la capacidad de las necesidades futuras desarrollando nuevas formas energéticas que permitan la accesibilidad, disponibilidad y aceptabilidad de la energía, es decir, garantizar el suministro energético compatible con el respeto al medio ambiente.

Es en este contexto en el que la energía geotérmica aparece como una tecnología, no suficientemente conocida, que puede jugar un papel relevante en cuanto a su impacto en la mejora del suministro energético actual. Hoy en día, se puede decir que la geotermia tiene dos grandes grupos de aplicaciones o fines: térmicos y eléctricos.

Entre los primeros caben destacar los usos en balnearios y piscinas climatizadas que es la forma más antigua de aprovechamiento; las aplicaciones en producción de agua caliente sanitaria y calefacción mediante bombas de calor e intercambiadores; y otros muchos usos en agricultura usando las aguas calientes de acuíferos en invernaderos, en acuicultura y en industria, o para evitar la formación de placas de hielo en los pavimentos.

Por otro lado, en la producción de electricidad se viene utilizando desde principios del siglo pasado con las técnicas de vapor seco, de agua a alta temperatura o las centrales de ciclo binario. Más recientemente, se está prestando interés a los yacimientos de rocas secas calientes para su aprovechamiento con el mismo fin.

Las ventajas de la energía geotérmica son tanto ambientales como económicas, por lo que es preciso profundizar en su conocimiento y extender sus aplicaciones –sobre todo en climatización de edificios-, tal como desde hace años se está haciendo en otros países europeos.

2. EL ORIGEN DE LA ENERGÍA GEOTÉRMICA

La energía geotérmica es la energía almacenada en forma de calor por debajo de la superficie sólida de la Tierra.

Esta energía existe desde la formación del planeta, hace unos 4.500 millones de años, y está atrapada en su interior desde que se endureció la corteza terrestre hace unos 3.800 millones de años.

Este calor, más el que se genera como consecuencia de los fenómenos térmicos que se producen en el interior de la Tierra y el que se produce por la desintegración de los isótopos radiactivos que contienen las rocas, origina un flujo de calor hacia la superficie, donde se suma al que, procedente de la radiación solar, del viento y del agua de lluvia, ha penetrado en el suelo a poca profundidad, y juntos son irradiados a la atmósfera.

La energía térmica del planeta no es eterna, pues la Tierra se está enfriando desde su formación, pero es inagotable a la escala humana, pues el ritmo de ese enfriamiento es extraordinariamente lento.

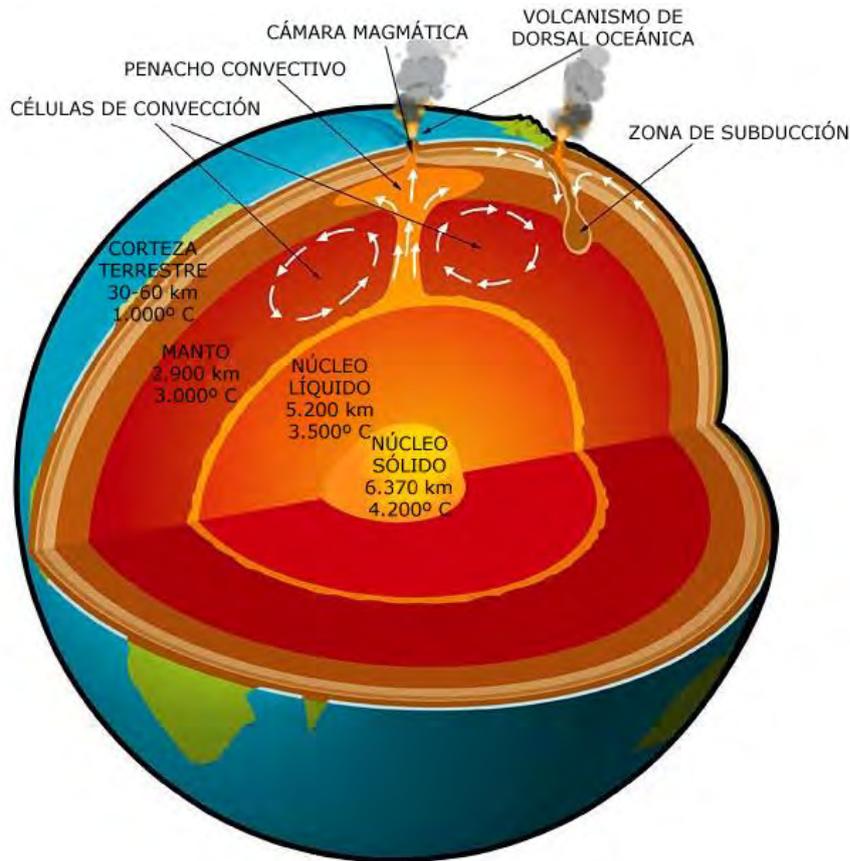


Figura 1. Estructura interna de la Tierra.

En ciertos lugares del planeta existen masas de rocas que son calentadas por cámaras magmáticas rellenas de rocas incandescentes que han ascendido desde las profundidades del planeta como consecuencia de movimientos de la corteza terrestre.

Si existe circulación de agua subterránea, o de agua inyectada desde la superficie, ese agua capta el calor de las rocas pudiendo transportarlo al exterior, de forma concentrada, por pozos de bombeo. Una vez en superficie, el agua, dependiendo de su presión y temperatura, estará en fase líquida o de vapor, y se puede emplear para producir energía eléctrica o utilizarse en la calefacción de espacios o en procesos industriales que precisen calor.

3. LA ENERGÍA GEOTÉRMICA SUPERFICIAL

Las circunstancias anteriores no ocurren por igual en todos los países, pero en cualquier territorio emergido del planeta el subsuelo, a 15 m de profundidad se encuentra a una temperatura constante todo el año, ligeramente superior a la temperatura media anual en superficie. A partir de 20 m de profundidad la temperatura aumenta a razón de 3,3 °C cada 100 m, como valor medio, a consecuencia del gradiente geotérmico.

El escaso y difuso calor que encierran suelos, rocas y aguas subterráneas, a poca profundidad, en cualquier país, puede aprovecharse para calefacción y refrigeración de edificios, y para producción de agua caliente sanitaria, empleando intercambiadores de calor subterráneos y bombas de calor conectadas

al terreno, llamadas también **bombas de calor geotérmicas**, que, a cambio de pequeños consumos de energía eléctrica necesaria para el funcionamiento del sistema, permiten captar ese calor difuso, concentrarlo y elevar su temperatura, proporcionando ahorros de energía térmica en hogares y edificios comerciales y públicos, que, comparados con sistemas convencionales de gasoil, gas o electricidad para calefacción, pueden representar entre un 30% y un 70%.

Estos ahorros no son desdeñables si se considera que, actualmente, el mayor consumo energético en los hogares de nueva construcción en los países desarrollados se realiza para satisfacer las necesidades de climatización (calor y refrigeración) y agua caliente sanitaria.

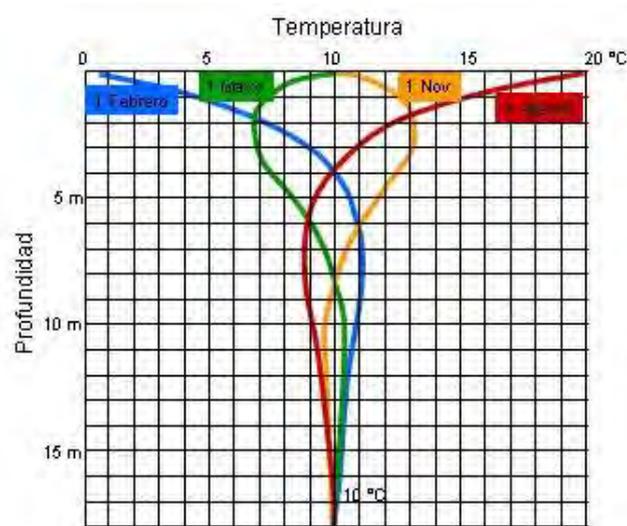


Figura 2. Variación de temperaturas en el subsuelo en diferentes épocas del año.

La inercia térmica del terreno, con temperaturas muy estables todo el año, la conocen y aprovechan algunas especies de animales que viven o hibernan en madrigueras, y también la conocían nuestros antepasados más primitivos, cuando, antes de descubrir la utilización del fuego y aprender a construir chozas, se resguardaban de los rigores del clima en cuevas y cavernas.

El espacio subterráneo que se extiende a partir del primer metro de espesor de suelo hasta los 400 m de profundidad en el subsuelo es el dominio de la **geotermia superficial** o **de poca profundidad**, llamada también **energía geotérmica de muy baja temperatura**. En ese espacio se construyen los intercambiadores de calor subterráneos que, conectados a bombas de calor geotérmicas instaladas en los edificios, permiten aprovechar temperaturas del subsuelo comprendidas entre 10 y 30 °C.

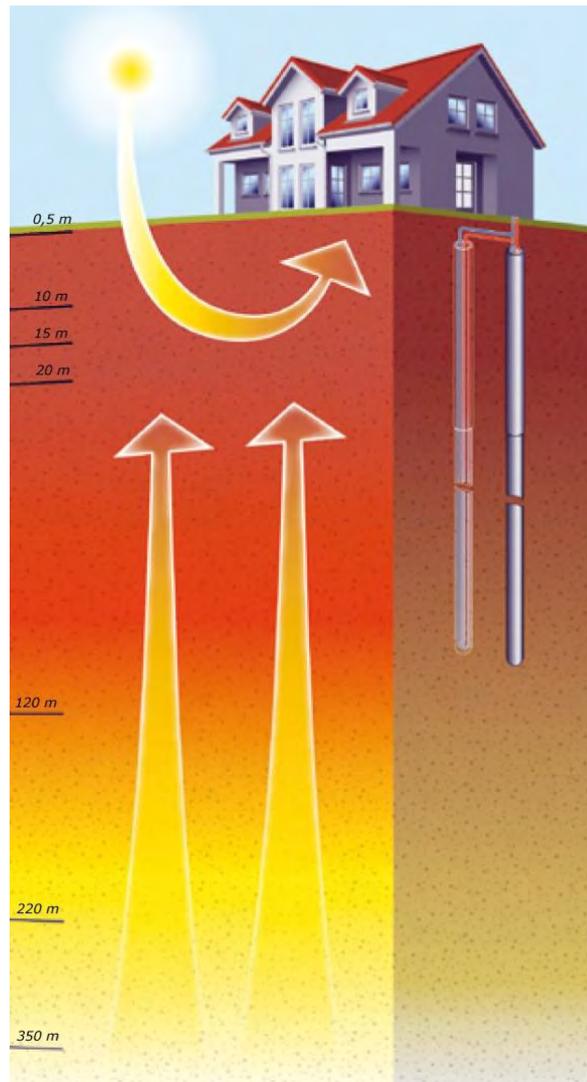


Figura 3. Radiación solar, flujo de calor geotérmico e intercambiadores geotérmicos verticales (Fuente: Géothermie. Suisse – énergie).

3.1. Bombas de calor geotérmicas

La energía geotérmica superficial se empezó a explotar para proporcionar calor en los hogares mediante bombas de calor conectadas al terreno, a mediados del siglo pasado en Estados Unidos.

Desde finales de los años setenta, pero particularmente desde principios de los años noventa, como consecuencia de las alzas de los precios del petróleo, de una mayor concienciación medioambiental en los países desarrollados y del interés de muchos gobiernos por promover la utilización de la energía geotérmica para reducir las emisiones de CO₂ a la atmósfera, se ha producido un gran incremento en el empleo de bombas de calor geotérmicas para climatización de edificios y producción de agua caliente sanitaria.

En la actualidad, se estima que hay más de un millón de instalaciones en Canadá, Estados Unidos, Japón, Suecia, Alemania, Austria, Francia y otros países europeos.

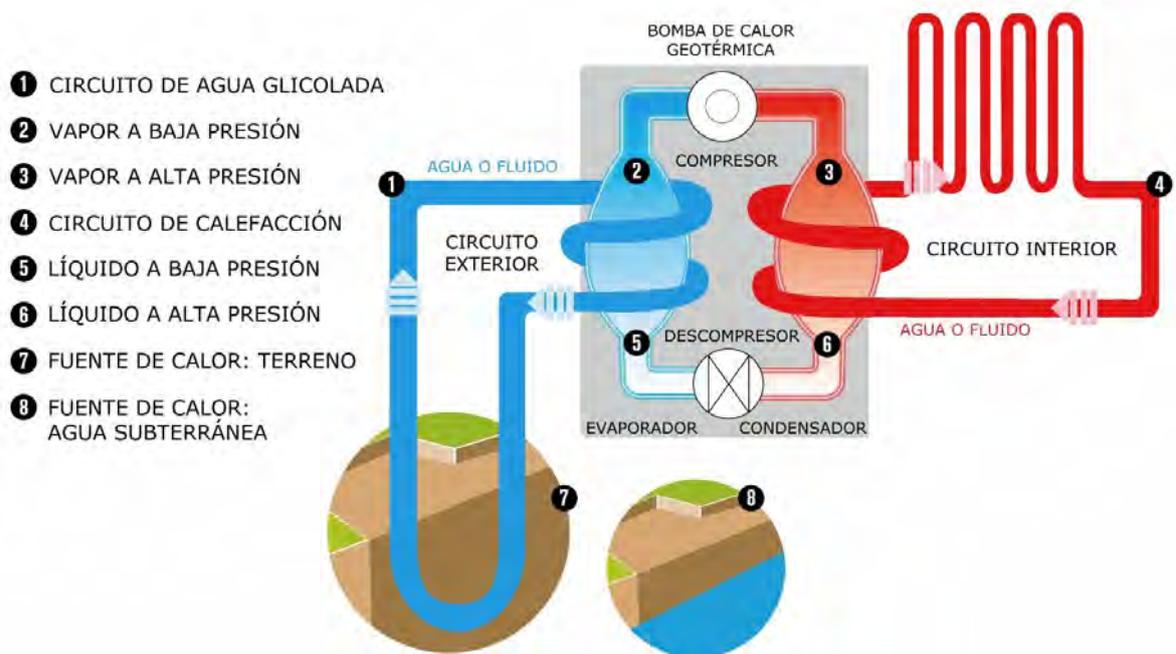


Figura 4. Esquema de funcionamiento de una bomba de calor.

Una bomba de calor geotérmica es un aparato termodinámico que dispone de un circuito cerrado estanco por el que circula un fluido frigorífico que cambia de estado (líquido o gaseoso) en función de los cuatro órganos que atraviesa: evaporador, compresor, condensador y descompresor.

En el **evaporador**, el calor captado en el terreno por un fluido portador de calor, agua o agua con un anticongelante, que recorre el intercambiador subterráneo, es transferido al fluido frigorífico, que se vaporiza, pasando del estado líquido al estado gaseoso.

El **compresor** eléctrico comprime el gas frigorífico y eleva su temperatura.

El **condensador** permite al gas frigorífico ceder calor al fluido del circuito de calefacción de un edificio, volviendo al estado líquido.

El **descompresor** rebaja la presión del líquido frigorífico, que comienza su vaporización iniciando un nuevo ciclo.

El fluido caloportador, una vez enfriado en el evaporador, retorna al subsuelo.

En modo refrigeración, mediante una válvula de expansión de doble sentido y una válvula de cuatro vías a la salida del compresor, se invierte el sentido de funcionamiento del sistema, y el calor excedente del edificio es evacuado al subsuelo fresco.

El rendimiento de una bomba de calor geotérmica en modo calefacción se mide por la relación entre la cantidad de calor producida y la energía eléctrica consumida. Esta relación se denomina COP (coeficiente de eficiencia energética) y suele estar comprendido entre 3 y 5.

Una termobomba que tenga un COP de 5 significa que proporciona 5 kW de energía térmica al edificio por cada kW de energía eléctrica consumida por el motor del compresor, las bombas de circulación de los fluidos, el termostato, los ventiladores, etc. Es decir, que 4 kW son de energía geotérmica, que es gratuita.

En modo refrigeración, la energía de refrigeración útil es el calor extraído del edificio por la bomba de calor.



Foto 1. Bomba de calor geotérmica instalada en un edificio para su climatización.

3.2. Intercambiadores geotérmicos

La captación de calor del terreno, o la evacuación al mismo del calor de un edificio, la realiza un medio de transmisión de calor que circula por los intercambiadores subterráneos.

Atendiendo a la naturaleza de los intercambiadores, y excluyendo las cimentaciones termoactivas, el aprovechamiento de aguas drenadas por minas y túneles, y los colectores de calor ubicados en conducciones de aguas residuales, por considerarlos aprovechamientos complementarios, nunca desdeñables, de la función principal que deben cumplir las obras en las que se ubican, el resto se pueden clasificar en sistemas abiertos y sistemas cerrados, y, dentro de éstos últimos, diferenciar entre intercambiadores geotérmicos horizontales, inclinados y verticales.

En los sistemas geotérmicos abiertos el medio de transmisión térmica es agua subterránea que se capta por un pozo de bombeo, cede calor en un intercambiador de calor intermedio, que permite aislar las bombas de calor de aguas de mala calidad que podrían deteriorarlas, y se restituye al acuífero por un pozo de inyección alejado del primero y situado en el sentido de flujo del agua subterránea.

Se requiere un caudal comprendido entre 150 y 200 l/h por kW de potencia térmica que se precise, que ese caudal esté garantizado por un periodo de unos 25 años para poder amortizar las instalaciones y contar con la autorización del Organismo de Medio Ambiente competente, o Aguas correspondiente. Condiciones no siempre factibles.

En los intercambiadores de calor en sistema cerrado el medio de transmisión de calor es agua, o agua con un anticongelante, que circula en circuito cerrado por el interior de unos tubos de pequeño diámetro, generalmente de polietileno.

Los intercambiadores geotérmicos horizontales se colocan en zanjas o en amplias excavaciones, a profundidades comprendidas entre 1,2 y 1,5 m en suelos con poca pendiente.

Son los más fáciles y más económicos de instalar, pero requieren una extensión de terreno comprendida entre 1,5 y 3 veces la superficie habitable a calentar, dependiendo de la calidad de los aislamientos de la edificación.

Ese espacio ocupado sólo se podrá dedicar a huerto o jardín sin árboles cuyas raíces podrían dañar los tubos de polietileno del intercambiador. No se puede impermeabilizar para que la radiación solar, el viento y el agua de lluvia que se infiltre en el suelo produzcan la regeneración térmica del mismo. Estas circunstancias hacen que su utilización se circunscriba, casi exclusivamente, al sector residencial en grandes parcelas.

Los intercambiadores geotérmicos inclinados reúnen los inconvenientes de los horizontales y de los verticales. Por un lado, se precisa un terreno espacioso para que los sondeos no invadan parcelas ajenas y, por otro, es necesario utilizar maquinaria de perforación y materiales de relleno o para cementación de los sondeos, lo cual encarece su instalación.

3.2.1. Intercambiadores geotérmicos verticales

Consisten en dos tubos, generalmente de polietileno, unidos en sus extremos inferiores por una pieza en U del mismo material, o por cuatro tubos, unidos de dos en dos, por sendas piezas en U, constituyendo sondas geotérmicas simples o dobles, que se alojan en el interior de sondeos verticales, de alrededor de 150 mm de diámetro, Fig. 5.



Figura 5. Esquema de sonda geotérmica doble con tubo central para cementación y lastre suspendido del pie de sonda (Fuente: HakaGerodur).

La profundidad de los sondeos suele oscilar entre 100 y 200 m, por lo que la influencia de la radiación solar y demás circunstancias meteorológicas superficiales sobre la temperatura del terreno, es insignificante comparada con el flujo de calor geotérmico.

Comparados con los intercambiadores horizontales, son más caros pero a cambio ofrecen las siguientes ventajas:

- La superficie ocupada por los sondeos y los colectores horizontales que conectan las sondas con las bombas de calor situadas en los edificios es muy pequeña y, además, puede impermeabilizarse o dedicarse a cualquier uso, Foto 2.



Foto 2. Tendido de colectores para conectar siete sondas geotérmicas dobles en una nave industrial en Colmenar Viejo (Madrid). (Fuente: Geoter).

- Los costes de mantenimiento son muy bajos y no se deterioran con el paso del tiempo. Un intercambiador geotérmico vertical bien construido tiene una vida útil de 50 años.
- Proporcionan una potencia de extracción de calor específica de entre 30 y 70 W/m de sondeo, dependiendo de las características del terreno y de su conductividad térmica.
- Por término medio, se precisa, aproximadamente, 1 m de sondeo por cada m² de superficie habitable a calentar.
- La potencia de extracción de energía térmica del terreno puede llegar a ser muy elevada, pues las limitaciones existentes, relativas a la profundidad máxima que puede alcanzar un sondeo geotérmico sin que sea considerado una explotación minera sometida a concesión administrativa, se obvian perforando un conjunto de sondeos más cortos, convenientemente espaciados, constituyendo lo que se denomina un campo de sondas geotérmicas, Fig. 6.

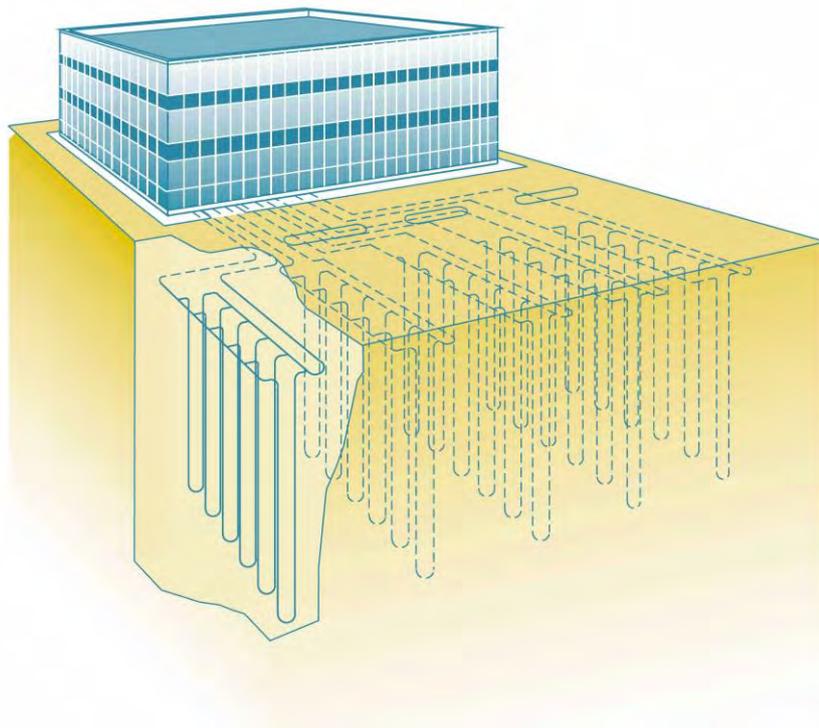


Figura 6. Esquema de un campo de sondas geotérmicas para un edificio comercial. (Fuente: Canada Natural Resources).

- No presentan las servidumbres de los intercambiadores horizontales, pudiendo instalarse debajo de las edificaciones a las que prestan servicio, Foto 3.



Foto 3. Perforación a rotación con circulación directa de lodos en un edificio en rehabilitación en Madrid. (Fuente: Eneres).

Las únicas limitaciones que atañen a las sondas geotérmicas son las relacionadas con las distancias mínimas de separación con otros elementos constructivos y objetos, pudiendo citar:

- De cimentaciones, pozos, fosas sépticas y saneamientos: 2 ó 3 m, según países.
- De conducciones enterradas no hidráulicas: 0,7 ó 1,5 m, según países.
- De árboles y límites de parcela: 5 m.
- Entre sondeos geotérmicos: como referencia, 6 m en Alemania ó 10 m en Francia, para sondeos de hasta 100 m de profundidad.

3.2.2. Sondeos geotérmicos

El diámetro de un sondeo geotérmico depende del diámetro de los tubos de la sonda y de su número, dos o cuatro. Normalmente, está comprendido entre 150 y 180 mm. No debe ser muy grande, pues la sonda podría retorcerse durante su introducción en el pozo, ni muy pequeño, pues quedaría poco espacio anular entre los tubos y las paredes del sondeo para poder efectuar un relleno con material granular o una cementación correctos.

Las profundidades que pueden alcanzar están condicionadas por las capacidades de los equipos de perforación que se utilicen y por las disposiciones en materia de legislación minera y de protección de aguas subterráneas. En España, suelen estar comprendidas entre 100 y 200 m; en otros países, como Francia y Alemania, los sondeos de más de 100 m de profundidad están sometidos al Código Minero y a la Ley de Minas, respectivamente, y precisan de una concesión administrativa.

Los equipos de perforación que se utilizan suelen ser de pequeñas dimensiones, montados sobre orugas con zapatas de goma, y con un ancho no mayor de 2 m para que puedan entrar en parcelas de viviendas ya construidas con accesos estrechos, y facilitar su descenso en excavaciones de edificios suspendidos del brazo de una grúa, Foto 4.



Foto 4. Descenso de una perforadora a una excavación. Fuente: Termoterra.

También existen equipos más compactos, montados sobre orugas de goma, con 0,8 m de anchura, que permiten realizar perforaciones desde garajes y sótanos.

Dependiendo de las características del terreno se pueden utilizar diferentes sistemas de perforación. En terrenos duros, competentes y estables, como pizarras, granitos, calizas, etc., se emplean sistemas a rotoperCUSión con martillo en fondo y una sola unidad de rotación. Permiten revestir con una tubería recuperable los primeros 15 ó 20 m de terreno alterado, si fuese necesario. En terrenos inestables, como

arenas y gravas, en los que podrían derrumbarse las paredes del sondeo, se utilizan sistemas a rotación con circulación directa de lodos.

En lo últimos años, se han desarrollado equipos de perforación específicos para la instalación de sondas geotérmicas, que proporcionan elevados rendimientos en cualquier tipo de terreno y permiten abaratar el coste de perforación, Foto 5.



Foto 5. Perforadora con doble unidad de rotación y manguera para descarga de detritos en un contenedor. (Fuente: Comacchio).

Se trata de equipos con doble unidad de rotación. La unidad superior arrastra al varillaje interior con el martillo en fondo, o con una herramienta de corte, mientras que la unidad inferior arrastra la tubería de revestimiento del sondeo de forma simultánea. Las dos unidades giran en sentido contrario, lo cual facilita la extracción de los detritos y elimina el riesgo de pérdida de la sarta interior.

Van dotadas de triple mordaza, para facilitar la manipulación y extracción de la tubería de revestimiento, y de un sistema de evacuación de detritos.

Los detritos de perforación, a medida que se producen, y los lodos de sondeo, si llegan a emplearse, se recogen en contenedores adecuados, y son trasladados a lugares de vertido apropiados.

3.2.3. Sondas geotérmicas

El material más usado para los tubos de las sondas geotérmicas es el polietileno de alta densidad por ser uno de los plásticos más comunes y más baratos. No es tóxico, es impermeable y flexible, y ofrece buena resistencia térmica, química y al impacto.

Los tubos se fabrican por extrusión, sin costuras. Se suministran en rollos, con las piezas en U que constituyen los pies de sonda soldados por electrofusión, con longitudes estándar que alcanzan la longitud total de un sondeo desde el fondo hasta la boca, diámetros exteriores normalizados de 16, 25, 32 y 40 mm, y espesores de pared adaptados a la presión de trabajo.

En la recepción en obra de las sondas se comprueba el marcado, la documentación técnica que las acompaña, se revisa que no presenten rasguños o fisuras ocasionados durante el transporte y manipulación, y se someten a una prueba de estanqueidad, con aire o con agua, y a una prueba de caudal para comprobar que no hay ninguna resistencia extraña en su interior.

Se rellenan con agua, o con agua y anticongelante, antes de su introducción en el sondeo, para evitar que los tubos puedan aplastarse por diferencias de presión entre el interior y exterior de los tubos en caso de existir agua o lodos de sondeo, o cuando se realice la cementación.

Para facilitar el descenso en el sondeo se cuelga un lastre en el pie de sonda que quedará perdido en el fondo.

La sonda geotérmica y el tubo de polietileno de 25 mm de diámetro que se suele emplear para cementar el sondeo se deben bajar con sumo cuidado, colocando regularmente espaciadores, centradores y abrazaderas de plástico, para que los tubos queden lo más verticalmente posible y separados unos de otros, Foto 6.



Foto 6. Pies de sondas geotérmicas y espaciadores. (Fuente: BRGM).

La introducción se suele realizar colocando los rollos de sonda en un tambor o carrusel giratorio y empleando un torno equipado de freno, o una guía mecánica accionada eléctricamente, que permite que los tubos avancen o retrocedan evitando atascos, Foto 7.



Foto 7. Introducción de una sonda geotérmica doble con un slangman. (Fuente: EDASU).

Antes de introducir el relleno, se somete al intercambiador a una prueba de presión. En caso de no superarla, todavía se está a tiempo de izarlo a superficie y reemplazarlo por otro.

3.2.4. Relleno del sondeo

El espacio anular que queda entre las tuberías del intercambiador y las paredes del hueco del sondeo se rellena con arena sílicea calibrada o se cementa con una suspensión de cemento, bentonita y arena sílicea al objeto de lograr un buen contacto térmico entre los tubos de la sonda y el terreno, cerrar el sondeo desde la superficie para evitar la entrada de contaminantes exteriores, y sellar los acuíferos que hayan podido ser atravesados durante la perforación.

La elección de un material de relleno o cementación dependerá de las medidas que sea preciso tomar para preservar la calidad de las aguas subterráneas, no alterar su flujo y evitar la intrusión de unos acuíferos en otros, si es que se han cortado varios.

La opción más empleada es la cementación, pues es la mejor forma de asegurar una unión física y químicamente estable, impermeable y duradera de la sonda geotérmica al terreno. La cementación se realiza inyectando el mortero a presión desde la parte más baja del sondeo, para que se rellene el espacio anular en sentido ascendente, evitando que queden huecos de aire que disminuirían la transmisión de calor.

Una vez cementado el sondeo, se somete a la sonda a un ensayo de presión definitivo para comprobar que no existen fugas, y poder garantizar que, en condiciones normales de trabajo, la sonda tenga una vida útil de 50 años.



Foto 8. Cementación de un sondeo geotérmico.

3.2.5. Fluidos circulantes

El medio de transferencia térmica que circula por los tubos del intercambiador geotérmico es agua o una mezcla acuosa con una sustancia anticongelante, que debe satisfacer los siguientes requisitos:

- Impedir la formación de hielo en el evaporador de la bomba de calor durante el funcionamiento del sistema geotérmico en modo calefacción.
- Proteger contra la corrosión los materiales que constituyen el circuito cerrado por el que circula.
- Ser biodegradable para no contaminar el agua subterránea en caso de fuga.

Los anticongelantes más utilizados son los que se incluyen en la Tabla 1.

MEDIO	CONCENTRACIÓN	PROTECCIÓN CONTRA EL HIELO	OBSERVACIONES
Agua		0 °C	· Más barato
Etilenglicol	20 a 33%	-10,4 a -19,3 °C	· Tóxico · Precisa inhibidores de la corrosión
Propilenglicol	25 a 35%	-10,1 a -17,5 °C	· No tóxico · No corrosivo · No inflamable · Muy viscoso · Más caro
Etanol	20 a 30%	-10,5 a -20,5 °C	· Tóxico · Inflamable · Muy viscoso
Otros	· Metanol		
	· Cloruros: sódico, cálcico, magnésico, potásico		
	· Carbonatos: sódico, potásico		

Tabla 1. Medios de transferencia térmica.

3.3. Dimensionamiento

El dimensionamiento de un sistema geotérmico comienza por establecer las cargas de calefacción, refrigeración y agua caliente sanitaria del edificio, en función de las condiciones climatológicas locales. Continúa con la elección de las instalaciones y equipos encargados de satisfacer esas demandas, y finaliza con la determinación de la ubicación, número, separación y profundidad de los sondeos en los que se van a alojar los intercambiadores geotérmicos verticales.

Para precisar esto último, en edificios con elevadas cargas térmicas se recurre a realizar ensayos de respuesta térmica del terreno en uno o varios sondeos perforados al efecto, Foto 9.



Foto 9. Interior de un equipo para ensayo de respuesta térmica del terreno. (Fuente: Girod).

El ensayo se lleva a cabo haciendo circular por los tubos del intercambiador, en circuito cerrado, el fluido caloportador calentado en superficie por una resistencia eléctrica, manteniéndolo en movimiento de forma ininterrumpida durante un periodo de 50 a 60 horas, y registrando el caudal, las temperaturas de entrada y de salida del fluido del sondeo y del equipo de calefacción, y la energía térmica suministrada.

Se obtiene la conductividad y la resistencia térmica efectivas del terreno, que dependen de los tipos de roca atravesados, los espesores de las diferentes capas, el flujo de agua subterránea, el relleno del sondeo y el material de los tubos.

El ensayo se complementa con la simulación por ordenador del comportamiento que tendría el terreno en el transcurso de los años de utilización del campo de sondas geotérmicas.

Para instalaciones de pequeña potencia térmica, como es el caso de viviendas unifamiliares, normalmente con un máximo de cuatro sondas, el coste que comporta el ensayo y la simulación por ordenador no compensa, actualmente, el ahorro que se obtendría de tener que perforar menos metros de sondeos y de instalar menos metros de tubos de polietileno, que son unas de las partidas más importantes del precio final de una instalación geotérmica para climatización.

Para este tipo de instalaciones se recurre a realizar un somero estudio geológico, hidrogeológico y de las condiciones climatológicas locales, y a asignar valores de conductividades térmicas de rocas obtenidos de fuentes bibliográficas.

A partir de estos valores, ya sea usando programas informáticos comerciales o del propio fabricante de la bomba de calor geotérmica que se va a instalar, o aplicando procedimientos de cálculo simplificados basados en fórmulas empíricas, o ábacos obtenidos de simulaciones realizadas por ordenador conocidos en los países de los que proceden como “reglas del pulgar” y, más eufemísticamente, como “reglas del

arte”, se determina la longitud del intercambiador geotérmico y, consecuentemente, el número y profundidad de los sondeos que han de alojarlos.

4. APROVECHAMIENTO ENERGÉTICO DE LAS INFRAESTRUCTURAS Y OBRAS SUBTERRÁNEAS

Las infraestructuras subterráneas se pueden definir como un conjunto de estructuras por debajo del nivel de la superficie.

En zonas urbanas, el espacio subterráneo abarca las infraestructuras de los diversos sistemas funcionales: almacenamiento (agua, aceites, productos industriales, etc.), industriales (plantas de energía), transporte (ferrocarriles, metro, intercambiadores, etc.), redes de servicio y abastecimiento (agua, alcantarillado, gas, etc.), espacios públicos (centros comerciales, hospitales, etc.) y privados (garajes).

Es decir, el espacio urbano subterráneo se utiliza con intensidad. La interacción termodinámica entre los tres elementos que entran en juego en este contexto, el terreno, el aire y el agua, es una fuente inagotable de posibilidades para el intercambio, la extracción, la inyección, el almacenamiento y el uso de la energía.



Foto 10. Aprovechamiento de la energía de la red de saneamiento urbano para la climatización de edificios.

Para el aprovechamiento del potencial geotérmico de todos estos sistemas enterrados hay numerosos procedimientos.

Como la mayoría de ellos son infraestructuras subterráneas construidas en obra de fábrica u hormigón de elevada conductividad térmica, su termoactivación como intercambiador, incorporando circuitos de transferencia de energía que llevan en su interior un fluido caloportador es la forma más usada.

También existen otros medios de realizar la transferencia energética, como el aprovechamiento de la energía de las aguas de infiltración de túneles, el intercambio abierto con capas freáticas presentes, o el intercambio tierra-aire en instalaciones para pretratar el aire de renovación de los edificios.

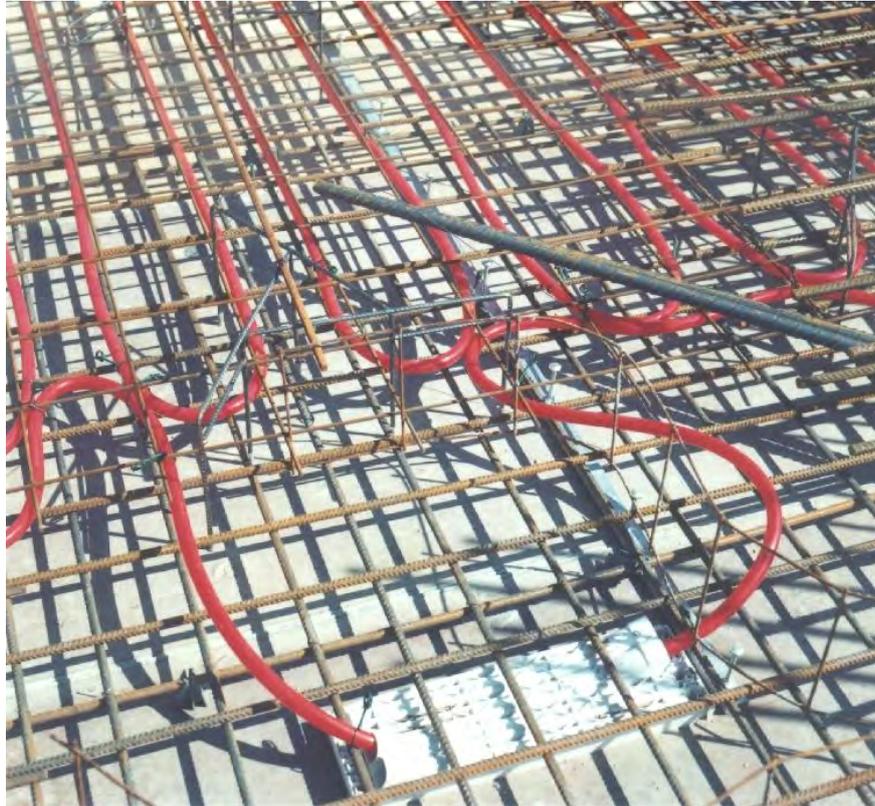


Foto 11. Forjado termoactivo o con núcleo de hormigón atemperado. (Fuente: Zent-Frenger).

Fuera del ámbito urbano, existen otras obras subterráneas que pueden ser susceptibles de ser aprovechadas para un intercambio energético. Un ejemplo de ello podría ser el aprovechamiento geotérmico de las aguas de mina, ya que la mayoría de las labores mineras interceptan el nivel piezométrico a partir de la generación de huecos y modifican la permeabilidad de los materiales, dando lugar a la acumulación de agua que puede ser valorizada como recurso asociado a la minería.

5. PROMOCIÓN DE LA ENERGÍA GEOTÉRMICA EN LA COMUNIDAD DE MADRID. EL PROGRAMA GeoEnerMadrid

5.1 Introducción

El programa denominado GeoEnerMadrid fue iniciado por la Comunidad de Madrid en el año 2008 en colaboración con otras entidades públicas y privadas, con el fin de conseguir un uso más eficiente de la energía, con un objetivo específico de ahorro, una reducción de las emisiones de CO₂ y un impulso de la

energía geotérmica. Todo ello acorde con la estrategia energética recogida en el Plan Energético de la Comunidad de Madrid, 2004-2012.

El programa cubre todos los recursos geotérmicos y tecnologías disponibles para su aprovechamiento energético, fundamentalmente las relacionadas con la geotermia de baja entalpía en su uso para la climatización de edificios.

Las actividades que se desarrollan se enmarcan en cinco áreas:

- Área de divulgación.
- Área de formación.
- Área de promoción económica y comercial.
- Área de normativa y de aseguramiento de la calidad.
- Área de asesoramiento técnico.

El escaso desarrollo de la geotermia, tanto a nivel nacional como autonómico, justifica, por sí mismo, un programa específico de promoción de esta energía renovable. El objetivo principal del citado programa es desarrollar una imagen más global de la energía geotérmica, transmitiendo que ésta está al alcance de todos los ciudadanos, difundiendo información sobre todas las tecnologías disponibles e ilustrar el enorme potencial que ofrece hoy en día.

5.2. Estrategia energética

Como es conocido, a nivel nacional se importa alrededor del 85% de la energía que se consume, y en este ranking de necesidades, la Comunidad de Madrid se lleva la peor parte, ya que apenas produce un 3,2% de toda la energía que consume, por lo que su dependencia exterior supera incluso el 96%.

La estrategia energética de la Comunidad de Madrid encuentra su referencia en el Plan Energético 2004-2012, en donde se ponen de manifiesto los objetivos energéticos, y que giran sobre cuatro puntos clave:

- Adecuar la oferta de productos energéticos a la demanda.
- Fomentar las energías generadas por fuentes renovables.
- Mejorar la eficiencia energética y el ahorro energético.
- Minimizar el impacto medioambiental.

Es el segundo objetivo, el fomento del uso de energías renovables, el que permite articular una serie de actuaciones cuya finalidad es el impulso de la energía geotérmica en la Comunidad de Madrid.

5.3 Margen de maniobra de las Administraciones Públicas

En España, el marco legal permite a las Administraciones Públicas, con carácter general, actuar en dos vías para el impulso de las actividades: la vía normativa y la incentivadora.

Los instrumentos de la vía normativa recogen todas aquellas obligaciones derivadas de normativa en base a la cual se establece como preceptivo determinadas prácticas o usos.

Los instrumentos incentivadores persiguen el mismo fin, pero mediante instrumentos no impositivos, como son la concienciación, la difusión, el apoyo económico, etc.

En el caso de la energía geotérmica en España, con un mercado muy incipiente, ha sido la vía incentivadora la elegida por la Administración Pública, siendo en este caso alguna Comunidad Autónoma, como la Comunidad de Madrid, la que ha adoptado una posición activa y pionera en este impulso incentivador o de fomento.

5.4 Estructura del programa GeoEnerMadrid

El programa cubre todos los recursos geotérmicos y tecnologías, especialmente las relacionadas con la geotermia de baja entalpía, a través de bombas de calor e intercambiadores verticales en sistemas cerrados, bien sea en sondeos o en cimentaciones y estructuras termoactivas, sistemas abiertos en acuíferos, con aguas de drenaje de túneles, etc.

Todas estas actuaciones se han estructurado a través de cinco áreas:

1. **Área de divulgación:** donde se incluyen todas las iniciativas cuyo objetivo es dar a conocer tanto al público, usuario final de las instalaciones, como a los técnicos, que están llamados a desarrollarla, todos y cada uno de los aspectos relacionados con la geotermia, sus posibilidades y el grado de desarrollo que ya ha alcanzado en otros países. Para esta área se han editado guías explicativas, comics dirigidos a los más pequeños, vídeos, celebración de jornadas, participación en foros de divulgación, etc.
2. **Área de formación:** que engloba todas las iniciativas cuyo objetivo es formar a los técnicos y empresas en tecnologías ya suficientemente desarrolladas y probadas en otros países donde este tipo de aprovechamiento ya ha alcanzado un elevado grado de madurez. En esta área se incluyen iniciativas como la edición de guías geotérmicas especializadas, celebración de Congresos, participación en foros, organización de cursos, etc.
3. **Área de promoción económica y comercial:** cuyo objetivo es doble, ya que, por un lado, se persigue impulsar la utilización de la energía geotérmica mediante el incentivo económico que compense el diferencial de la inversión inicial frente a una instalación convencional y, por otro, facilitar, en la medida de lo posible, los canales para que las empresas e instaladores que ya desarrollan su actividad en este campo puedan exponer sus productos y servicios. En esta área se incluyen las líneas de subvención o la celebración de Congresos y jornadas técnicas, así como facilitar el contacto al público con las empresas especializadas a través de Internet y otros canales.
4. **Área normativa y de aseguramiento de la calidad:** en esta área se incluyen iniciativas para garantizar que las instalaciones cumplen con las condiciones de seguridad y calidad que le son exigibles. Se contemplan aquí las actividades para normalizar la presentación de la documentación técnica estableciendo formularios de solicitud, la publicación de proyectos tipo, establecimiento de procedimientos administrativos de aprobación de estas instalaciones, guías explicativas, etc.
5. **Área de asesoramiento técnico:** que recoge todas las iniciativas orientadas a quien comienza a dar sus primeros pasos en geotermia, informando sobre las herramientas de ayuda al diseño, los requisitos, las posibilidades, etc.

5.5 Actuaciones del programa GeoEnerMadrid

Desde el año 2008 hasta la actualidad, el programa se ha materializado en diversas actuaciones, entre las que cabe citar las siguientes como las más destacadas:

Área de divulgación

- Celebración de Jornadas y publicación de la primera Guía divulgativa sobre la Geotermia, que supusieron el punto de partida de todo un conjunto de actuaciones de divulgación que han seguido después. Las primeras iniciativas en la difusión de la geotermia a través de diversas jornadas que se iniciaron a finales de año 2007 fueron un avance de afianzamiento de lo que luego sería el I Congreso de Geotermia - GeoEner 2008 y las posteriores en 2010, 2012 y 2014.



Figura 7. Carteles de los Congresos de Energía Geotérmica en la Edificación en la Industria 2008, 2010, 2012 y 2014.

- *La Geotermia y la familia Geotermín* (cómic). En octubre de 2009, la Consejería de Economía y Hacienda editó este cómic dedicado a los sistemas de climatización a partir de la geotermia superficial o de muy baja temperatura, que pretende explicar en clave infantil el funcionamiento y los principios básicos de este tipo de aprovechamientos.

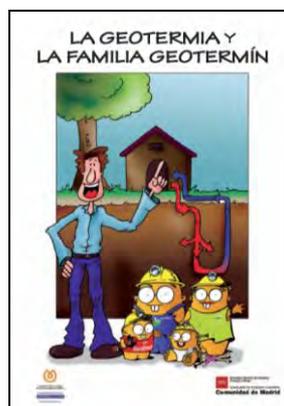


Figura 8. Cómic La Geotermia y la familia Geotermín.

Área de formación

- Organización del *Curso sobre instalaciones geotérmicas para la climatización de edificios* que ha contado con cinco ediciones con un aforo medio de 40 asistentes a cada uno de ellos, que se han cubierto en su totalidad. Este curso ha ido dirigido a todos aquellos profesionales interesados en ampliar sus conocimientos en el campo del diseño e instalación de sistemas de intercambio geotérmico.
- Organización del *Curso Práctico de Diseño de Instalaciones Geotérmicas* realizado durante el mes de mayo de 2011 con la presencia de 40 alumnos. Este curso ha ido dirigido a profesionales que desarrollan su actividad en el ámbito de la energía geotérmica, centrándose en aspectos de diseño y en la aplicación y utilización de programas informáticos de dimensionamiento de instalaciones.



Figura 9. Tríptico del Curso Práctico de Diseño de Instalaciones Geotérmicas.

- Elaboración de Guías Técnicas, que ha supuesto una primera referencia en castellano para los técnicos que comienzan su actividad en el mundo de la geotermia:
 - *Guía Técnica de Sondeos Geotérmicos Superficiales*, que se publicó en 2009 y es una monografía donde se abordan diversos aspectos relacionados con los denominados sistemas geotérmicos cerrados verticales, tales como los métodos de perforación de los taladros según profundidades y tipos de terreno que atraviesan, el diseño de intercambiadores o colectores de calor, materiales con que se construyen, fluidos circulantes, equipos de colocación, etc.; el relleno o cementación de los sondeos; la medición de las propiedades térmicas de los terrenos; etc.
 - *Guía Técnica sobre Pilotes Geotérmicos*, también publicada en 2009, donde se describe la alternativa a la ejecución de sondeos superficiales para la colocación de los intercambiadores de calor, que consiste en la opción de aprovechar los cimientos para la instalación de estos últimos. Dichos elementos se configuran no sólo como elementos estructurales, sino como parte integrante

de las instalaciones de climatización con bomba de calor, denominándose genéricamente pilotes geotérmicos o cimientos termoactivos.

- *Guía Técnica de Bombas de Calor Geotérmicas*, que se complementa con las dos anteriores y también se publicó en 2009. En ella se describen diferentes aspectos relacionados con las bombas de calor geotérmicas: los tipos existentes, los fundamentos físicos, la descripción de los componentes principales, su viabilidad, así como ejemplos de uso de las mismas.
- Vídeo *La Geotermia superficial para la Climatización*, de unos 15 minutos de duración, a través del cual se descubre el funcionamiento de las bombas de calor, los tipos de sondeos intercambiadores, los rendimientos, etc.
- *Guía Técnica de Generación Eléctrica de Origen Geotérmico*, publicada en 2010, y en la que se describen los principales tipos de yacimientos aprovechables, las tecnologías existentes para la generación de energía eléctrica, así como diferentes ejemplos de proyectos de explotación y desarrollo.
- *Guía Técnica para Sistemas Geotérmicos Abiertos*, publicada en 2010, y en la que se tratan las principales características de los sistemas geotérmicos abiertos, las etapas de estudio y simulación, las técnicas de dimensionamiento, los procedimientos de ejecución, los materiales empleados y, también, la tramitación administrativa para su legalización.
- *Guía Técnica de Sondeos Geotérmicos Profundos*, publicada en 2010, y en la que se describen las principales aplicaciones de los sondeos profundos, las fases de ejecución, los materiales empleados y, en definitiva, la tecnología actualmente disponible.
- *Proyectos Emblemáticos en el Ámbito de la Energía Geotérmica*, publicada en 2010 y 2012, y donde se recogen una serie de proyectos con los que se pretende mostrar la evolución y desarrollo que está sufriendo el aprovechamiento de este tipo de energía en la Comunidad de Madrid.
- *Libros de Actas* de los Congresos de Energía Geotérmica en la Edificación y la Industria, que recoge las comunicaciones de los Congresos celebrados en 2008, 2010 y 2012, y que son también una referencia técnica para el sector, habiendo tenido una amplia aceptación.
- *Guía sobre Aprovechamiento Energético de las Infraestructuras Subterráneas*, publicada en 2011, y en la que se desarrollan las diferentes posibilidades de aprovechamiento energético de infraestructuras urbanas subterráneas, de túneles y redes subterráneas, de aparcamientos subterráneos y de redes de saneamiento y aguas residuales enterradas.

Algunas de estas publicaciones y material divulgativo citados se pueden descargar gratuitamente de las páginas web de la Fundación de la Energía de la Comunidad de Madrid (www.fenercom.com) y de la Comunidad de Madrid (www.madrid.org), y otras están a la venta en la propia Fundación de la Energía.



Figura 10. Portadas de algunas de las Guías sobre geotermia publicadas por la Comunidad de Madrid.



Área de promoción económica y comercial

La promoción económica de este tipo de instalaciones ha venido de la mano de las líneas de subvención para su fomento. Estas líneas de subvención han sido reguladas por las órdenes por las que se regula la concesión de ayudas para la promoción de las energías renovables y actualmente a través del Plan de Impulso de las Energías Renovables de la Comunidad de Madrid mediante el cual las instalaciones geotérmicas reciben incentivos de hasta el 30% de los costes elegibles para instalaciones en circuito

abierto, en circuito cerrado en intercambio horizontal, en circuito cerrado en intercambio vertical (sondeos) o redes de distrito geotérmicas, así como para instalaciones híbridas (geotérmica + biomasa térmica, geotérmica + fotovoltaica, etc.).

Por otro lado, la promoción comercial ha venido de la publicación del listado de empresas del sector geotérmico en la página web de la Fundación de la Energía (www.fenercom.com) y que contribuye a dar a conocer entre el público las empresas que ya operan en el sector.

Por último, se han instaurado los Premios a las mejores instalaciones geotérmicas. Dentro de la promoción empresarial, se ha creado una convocatoria anual para otorgar el Premio a la mejor instalación geotérmica, que incluye dos modalidades: premio a la mejor instalación del sector residencial y premio a la mejor instalación geotérmica en el sector industrial y de servicios.

Área de normativa y de aseguramiento de la calidad

En esta área destaca la publicación del primer Proyecto Tipo para instalaciones de baja entalpía que pretende ser una referencia para la elaboración y solicitud de la aprobación de proyectos en el ámbito minero. Dicha Guía, que complementa a la guía divulgativa sobre geotermia, explica los procedimientos administrativos de este tipo de instalaciones y recoge las directrices para el pronunciamiento del órgano ambiental al respecto.

A esta Guía para la elaboración de proyectos se ha sumado la publicación en el Boletín Oficial de la Comunidad de Madrid, de 2 de febrero de 2010, de los modelos de solicitud de instalaciones geotérmicas de baja entalpía y de certificación de final de obra para dichas instalaciones, que persiguen homogeneizar y ayudar a los proyectistas, instaladores y titulares a la tramitación de este tipo de instalaciones.

5.6 Resultados del programa y conclusiones

Todas las actuaciones realizadas dentro del Programa GeoEnerMadrid han permitido apreciar en la Comunidad de Madrid un espectacular incremento en las instalaciones geotérmicas que hasta hace muy poco tiempo eran unas perfectas desconocidas, ya que en la actualidad se ha alcanzado un parque de más de 290 instalaciones ya autorizadas con una potencia total instalada superior a los 12 MW y casi 1.800 m de sondeos.

TABLA 1. Energía geotérmica en la Comunidad de Madrid. DGIEM Comunidad de Madrid, Diciembre 2013.

	2008	2009	2010	2011	2012	2013	TOTAL
Potencia instalada (kW)	487	1.698	3.201	1.891	2.398	2.750	12.425
Instalaciones	19	40	48	55	68	59	289
Nº sondeos	53	342	365	276	324	387	1.747

La potencia instalada a lo largo de los últimos cinco años supone un incremento muy notable, teniendo en cuenta que en 2008 apenas se alcanzaba 1 MW de potencia geotérmica instalada en toda la región y a día de hoy se superan holgadamente los 12 MW.

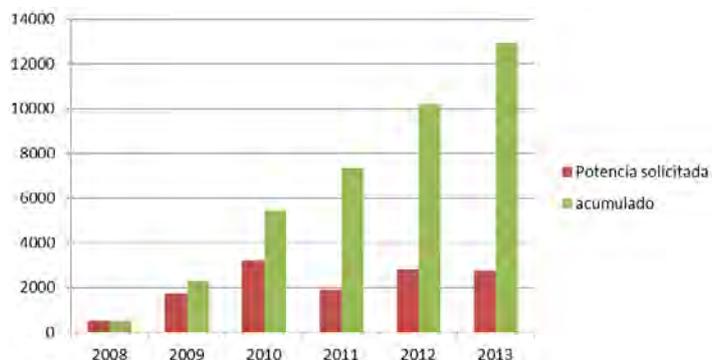


Figura 4. Solicitud de autorizaciones para instalaciones geotérmicas en la Comunidad de Madrid. DGIEM Comunidad de Madrid, Diciembre 2013.

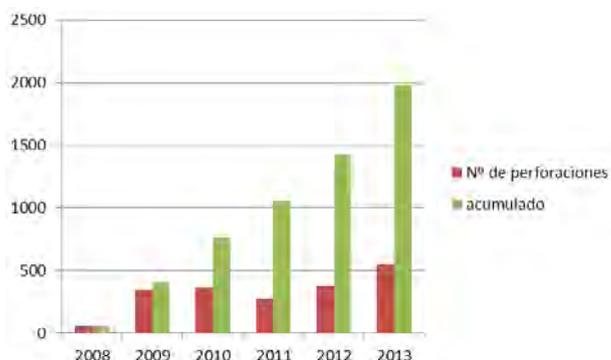


Figura 5. Número de perforaciones para uso geotérmico en la Comunidad de Madrid. DGIEM Comunidad de Madrid, Diciembre 2013.

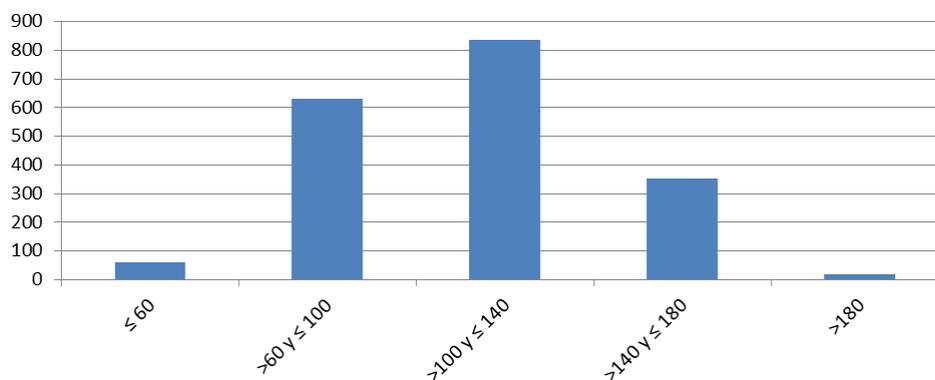


Figura 6. Profundidad de las perforaciones. Sondeos clasificados por profundidad en m. DGIEM Comunidad de Madrid, Diciembre 2013.

Paralelamente, se ha observado un importante aumento del tamaño o potencia instalada de las bombas de calor, pasando de pequeño proyectos en viviendas unifamiliares a instalaciones más grandes en el sector industrial y terciario.

Datos generales

221 viviendas
12 portales



Propiedad:	Cooperativa EAI310
Despacho de arquitectos:	EAI arquitectura S.L.P
Ingeniería sistema geotérmico:	IFTEC GeoEnergía SL
Contratista principal:	ferrovial agroman
Subcontratista sondeos geotérmicos:	Geoter

Figura 7. Instalación en la promoción de viviendas de la calle Guatemala 13 en Madrid, con 70 sondeos de 125 m con potencia de 525 kWt. (Fuente: IFTEC).

El esfuerzo desde la Administración autonómica y el auge de la rehabilitación energética han permitido alcanzar estos resultados, que corroboran el buen camino de la política energética regional hacia un parque de instalaciones geotérmicas más amplio y de mayor calidad.

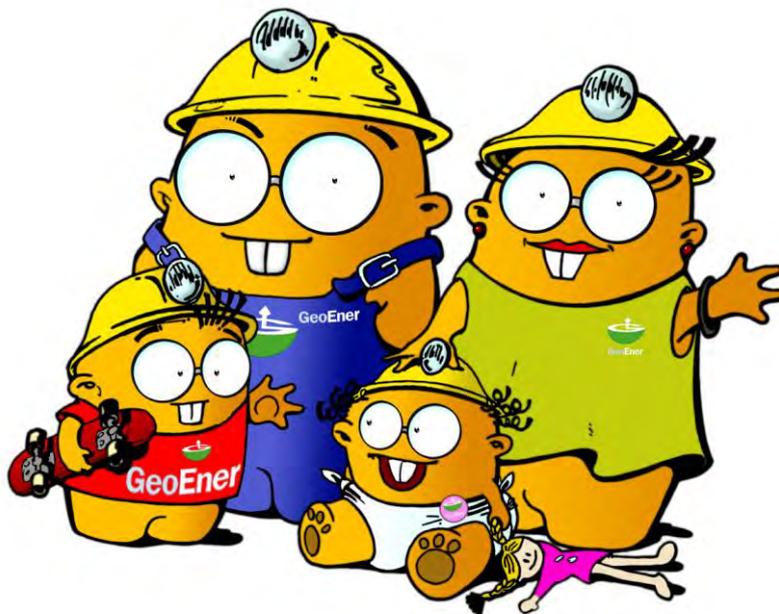


Figura 11. Familia Geotermín.

6. REFERENCIAS

- Guía de la Energía Geotérmica. 2008. Fundación de la Energía, Comunidad de Madrid
- Documento anexo a la Guía de la Energía Geotérmica. 2008. Fundación de la Energía, Comunidad de Madrid
- Guía Técnica de Sondeos Geotérmicos Superficiales, 2009 Fundación de la Energía, Comunidad de Madrid.
- Guía Técnica sobre Pilotes Geotérmicos, 2009. Fundación de la Energía, Comunidad de Madrid
- Guía Técnica de Bombas de Calor Geotérmicas, 2009. Fundación de la Energía, Comunidad de Madrid
- Libro de Actas del I Congreso de Energía Geotérmica en la Edificación y la Industria, 2008, Fundación de la Energía, Comunidad de Madrid.
- REAL DECRETO 314/2006, de 17 de marzo, por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación. BOE 28/03/2006
- ORDEN de 16 de octubre de 2008, por la que se regula la concesión de ayudas por el Instituto Madrileño de Desarrollo para promoción de actuaciones de ahorro y eficiencia energética y se realiza su convocatoria para el año 2008. BOCM 29/10/2008.
- ORDEN de 10 de agosto de 2009, por la que se regula la concesión de ayudas para la promoción de las energías - renovables y se convocan para el ejercicio 2009. BOCM 4/09/2009
- ORDEN de 17 de noviembre de 2009, por la que se aprueban las bases reguladoras de los Premios a la Mejor Instalación Geotérmica en el Sector Residencial y Mejor Instalación Geotérmica en el Sector Industrial y Servicios en la Comunidad de Madrid y se convoca la primera edición de los mismos. BOCM 3/12/2009
- RESOLUCIÓN de 15 de diciembre de 2009, de la Dirección General de Industria, Energía y Minas, por la que se aprueban los modelos oficiales de solicitud de aprobación de proyectos de perforaciones geotérmicas de muy baja entalpía desde el punto de vista de la seguridad minera y de certificado de finalización de obra de instalación geotérmica de muy baja entalpía. BOCM 2/2/2010

CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS EN INSTALACIONES INDUSTRIALES

CÉSAR SAGASETA MILLÁN
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Catedrático de Ingeniería del Terreno
Universidad de Cantabria

1. Introducción

El título de esta comunicación es muy general, y no de fácil delimitación. Las llamadas “instalaciones industriales” son de muy diferentes características en cuanto a sus fines, procesos productivos y acciones sobre el entorno. Por otra parte, a pesar de lo anterior, los problemas geotécnicos que plantean son en gran parte comunes a todas ellas y a cualquier otra estructura, y se hace difícil encontrar aquéllos que les son específicos. Por último, es obvio que no deben tratarse aquí con detalle (aunque en algunos momentos no puedan dejar de mencionarse) aspectos que ya han sido o van a ser objeto directo de otras ponencias, en esta Jornada o en otras previas de la serie, lo que elimina las presas y centrales de energía de todo tipo, vertederos, descontaminación de suelos y en general las obras de infraestructuras del transporte.

Teniendo lo anterior en mente, se han considerado los siguientes puntos de interés, que se desarrollan en sendos capítulos, con ejemplos ilustrativos:

- Problemas derivados del emplazamiento.
- Cargas y otras acciones específicas: distribuciones especiales de cargas, acciones dinámicas, térmicas o de otro tipo. Interacción entre estructuras.
- Extracción de materias primas y tratamiento de residuos.
- Abandono, clausura y reutilización del espacio.

2. Problemas derivados del emplazamiento

Con carácter general, la ubicación de nuevas industrias se realiza en terrenos de baja calidad. La reducción de los efectos negativos en el entorno inmediato, la necesidad de espacios relativamente extensos para favorecer expansiones futuras, el aprovisionamiento de agua para refrigeración, o la eliminación o tratamiento de residuos han sido en el pasado factores determinantes en la selección de ubicaciones.

En otras ocasiones, razones de índole estratégica llevan a ubicar nuevas instalaciones junto a otras existentes. Esto es típico de centrales de producción de energía, en las que los sucesivos nuevos grupos comparten algunos elementos con los iniciales, y ello impone un emplazamiento que no siempre es el más idóneo desde el punto de vista geotécnico.

En épocas recientes, los planes urbanísticos relegan en general el uso industrial del suelo a zonas concretas, agrupando las instalaciones menores en polígonos, destinando a ello ubicaciones relativamente alejadas de los centros urbanos, no utilizadas previamente, o afectadas ya por explotaciones anteriores.

Lo anterior lleva a que con frecuencia, las instalaciones industriales se ubican en terrenos desfavorables desde el punto de vista geotécnico: zonas con grandes espesores de suelos blandos, rellenos no consolidados, terrenos expansivos o colapsables (Figura 2-1), afectados por fenómenos kársticos, laderas inestables (Figura 2-2), etc.



Figura 2-1. Polígono industrial en terreno yesífero



Figura 2-2. Parcela en margen de polígono industrial. Excavación en ladera inestable

3. Cargas y otras acciones

En general, las acciones impuestas a las cimentaciones de instalaciones industriales no difieren sustancialmente de las de otro tipo de obras. Sin embargo, existen algunos elementos específicos, tanto en su naturaleza, como en su valor, distribución o variación temporal. Sin pretender ser exhaustivo, se comentan a continuación los más significativos.

3.1. *Grandes cargas concentradas*

Es frecuente la presencia de grandes cargas concentradas debidas a maquinaria pesada (altos hornos, generadores de energía, grandes martillos de forja, trenes de laminación, etc.). Ello lleva al empleo de tipologías de cimentación poco frecuentes, como los cajones macizos o alveolares, similares a los usados en la cimentación de grandes pilas de puentes, y que gradualmente van cediendo su uso frente a otras soluciones, como los pilotes de gran diámetro.

Un ejemplo muy significativo es el caso de las cimentaciones de altos hornos. Hoy día no es frecuente la implantación de nuevas instalaciones de este tipo, y realmente son pocos los que se mantienen en uso (sólo queda una siderúrgica integral en España, en Asturias). Sin embargo, en el pasado fueron uno de los elementos más relevantes en las instalaciones industriales. No hay muchos estudios generales sobre las tipologías de cimentación, y por ello es digno de destacar el artículo publicado por Ishihara et al. (1977), en el libro de Estudios de Casos editado por la Sociedad Geotécnica Japonesa con motivo del Congreso Internacional de Tokyo de 1977. En él se presenta una detallada descripción de los problemas y

soluciones aplicadas a la cimentación de altos hornos en Japón a lo largo del siglo XX hasta esa fecha, con profusión de datos, centrados en las tres mayores industrias siderúrgicas del país. La Figura 3-1 y la Figura 3-2 presentan la evolución de las cargas y de los tipos de cimentación habituales. Las cargas experimentan un notable aumento (asociado obviamente al del tamaño de los hornos) a partir de 1965. En cuanto a la cimentación, hasta 1970 predominan las cimentaciones sobre grandes cajones hincados (abiertos o de aire comprimido). Sin embargo, ya en la década de los 60 se fueron introduciendo los grupos de pilotes de gran diámetro (en general cilíndricos huecos metálicos), que hacia 1980 constituyen el método predominante. La razón para este cambio (que es común con lo ocurrido en otras cimentaciones con grandes cargas) es, aparte de los desarrollos tecnológicos, el hecho de que un gran número de los nuevos hornos se construían junto a los preexistentes, y la hinca próxima de un cajón (generalmente de dimensiones mucho mayores) y el bombeo asociado suponía una perturbación inadmisibles. También se introdujo el empleo de pilotes metálicos hincados interconectados (Figura 3-3), a modo de tablestacas alveolares de sección circular, una técnica de gran desarrollo en Japón, y que en otros países se ha usado de forma no tan sistemática (en España hay algunos casos de empleo en cimentaciones de puentes).

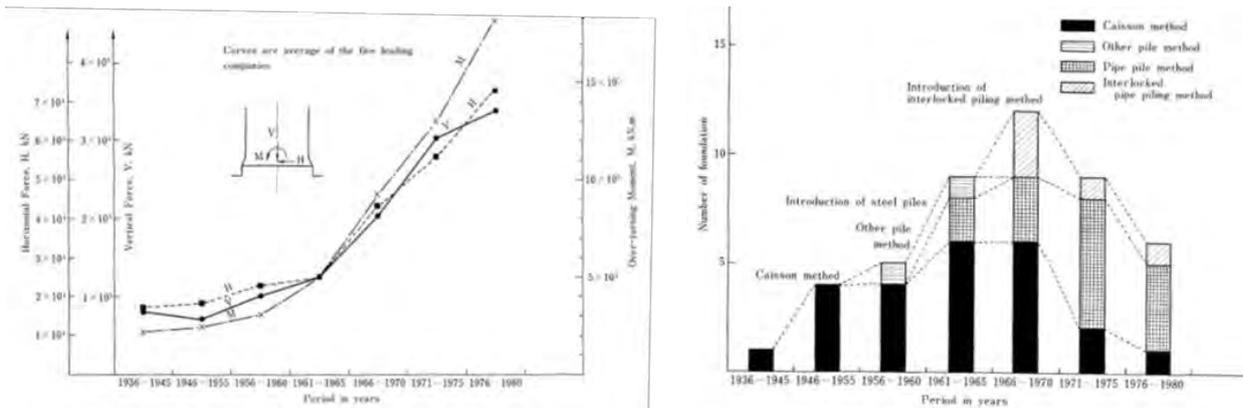


Figura 3-1. Evolución de cargas y de tipos de cimentación de altos hornos en Japón (Ishihara et al., 1977)

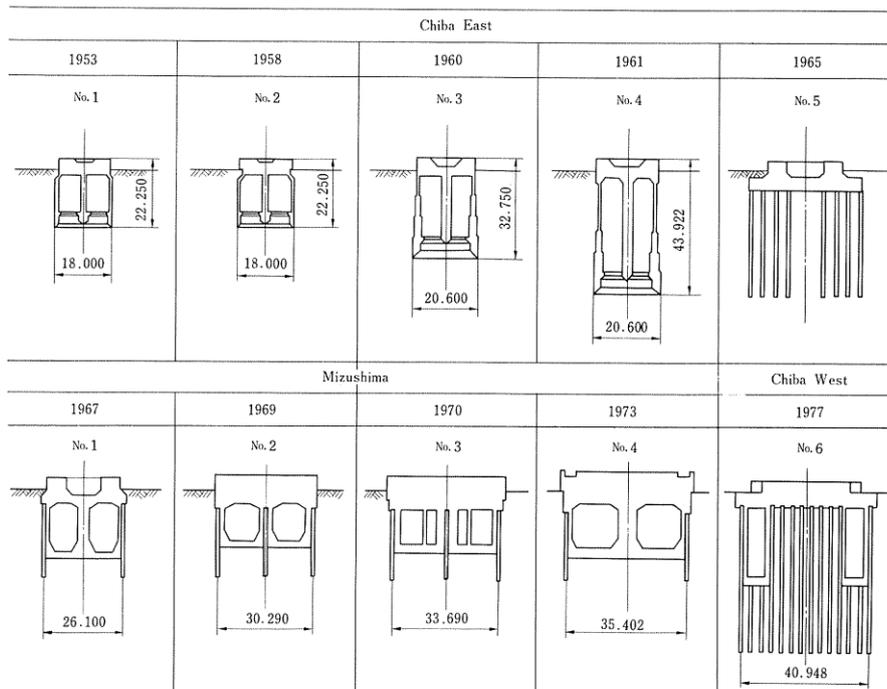


Figura 3-2. Evolución en un caso concreto, Kawasaki Steel Corp. (Ishihara et al., 1977).

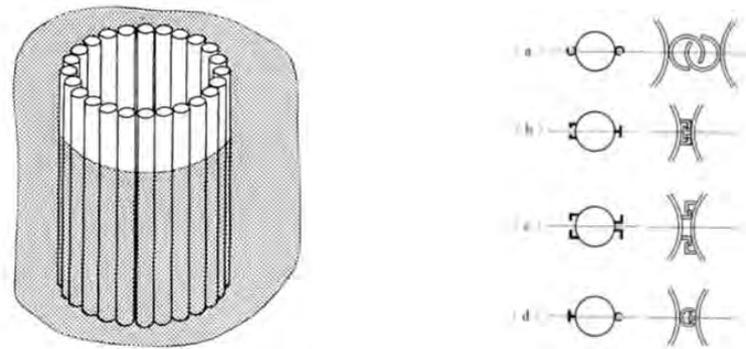


Figura 3-3. Pilotes circulares interconectados (*interlocked pipe piles*)

3.2. Estructuras y cargas especiales

Asimismo, debe destacarse la abundancia de estructuras especiales que, al localizarse las industrias en terrenos de baja calidad, su cimentación exige el empleo de soluciones especiales.

Así, existen estructuras altas y esbeltas (chimeneas, torres). La chimenea de la Central Térmica de Puentes de García Rodríguez (As Pontes), de 356 m de altura, construida en 1976, es aún la más alta de Europa, cimentada sobre pizarras Ordovícicas mediante losa anular (Figura 3-4). En la misma figura se observan también las torres de refrigeración, estructuras sensibles a cargas de viento por su gran superficie lateral y moderado peso.



Figura 3-4. Central Térmica de Puentes de G^a Rodríguez

Igualmente, son característicos los grandes depósitos de almacenamiento de fluidos, ya sean gases o líquidos (agua, combustibles, GNL). Estos últimos suelen ser muy extensos, con capacidades de hasta 80000 m³ y diámetros del orden de 80 metros. En estos casos, las cargas sobre el terreno son, por una parte, las distribuidas del elemento almacenado y por otra las concentradas en la periferia por el elemento de contención, ambas sujetas a requisitos diferentes y deben estudiarse separadamente. El muro perimetral se suele cimentar sobre una zapata anular.

Se trata de estructuras flexibles, que admiten asientos diferenciales moderados. La Norma Británica BS-7777 establece los límites siguientes:

- Inclinación: 1/500 de la distancia entre los extremos de cualquier diámetro.
- Entre el centro y cualquier punto de la periferia, 1/300 del radio.
- Entre dos puntos cualesquiera de la periferia, 1/500 de la distancia que los separa.

El primero de estos criterios obedece a la aparición de daños estructurales en el tanque y funcionales (conexiones...), el segundo a daños en la solera y el tercero al muro perimetral.

En la Figura 3-5 se presenta un caso en Trieste (Kummerer, 2003), en el que se aplicaron inyecciones de compensación para eliminar asientos irregulares debidos a zonas débiles del terreno de cimentación. En la Figura 3-6 se puede ver otro caso, en el puerto de Sagunto, en el que se cimentaron en el año 2003 cuatro

tanques de GNL en un relleno hidráulico de 15 m de espesor. Se aplicó un tratamiento de vibrocompactación, con el que se alcanzó el objetivo de un módulo de elasticidad superior a 30 MPa.



Figura 3-5. Tanque de almacenamiento de GNL. Inyecciones de compensación (Kummerer, 2003)



a) Relleno hidráulico

b) Tratamiento mediante vibrocompactación

Figura 3-6. Puerto de Sagunto (Valencia). Depósitos de GNL.

3.3. Proximidad entre estructuras

Los requerimientos funcionales de explotación llevan en general a que los elementos de una factoría se encuentren muy próximos entre sí (Figura 3-7), lo que obviamente induce problemas de interacción de sus cimentaciones. En la acción COST C-7, sobre Interacción Suelo-Estructura en Ingeniería Civil Urbana (1996-2002), se identificó la interacción entre estructuras próximas a través del terreno como uno de los problemas más significativos en áreas industriales. También en este aspecto, la frecuente baja capacidad portante de los terrenos hace que esta interacción produzca un aumento de las cargas transmitidas a estratos débiles profundos, con el consiguiente incremento de asentos.



Figura 3-7. Aglomeración de estructuras yuxtapuestas en una instalación industrial

3.4. Cargas de variación rápida

Otros elementos presentan el problema de la rápida variación temporal de las cargas aplicadas. Un ejemplo clásico son los silos de almacenamiento de material granular. En ellos, el peso del material almacenado es muy importante respecto al de la estructura de contención, y el llenado y vaciado tiene lugar en plazos cortos, en ocasiones de horas, lo que lleva a que, si el terreno sobre el que se sitúan es arcilla blanda, pueda darse en su integridad la situación de carga sin drenaje. Por ello, los silos son el tipo de estructura en el que con más frecuencia se da la rotura por hundimiento de la cimentación. El caso del silo de Transcona (Winnipeg, Canada) (Figura 3-8) es un ejemplo clásico, pero hay otros muchos.



Figura 3-8. Hundimiento del silo de Transcona, en 1913

3.5. Cargas dinámicas

Quizá el fenómeno más característico de las cimentaciones de instalaciones industriales es la existencia de acciones dinámicas procedentes de la propia instalación cimentada. En los libros sobre cimentaciones, el término “cimentación de máquinas” es casi sinónimo de cimentaciones sometidas a acciones dinámicas. Hay algunos elementos, como los turboalternadores, martillos de impacto y otros, en los que el carácter dinámico de las acciones es predominante. Las fuentes de cargas dinámicas en cimentación de máquinas son:

- Máquinas rotativas, que giran a velocidad constante durante largo tiempo, como turbinas, compresores, bombas centrífugas, ventiladores. En principio, sería posible que todas las masas móviles estuviesen equilibradas (es decir, con el eje de rotación pasando por el centro de gravedad y alineado con uno de los ejes principales de inercia), pero siempre hay factores de diseño o construcción que hacen que no sea así, como deformaciones del eje por su peso propio, desalineación durante la instalación, daño, corrosión o desgaste por el funcionamiento, etc. El resultado es el desequilibrio de masas, que produce una carga cíclica sobre el apoyo.
- Otras veces, la excentricidad de masas, y la carga cíclica asociada, es intencionada. Tal es el caso de los rodillos de compactación superficial, o los vibradores verticales para vibrocompactación o columnas de grava, o las machacadoras y molinos de impacto.
- Los motores de combustión interna con cilindros y pistones (mecanismos biela-manivela), que suponen también una acción periódica sobre el cimiento.
- Las cintas vibratorias transportadoras de materiales particulados.
- Las máquinas de impacto, que generan una carga intermitente, como martillos de forja, prensas de estampación, etc.
- Por último, también coexisten las acciones externas: terremotos, acciones eólicas o de oleaje, voladuras y otras operaciones constructivas próximas (hinca de pilotes y otros elementos).

Son clásicos sobre este tema el libro de Barkan (1962), en el que se presta especial atención a la selección de parámetros para el análisis (constantes de muelle, amortiguación), y el de Richart, Hall y Woods (1970) en el que destaca el análisis de la transmisión de vibraciones en el terreno. Muchos de los tratados generales sobre cimentaciones incluyen un capítulo sobre las cimentaciones de maquinaria en cuanto a las acciones dinámicas, siendo destacable por su proximidad y por la claridad y calidad del tratamiento

exhaustivo del tema el de Lorente de No (1980). También es notable el relativamente reciente de K. Rao (2011) que incluye una descripción detallada y actualizada de aspectos teóricos y prácticos de proyecto y detalles constructivos, concretamente de elementos de apoyo y aislamiento de vibraciones.

El análisis dinámico de la cimentación de una máquina tiene un doble objetivo: por una parte, mantener las vibraciones dentro de los límites tolerables por la propia maquinaria analizada, y por otra, evitar la transmisión al entorno de vibraciones inadmisibles. La Figura 3-9 presenta los límites usualmente admitidos para personas y máquinas.

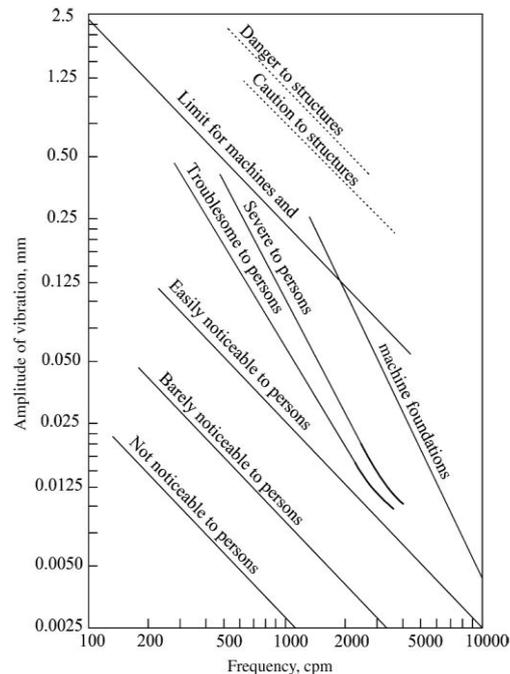


Figura 3-9. Vibraciones admisibles en cimentaciones de máquinas (Richart et al., 1970)

En general, se busca que la frecuencia de la fuerza de excitación esté alejada de la frecuencia propia del conjunto máquina-cimentación, siendo habitual una relación mínima de 2 entre ambas. Para lograrlo, se suelen manejar relaciones de masas cimiento/máquina del orden de 2 a 3. La Figura 3-10 presenta los tipos clásicos de cimentaciones utilizadas, desde rígidas a las aporticadas, más adecuadas para vibraciones a altas frecuencias, como los turboalternadores (del orden de 50 Hz).

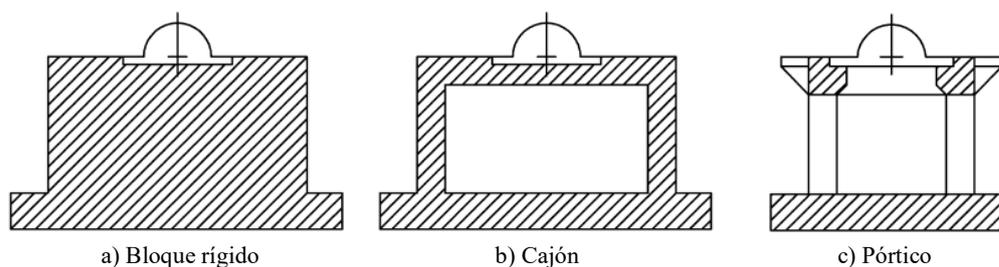


Figura 3-10. Tipos fundamentales de cimentaciones de máquinas

Para reducción de la transmisión de vibraciones al entorno se puede hacer a varios niveles:

- Con la mejora de los puntos de diseño, construcción y mantenimiento enumerados más arriba.
- Mediante la interposición de pantallas aislantes entre la fuente de vibraciones y los elementos a proteger; hay dos posibilidades: aislar la fuente (protección activa) o apantallamiento lejano de las estructuras a proteger (protección pasiva). El dimensionamiento correcto de los elementos de aislamiento exige un estudio detenido de cada caso, a ser posible con ensayos de campo, pues depende de la frecuencia de las ondas a atenuar (en general ondas superficiales de Rayleigh). En cualquier caso, son más efectivas las zanjas huecas o llenas de material blando que las pantallas

rígidas. Las soluciones con elementos discontinuos (pozos o pilotes huecos) son una solución atractiva, que requiere estudios más especiales.

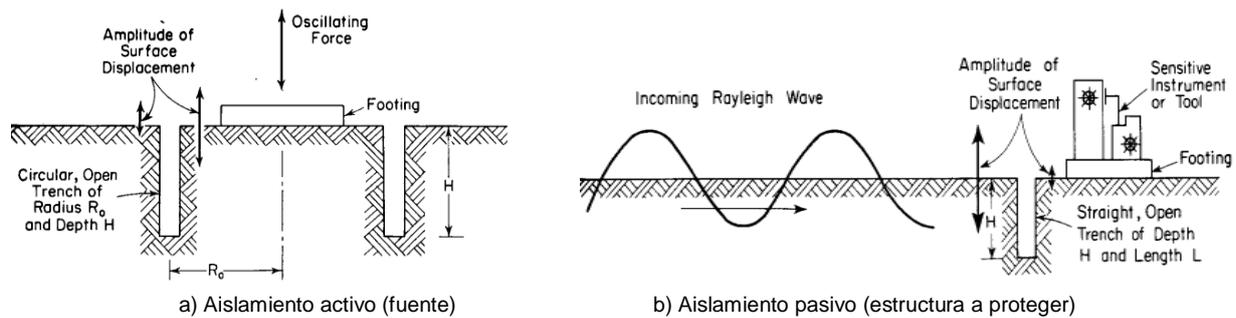


Figura 3-11. Aislamiento frente a vibraciones (activo/pasivo) (Richart et al., 1970)

3.6. Efectos térmicos

a) Altas temperaturas

Muchos elementos o máquinas de instalaciones industriales ejercen al terreno, además de fuerzas estáticas o dinámicas, otro tipo de acciones, entre las que destacan las de carácter térmico. Los altos hornos son un exponente destacado en este sentido. A pesar de los aislamientos que puedan disponerse, se produce un claro flujo continuo de calor en sentido horno-terreno, que provoca un aumento notable de la temperatura en éste último.

En función del tipo de terreno implicado, esta elevación puede tener consecuencias de cierta entidad, fundamentalmente de reducción de su contenido de humedad. Esta reducción es generalmente beneficiosa, y supone un aumento de la rigidez y la resistencia del material. Sin embargo, la reducción de la humedad lleva aparejada el aumento de la presión efectiva y en suelos blandos ello supone un asiento diferido, adicional a los de consolidación mecánica.

El problema se complica tras la clausura de estas instalaciones, pues la parada supone una restauración de las temperaturas naturales, con la consiguiente reversión de parte de las deformaciones, es decir, una cierta expansión posterior al cierre de la planta.

b) Bajas temperaturas

En el otro extremo del espectro, también existen casos de cimentaciones a bajas temperaturas. El efecto de la helada en suelos es bien conocido en la ingeniería de cimentaciones y de infraestructuras de transporte (Jumikis, 1986). Si la temperatura baja por debajo de 0°C de forma muy rápida, el agua de los poros se congela y aumenta algo de volumen en la cuantía regida por la estructura molecular (un 9%). Sin embargo, si la bajada de temperatura es lenta, el agua se congela antes en unos poros que en otros, por variaciones de la succión que hacen variar la temperatura de congelación; si la permeabilidad del suelo es suficiente, se produce una migración de agua hacia los cristales de hielo inicialmente formados, que van creciendo y abriendo fisuras en el terreno. Este aumento de volumen del suelo es prácticamente ilimitado, y se produce alrededor de la interfaz del frente de congelación, que va descendiendo progresivamente con la bajada de la temperatura.

La profundidad máxima alcanzada depende de la duración relativa de invierno y verano. En España, el pliego PG3 de carreteras cifra en una profundidad de hasta 1 metro, según la altitud. En otras latitudes puede ser mayor (Figura 3-12). En todo caso, son especialmente susceptibles los suelos con ascensión capilar importante y, al mismo tiempo, con permeabilidad suficiente para permitir la migración del agua hacia los cristales en formación; el pliego PG3 lo cifra en contenidos de finos (tamiz 0,080 mm) entre 10% y 35%.



Figura 3-12. Profundidad de la helada en diversas ciudades de Estados Unidos (U.S. Building Code)

En los depósitos de gas natural licuado, mencionados más arriba, la temperatura de almacenaje es del orden de -160°C . Entonces, los depósitos deben llevar un fuerte aislamiento térmico en paredes y solera, pues de lo contrario el “invierno” bajo la solera tendría una duración ilimitada. Constan para ello de dos vasijas concéntricas, de hormigón pretensado o metálicas, con cámaras de vacío y elementos aislantes entre ellos y, por otra parte, la losa de cimentación lleva un circuito de calefacción, para evitar el enfriamiento y congelación progresivos del terreno (Fernández y Rivas, 1981).

En una escala menor, no tanto de tamaño pero sí de temperatura, debe mencionarse el caso, quizá menos conocido, de las instalaciones de almacenamiento y manipulación de alimentos congelados, que van experimentando un continuo crecimiento, y en las que se mantienen temperaturas constantemente por debajo de -20°C .

Algunas de las primeras instalaciones de este tipo no tuvieron en cuenta estos fenómenos, con el resultado de que, por muy eficaz que sea el aislamiento instalado en la solera, hay un flujo neto continuo de frío hacia el terreno, cuya acumulación hace decrecer progresivamente la temperatura, llegando a sobrepasar en un plazo mayor o menor el punto de congelación del agua intersticial y provocando los efectos descritos. En este caso, a los efectos de la baja temperatura se añade el hecho de que se trata de una acción localizada a la base del depósito, mientras que alrededor la temperatura es la ambiente, por lo que se establece un frente de congelación por debajo y alrededor del depósito, con congelación diferencial entre unas zonas y otras.



Figura 3-13. Demolición de solera levantada por congelación. Pared vertical de una calicata; se aprecian capas subhorizontales de hielo. Cortesía L. Huete (ARTICA+i)

Se han registrado numerosos casos de levantamiento de soleras y rotura de cimentaciones por este problema, y se han aplicado diversas soluciones de proyecto y construcción. La foto de la Figura 3-13 corresponde a uno de estos casos, en los que ha habido que demoler completamente y rehacer la solera.

Actualmente, se diseñan cimentaciones mediante losa nervada alveolar ventilada bidireccionalmente y con suelo radiante, sobre la que se ubican los sistemas de aislamiento pasivo. En función de las condiciones ambientales, la ventilación puede ser forzada o no.

4. Extracción de materias primas y tratamiento de residuos

La obtención de las materias primas que necesitan las industrias para sus procesos de fabricación tienen en ocasiones también aparejados aspectos geotécnicos. Nos referimos a la extracción de elementos del terreno, mediante labores mineras a cielo abierto o subterráneas. Las excavaciones de la Figura 5-2, para la extracción de blenda y pirita o la explotación de lignitos para la central de la Figura 3-4, ambas de más de 200 m de profundidad, son ejemplos claros. Sin embargo, no nos extenderemos en este punto, que se sale del objetivo de esta ponencia.

Tampoco procede comentar en detalle el tratamiento de los residuos generados (sólidos, líquidos o gaseosos) que se dan en todas las instalaciones y van a ser objeto de otra ponencia a continuación. Son de diferentes grados de toxicidad o peligrosidad. Dependiendo de su consistencia, requieren almacenamiento en vertederos o en balsas debidamente impermeabilizadas, para lo que existe una completa normativa.



Figura 4-1. Balsa de almacenamiento de lodos industriales

5. Cese de actividad, clausura y reutilización

El último estado de una instalación industrial con implicaciones geotécnicas es su desmantelamiento tras el cese de actividad. Las instalaciones propiamente dichas se suelen retirar en su gran mayoría, en parte para aprovechamiento en otra ubicación, o para reciclado de los materiales. El resultado es un terreno baldío, afectado por rellenos varios, y con diversos grados de contaminación. Es habitual que los edificios ocupados por las oficinas centrales sean susceptibles de uso posterior más o menos directo, con diversos grados de obras de rehabilitación (Figura 5-1).

El desarrollo de nuevo suelo industrial aprovecha en otras ocasiones el abandono de antiguas actividades. Las explotaciones mineras representan un caso de singular importancia, por la magnitud de las obras de excavación y relleno que comportaron durante su época de actividad. Los cierres de minas como las de Riotinto en Huelva o presentan notables ejemplos en este sentido.



Figura 5-1. Antigua oficina de Asturiana de Zinc, S.A. en la mina de Reocín (Cantabria), actual sede de la empresa regional de Medio Ambiente, Agua, Residuos y Energía de Cantabria (MARE)

La Figura 5-2 muestra un caso extremo en la mina de Reocín en Cantabria, clausurada en 2002 tras 200 años de actividad (Cañizal et al., 2009). La escombrera que se ve al fondo tiene más de 100 m de espesor y está formada por los materiales (principalmente dolomías y areniscas) extraídos de la corta situada en primer plano, se unos 200 m de profundidad. Con el cierre de la mina, se planteó la posibilidad de ubicar un nuevo polígono industrial sobre la escombrera.



a) Estado en 2002 (cierre mina y escombrera)



b) Estado actual (cese bombeo y desarrollo polígono)

Figura 5-2. Escombrera minera. Reutilización para polígono industrial

Aunque el material era de buena calidad, se había vertido sin más compactación que el paso de la maquinaria. Únicamente en la capa superior, de 10 m, se había mezclado material fino (limos arenosos) procedentes de ultrafiltración de lodos de flotación. Este material se consideró inadecuado y se eliminó mediante excavación de toda la capa, selección y recompactación. Seguidamente, se controlaron topográficamente los asentamientos diferidos, que alcanzaron valores entre 5 y 10 mm durante el tiempo disponible (6 meses), sensiblemente uniformes por zonas, lo que se consideró aceptable. La Figura 5-3 muestra la comparación entre los asentamientos medidos al cabo de tres años y la predicción utilizando una ley logarítmica (Leach and Goodger, 1991). El comportamiento posterior ha sido satisfactorio.

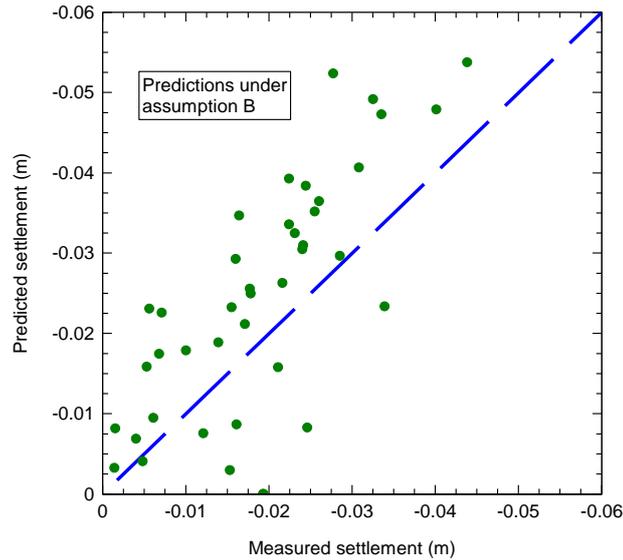


Figura 5-3. Escombrera de Reocín. Asientos previstos y medidos al cabo de 3 años.

Uno de los ejemplos actuales más paradigmáticos lo constituye sin duda el caso del centro de Bilbao, tanto por la importancia y extensión de las instalaciones industriales preexistentes como por la singularidad de los edificios e infraestructuras que ocupan ahora el lugar que aquéllas dejaron.

Toda el área de Abandoibarra, en que en su día estuvieron los astilleros de Euskalduna y todas las industrias anejas, ha sido totalmente remodelada y acoge hoy el museo Guggenheim, el palacio Euskalduna, la torre Iberdrola, el nuevo estadio de San Mamés y otros elementos.



Figura 5-4. Canal de Deusto (Bilbao)

El remate final de la zona, ya en marcha, será la finalización del canal de Deusto (Figura 5-4). Este canal se construyó (sin llegar a finalizarse) entre 1950 y 1969, para aliviar el exceso de tráfico en el puerto, quedando con una sola boca y fondo cerrado. Actualmente, aprobado ya el correspondiente Plan Especial de Ordenación Urbana del Área de Zorrotzaurre, basado en el Master Plan de la arquitecta Zaha Hadid, se ha proyectado ya, y ha comenzado la construcción de la apertura a la ría por la otra boca, y del primero de los puentes que unirá la margen de Deusto con la isla en que quedará convertida la actual península de Zorrotzaurre. La obra tiene unos serios condicionantes por parte del terreno, no sólo geotécnicos, sino también medioambientales, y que serán sin duda objeto de presentaciones en el futuro.

Agradecimientos

La intervención del firmante en gran parte de los casos presentados en estas páginas ha sido en colaboración con C. Oteo, o como parte del Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria, en particular J. M. Sánchez Alciturri, J. Cañizal, A. da Costa, J. Castro, J.M. Montenegro y P. Lapeña. También deseo mencionar la breve pero fructífera charla con J.M^a Rodríguez Ortiz tratando de engarzar una relación coherente de problemas. Por último, a J. Casanueva (CMC), J.A. Velasco (UVESCO) y L. Huete (ARTICA+i) por comentar sin reservas los problemas específicos mencionados.

Bibliografía

- Barkan, D.D. 1962. Dynamics of bases and foundations. McGraw-Hill.
- Cañizal, J., Sagasetta, C. y Da Costa, A. 2009. Bearing capacity of a mine waste dump more than 100 m thick. XVIIth ICSMGE. Alejandría, Egipto, 3.1965-1968.
- COST Action C-7. 1996-2002. Soil-structure interaction in urban civil engineering. T.Telford.
- Fernández, R. y Rivas, J.L. 1981. Descripción del diseño y construcción de un depósito de hormigón pretensado para 80.000 m² de capacidad de gas natural licuado. Inf. de la Construcción. CSIC. 33:332, pp. 36-40.
- Ishihara, K., Saito, A., Shimni, Y., Miura, Y. y Tominaga, M. 1997. Blast furnace foundations in Japan. IXth ICSMFE. Tokyo. Case History Volume, 157-236.
- Jumikis, A. R. 1986. Thermal Geotechnics. Rutgers Univ. Press.
- Kameshwara Rao, N.S.V. 2011. Machine foundations. Cap. 11 del libro 'Foundation design: theory and practice'. J. Wiley & Sons.
- Kummerer, C. 2003. Numerical modelling of displacement grouting and application to case histories. Tesis doctoral. TU Graz/Univ. Cantabria.
- Leach, B.A. y Goodger, H.K. 1991. Building on derelict land. CIRIA Spec. Publ. No. 78. Croydon, U.K.
- Llorens, M. 1980. Edificios de gran altura. Cap. 6-1 de 'Geotecnia y Cimientos III' (J. Salas, J.A., ed.), 653-686. Ed. Rueda. Madrid.
- Llorens, M. 1980. Tanques. Cap. 6-3 de 'Geotecnia y Cimientos III' (J. Salas, J.A., ed.), 736-750, Ed. Rueda. Madrid.
- Lorente de No, C. 1980. Cimentación de máquinas. Cap. 7-1 de Geotecnia y Cimientos III. (J. Salas. J.A., ed.), 753-800. Ed. Rueda. Madrid.
- Richart Jr., F.E., Hall Jr., J.R. y Woods, R.D. 1970. Vibrations of soils and foundations. Prentice-Hall Intern.

CONDICIONANTES GEOTECNICOS EN LA DISPOSICION DE RESIDUOS EN VERTEDEROS CONTROLADOS.

JUAN MANUEL ROGEL QUESADA.
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
PROFESOR TITULAR DE LA UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID.
INGENIERIA SANITARIA Y AMBIENTAL

INDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	1
3. TIPOS DE INESTABILIDADES GEOTECNICAS DENTRO DE UN VERTEDERO.....	6
4. HIPÓTESIS DE CÁLCULO	7
4.1 CRITERIOS DE ESTABILIDAD Y DEFORMABILIDAD	7
4.2 ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS DE LOS DISTINTOS MATERIALES	9
4.2.1 Impermeabilización/Cobertura.	9
4.2.2 Residuos.....	10
4.2.3 Dique de contención de tierras y Terreno natural	11
4.3 ACCIÓN SÍSMICA	11
4.4 ASENTAMIENTOS.	12
4.5 NIVELES DE LIXIVIADO. BALANCE HIDROLÓGICO.	13
4.6 MÉTODO DE CÁLCULO DE ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO.	16
5. OTROS CONDICIONANTES AMBIENTALES.....	17
6. BIBLIOGRAFIA.	17

1. INTRODUCCIÓN.

Con el desarrollo de una mayor conciencia social sobre la necesidad ineludible de la protección del medio ambiente, ha ido paralelamente evolucionando e incrementando el reciclaje de los residuos, con el doble objetivo tanto de reducción del consumo de materias primas como de minimización de los residuos destinados a vertido definitivo en vertedero controlado.

En la legislación actual vigente se establece una jerarquía en la gestión de residuos, en la que se prioriza por este orden la reutilización (valorización) y la minimización (prevención) en la gestión de residuos. Sólo se destina a almacenamiento en vertedero controlado aquellos residuos que, tras un tratamiento previo/selección en origen o en la planta de tratamiento o por imposibilidad – técnica o económica- de tratamiento, no admiten ningún tipo de aprovechamiento.

El diseño y explotación de los vertederos controlados, se hace con medidas de ingeniería y de control que garantizan de modo creciente y eficiente la protección integral del medio (suelos, aguas, flora y fauna, paisaje y medio social,...) tanto durante la explotación del vertedero como posteriormente, una vez sellado, hasta que deje de ser un riesgo ambiental para el medio.

Atendiendo a la jerarquía referida de gestión de residuos y a las medidas descritas de protección en vertederos controlados, la problemática geotécnica y ambiental que podía existir en éstos hace varias décadas ha evolucionado en consonancia con la nueva situación, apareciendo adicionalmente algunos aspectos geotécnicos nuevos, de necesaria atención técnica en su fase de diseño como en su explotación y vigilancia post-clausura.

En el presente documento se relacionan los aspectos y condicionantes geotécnicos actualmente más comunes, relacionados con la disposición de residuos en vertederos controlados, que hay que analizar tanto en la fase de diseño, construcción, explotación y sellado post-clausura, así como los criterios geotécnicos de cálculo habituales. También se indican otros aspectos ambientales fundamentales como son la generación de lixiviados, su balance hidrológico, la generación y captación de biogás, tanto en cuanto pueden influir de modo indudable en el comportamiento geotécnico del vertedero controlado.

2 NORMATIVA DE RESIDUOS VIGENTE.

La normativa española actualmente aplicable a la gestión de residuos es la orden AAA/661/2013 de 18 de Abril, por la que se modifican los anexos I, II y III del Real Decreto 1481/2001 de 27 de Diciembre y por la que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero controlado.

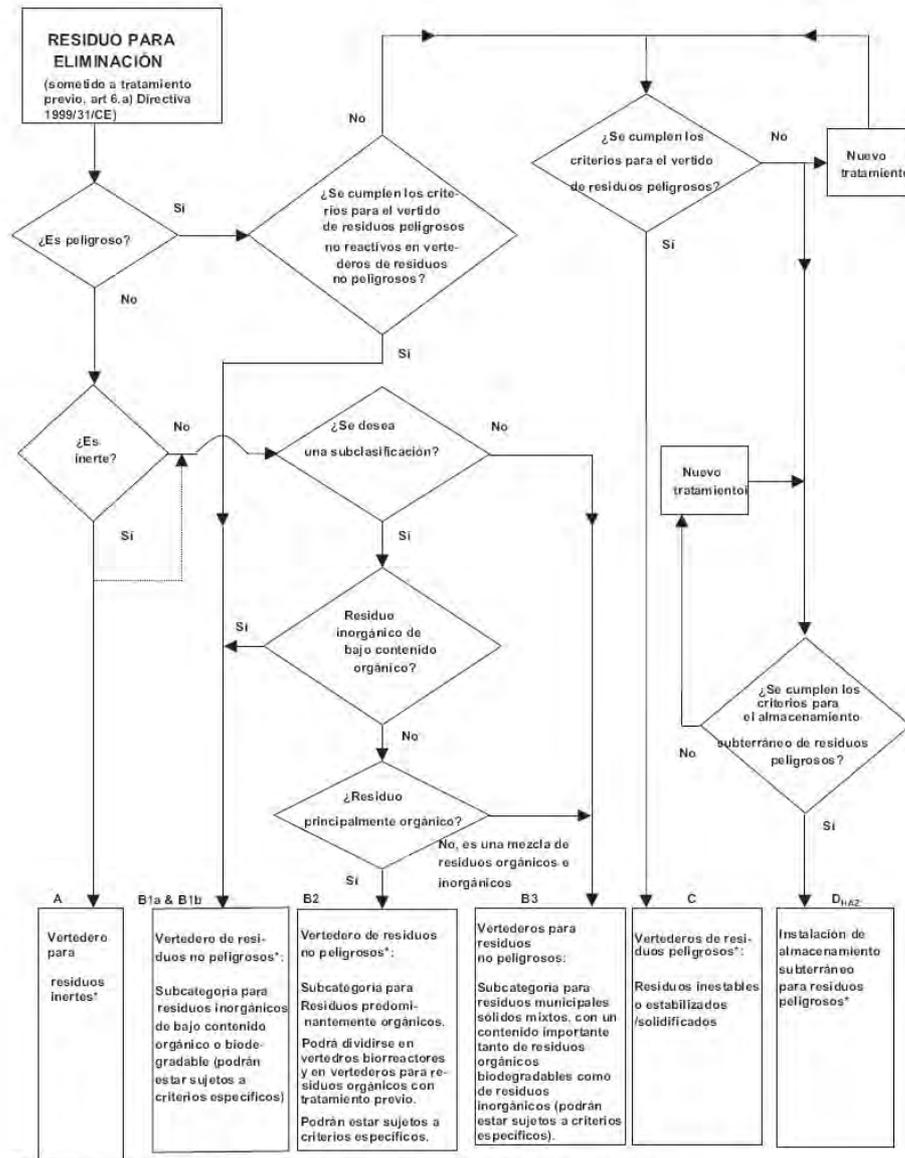
La orden referida refunde los criterios de admisión a cada tipo de vertedero (inerte, no peligroso y peligroso) de los residuos en función de su composición química y de los resultados de los ensayos sobre lixiviado de dicho residuo. Refunde y completa de este modo los criterios establecidos en el RD 1481/2001, en la orden MAM /304 /2002 (que traslada los criterios establecidos en la decisión del consejo europeo- 2003/33/CE- sobre admisión de residuos en vertedero y la lista LER), y en la ley 22/2011 de residuos y de suelos contaminados (modificada posteriormente por la Ley 5/2013).

El proceso prescrito para la gestión de un residuo en dicha orden refundida, dando cumplimiento a la normativa europea, se adjunta en hoja aparte y pasa por el procedimiento descrito a continuación:

A. Caracterización básica (1.1)

Incluye en este apartado la descripción del tipo y origen del residuo, composición química, homogeneidad, lixiviabilidad y otras propiedades características. Es obligatoria para todo tipo de residuo. Con esta caracterización se comprobará de modo previo que se cumplen los criterios de admisión a vertedero (inertes, no peligrosos y peligrosos) descritos más adelante, estableciendo el tipo de vertedero seleccionado para su gestión. Se establece en cualquier alternativa de gestión que la humedad del residuo no debe de sobrepasar el 65% en peso.

Figura 1. Diagrama de las opciones de vertido previstas por la Directiva 1999/31/CE



* En principio, el almacenamiento subterráneo es también posible para los residuos inertes y no peligrosos

B. Pruebas de cumplimiento (1.2)

Ya durante el proceso de gestión del residuo, cada como mínimo 500T se efectuarán ensayos en los que se verifique la alternativa de gestión seleccionada.

C. Verificación in situ (1.3)

Serán efectuadas por la entidad explotadora del vertedero aplicando métodos de comprobación rápida de que el residuo es conforme a la caracterización básica y a las pruebas de cumplimiento efectuadas.

Los criterios de admisión de residuos en vertedero vienen reflejados en dicha orden en el capítulo 2 con los siguientes valores límite:

a) Vertederos de residuos inertes

Ensayo de lixiviación:

Componente	L/S = 10 l/kg (mg/kg de materia seca)	C ₀ (ensayo de percolación) (mg/l)
As	0,5	0,06
Ba	20	4º
Cd	0,04	0,02
Cr total	0,5	0,1
Cu	2	0,6
Hg	0,01	0,002
Mo	0,5	0,2
Ni	0,4	0,12
Pb	0,5	0,15
Sb	0,06	0,01
Se	0,1	0,04

Componente	L/S = 10 l/kg (mg/kg de materia seca)	C ₀ (ensayo de percolación) (mg/l)
Zn	4	1,2
Cloruro	800	450
Fluoruro	10	2,5
Sulfato	1.000*	1.500
Índice de fenol	1	0,3
COD**	500	160
STD***	4.000	-

Contenido total de parámetros orgánicos

Parámetro	Valor límite (mg/kg de materia seca)
COT (Carbono orgánico total)	30000*
BTEX (Benceno, Tolueno, Etilbenceno y Xilenos)	6
PCB (Policlorobifenilos, 7 congéneres)	1
Aceite mineral (C10 a C40)	500
HPA (Hidrocarburos policíclicos aromáticos, 16 congéneres**)	55

* En el caso de la tierra, previa conformidad del órgano ambiental competente de la comunidad autónoma, podrá aplicarse un valor límite más alto siempre que el carbono orgánico disuelto (COD) alcance un valor máximo de 500 mg/kg a L/S= 10 l/kg, bien con el pH propio del residuo o con un pH situado entre 7,5 y 8,0.

** Suma de las siguientes sustancias: Acenafeno, Acenafileno, Antraceno, Benzo(a)antraceno, Benzo(a)pireno, Benzo(b)fluoranteno, Benzo(g,h,i)perileno, Benzo(k)fluoranteno, Criseno, Dibenzo(a,h)antraceno, Fenantreno, Fluoranteno, Fluoreno, Indeno(1,2,3-c,d)pireno, Naftaleno y Pireno

b) Vertedero de residuos no peligrosos

Componentes	L/S = 10 l/kg (mg/kg de materia seca)	C0 (ensayo de percolación) (mg/l)
As	2	0,3
Ba	100	20
Cd	1	0,3
Cr total	10	2,5
Cu	50	30
Hg	0,2	0,03
Mo	10	3,5
Ni	10	3
Pb	10	3
Sb	0,7	0,15
Se	0,5	0,2
Zn	50	15
Cloruro	15.000	8.500
Fluoruro	150	40
Sulfato	20.000	7.000
COD*	800	250
STD**	60.000	-

* Si el residuo no cumple estos valores de carbono orgánico disuelto (COD) con su propio pH, podrá alternativamente probarse con una relación L/S = 10 l/kg y un pH entre 7,5 y 8,0. El residuo podrá considerarse conforme a los criterios de admisión de COD si el resultado de esta determinación no es superior a 800 mg/kg. (Existe un proyecto de método basado en la prenorma prEN 14429).

** Los valores de sólidos totales disueltos (STD) podrán utilizarse como alternativa a los valores de sulfato y cloruro.

Otros criterios

Parámetro	Valor límite
COT (Carbono orgánico total)	Máximo 5 % sobre materia seca (*)
pH.	Mínimo 6
CNA (Capacidad de neutralización de ácidos).	**

* Si se supera este valor, previa conformidad del órgano ambiental competente de la comunidad autónoma, podrá aplicarse un valor límite más alto siempre que el carbono orgánico disuelto (COD) alcance un valor máximo de 800 mg/kg a L/S = 10 l/kg, bien con el pH propio del material o con un pH situado entre 7,5 y 8,0.

** En el procedimiento de caracterización básica del residuo deberá evaluarse su capacidad de neutralización de ácidos (CNA). El órgano ambiental competente de la comunidad autónoma podrá eximir de la realización de pruebas para la comprobación de este parámetro cuando se disponga de información suficiente o no se considere relevante teniendo en cuenta las condiciones de pH previsiblemente inducidas por los demás residuos admitidos en el vertedero.

c) Vertedero de residuos peligrosos

Otros criterios

Parámetro	Valores límite
LOI (Pérdida por calcinación)*	Máximo 10 % sobre materia seca
COT (Carbono orgánico total)*.	Máximo 6 % sobre materia seca (**)
CNA (Capacidad de neutralización de ácidos).	***

* Deberá utilizarse o bien la pérdida por calcinación (LOI) o bien el carbono orgánico total (COT).

** Si se supera este valor, previa conformidad del órgano ambiental competente de la comunidad autónoma, podrá aplicarse un valor límite más alto siempre que el carbono orgánico disuelto (COD) alcance un valor máximo de 1000 mg/kg a L/S = 10 l/kg bien con el pH propio del residuo o bien con un pH situado entre 7,5 y 8,0.

*** En el procedimiento de caracterización básica del residuo deberá evaluarse su capacidad de neutralización de ácidos (CNA). El órgano ambiental competente de la comunidad autónoma podrá eximir de la realización de pruebas para la comprobación de este parámetro cuando se disponga de información suficiente o no se considere relevante teniendo en cuenta las condiciones de pH previsiblemente inducidas por los demás residuos admitidos en el vertedero.

En lo referente al diseño del vertedero, en el RD 1481/2001 establece, en su Anexo I, las medidas obligatorias de diseño que debe de cumplir esta instalación para la protección del medio. Estas medidas se diferencian para los tres tipos de vertedero posibles en función del tipo de residuo que admiten: INERTE, NO PELIGROSO Y PELIGROSO. En dicho RD se especifica que la ubicación del vertedero debe de ser tal que, junto con las medidas correctoras pertinentes, no suponga ningún riesgo para el medio ambiente.

Cabe destacar que especifica de modo taxativo que se comprobará la estabilidad conjunta del vertedero para evitar deslizamientos de la masa de residuos y de las barreras impermeables de ingeniería que se diseñen, de modo que se preserve la protección del medio.

Para la protección del suelo y de las aguas subterráneas, frente a la contaminación originada por los lixiviados generados en la masa de residuos, especifica una impermeabilidad mínima del terreno de apoyo del vertedero (INERTES >1m de suelo con $k < 10^{-7}$ m/s; NO PELIGROSO >1m de suelo con

$k < 10^{-9}$ m/s; PELIGROSO > 5m de suelo con $k < 10^{-9}$ m/s) que podrá reforzarse con una capa mineral artificial (arcilla), cuando sea preciso, de como mínimo 0,5m de espesor. En las dos últimas categorías de vertedero se prescribe adicionalmente un revestimiento artificial impermeable (habitualmente de polietileno de alta densidad), que se colocara justo encima de la barrera mineral impermeable (terreno de apoyo del vertedero) con su debida protección (geosintéticos de protección de la lámina frente a punzonamiento provocado por la capa de drenaje de grava).

En todos los casos se prescribe una capa mineral granular (grava) de recogida de lixiviados (mínimo 0,5m de espesor), situada justo encima de la barrera mineral impermeable.

En el sellado de vertederos no se especifica en dicho RD medidas concretas , no obstante atendiendo a criterios medioambientales de protección (prevención de generación de lixiviados y de emisión de gases) , de modo generalizado dicho sellado consta de capa impermeable (natural – arcilla- o artificial –lamina impermeable-) además de una capa superior vegetal con su drenaje.

3. TIPOS DE INESTABILIDADES GEOTECNICAS DENTRO DE UN VERTEDERO.

Partiendo, siempre como hipótesis que hay que comprobar obligatoriamente, que el terreno por sí mismo no presenta riesgo de inestabilidad geotécnica en cualquiera de las fases de construcción, explotación y post clausura del vertedero. Las principales inestabilidades geotécnicas que hay que evaluar dentro del vertedero controlado y conjunto residuos/terreno son las siguientes:

- Inestabilidad por deslizamiento interno dentro de la masa de residuos. Influencia del nivel de lixiviados dentro de la masa de residuos.
- Inestabilidad por deslizamiento de la masa de residuos principalmente a través del contacto planar entre las capas impermeables del terreno de apoyo, tanto minerales como de revestimientos artificiales (láminas impermeables y geosintéticos de protección). Influencia del nivel de lixiviados dentro de la masa de residuos.
- Inestabilidad por deslizamiento planar de la cobertura del sellado del vertedero a través de los contactos de la propia capa de sellado (capas minerales y geosintéticos).
- Asentamientos dentro de la masa de residuos provocados por: compresión del propio residuo, descomposición orgánica del residuo cuando proceda y colapso/erosión interna por infiltración y circulación de agua, que afecten en definitiva a la funcionalidad de los sistemas de drenaje superficial del vertedero una vez sellado. Influencia potencial en la estabilidad de la propia capa de sellado del vertedero.

En la figura 1 adjunta se facilita un esquema de las inestabilidades referidas.



4. HIPÓTESIS DE CÁLCULO

4.1 Criterios de estabilidad y deformabilidad

El coeficiente de seguridad frente a deslizamiento se define como el factor FS por el que habría de minorarse la resistencia al corte en la superficie de rotura evaluada, de forma que, en la configuración en análisis, se cumpliera el equilibrio estricto.

El FS frente a la estabilidad global del depósito de residuos será el menor de los resultantes tras evaluar las diferentes superficies de rotura más desfavorables.

A la hora de fijar qué FS mínimos son recomendables para este tipo de instalaciones de vertido de residuos, se puede adoptar a partir varios documentos de referencia, tanto a nivel nacional, como internacional, centrados en este tipo de instalaciones:

- Borrador del “Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001, de 27 de diciembre, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero” de la Subdirección General de Calidad Ambiental del Ministerio de Medio Ambiente, donde se recomiendan coeficientes de seguridad en función del tipo de residuo y el riesgo ambiental de la instalación.

RIESGO AMBIENTAL	TIPO DE VERTEDERO		
	INERTE	NO PELIGROSO	PELIGROSO
BAJO	1.3	1.4	1.5
MEDIO	1.4	1.5	1.6
ALTO	1.5	1.6	1.8

En situación sísmica establece que los coeficientes de seguridad mínimos serán respectivamente de 1,2 (inertes), 1,3 (no peligrosos) y 1,4 (no peligrosos), que podrán ser incrementados por criterios de protección al medio.

En dicho documento se establece la necesidad de comprobar cualquier fallo de estabilidad a través de las superficies ya referidas y de la necesidad de efectuar cuando sea necesario y posible ensayos de laboratorio para determinar la resistencia al corte de los contactos tanto de la capa de impermeabilización de vertedero como de sellado del mismo.

- “Manual de diseño y construcción de escombreras y presas de residuos”, de Ayala Carcedo, F.J. y Rodríguez Ortiz, J.M. (IGME, 1986). Se recomienda en este manual en función de la peligrosidad del residuo e impacto en caso de inestabilidad y de su altura el coeficiente de seguridad recomendado , para implantaciones de riesgo elevado, alturas superiores a 20

metros y taludes superiores al 8%, coeficientes de seguridad alrededor de 1,6 en condiciones estáticas y de 1,3 para el análisis sísmico.

- “Guide to technical resources for the design of land disposal facilities”, (US EPA, 1988). En esta guía de referencia para diseño de vertederos, se establece, para depósitos cuya inestabilidad implique riesgo para la salud humana o un alto riesgo de impacto ambiental, un FS de 1,5 – 2 en condiciones estáticas y de 1,3 – 1,7 para el análisis sísmico.

Exhibit 3-3. Recommended Minimum Values of Factor of Safety for Slope Stability Analyses (Reference 4)

Consequences of Slope Failure	Uncertainty of Strength Measurements	
	Small ₁	Large ₂
No imminent danger to human life or major environmental impact if slope fails	1.25 (1.2)*	1.5 (1.3)
Imminent danger to human life or major environmental impact if slope fails	1.5 (1.3)	2.0 or greater (1.7 or greater)

1. The uncertainty of the strength measurements is smallest when the soil conditions are uniform and high quality strength test data provide a consistent, complete, and logical picture of the strength characteristics.

2. The uncertainty of the strength measurements is greatest when the soil conditions are complex and when available strength data do not provide a consistent, complete, or logical picture of the strength characteristics.

* Numbers without parentheses apply for static conditions and those within parentheses apply to seismic conditions.

Los criterios de estabilidad deben ser por lo tanto acordes con la clasificación del depósito considerado y la tipología de residuos a verter (INERTE, NO PELIGROSO y PELIGROSO), las consecuencias ambientales de un fallo de su estabilidad y las recomendaciones internacionalmente establecidas para el análisis de la estabilidad de instalaciones de vertido de residuos.

Se observa como los coeficientes de seguridad frente a deslizamiento exigidos a los vertederos controlados son notoriamente superiores a los empleados habitualmente en la práctica geotécnica convencional, ello se debe principalmente a tres motivos:

- Las graves consecuencias medioambientales de un fallo de estabilidad del vertedero, con un altísimo coste ambiental y económico.
- La necesidad de llevar los residuos a instalaciones autorizadas de vertido (vertederos controlados), que son limitadas en cada región y que llevaría en el caso de accidente a saturar las instalaciones operativas, reduciendo su vida útil.
- El proceso largo en tiempo y económicamente costoso de abrir nuevas instalaciones de vertido.

Por todo lo anterior es siempre preciso emplear criterios conservadores a la hora de establecer tanto los parámetros resistentes de la masa de residuos como los coeficientes de seguridad requeridos a la instalación.

En cuanto a la integridad de la capa de impermeabilización, el borrador del reglamento del Real Decreto 1481/2001 de la Subdirección General de Calidad Ambiental, establece la necesidad de su comprobación, a partir de ensayos resistentes efectuados con los geosintéticos previstos y con los niveles de deformación esperables. Esta comprobación se indica de modo taxativo para instalaciones de residuos peligrosos (de especial importancia), y tanto en situación estática, como sísmica. Además de la comprobación frente a deslizamiento (estabilidad) es necesario evaluar que las deformaciones y tracciones en los geosintéticos de la impermeabilización, durante el proceso de llenado de la celda y al final del proceso, son admisibles, de modo que no se generen roturas que anulen la necesaria estanqueidad del vaso.

La deformabilidad del conjunto de láminas de impermeabilización del vaso, se limita por las tracciones admisibles que pueden tener dichos geosintéticos. Para ello se tiene en cuenta la resistencia en rotura a tracción de cada lámina, reduciéndola por un factor de seguridad que se encuentra en el

entorno de 4 a 4,5 y que contempla el efecto conjunto de los siguientes coeficientes de seguridad parciales: cargas solicitantes, fluencia, daños de instalación y degradación química y biológica.

En esta situación para las geomembranas de la celda se tendría una deformación máxima admisible del orden del 4% (elongación a límite elástico, 10%), mientras que para los geocompuestos bentoníticos (GCL) no sobrepasa el 3% (elongación a rotura, del orden del 10%).

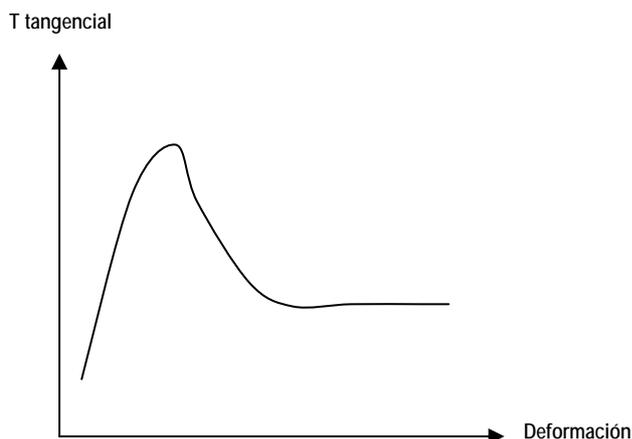
4.2 Análisis de los parámetros característicos de los distintos materiales

4.2.1 Impermeabilización/Cobertura.

Uno de los puntos fundamentales a la hora de evaluar la estabilidad de un vertedero es determinar el comportamiento del paquete de impermeabilización de fondo, principalmente de los contactos de los materiales geosintéticos implicados.

En relación a este punto, es clave el comportamiento de las superficies de contacto entre los diferentes materiales que componen el sistema multicapa de impermeabilización, especialmente los geosintéticos, que representan potenciales superficies de deslizamiento. La resistencia al deslizamiento entre los diferentes geosintéticos implicados debe ser suficientemente alta como para soportar las cargas que se producirán durante toda la vida útil del depósito y su fase de post clausura.

Dicho comportamiento entre contactos entre geosintéticos presenta una resistencia (valor pico) para pequeños desplazamientos (del orden de 10mm) y un posterior descenso (valor residual) de la resistencia para desplazamientos más significativos (varios centímetros), es absolutamente preciso justificar el valor a emplear en el cálculo- siempre del lado de la seguridad- , evitando de este modo fenómenos de rotura progresiva y frágil del vertedero. Thiel (2001) recomienda el empleo de valores de resistencia residuales siempre que las pendientes geométricas de los contactos analizados sean superiores al 10%.



Mitchell et al. (1990), que estudió en profundidad el deslizamiento masivo que se produjo en el Vertedero de Residuos Peligrosos de Kettleman Hills (California), subraya la importancia de utilizar el valor de la resistencia a desplazamientos esperables para este tipo de análisis. Otras tantas referencias técnicas relevantes advierten de la importancia de dicho valor de la resistencia a desplazamientos esperables para el diseño y evaluación de depósitos controlados de residuos (Bouazza, A. et al. 1998; Stark, T.D. y Poeppel, A.R. 1994; Jones, D.R.V. y Dixon, N. 2000; Gilbert, R.B. 2001; Thiel, R.T. 2001).

Adicionalmente hay que considerar la inevitable reducción a medio plazo de dicha resistencia, que puede ser provocada por la disminución de la rugosidad del contacto provocada por el peso de los

residuos (geosintéticos de fondo de vaso) o por los esfuerzos de corte permanentes en el contacto, lo que conlleva la inevitable reducción del valor inicial de resistencia del contacto.

Resistencias al corte habituales de los contactos entre los distintos tipos de geosintéticos y suelos se indican en las tablas adjuntas, tomadas de Jones y Dixon (1988).

- Resistencia al corte de un contacto con una lámina de polietileno de alta densidad lisa.

Interface	Interface shear strength parameters					
	Peak			Residual		
	δ (°)	α (kPa)	R^2	δ (°)	α (kPa)	R^2
Geonet	9.0	1.0	0.74	6.9	1.8	0.80
Non-woven geotextile	9.8	-0.8	0.88	5.8	0.3	0.88
Sand	26.9	-4.0	0.90	16.2	0.0	0.95
Clay - undrained	10.3	7.1	0.48	2.3	15.0	0.09
Clay - drained	21.5	2.1	0.86	17.1	-6.1	0.97

- Resistencia al corte de un contacto con una lámina de polietileno de alta densidad rugosa.

Interface	Interface shear strength parameters					
	Peak			Residual		
	δ (°)	α (kPa)	R^2	δ (°)	α (kPa)	R^2
Geonet	11.0	3.0	0.98	9.1	9.2	0.96
Non-woven geotextile	25.8	6.9	0.88	13.1	3.6	0.88
Sand	27.4	6.9	0.96	25.5	15.5	0.90
Clay - undrained	4.4	36.0	0.13	3.1	34.0	0.21
Clay - drained	10.7	26.7	0.93	-	-	-

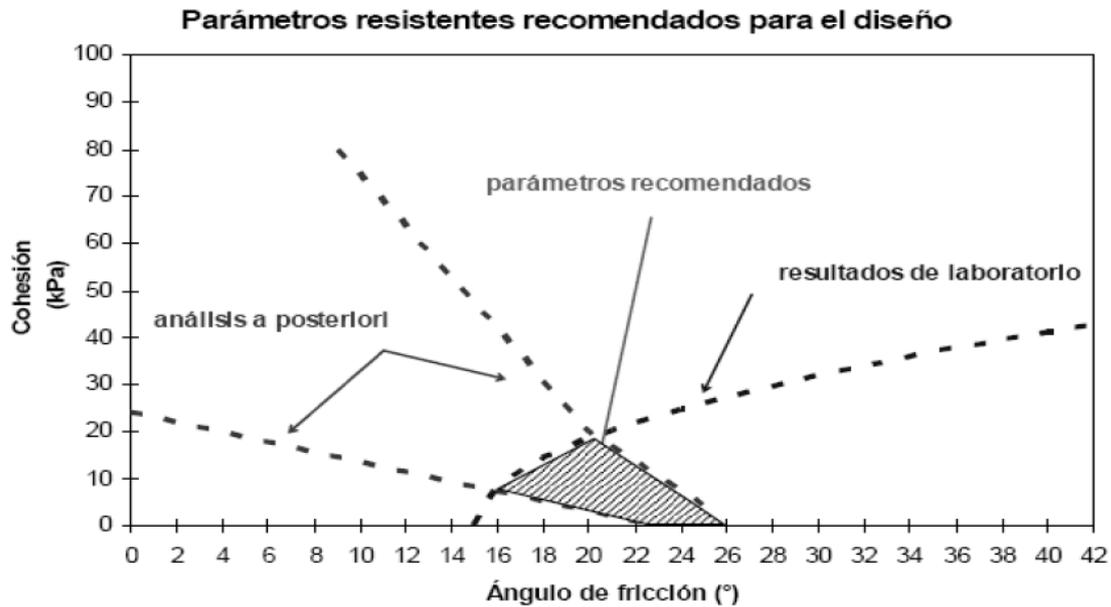
- Resistencia al corte de un contacto con un geotextil no tejido.

Interface	Interface shear strength parameters					
	Peak			Residual		
	δ (°)	α (kPa)	R^2	δ (°)	α (kPa)	R^2
Geonet	13.1	17.9	0.76	15.4	-4.1	0.92
Gravel	35.0	-1.0	0.87	19.9	30.1	0.99
Sand	33.0	-1.3	0.93	28.7	7.7	0.92
Clay - undrained	25.3	5.3	0.91	17.7	55.6	0.98
Clay - drained	32.5	4.4	0.98	-	-	-

4.2.2 Residuos

Los parámetros geotécnicos resistentes a emplear dependerán del tipo de residuos existente. Tradicionalmente está muy extendido el uso del gráfico correspondiente a la extensa recopilación efectuada por Palma (1.995) que se adjunta (figura 2), en el que juntó tanto datos obtenidos de ensayos de laboratorio como obtenidos del análisis de roturas reales en vertederos. No obstante cabe indicar que al reducirse progresivamente la materia orgánica vertida, así como la reutilización, por la jerarquía

establecida de gestión de residuos, dentro del rango recomendado en el gráfico, deben de tomarse en nuestro país mayores ángulos de rozamiento y consecuentemente menores cohesiones.



Respecto a la densidad del residuo, dependerá del grado de compactación durante su extensión en el vertedero. A modo orientativo puede tomarse dicho dato del cuadro adjunto, tomado de Fassett y otros (1994).

	Mala compactación	Compactación moderada	Buena compactación
Rango de densidad total (t/m ³)	0,30 – 0,94	0,52 - 0,78	0,89 - 1,07
Promedio de densidad total (t/m ³)	0,54	0,70	0,97
Rango de densidad seca (t/m ³)	0,19 - 0,35	0,35 - 0,54	
Promedio de densidad seca (t/m ³)	0,27	0,46	

4.2.3 Dique de contención de tierras y Terreno natural

Los parámetros geotécnicos a emplear serán los recomendados en el estudio geotécnico correspondiente, tras efectuar los oportunos ensayos geotécnicos.

4.3 Acción sísmica

Atendiendo a las recomendaciones del borrador del “Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001, de 27 de diciembre, por el que se regula la eliminación de residuos mediante depósito en vertedero” para vertedero de residuos peligrosos es necesaria la realización de un estudio sísmico justificativo que demuestre la integridad de la capa de impermeabilización de fondo respecto a la estabilidad de la masa de residuos.

Para fijar los valores de la acción sísmica se puede emplear distinta normativa y recomendaciones vigentes como la Norma Sismorresistente, el Eurocódigo 8 y la ROM 0.5. De acuerdo a lo definido en

dichos documentos se pueden fijar los rangos más adecuados para las aceleraciones sísmicas, horizontal y vertical, de cálculo:

Horizontal: $a_h = \alpha \cdot a_c$ (α , coeficiente sísmico)

Vertical: $a_v = \pm 0,5 \cdot a_h$

Siendo α un coeficiente que varía entre 0,5 y 1 en función del grado de contención del dique de contención frontal del vertedero.

4.4 Asentamientos.

El asiento dependerá del tipo de residuo ubicado en el vertedero y del espesor vertido. En el caso de vertido predominantemente de materia orgánica (RSU) se ha empleado tradicionalmente el método de Sowers (1973), asimilando el asentamiento del residuo, por analogía a una arcilla, con una consolidación primaria, o inmediata, y una consolidación secundaria, provocada por la descomposición de la materia orgánica. Se adjunta los gráficos de Sowers para evaluar sus coeficientes de compresión en función del índice medio de poros inicial del residuo.

Consolidación primaria:

$$\Delta H_{p0} = H_0 \times (C_c / (1+e_0)) \times \log \left(\frac{\sigma_1 + \Delta \sigma}{\sigma_1} \right)$$

Dónde:

H_0 : Espesor de residuos

C_c : Coeficiente de compresión primaria

e_0 : Índice de huecos del residuo

σ_1 : Tensión efectiva al nivel de residuo

$\Delta \sigma$: Incremento de carga.

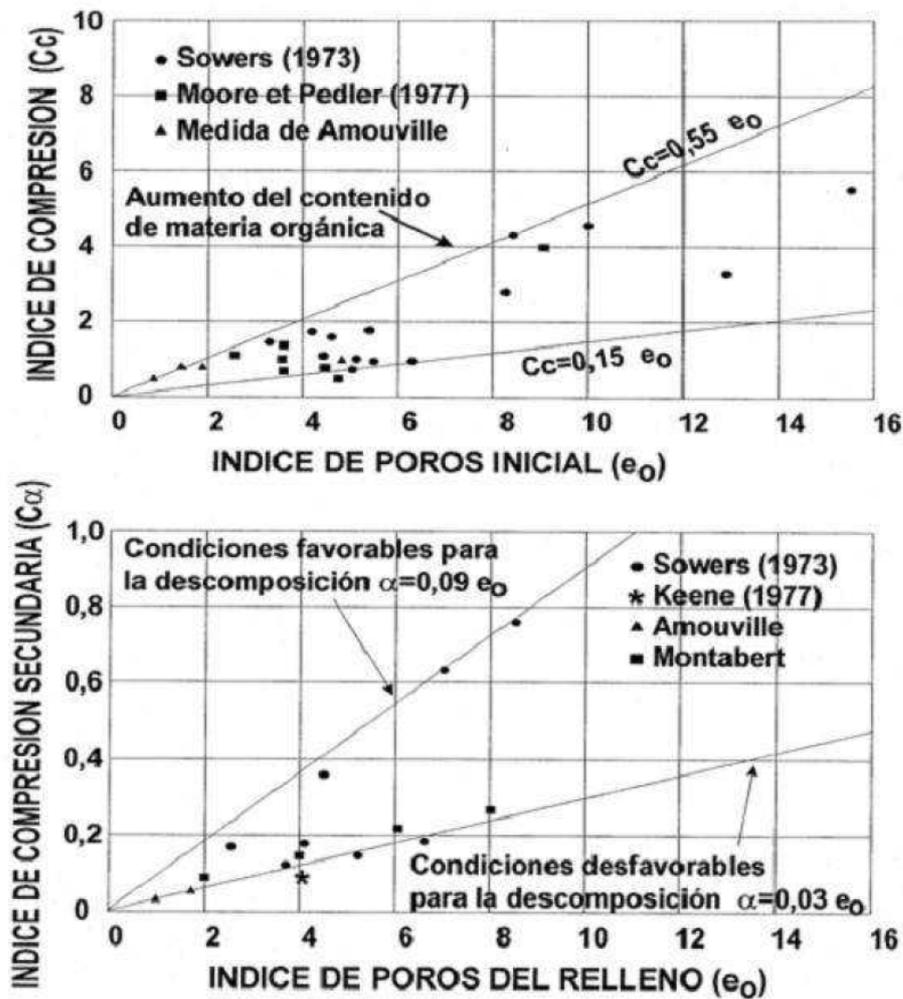
Consolidación secundaria

$$\Delta H_{s0} = H_0 \times (C_\alpha / (1+e_0)) \log \left(1 + \frac{\Delta t}{t_p} \right)$$

C_α : Coeficiente de compresión secundaria.

Δt : Tiempo desde finalización de la consolidación primaria.

t_p : Tiempo de consolidación primaria.



4.5 Niveles de lixiviado. Balance hidrológico.

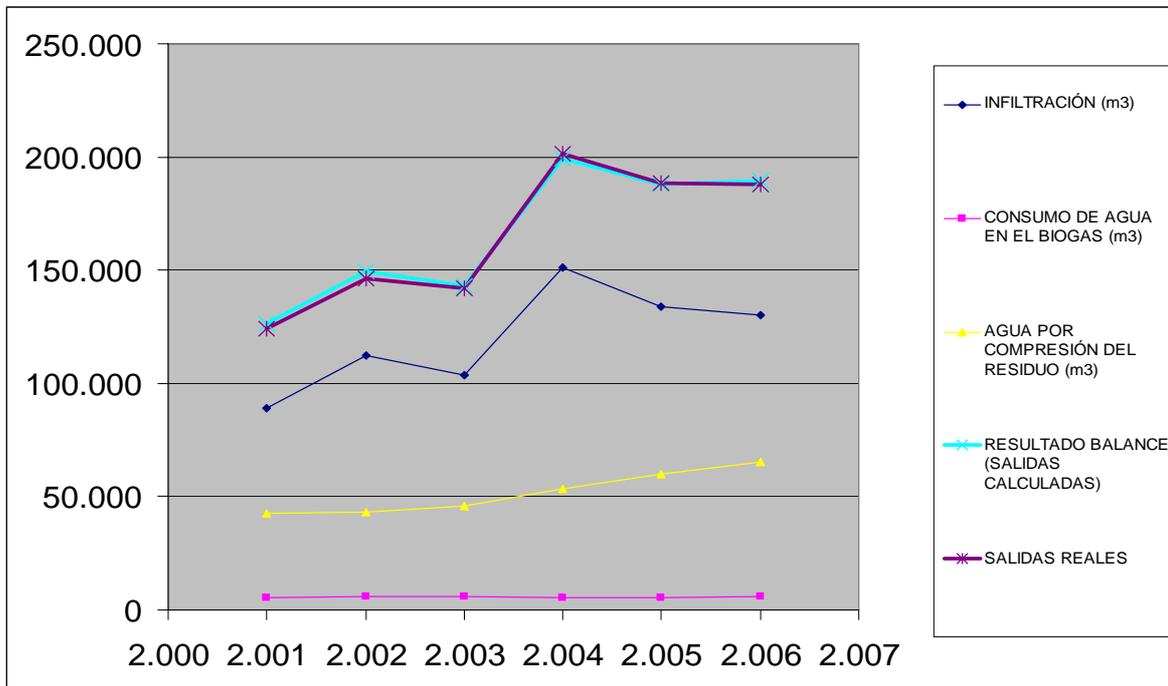
En los vertederos con vertido directo de materia orgánica, se forma un nivel de líquido (lixiviado) normalmente en torno a unos 6-10m de profundidad, provocado por la compresibilidad del residuo, al alcanzar en dicho nivel la saturación total del nivel de residuos por compresión.

Esta situación puede provocar de modo extremo, en el caso que no se produzca una captación efectiva de dichos lixiviados, un problema de inestabilidad general del vertedero si el espesor de residuos es importante.

En el resto de vertederos, una adecuada explotación y diseño del vertedero evita que se genere una acumulación significativa de líquidos. No obstante es inevitable en todos los casos la introducción de agua de lluvia durante la explotación, por lo que siempre es obligatorio la disposición de capas y niveles drenantes a varias alturas, y en el fondo sobre todo, que garantice dicha captación.

Es altamente recomendable, sobre todo en fase de explotación del vertedero, la elaboración de un balance hidrológico anual, que puede indicar la presencia de entradas de agua no deseadas al interior del vertedero – o salidas de lixiviados, que es más grave -no previstas. En dicho balance anual se evalúa la escorrentía superficial del área de explotación, la infiltración dentro de la masa de residuos, el nivel de lixiviados dentro del residuo, la salida de agua por compresión del propio residuo y la extracción anual de lixiviados, cuando procede (vertidos de residuos orgánicos urbanos convencionales) el consumo de agua por la generación de biogás dentro del vertedero y la salida de vapor de agua con el biogás captado en la masa de residuos.

A modo de ejemplo se adjunta el caso de un balance hidrológico de un vertedero situado en el norte de España, en el que se observa un razonable ajuste entre la evaluación anual de lixiviados y lo realmente captado, que permite concluir el correcto funcionamiento de la instalación.



- **Términos del Balance :**

Los capítulos habitualmente considerados para la elaboración del balance son los siguientes:

- ❖ **Infiltración neta del agua de lluvia.**

Se considerará la lluvia caída en el vaso con datos diarios. Los datos diarios de pluviometría se obtienen con las estaciones meteorológicas instaladas en el propio depósito controlado, o en puntos cercanos. La escorrentía de cuencas externas se admite que discurrirá por los laterales del depósito por las cunetas dispuestas a tal fin. A la infiltración se le restará la evapotranspiración correspondiente.

- ❖ **Compresión del residuo.**

El propio peso del residuo, al reducir su porosidad de modo creciente en los niveles inferiores durante la explotación, genera un lixiviado que se drenará por gravedad, no se retiene dentro del residuo.

- ❖ **Generación de Biogás.**

La generación del biogás consume agua y por otra parte el biogás lleva agua al estar saturado de vapor. Este es uno de los factores importantes en el balance, ya que la producción de biogás depende de la composición del residuo y de la presencia de humedad suficiente.

- ❖ **Infiltración de lixiviado.**

En el fondo del vaso existe la posibilidad de infiltración al terreno, aunque este término, al existir impermeabilización, debe obligatoriamente ser muy reducido. Se comprobará este aspecto por diferencia entre la generación de lixiviado calculada y la cantidad de lixiviados captados y tratados en el depósito controlado.

- **Cálculo de elementos individuales :**

$$FC = 0,6 - 0,55 \cdot \left(\frac{W}{4,5 + W} \right)$$

❖ **Capacidad de Campo del vertedero**

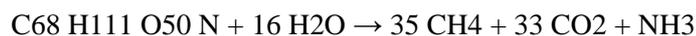
Responde a la máxima humedad que puede retener el residuo. Se puede emplear para su cálculo la expresión dada por TCHOBANOGLOUS, THEISEN y VIGIL (1993), que depende del peso del residuo en cada punto:

FC: Capacidad de campo, sobre peso seco.

W: Peso del residuo en dicho nivel (t/m²)

❖ **Agua consumida por la formación de biogás**

Se admite (descomposición rápida) que la reacción de generación de biogás es:



De este modo se tiene que se consumen 0,165 T de agua por T de residuo descompuesto.

Valores habituales de generación de biogás por T de residuo descompuesto (descomposición rápida) es del orden de 870 m³ (Tchobanoglous, 1993), por lo que se tendría un consumo orientativo de 0,19 Kg. de agua por m³ de biogás. Este valor debe ser corregido en función del contenido de residuos que presenta una lenta descomposición y del contenido de humedad del residuo. En una primera aproximación se puede adoptar este valor de modo general.

Admitiendo que el vapor se encuentra saturado de agua, mediante la aplicación de la ley de gases perfectos se obtiene que a 32°C la cantidad de agua emitida sea de 0,035 Kg./m³ de biogás.

Para establecer la producción de biogás durante un período analizado se emplea un modelo de generación que tiene que tener en cuenta las particularidades del proceso de descomposición y biodegradación de los residuos depositados. El patrón de generación de las celdas está condicionado por la coexistencia de los procesos de degradación rápida y lenta, la variabilidad en la entrada de residuos en los diferentes años y a la situación de proximidad al final de la vida útil del vertedero.

Para determinar el potencial de biogás generado durante el período del balance, se emplea un programa de simulación para obtener el patrón de generación de biogás en función de los datos históricos de entrada de residuos y de la previsión de entrada hasta el cierre. Los resultados obtenidos determinan el patrón de la curva de generación y se obtiene la estimación de cantidades de biogás generado (en m³ / año).

Un programa de simulación habitualmente utilizado para establecer el patrón de la curva de generación es el programa de la EPA "LANDGEM". Este programa es una aplicación desarrollada por la EPA para que los gestores de instalaciones de vertido establezcan el rango de emisiones de la instalación y determinen la obligatoriedad de aplicar las medidas de gestión de gases indicadas por las Leyes Federales de Estados Unidos. El modelo de dicho programa se adapta al modelo de biodegradación que da lugar a la generación de biogás, incluyendo al metano como principal gas de referencia.

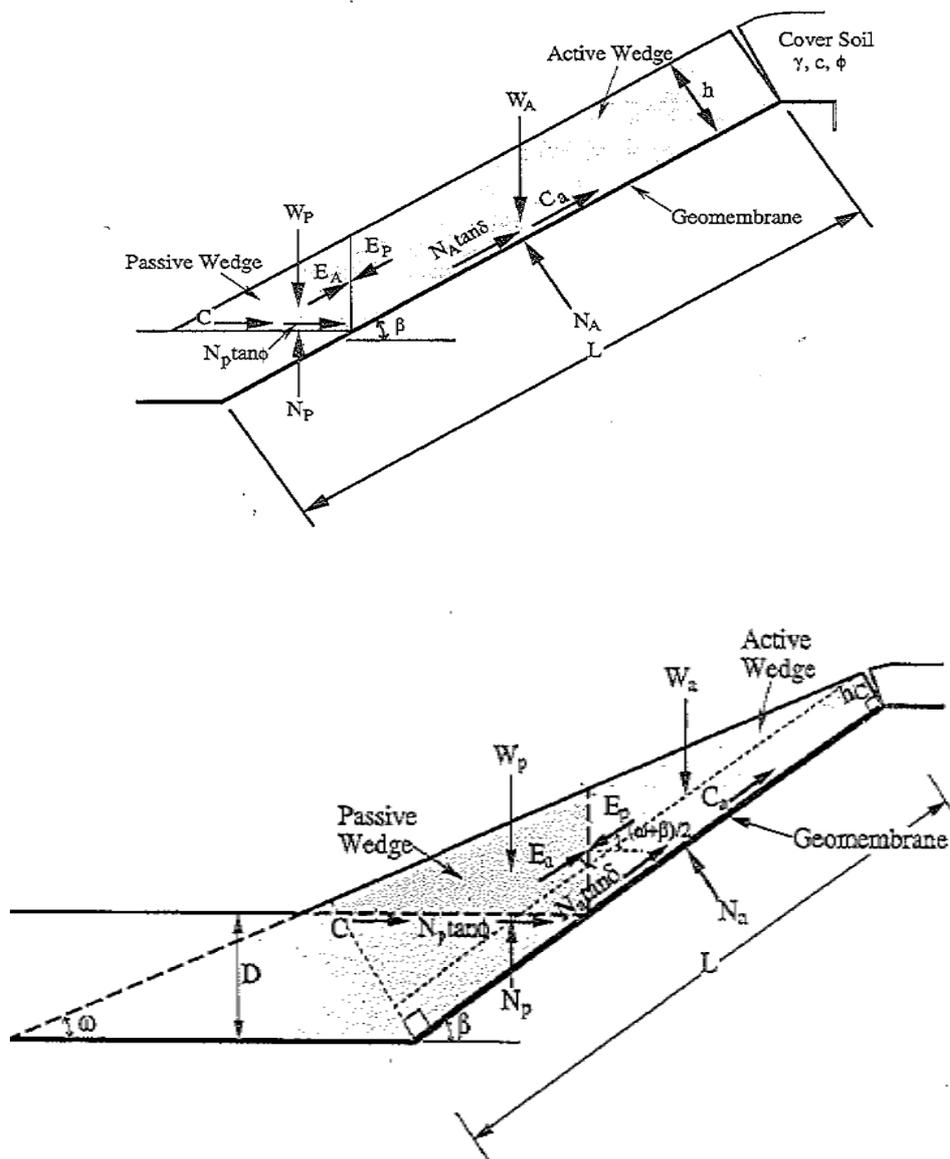
4.6 Método de cálculo de estabilidad al deslizamiento.

Para el análisis de estabilidad de los taludes de la masa de residuos taludes se aplica habitualmente la teoría clásica del equilibrio de límite de fuerzas y momentos, sobre una superficie predeterminada de rotura, para calcular el factor de seguridad contra la rotura en dicha superficie.

En casos más complejos puede ser preciso aplicar métodos tensodeformacionales de elementos finitos, sobre todo cuando sea preciso determinar la deformación de las láminas geosintéticas dispuestas en el vaso del vertedero, al objeto de comprobar su admisibilidad y la garantía de estanqueidad.

Para el caso del análisis de estabilidad del sellado del vertedero (deslizamiento planar entre contactos) se pueden emplear métodos simplificados de equilibrio , en los que la capa de sellado situada por encima del contacto con menor resistencia al corte esta equilibrada por la cuña pasiva situada al pie del talud , de acuerdo al esquema adjunto , tomadas de Koerner & Daniel (1997) en dos hipótesis de espesor de capa de cobertura constante y de incremento de espesor en la zona de pie del talud , ésta última siempre más favorable de cara a la estabilidad de la cobertura .

El análisis de estabilidad, con los condicionantes e hipótesis especificados, lleva habitualmente a taludes generales del vertedero en el rango 2.5/3H-1V.



5. OTROS CONDICIONANTES AMBIENTALES.

Aspectos que pueden influir negativamente en el comportamiento geotécnico de la masa de residuos dentro del vertedero , o de la necesaria estanqueidad del vaso construido frente a la potencial infiltración en el terreno de lixiviados procedentes del vertedero , puede ser la alteración de las características resistentes de los contactos entre los geosintéticos de fondo durante la fase constructiva provocado por las inclemencias del tiempo (Environmental Stress Cracking), especialmente crítica en las láminas de polietileno de alta densidad por su alto porcentaje de cristalinidad (55%) lo que la hace más frágil , generación de grietas por defectos en la soldadura de las láminas impermeables , generación de ondas en los geosintéticos por variaciones térmicas diarias indebidamente eliminadas , lo que repercute en la impermeabilidad del contacto y en su resistencia al corte.

6. BIBLIOGRAFIA.

1. Ayala Carcedo, F.J. y Rodriguez Ortiz, J.M. 1986. "Manual de diseño y construcción de escombreras y presas de residuos". IGME.
2. Jones, D.R.V. & Dixon; V. 1998. "The stability of geosynthetic landfill lining systems". Geotechnical engineering of landfills. pp. 99- 118. Thomas Telford.
3. Koerner, R & Daniel, D. 1997. "Slope Stability of Final Cover Systems ". Final Covers for Solid Waste Landfills and Abandoned Dumps. pp158-203. Thomas Telford.
4. Palma J.H. 1995. "Comportamiento geotécnico de vertederos controlados de residuos sólidos urbanos ". Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria. Santander.
5. Sowers, G.F. 1973. "Settlement of waste disposal fills ". 8ª Int.Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol2. Moscow pp. 207-210.
6. Subdirección General de Calidad Ambiental del Ministerio de Medio Ambiente. v9. 2004. "Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001 de 27 de Diciembre por el que se regula la eliminación de residuos mediante deposito en vertedero".
7. Thiel, R. 2001. "Peak vs. Residual shear strength for landfill bottom liner stability analyses". Thiel Engineering, Oregon House, CA, USA.
8. G. Tchobanoglous, H. Theisen y S. Vigil. 1993. "Integrated Solid Waste Management: Engineering Principles and Management Issues" .Mc Graw-Hill.
9. USEPA. 1988. "Guide to technical resources for the design of land disposal facilities ".

CAMPOS SOLARES. PROCESO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIÓN MEDIANTE PILOTES

D. JOSÉ SANTOS SÁNCHEZ

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Empresa Sondeos, Inyecciones y Trabajos Especiales S.A. (SITE S.A.)

1- Introducción

Los campos termosolares necesitan para su funcionamiento la instalación de espejos receptores. Dichos espejos requieren para su correcto funcionamiento unas estrictas condiciones en su disposición, que influyen decisivamente en la cantidad de energía solar captada y generada, siendo imprescindible una nivelación exacta de los mismos así como la adecuada alineación de cada hilera de espejos.

Por todo lo indicado anteriormente, es imprescindible una cimentación adecuada que garantice no sólo la correcta transmisión de cargas al terreno (principalmente momentos flectores elevados) además de cumplir los muy elevados requerimientos de tolerancia en planta y alzado.

Normalmente el tipo de cimentación utilizado en los campos termosolares que permite la correcta cimentación de los espejos, con el coste económico más reducido es la utilización de cimentación profunda mediante el uso de pilotes, habitualmente del tipo CPI-7 (pilote barrenado sin entubación). Además, este tipo de cimentación permite su realización con gran rapidez, lo que conlleva un importante ahorro en costes.

El diámetro y longitud de los pilotes a realizar serán los definidos en el proyecto de cada campo solar.

El diseño más habitual es normalmente la ejecución de un único pilote bajo punto de cimentación del espejo con separación entre pilotes del orden de 12 metros y con calles entre líneas de espejos del orden de 16 metros. Cada pilote sobresaldrá del terreno habitualmente 25 cm, y constará de 4 pernos roscados embebidos para la fijación del fuste de sujeción de los espejos mediante doble tuerca hexagonal y placa, tal y como se muestra en la figura 1



Figura nº1: Detalles del pilote, pernos para fijación del fuste metálico y de la base del mismo

Las tolerancias normalmente admitidas son del orden de:

-Del pilote :

Posición del centro de pilote respecto al eje teórico de alineación de espejos: +/- 40 mm .

Cota de cabeza de pilote respecto a cota teórica para alineación de espejos: +/- 10 mm.

-En los pernos de anclaje:

Posición respecto al eje teórico de alineación de espejos: +/- 7 mm.

Distancia relativa entre pernos: +/- 3 mm.

Longitud desde hormigón a parte superior del perno: +/- 5 mm

2. Ensayos de pilotes previos a la realización de la obra.

Dada la gran cantidad de pilotes que se ejecutan en un campo termosolar, es conveniente la realización de una serie de ensayos para determinar la idoneidad del diseño y, si es posible, su optimización.

Para ello, se ejecuta un grupo de pilotes de estudio, a los que una vez realizados se les practica un ensayo sónico o de impedancia al pilote para comprobar su calidad, integridad y continuidad (figura número 2)



Figura n°2: Ensayo de integridad en la cabeza del pilote

2.1. Objeto de los ensayos sobre el pilote

Los ensayos que se describen a continuación, se realizan sobre una pareja de pilotes, sobre los que se ha instalado o construido previamente un fuste provisional metálico o de hormigón. Con tales ensayos, se pretende determinar las siguientes magnitudes:

- En el pilote
 - El desplazamiento absoluto en la cabeza
 - El giro de flexión mediante un inclinómetro que medirá en toda la longitud del mismo
 - El giro de torsión a través de una estación total
- En la cabeza de ambos fustes
 - El desplazamiento absoluto mediante una estación total e inclinómetro (en caso de fuste de hormigón.)
 - El giro de flexión mediante el inclinómetro (en caso de fuste de hormigón).
 - El giro de torsión a través de una estación total
 - La longitud del cable a tracción, mediante un extensómetro u otro mecanismo que permita cuantificar la tracción del cable (p.e. un manómetro patrón)

2.2 Realización de los ensayos

Para la realización de los ensayos y al objeto de reproducir lo más fielmente posible el funcionamiento del pilote cuando se encuentra sometido a los esfuerzos que a través de los fustes le llegan al mismo, se instala sobre una pareja de pilotes una estructura o bien metálica o bien de hormigón, para, mediante la introducción de esfuerzos en la cabeza de dicha estructura comprobar el funcionamiento del pilote.

Se ensaya el conjunto pilote-fuste mediante la aplicación de ciclos de carga y descarga con cargas crecientes hasta alcanzar la carga deseada o la rotura del conjunto. Estos ciclos se realizan mediante la utilización de parejas de pilote-fuste.

Para ello se suele instalar un cable de acero pretensado de 0,6 “ (figura 3) El ensayo se realizará mediante la puesta en tensión del cable unido a la estructura, y pasante al pilar a ensayar. En el pilote opuesto se colocará un gato hidráulico para producir la tensión en el cable.

Si el esfuerzo se produce en el mismo eje del fuste obtendremos resultados del ensayo a flexión.



Figura nº 3: Colocación del cable de 0,6” y ensayo a flexión en fuste metálico o de hormigón

En caso de fuste de hormigón, se puede prolongar el inclinómetro instalado en el pilote, hasta la cara superior de dicho fuste obteniendo en este caso las medidas inclinométricas del conjunto fuste-pilote (figura 4).



Figura n°5: Inclinómetro en conjunto de pilote-fuste

Si el esfuerzo se produce sobre viga perpendicular al pilote (figura 5) obtendremos resultados del ensayo a torsión.



Figura n°5: Colocación de viga para ensayo a torsión.

2.3. Instrumentación

Instalación de inclinómetros

Antes de la introducción de la armadura, en aquellos pilotes que van a ser ensayados conforme al pliego y a las exigencias de la dirección de obra en cada caso particular, se coloca en la misma un inclinómetro en toda la longitud de la armadura (figura 6) al objeto de realizar medidas de la deformación del pilote en toda su longitud. (figura 7). También es posible realizar la perforación e instalación del inclinómetro sobre el pilote una vez ya finalizado



Figura nº 6: Colocación del inclinómetro en toda la longitud armadura del pilote



Figura nº 7: Inclinómetro en el pilote

Instalación de micrómetros o comparadores

Igualmente, se colocan aparatos de medida en la cabeza del pilote (figura 8). Estos consisten en comparadores o micrómetros fijados a una estructura no ligada al pilote y que permitan medir cualquier desplazamiento en la cabeza del mismo. Los datos obtenidos se contrastarán con las medidas obtenidas a través del inclinómetro.



Figura nº 8 Colocación de micrómetros para medidas del desplazamiento

Estación de medición del giro

Para medir los giros producidos en los fustes de las estructura así como las deformaciones habidas tanto en los fustes como en la cabeza del pilote, igualmente se utilizarán estaciones totales (figura nº 9)



Figura nº 9: Aparatos de medida de giro y desplazamientos

Con el montaje realizado se ensaya la pareja de pilotes o pilote-fuste mediante la aplicación de ciclos de carga y descarga obteniendo las siguientes mediciones:

- Deformación de la cabeza del pilote
- Deformación en fuste del pilote
- Giro en cabeza del pilote (torsión y flexión)

Contrastando los distintos resultados obtenidos por los diversos métodos de medida se puede proceder a la optimización de la cimentación a realizar.

2.4 Ejemplo de ensayo sobre conjunto pilote-fuste de hormigón

El pilote número 9, seleccionado como ejemplo, consiste en un pilote de 1000 mm de diámetro de perforación sin entubación y profundidad de 4,00 metros, y un fuste de hormigón de diámetro 600 mm y de 5,50 metros de longitud.

Al conjunto pilote 9 – pilote 10 se le someterá tensiones crecientes con carga centrada en varios ciclos con escalones en 1 tn, tal y como se muestra por ejemplo, en la figura 10.

PILOTE Nº 9	
	Inicial
1ª)	Carga 1 t
2ª)	Carga 2 t
3ª)	Carga 3 t
4ª)	Carga 3 t (15 min)
5ª)	Carga 2 t
6ª)	Carga 1 t
7ª)	Carga 0 t
8ª)	Carga 1 t
9ª)	Carga 2 t
10ª)	Carga 3 t
11ª)	Carga 3 t (15 min)
12ª)	Carga 2 t
13ª)	Carga 1 t

PILOTE Nº 9	
14ª)	Carga 0 t
15ª)	Carga 1 t
16ª)	Carga 2 t
17ª)	Carga 3 t
18ª)	Carga 4 t
19ª)	Carga 5 t
TOTAL	19

Figura nº 10: Ciclo de carga y descarga de tensión sobre pilote de ejemplo nº 9

Resultado de los ensayos

En la figura 11 se muestran los resultados de los micrómetros para el par constituido por los pilotes número 9 y número 10 que da la deformación en cabeza del pilote.

CARGA	PILOTE N° 9	PILOTE N° 10
0	0,00	0,00
1 t	0,28	0,30
2 t	0,41	0,55
3 t	0,60	0,80
3 t (15 min)	0,65	0,90
2 t	0,54	0,74
1 t	0,43	0,60
0 t	0,17	0,32
1 t	0,41	0,59
2 t	0,58	0,83
3 t	0,70	0,99
3 t (15 min)	0,72	1,03
2 t	0,61	0,84
1 t	0,50	0,70
0 t	0,23	0,35
1 t	0,46	0,64
2 t	0,60	0,78
3 t	0,75	0,98
4 t	0,99	1,33
5 t	1,30	1,80
6 t	--	--
7 t	--	--
8,50 t	--	--

Figura n° 11: Resultado de los micrómetros en pilote número 9

Se realiza una lectura del inclinómetro instalado en el pilote n° 9 en cada uno de los 19 escalones definidos en el ciclo completo de carga y descarga que se definió en la figura 10.

Se reproducen en las figuras siguientes los datos de las lecturas inclinométricas en el primer escalón del ciclo de carga y descarga (figura 12), y en último (el escalón número 19, figura 13), donde se puede apreciar la deformada tanto en el fuste (5,50 metros) como en el pilote (4,00 metros), y comparar ambas mediciones.

Zona : CASTILLO DE LA MONCLOVA				Tubo: P-9 Misura del : 06/05/2009 N° : 0					
Identificativo Tubo 0.00 (T)				Sonda Usata					
Quota Acqua				Corr. Sensibilità Sonda A : 25000 B : 25000					
Correzione Azimutale 180				Correzione Angolare					
N°	A1	A2	B3	B4	B1	B2	A3	A4	Spira.
1	281	-300	0	0	-105	73	0	0	0
2	338	-383	0	0	49	-123	0	0	0
3	322	-367	0	0	86	-150	0	0	0
4	299	-342	0	0	117	-179	0	0	0
5	123	-166	0	0	181	-228	0	0	0
6	-19	-23	0	0	221	-279	0	0	0
7	-69	31	0	0	235	-292	0	0	0
8	-119	84	0	0	251	-313	0	0	0
9	-185	150	0	0	278	-334	0	0	0
10	-295	253	0	0	317	-365	0	0	0
11	-651	613	0	0	466	-489	0	0	0
12	-944	898	0	0	555	-613	0	0	0
13	-976	920	0	0	557	-626	0	0	0
14	-1150	1090	0	0	620	-695	0	0	0
15	-1160	1097	0	0	619	-705	0	0	0
16	-1143	1081	0	0	619	-690	0	0	0
17	-1146	1082	0	0	604	-693	0	0	0
18	-1163	1104	0	0	624	-706	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Figura n° 12: Resultados inclinométricos en pilote 9 en el escalón 0 del ciclo de carga y descarga

Zona : CASTILLO DE LA MONCLOVA					Tubo: P-9 Misura del : 06/05/2009 N° : 19				
Identificativo Tubo 5.00 (T)					Sonda Usata				
Quota Acqua					Corr. Sensibilità Sonda A : 25000 B : 25000				
Correzione Azimutale 180					Correzione Angolare				
N°	A1	A2	B3	B4	B1	B2	A3	A4	Spira.
1	722	-731	0	0	152	-266	0	0	0
2	722	-734	0	0	224	-246	0	0	0
3	700	-714	0	0	249	-278	0	0	0
4	664	-679	0	0	280	-306	0	0	0
5	460	-479	0	0	324	-346	0	0	0
6	289	-310	0	0	353	-386	0	0	0
7	203	-229	0	0	354	-385	0	0	0
8	108	-140	0	0	360	-392	0	0	0
9	-3	-35	0	0	361	-397	0	0	0
10	-158	115	0	0	380	-415	0	0	0
11	-559	514	0	0	503	-530	0	0	0
12	-938	808	0	0	565	-595	0	0	0
13	-969	915	0	0	571	-610	0	0	0
14	-1146	1082	0	0	636	-675	0	0	0
15	-1155	1086	0	0	632	-696	0	0	0
16	-1139	1071	0	0	626	-684	0	0	0
17	-1144	1075	0	0	626	-681	0	0	0
18	-1146	1094	0	0	666	-697	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0

**Figura n° 13: Resultados inclinométricos en pilote 9 en el escalón 19 del ciclo de carga y descarga
Resultados de medidas de giro**

Para las pruebas de torsión, se aplican igualmente en ciclos de carga y descarga con esfuerzos excéntricos crecientes hasta alcanzar la carga máxima deseada o la rotura del fuste.

En la figura n° 14 se muestran las cargas de ensayo a aplicar.

TIPO	Carga (KN)
1º Ciclo	0
	10
	20
	30
	30(15')
	20
2º Ciclo	10
	0
	10
	20
	30
	30 (15')
Fase de rotura	20
	10
	0
	10
	20
	30
	40
	40
60	
70	
85	

Figura n° 14: Distribución de cargas a aplicar para la prueba de giro

En la figura nº 15 se muestran los resultados obtenidos para el desplome en grados sexagesimales.

PILOTES 9 y 10

Fecha: 06/05/2009

Controlador: Rafael Marín

Fecha	Hora	Escalón de carga	° Desplome
06/05/2009	15:46	0	0,000
06/05/2009	16:10	1	0,015
06/05/2009	16:19	2	0,095
06/05/2009	16:29	3	0,265
06/05/2009	16:44	3	0,295
06/05/2009	16:50	2	0,205
06/05/2009	16:57	1	0,125
06/05/2009	17:06	0	0,030
06/05/2009	17:15	1	0,115
06/05/2009	17:25	2	0,220
06/05/2009	17:32	3	0,300
06/05/2009	17:42	3	0,305
06/05/2009	17:50	2	0,245
06/05/2009	18:00	1	0,165
06/05/2009	18:07	0	0,025
06/05/2009	18:35	1	0,010
06/05/2009	18:44	2	0,255
06/05/2009	18:52	3	0,365
06/05/2009	19:02	4	0,600
06/05/2009	19:11	5	0,825
06/05/2009	-	6	-
06/05/2009	-	7	-
06/05/2009	-	8,5	-

Figura nº 15: Resultados obtenidos para grados de desplome en sistema sexagesimal

En las fotografías de la figura nº 16 se pueden apreciar las fracturas aparecidas en el fuste durante la ejecución de los ensayos.

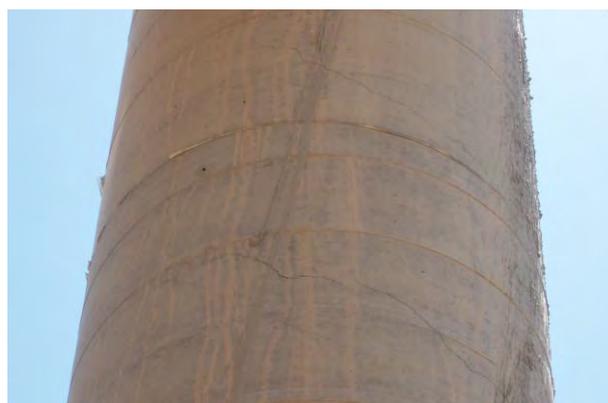


Figura nº 16: Fracturas en fuste tras los ensayos

3 Construcción de la cimentación de campos termosolares

La ejecución de campos termosolares se ha iniciado hace muy pocos años, al menos en España. Quizás entre los primeros se encuentra el campo termosolar ANDASOL I, en Aldeire (Granada) en el año 2006.

Los constructores de cimentaciones para plantas termosolares hemos ido adquiriendo experiencia conforme se han ido realizando.

Normalmente se trata de la ejecución de muchas unidades de pilote (actividad muy repetitiva) y habitualmente de poca longitud.

Los precios muy bajos se ven compensados con la elevada producción

3.1 Proceso de cimentación en los inicios.

Las primeras cimentaciones se concibieron con la misma filosofía de ejecución de un pilote tradicional, en un proceso que consta de las fases que se describen a continuación.

1. Preparación de plataforma de trabajo (contrata principal). Inicialmente se procederá a la nivelación del terreno y ejecución de una plataforma adecuada de trabajo.
2. Replanteo en planta de pilotes. Realizada la plataforma se procederá al replanteo de los puntos de perforación de los pilotes, apoyándose en las bases de replanteo general de la obra, este trabajo será realizado por el equipo de topografía con la ayuda de una estación total, para conseguir una mayor precisión.
3. Perforación del pilote. Una vez replanteado el pilote se procede a su perforación mediante una pilotera.
4. Colocación de la armadura del pilote: Finalizada la perforación, la propia máquina de pilotes introduce la armadura del mismo. La armadura longitudinal del pilote se elaborará en taller (figura 17) .Esta armadura debe quedar lo mejor centrada posible en la perforación, para ello se suelen utilizar centradores de PVC.



Figura nº 17: Armaduras simples de pilote

- 5 Hormigonado del pilote con tubo “tremie”
- 6 Preparación de la cabeza del pilotes para la ejecución del encepado: Limpieza del material caído y picado del hormigón de la cara superior del pilote para garantizar la adherencia y colocación de la armadura del encepado. Previamente se regaban las paredes del taladro en la zona del encepado con lechada para evitar caída de tierras y antes del hormigonado se

soplaba el taladro con aire comprimido. En la figura 18 se muestra el detalle del armado del encepado



Figura n° 18: Armaduras de encepado

7 Colocación pernos con placa metálica al fondo del encepado para garantizar adherencia y fijación en planta y altura mediante plantilla en forma de cruz de San Andrés tal y como se muestra en figuras 19 y 20) para fijar su posición en planta y en altura.



Figura n° 19: Armado del encepado y colocación de pernos



Figura n° 20: Colocación de "plantilla" para fijación de pernos

8. Colocación de encofrado circular ("sombbrero") para el encepado (figura 21). Está constituido por 2 semicírculos unidos mediante un pasador, para poder ser colocado y retirado sin afectar a la "plantilla".



Figura n° 21: Colocación del encofrado para el encepado

9. Comprobación mediante topografía en X, Y y Z del encofrado y de los pernos
10. Hormigonado y vibrado del encepado y fratasado de la cara superior
11. Comprobación final de topografía y corrección de posibles desviaciones
12. Desencofrado, con la retirada de sombrero y plantilla

En la figura 22 se muestra un esquema resumen de las fases anteriormente descritas.

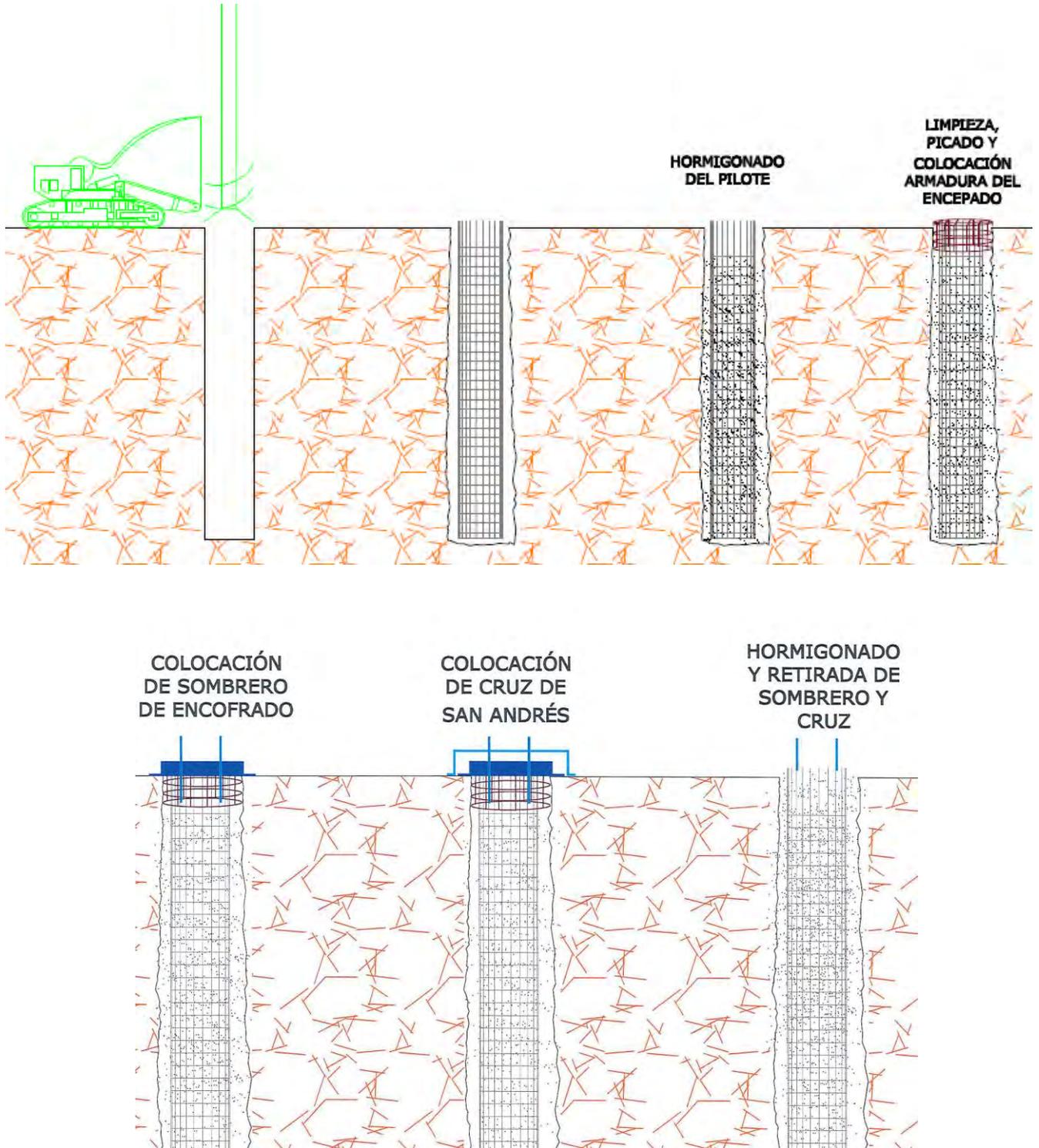


Figura n° 22: Esquema de las fases del proceso de cimentación en los inicios

3.2 Proceso de cimentación mejorado

Este sistema anteriormente descrito, presenta el inconveniente de que la obra se realiza en dos fases (ejecución de pilote y ejecución de encepado), con lo que conlleva:

- Limpieza de tierras caídas de las paredes del pilote
- Picado del hormigón del pilote para garantizar la adherencia con el hormigón nuevo

Ambas operaciones son realizadas en un espacio muy reducido (interior de la armadura del pilote,) y bajo nivel de rasante. Evidentemente, este proceso conlleva un mayor tiempo de ejecución y un incremento de los costes de la unidad de cimentación.

Al objeto de disminuir el tiempo de ejecución , y por lo tanto de costes, además de garantizar la perfecta unión entre pilote y encepado, se ha optado por un sistema de ejecución del conjunto pilote-encepado como una sólo unidad constructiva.

Por tanto, la ejecución de pilote-encepado consistiría en

1. Preparación de plataforma de trabajo (contrata principal).
2. Replanteo en planta de pilotes
3. Perforación del pilote
4. Colocación de la armadura del pilote y encepado unidas previamente (figuras 23)

mediante camión pluma auxiliar (no se utiliza la pilotadora)



Figura nº 23: Detalle de armadura de pilote y de encofrado

4. Colocación de sombrero de encofrado (formado por dos medias lunas unidas mediante bisagras) para facilitar el siguiente paso
5. Colocación de la cruz de San Andrés (“plantilla”) para pernos. La plantilla cuenta con un recorte rectangular para la introducción de la manguera de hormigonado), y los pernos ya van embebidos en la misma fijadas mediante tuerca superior e inferior (no lleva placa inferior el perno, lo cual facilita su puesta en obra

En la figura 24 se muestra una fotografía de la colocación del “sombrero” y “plantilla”



Figura nº 24: Colocación del encofrado, plantilla y pernos

7. Comprobación mediante topografía en X, Y y Z del encofrado y de los pernos
8. Hormigonado de pilote y encepado mediante bomba de hormigón (figura 25). Es muy importante colocar la bomba de hormigonado en una posición tal que permita hormigonar en máximo número posible de pilotes sin tener que desplazarla.



Figura nº 25: Hormigonado con bomba

9. Vibrado del último 1,5 m de hormigón y fratasado de la cara superior.
10. Comprobación final de topografía y corrección de posibles desviaciones.
11. Retirada de sombrero y plantilla

En la figura 26 se muestra un esquema resumen de las fases anteriormente descritas.

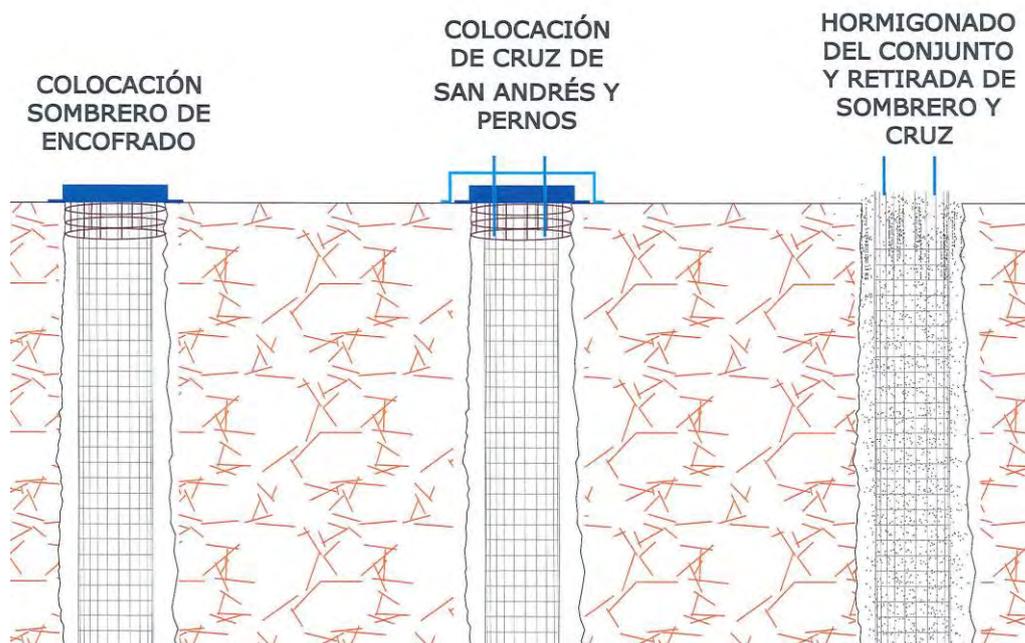
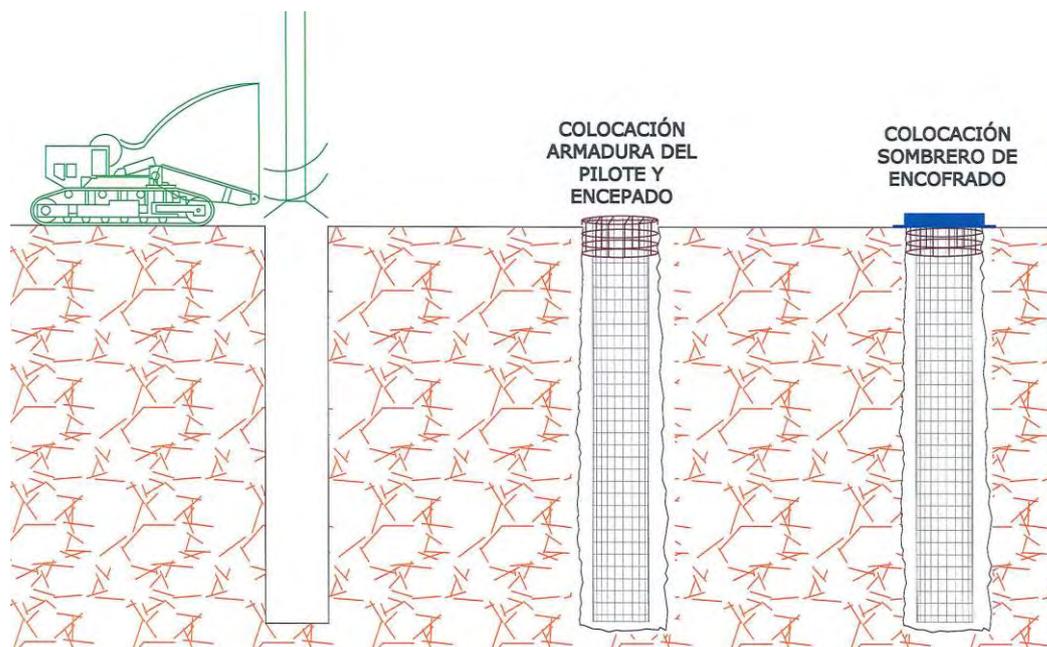


Figura n° 26: Esquema de las fases del proceso de cimentación mejorado

3.3 Proceso de ejecución en caso de hundimiento del terreno.

Aunque normalmente los terrenos son estables, en ocasiones la inestabilidad de las paredes de la perforación, normalmente por presencia de agua, complica grandemente la ejecución del pilote.

El proceso de ejecución básicamente ha consistido en revestimiento mediante camisa recuperable del pilote y la cambiar la secuencia de ejecución pasando a ser la siguiente:

- Perforación con camisa recuperable
- Introducción de armadura de pilote y encepado
- Hormigonado del pilote (figura 27)
- Colocación de sombrero, plantilla y pernos pinchándolos en el hormigón fresco (todo ello se debe ejecutar en un tiempo muy breve)
- Comprobación de topografía
- Hormigonado de la parte superior del sombrero, y fratasado.
- Comprobación final de topografía y corrección de posibles desviaciones

Los rendimientos bajan sensiblemente y el hormigonado se realiza con tubo tremie dada la necesidad de ir extrayendo la tubería de revestimiento.



Figura nº 27: Hormigonado a través de embudo y tubo tremie por dentro del revestimiento

4. Medios a utilizar.

Los medios a emplear para la ejecución de los trabajos incluyen:

4.1. Maquinaria

- 2 estaciones totales de topografía
- 2 perforadoras hidráulicas (pilotadoras) tal y como la mostrada en la figura nº 28.



Figura n° 28: Máquina de perforación hidráulica a rotación

- 1 Bomba de hormigonado
- 1 Camión pluma para las tareas auxiliares de movimiento y colocación de materiales, hormigonado, etc
- Maquinaria de movimiento de tierras para la eliminación de los productos procedentes de la perforación (1 retro mixta y 2 camiones).
- Vibrador de aguja.
- Camión pluma para labores auxiliares
 - Introducción de armadura
 - Traslado de “sombrosos” y “plantillas” de fijación de pernos
 - Distribución de pernos

4.2. Encofrados y plantillas

Se ha diseñado y fabricado encofrado circular de chapa metálica constituida por dos medias lunas unidas mediante pernos, que por su forma se denominan “sombrosos” (figura 30, pieza en color gris claro)

Al inicio de la construcción de campos solares, se utilizaba un sistema rudimentario de fijación de pernos, consistente en una simple chapa con los agujeros correspondientes y unida a la armadura del encepado (figura 29)



Figura n° 29: Plantilla de las ejecuciones iniciales de campos solares

Posteriormente, se ha diseñado una plantilla en forma de “cruz de San Andres ” que permite nivelar cada extremo de forma independiente, compatible en su colocación simultánea con el “sombbrero” (en color rojo en la figura 30) para la colocación rápida, sencilla, y exacta en alineación y distribución en planta de los pernos para la fijación de los fustes.

En las figuras siguientes se muestra el conjunto de sombrero y plantilla para ejecución de pilote y encepado de forma independiente (figura 30), y para la ejecución conjunta de pilote y encepado (figura 31) en la cual se observa un recorte rectangular en la plantilla para permitir la introducción de la manguera de hormigonado.



Figura n°30: Encofrado circular (‘sombbrero’) y plantilla para ejecución independiente de pilote y encepado.

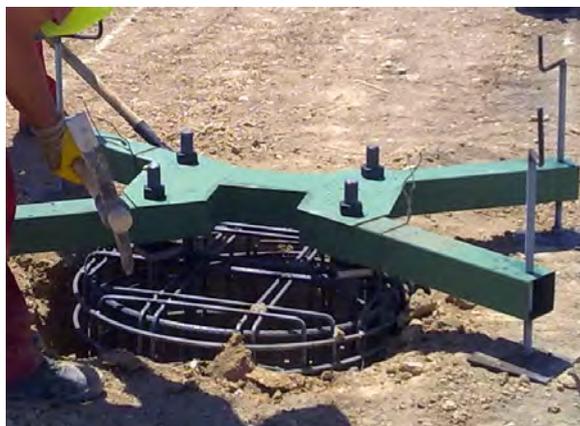


Figura n°31: Encofrado circular (‘sombbrero’) y plantilla para ejecución conjunta de pilote y encepado.

Con estos equipos, y un personal aproximado para su gestión de entre 15 y 18 operarios se puede lograr un rendimiento aproximado de 400 a 500 m.l. diarios.

5. Algunas obras ejecutadas en Campos Solares.

SITE S.A. ha ejecutado siguiendo los procedimientos descritos cimentación mediante pilotes, entre otras, las siguientes plantas solares:

- PLANTAS TERMOSOLARES ANDASOL UNO Y DOS (ALDEIRE, GRANADA) Noviembre 2.007 y Enero 2008. CLIENTE : CT ANDASOL UTE (COBRA,SENER,FLAGSOL)
- PLANTA TERMOSOLAR EXTRESOL UNO Y DOS (TORRE DE MIGUEL SESMERO, BADAJOZ) Abril 2.008 y Junio 2009. CLIENTE : EXTRESOL UTE (COBRA,SENER)
- PLANTA TERMOSOLAR VALLE UNO (SAN JOSE DEL VALLE, CADIZ) Junio 2.010 CLIENTE: UTE CT VALLE UNO (SENER,COBRA)
- PLANTA TERMOSOLAR SOLUZ GUZMAN (PALMA DEL RIO, CORDOBA) Agosto 2.011 CLIENTE: UTE GUZMAN (FCC y otros)

Con una medición aproximada total de 160.000 metros de pilotes.

En la siguientes fotografías (figura 32) se puede ver el resultado final de la cimentación y los espejos completamente colocados, y el Campo Solar de Aldeire, provincia de Granada (figura 33).



Figura nº 32: Detalle de los espejos colocados sobre fustes metálicos cimentados



Figura nº 33: Fotografía del Campo Solar "Andasol", provincia de Granada

PARQUES EÓLICOS. MEJORA DEL TERRENO PARA LA CIMENTACIÓN DE AEROGENERADORES.

ENMANUEL CARVAJAL DIAZ
INGENIERO CIVIL

GORAN VUKOTIĆ
INGENIERO CIVIL

KELLER CIMENTACIONES, S.L.U.

RESUMEN

Se presentan los aspectos más importantes a considerar para la aplicación de técnicas de mejora del terreno en la cimentación de aerogeneradores. Se pone de manifiesto la importancia y evolución de la energía eólica en los últimos años, así como las características más importantes de su infraestructura, haciendo un especial énfasis en la cimentación. En este sentido, se abordan las consideraciones principales para el proyecto de cimentación, dado la enorme relevancia que tiene el comportamiento de la cimentación en el funcionamiento a corto y largo plazo de los aerogeneradores. Finalmente, se presenta una serie de casos de aplicación de diferentes técnicas de mejora de suelo para la cimentación de aerogeneradores, a partir de los cuales puede apreciarse la viabilidad de las técnicas abordadas.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Importancia y crecimiento de la energía eólica

Tanto la creciente demanda energética como la búsqueda de medidas para la mitigación del cambio climático y la preservación sostenible del medioambiente, han fomentado la diferenciación entre: (i) los Recursos No Renovables con una cantidad limitada en el planeta, o con una muy lenta recuperación de sus reservas en el tiempo, como es el caso de los combustibles fósiles, y (ii) los Recursos Renovables, con cantidades cuasi ilimitadas, o con una regeneración y abastecimiento relativamente rápidos; siendo habitualmente recursos al alcance de todos, que simplemente requieren un aprovechamiento efectivo (sol, viento, biomasa, etc.).

Las Turbinas Eólicas o Aerogeneradores forman parte del desarrollo tecnológico para el aprovechamiento del viento como recurso renovable, cuya evolución histórica encuentra sus orígenes en el Neolítico y el desarrollo paulatino de los molinos de viento.

El fundamento teórico permanece siendo igual al de sus orígenes históricos. Los Aerogeneradores se basan en utilizar el viento para movilizar unas hélices que ponen en funcionamiento un generador, convirtiendo así la energía cinética en Energía Eléctrica. La energía producida puede ser incorporada a las redes convencionales de suministro eléctrico, siendo aprovechada para uso doméstico e industrial, e incluso para el abastecimiento de ciudades enteras.

La generación eléctrica a partir de Aerogeneradores, es además uno de los procedimientos más limpios en el sector energético, con un nivel muy reducido de emisiones de CO₂ y otros gases de efecto invernadero, así como un reducido impacto ambiental. Todo ello convierte a la energía eólica en una de las más viables dentro de las energías alternativas, y con mayores expectativas de crecimiento en todo el mundo.

En la Figura 1 se muestra la capacidad acumulada de la energía eólica que ha sido instalada en todo el mundo, según el organismo Global Wind Energy Council (GWEC). Puede notarse un crecimiento exponencial del sector, alcanzándose los 7,6 GW en el año 1997, y un aumento acumulado de hasta aproximadamente 370 GW registrado en el año 2014. En la Figura 2 se observa el destacado desempeño de España en este sector, situándose en el cuarto lugar de los 10 países con mayor capacidad instalada, lo cual representa un 6,2% de la capacidad instalada en todo el mundo.

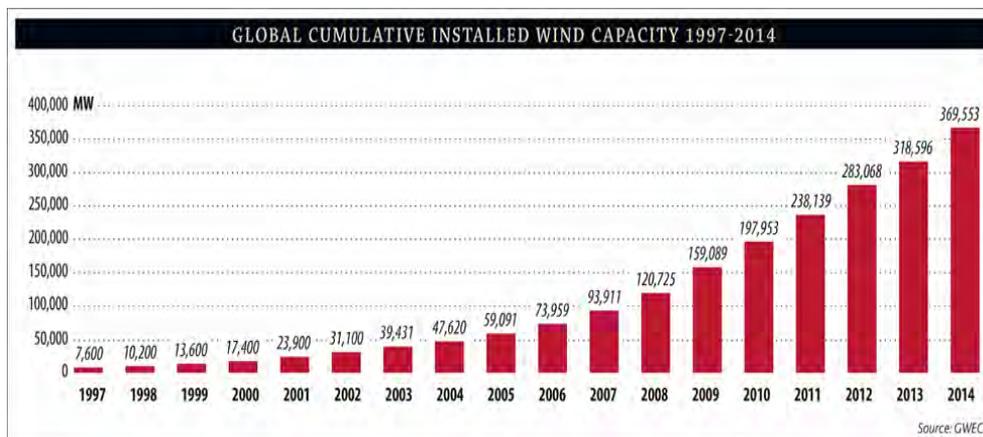


Figura 1. CAPACIDAD INSTALADA Y ACUMULADA DE ENERGÍA EÓLICA EN EL MUNDO. (Según el organismo GWEC).

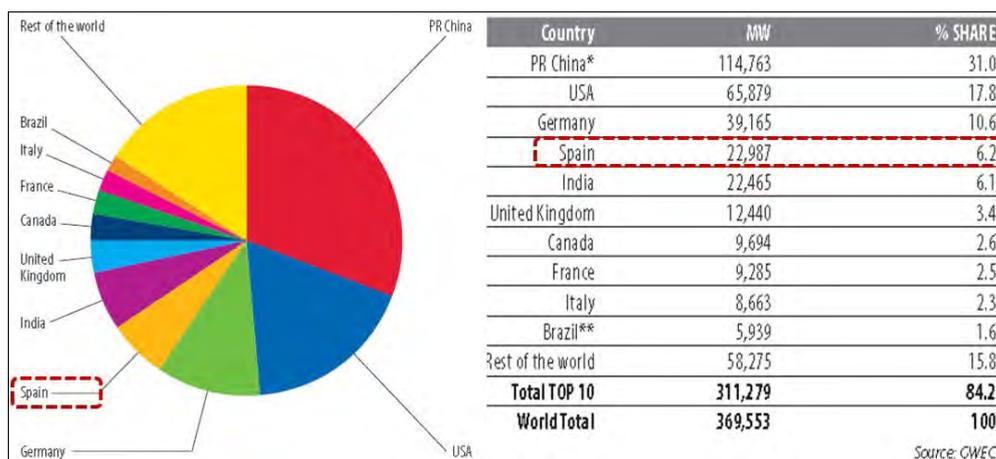


Figura 2. PAÍSES CON MAYOR CAPACIDAD INSTALADA DE ENERGÍA EÓLICA. (Según el organismo GWEC).

1.2 Implantación y condiciones de cimentación

En la práctica habitual los aerogeneradores se disponen en grupos, constituyendo parques eólicos, de acuerdo a las condiciones del viento. Por lo general, los parques eólicos pueden encontrarse tanto en la superficie terrestre (on-shore) como también en entornos marítimos (off-shore). Figura 3.



Figura 3. EJEMPLOS DE PARQUES EÓLICOS EN TIERRA Y MAR.

En la Figura 4 se muestran varias tipologías de infraestructuras para aerogeneradores en función de su posición respecto al nivel del mar, de donde se distinguen las posiciones localizadas en sitios con fondos marinos de profundidad elevada (más de 50 m), intermedia (25 a 50 m), y reducida (menos de 25 m). Como puede observarse, de acuerdo a la profundidad del fondo marino es posible el empleo de estructuras flotantes de cimentación, monopostes, cajones y/o cimentaciones sumergidas.

En el caso de aerogeneradores en tierra, estos generalmente son apoyados en el terreno mediante cimentación superficial, y/o con algún tipo de tratamiento profundo del terreno o cimentación especial, de acuerdo a las condiciones del terreno. Este trabajo se centrará en estos tipos de aerogeneradores en tierra.

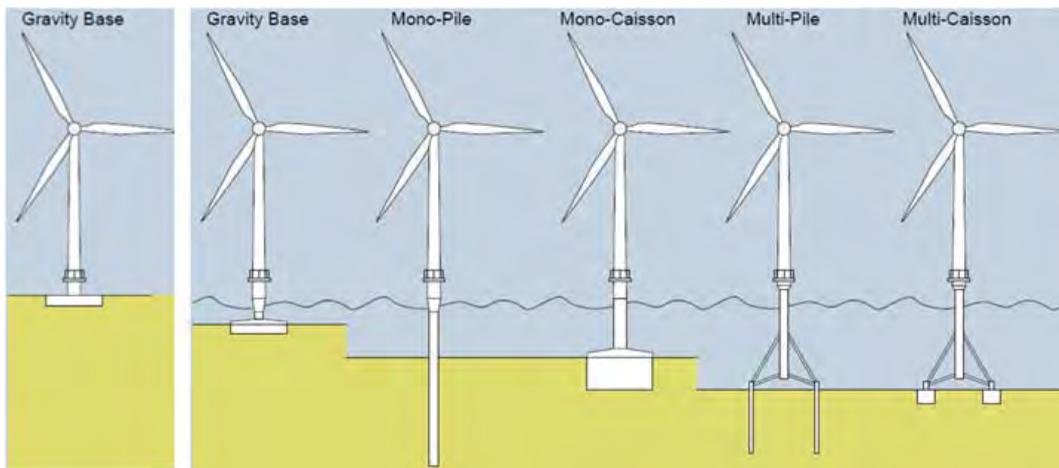


Figura 4. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN EN TIERRA Y MAR (AEROGENERADORES EN ENTORNOS ON-SHORE Y OFF-SHORE)

Para definir la ubicación e implantación de los parques eólicos se requiere un proceso complejo de análisis técnico-económico, basado en la consideración de muchas variables como son: el tipo de máquina o turbina eólica, las condiciones para el transporte y montaje, los accesos y superficies disponibles, las posibilidades de incorporación a la red eléctrica, la evaluación de posibles impactos ambientales, etc.

En este análisis, es de especial importancia el estudio de las condiciones del viento en función de su distribución de velocidades, cambios de orientación, intensidades y situaciones extremas. A partir de las condiciones del viento se fijan los criterios de explotación energética mediante la definición del arranque, parada, regulación y re-orientación de los aerogeneradores para la captación del viento. Así, los estados de carga en la cimentación vendrán esencialmente determinados por las condiciones del viento, así como por las condiciones de carga durante el montaje. En las posiciones en el mar, la intensidad del oleaje juega también un rol determinante.

Previo a la implantación de los parques eólicos suelen colocarse una serie de estaciones meteorológicas para el estudio del viento y las condiciones climáticas. En la Figura 5 se muestra un ejemplo de las

mediciones del viento con el tiempo, así como las variaciones de orientación representadas en un diagrama de “Rosa de los vientos”.

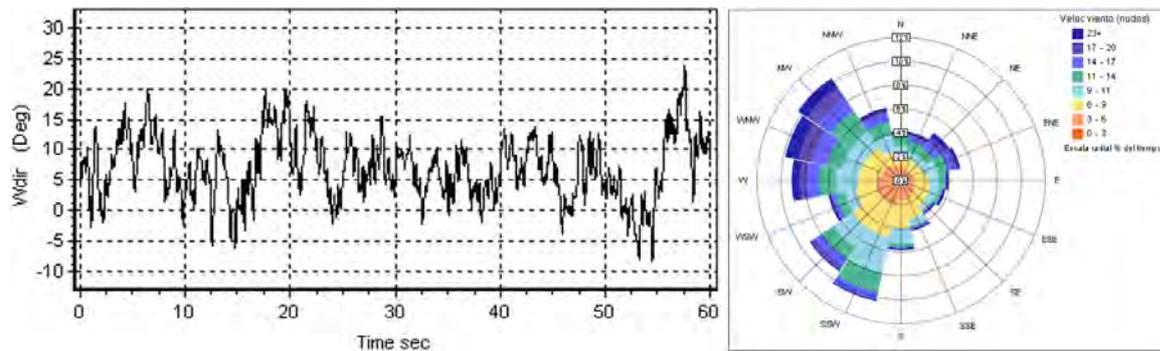


Figura 5. EJEMPLO DE MEDICIONES DE VIENTO Y VARIACIÓN DE SU ORIENTACIÓN.

En la Figura 6a se muestra un ejemplo ilustrativo de una distribución de probabilidades de velocidades del viento, las cuales son utilizadas para la estimación y definición de las curvas de potencia energética típicas, según se muestra en el ejemplo de la Figura 6b.

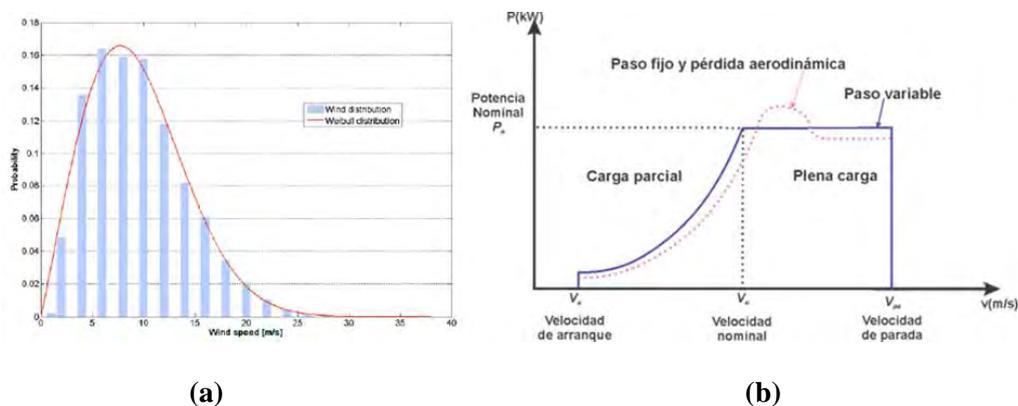


Figura 6. EJEMPLOS DE, (a) DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDADES DE LAS VELOCIDADES DE VIENTO Y (b) CURVA DE POTENCIA EN FUNCIÓN DE LAS VELOCIDAD DE VIENTO.

Como puede observarse en la Figura 6b, mediante las curvas de potencia en función de las velocidades del viento captadas por los aerogeneradores, pueden definirse las condiciones de (i) arranque, (ii) funcionamiento parcial, (iii) funcionamiento a carga nominal y (iv) parada o desconexión por exceso de viento. Estas situaciones están directamente relacionadas a las distintas hipótesis de carga y funcionamiento de la cimentación e infraestructura en general. La transición en el tiempo entre las distintas fases de funcionamiento origina unas condiciones de carga tanto estáticas como dinámicas que deberán considerarse en el proyecto de cimentación.

2. AEROGENERADORES

Los aerogeneradores instalados hacia el año 2000 contaban con una potencia de ente 1000 y 2500 kW, mientras que los modernos de última generación alcanzan potencias de entre 4000 y 5500 kW. Actualmente, con el desarrollo de los últimos modelos de máquinas se han alcanzado potencias de hasta los 7500 kW. Los componentes de los aerogeneradores pueden describirse de acuerdo a 3 grandes zonas: (i) la turbina eólica, (ii) la góndola y (iii) la torre de soporte o contención.

En la Figura 7 se muestran los detalles de cada zona. En la turbina se distingue el rotor con palas o aspas que giran alrededor de un eje horizontal. Éste está unido a un conjunto de transmisión mecánica o multiplicadora, y finalmente a un generador eléctrico, todo ello ubicado en la góndola. En la unión entre la torre y la góndola se activa un sistema de orientación del aerogenerador que le permite girar sobre el eje vertical de la torre, de acuerdo a las condiciones del viento, y con el objetivo de optimizar la generación de energía.

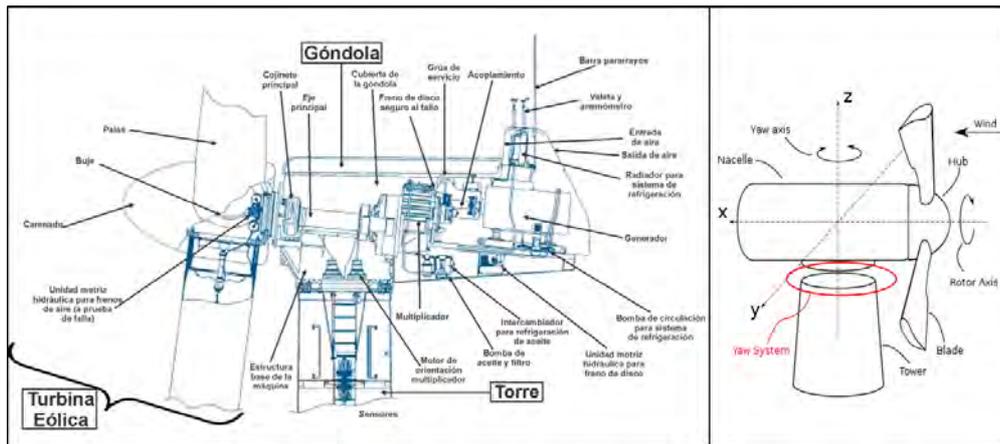


Figura 7. DETALLE DE LOS COMPONENTES DE UN AEROGENERADOR.

Es importante señalar que la longitud de la pala será determinante para generar más o menos energía o velocidad, ya que cuanto más grande sea ésta mayor área de barrida alcanzará, generando mayores niveles de energía. De igual modo, cuanto mayor es la altura de la torre mayor es la captación de energía. Actualmente, las torres para los aerogeneradores de última generación alcanzan alturas de entre 50 y 120 m, aproximadamente.

Es importante resaltar la envergadura que alcanzan actualmente los aerogeneradores, comparable con la construcción de edificaciones de gran altura. Para ilustrar este aspecto en la Figura 8 se muestra un diagrama comparativo con los edificios más altos de Madrid junto a los aerogeneradores con la altura típica de los modelos de última generación.

Las enormes dimensiones de los aerogeneradores modernos no solo añaden mayores niveles de carga en toda su estructura, sino que además originan un fuerte incremento en los niveles de carga de viento. Como consecuencia, el diseño de la cimentación y su conexión con la torre de soporte es un aspecto fundamental en la construcción y funcionamiento de los aerogeneradores.

Las cargas del viento que impactan la estructura de los aerogeneradores en todas las direcciones producen unos momentos flectores que determinan los estados de carga críticos en la cimentación. En la Figura 9 se muestra un esquema ilustrativo con las componentes de las cargas típicas en varios puntos característicos de un aerogenerador, así como fotografías con ejemplos de fallos de la cimentación por vuelco y agotamiento de la capacidad portante del terreno.

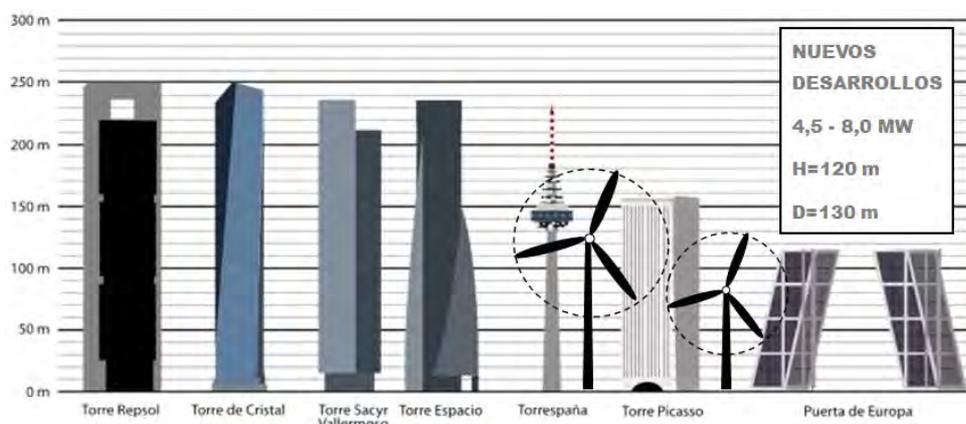


Figura 8. ALTURAS DE AEROGENERADORES MODERNOS Y EDIFICIOS DE MADRID.

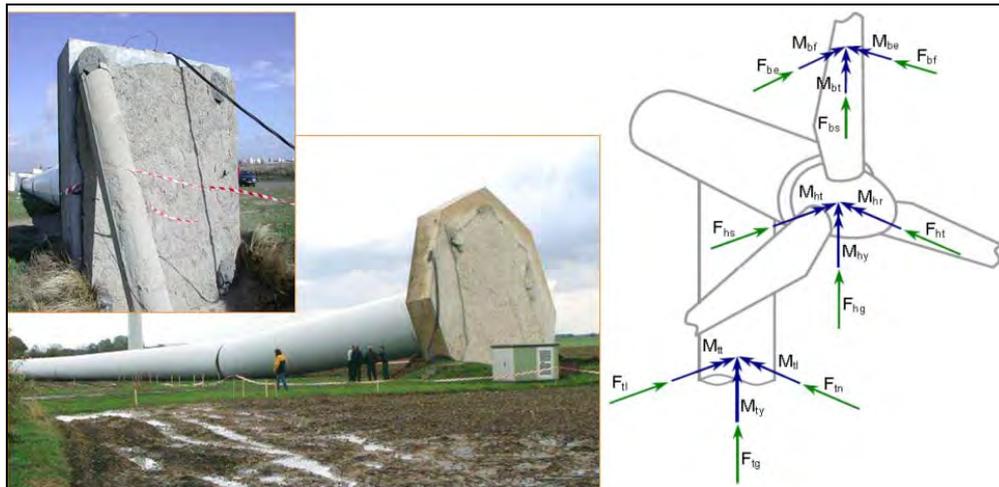


Figura 9. DIAGRAMA ILUSTRATIVO DE CARGAS Y EJEMPLOS DE FALLOS DE CIMENTACIÓN, (Parque Eólico Ellenstedt, Alemania)

3. CONSIDERACIONES PARA EL PROYECTO DE CIMENTACIÓN DE AEROGENERADORES

Como se ha visto en los apartados precedentes, la seguridad requerida por los aerogeneradores depende en gran medida de la estabilidad y buen funcionamiento de la cimentación, tanto durante la fase de construcción como durante la fase de operación. El estudio de la cimentación comprende caracterización geotécnica, los requisitos de diseño y el procedimiento de cálculo.

En cualquier caso es importante resaltar que la implantación masiva de parques eólicos continúa siendo una práctica relativamente reciente, y con un constante desarrollo y evolución. Este hecho hace que el proyecto y diseño de la cimentación e infraestructura en general

3.1 Información geotécnica

La cantidad y nivel de detalle de la investigación geotécnica para el estudio de las condiciones de cimentación dependerá de las características de los aerogeneradores y su emplazamiento. A partir de ensayos "in situ" y de laboratorio, la información geotécnica fundamental puede resumirse como sigue:

- Descripción del perfil del suelo, mediante la identificación de las diferentes capas y/o niveles geotécnicos en profundidad.
- La posición del nivel freático, y/o del nivel medio del mar en caso de posiciones offshore.
- Propiedades de identificación y clasificación de los suelos, mediante análisis granulométrico, índices de Atterberg, humedad natural, pesos específicos, etc.
- Las propiedades resistentes del suelo en condiciones drenadas y no drenadas (ángulo de rozamiento, cohesión).
- Las propiedades de deformación, en términos de sus módulos de deformación en condiciones estáticas y dinámicas.
- Las características sísmicas del emplazamiento, a partir de la (i) caracterización de las acciones sísmicas en cuanto a magnitud y aceleración de cálculo, y (ii) caracterización de la respuesta sísmica de los suelos.
- Evaluación del potencial de licuación.

3.2 Requisitos de diseño

A partir de la información geotécnica y de unas dimensiones de cimentación preliminares, puede estimarse el desempeño de la cimentación según los siguientes requisitos habituales para el proyecto, teniendo en cuenta ciertos criterios para la evaluación de los Estados Límite Últimos (ELU) y Estados Límite de Servicio (ELS):

Estados Límite Últimos (ELU):

- Capacidad portante mínima del terreno
- Estabilidad frente al vuelco e inclinación de la torre
- Seguridad mínima frente a riesgo de licuación del terreno de cimentación

Estados Límite de Servicio (ELS):

- Tiempos mínimos de consolidación
- Límite de asientos absolutos totales de la estructura
- Asientos diferenciales o de inclinación
- Rigidez rotacional – Estática, de la cimentación
- Rigidez rotacional – Dinámica, de la cimentación
- Fatiga de los materiales

Los casos o hipótesis de carga asumidos para los cálculos suelen ser especificados por los fabricantes de los equipos aerogeneradores, considerando una vida útil que suele ser de 20 años. Estas hipótesis de cargas dependen fundamentalmente de la intensidad del viento, y otros factores externos, y las mismas vienen definidas como combinación de las siguientes situaciones:

- Normales, referidas a las condiciones normales de operación
- Accidentales, referidas a paradas de emergencia u otras situaciones extremas poco frecuentes.
- Transporte, montaje e instalación

Debido a la acción dominante del viento en las hipótesis de carga, las situaciones más desfavorables suelen estar relacionadas a fuertes excentricidades y concentración de tensiones en los extremos de la cimentación, como consecuencia del estado de esfuerzos (momento, axil y cortante) en la base de la torre. La Figura 10 muestra un esquema con los estados de carga y deformación esperables en cimentación.

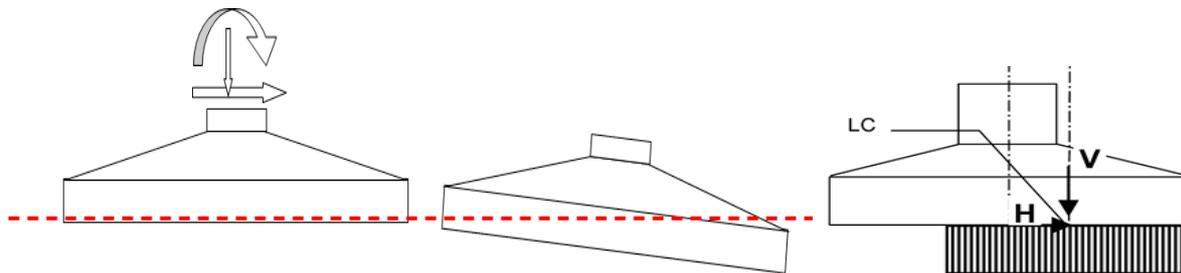


Figura 10. ESTADOS DE CARGA Y DEFORMACIÓN EN LA CIMENTACIÓN.

Teniendo en cuenta el sistema de orientación que permite girar a los aerogeneradores dependiendo de la intensidad del viento, debe considerarse la posibilidad de tener las concentraciones de carga más desfavorables en cualquier zona de la superficie ocupada por la cimentación.

Más información sobre los estados de carga y las consideraciones generales para el diseño puede verse en las Recomendaciones del organismo "International Electrotechnical Commission (IEC 2005), así como en las Recomendaciones DNV (2004).

3.3 Proceso de diseño

El proceso de diseño suele iniciarse con la adopción de unas dimensiones preliminares de la cimentación, que posteriormente deberán ser corregidas o ratificadas de acuerdo a los cálculos de comprobación indicados en el apartado 3.2, en función de los requerimientos del proyecto y los estados de carga facilitados por el fabricante del aerogenerador. En la Figura 11 se muestran algunas de las geometrías más frecuentes adoptadas para la cimentación de aerogeneradores.

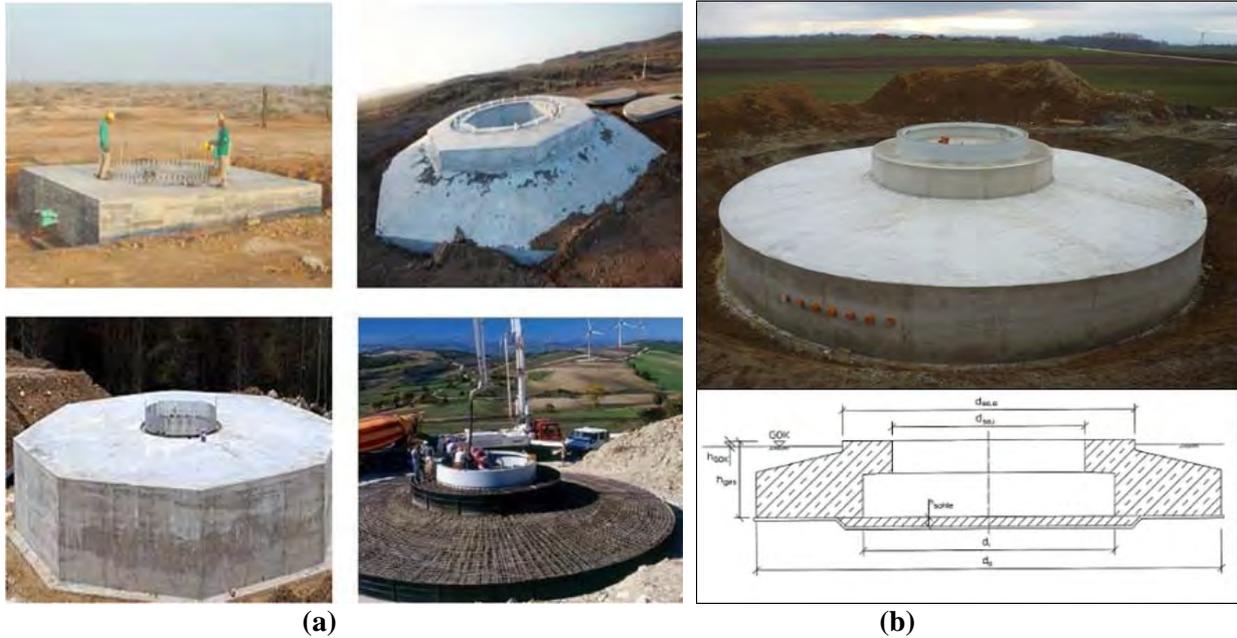


Figura 11. GEOMETRÍAS DE CIMENTACIÓN HABITUALES EN AEROGENERADORES.

En la Figura 11a se distinguen los tipos de geometría circular y poligonal con varios números de lados, desde configuraciones cuadradas hasta polígonos de 6 a 8 lados habitualmente usados; y en la Figura 11b se muestra un tipo de cimentación en anillo, donde se intenta optimizar el volumen de hormigón de la cimentación en los casos donde sea posible.

Tras la selección de la geometría, sigue el cálculo de tensiones y deformaciones en toda la profundidad de suelo afectada, así como en la cimentación, sin tener en cuenta ningún tratamiento especial en el terreno. De acuerdo a las comprobaciones de los Estados Límite Último y de Servicio (ELU y ELS), se evalúa la necesidad de mejora en el terreno para alcanzar los niveles requeridos de capacidad portante y deformación admisible.

En este proceso es de especial interés la evaluación del nivel de rigidez que necesita el suelo para evitar asentamientos absolutos y diferenciales no admisibles con el buen funcionamiento del aerogenerador a corto y largo plazo. Considerando la fuerte influencia del viento en la concentración de esfuerzos en la cimentación, será esencial determinar los valores límite de la rigidez rotacional frente a cargas estáticas y dinámicas.

En el corto plazo, la rigidez rotacional deberá garantizar un nivel de distorsión angular admisible frente a las situaciones extremas de los Estados Límite Últimos (ELU), por ejemplo provocadas por paradas de emergencia, tormentas y/o cargas durante la instalación. Asimismo, en el largo plazo deben garantizarse unos Estados Límite de Servicio (ELS) para mantener en niveles admisibles los asentamientos y distorsiones angulares, los cuales pueden verse considerablemente afectados por el efecto de las cargas cíclicas del viento y el oleaje en los casos de aerogeneradores en el mar.

Como ejemplo ilustrativo del comportamiento a largo plazo, en la Figura 12 se muestran los resultados de varias pruebas realizadas por Wienbroer et al. (2011) sobre modelos de laboratorio a escala reducida. Para simular la acción del viento y el oleaje, en estas pruebas se aplicó un patrón de cargas simultáneas a la altura del Buje del aerogenerador compuesto por: (i) una fuerza horizontal cíclica de 20 N, con un período de 1000 minutos; y (ii) otra carga de entre 0,5 y 8 N, en un período de 0,1 minutos. Así se intentó reproducir el espectro de cargas originado por una carga extrema (F_{max}) poco frecuente, junto a una carga cíclica en condiciones normales (F_{ampl}).

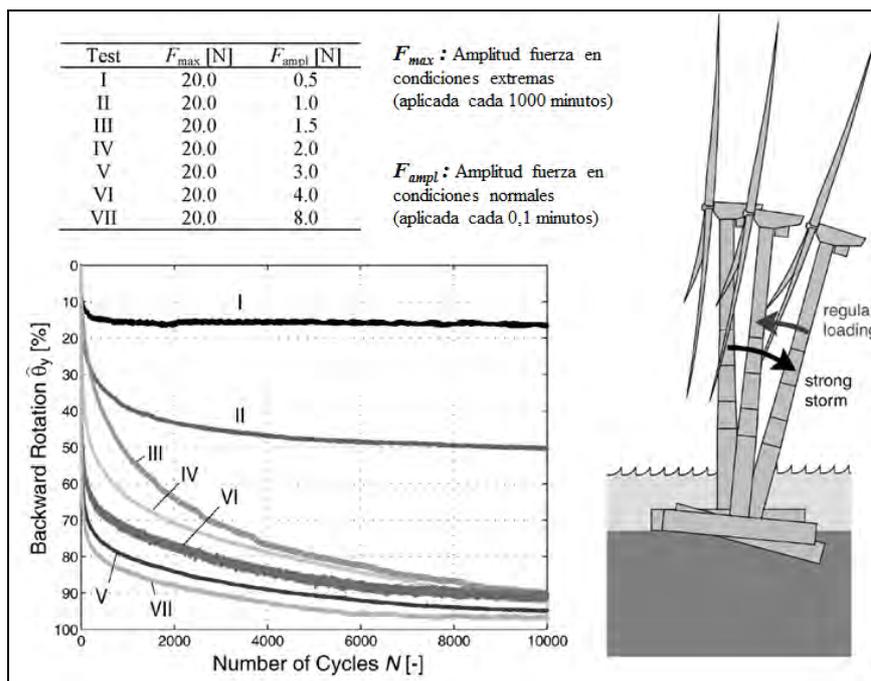


Figura 12. DEFORMACIONES ACUMULADAS POR CARGA CÍCLICA. RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO A ESCALA REDUCIDA (Wienbroer et al. 2011).

Como resultados se representa el nivel de giro de la cimentación (θ) en función del número de ciclos acumulados (N), para cada ensayo realizado según la variación de la carga horizontal en condiciones normales (F_{ampl}). El nivel de giro se refiere al incremento porcentual del giro inicial (θ_0) provocado por la primera aplicación de la carga máxima extrema (F_{max}).

De este modo, se observa que las fuerzas cíclicas horizontales de entre 0.5 y 1 N son equivalentes al 2,5% a 5% de la fuerza extrema ($100 \times (F_{ampl} / F_{max})$), y producen un incremento del giro inicial ocasionado por la primera aplicación de carga extrema (F_{max}) de entre un 15% a 50%; mientras que para fuerzas cíclicas equivalentes al 7.5% a 40% de la fuerza extrema el giro inicial casi se duplica, registrándose un incremento de entre 90% y 97%.

Como conclusión se advierte que, para el número de ciclos de carga que equivale a la vida útil de un aerogenerador, debe considerarse un nivel de rigidez rotacional en el terreno capaz de limitar a valores admisibles el posible incremento del giro de la cimentación.

Ante la presencia de suelos blandos/flojos altamente compresibles, es necesaria la aplicación de un tratamiento especial del terreno que garantice la estabilidad y buen funcionamiento de la cimentación en el corto y largo plazo. Los tipos de tratamientos más comunes se abordarán en el siguiente apartado.

En resumen, el proceso de diseño para el apoyo de la cimentación generalmente se realiza de forma iterativa a partir de los siguientes pasos:

- Definición de la geometría preliminar de la cimentación
- Cálculo de las tensiones actuantes en el terreno de apoyo y en la base de la cimentación
- Propuesta de tratamiento del terreno
- Análisis de la solución con suelo mejorado
- Determinación de los parámetros básicos del suelo mejorado:
 - o Capacidad portante terreno mejorado
 - o Asientos (Inclinación o diferenciales, y total)
 - o Rigidez Rotacional (Estática y Dinámica)
- Comprobación de los requerimientos del fabricante y la técnica de mejora aplicada, para el ajuste de la solución.

4. TÉCNICAS DE MEJORA DEL TERRENO

De acuerdo a la experiencia acumulada en cuanto a los problemas y fallos de cimentación de aerogeneradores (como los presentados en la Figura 9), se ha comprobado la necesidad de realizar tratamientos especiales del terreno ante la presencia de suelos compresibles y con baja resistencia al corte.

La aplicación de técnicas de mejora del terreno ha demostrado su elevada viabilidad, asegurando el buen funcionamiento de los aerogeneradores y reduciendo costos y plazos de ejecución. Mediante el tipo de técnica empleada y la solución adoptada se ha podido garantizar la capacidad portante, seguridad frente al vuelco, mitigación de la licuación, nivel de asentos y giro admisible de la cimentación.

Keller Group plc ha impulsado un grupo de trabajo específico para el estudio de técnicas de tratamiento del terreno en la construcción de aerogeneradores, basándose en una experiencia de más de 15 años aplicando varias técnicas innovadoras para tratar el suelo de cimentación de aerogeneradores.

En función del tipo de suelo y de los requerimientos de diseño indicados en el apartado 3, podrán seleccionarse las técnicas de mejora más viables, haciendo especial énfasis en la mejora de la rigidez rotacional del suelo, dado la importancia que éste parámetro o característica tiene en el comportamiento a corto y largo plazo de los aerogeneradores.

Los tratamientos del terreno habitualmente empleados para la construcción de aerogeneradores consisten en la formación de elementos tipo columnas, con el objetivo de mejorar las propiedades del suelo en profundidad. Las técnicas más utilizadas suelen ser:

- Técnicas de vibración profunda
 - o Vibro-Compactación
 - o Columnas de grava o Vibro-Sustitución
 - o Columnas de grava inyectadas y/o hormigonadas
- Mezcla profunda del suelo, en vía húmeda y/o vía seca, (Deep Soil Mixing)
- Inyecciones de compactación
- Inclusiones rígidas
- Micropilotes

Según el nivel de rigidez de los elementos tipo columnas bajo la cimentación, será necesario analizar la distribución de tensiones en el contacto entre el terreno mejorado (suelo - columnas) y la cimentación, Figura 13. Cuanto mayor sea la rigidez de los elementos mayor será su punzonamiento en la superficie de contacto con la cimentación. Para mitigar los posibles efectos adversos es necesario colocar una capa de reparto o transferencia de cargas bajo la cimentación (Load Transfer Platform – LTP), que habitualmente consiste en un relleno granular compactado. El espesor dependerá fundamentalmente del diámetro y separación de las columnas, la rigidez de la cimentación y la resistencia al corte del relleno utilizado, (Carvajal et al., 2013b).

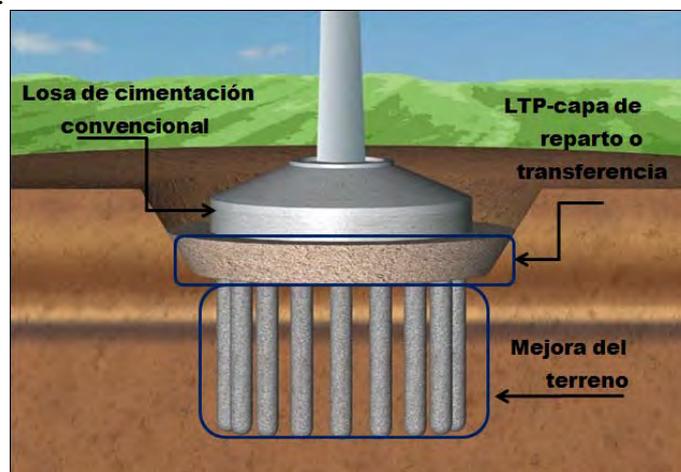


Figura 13. SOLUCIÓN TIPO CON TÉCNICAS DE MEJORA DE SUELOS.

Para una evaluación preliminar, en Tabla 1 se resumen de forma cualitativa las condiciones de aplicabilidad de las diferentes técnicas de mejora del terreno, teniendo en cuenta el tipo de suelo, compacidad o consistencia, efectos de mejora y la necesidad de colocar una capa de transferencia (LTP).

Técnicas de Mejora del Terreno	Viabilidad de su aplicación según el tipo de suelo y su compacidad/consistencia	Necesidad de capa de transferencia de cargas (LTP)	NIVEL DE LOS EFECTOS DE MEJORA					
			Capacidad portante	Nivel de refuerzo	Asientos absolutos	Rigidez rotacional	Consolidación	Licuefacción
Vibro-Compactación	Arenas flojas con menos de 10-15% de finos; Nspt menor de 25 golpes	No necesario	Medio -Alto	-	Medio -Alto	Medio -Alto	-	Alto
Columnas de grava o Vibro-Sustitución	Arenas flojas y/o Arcillas Blandas; Nspt menor 25 golpes	Nada o poco	Alto	Medio -Alto	Medio -Alto	Alto	Alto	Alto
Columnas de grava inyectadas y/o hormigonadas	Arenas flojas y/o Arcillas Blandas; Nspt menor 25 golpes	Poco a media	Alto	Alto	Alto	Alto	-	Bajo - Alto
Mezcla profunda del suelo, en vía húmeda y/o vía seca	Arcillas blandas con MO%; Nspt menor de 6-8 golpes	Poco a media	Alto	Alto	Alto	Alto	-	Medio -Alto
Inyecciones de compactación	Arenas flojas saturadas con menos de 25% de finos, y Arcillas secas; Nspt menor de 20 golpes	Poco a media	Poco a Mucho	Poco a Medio	Poco a Medio	Medio -Alto	-	Bajo - Alto
Inclusiones rígidas	Arenas flojas y/o Arcillas Blandas; Nspt menor 25 golpes	Alto	Medio -Alto	Medio -Alto	Alto	Alto	-	Poco
Micropilotes	Arenas y/o Arcillas, y rocas blandas fracturadas	No necesario	Alto	-	Alto	Alto	-	-

Tabla 1. APLICABILIDAD DE LAS TÉCNICAS DE MEJORA DEL TERRENO.

Para los casos de aerogeneradores con patologías de cimentación son más apropiadas las técnicas de inyección. Los objetivos pueden ser (i) la mejora y refuerzo del suelo, (ii) la reparación del hormigón de la cimentación, (iii) impermeabilización, y (iv) la recuperación de asientos mediante el levantamiento y re-nivelación de la cimentación para corregir los giros que haya podido sufrir.

En la Figura 14 se muestran las técnicas de inyección más utilizadas para la reparación de patologías o recalce de la cimentación de aerogeneradores. El funcionamiento y/o características de ejecución de las inyecciones dependerán fundamentalmente de la granulometría del suelo y de la presencia o no del nivel freático. En la Figura 15 se muestra una clasificación de acuerdo a los efectos de las inyecciones en el suelo. En la Figura 16 se muestra un ejemplo de obra de recalce para aerogeneradores.

Más detalles sobre las técnicas expuestas puede verse en Moseley y Kirsch (2004).



Figura 14: APLICABILIDAD DE LAS TÉCNICAS DE INYECCIÓN DE ACUERDO A LA GRANULOMETRÍA DEL SUELO.

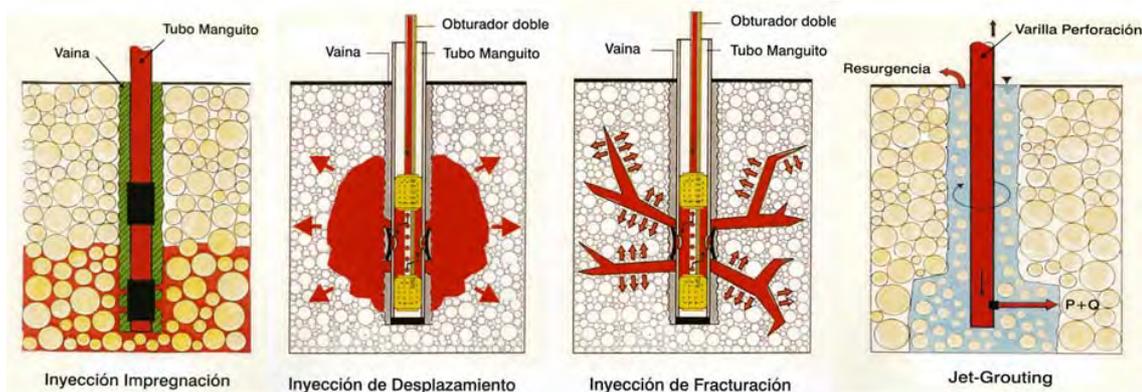


Figura 15: EFECTOS DE LAS TÉCNICAS DE INYECCIÓN EN EL SUELO.



Figura 16. RECALCE Y REPARACIÓN DE CIMENTACIÓN DE AEROGENERADOR. PARQUE EÓLICO GRADO, SORIA – ESPAÑA (2004).

5. CASOS PRÁCTICOS

A fin de ilustrar la aplicación de las técnicas de mejora del terreno, a continuación se presentan varios casos prácticos de obras reales.

5.1 Caso 1, aplicación de columnas de grava

5.1.1 Principios de funcionamiento

Debido a su configuración geométrica, habitualmente las columnas de gravas suelen compararse con elementos de cimentación totalmente rígidos tipo pilotes. Sin embargo, existen varias características y criterios sustanciales distintos entre las columnas de grava y los pilotes.

Frente a las cargas de cimentación, las columnas de grava a diferencia de los pilotes no necesitan empotrarse en suelos competentes, debido a que únicamente es necesario tratar la zona de alcance del bulbo de presiones (Figura 17a). Los pilotes se conectan directamente a la estructura transmitiendo toda la carga de cimentación al suelo por fuste y punta, en cambio las columnas de grava reciben la mayor parte de las cargas, y en lugar de transferirlas al terreno por fuste y punta, absorben las cargas gracias a que se comprimen verticalmente y se expanden lateralmente, comprimiendo a su vez al terreno de alrededor. Otra diferencia importante radica en que las columnas de grava actúan como potentes drenes verticales, facilitando la disipación de presiones de poro. Mediante la aplicación de columnas de grava se obtiene, como mejoras fundamentales, un aumento de la capacidad portante, reducción de asientos y aceleración de la consolidación (Figura 17b).

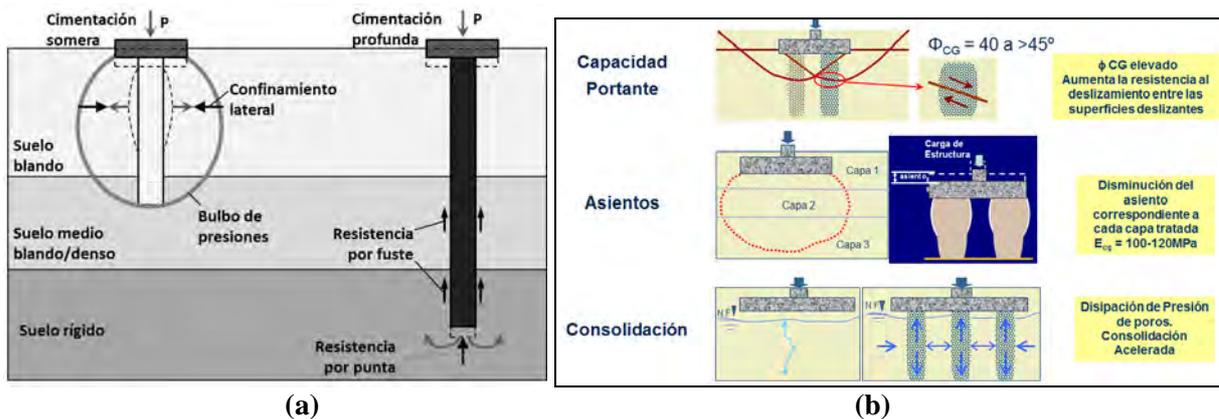


Figura 17: (a) DIFERENCIA ENTRE COLUMNAS DE GRAVA Y PILOTES, Y (b) MEJORAS PRODUCIDAS POR LAS COLUMNAS DE GRAVA.

Mejora en el suelo circundante a las columnas de grava

Las columnas de grava pertenecen a las técnicas de tratamiento del terreno por vibración profunda, cuya ejecución se lleva a cabo por medio de perforaciones verticales sin extracción de terreno con equipos vibradores especiales de configuración predominantemente cilíndrica. Cuando el tratamiento consiste en la compactación del suelo sin la aportación de material, el procedimiento se denomina Vibrocompactación o Vibroflotación; y cuando el tratamiento se efectúa mediante la incorporación de grava, el procedimiento se denomina Vibrosustitución o Columnas de grava. En ambos casos, los movimientos generales del vibrador inducen al suelo unos elevados desplazamientos laterales y un alto nivel de energía vibratoria, durante el proceso de ejecución de los tratamientos (Figura 18). Estas características indican la importancia de los efectos de ejecución de éstas técnicas en la mejora de suelo final, a pesar de que en el caso de las columnas de grava, los métodos de análisis y diseño habituales no consideran ningún efecto de ejecución.

En la Figura 19a se presenta el ábaco empírico desarrollado por Báez (1995) para la estimación del incremento del golpeo SPT en el suelo alrededor de las columnas de grava en función de la relación de sustitución (A_r , área de las columnas entre el área del suelo circundante), para arenas limpias. Por otra parte, la mejora obtenida en suelos cohesivos alrededor de las columnas de grava puede estimarse mediante la gráfica mostrada en la Figura 19b, desarrollada en base a comprobaciones experimentales realizadas por Kirsch (2006), y en donde se representa el incremento de los módulos del ensayo presiométrico (E) en suelos arcillo-limosos y limo-arenosos de acuerdo a la distancia radial al eje de las columnas.

Castro y Karstunen (2010) y Carvajal et al. (2013a) abordan algunos casos prácticos de análisis y cuantificación de la mejora producida en el terreno como consecuencia de los efectos de instalación de las técnicas de vibración profunda.

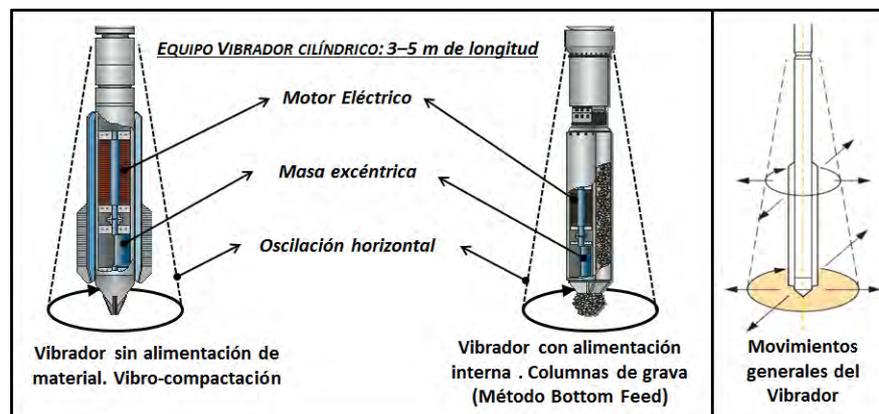


Figura 18: EFECTOS DE LAS TÉCNICAS DE INYECCIÓN EN EL SUELO.

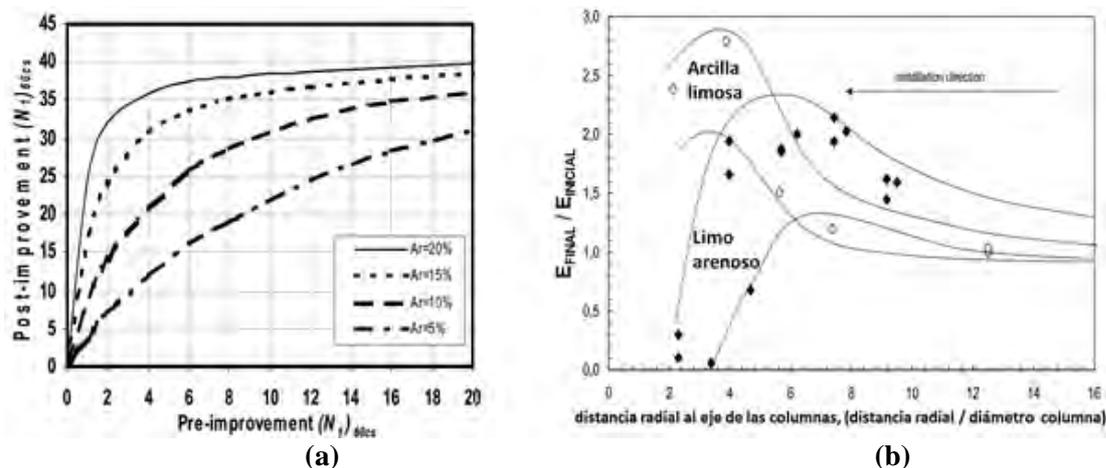


Figura 19: MEJORA ALREDEDOR DE LAS COLUMNAS DE GRAVA.

Mitigación de la licuación

En el caso real que se expone el objetivo de mejora determinante consistió en mitigar el riesgo de licuación mediante columnas de grava. Las columnas de grava aparecen en múltiples referencias como uno de los tratamientos más eficaces para mitigar el riesgo de licuación del suelo (Idriss y Boulanger 2008; Baez y Martin 1993).

La licuación se produce por un aumento brusco de las presiones intersticiales, las cuales, por encima de un determinado valor producen la anulación de las presiones efectivas en las capas de suelo afectadas, y en consecuencia la eliminación de la resistencia al corte. De acuerdo a las metodologías de análisis más utilizadas, como la propuesta por NCEER (1997), la licuación se origina cuando la relación de tensiones cíclicas inducida por el sismo ($CSR = \tau_{ind}/\sigma_0$), supera a la relación de tensiones resistente ($CRR = \tau_R/\sigma_0$). Por lo que la mitigación del riesgo de licuación consiste en obtener un factor de seguridad mínimo de $F_L = CSR / CRR$ mayor que la unidad.

De modo que los efectos de mejora introducidos por las columnas de grava pueden entenderse como una actuación directa sobre las causas principales de la licuación. Así, las columnas de grava evitan la licuación debido a la combinación de los siguientes efectos de mejora:

- Densificación del suelo, que produce un aumento en las tensiones resistente (CRR). La densificación puede valorarse mediante los ábacos mostrados en la Figura 19.
- Refuerzo del suelo, que produce una reducción en las tensiones inducidas por el sismo (CSR). El refuerzo puede valorarse aplicando el factor de reducción de CSR propuesto por Priebe (1998), según el gráfico de la Figura 21, donde el factor de reducción viene expresado como $\alpha = Ps/P$.
- Drenaje, que facilita la disipación de presiones de poro, aumentando CRR y disminuyendo CSR. Este efecto es posible estimarlo mediante el conocido método desarrollado por Seed y Booker (1976).

En particular, el efecto de drenaje se ha podido comprobar mediante la medición de las presiones intersticiales durante la ejecución de las columnas de grava. En la Figura 20 se muestran algunos de los efectos más importantes producidos durante la ejecución de las columnas de grava; en la parte de debajo de la Figura se indica la posición del vibrador en función del tiempo (Fase de perforación de 0 a 500 segundos, y Fase de compactación de la grava de 500 a 1150 segundos).

En la parte de arriba de la Figura 20, por un lado, se muestran que la fuerza y energía vibratoria del equipo de ejecución induce al terreno aceleraciones pico del orden de 0,5 a 0,85g (PGA - barras rojas), las cuales podrían producir la licuación del terreno, y por otra parte, se observa que las presiones intersticiales que se generan (línea azul continua) son rápidamente disipadas, quedando en niveles totalmente despreciables al término de la ejecución de la columna (a los 1150 segundos).

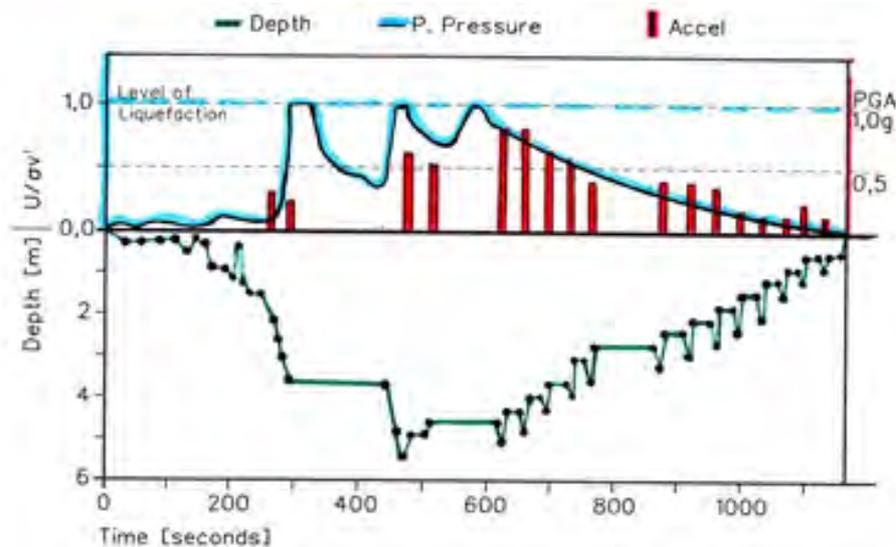


Figura 20: MEDICIONES DURANTE LA INSTALACIÓN DE LAS COLUMNAS DE GRAVA. (Martin y Báez 1992)

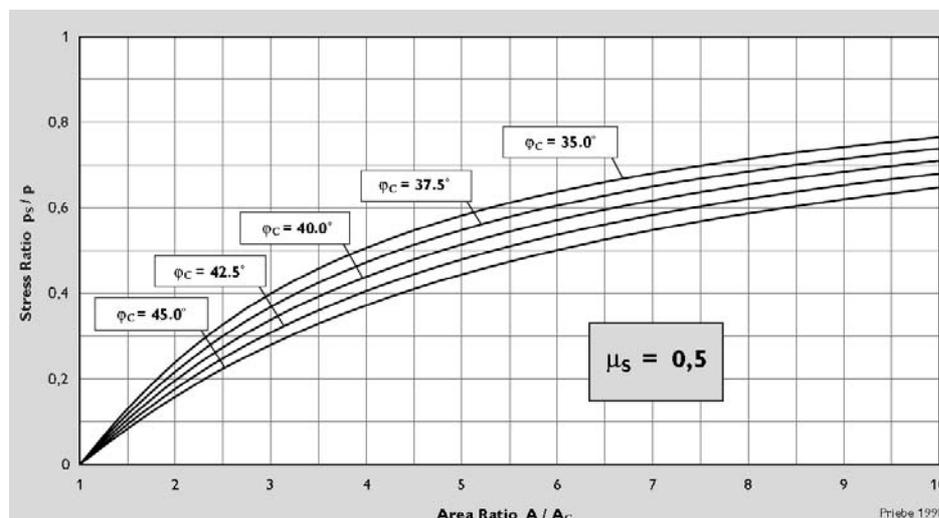


Figura 21: FACTOR DE REDUCCIÓN DE LA CARGA SÍSMICA SEGÚN Priebe (1998)

5.1.2 Descripción de la obra

Debido a la presencia de limos y arenas limosas de baja compacidad y potencialmente licuables, se adoptó un tratamiento de mejora mediante columnas de grava en vía seca para la cimentación de varios aerogeneradores en México, con torres de alturas entre 67 y 78 m, y capacidad para generar 2 MW cada uno. Se realizó una cimentación superficial, empleando una zapata circular de hormigón armado de 24,0 m de diámetro, con canto variable de entre 0,50 y 3,80 m, y una profundidad de desplante de 3,90 m. El nivel freático se detectó entre 2 y 3 m de profundidad. La aceleración pico de diseño fue de 0,60 g.

La solución consistió en la disposición de 1 columna cada 4 m², en un diámetro de tratamiento de 35 m con el objetivo de garantizar una zona de transición entre la zona mejorada y el límite del suelo potencialmente licuable, según las recomendaciones de JGS (1998). Los detalles del cálculo y análisis de este caso real pueden verse en el trabajo realizado por Martínez (2013).

Las columnas de grava se ejecutaron hasta profundidades de entre 10 y 21 m, mediante el uso de equipos alpha mecánico y vibrocats, con el objetivo fundamental de mitigar el riesgo de licuación, gracias a la combinación de efectos de mejora por drenaje, densificación y refuerzo del suelo, comentados en el apartado anterior. Asimismo, la mejora del suelo permitió alcanzar niveles admisibles de capacidad

portante y asientos absolutos y diferenciales. Los trabajos contaron con la ejecución de más de 50000 m de columnas de grava con diámetros de entre 0,70 y 1,10 m. En las Figuras 22 y 23 se muestra un esquema de la solución y una fotografía de la obra durante la fase de ejecución.

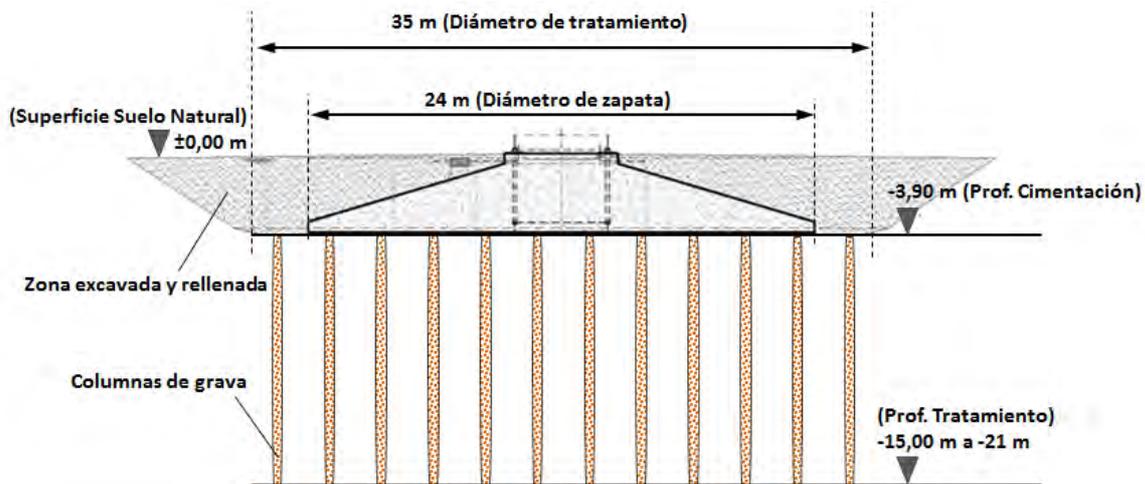


Figura 22: ESQUEMA DE SECCIÓN TIPO DE LA SOLUCIÓN CASO 1.



Figura 23: DESARROLLO DE LOS TRABAJOS DE MEJORA – EQUIPOS VIBROCAT DE FABRICACIÓN DE KELLER.

5.2 Caso 2, aplicación de vibro-compactación

Como continuación de ejemplos de aplicación de técnicas de vibración profunda de suelos, se describe un caso práctico correspondiente a la ejecución de un tratamiento mediante vibro-compactación para la cimentación de varios aerogeneradores en Uelitz, Alemania.

La obra consistió en la cimentación de aerogeneradores con alturas de la torre de 80 a 100 m, y capacidad de entre 2 y $3,5$ MW cada uno. El suelo se trataba de arena fina a media, de compacidad floja y con el nivel freático entre 2 y 5 m de profundidad. La cimentación consistió en una zapata cuadrada de lado $15,5$ m, apoyada a $1,80$ m de profundidad sobre el terreno mejorado. La zapata cuenta con un canto variable de entre $0,50$ y $1,40$ m.

Para garantizar la capacidad portante del suelo de apoyo y unos niveles admisibles de asientos fue necesario adoptar una solución de vibro-compactación que consistió en un punto de compactación cada 8

m², aproximadamente. La superficie de tratamiento se extendió unos 2,85 m por fuera del perímetro de la zapata. La profundidad de tratamiento alcanzó los 8,50 m. Tras la ejecución de la vibro-compactación se registró un descenso del suelo de entre 5 y 15%, lo cual corresponde al nivel de reducción del índice de huecos del suelo tratado.

Mediante el tratamiento realizado pudo evitarse la excavación bajo el nivel freático y posterior relleno compactado de sustitución que era necesario hacer para garantizar la estabilidad general de la cimentación. En la Figura 24 se muestra el esquema de la solución adoptada.

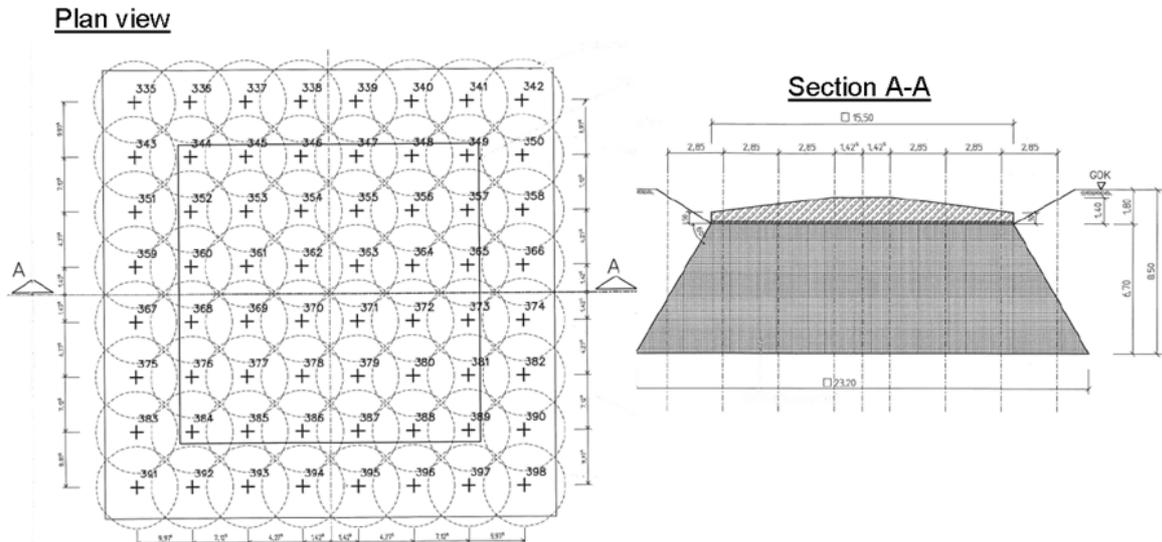


Figura 24: ESQUEMA DE SECCIÓN TIPO Y PLANTA DE LA SOLUCIÓN CASO 2.

5.3 Caso 3, aplicación de mezcla profunda de suelo. Columnas sin refuerzo.

5.3.1 Principios de funcionamiento

El Deep Soil Mixing o mezcla profunda de suelos es una técnica de mejora y refuerzo de suelos blandos y/o flojos, mediante su estabilización a grandes profundidades con un material aglomerante, obteniéndose finalmente una serie de columnas de material mejorado tipo suelo-cemento.

El método consiste en mezclar el suelo in situ de forma mecánica con un aglomerante que facilita una reacción química con el terreno y el agua. El terreno así estabilizado posee mayor resistencia, menor permeabilidad y menor compresibilidad que el terreno original. Los aglomerantes más utilizados son: cemento, cal y bentonita. La incorporación de los aglomerantes al terreno puede llevarse a cabo en forma de lechada (Método húmedo) o mediante aire comprimido (Método seco). Para cada caso es necesaria la utilización de una herramienta especial que permita la ejecución de la mezcla en profundidad. El diámetro de la columna de suelo estabilizado resultante es constante en toda la profundidad de tratamiento y depende de la capacidad de la herramienta y del método que se utilice (húmedo o seco).

La ejecución se realiza mediante una mezcladora giratoria que perfora el terreno a rotación hasta alcanzar la profundidad de diseño, a partir de la cual empieza el proceso de inyección del aglomerante a través de la propia perforadora mientras simultáneamente se extrae el varillaje a velocidad controlada.

En la Figura 25, se muestra el procedimiento de ejecución, el equipo del método en vía húmeda con un tipo de herramienta habitual para la perforación y mezclado, así como algunas columnas excavadas. En la Figura 26 se muestran algunas configuraciones utilizadas para la disposición en planta de las columnas.



Figura 25: EFECTOS DE LAS TÉCNICAS DE INYECCIÓN EN EL SUELO.

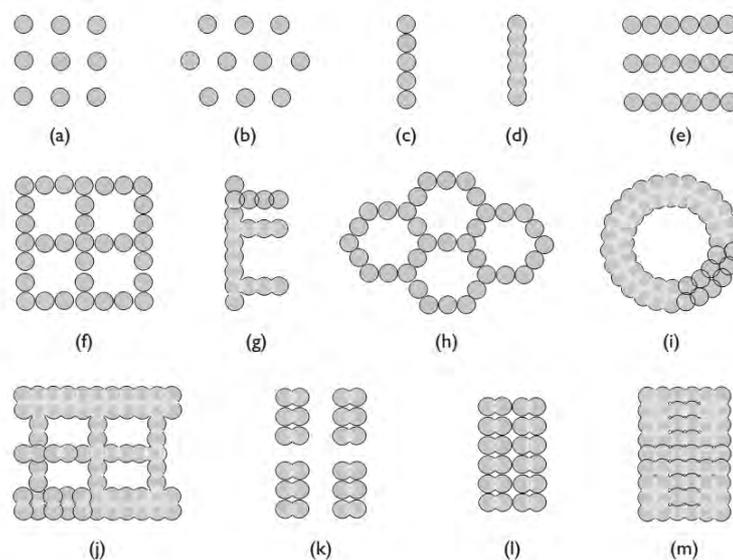


Figura 26: EFECTOS DE LAS TÉCNICAS DE INYECCIÓN EN EL SUELO.

Diseño y aplicaciones

Generalmente, el procedimiento de diseño abarca (i) la adopción de la resistencia a compresión que deberá obtenerse en las columnas de suelo estabilizado, y (ii) la selección de la malla o disposición general de las columnas, con el objetivo de que ambas hipótesis preliminares sean posteriormente comprobadas de acuerdo a los requerimientos de proyecto. Dependiendo de los niveles de carga a los que se vean sometidas las columnas, en ocasiones es necesario disponer de acero de refuerzo en las columnas para que éstas puedan soportar las tensiones de tracción o compresión. Debido a la complejidad que supone la interacción entre la cimentación, el suelo y las columnas de suelo estabilizado, es habitual el empleo de métodos numéricos para los cálculos de comprobación.

La resistencia a compresión de las columnas de suelo estabilizado es un aspecto esencial que debe ser continuamente comprobado durante y después de los tratamientos. Esta característica suele verificarse mediante la extracción continua de testigos para la realización de ensayos de laboratorio. La resistencia a compresión depende, fundamentalmente, de las propiedades físico-químicas del suelo, el agua freática y la lechada utilizada, así como del proceso de mezclado. Por tal motivo, la cantidad de cemento o cal-cemento utilizada para lograr los objetivos de diseño depende en gran medida de la experiencia en la ejecución de estos tratamientos y el estudio previo de mezclas de prueba con distintas dosificaciones.

Entre las aplicaciones y objetivos de mejora más habituales de la mezcla profunda de suelos pueden citarse los siguientes:

- Reducir los asentamientos
- Mejorar la capacidad portante y la resistencia al corte
- Estabilizar y homogeneizar el terreno
- Tratamiento del terreno contaminado
- Crear barreras geo-hidrológicas
- Reducir la carga activa de los muros de contención
- Prevenir o mitigar el riesgo de licuación
- Aumentar la carga pasiva para los muros de pilotes
- Aumentar la estabilidad de taludes
- Reducir el tiempo de consolidación
- En general, permitir la cimentación de todo tipo de estructuras: edificaciones, tanques, terraplenes, obras portuarias y marítimas, etc.

5.3.2 Descripción de la obra

Para facilitar la cimentación de un aerogenerador con altura de torre de 78 m y capacidad de 2 MW, se optó por la aplicación de un tratamiento de mezcla profunda del suelo. El perfil del suelo estaba constituido por arcillas plásticas y muy blandas hasta 4,4 m de profundidad, seguido por arcillas de mayor consistencia hasta 7,5 m de profundidad, y a continuación por un nivel compacto de arenas medias a finas, y arenas arcillosas.

La cimentación consistía en una zapata cuadrada de lado 16,5 m y apoyada directamente en el suelo a 2 m de profundidad. Previamente, mediante un cálculo numérico con el Método de Elementos Finitos, se examinó el comportamiento de la zapata para las cargas de diseño y sin considerar el tratamiento de mejora, observándose una rigidez rotacional inadmisiblemente debido a las deformaciones producidas por el momento máximo de diseño.

Como solución se dispuso un tratamiento en base a 88 columnas, separadas cada 1,25 m, de 0,8 m de diámetro y colocadas en dos filas paralelas cercanas al perímetro de la zapata, de modo que se pudiesen absorber mejor las concentraciones de esfuerzos en los bordes de la zapata. La profundidad de las columnas bajo la zapata fue de 3,5 m, con un empotramiento de 1,0 m en la capa de arcillas de mayor consistencia. Asimismo, se colocó una capa de transferencia de cargas de 0,40 m de espesor, para garantizar un tipo de cimentación superficial y directamente apoyada sobre el suelo mejorado sin ninguna conexión estructural.

A partir de varios ensayos de laboratorio se comprobó que el valor medio de la resistencia a compresión simple en las columnas alcanzó 5 MPa. La comprobación de la solución se realizó mediante el mismo tipo de cálculo, con el Método de Elementos Finitos, incorporando las columnas de suelo estabilizado y verificando que las tensiones de compresión y tracción en dichas columnas no superasen los valores resistentes afectados por un factor de seguridad de 3. De igual modo, en el cálculo de la solución se verificó el cumplimiento de la rigidez rotacional requerida por el proyecto.

En la Figura 27a se muestran los modelos numéricos empleados para situación con y sin mejora, donde se pueden observar la concentración de tensiones de tracción y compresión en las columnas. En la Figura 27b se indica la configuración del tratamiento y las cargas de diseño.

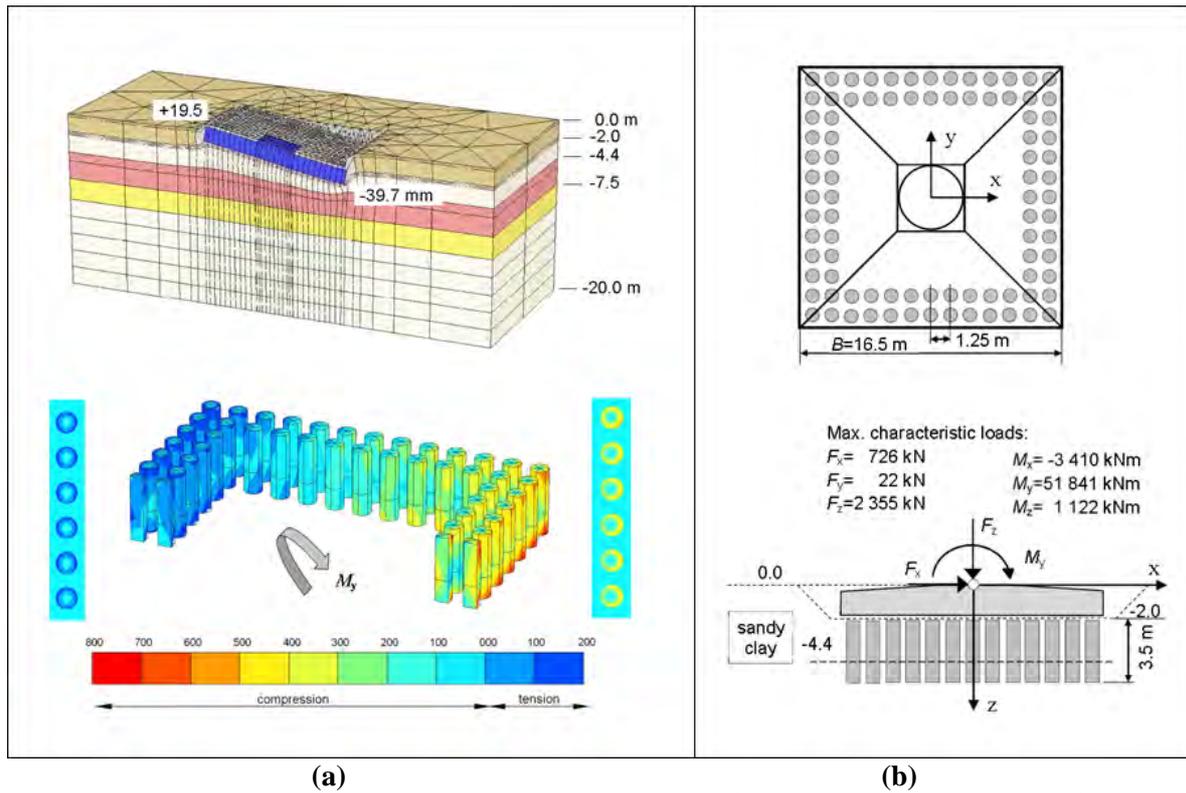


Figura 27: (a) RESULTADOS DE LOS CÁLCULOS NUMÉRICOS, Y (b) DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN PARA EL CASO 3.

5.4 Caso 4, aplicación de mezcla profunda de suelo. Columnas con refuerzo

Como continuación de ejemplos de aplicación de la mezcla profunda de suelos, se describe un caso práctico correspondiente a la ejecución de un tratamiento para la cimentación de varios aerogeneradores con altura de torre de 78 m y capacidad de 2 MW, en Polonia.

El perfil del suelo estaba compuesto por arcillas limosas compresibles hasta 3 a 10m de profundidad, seguidos por una capa de arenas de tamaño medio con densidad relativa de entre 60 y 70%. En algunas zonas, bajo la capa de arcillas compresibles se identificó un nivel de arcillas duras.

La cimentación consistió en una zapata poligonal de 16 lados con diámetro aproximado de 15 m y apoyada a 1,5 m de profundidad. Con el objetivo de garantizar un nivel de asentamientos absolutos y rigidez rotacional admisibles, la solución consistió en la disposición de 40 columnas de suelo estabilizado y reforzadas con acero IPE 200, con diámetro de 1 m, y situadas en dos filas paralelas próximas al borde de la zapata donde se concentra el mayor nivel de tensiones. La longitud de las columnas varió de 6 a 8,7 m.

En este caso la resistencia a compresión simple de diseño fue de 2 MPa. Mediante cálculos numéricos por el Método de Elementos Finitos se estimaron las tensiones de tracción y compresión en las columnas, con el fin de definir el nivel de refuerzo en las columnas sometidas a tracción, así como para comprobar la seguridad de las columnas sometidas a compresión, con un factor de seguridad de 3.

En las Figuras 28 y 29 se muestra la configuración del tratamiento adoptado y las salidas de los cálculos numéricos. En la Figura 30 se muestra una fotografía de la obra.

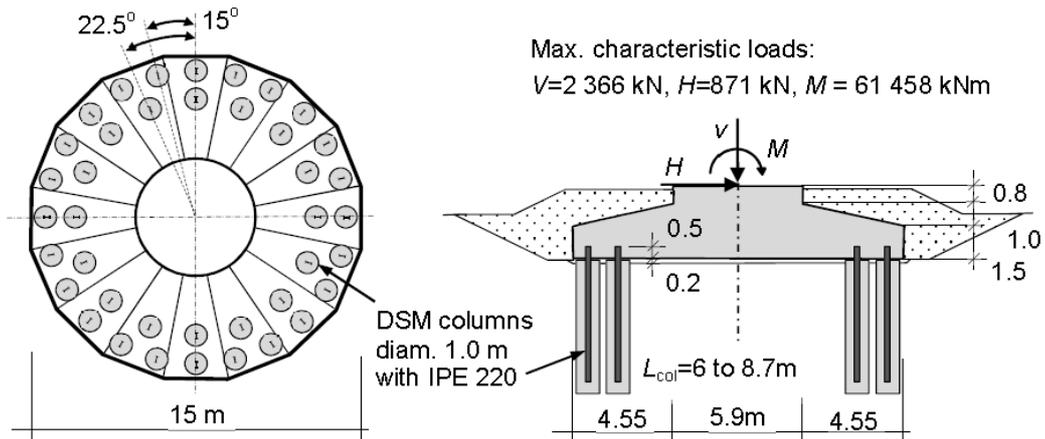


Figura 28: EFECTOS DE LAS TÉCNICAS DE INYECCIÓN EN EL SUELO.

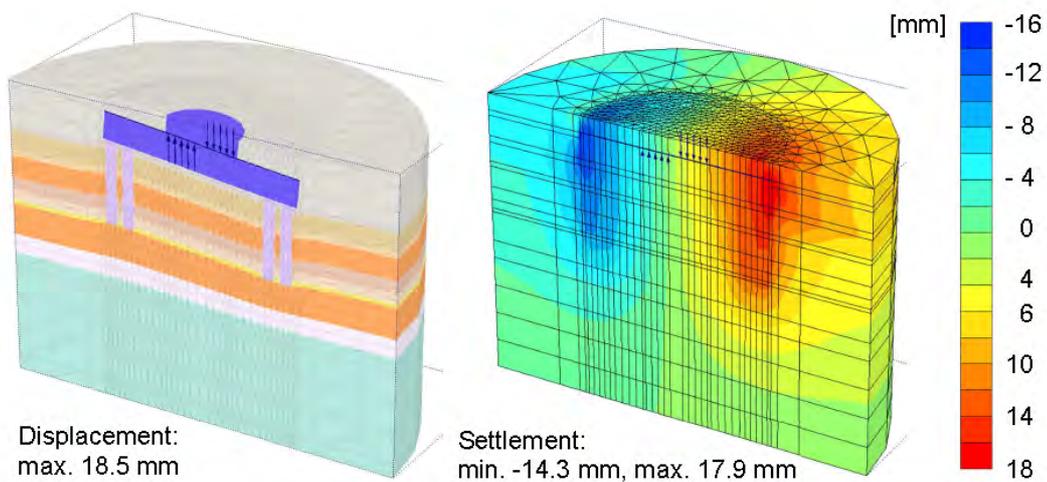


Figura 29: EFECTOS DE LAS TÉCNICAS DE INYECCIÓN EN EL SUELO.



Figura 30: EFECTOS DE LAS TÉCNICAS DE INYECCIÓN EN EL SUELO.

5.5 Caso 5, aplicación de micropilotes

En este caso, la aplicación de micropilotes para la nueva construcción de aerogeneradores ha demostrado una alta viabilidad de acuerdo a las condiciones del terreno, caracterizado una alternancia de suelos de consistencia/compacidad media con rocas blandas y fracturadas. Teniendo en cuenta estas condiciones, otros elementos de cimentación profunda convencional, como pilotes de hincia u hormigonados "in situ", presentaban importantes dificultades para completar su ejecución y alcanzar los requerimientos mínimos de capacidad de carga.

La solución que se adoptó consistió en la cimentación de varios aerogeneradores de 2,5 MW de capacidad, y altura de torre de 80 m, mediante micropilotes dispuestos en dos filas paralelas, en forma de anillos, situados próximo al borde de la cimentación. Se emplearon unos 396 micropilotes en cada aerogenerador, con longitud de 17 m. En la Figura 31 se muestran dos fotografías de la obra.



Figura 31: FOTOGRAFÍAS DE LA OBRA. CASO 4.

6. CONCLUSIONES

A continuación se resaltan las valoraciones más relevantes expuestas.

- El sector de la energía eólica ha demostrado un crecimiento exponencial y sostenido durante los últimos 15 años, situándose como una de las energías renovables de mayor viabilidad ambiental, económica y tecnológica.
- Las capacidades actuales de los aerogeneradores, de entre 2 y 5 MW, suponen la construcción de infraestructuras de gran envergadura tanto en el mar como en tierra, y con alturas similares a la de edificios altos de cualquier ciudad. Este hecho, además, supone unas condiciones especiales para la obra de cimentación y el terreno de apoyo.
- Los tipos de cimentación, por lo general, vienen determinados por las condiciones de carga de viento y de acuerdo a la profundidad del fondo marino, siendo posible el empleo de estructuras flotantes de cimentación, monopostes, cajones y/o cimentaciones sumergidas. En el caso de aerogeneradores en tierra, o con poca profundidad del fondo marino, son habituales las cimentaciones superficiales directamente apoyadas sobre el terreno.
- En los requerimientos de diseño tienen especial importancia las excentricidades y concentraciones de tensiones en los extremos de las cimentaciones, debido a la acción del viento. Por lo que, la rigidez rotacional o rigidez al giro será determinante en los cálculos. Asimismo, en los casos de parques eólicos situados en zonas sísmicas la seguridad frente a la licuación puede ser el criterio determinante para el diseño.
- De acuerdo a las características de los aerogeneradores y los requerimientos para su buen funcionamiento, las diferentes técnicas para el tratamiento del terreno mediante elementos tipo columnas han demostrado una elevada viabilidad, como son las columnas de grava, vibro-compactación, mezcla profunda del suelo, inyecciones de compactación, inclusiones rígidas y micropilotes inyectados.
- Keller Group plc ha impulsado un grupo de trabajo específico para el estudio de técnicas de tratamiento del terreno en la construcción de aerogeneradores, basándose en una experiencia de más de 15 años aplicando varias técnicas innovadoras para tratar el suelo de cimentación de aerogeneradores.
- En cuanto a los casos prácticos que se han presentado, puede concluirse con que actualmente se cuenta con los procedimientos de ejecución y las herramientas de diseño para aplicar de forma satisfactoria las técnicas de tratamientos del terreno en la construcción de aerogeneradores.

7. AGRADECIMIENTOS

Keller Cimentaciones, S.L.U. manifiesta su especial agradecimiento a D. Manuel Pinilla Merino por su valiosa contribución en el estudio y análisis del problema de la cimentación de aerogeneradores dentro del grupo de trabajo especial de Keller, así como por su colaboración en la redacción y recopilación de información del presente trabajo. De igual modo, agradecemos a los compañeros de "Keller Technical Corporate Services" por su colaboración en la recopilación de información.

8. REFERENCIAS

- Báez J. I. y Martin G.R. (1993). "Advances in the design of vibro systems for the improvement of liquefaction resistance". Proc. Symp. on Ground Improvement. Vancouver Geotechnical Society.
- Báez J. (1995). "A design model for the reduction of soil liquefaction by vibro stone columns". PhD Thesis, University of Southern California, USA.
- Carvajal E., Vukotić G., Castro J. y Wehr W. (2013a). "Comparison between theoretical procedures and field test results for the evaluation of installation effects of vibro-stone columns". Proc. International Conference on Installation Effects in Geotechnical Engineering. Rotterdam. GEO-INSTALL.
- Carvajal, E., Vukotić, G., Sagaseta, C., Wehr, W., (2013b). "Column Supported Embankments for Transportation Infrastructures: Influence of Columns Stiffness, Consolidation Effects and Cyclic Loading." Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris.
- Castro J. y Karstunen M. (2010). "Numerical simulations of stone column installation". Canadian Geotechnical Journal 47 (19):1127-1138.
- DNV (2004). Offshore Standard DNV-OS-J101. Design of offshore wind turbine structure. Det Norske Veritas.
- IEC (2005). Wind Turbines – Part 1: Design Requirements (61400-1): International Electrotechnical Commission. Ginebra, Suiza.
- Idriss, I.M. and Boulanger, R.W. (2008). Soil Liquefaction During Earthquakes. Monograph MNO-12. EERI.
- JGS (1998). Remedial measures against soil liquefaction, From investigation and design to implementation, A.A. Balkema. Japanese Geotechnical Society (JGS).
- Keller Holding GmbH, (2013), "Design manual and cases of successful application of vibro techniques, vibro-compaction and vibro-replacement/stone columns". Keller Holding GmbH. Germany.
- Keller Holding GmbH, (2014), "Wind Turbines – Recommended design schema for foundations on improved soil". Keller Holding GmbH. Germany.
- Kirsch F. (2006). "Vibro stone column installation and its effect on ground improvement". In Proceedings of Numerical Modelling of Construction Processes in Geotechnical Engineering for Urban Environment, Bochum, Germany, 23-24 March 2006. Taylor and Francis, London: 115-124.
- Martinez, D. (2013). Mitigación del riesgo de licuación mediante mejora del terreno con técnicas de vibración profunda. *Tesis Máster en Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), Madrid.
- Moseley y Kirsch (2004). Ground Improvement, 2nd Ed. Spon Press.
- Pinilla, M. (2011). Manual para el análisis y diseño de cimentaciones de aerogeneradores. Grupo de Trabajo – Keller Cimentaciones, S.L.U, Madrid.
- NCEER (1997). Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance.
- Priebe, H. (1995). Design of vibro replacement. Ground Engineering 28(10): 31-31.
- Priebe, H.J. (1998). Vibro Replacement to prevent earthquake induced liquefaction. Proceedings of the Geotechnique-Colloquium at Darmstadt, Germany.
- Seed, H.B. and Booker, J.R. (1976). Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drain systems. Berkeley, California: Report No. EERC 76-10. University of California.
- Vukotić, G. (2006). Deep Soil Mixing. Estabilización profunda con columnas de cal-cemento en vía seca. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS, 6ta Sesión: Técnicas de Mejora del Terreno.
- Wienbroer H., Zachert, H. y Triantafyllidis T. (2011). Cyclic loading on shallow foundations – experimental investigations on the accumulation of deformations. Proceed. 8th International Conference on Structural Dynamics – EUROLYN 2011. Leuven, Belgium.

TRATAMIENTOS DEL TERRENO EN EL APROVECHAMIENTO DE USO INDUSTRIAL DEL SUELO. CASOS PRÁCTICOS.

TERESA PÉREZ RODRÍGUEZ.
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Menard España.

JUAN CARLOS MONTEJANO SANZ
Geólogo
Menard España.

1- Introducción.

En las últimas décadas las grandes ciudades y zonas portuarias, han experimentado importantes transformaciones debido a la globalización mundial y progresiva apertura de mercados, produciéndose una fuerte estructuración de los sectores logísticos, industriales y energéticos de cada país o región.

Las importantes inversiones llevadas a cabo por las diferentes instituciones, han permitido crear nuevos espacios para poder desarrollar adecuadamente dicha actividad, con importantes mejoras de los transportes y creación de nuevas áreas logísticas para captar la implantación de las diferentes compañías.

Esta creciente demanda de suelo industrial, unido al elevado precio del suelo urbano, sobre todo en las grandes metrópolis, provoca que se generen o se reaprovechen nuevos espacios para instalar redes logísticas e industriales, abaratando el precio del suelo y facilitando así la implantación de las empresas.

Estas áreas a veces se sitúan en zonas ganadas al mar, o junto a grandes ríos, o en los alrededores de las grandes ciudades, donde existen grandes extensiones de antiguas escombreras.

En la siguiente figura se muestra la tendencia de desarrollo de las áreas industriales en España.

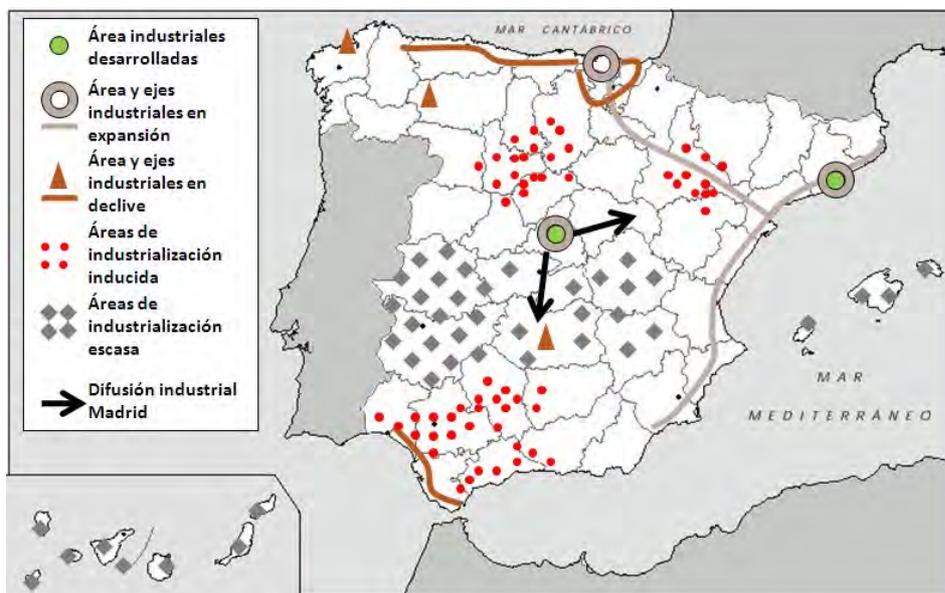


Figura 1: Tendencia de áreas y ejes de desarrollo industrial en España.

Es en este entorno, donde los tratamientos del terreno contribuyen a la hora de aprovechar mejor estos espacios, debido a que es necesario adecuar grandes extensiones de terreno a las diferentes necesidades de uso de cada industria o nave logística que se implante.

2- Elección de la técnica de mejora del terreno.

Como se ha comentado anteriormente, en numerosas situaciones, estas zonas de generación de suelo industrial se sitúan en terrenos con pésimas características geotécnicas por tratarse de terrenos con escasa capacidad portante y elevada deformabilidad. Esto obliga a llevar a cabo importantes desembolsos en las partidas de adecuación y cimentación debido a las fuertes cargas de uso que presentan muchas de estas instalaciones industriales y logísticas.

Desde hace años, los tratamientos del terreno para mejorar las propiedades geotécnicas han constituido una alternativa más económica, más rápida, más flexible, y menos agresiva desde el punto de vista ambiental que las soluciones tradicionales de sustitución o cimentación profunda. Todo ello ha permitido que en los últimos años cada vez se lleven a cabo un mayor número de soluciones con estas técnicas de mejora del terreno.

No obstante, una buena parte de estas técnicas no tienen el suficiente conocimiento por parte de administraciones, empresas, proyectistas o asistencias técnicas a obra, por lo que a veces no aparecen incluidas en los proyectos o se aplican de forma inadecuada, incompleta o limitada, como alternativa de solución a problemas específicos de naturaleza geotécnica.

El concepto de mejora del terreno, consiste en llevar a cabo un tratamiento del terreno existente ya sea aumentando su compacidad o su resistencia a partir de la densificación del propio terreno, o bien, mediante la introducción en el terreno de otros elementos, como: grava, mortero, hormigón, cal, etc., de tal forma que se produce un aumento de la capacidad portante y una disminución de la deformabilidad del mismo.

Existe un gran abanico de técnicas, que se aplican en función de la problemática geotécnica del suelo y de los requisitos técnicos que demande la instalación a implantar. En la tabla nº1, se incluye una clasificación y agrupamiento de las diferentes técnicas de mejora del terreno, según la 17th International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, 2009, donde se incluye una completa clasificación de las diferentes técnicas de mejora.

Categoría	Método	Principio
A. Mejora del terreno sin aditivos en suelos no cohesivos o materiales de relleno	A1. Compactación dinámica	Densificación de suelos granulares mediante impactos en el terreno con cargas pesadas.
	A2. Vibrocompactación	Densificación de suelos granulares utilizando una sonda vibratoria que se inserta en el terreno.
	A3. Compactación explosiva	Se generan ondas de choque y vibraciones mediante explosiones para permitir que los suelos granulares se asienten por licuefacción o compactación.
	A4. Compactación por impulso eléctrico	Densificación de suelos granulares mediante ondas de choque y energía generada por impulsos eléctricos de ultra alta tensión.
	A5. Compactación superficial (incluyendo compactación de impacto rápido)	Compactación de rellenos o de terrenos superficiales o de poca profundidad utilizando diferentes tipos de máquinas compactadoras.
B. Mejora del terreno sin aditivos en suelos cohesivos (ver Tabla 4)	B1. Sustitución o Desplazamiento (reducción de cargas utilizando materiales poco pesados)	Extraer el terreno de mala calidad mediante excavación y reemplazarlo por tierra mejorada o rocas. Se utilizarán materiales de relleno ligeros para reducir la presión de carga en el terreno.
	B2. Precarga con relleno (mediante drenes verticales)	Se aplica el relleno y se retira para preconsolidar el suelo compresible para que la compresibilidad se reduzca cuando se apliquen las cargas.
	B3. Precarga utilizando el método vacuum (mediante la combinación de relleno y método vacuum)	Aplicación de una presión de vacío de hasta 90 kPa para preconsolidar el suelo compresible para que dicha compresibilidad se reduzca cuando las cargas sean aplicadas.
	B4. Consolidación dinámica con drenaje mejorado (con la utilización de método vacuum)	Es similar a la compactación dinámica, exceptuando los drenes verticales u horizontales (o combinados con vacuum), utilizados para disipar el exceso de presión de los poros en el terreno durante la compactación.
	B5. Consolidación por electro-ósmosis o electro-cinética	CD hace que el agua o líquido que hay en el suelo fluya de los ánodos a los cátodos que hay en el terreno.

	B6. Estabilización térmica mediante calentamiento o enfriamiento	Cambio de las propiedades físicas o mecánicas del suelo de forma permanente o temporal mediante el calentamiento o enfriamiento del terreno.
	B7. Compactación por chorro de agua	El suelo colapsable (loess) se compacta mediante una combinación de humedecimiento y explosiones profundas en las perforaciones.
C. Mejora del terreno con aditivos e inclusiones	C1. Vibro sustitución o columnas de grava	La perforación realizada en terreno blando de grano fino y que se rellenan con grava compactada o tierra para formar columnas.
	C2. Sustitución dinámica	Las inclusiones son impulsadas al terreno mediante un impacto dinámico de alta potencia para formar columnas. Recubrimiento puede ser de arena, grava, piedras o escombros
	C3. Pilares de arenas compactadas	La arena se introduce en el terreno por medio de una tubería y se compacta, bien por vibración o por impacto dinámico o por excitación estática, para formar columnas.
	C4. Columnas de arena ensacadas por geotextil	La arena se introduce en un agujero revestido por geotextil cerrado por la parte inferior para formar una columna.
	C5. Inclusiones rígidas (o cimentación compuesta, ver Tabla 5)	Utilización de pilares, cuerpos rígidos o semi-rígidos o columnas que pueden prefabricarse o fabricarse in-situ para fortalecer los suelos blandos.
	C6. Columna con refuerzo geosintético o pilar para soportar un terraplén	Utilización de pilares, columnas/inclusiones rígidas o semi-rígidas y geomallas para aumentar la estabilidad y reducir los terraplenes
	C7. Métodos microbianos	Utilización de métodos microbianos para modificar el terreno y así incrementar la resistencia o reducir la permeabilidad.
	C8. Otros métodos	Métodos no convencionales, como la formación de pilares de arena mediante voladuras o el uso de bambú, madera y otros productos naturales.
D. Mejora del terreno mediante la utilización de lechada con diferentes aditivos	D1. Lechada de partículas	Lechada de arena granulada en terrenos o rocas con cavidades o fisuras por medio de la inyección de cemento u otro tipo de lechada de partículas, bien para incrementar la resistencia del terreno o para reducir la permeabilidad del terreno.
	D2. Lechada de químico	La mezcla de dos o más elementos químicos reaccionan en los poros del suelo para formar un gel o precipitado sólido que bien incrementa la resistencia del terreno o reduce la permeabilidad del terreno
	D3. Métodos Mixing (Premixing o Deep Mixing)	Trata el suelo débil mezclándolo con cemento, limo u otros aglutinadores mediante una maquina mezcladora, in-situ o antes de su colocación.
	D4. Jet Grouting	Chorro a alta velocidad en profundidad que erosiona el suelo e inyecta una lechada para formar columnas o paneles.
	D5. Lechada de compactación	Muy rígida, es una lechada tipo mortero que es inyectada en ciertas zonas del terreno y se convierte en una masa homogénea para densificar suelos blandos o sobre asentamientos de terreno elevado.
	D6. Lechada de compensación	Se inyectan en el terreno partículas en suspensión de viscosidad media o alta, entre una subsuperficie de excavación y una estructura para reducir el asentamiento de la estructura originado por excavaciones en curso.
E. Refuerzo del terreno	E1. Estabilización geosintética o mecánica de suelos (MSE)	Utilización de la resistencia de tensión de varios materiales de acero o geosintéticos para reforzar la resistencia del suelo y la estabilidad de las carreteras, cimientos, terraplenes, pendientes, o para sostener muros.
	E2. Anclajes o estacas	Utilización de la resistencia de tensión mediante clavos incrustados o anclajes para reforzar la estabilidad de las pendientes o para sostener muros.
	E3. Métodos biológicos utilizando la vegetación	Utilización de las raíces de la vegetación para estabilizar las pendientes.

Tabla n°1. Clasificación de técnicas de mejora del terreno adoptadas por TC17 (Chu et al y otros, 2009)

Con relación a proyectos de recuperación de terrenos, en el congreso *ISSMGE - TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI Brussels 31 May & 1 June 2012*, (extraído del Manual de rellenos hidráulicos, CUR y CIRIA) se presenta una clasificación de técnicas de mejora del terreno basada en el método de mejora según: consolidación, compactación, sustitución y técnica de adición de algún ligante (Tabla n°2).

Método	Técnicas	Tipos de terreno	Profundidad aplicación	Profundidad tratamiento	Adaptado para		Mejoras				
					Subsuelo	Relleno	Asentamiento	Resistencia / Estabilidad	Licuefacción	Capacidad de drenaje	
Consolidación	Precarga con o sin drenes verticales	Arcilla, turba, limo pecio y suelos compresibles como arenas carbonizadas	Drenes a profundidad sobrecarga en superficie (arena) o en profundidad (presión atmosférica)	De 30 a 60m	•	•	•	•		•	PVD
Compactación por vibración	Compactador roller	Material granular	En superficie	De 0.5 a 1.0m		•	•	•	•		
	Compactador poligonal de rodillo	Material granular y cohesivo	En superficie	De 1.5 a 3.0m		•	•	•	•		
	Vibroflotación	Material granular (< 15% de finos)	En profundidad	> 30m	•	•	•	•	•	•	
	Sondas vibratorias	Material granular	En profundidad	10 – 15m	•	•	•	•	•		•
Compactación por impacto	Compactación dinámica (CD)	Material granular	Desde la superficie	De 8 a 12m	•	•	•	•	•		
	RIC	Material granular	Desde la superficie	De 6 a 7m	•	•	•	•	•		
	Compactación por impacto de alta energía	Material granular	Desde la superficie	De 2 a 4m		•	•	•	•		
Sustitución del terreno	Columnas de grava	Suelos cohesivos, blandos, grava, arena, limo, arcilla	En profundidad desde superficie En profundidad desde el lecho marino	0 a 30m 20 – 30m	• •	 •	• •	• •	 •	 •	• •
	Pilotes de arena compactados	Grava, arena, limo, arcilla	En profundidad	20 – 30m	•	•	•	•	•		•
	Columnas de arena ensacadas con geotextil	Arcilla, turba	En profundidad	Normalmente 10 – 15m	•	•	•	•			•
	Sustitución Dinámica (SD)	Grava, arena, limo, arcilla	En profundidad	Hasta 6 – 7m	•	•	•	•	•		•
	Eliminación y sustitución del terreno	Todos los terrenos blandos	En superficie	n/a	•	•	•	•	•		•

Soil mixing (aditivos de cemento o cal)	Soil mixing superficial	Arena, arcilla blanda, limo y suelo orgánico	En profundidad y superficie	≤ 12m (SSM)	•	•	•	•	•	•
	Soil mixing profundo	Arena, arcilla blanda, limo y suelo orgánico	En profundidad y superficie	3 – 50m (DSM)	•	•	•	•	•	•

Tabla n°2. Revisión de las técnicas de mejora del terreno relacionadas con los proyectos de recuperación de terrenos (Van't Hoff y Nooy van der Kolff, 2012).

La elección entre los diversos métodos de mejora del terreno debe ser un proceso multidisciplinar en el cual intervengan: naturaleza del terreno, necesidades de capacidad portante del terreno y criterios de funcionalidad. Por ello es imprescindible una relación estrecha entre los especialistas del terreno y los ingenieros encargados del diseño.

Por otro lado, existen otra serie de condicionantes que pueden inclinar la balanza hacia el empleo de un método u otro, tales como tiempos necesario de espera, sismicidad y riesgo de licuefacción, extensión de la zona a tratar, efecto de las vibraciones sobre instalaciones existentes, etc.

A modo orientativo, en la siguiente tabla se resumen los principales elementos que intervienen en la elección del método de mejora.

TIPO DE TERRENO	Tamaño de las partículas	Granulometría y plasticidad	Presencia de nivel freático	M. orgánica, expansividad colapso, otros.
AFECCION AL MEDIO	Vibraciones	Ruido	Residuos.	Presencia de suelos contaminados.
OBJETIVOS A ALCANZAR	Aumento de la capacidad portante	Disminución de la deformabilidad	Reducción de los asentos por consolidación	Riesgo geotécnicos (licuefacción y otros)

Tabla n°3. Parámetros a considerar en la elección del método de tratamiento del terreno.

En la siguiente figura se muestra un resumen con las actuaciones realizadas por Menard en los últimos 3-4 años relacionada con el sector industrial y energético. La tipología de actuación se puede encuadrar en cuatro tipologías:

- ✓ Tratamientos del terreno en entornos logísticos para naves industriales. ●▲
- ✓ Tratamientos del terreno en instalaciones para uso terciario (subestaciones eléctricas, depuradoras, centros de transportes, etc.) ▲ ●
- ✓ Tratamientos bajo tanques de almacenamiento de energía. ●▲
- ✓ Tratamientos para adecuación de instalaciones de energías renovables. ●▲

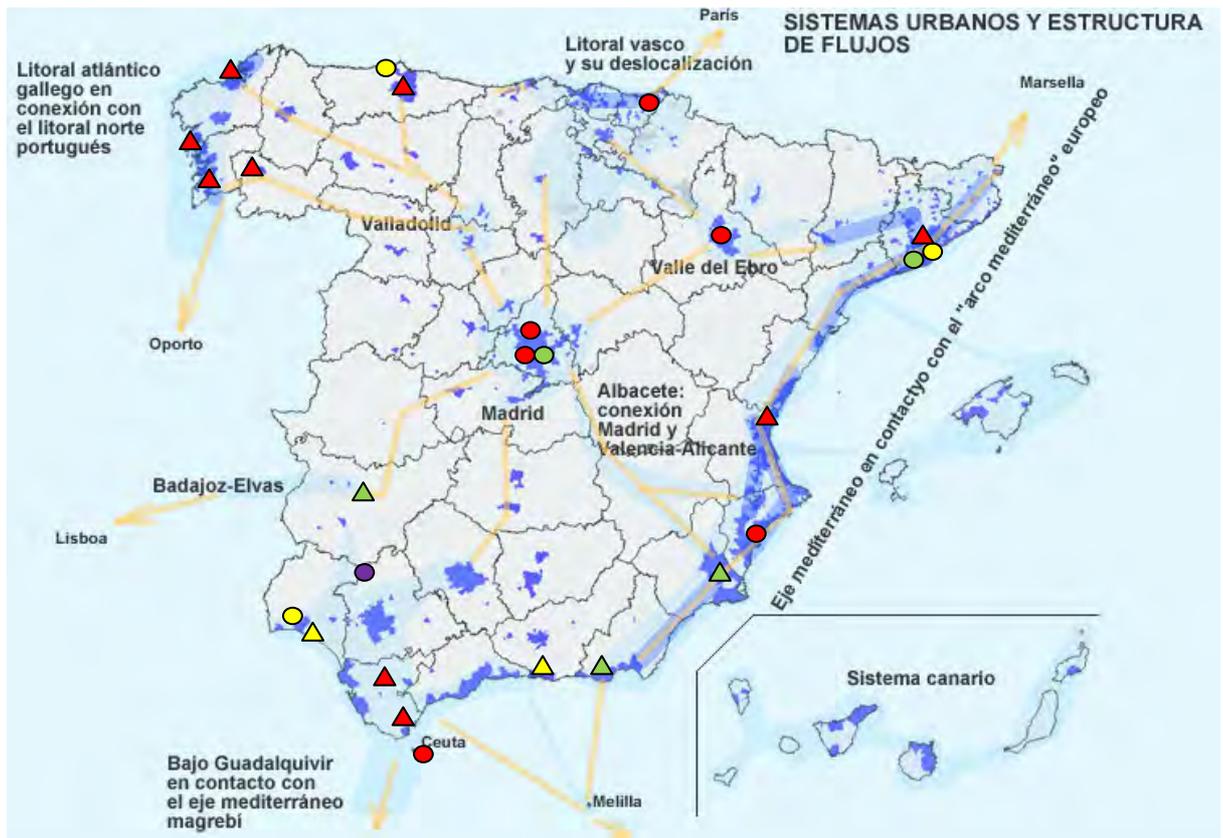


Figura 2: Actuaciones de Menard España por medio de tratamientos del terreno en instalaciones industriales en los últimos años.

Dichas actuaciones se han diferenciado en función de la técnica empleada. Así, todas ellas se agrupan en dos grandes tipologías, que podrían considerarse como las que resuelven en gran medida muchas de las problemáticas asociadas a estas instalaciones:

- ✓ Actuaciones mediante técnicas de compactación dinámica para la recuperación de vertederos y escombreras para desarrollos relacionados con grandes plataformas logísticas y mejoras bajo tanques de almacenamiento de combustibles sobre rellenos ganados al mar o sobre suelos naturales flojos.
- ✓ Inclusiones en el terreno (sustitución dinámica, columnas de grava y columnas de módulo controlado). Utilizado fundamentalmente en instalaciones industriales y naves logísticas y/o almacenamiento situadas sobre formaciones geológicas donde se acumulan suelos flojos naturales.

A continuación se van a describir algunos casos prácticos de estas actuaciones donde se describe de una manera somera la problemática y la técnica de mejora aplicada.

3- Caso práctico N°1: ÁREA LOGÍSTICA P.L.A.Z.A EN ZARAGOZA.

Antecedentes.

La ciudad de Zaragoza, constituye un punto de enlace y articulación entre Madrid-País Vasco-Valencia-Barcelona, donde están implantadas empresas muy especializadas en servicios vinculados con ese papel de intermediación (transporte, logística, almacenaje, distribución, etc.). Así, su posición es clave para desarrollar actividades industriales, ya que su radio de influencia entre las localidades españolas y el sur de Francia, hace que en una distancia inferior a 500km tenga una aglomeración de más de 20 millones de personas.

Con una extensión de 12.826.Ha, la Plataforma Logística de Zaragoza (PLAZA) es el recinto logístico de mayores dimensiones del continente europeo. Su gestión, ejecución y promoción fueron encomendadas a PLAZA SA, sociedad en la que participa mayoritariamente el Gobierno de Aragón y tienen presencia el Ayuntamiento de Zaragoza y las dos principales entidades de ahorro de la Comunidad Autónoma, Ibercaja y Caja Inmaculada.

Su extensión, su ubicación en la diagonal del suroeste europeo y su capacidad de servicio intermodal, han hecho que PLAZA sea el emplazamiento elegido por empresas líderes en sus respectivos sectores.

Aunque la logística representa el 80% del espacio dedicado a las áreas de actividad, también tiene integrado un centro de negocios, parque empresarial y centro comercial.

- A- Zonas verdes de dominio y uso público 2.192.987,00 m²
- B- Zonas de equipamiento para usos de interés 840.834,00 m²
- C- Zona para Áreas de Actividad 5.015.518,00 m²
 - C1- Área Comercial 442.402,00 m²
 - C2- Parque Empresarial 181.333,00 m²
 - C-3 Área Logística Intermodal Aeroportuaria 131.803,00 m²
 - C-4 Área Logística Industrial 3.233.828,00 m²
 - C-5 Área Logística Intermodal Ferroviaria 665.753,00 m²
 - C-7 Centro Integrado de Negocios 88.235,00 m²
 - C-8 Área de Servicios 101.891,00 m²
 - C-9 Aparcamiento vigilado 170.273,00 m²
- D- Red Viaria y aparcamientos 1.736.072,00 m²
- E- Suelos de reserva 1.736.072,00 m²
 - Reserva ferroviaria 106.772,00 m²
 - Reserva para futuros crecimientos 563.630,00 m²
- F- Infraestructuras 342.002,00 m²
- G- Sistemas Generales Ferroviarios 2.029.083,00 m²

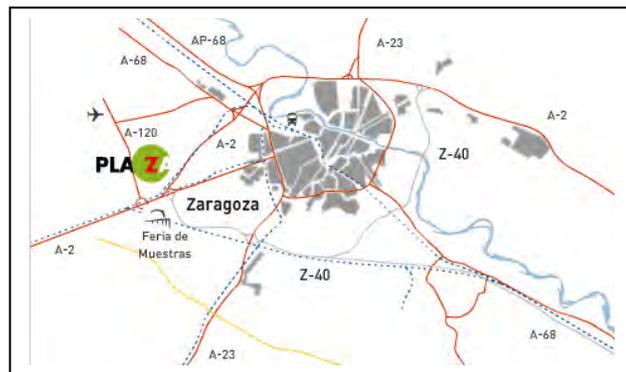


Figura 3. Esquema de ubicación y características generales POLIGONO PLAZA.

Durante los años 2004 a 2006, se desarrollaron las obras de explanación y urbanización del área logística, dejando una zona de unas 17Ha para el acopio de todos los sobrantes de tierras de las obras de urbanización. Así, dicha gran extensión se reservó para un uso no industrial o logístico, planteándose en ella la realización de un gran aparcamiento de vehículos pesados.

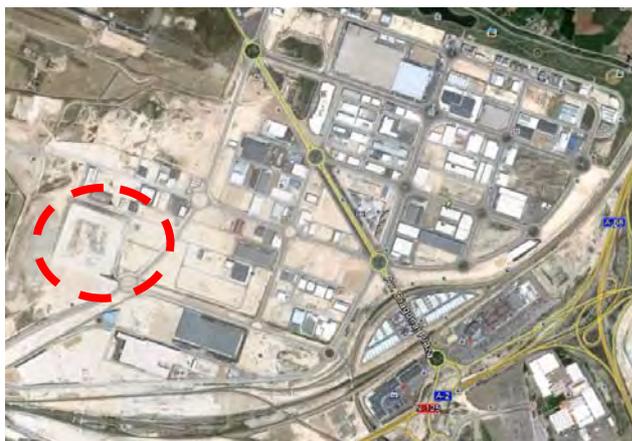


Figura 4. Fotografías aéreas parcela de actuación.

Posteriormente, una vez comenzada la venta de parcelas, en el año 2007, debido al éxito de la misma, se planteó la posibilidad de llevar a cabo un cambio en el uso de dicha zona, dejando preparada dicha área para la venta de solares para la instalación de naves industriales.

Dicho uso requería unas mínimas condiciones de adecuación de los rellenos vertidos con el fin de convertirlos en terreno apto para cimentaciones superficiales de las futuras naves industriales a las que se destinaria.

La adecuación de dichos rellenos exigía por tanto acondicionarlos para un futuro comportamiento correcto deformacional de las futuras cimentaciones individuales de las edificaciones industriales a instalar:

- Capacidad portante mínima en cualquier punto del terreno tratado de 2,0 Kg/cm²,
- Garantía de asentos máximos absolutos en cimentaciones individuales con dicha capacidad portante de 2,50 cm
y
- Homogeneización de los rellenos para garantizar distorsiones máximas angulares acordes a la futura tipología de edificación en dicha área.

Características del terreno.

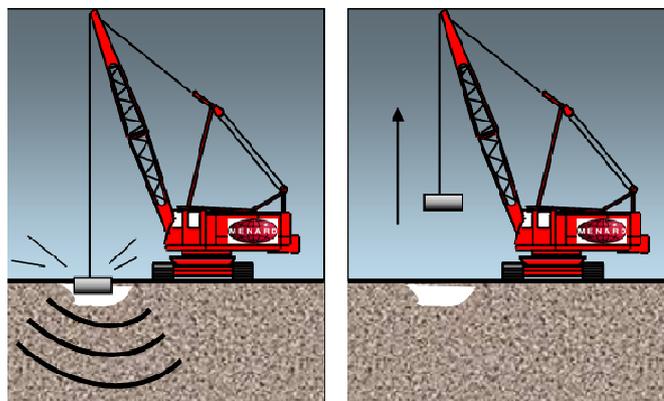
Durante los años 2007 y 2008, se desarrolló la adecuación y mejora de dicha zona mediante un tratamiento del terreno con compactación dinámica tradicional con el objetivo de densificar los 10m superiores de los rellenos permitiendo así la cimentación superficial de las futuras edificaciones industriales según la profundidad de afección de los bulbos de tensión de las mismas.

Esta técnica fue inventada y desarrollada por Louis Menard en 1969.

El procedimiento puede emplearse tanto en suelos granulares como cohesivos, requiriéndose para su uso en suelos poco permeables saturados de agua el empleo de varias fases de compactación con un intervalo de tiempo entre ellas que permita la disipación de las presiones intersticiales que se originan.

La densificación de los suelos se consigue mediante la ejecución de impactos llevados a cabo con pesos de 8 a 30 toneladas que se dejan caer desde 15 a 40 metros.

Los impactos de cada fase se disponen según una malla que se va densificando hasta alcanzar las características del suelo deseadas.



Las principales características de la compactación dinámica de un terreno son la malla de impactos, la energía de compactación, el número de fases y la demora entre fases sucesivas. Dichas características vienen determinadas por las propiedades del terreno a tratar, tales como el espesor, la naturaleza y la permeabilidad.

El impacto del peso que cae conlleva las ventajas siguientes:

- Inmediata densificación de los suelos más granulares.
- Disipación de las presiones intersticiales debida a la formación de una verdadera red de drenaje, favorecida por el grado de licuefacción del terreno y por el hecho de que la permeabilidad del terreno crece con el aumento de dicho grado de licuefacción.
- A la vez que se produce la disipación de las presiones intersticiales se va produciendo un incremento progresivo de la resistencia al corte del terreno.

En las siguientes fotos aéreas, se muestra la extensión y potencia de los rellenos acumulados en la zona de actuación.



Figura 5. Fotografías aéreas parcela de actuación.

Como se muestra en las fotografías, el vertedero está constituido por los materiales excavados de la propia obra de urbanización, tratándose así de rellenos con presencia de abundantes elementos groseros, fundamentalmente bloques de yesos envueltos por una matriz de arenas y limos de naturaleza yesífera y/o margosa.



Figura 6. Aspecto material de los rellenos.

Procedimiento de ejecución.

En las siguientes fotografías se incluyen varias vistas áreas de la zona durante la ejecución.



Figura 7. Malla de tratamiento.

Con el fin de cuantificar la mejora conseguida tras la compactación de los rellenos, se llevó a cabo una campaña de ensayos de penetración dinámica tipo Borros así como sondeos hasta 15 m de profundidad con ensayos SPT y presiométricos en su seno cada 2,0 m.

Se muestran a continuación dos gráficos comparativos de los resultados obtenidos en las campañas de ensayos DPSH así como de ensayos presiométricos tanto antes como después del tratamiento.

En dichos gráficos se observa como el tratamiento mejoró los parámetros de los rellenos hasta un horizonte más profundo que los 10,0 m objetivos del mismo.

Así, se observa un incremento en el golpeo N20 así como en el valor el Modulo Presiométrico Em en dicho espesor, identificando claramente la “panza” de densificación clásica de un tratamiento de este tipo.

En todo momento se superaron los objetivos en términos de valores N20 como de pl y Em.

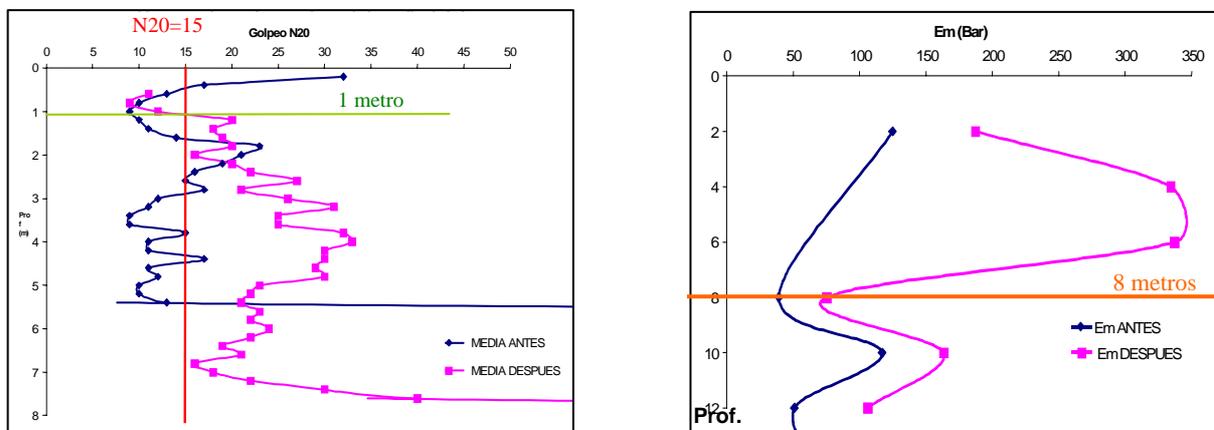


Figura 8. Graficas resultados ensayos de control tipo DPSH y presiométricos con medias de valores medios obtenidos antes y después del tratamiento.

Así, en términos del módulo presiométrico, E_m (Kg/cm^2), se partió de valores armónicos comprendidos entre 50 y 80 Kg/cm^2 hasta 8 m, obteniendo tras el tratamiento valores finales armónicos comprendidos entre 170 y 220 Kg/cm^2 . La presión límite sufrió un incremento similar a la deformabilidad del terreno.

Asimismo, se pudo comprobar la garantía de capacidad portante de 2,0 Kg/cm^2 en cualquier punto de la superficie tratada.

4- Caso práctico N°2: SECTOR APD21 en la ciudad de Alicante.

Antecedentes.

La actuación se enmarca dentro del proyecto de urbanización del Plan de Reforma Interior del sector APD21, situado en las inmediaciones del Puerto de Alicante. Con una superficie de 338.000 m^2 situado junto a Mercalicante extendiéndose hasta la avenida del Puerto y el camino viejo de Elche, siendo una de las pocas zonas de suelo disponible no ocupado en la ciudad de Alicante.

Las obras de acondicionamiento, se llevaron a cabo entre los años 2010 y 2012, y consistieron en la construcción de viales e instalaciones así como de edificaciones abiertas con una altura máxima de cuatro plantas e inmuebles para servicios.

La problemática geotécnica de dicha zona está directamente relacionada con los rellenos vertidos históricamente por la ciudad a lo largo de las márgenes del Barranco de las Ovejas, con presencia de rellenos antrópicos sueltos hasta profundidades de 14,0-16,0 y riesgo de colapso de los mismos.

Se muestran a continuación algunas fotografías aéreas donde se observa el proceso de explotación con excavación y posterior relleno de la zona.

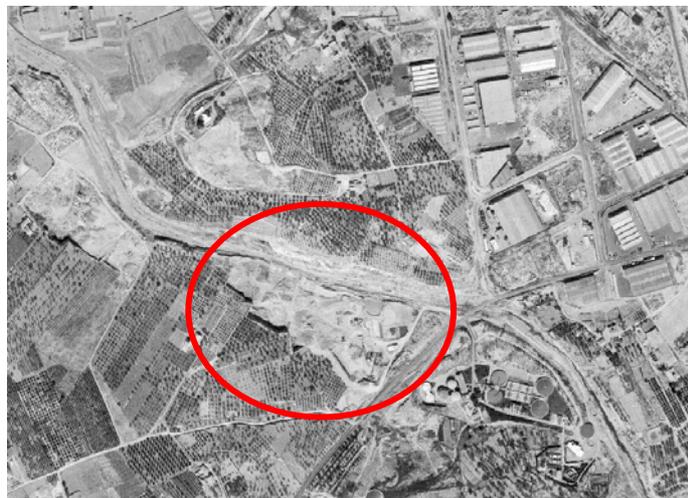




Figura 9. Histórico de la explotación y posterior relleno de la zona afectada.

Este hecho llevó a estudiar desde el inicio, soluciones de tratamiento del terreno que solventasen posibles problemas de asientos futuros, tanto diferidos por efecto de las cargas transmitidas por los viales, instalaciones y redes a construir, como por el efecto de posibles subidas de la lámina de agua por inundaciones en la zona que provocasen el colapso de los rellenos flojos.

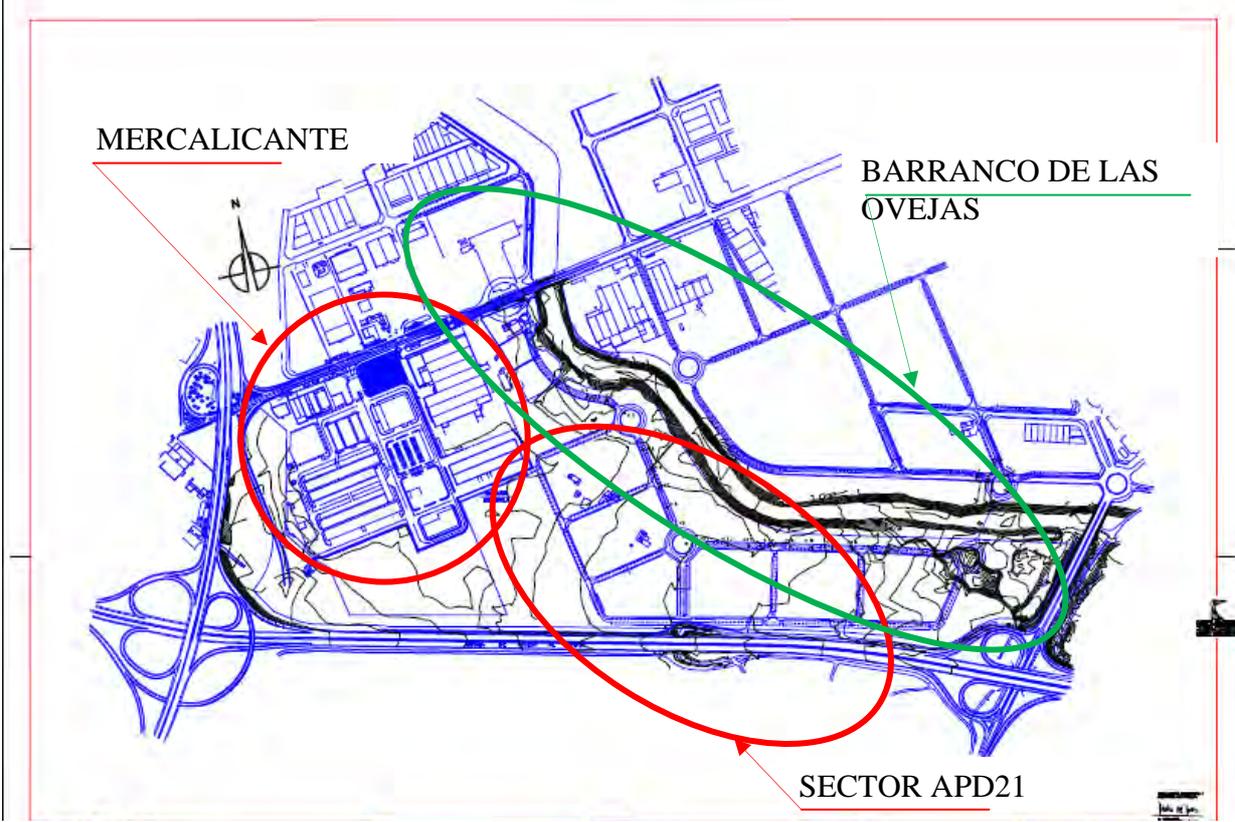


Figura 10. Ubicación del sector APD21.

Características del terreno

El espesor de dichos rellenos así como su compactación presentaban gran heterogeneidad, con numerosas zonas de rellenos muy flojos. No se detectó Nivel freático en ninguno de los ensayos ejecutados.

Así, con el fin de identificar las zonas que requerían un tratamiento de los terrenos de cimentación, se zonificaron los viales según los espesores de rellenos blandos, zonificación que se refleja en la siguiente figura (Figura 5) y que fue la base del tratamiento que a continuación se describe.

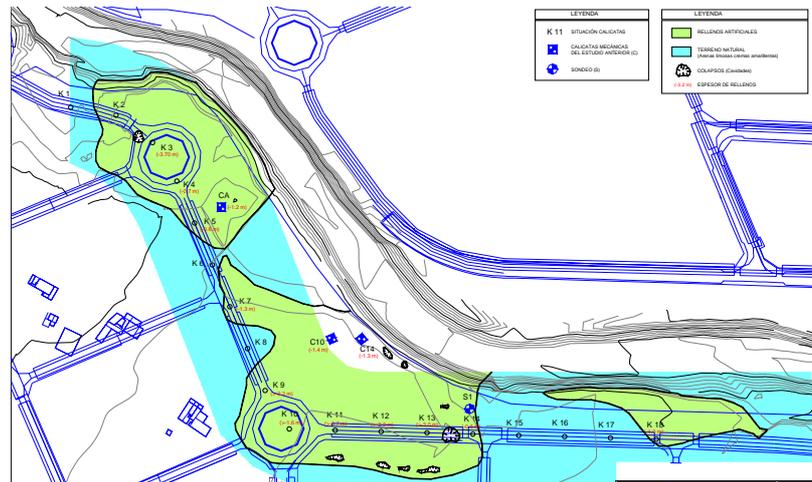


Figura 11. Identificación de los rellenos antrópicos asociados al Arroyo de las Ovejas.

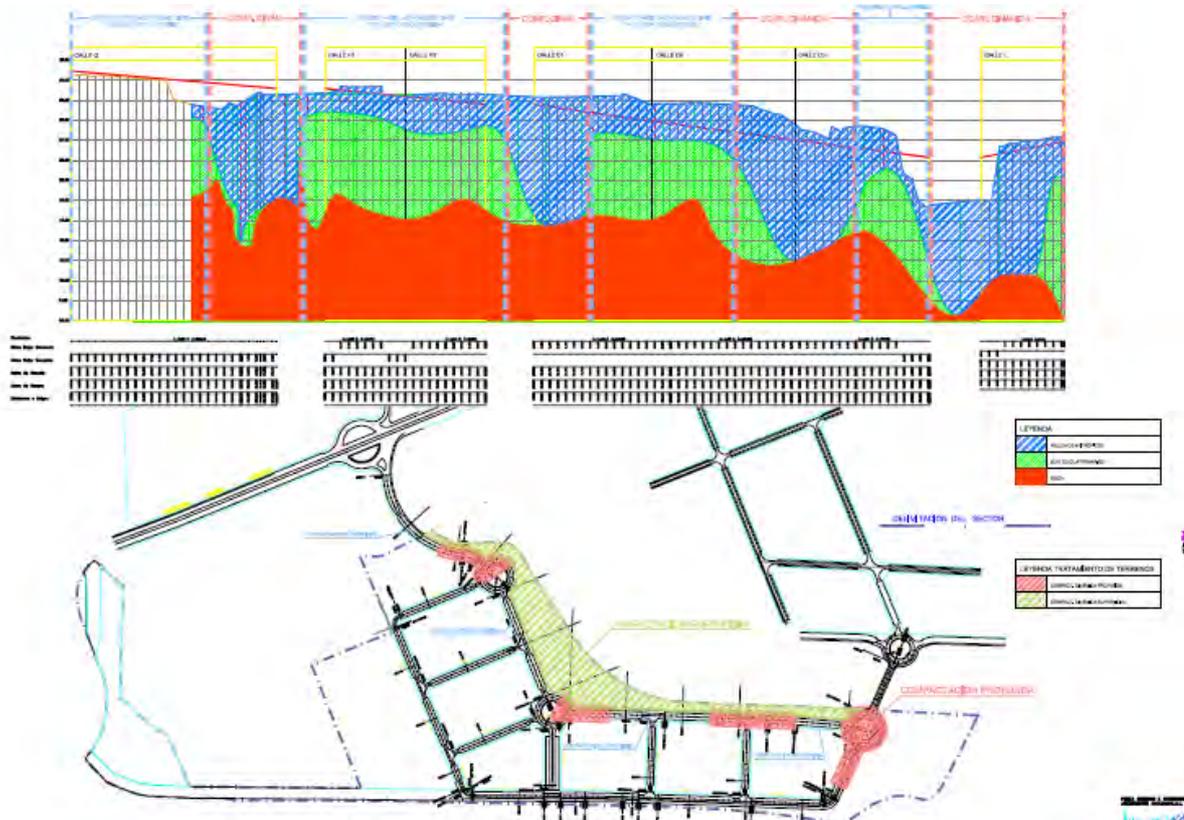


Figura 12. Sectorización según espesor rellenos antrópicos flojos.

La heterogeneidad tanto en el espesor como en la compacidad y naturaleza de los rellenos, así como el carácter predominantemente granular, condujo a la elección de la Compactación Dinámica como el tratamiento más adecuado para el acondicionamiento de los terrenos de cimentación tanto de viales como de zonas de jardines.

Objetivos del tratamiento.

Los objetivos que prefijaba el proyecto para el tratamiento eran los siguientes:

- Obtener una **deformabilidad** de los rellenos tras el tratamiento, basada en los golpes obtenidos de N30, que permitiera garantizar un asiento absoluto en los rellenos en fase de explotación inferior a 1,50-2,0 cm.
- Garantiza una **influencia despreciable en la integridad de los viales en el caso de alteración de la lámina inundación que pueda reducir significativamente la compacidad de éstos a gran profundidad.**
- Así, el objetivo en términos de golpeo mínimo medio a obtener de N30 (SPT) se prefijaron en N30 =15 en los primeros 8 m y N30 = 10 hasta 10-12 m.

Procedimiento de ejecución.

Con el fin de poder llevar a cabo correctamente el análisis de la efectividad del tratamiento, se ejecutó una campaña de ensayos complementarios previos al arranque de los trabajos. Dicha campaña complementaria tuvo como objetivo la zonificación más detallada de las zonas a tratar así como la obtención de datos de deformabilidad y golpeo en los rellenos como datos de partida para el análisis del tratamiento.

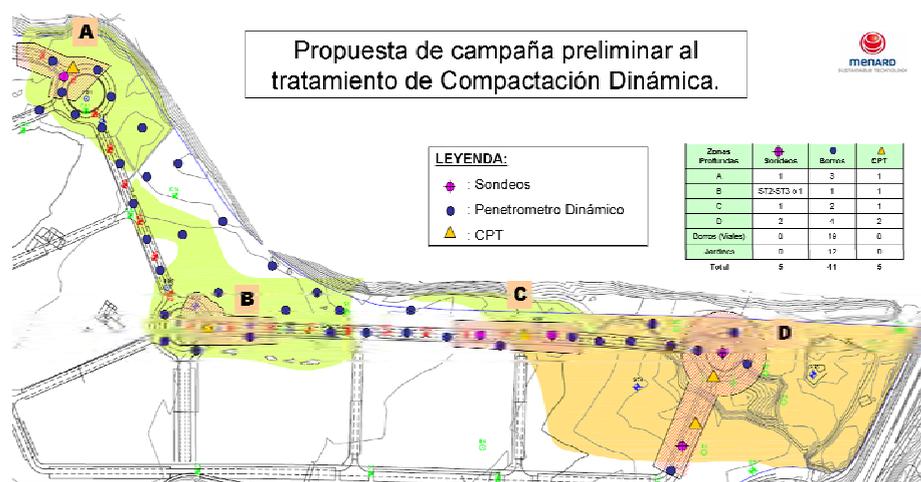


Figura 13. Campaña complementaria ensayos previos propuesta por Menard.

Tras las primeras pruebas antes del arranque de la obra, se llevó a cabo la siguiente sectorización del tratamiento concluyendo el tratamiento a aplicar en cada una:

a) **Zona de compactación profunda**

- Espesores de rellenos blandos de 5 a 12 m.
- **Malla fase única de apertura 5 m.** Densidad 1 huella/25,0 m²
- Energía unitaria: 485 txm.
- De 12 a 26 golpes por huella según la zona con aporte de material granular de la plataforma (2-3 cazos) y 2-3 golpes de cierre final de menor energía.
- La energía específica media dada con dicha metodología sería de **330 txm/m²**.

b) Zona de compactación superficial, con espesores de relleno inferiores a 5m, se llevó a cabo:

- Espesores de rellenos blandos inferior a 5 m.
- **Malla fase única de apertura 4 m.** Densidad por tanto de 1 huella/16,0 m²
- Energía unitaria: 225 txm.
- De 14 a 19 golpes por huella según la zona a tratar con aporte de material granular.
- La energía específica media dada con dicha metodología sería de **183 txm/m²**.



Figura 14. Malla aplicada y huellas obtenidas.

En el siguiente cuadro se resumen las energías de golpeo efectuadas, y su comparativa con las estimadas en proyecto. Se observa cómo, con el fin de alcanzar los objetivos del tratamiento pre-fijados en proyecto, se tuvo que aplicar un rango de energías bastante mayor que el prefijado en éste:

Zona	TIPO DE COMPACTACIÓN	Energía unitaria de proyecto (txm)	Energía unitaria MENARD (txm)	INCREMENTO PORCENTUAL ENERGÍA UNITARIA RESPECTO PROYECTO %	Energía específica media de proyecto (txm/m2)	Energía específica media MENARD (txm/m2)	INCREMENTO PORCENTUAL ENERGÍA ESPECÍFICA RESPECTO PROYECTO %
Calle Ñ	PROFUNDA	300	468	+56%	70	300	+328%
Calle Ñ	SUPERFICIAL	RIC = 35-40	234	+485%	-	205	-
Calles H1 y H2	PROFUNDA	300	468	+56%	70	300	+328%
Calle N	PROFUNDA(4x4)	300	468	+56%	70	526	+651%
Calle N	SUPERFICIAL	RIC = 35-40	234	+485%	-	219	-
Calle G2	PROFUNDA	300	468	+56%	70	373	+433%
Calle G2	SUPERFICIAL	RIC = 35-40	234	+485%	-	173	-
Calle D1	<i>Profunda fase 1</i>	300	392	+30%	70	294	+320%
Calle D1	<i>Profunda fase 2</i>	0	468	-	-	353	-
Calle D1	PROFUNDA TOTAL	300	468	+56%	70	647	+824%
Calle R	SUPERFICIAL fase1	RIC = 35-40	234	+485%	-	236	-
Calle R	PROFUNDA fase 2	300	468	+56%	70	338	+382%
Calle R	PROFUNDA Fase 3	300	468	+56%	70	344	+391%
Calle L	PROFUNDA	300	468	+56%	70	269	+284%
Calles D3-K	<i>Profunda fase 1</i>	300	468	+56%	70	278	+297%
Calles D3-K	<i>Profunda fase 2</i>	0	468	-	-	345	-
Calles D3-K	PROFUNDA TOTAL	300	468	+56%	70	623	+790%

Figura 13. Energía unitaria y específica aplicada.

La actuación efectuada se puede resumir según los siguientes parámetros:

- La **energía específica** finalmente utilizada estuvo comprendida entre 173 tonxm/m² y 647 tonxm/m².
- Las desviaciones detectadas en la cuantía de energía aplicar no significaron desviación alguna ni en coste ni en plazos.
- Los **resultados** obtenidos en los ensayos de control alcanzaron claramente, en toda la zona tratada, los objetivos de golpeo definidos: media de N30 (SPT) de 15 en los primeros 8 m y media de 10 hasta 10-12 m.

En la siguiente figura se observa un gráfico comparativo de los golpes N20 antes y después del tratamiento según valor medios aritméticos horizontales por franjas de 20 cm. El gráfico refleja los resultados obtenidos en una de las calles denominada D1.

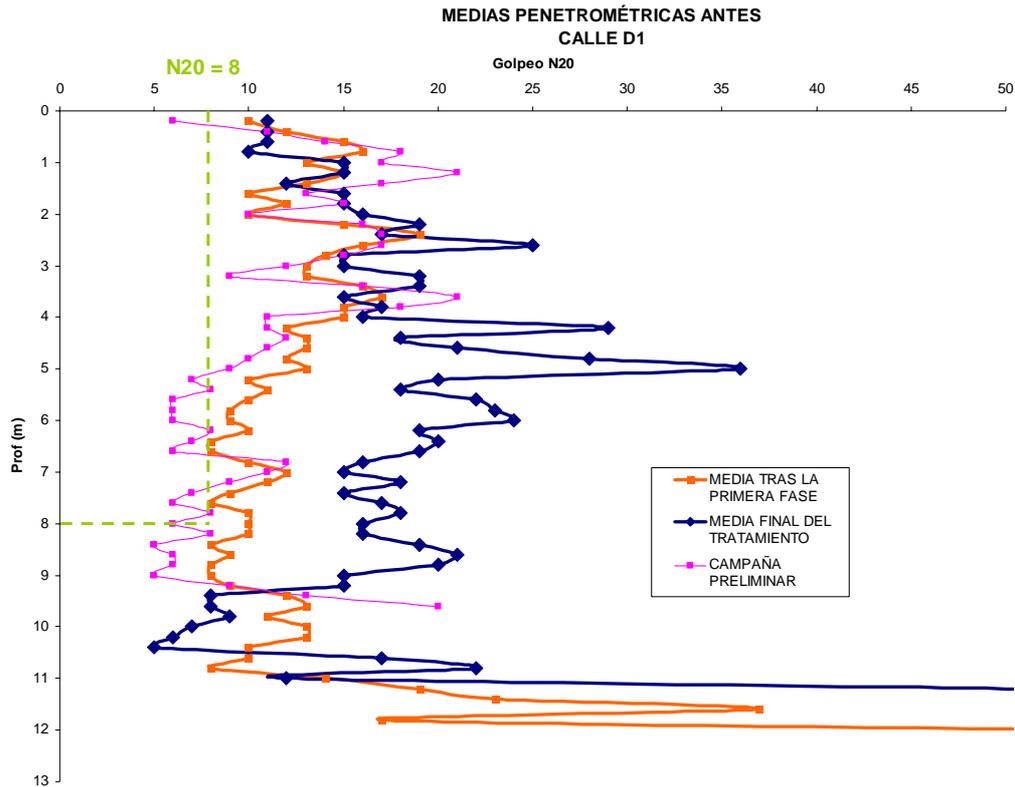


Figura 15. Comparativa medias penetrométricas antes/después fase 1/tras fase 2 en la calle D1.

5- Caso práctico N°3: PLANTA REGASIFICACIÓN DE PALOS DE LA FRONTERA (HUELVA).

Antecedentes.

El siguiente caso consiste en un tratamiento de compactación dinámica llevado a cabo para homogenizar el comportamiento del terreno y minimizar el riesgo de licuefacción en el caso de sismo de un nivel arenoso flojo detectado a una profundidad de unos 5 a 6m.

Entre los años 2002 y 2010, se ejecutó el tratamiento de cuatro tanques de GNL en la terminal de EAGAS en Palos de la Frontera, Huelva, denominados: FB-121(tanque III), FB-131 (tanque IV), FB-141 (tanque V) y FB-151 (tanque VI).





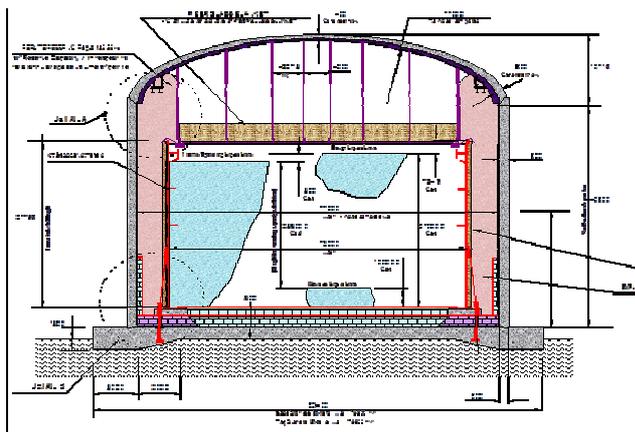
Figura 16. Ubicación zonas de tratamiento

Se trata de tanques de 80 m de diámetro y alturas de 35m, con una capacidad de 150.000 m³ cada uno, que requieren de unas fuertes restricciones en cuanto a asientos diferenciales tal y como, se muestra en las tabla 2 y 3.

Tabla 2 Cargas aplicados al terreno.

CARGA ADMIS	ANILLO	LOSA
Q max (Serv.)	350 Kpa	220 Kpa
Q max(PHidr)	350 Kpa	300 Kpa

Tabla 3. Limitación de asientos diferenciales



Tipo de asiento	Limite de asiento diferencial
Inclinación del tanque	1:500
Asiento en el fondo del tanque a lo largo de una línea radial desde el perímetro hasta el centro del tanque	1:300
Asientos alrededor del perímetro del tanque	1:500 pero sin exceder el limite de asiento máximo, calculado para inclinación del tanque

Figura 17. Cargas y restricciones de asientos tanques LNG

Características del terreno

En la campaña geotécnica se detectó un primer nivel de arenas finas del manto eólico (nivel 2) suprayacentes a las arenas de las barras marinas (ver figura nº 17), con compacidades crecientes con la profundidad, aunque en el nivel 3a, se reconocían horizontes con bajada de la resistencia

- **Nivel 1:** Rellenos localizados y firmes.
- **Nivel 2:** arenas finas y arenas limosas, silíceas de color beige (manto eólico).
- **Nivel 3a:** arenas gruesas y medias anaranjadas densas algo limosas con conchas. Su espesor medio está en torno a 8-10 m. Compacidad no homogénea.
- **Nivel 3c:** Lentejón local en la base del 3a o intercalado con el nivel 3d. Arenas finas limosas, ocreas densas sin conchas.
- **Nivel 3d y 3d':** Arenas medias a gruesas, gravas y limos de color naranja. Mayor compacidad que los niveles suprayacentes.
- **Nivel 4:** Se trata de arenas limosas de colores grises. Aparecen a partir de 20-25m y es el nivel inferior reconocido.

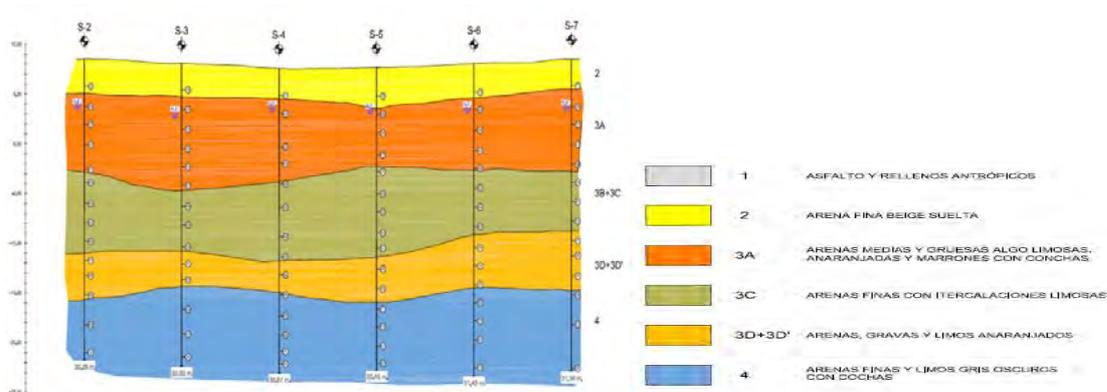


Figura 18. Cargas y restricciones de asientos tanques LNG

Según el análisis de dicha información geotécnica se estableció la siguiente problemática en los niveles 2 y 3^a (primeros 8 metros):

- **Presencia de horizontes con menor compacidad en los Niveles 2 y 3a** con comportamiento por tanto heterogéneo del terreno de cimentación antes las cargas de explotación. Se considera necesario un **tratamiento para homogenizar dicho comportamiento deformacional**.
- **Riesgo de asientos diferenciales no admisibles**, necesidad de reducción de la deformabilidad del terreno en al menos la mitad (bajo tanque) y dos tercios (bajo anillo de cimentación).
- Análisis del **riesgo por licuefacción**. Según el criterio de análisis de licuefacción de Seed&Idriss 1971, se detectó algún nivel con riesgo de licuefacción en el horizonte 3a, coincidente con la capa donde los CPT mostraron un nivel de menor resistencia.

En la siguiente figura se muestra la caracterización del terreno así como, con el terreno virgen sin tratar, los valores de las distorsiones angulares en sentido radial superiores a las admitidas en este tipo de instalación:

Perfil tipo 1			Perfil tipo 2		
Nivel	Profundidad (m)	E (MPa)	Nivel	Profundidad (m)	E (MPa)
2	0 - 5	14	2	0 - 5	14
3a	5 - 13 m	30	3a	5 - 7	36,5
			3a (flojo)	7 - 11	23,5
			3a	11 - 13	36,5
3b+3c	13 - 22 m	41	3b+3c	13 - 22	41
3d	22 - 26	65	3d	22 - 26	65
4	26 - 80	100	4	26 - 80	100

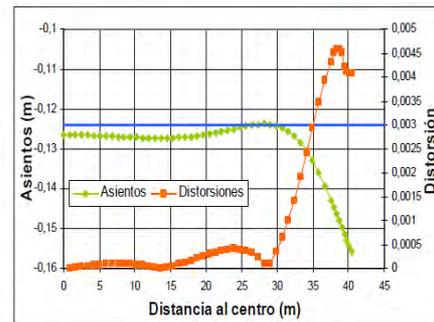


Figura 19. Caracterización del terreno y distorsiones angulares previsible en el terreno virgen

Objetivos del tratamiento.

Según esta problemática, se establecieron los siguientes objetivos para el tratamiento:

- Capacidad portante $q_{adm} > 3,5 \text{ Kg/cm}^2$ En términos de presión límite de los presiometros de control se estableció según:
 - presión límite: $P_{le} > 1,5 \text{ Mpa}$ bajo la zapata anular perimetral en los primeros 10,0 m
 - presión límite: $P_{le} > 1,0 \text{ Mpa}$ bajo la losa interior en los primeros 10,0 m.
- Asientos y deformabilidad: Media de E_y (Módulo de deformación de Young) $> 45 \text{ Mpa}$ en los primeros 10m.
- Eliminación riesgo potencial de licuefacción (resistencia en punta $q_c > 10,0 \text{ Mpa}$) en todo el espesor de 8 m.

Procedimiento de ejecución.

Según las pruebas “in situ” llevadas a cabo en las diferentes ubicaciones, se estableció el diseño del tratamiento. En la Figura 19 se incluyen los resúmenes con los golpes y energías llevadas a cabo para obtener los requisitos marcados así como el plano de la malla de tratamiento seleccionada y los ensayos de control ejecutados:

TANQUES	MALLA(m)	Nº GOLPES	Nº FASES	Eu (Txm)	Asiento (cm)
121/131	7x7	14-19	2	320-400	35 a 50
141/151	7x7	12-19	2	400-500	35 a 50

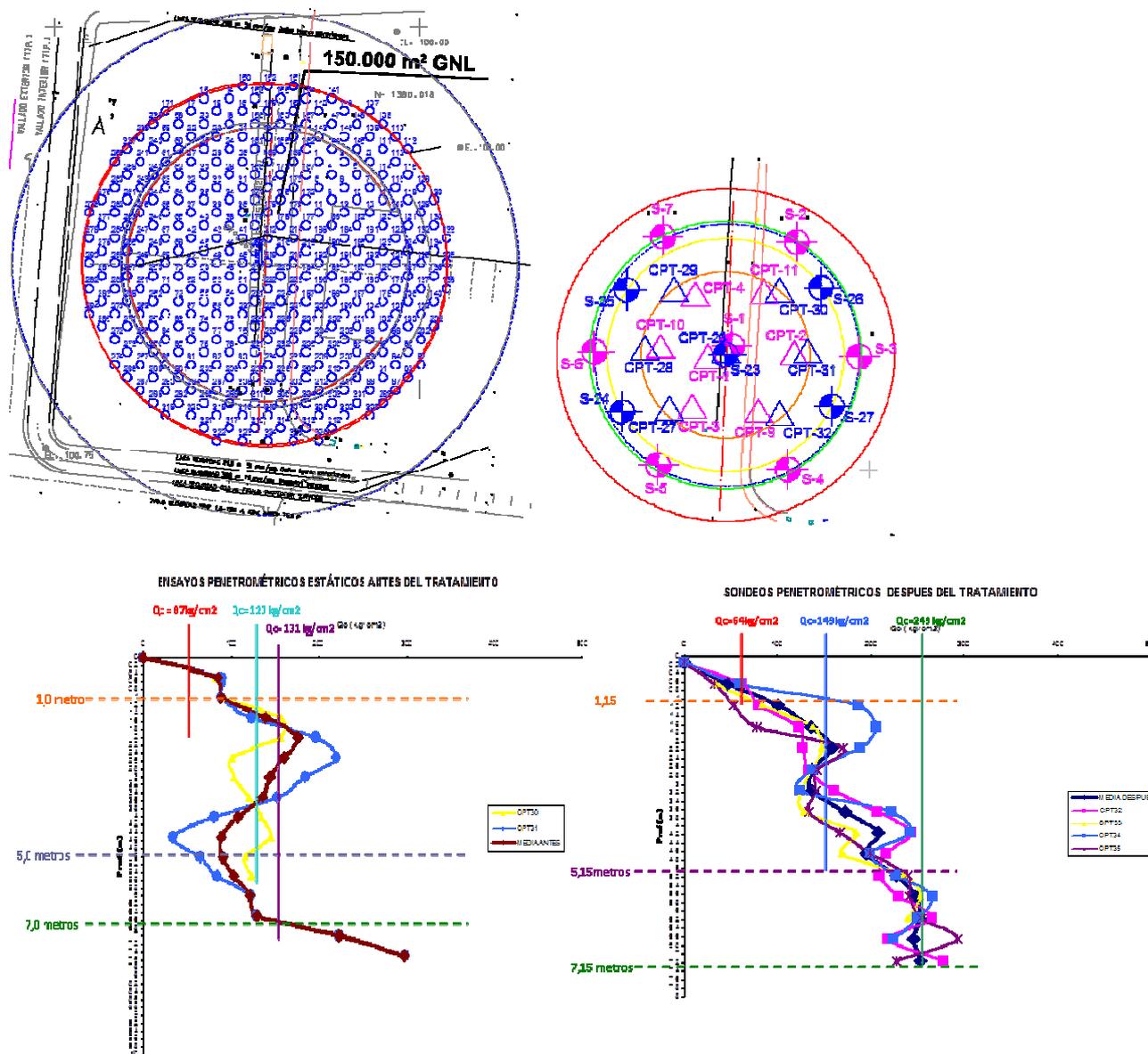


Figura 20. Tablas de energías aplicadas, malla de tratamiento y ensayos de control

Se puede observar, en las gráficas de una de las zonas tratadas, la afección del tratamiento en un espesor mínimo de 7-8 m con un incremento de los parámetros del terreno en términos de q_c por encima de los objetivos prefijados.

6- Caso práctico N°4: Actuación en polígono industrial del Guadalhorce (Málaga).

Antecedentes.

En la margen izquierda del río Guadalhorce, se sitúa el polígono industrial del Guadalhorce, con una extensión de más de 2,5 millones de metros cuadrados, constituyendo el mayor polígono industrial de Andalucía.

En la siguiente ficha se muestran los datos del polígono.

Dirección y localización en el término municipal	Ctra. N-340 km. 240, junto al río Guadalhorce
Superficie total	2.552.000 m ²
Superficie ocupada	100%
Estado de desarrollo	Completo
Fecha de inicio de la actividad	1980
Planeamiento general	Plan General de Ordenación Urbana
Planeamiento de desarrollo	PERI II Guadalhorce
Nº Parcelas libres	0
Nº Naves libres	0
Tipología de naves	Adosadas y aisladas
Parcela máxima/mínima (superficie)	Máx. 10.000 m ² / mín. 250 m ²
Superficie máxima/mínima de naves	Máx. 8.000 m ² / mín. 200 m ²
Promoción (pública, privada, mixta)	Pública
Sector/es de empresas implantadas, calificación del uso	Industrial, comercial, distribución
Incentivos a la inversión	No existen
Contacto	
	EUCC Polígono Guadalhorce
	Cl. Castela, 8, 1º, oficina 11 -29004 Málaga
	Teléfono: 952 960 627
	Correo electrónico: info@poligonogudalhorce.org
	Página Web: www.poligonogudalhorce.org

En la última década, esta zona ha ido paulatinamente incrementando su ocupación estando actualmente prácticamente sin suelo disponible, si bien, por parte de Gerencia de Urbanismo de la ciudad de Málaga, dentro de sus planes de desarrollo se está buscando la posibilidad de desarrollar nuevas áreas de actividad en los márgenes de dicho río.





Figura 21. Imágenes Polígono del Guadalhorce, Malaga

Características del terreno

El polígono se asienta sobre los depósitos aluviales muy flojos del río Guadalhorce. Estos aluviales se caracterizan por tener un espesor de estos suelos flojos que pueden alcanzar hasta los 40-60 m.

En los ensayos de penetración estática se constatan los bajos parámetros de resistencia y deformabilidad del suelo, tal y como se muestra en la siguiente figura:

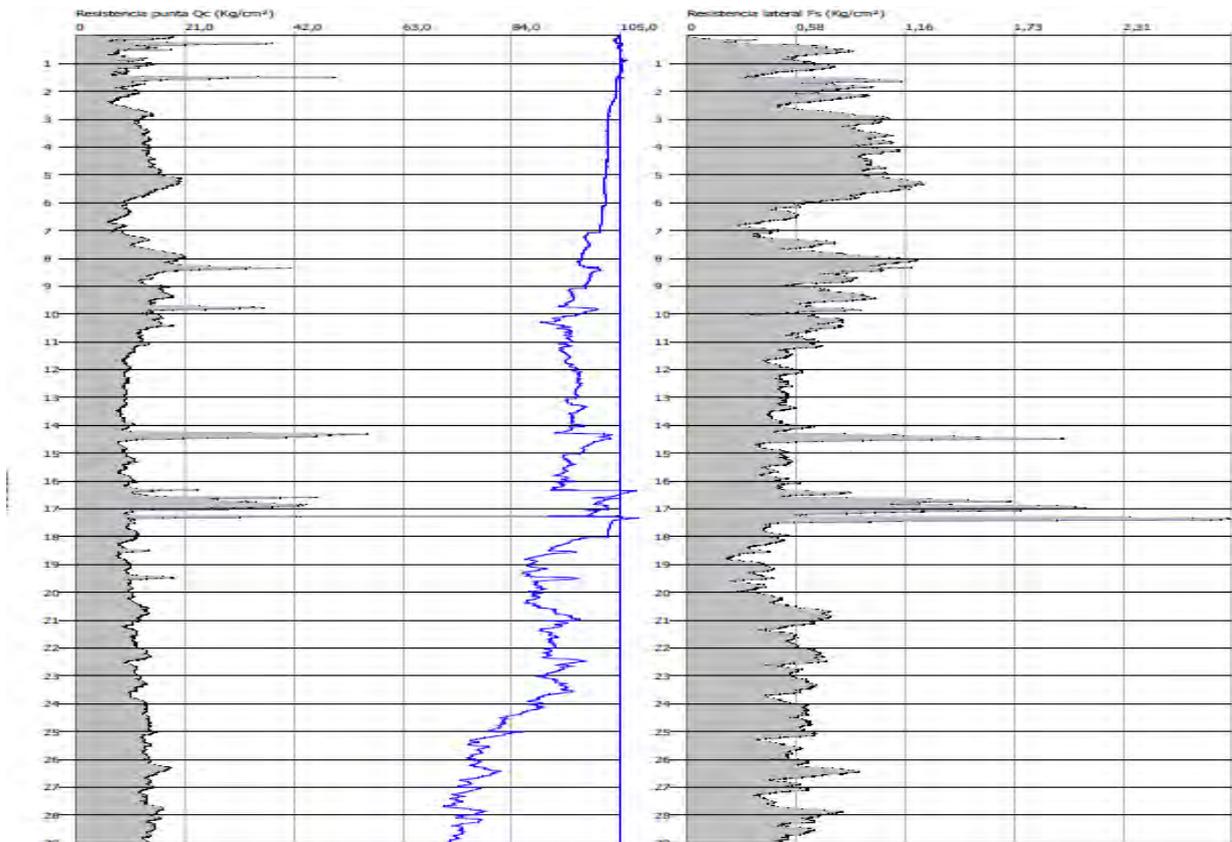


Figura 22. Resultados penetrometros estáticos polígono del Guadalhorce

Se trata de suelos muy finos, constituidos fundamentalmente por arcillas plásticas (CH) y limos arcillosos a arcillas arenosas (ML y CL) de tonos grises a verdosos de consistencia muy blanda a firme según se profundiza (N = 4 a 14 golpes), con valores de resistencia en punta del piezocono de $R_p = 0,5$ a 1,5 Mpa hasta, al menos, 30 m de profundidad.

Se intercalan lentejones o niveles métricos de arenas medias a gruesas con algún canto tamaño grava sub-redondeados intercalados, $R_p = 4-10$ Mpa.

La presencia del nivel freático en toda la zona se sitúa muy superficialmente, en torno a los 2 m desde la cota de urbanización, lo que dificulta la posibilidad de llevar a cabo el saneo y sustituciones por un terreno de mejores características.

Definición del tipo de tratamiento.

Dadas las características geotécnicas del terreno así como el entorno de la edificación con naves colindantes e incluso medianeras, es obligado realizar cimentaciones profundas o bien tratamientos del terreno mediante técnicas de inclusiones. Así, cualquier actuación de tratamiento del terreno de cimentación vía la consolidación del mismo ante las futuras sollicitaciones de explotación, se

presenta incompatible debido a la ocupación que sería necesaria con las tierras de la precarga así como a la generación de asientos peligrosos para las estructuras colindantes.

En el caso de naves con soluciones mediante cargas repartidas, es posible acometer este tipo de tratamientos mediante inclusiones. Este tipo de construcciones por su uso requieren normalmente mejorar grandes superficies ya que las soleras suelen estar sometidas a cargas de uso que pueden llegar a alcanzar hasta cargas repartidas de 10-15 ton/m².

Las columnas de módulo controlado son inclusiones ejecutadas con un mortero de dosificación concreta, según las tensiones de trabajo a las que van a ser sometida. Este tipo de inclusiones, permite la ejecución de cimentaciones superficiales directamente sobre el terreno gracias a un colchón de reparto, dispuesto en toda la superficie sobre la cabeza de dichas inclusiones.

Se ejecutan expulsando el terreno con la ayuda de una herramienta de penetración hueca, la cual permite la alimentación continua de mortero por la punta. Se trata de un tornillo de inyección que expulsa y comprime el terreno hacia los laterales.

Se « atornilla » esta herramienta en el terreno hasta la profundidad de rechazo prevista para a continuación, lentamente, ascender con o sin extracción del terreno según las características del mismo. Durante la ascensión de la herramienta, se libera un mortero fluido por el alma del tornillo especial en la cavidad creada en el terreno, de forma que se constituye una columna de diámetro entre 25,0 y 45,0 cm.

A causa de la perforación sin extracción del terreno, este procedimiento permite obtener una buena compacidad y rozamiento lateral del terreno.

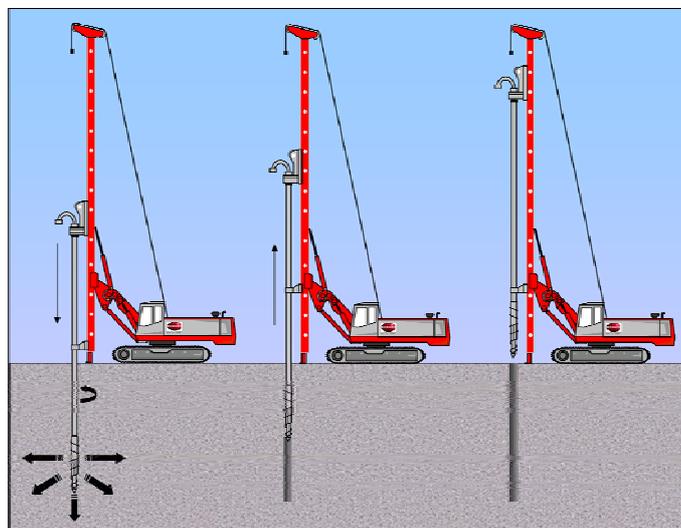


Figura 23. Procedimiento de ejecución de Columnas de Módulo Controlado

La ejecución de la perforación por medio de una hélice que permite la compactación lateral del terreno sin la extracción del mismo, se lleva a cabo sin vibración y no genera contaminación alguna en la plataforma de trabajo. Las Columnas de Módulo Controlado se pueden por tanto ejecutar en las proximidades de estructuras existentes o de redes de servicios subterráneos. La distancia mínima que se debe respetar entre el eje de una CMC y las estructuras existentes es de 2 a 3 veces el diámetro de la inclusión.

Ejemplo de aplicación.

Se expone a continuación el caso de una nave de uso logístico construida en el interior del polígono, con naves ya construidas en sus medianeras.

En este caso se proyectó una losa de cimentación con cargas de explotación variables entre 20 y 60 Kpa, debido a la presencia de elementos pesados superiores a las cargas normales de uso en naves logísticas de una altura.

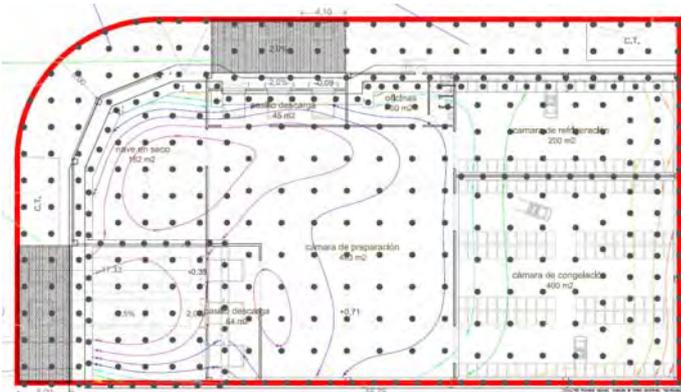


Figura 24. Plano implantación Columnas de Módulo Controlado bajo la cimentación con losa. Fotografía ejecución

En función de esas necesidades de carga, se ajustó el diseño de la malla de inclusiones según el plano de isotensiones bajo la losa, considerando en la misma un asiento absoluto máximo admisible de 5cm.

Para cumplir con los requisitos de asientos, fue preciso profundizar las columnas de CMC hasta 16-18m, con mallas repartidas en función de la carga de 1,5x1,5m a 3,00x3,00m de amplitud, tal y como se muestra en la figura adjunta.

Con este tipo de actuaciones donde se cuenta con parte de la contribución del terreno, es posible acometer obras de esta naturaleza mediante tratamientos del terreno frente a soluciones de cimentación profunda.

7- Caso práctico N°5: Actuación en el Puerto de Valencia, muelle de Fangos.

Antecedentes.

Entre los años 2005 y 2006, se desarrolló una nueva terminal de contenedores en el Puerto de Valencia desde la que la empresa Mediterranean Shipping Company (MSC) pudiese atender la operativa de sus buques ubicada en el Muelle de Fangos o Muelle MSC del puerto de Valencia.

La Autoridad Portuaria de Valencia decidió adjudicar la terminal de contenedores a la naviera Mediterranean Shipping Company por la apuesta firme de la compañía por el puerto de Valencia y la importancia y crecimiento de los tráficos de la naviera suiza experimentado en los últimos años. El plazo de adjudicación de la terminal fue de treinta años y sería explotada por la filial de MSC, Europe Terminal.

Las obras en el Muelle de Fangos supusieron la ampliación de la superficie adosada al viejo cauce mediante la formación de un recinto limitado por un nuevo dique de escollera. La superficie obtenida se rellenó con materiales procedentes del dragado de otras zonas así como terrestres alcanzando finalmente una superficie de aproximadamente 180.000 metros cuadrados.

De esta forma se dio respuesta a las necesidades que el crecimiento de los tráficos en el puerto de Valencia estaba generando en los últimos años. Con la ampliación de Muelle de Fangos se mejoraron las instalaciones y se amplió la superficie operativa de estos recintos. En el puerto de Valencia se llevaron a cabo en los años siguientes tanto las obras de prolongación del Muelle Norte del puerto de Valencia, como las de de recinto y atraque en el Dique del Este para dar servicio a los graneles líquidos.

Dentro de esta nueva superficie de contenedores, en el año 2005, MSC construyó una nave de oficinas junto con un edificio de talleres sobre los rellenos vertidos.

La ubicación de dicha edificación coincidió, como ocurre a menudo en este tipo de implantaciones, con la traza de un antiguo dique de escollera que había quedado enterrado en los rellenos.

Así, a la problemática de cimentación en dichos rellenos, se unió la de la ejecución a través de dicho dique de cualquier solución de cimentación profunda.

En las siguientes fotografías históricas se muestra la ubicación de las instalaciones de MSC respecto a los antiguos diques de cierre y al nuevo relleno del Muelle de Fangos.

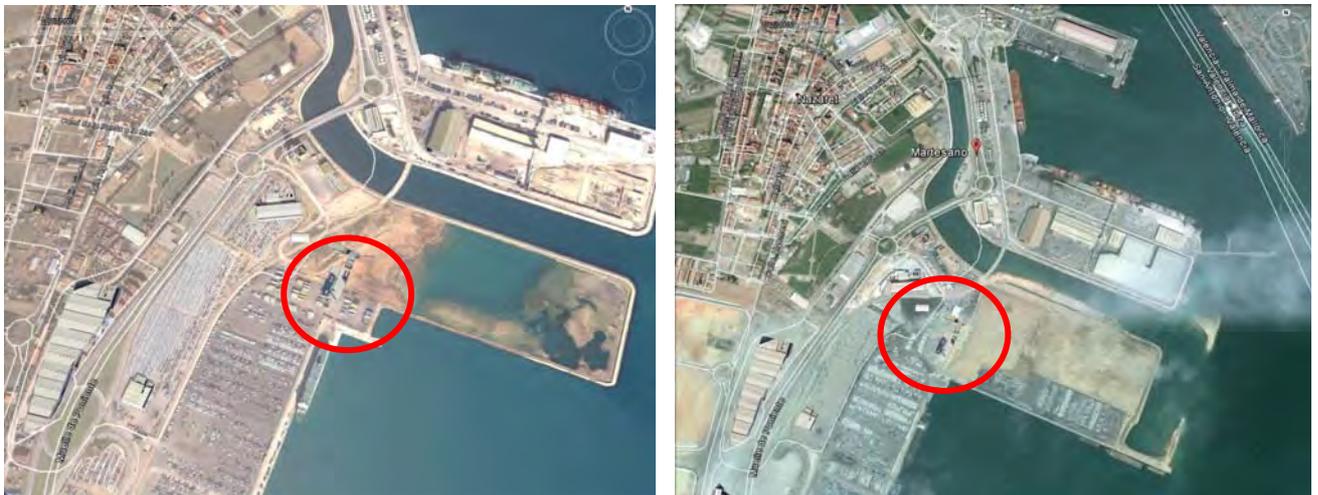


Figura 25. Relleno extensión Dique de Fangos y ubicación instalaciones MSC, años 2001 y 2005.



Figura 26. Actualidad Dique de Fangos e instalaciones MSC

La superficie a tratar aproximada fue de 6.000,0 m² correspondiente a la ocupada por las futuras instalaciones portuarias consistentes en un edificio taller y un edificio de oficinas.

Características de los rellenos de cimentación.

Los terrenos a tratar consistieron en rellenos heterogéneos de arcillas, limos, gravas y bolos vertidos sin un control especial de la selección o de la compactación en su colocación. La profundidad máxima de los rellenos blandos, según las prospecciones realizadas, estaba comprendido entre 10,0-12,0 m. El golpeo del penetrómetro dinámico estaba comprendido entre valores mínimos de 4-5 y máximos de 20 reflejando una gran heterogeneidad. Con los ensayos ejecutados se identificó la ubicación del dique de escollera.

El sustrato infrayacente a los rellenos antrópicos consiste en un primer estrato de 3,00-4,00 m de arcillas orgánicas blandas en sus primeros metros pasando a tener golpes de SPT superiores a 15 en su segunda mitad. Bajo dichas arcillas se detectó un sustrato de arenas grises de espesor muy variable de 1,0 a 5,0 m sobre el sustrato portante de gravas y areniscas con golpes SPT muy altos superiores a 20 en la mayor parte de los casos.

Las cargas transmitidas a las cimentaciones, eran de 70 toneladas por pilar en el edificio de talleres y 170 toneladas por pilar en el edificio de oficinas. Así mismo la sobrecarga sobre solera se fijó en 2,0 ton/m².

El Nivel Freático se ha detectó a una profundidad de 3,50-4,00 m respecto a la cota +0,00 de los sondeos.

Definición del tipo de tratamiento.

Dadas las características de la edificación de dos plantas, de las cargas transmitidas, de los rellenos de cimentación así como del dique de escollera atravesando diagonalmente la parcela, se tomó la decisión de cimentar superficialmente la edificación sobre el relleno reforzado por medio de

Columnas de Modulo Controlado ubicadas bajo zapatas aisladas así como bajo la solera con el colchón de reparto pertinente.

Esta tipología de refuerzo permitía así:

- Absorber las cargas de la estructura por medio de cimentaciones superficiales consistentes en zapatas y solera.
- Garantizar la capacidad portante y los asientos y distorsiones angulares máximas exigidas por el CTE.
- Evitar atravesar el dique de escollera enterrado con el encamisado que habrían exigido las cimentaciones profundas clásicas.
- Recortar el plazo de ejecución así como el coste de la solución de cimentación.

La disposición de las inclusiones fue la siguiente:

- **Bajo pilares:** Disposición de 2 a 9 inclusiones máximo de diámetro 40,0 cm según la carga.
- **Bajo solera:** Malla triangular de 2,50 m de lado de inclusiones de 32,0 cm.
- **Profundidad de inclusiones** definida por el rechazo del sustrato competente infrayacente a los rellenos así como por el dique de escollera: variable entre 1,0-2,0 m en zona de escollera y 14,0-15,0 m hasta el sustrato portante de arenas grises.
- Entre la cabeza de las inclusiones y las cimentaciones se dispuso un **colchón de reparto** de espesor 80 cm consistente en un material granular de buena calidad con un porcentaje máximo de finos del 20%.

Se adjunta a continuación el plano de ubicación de las inclusiones así como una fotografía durante la ejecución:

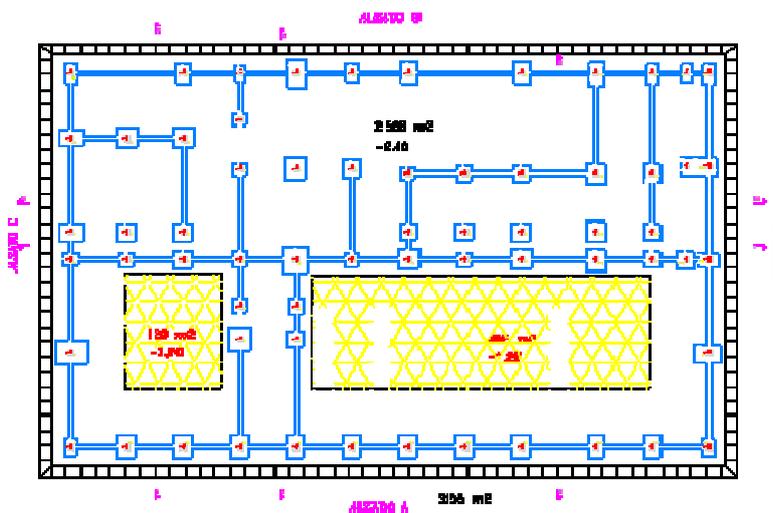


Figura 27. Plano ubicación inclusiones en zona de oficinas



Figura 28. Ejecución Columnas de Modulo Controlado

8- CONCLUSIONES.

En el presente artículo se han mostrado algunos casos reales de aplicación de tratamientos del terreno en la cimentación de instalaciones industriales en zonas marginales en el entorno de las ciudades así como en zonas portuarias.

Todas y cada una de las aplicaciones mostradas aportaron soluciones a problemas complejos de cimentación aportando una gran economía tanto en plazos de ejecución como en el coste global de las cimentaciones así como de la super-estructura de cimentación.

Encontrarse con terrenos incompetentes para la cimentación segura y fiable de las estructuras es cada vez más común, destacándose por tanto cada vez más estas tipologías de tratamiento como ventajosas desde todos los puntos de vista tanto técnicos como económicos.

Asimismo, este desarrollo se está viendo acompañado por los trabajos, publicaciones, recomendaciones y normas sobre dichas técnicas que cada vez más surgen diversos países de Europa. Esto ayuda a diseñar y controlar estas técnicas con fiabilidad y bajo criterios consensuados y homogeneizados.

Bibliografía

- MENARD ESPAÑA. Informe final del Tratamiento de Rellenos por medio de Compactación Dinámica en las Calles H1, H2, Ñ, G2, D1, R, L, D3 y K. Proyecto de Urbanización Mercacombustibles, S.L.
- MENARD ESPAÑA. Informe final de Validación de Tratamiento por medio de Compactación Dinámica de los rellenos bajo los tanques de GNL de la Terminal de ENAGAS en Palos de la Frontera, Huelva.

CENTRALES TÉRMICAS DE CICLO COMBINADO SOLUCIONES DE CIMENTACIÓN

OSCAR RIVAS MARCOS
Ingeniero de Caminos C. y P.
Grupo Terratest

1- Introducción

En la última década las centrales térmicas de ciclo combinado han entrado con fuerza en el mix de generación eléctrica en todo el mundo, gracias a ser la tecnología preferida para desarrollar nueva capacidad eléctrica de generación. Este rápido desarrollo, particularizado para el caso de España, ha llevado a que, a 31 de diciembre de 2010, se encontraran en servicio 67 centrales de ciclo combinado de 400 MW de potencia cada una, totalizando 27.203 MW y una inversión aproximada de 17.000 MME.

Las centrales térmicas de ciclo combinado son instalaciones que producen energía eléctrica utilizando como combustible gas natural. Se trata de una (relativamente) nueva tecnología, que ha precisado el empleo de materiales avanzados, cuyo desarrollo se ha producido a finales del siglo XX.

Conceptualmente, un ciclo combinado parte de una turbina de gas convencional a la que se ha añadido una caldera de recuperación del calor de los gases de escape, pues, en las turbinas de gas de ciclo abierto este calor quedaba desaprovechado. Con el calor de los gases de escape, con una temperatura superior a los 500°C, se produce vapor de agua que es dirigido a una segunda turbina convencional de vapor. Tanto la turbina de gas como la de vapor están acopladas a sendos generadores eléctricos.

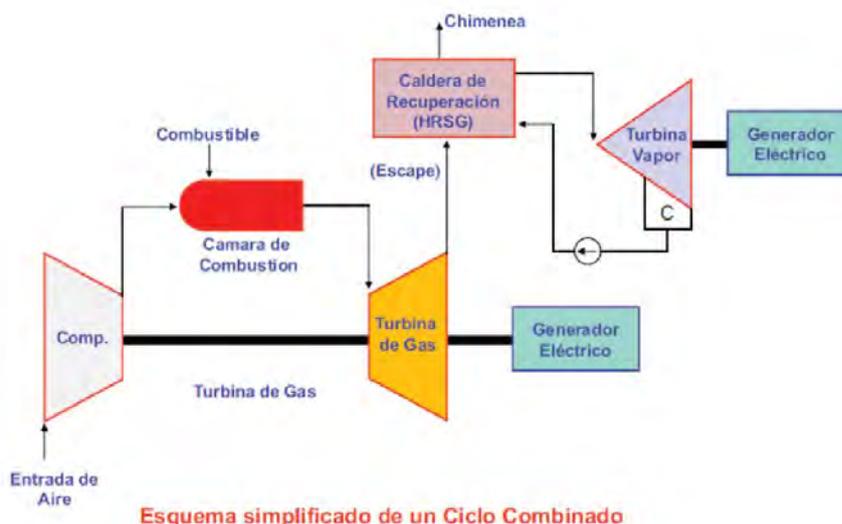


Figura 1.- Esquema simplificado de funcionamiento de Central de Ciclo Combinado

Esta combinación de dos ciclos termodinámicos (turbina de gas más turbina de vapor de agua) es lo que permite que su rendimiento energético sea muy elevado.

Los elevados rendimientos obtenidos no sólo suponen una economía en el combustible necesario para generar un kWh sino también, un menor impacto ambiental debido a la menor emisión de CO₂ por kWh producido, así como emisiones prácticamente nulas de partículas sólidas y de otros gases contaminantes como NO_x, SO_x.

El desarrollo de la tecnología de los ciclos combinados en la pasada década, básicamente se ha producido por las siguientes ventajas que presenta frente a las centrales térmicas convencionales:

- Disposición de nuevos materiales cerámicos y aceros especiales resistentes a elevadas temperaturas en la turbina de gas.
- Periodos de construcción de centrales relativamente cortos (record de 22 meses).
- Coste de la inversión por kW de potencia instalada muy competitivo (625 €/kW), si bien, el coste variable de producción es elevado y está ligado al precio del gas.
- Modularidad de las plantas en bloques de 400 MW de sencilla implantación, con inversiones razonables.
- Desarrollo del mercado de gas en toda su cadena (producción, licuefacción, transporte, regasificación y construcción de redes de gasoductos) y liberalización de los mercado de gas, con supresión de monopolios y entrada en el mercado de nuevos operadores españoles y extranjeros.
- Levantamiento en 1991 de la prohibición dictada por la CEE sobre el uso del gas natural para la producción de electricidad, por considerarlo un combustible muy noble y escaso.
- Eficiencia, ya citada, muy superior a las centrales térmicas convencionales.
- Importante volumen de CO₂ evitado, por las menores emisiones de CO₂ por kWh producido: 365 g/kWh frente a 950 g/kWh que emiten las centrales térmicas de carbón.
- Ausencia de emisiones de otros gases de efecto invernadero (GEI) y de partículas sólidas.
- Gran flexibilidad en la operación, con corta duración desde el arranque de un ciclo hasta alcanzar la plena carga. Posibilidad de varias paradas y arranques diarios, a diferencia de las centrales térmicas tradicionales.
- Precio del gas competitivo.
- Mayor aceptación social de cara a sus emplazamientos.

El desarrollo de esta tecnología ha supuesto nuevos retos dentro del campo de la ingeniería de la construcción por las características técnicas de este tipo de centrales, y muy especialmente dentro del campo de la ingeniería de cimentaciones.

2. Elementos principales de las centrales de ciclo combinado y necesidades de cimentación.

Los elementos principales, desde el punto de vista de la importancia estructural, en una central térmica de ciclo combinado son:

- Edificio de Turbinas
- Pedestal de Turbinas
- Losa de Caldera
- Losa de Chimenea
- Losa de Torres de ventilación
- Transformador

Estos elementos sostienen equipos cuyas tolerancias a las deformaciones, elevadas cargas gravitatorias, cargas cíclicas, reacciones horizontales, etc. hacen que las necesidades de cimentación sean un condicionante muy importante a la hora de definir el proyecto. Esta circunstancia, unido a las características geológico-geotécnicas del terreno hacen que en la mayoría de los casos se opte por cimentaciones profundas para estos elementos, normalmente pilotes in situ de hormigón armado o pilotes prefabricados de hormigón armado igualmente. Asimismo, en este tipo de proyectos es muy habitual la

utilización de ensayos y pruebas de carga a escala real para la verificación de las hipótesis de proyecto desde el punto de vista de esfuerzos y deformaciones en los elementos de cimentación.



Figura 2.- Construcción de la cimentación de central de ciclo combinado junto a otra existente previamente en Villaseca (Toledo).

Durante la primera década del siglo XXI el Grupo Terratest ha participado en numerosos proyectos de construcción de centrales térmicas de ciclo combinado en España como subcontratista especialista de cimentaciones especiales aplicando principalmente dos técnicas de cimentación profunda: pilotes in situ de hormigón armado y pilotes prefabricados hincados de hormigón armado. En muchos de estos proyectos el Grupo Terratest ha participado activamente en la realización de los ensayos y pruebas de carga a escala real que se han llevado a cabo y que han permitido la verificación de las hipótesis de proyecto.

3. Elementos principales de las centrales de ciclo combinado y necesidades de cimentación.

Los elementos principales, desde el punto de vista de la importancia estructural, en una central térmica de ciclo combinado son los siguientes:

- Edificio de Turbinas
- Pedestal de Turbinas
- Losa de Caldera
- Losa de Chimenea
- Transformador principal
- Racks de tuberías.

Estos elementos someten a la cimentación a cargas importantes que han de ser transmitidas al terreno de manera adecuada para poder cumplir con los estrictos criterios de deformaciones admisibles en la cimentación para este tipo de centrales.

En los siguientes apartados se realiza una descripción de algunos de los proyectos más importantes de este tipo que ha desarrollado el Grupo Terratest en los últimos años.

4. Proyectos desarrollados por Grupo Terratest

4.1. Central de Ciclo Combinado de Aceca en Villaseca de la Sagra (Toledo).

Se trata de un nuevo grupo de ciclo combinado de 400 MW de potencia dentro del complejo Central Térmica de Aceca. La propiedad de este nuevo ciclo combinado es Iberdrola, y la construcción se realizó a través de su filial Iberdrola Ingeniería y Consultoría SA (Iberinco).

El perfil geológico-geotécnico de la zona consta de las siguientes capas:

- Unidad geotécnica 1: Rellenos antrópicos y tierra vegetal. Esta capa presenta un espesor poco importante (unos 50 cm de media) y está compuesta de arenas, arenas limosas, arcillas arenosas y cantos con raíces y materia orgánica (tierra vegetal). También existen rellenos antrópicos, algunos de ellos compactados correspondientes a obras de explanación (zahorras y arenas con cantos y finos), y rellenos antrópicos sin compactar (vertidos) con restos de ladrillos.
- Unidad geotécnica 2: Arenas con gravas. Esta capa presenta un espesor variable, y se trata de materiales pertenecientes a los depósitos de terraza del río Tajo. Puntualmente, en esta capa, aparecen intercalaciones arcillosas grises.
- Unidad geotécnica 3: Arcillas del mioceno. Esta capa constituye el sustrato geológico, se trata de arcillas micáceas de color marrón muy rojizo. Presentan consistencia variable, de firme a muy rígida y cierta plasticidad.

El nivel freático aparece entre 3 y 4 m de profundidad en la capa de arenas con gravas.

Grupo Terratest fue la empresa encargada de la ejecución de los pilotes de cimentación para las principales estructuras de la central que son: Edificio y pedestal de turbinas, losa de caldera, losa de chimenea y transformador principal.

El sistema de ejecución empleado para la realización de los pilotes fue el de entubación recuperable en el estrato de gravas hasta llegar a las arcillas donde se empotraron los pilotes, alcanzándose profundidades de hasta 25,0 m.



Figura 3.- Ejecución de pilotes in situ para la cimentación de diferentes elementos de la central.

Aparte de las unidades propias de cimentación, Grupo Terratest ejecutó unidades complementarias dando una solución global al cliente. A modo de resumen, estos son los elementos ejecutados:

- 1150 m.l. de pilote Ø650 mm, con suministro de hormigón y acero.
- 2250 m.l. de pilote Ø850 mm, con suministro de hormigón y acero.
- 11370 m³ de retirada de tierras a vertedero.
- 1 prueba de carga estática vertical de 600 t a un pilote Ø850 mm.
- 1 prueba de carga estática horizontal de 30 t a un pilote de Ø850 mm.
- 186 unidades de descabezado de pilote.

Los trabajos se desarrollaron en su totalidad durante los meses de Julio y Agosto de 2003.

4.1.1. Pruebas de carga realizadas por Grupo Terratest en este proyecto

Como ya se ha anticipado en el apartado anterior, en este proyecto se desarrollaron dos pruebas de carga estáticas sobre dos pilotes de Ø850 mm. En dichas pruebas de carga se somete al pilote a esfuerzos axiales y laterales, aplicados en cabeza, de manera que se pueda analizar la capacidad de carga del pilote.

En este caso, las pruebas de carga realizadas fueron de tipo escalonado, es decir, el pilote está sometido a esfuerzos aplicados de forma escalonada y creciente, manteniendo cada etapa constante durante un cierto período de tiempo o hasta que el asiento del pilote ha terminado o alcanzado el límite prescrito.

Las principales características de las pruebas realizadas son las que se resumen a continuación:

- Carga límite a aplicar: 6.000 kN en la vertical y 320 kN en la horizontal.
- Escalones de carga ascendente del 12'5 % de la carga final, realizándose un ciclo de descarga una vez alcanzado el 50% de la carga.
- Pilotes de prueba: para la prueba de carga vertical se realiza un pilote de diámetro 850 mm de 23'50 m de longitud; y para la horizontal, un pilote de diámetro 850 mm de 15'0 m de longitud.
- Sistema de reacción: cuatro anclajes de 12 cables de Ø 0,6" de 28'0 m de longitud, para una capacidad total de 7.200 KN.

4.1.1.1. Prueba de carga vertical

En la prueba de carga vertical se colocan 4 micrómetros en el fuste del pilote con 0'01 mm de precisión, tomándose lecturas al instante de aplicar la carga y cada 5, 10, 15, 20, 25, 30, 45 y 60 minutos. Si no se produce la estabilización del pilote (asientos superiores a 0'25 mm/h), hay que tomar lecturas adicionales a los 90 y 120 minutos hasta que se alcance la estabilización.



Figura 4.- Preparación de la prueba de carga.



Figura 5.- Realización de la prueba vertical

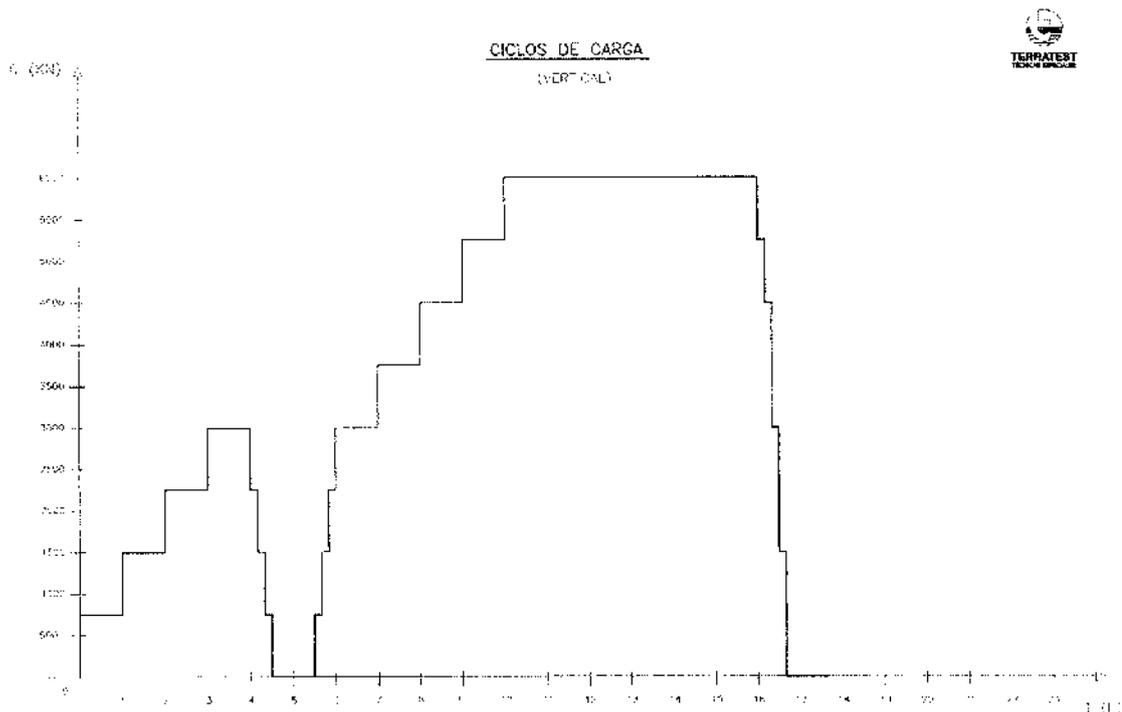


Figura 6.- Representación de los ciclos de carga para la prueba vertical con respecto al tiempo.

La prueba de carga se dará por terminada cuando, se produzca una de las siguientes condiciones:

- Asiento vertical máximo de 1”.
- Alcanzar la carga máxima de 6000 kN
- Colapso del pilote

En el caso de esta prueba cabe destacar el sistema de reacción utilizado, que consistió en 4 anclajes de 12 cables Ø0,6” con una capacidad de carga por anclaje de 1800 kN. Asimismo, se utilizaron dos gatos con una capacidad máxima de 5000 kN para cada uno para garantizar la carga total prevista de la prueba.

La realización de la prueba requiere una preparación especial en el pilote puesto que es necesaria una perfecta transmisión de la carga entre los gatos hidráulicos, el sistema de reacción (bastidor metálico + anclajes al terreno) y el propio pilote, para ello se realiza el reperfilado de la cabeza del pilote y un refrentado hasta obtener una superficie plana donde apoyar el sombrerete metálico de soporte de los gatos.

Los resultados de la prueba fueron los siguientes:

- La deformación máxima alcanzada fue de 15,88 mm, produciéndose la estabilización de las deformaciones en todos los escalones de carga antes de los 60 m, excepto en los ciclos de carga 14 y 15 (máxima carga) que hubo que llegar a las mediciones a 120 minutos ya que se producían asientos superiores a los 0,25 mm/h.
- El alargamiento producido en los anclajes para la carga de 6000 kN fue de 179 mm.

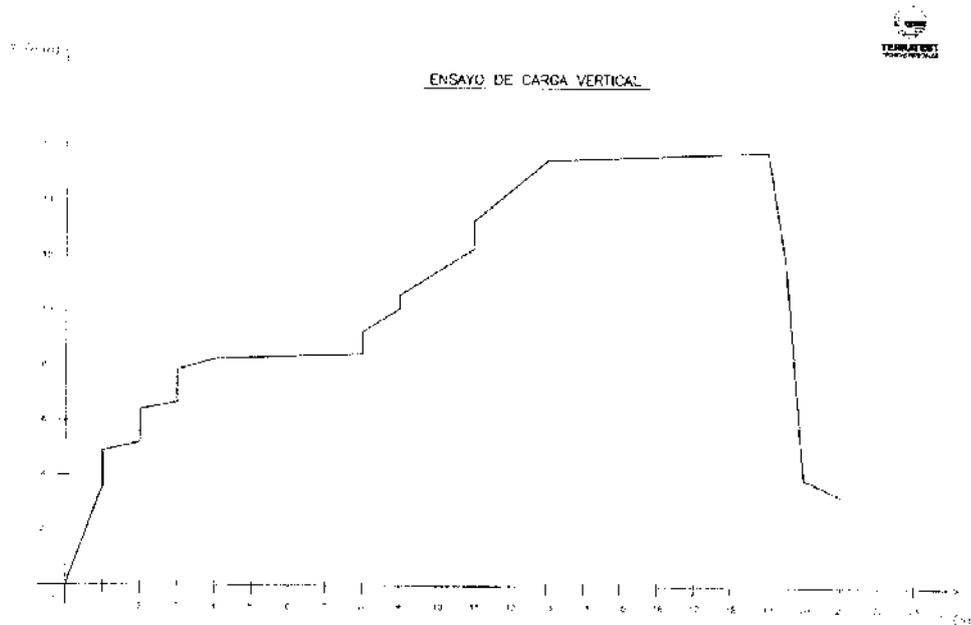


Figura 7.- Diagrama Deformación / Tiempo para la prueba de carga vertical.

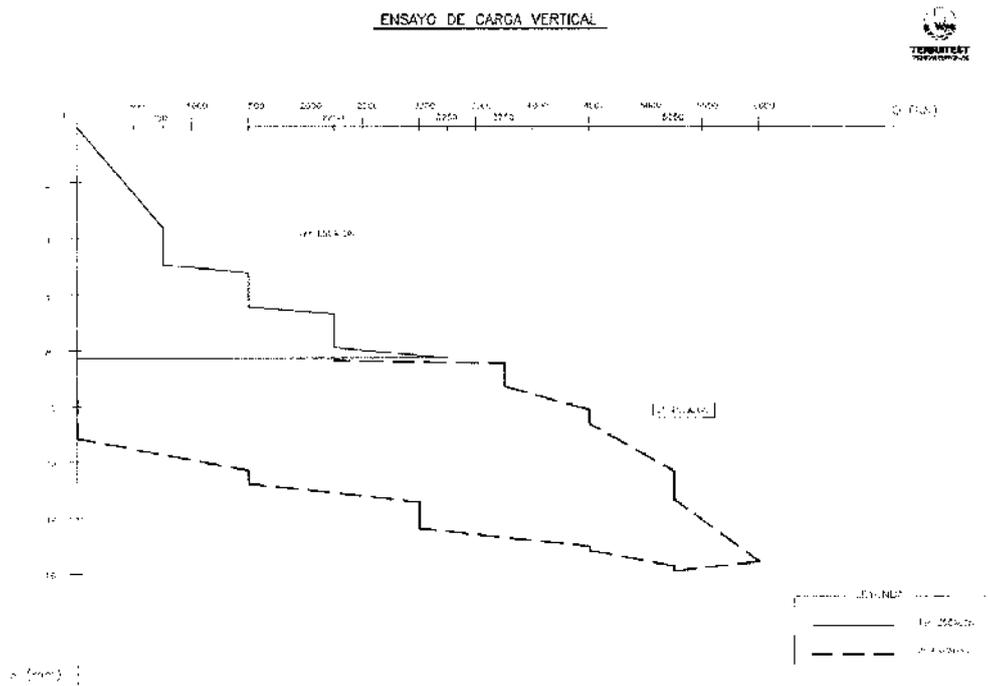


Figura 8.- Diagrama Deformación / Carga para la prueba de carga vertical.

4.1.1.2. Prueba de carga horizontal

Para la realización de esta prueba se ejecutaron dos pilotes de \varnothing 850 mm de manera que uno de ellos servía como apoyo para poder transmitir la reacción horizontal al otro. Dicha reacción se aplica mediante gato hidráulico y se transmite de un pilote al otro mediante un perfil metálico.



Figura 9.- Imagen de la preparación de la prueba horizontal, con pilote de reacción en primer término y pilote auscultado en segundo término.

En la prueba de carga horizontal se coloca un micrómetro en el pilote a ensayar con precisión de 0'01 mm, produciéndose la lectura al instante de aplicar la carga y cada 5, 10, 15, 20, 25, 30, 45 y 60 minutos. Alcanzada la carga máxima prevista, ésta se mantiene durante dos horas, descargándose en dos escalones en los que se toman lecturas instantáneas y cada 5 y 10 minutos.

Se da por finalizada la prueba cuando se haga efectivo:

- Desplazamiento horizontal del pilote de 1"
- Se alcance la carga máxima prevista de 320 kN
- Se produzca el colapso del pilote.

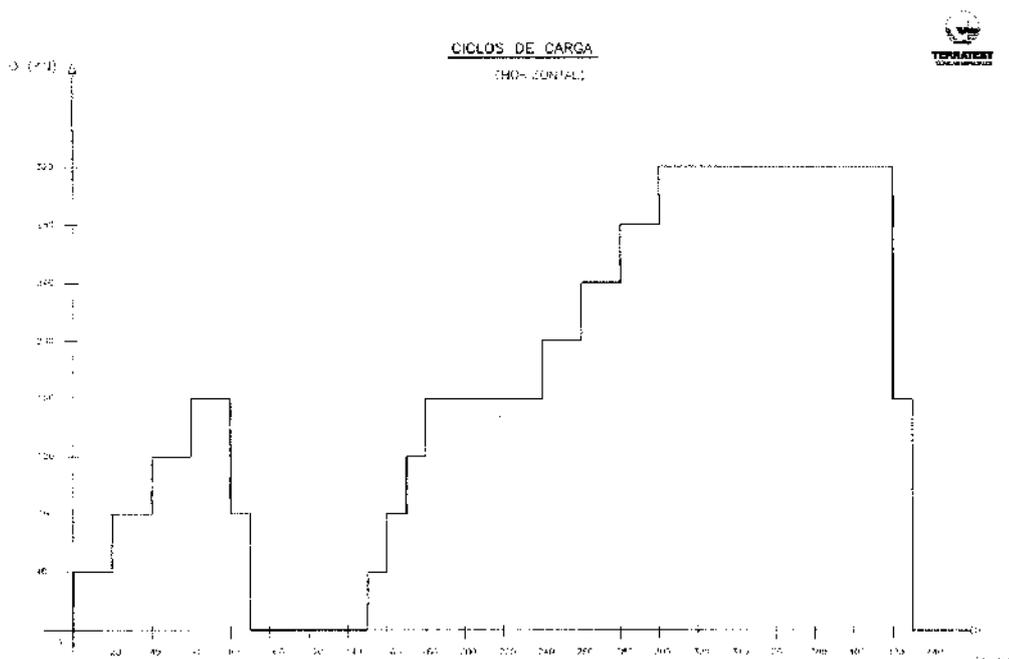


Figura 10.- Representación de los ciclos de carga para la prueba horizontal con respecto al tiempo.

El resultado de esta prueba fueron unas deformaciones bastante reducidas, concretamente 2,48 mm.

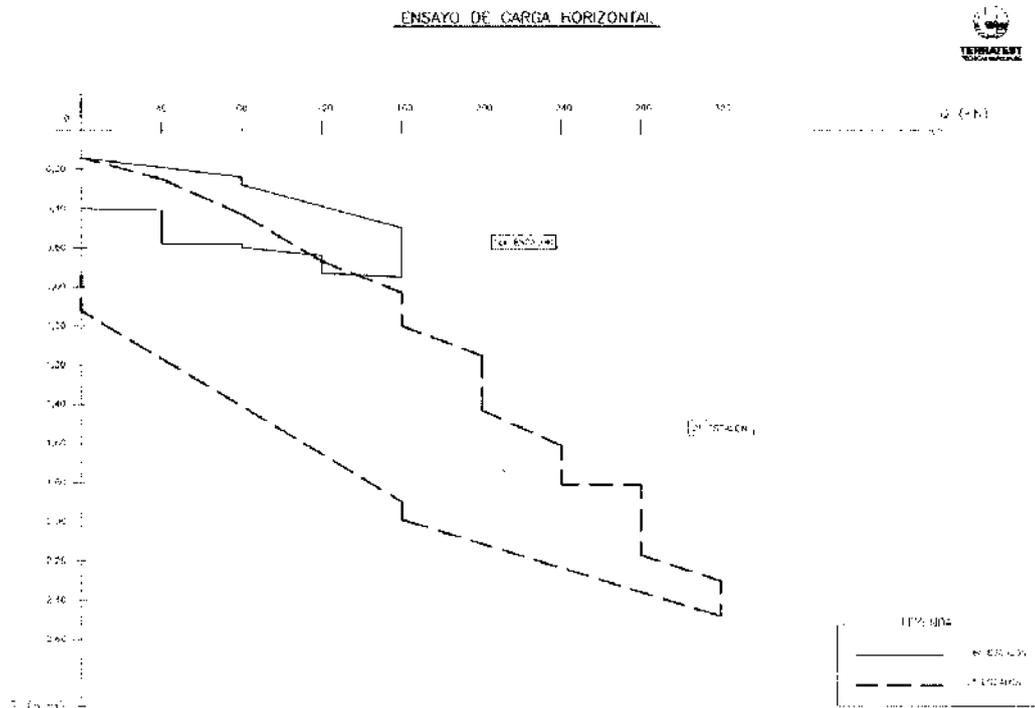


Figura 11.- Diagrama Deformación / Carga para la prueba de carga horizontal.

Como conclusión cabe señalar que los resultados de ambas pruebas de carga fueron satisfactorios desde el punto de vista de los requerimientos del cliente. Por consiguiente, Grupo Terratest continuó con la ejecución de la cimentación mediante pilotes in situ de la central.

4.2. Central de Ciclo Combinado en el Muelle de Inflammables del Puerto de Barcelona

En el mes de Febrero de 2008 comenzó la ejecución de la nueva Central de Ciclo Combinado en el Muelle de Inflammables dentro del Puerto de Barcelona. Se trata de una nueva central con dos grupos de 400 MW propiedad de Gas Natural y cuyo contratista principal es una Unión Temporal de Empresas formada por Técnicas Reunidas S.A., Duro Felguera S.A. y General Electric.

4.2.1. Esquema geológico-geotécnico de la parcela

La parcela donde se ubica esta nueva central se encuentra en una zona de terrenos ganados al mar. El perfil geológico-geotécnico consta de las siguientes capas:

- Nivel 1: Rellenos antrópicos; materiales heterogéneos de rellenos (lógicamente se trata de una zona donde el terreno ha sido ganado al mar). El espesor de esta capa alcanza, de media, los 10,50 m de profundidad.
- Nivel 2.1: Aparece desde 10,50 m de profundidad hasta 20,50 m. Se trata de un nivel de arenas finas a medias limosas y limos bastante arenosos grisáceos a negruzcos.
- Nivel 2.2: Compuesto por arcillas limo-arenosas de plasticidad baja y coloración gris oscuro. Esta capa se presenta desde 20,50 m hasta 24,50 m de profundidad.
- Nivel 3.1: Arenas mal graduadas (finas a gruesas) y arenas limosas de coloración gris oscuro. Este nivel se presenta desde 24,50 m a 41,50 m de profundidad.
- Nivel 3.2: Compuesto por arenas medias a gruesas, limosas, de coloración gris oscuro a negruzco. Se presenta desde 41,50 m a 46,50 m de profundidad.

- Nivel 4: Limos con arenas medias a gruesas, limosas, de coloración gris oscuro a negruzco. Aparece desde 46,50 hasta 56,50 m de profundidad.
- Nivel 5: Arenas mal graduadas (finas a gruesas), limosas, con algún subnivel intercalado arcilloso y con gravillas y gravas dispersas intercaladas, de coloración marrón. Este nivel aparece desde 56,50 m hasta el final de la profundidad investigada.

El nivel freático aparece a una profundidad que oscila entre 2 y 2,50 m de profundidad.

Lo descrito anteriormente representa el corte geotécnico general de la parcela pero existe una particularidad importante en una zona que condiciona mucho el sistema de ejecución de la cimentación de la central, esta particularidad es la presencia de bloques correspondientes a una antigua escollera en la borde Oeste de la parcela.



Figura 12.- Ubicación de la parcela dentro del Muelle de Inflamables del Puerto de Barcelona

La presencia de esta escollera se puede apreciar en las ortofotos anteriores a la ampliación del Muelle, concretamente en la fotografía correspondiente al vuelo del año 1993 se puede ver perfectamente cómo la escollera queda justo en el borde Oeste



Figura 13.- Ortofoto correspondiente al estado del muelle en 1993 donde se puede apreciar la ubicación de la antigua escollera.

4.2.2. Cimentación de elementos de la central

La cimentación de los distintos elementos que componen la central se proyectó con pilotes prefabricados tipo TERRA, salvo en la zona afectada por la presencia de la antigua escollera, que se correspondía con la ubicación de las torres de refrigeración de la central y casas de bombas, donde se propuso la ejecución de la cimentación mediante pilotes in situ.

4.2.2.1. Cimentación mediante pilotes prefabricados y pretensados

Como se ha avanzado en el apartado anterior, la cimentación de la parte principal de los elementos de la central, se realiza mediante pilotes prefabricados de hormigón armado y pretensados.

Estos pilotes se empotraron en la capa de arenas medias-gruesas (nivel geotécnico 3.1) del orden de unos 4 m, siendo la longitud total de los pilotes entre 29 y 32 metros.

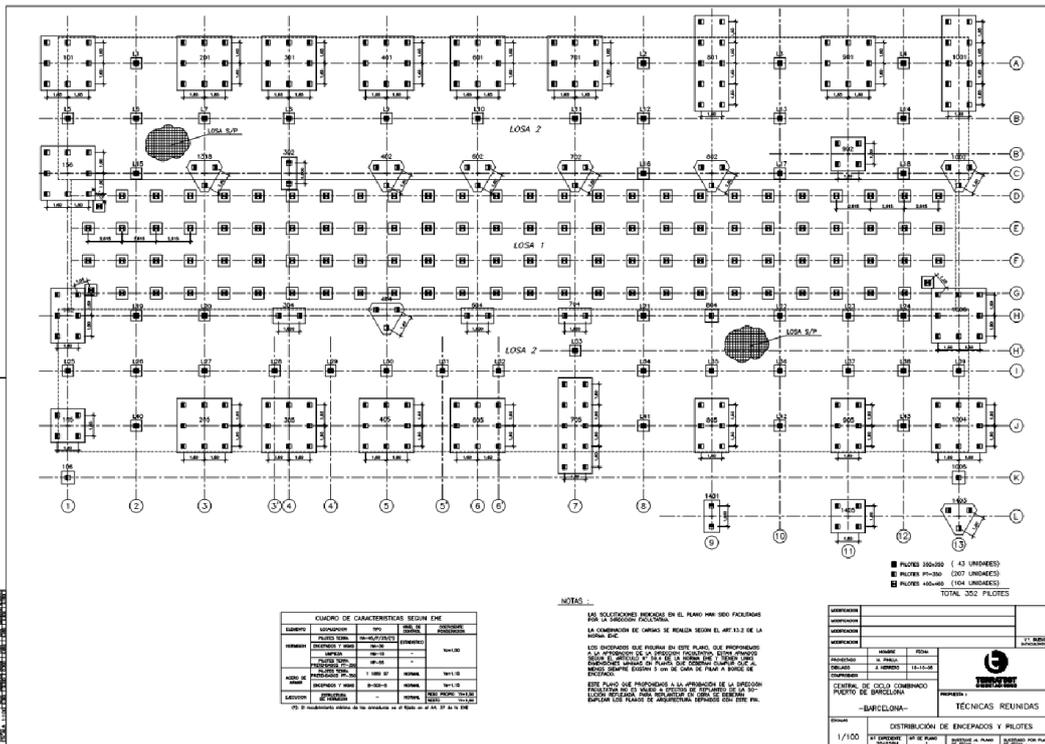


Figura 14.- Planta de cimentación mediante pilotes prefabricados para uno de los elementos de la central.

El total de los pilotes hincados fue de 2.486 pilotes distribuidos en diferentes secciones, siendo la mayoría del tipo Terra T-400 y pretensados PT-350.

Para poder ejecutar el pilotaje se dispuso de dos equipos IMT de última generación y alto rendimiento, equipados con martillos de 9 y 11 toneladas, con los que se pudo cumplir en todo momento con los estrictos plazos marcados por el contratista.



Figura 15.- Vista general de la obra durante la ejecución de la cimentación mediante pilotes prefabricados

Como control del pilotaje, se realizaron un total de 3 pruebas de carga estáticas y 53 pruebas de carga dinámicas (AHP).

En este caso, la solución de cimentación de pilotes prefabricados fue elegida por ser la solución técnica y económica más adecuada para la obra, además de su alto nivel de control, su rapidez de ejecución, limpieza y respeto con el entorno medioambiental, al no generar detritus contaminantes ni extracción de tierras.



Figura 16.- Equipo de hincia trabajando en la obra.

4.2.2.2. Cimentación mediante pilotes in situ en Torres de Refrigeración y Casas de Bombas

Debido a la presencia de escollera en el lateral Oeste de la parcela, como ya se ha explicado en el apartado correspondiente, hubo que proponer un sistema de ejecución alternativo al pilote prefabricado para la cimentación de las torres de refrigeración y casas de bombas anexas, puesto que los bloques de dicha escollera imposibilitaban la hincia de los pilotes para alcanzar la cota de empotramiento prevista.

Finalmente se resolvió la cimentación de las torres de refrigeración y casas de bombas anexas mediante pilotaje in situ, concretamente se proyectaron 125 uds de pilote Ø 1250 mm de 35 m de longitud media

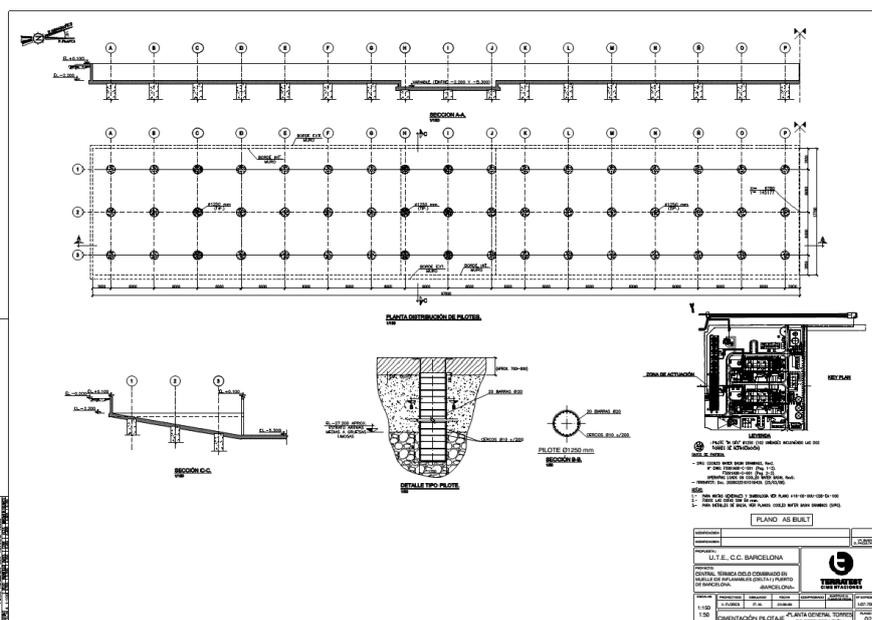


Figura 17.- Planta de cimentación de Torres de Refrigeración mediante pilotes in situ.

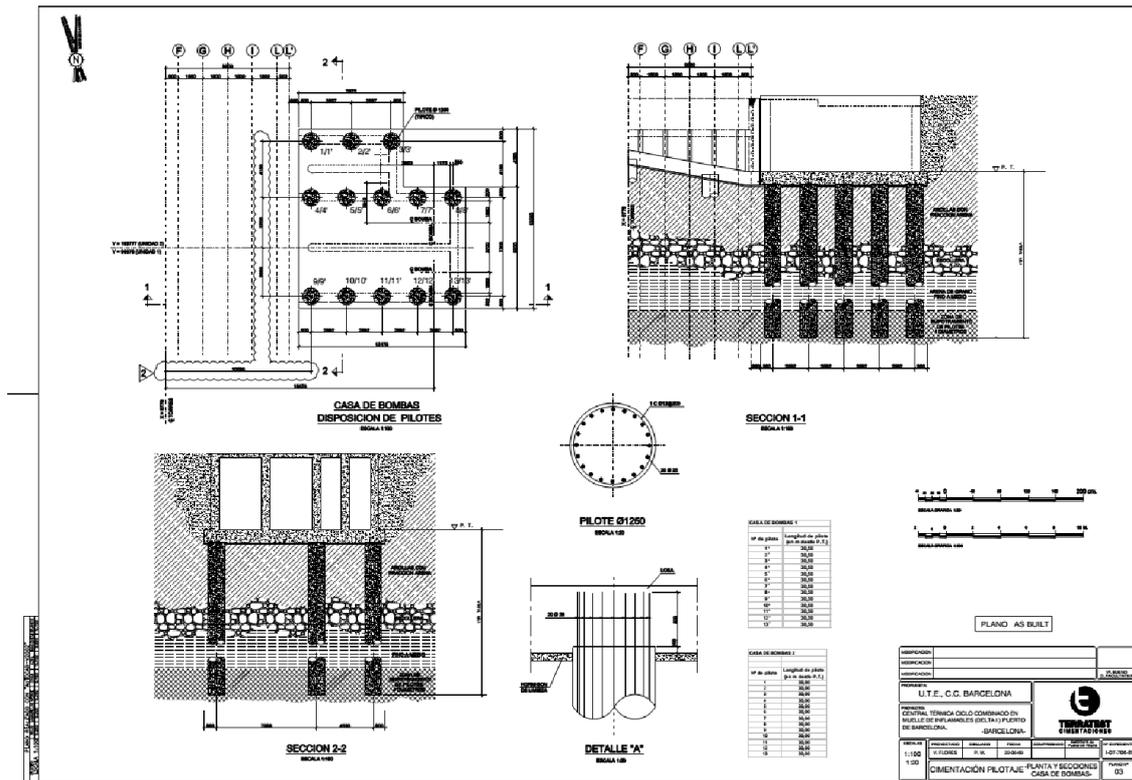


Figura 18.- Plano de cimentación mediante pilotes in situ en casa de Bombas

El sistema de ejecución que se propuso fue el de CPI-4, utilizando para el sostenimiento de las paredes de la perforación, entubación recuperable. Sin embargo la ejecución de estos pilotes, debido a la presencia de la escollera en un punto intermedio dentro de la longitud del pilote, presentaba importantes dificultades que fueron resueltas con la aplicación de un procedimiento de ejecución particular que se describe a continuación.

Fases de ejecución de los pilotes:

- 1.- Perforación con entubación recuperable en diámetro $\text{Ø}1500$ mm hasta atravesar escollera (perforación alternativa con equipo rotativo y cuchara y trépano).
- 2.- Relleno de la perforación con material procedente de la propia obra.
- 3.- Extracción de la entubación recuperable de diámetro $\text{Ø}1500$ mm.
- 4.- Introducción de la entubación recuperable de $\text{Ø}1300$ mm
- 5.- Perforación, al abrigo de la entubación recuperable introducida de $\text{Ø}1300$ mm con herramienta de $\text{Ø}1180$ mm, hasta nivel de punta de pilote.
- 6.- Introducción de la armadura.
- 7.- Hormigonado del pilote.
- 8.- Extracción de la entubación recuperable de $\text{Ø}1300$ mm

Este procedimiento de ejecución de los pilotes permitió atravesar la escollera extrayendo los bloques que la perforación encontraba a su paso, y a su vez, estabilizando la zona tras aportar el relleno, de manera que posteriormente se podía reperfilar el pilote en su diámetro de proyecto. Asimismo, con este procedimiento, se trataba de minimizar el exceso de hormigón sobre el volumen teórico por la posible filtración del hormigón a través de los huecos de la escollera.

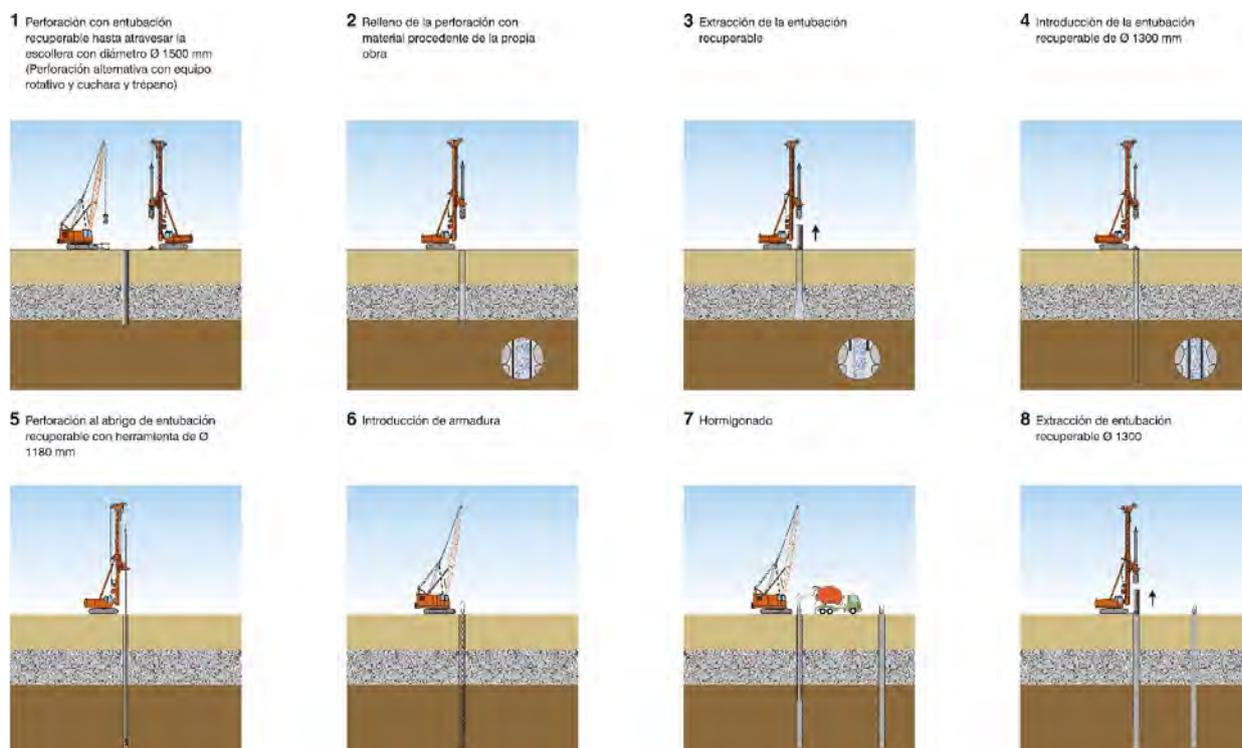


Figura 19.- Esquema de procedimiento de ejecución de los pilotes en presencia de escollera.

Con este procedimiento la ejecución completa de un pilote llevaba entre dos y cuatro días, realizándose la obra por completo en el periodo que transcurre desde Agosto de 2008 hasta Marzo de 2009 con un equipo de pilotes reforzándose con un segundo equipo en la mayor parte de dicho periodo. La medición total ejecutada fue de 4.300 m.l. de pilote Ø1250 mm

4.3. Otros proyectos de Centrales de Ciclo combinado desarrollados por Grupo Terra test

Durante la primera década del siglo XXI en España se promovieron multitud de centrales de ciclo combinado, requiriendo la mayoría de ellas, elementos de cimentación especial (principalmente cimentación profunda). Grupo Terratest ha tenido la oportunidad de participar en la ejecución de estas cimentaciones en muchos de estos proyectos, los más destacables se resumen a continuación en la siguiente tabla:

Proyecto	Ubicación	Técnica de cimentación	Tipos de pilote	Medición	Plazo de Ejecución
Central de C.C. de San Roque	San Roque (Cádiz)	Pilotes prefabricados	T-270 T-300 T-350	15.000 m.l.	3 meses
Central de C.C. de Arrúbal	Arrúbal (La Rioja)	Pilotes prefabricados	T-400	29.000 m.l.	4 meses
Central de C.C. Cristóbal Colón	Huelva	Pilotes prefabricados	T-235 T-350 T-400	17.000 m.l.	2 meses
Central de C.C. de Escombreras (Iberdrola)	Escombreras (Murcia)	Pilotes in situ	Ø650 mm Ø850 mm	6.000 m.l.	2 meses
Central de C.C. de Escombreras (Gas Natural)	Escombreras (Murcia)	Pilotes prefabricados	T-400	43.000 m.l.	3 meses
Central de C.C. de Sagunto	Sagunto (Valencia)	Pilotes prefabricados	T-400	45.000 m.l.	3 meses

Bibliografía

- (1) Navarro, C. (Julio 2011) “Presente y Futuro de las Centrales Eléctricas de Ciclo Combinado.” Fundación Ciudadanía y Valores.
- (2) Endesa Educa. “Centrales térmicas de Ciclo Combinado”
- (3) “Los Ciclos Combinados en España”. Revista de Obras Públicas Abril 2006 nº3.465.
- (4) “Ciclos Combinados. Actualidad” Oilgas. Junio 2006

CENTRALES TERMOSOLARES: CASOS DE CIMENTACIÓN PROFUNDA

MIGUEL ÁNGEL DE JUAN GARCÍA
Ingeniero Técnico de Obras Públicas
Jefe del Departamento Técnico de RODIOKRONSA

1- Introducción

En los últimos años, la necesidad de contar con energía obtenida a través de fuentes renovables, ha impulsado la ejecución de gran número de instalaciones que permiten la transformación de la energía solar, eólica o de otros tipos en electricidad. España, debido a su situación geográfica, cuenta con un gran número de horas de sol, gracias a lo cual las plantas solares han gozado de un extraordinario auge, convirtiendo a nuestro país en uno de los líderes a nivel mundial en estas tecnologías.

RODIOKRONSA ha realizado la cimentación mediante pilotes de varias centrales solares, tanto en España como en Francia; las más interesantes se han recogido en la tabla 1:

Tecnología	Nombre y/o situación	Cliente	Tipo de pilote y medición	Fecha pilotaje
Termosolar	Puertollano (Ciudad Real)	IBERDROLA	“In situ” 1.000 y 1.200 mm (4.576 uds.)	2008
	Lebrija (Sevilla)	UTE Planta Termosolar	Prefabricado CK-300 y 400 (> 95.000 m)	2009
	Astexol II (Olivenza, Badajoz)	EHISA-ELECNOR	“In situ” 1.000 y 1.100 mm (1.400 uds.)	2010
Fotovoltaica	Trujillo (Cáceres)	ELECNOR	“In situ” 650 mm	2007
	Villafranca (Navarra)	G.E.S.	“In situ” 1.250 mm (80 uds.; 2.296 m)	2008
	Factoría de Renault (Sandouville, Francia)	ELECNOR	Prefabricado y pretensado CK-300 y PCK-300 (1.079 uds; 7.558 m)	2011

Tabla 1.- Centrales solares cimentadas por RODIOKRONSA

A continuación, se presentan algunas de las técnicas utilizadas por RODIOKRONSA en la cimentación de estas centrales solares, especialmente las de tecnología termosolar, pero citando también sus aplicaciones a centrales fotovoltaicas.

2- Cimentación de la Central Termosolar de Puertollano

Como se puede comprobar en el cuadro anterior, las técnicas de cimentación utilizadas por RODIOKRONSA en centrales termosolares se pueden clasificar en 2 tipos:

- Pilotes “in situ” de gran diámetro: Centrales de Puertollano y Axtesol II; en ambos casos, se dispuso un solo pilote por soporte, colocando los pernos de anclaje de este directamente en el pilote, sin necesidad de encepado;
- Pilotes prefabricados: Central de Lebrija; cada punto de apoyo se cimentó sobre 2 pilotes prefabricados inclinados, unidos entre sí mediante un encepado en el que se colocaban los pernos de anclaje.

Como ejemplo de las cimentaciones mediante pilotes “in situ”, se desarrolla a continuación el proceso seguido en la Central de Puertollano, realizada para IBERINCO (Iberdrola Ingeniería y Construcción) en 2008.

Se trata de una central termosolar, con colectores cilíndrico-parabólicos; ocupa una extensión de 122 Ha, y su capacidad de producción de electricidad es de 50 MW. La imagen de la central, una vez terminada, se presenta en la figura 1.



Figura 1.- La central termosolar de Puertollano, una vez terminada

En el momento actual, la tecnología de los colectores cilíndrico-parabólicos es la más utilizada en centrales termosolares; los cilindros siguen al sol y concentran sus rayos en tubos receptores de alta eficiencia, situados en la línea focal de los cilindros y recorridos por un fluido que se calienta a unos 400° C.

Respecto a otras tecnologías, como las de discos Stirling o las torres concentradoras, los colectores tienen la ventaja de que un solo mecanismo controla el movimiento de varios de ellos.

En la figura 2 se observan dos de las alineaciones de colectores, una vez terminada su colocación; los colectores son soportados por una estructura metálica con pilares verticales, a los que se denominan “pilonos”. En la figura 3 se presentan los 2 tipos de pilonos existentes en la central de Puertollano: a la izquierda, el tipo más liviano, denominado “middle pylon” y que se sitúa en las posiciones centrales y finales de cada alineación; a la derecha el pilono de manejo o “drive pylon”, de mayor entidad porque es el que soporta el sistema de seguimiento solar de los colectores.



Figura 2.- Colectores cilíndrico-parabólicos colocados



Figura 3.- Los 2 tipos de pilonos

Cada pilono dispone en su base de 4 pernos, con los que se fija a la cimentación, y cuyo replanteo debe realizarse con la máxima precisión. En las figuras 4 y 5 se han recogido las dimensiones de las bases de cada tipo de pilonos, diseñadas por IBERINCO.

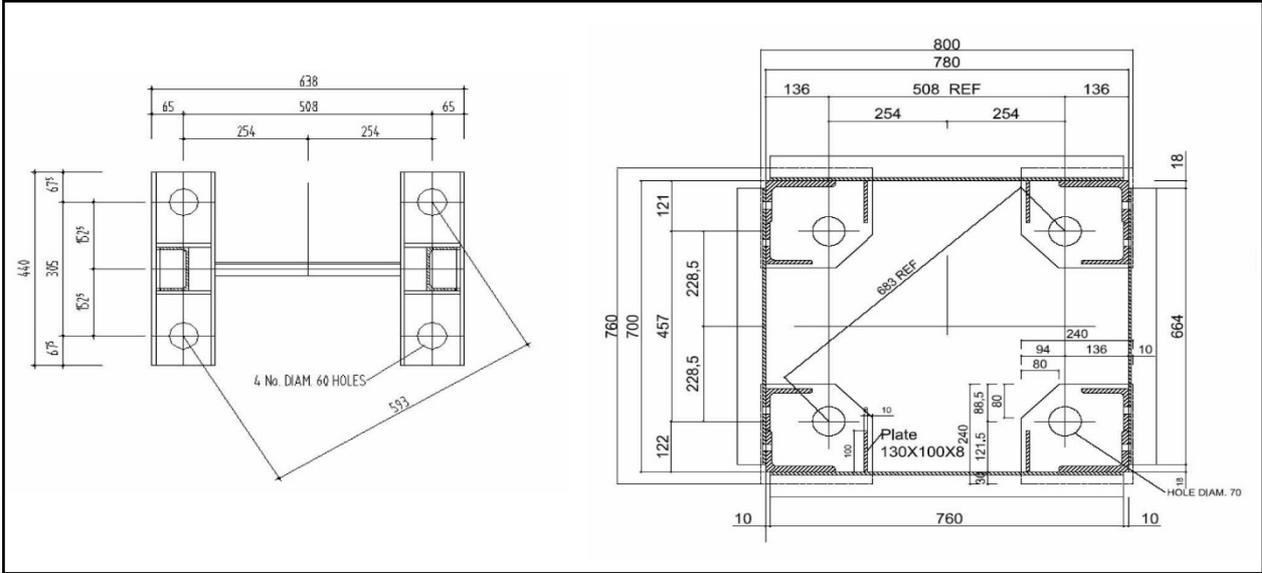


Figura 4.- Placas de anclaje y pernos. A la izquierda, “middle pylon”; a la derecha, “drive pylon”

Tanto las estructuras como los propios paneles son livianos, por lo que las cargas verticales transmitidas a la cimentación son pequeñas. Sin embargo, la gran superficie expuesta al viento produce cargas horizontales y flexiones comparativamente altas. Además, por la necesidad de seguir al sol en su recorrido, es necesario controlar rigurosamente las deformaciones en la cabeza de los pilonos.

Por todo ello, la cimentación de una planta solar requiere una solución integral, que aúne:

- La ingeniería de diseño;
- La ejecución de los pilotes;
- La colocación de los pernos con las máximas garantías de precisión;
- La realización de pruebas de control.

En el caso concreto de Puertollano, en el proyecto se había previsto una solución mediante pilotes 1 “in situ” de 1.000 y 1.200 mm de diámetro, respectivamente, para cada pilono intermedio y de manejo, respectivamente; la longitud inicialmente prevista era de 6,00 m. Para analizar la idoneidad de la solución y optimizarla en lo posible, RodioKronsa realizó tanto cálculos mediante elementos finitos en 3 dimensiones como pruebas reales de carga sobre pilotes construidos con ese fin; en estas, se analizaron tanto el comportamiento de los propios pilotes y los pernos de unión, como las deformaciones reales en 2 “Middle pylons” proporcionados por Iberdrola.

En definitiva, el proceso de cimentación de los soportes se puede descomponer en las 6 fases siguientes:

Fase 1: Estudio previo de la colocación de los pernos.

En primer lugar, con objeto de desarrollar un procedimiento de colocación de los pernos que resultara rápido y fiable, RodioKronsa realizó un estudio sistemático en sus terrenos contiguos al parque de maquinaria. Para ello, construyó y probó una serie de mesas de centrado; dos momentos de estas pruebas se pueden observar en las figuras 5 y 6. Una vez finalizadas las pruebas, el procedimiento más fiable fue el que se utilizó en obra.



Figura 5.- Mesas centradoras



Figura 6.- Colocación de pernos

Fase 2: Ensayos sobre pernos colocados.

También en terrenos propios de RK, y durante los meses de octubre y noviembre de 2008, se realizaron una serie de pruebas sobre pernos colocados en pilotes, para determinar su comportamiento en los dos aspectos siguientes:

- La resistencia de los pernos a tracción; se ensayaron barras corrugas de 32 mm y barras Gewi de 32 y 42 mm de diámetro;
- La resistencia y deformabilidad de los pernos en comparación con la los propios pilonos metálicos, para lo cual se ensayaron a carga horizontal 2 pilonos reales del tipo intermedio (“Middle”).

El ensayo de los pernos a tracción se realizó con un gato SPX de 100 t y 138 cm² de sección, una central PAUL y manómetros WIKA. Se realizaron escalones de carga de 12 t cada 2 minutos. Los resultados esenciales figuran en la tabla 2, y un detalle de la prueba se aprecia en la figura 7:

Tipo de barra	Terminación	Resultado
Redondo de 32 mm (B-500-S)	Recta	A 28 – 30 t se deforma a carga constante
	Garrota	
Gewi de 32 mm	Recta	A 48 t se deforma a carga constante
Gewi de 42 mm	Recta	A 80 t, rotura de la barra

Tabla 2.- Resultados de las pruebas de pernos a tracción

En cuanto a las pruebas de resistencia y deformación de los pernos en comparación con los propios pilonos, se realizaron aplicando una carga horizontal en cabeza del pilono, tomando lecturas de deformación (alargamiento y acortamiento) de los pernos, siendo siempre inferiores a 1 mm, y produciéndose antes el colapso de la propia estructura que el de los pernos. En la figura 8 se ha recogido el momento de la realización de una de estas pruebas.

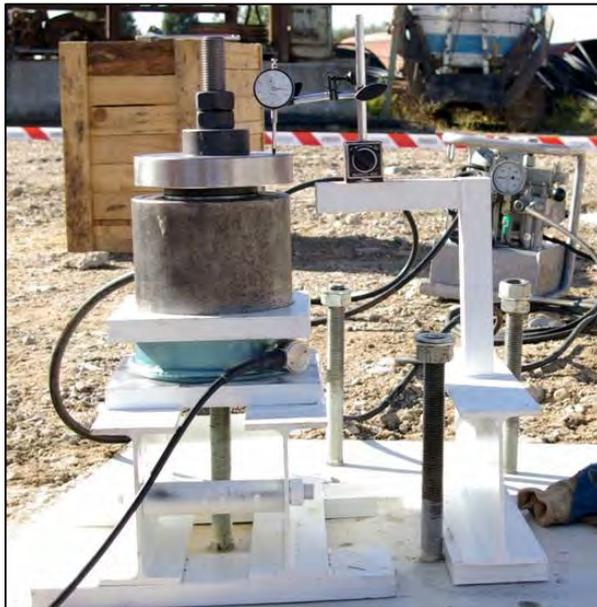


Figura 7.- Prueba de los pernos a tracción



Figura 8.- Prueba de carga horizontal

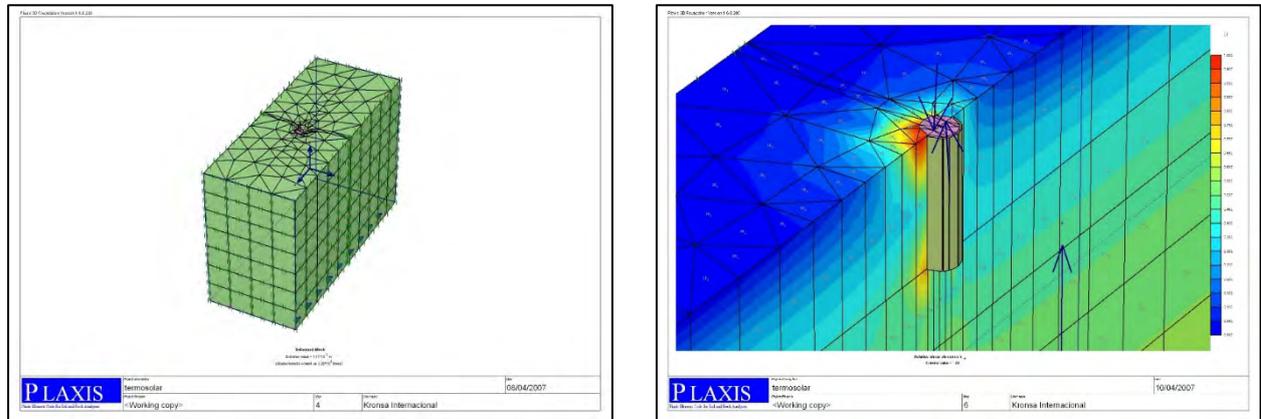
Fase 3: Cálculo de los pilotes.

El cálculo de los pilotes tenía como finalidad optimizar la longitud de los mismos; se realizó mediante el programa de ordenador Plaxis 3D Foundation, que permitió el estudio de los pilotes por elementos finitos en 3 dimensiones, considerando para el suelo un comportamiento elasto-plástico tipo Mohr-Coulomb.

En la obra, se distinguen dos grandes zonas:

- Zona de desmonte, donde los pilotes se empotran en su totalidad en terreno natural; en general, se trata de un suelo arcilloso de compacidad media;
- Zona de terraplén, de hasta 2 m de espesor, bajo el cual se encuentra nuevamente el terreno arcilloso natural.

Ambas zonas fueron modelizadas en Plaxis 3D, analizándose el comportamiento de pilotes de 1.000 mm de diámetro y longitudes de 4, 6 y 8 m, con objeto de comprobar el comportamiento de los pilotes previstos en el proyecto y optimizar su longitud si era posible. En las figuras 9 y 10 se presenta el estudio realizado en la zona de desmote, y en la tabla 3 se han recogido los resultados esenciales del estudio para el pilón intermedio.



Figuras 9 y 10.- Estudio de pilotes en la zona de desmote mediante Plaxis 3-d Foundation

Pilón y diámetro del pilote	Longitud (m)	Movimiento en cabeza (mm)	Axil máximo (kN)	Flector máximo (mkN)
Intermedio (Middle) (1.000 mm)	4,00	1,77	57,44	216,94
	6,00	1,45	89,17	209,80
	8,00	1,43	117,45	205,98

Tabla 3.- Resultados del cálculo de pilotes del pilón intermedio en la zona de desmote

Fase 4: Ensayo previo de pilotes en el emplazamiento real.

Una vez realizados los cálculos teóricos, y antes de ejecutar los pilotes de cimentación, se procedió a construir pilotes para ensayar en el emplazamiento real; su diámetro se fijó en 1.000 mm, por ser los más abundantes en la obra, y de diferentes longitudes, con un máximo de 6,00 m. Cada uno llevaba embebidos 4 pernos “Gewi” de 32 mm y 1 m de longitud (75 cm embebidos en el hormigón, con placa de reparto de 150 x 150 x 30 mm, soldada, tal como se observa en la figura 11).

Todos los pilotes sobresalen de la rasante del terreno de 20 a 25 cm, tramo que se protege con una funda tubular metálica, la cual sirve de elemento de conexión para la instrumentación (figura 12).

Para la realización de la prueba, se montó una gran carpa en el emplazamiento de los pilotes (figura 13). Se midieron los movimientos horizontales en la cabeza del pilote bajo la aplicación de cargas horizontales y momentos flectores, para lo cual se aplicaba la carga a la parte superior de una viga metálica montada sobre el pilote, utilizando perfiles HEB-160 para soportar el gato y transmitir la carga (figura 14).

Todos los datos se transmitían a un ordenador central (figura 15), y para cada uno de los ensayos se comprobaron:

- El comportamiento real del sistema “terreno-pilote”, con el fin de optimizar las longitudes de los pilotes;
- La reversibilidad o no de las deformaciones.



Figura 11.- Armaduras, pernos y placas soldadas



Figura 12.- Instrumentación en cabeza del pilote



Figura 13.- El puesto de control, dentro de la carpa



Figura 14.- Gato y viga de transmisión de la carga

Con los resultados obtenidos en el cálculo y las pruebas reales de carga, se confirmó la validez de los diámetros previstos para los pilotes, y se adoptó una longitud de 4,00 m para los realizados en la zona de desmonte (terreno arcilloso natural), adaptándola a la altura del terraplén donde existía.

Fase 5: Construcción de los pilotes de cimentación, y colocación de pernos.

Una vez tomadas las decisiones en cuanto a diámetros y longitudes de pilotes, al tipo de pernos y a su sistema de colocación, se comenzó la obra propiamente dicha, realizándose la perforación con equipos de pilotaje Mait 1300 (figura 15).

Una vez terminada la perforación del pilote, se procedía a colocar la armadura, a posicionar la mesa centradora y a colocar los pernos de anclaje (figuras 16 y 17). El hormigonado se realiza de la forma habitual, con tubo “Tremie”.

Después de fraguado el hormigón, se retira la mesa centradora (figura 18), quedando los pernos posicionados y protegidos para la posterior colocación de los pilonos de soporte de la estructura de los colectores.



Figura 15.- Equipo perforador Mait 1.300



Figura 16.- La mesa centradora posicionada



Figura 17.- Armadura y pernos colocados



Figura 18.- Los pernos, después de retirada la mesa



Figura 19.- Los pilonos montados

Por último, una vez construidos los pilotes, se atornillan los pilonos a los pernos y se trasladan los colectores a su emplazamiento (figura 19), procediéndose después a su instalación; en las figuras 1 y 2 se ha visto ya el resultado final del proceso.

3- Cimentación de la Central Fotovoltaica de la factoría de Renault en Sandouville (Francia)

En la tabla 1 se puede comprobar que, además de las centrales termosolares ya citadas en el capítulo anterior, RODIOKRONSA ha realizado la cimentación de varias centrales fotovoltaicas, utilizando en general también 2 técnicas diferentes:

- Pilotes “in situ”: Centrales de Trujillo y Villafranca; en ambos casos, se dispuso un solo pilote por soporte, bien colocando los pernos de anclaje directamente en el pilote (Villafranca, con una solución similar a la de Puertollano), o bien empotrando el propio tubo-poste en el pilote (Trujillo, figuras 20 y 21);
- Pilotes prefabricados: Central de Sandouville; cada punto de apoyo se cimentó sobre 1 pilote prefabricado vertical, realizando sobre él un pequeño encepado en el que se colocan los pernos de anclaje.



Figura 20.- Los tubos-poste colocados



Figura 21.- Los paneles fotovoltaicos instalados

Por la singularidad de la solución, repasamos a continuación brevemente la cimentación de la planta de Sandouville; se trata de una de las factorías de la firma de automóviles Renault, la cual, dentro de su apuesta por las energías renovables, ha decidido instalar lo que se considera el mayor conjunto mundial de instalaciones fotovoltaicas dentro de la industria del automóvil. Para ello, va a dotar de paneles fotovoltaicos a los aparcamientos de sus plantas de Douai, Maubeuge, Flins, Batilly, Sandouville y Cléon. En total, más de 40 Ha de paneles, colocados en los aparcamientos de entrega y expedición de vehículos de todas las plantas citadas, y en los de empleados de Maubeuge y Cléon.

La potencia total instalada superará los 60 MW, y podrá producir más de 52.000 MWh al año, de forma totalmente limpia y renovable. Esta cantidad sería suficiente para el abastecimiento de una ciudad de unos 15.000 habitantes, y evitará la emisión de más de 30.000 t anuales de CO₂.

Para la factoría de Sandouville, la firma Elecnor encargó en el año 2011 a RodioKronsa la realización de un estudio de la cimentación de las marquesinas con paneles fotovoltaicos, estableciendo que la solución aportada debe ser no sólo válida estructuralmente y competitiva económicamente, sino que además debe reunir las condiciones de rapidez de ejecución y limpieza de la obra.

Una vez analizados los datos geotécnicos y estructurales, la solución propuesta por RodioKronsa fue la de pilotes prefabricados de hormigón armado, hincados hasta el rechazo.

Según el informe geotécnico realizado por Fondasol, el subsuelo está formado por 3 niveles esenciales, como se resume en la tabla 4. Por lo tanto, era de esperar que los pilotes dieran rechazo en torno a los 7,00 m, aproximadamente. En algunos puntos concretos, los penetrómetros indicaban que, para permitir la hincada de los pilotes, podía ser necesario realizar preforos en algunos de los emplazamientos.

<i>Capa</i>	<i>Tipo</i>	<i>Espesor (m)</i>
1	Relleno	1,5
2	Arenas mediamente compactas	4,5
3	Arenas compactas	-

Tabla 4.- Estratigrafía media

En cuanto a la magnitud de las acciones actuantes, las correspondientes a las hipótesis pésimas se han recogido en la tabla 5.

Hipótesis de cálculo	Carga horizontal (t)	Carga vertical de compresión (descendente) (t)	Carga vertical de tracción (ascendente) (t)	Momento de vuelco (mt)
Pésima	3,00	20,00	10,00	26,00

Tabla 5.- Acciones pésimas de cálculo

En la figura 22 se ha recogido el plano original de emplazamiento de las marquesinas, así como la división de los trabajos en 5 fases prevista por el cliente.

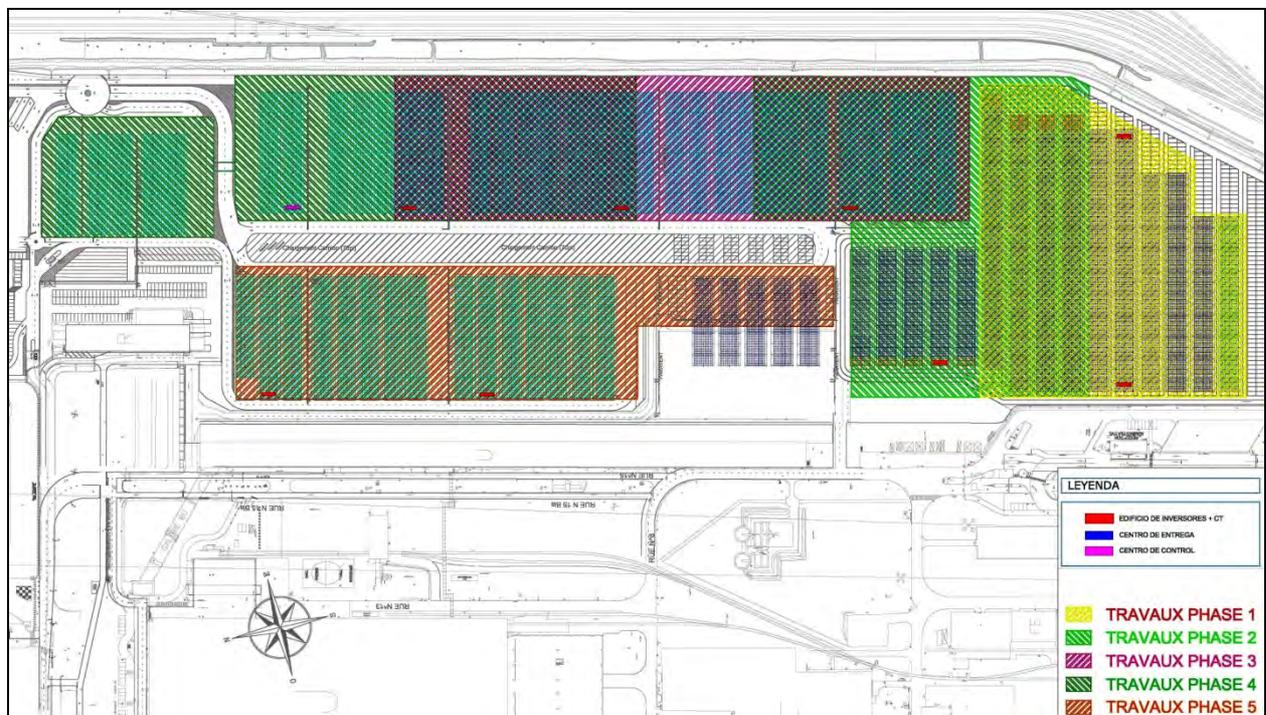


Figura 22.- Plano de situación de las marquesinas

Sandouville se encuentra en la región de Normandía, cerca del puerto de Le Havre, objetivo prioritario de los ataques aliados durante la II Guerra Mundial, lo que provocó la necesidad de comprobar, antes de empezar la hinca de pilotes, la posible presencia de bombas enterradas; aunque hubo varias alertas de detección, finalmente todas resultaron ser falsas. Las figuras 23 y 24 recogen momentos de esta investigación.

Figuras 23 y 24.- Investigación previa para la búsqueda de posibles bombas enterradas

Igual que en otras ocasiones, fue necesario aunar la ingeniería de diseño con la realización de pruebas a escala real; el cálculo de los pilotes se realizó mediante los programas Rido (cálculo de pantallas y pilotes sometidos a cargas horizontales) y Plaxis 3D Foundation, algunas de cuyas salidas gráficas se han recogido en las figuras 25 y 26. La deformación obtenida en estos cálculos fue en general inferior a 2 mm.

Figuras 25 y 26.- Resultados gráficos del programa Plaxis 3D Foundations

En total, se hincaron 926 pilotes prefabricados CK-300 (sección cuadrada, de 30 cm de lado) en las marquesinas, con una longitud total de 7.558 m; la longitud media fue de 8 a 9 m; además, en estructuras cortavientos se hincaron 153 m adicionales de pilotes, en este caso pretensados y de la misma sección.

Para la hinca se utilizaron 2 equipos Mait, uno de ellos del modelo THH6, con maza de 5 t de peso (figura 27) y otra del modelo HR-180, con maza de 7 t (figuras 28 y 29).

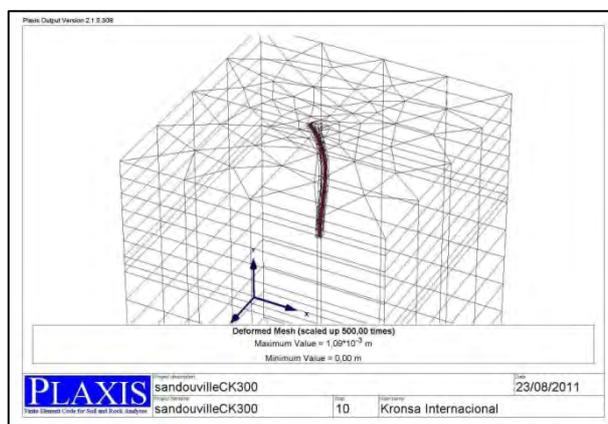
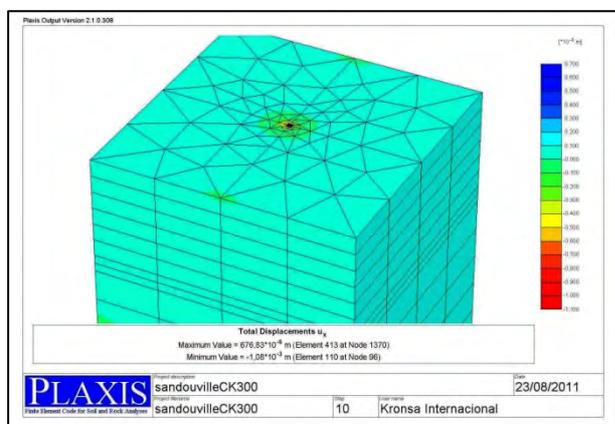




Figura 27.- Mait THH6 (Maza de 5 t)



Figura 28.- Mait HR-180 (Maza de 7 t)

Una vez finalizada la obra, se comprobó la capacidad de carga de 14 pilotes, elegidos por Elecnor, utilizándose para ello el Analizador Electrónico de Hinca (PDA), obteniéndose en todos ellos resultados satisfactorios (Figura 30).



Figura 29.- Mait HR-180 presentando un pilote

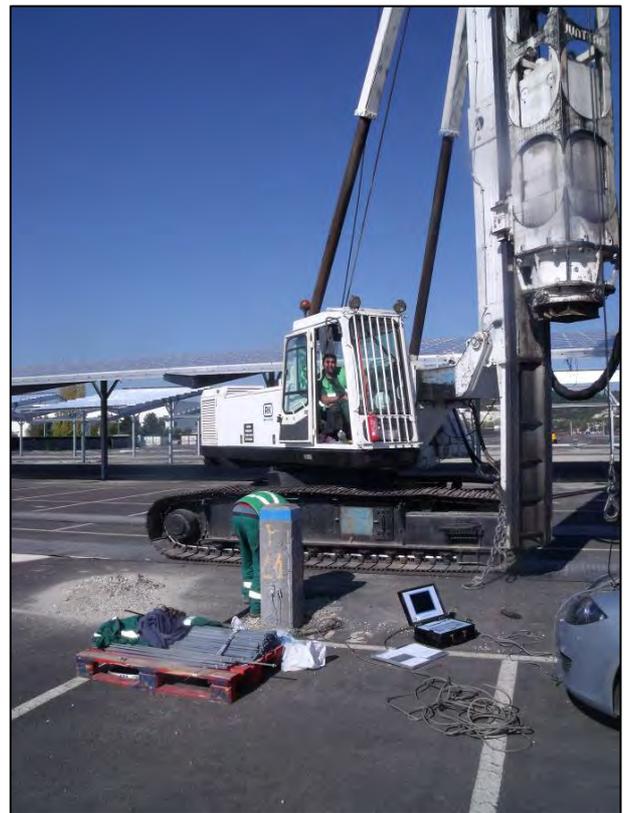


Figura 30.- Prueba de pilote mediante PDA

A continuación, se procedió a construir los encepados, colocar en ellos los pernos de anclaje de la estructura y montar los soportes verticales. El proceso se ha recogido en las figuras 31 a 36.



Figura 31.- Pilote hincado y listo para descabezar



Figura 32.- Descabezado y excavación



Figura 33.- Colocación de la mesa centradora



Figura 34.- Encepado hormigonado y con pernos



Figura 35.- Detalle de los pernos colocados



Figura 36.- El pilar atornillado en posición

Posteriormente, y ya como fase final de la obra, se procedió al montaje completo de las marquesinas y los paneles fotovoltaicos. Estas últimas fases del trabajo no fueron realizados por RodioKronsa, pero en las figuras 37 y 38 se pueden observar un momento del montaje y algunas marquesinas ya terminadas.



Figura 37.- Montaje de la superestructura



Figura 38.- Marquesinas terminadas

4- Conclusiones

En resumen, para conseguir la optimización de las cimentaciones en este tipo de estructuras sometidas a cargas muy descompensadas (cargas verticales pequeñas, y simultáneamente, cargas horizontales y flexiones comparativamente grandes), es imprescindible realizar un estudio detallado de los pilotes mediante el software adecuado, preferiblemente con programas de elementos finitos en 3 dimensiones, pero también resulta igualmente necesaria una colocación sistemática y muy precisa de los pernos de anclaje y la realización de pruebas de carga de los pilotes en su emplazamiento definitivo.

MEJORA-REFUERZO DEL TERRENO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PLATAFORMAS PETROLÍFERAS

**Gustavo ARMIJO PALACIO
Dr. Ingeniero de C. C. y P.
Servicio Técnico de GEOCISA**

RESUMEN

En la factoría de Dragados Offshore, en el Bajo de la Cabezuela, Cádiz, se construyen plataformas para la extracción de petróleo, en zonas cercanas al muelle para cargarlas, cuando están finalizadas, en barcos o pontones, que las llevan a su emplazamiento definitivo, por lo general, en el Mar del Norte.

En este artículo se describe brevemente el proceso constructivo de estas plataformas, las características geotécnicas del terreno en las zonas en donde se realiza, los aspectos particulares que hay que tener en cuenta para el diseño de la cimentación de este tipo de estructuras y la mejora del terreno en donde éstas se apoyan con el objeto de cumplir con los exigentes requisitos de asientos totales y de distorsiones angulares.

El diseño de la mejora del terreno se realiza tanto frente a las cargas estáticas como frente al riesgo de licuación por sismos e incluye la selección de la técnica más adecuada en función del tipo de terreno. También se describe, a modo de ejemplo, el proceso de ejecución de la mejora con columnas de grava, junto con los controles de ejecución y de resultados que lleva asociados.

1. INTRODUCCIÓN

En la factoría de Dragados Offshore, en el Bajo de la Cabezuela, Cádiz, se construyen plataformas para la extracción de petróleo, en zonas cercanas al muelle para cargarlas, cuando están finalizadas, en barcos o pontones, que las llevan a su emplazamiento definitivo, por lo general, en el Mar del Norte.

Las plataformas de petróleo fijas están compuestas por las dos partes principales siguientes, que se fabrican por separado:

- El deck (Figura 1) o edificio situado en la parte superior, desde el que se realizan todas las operaciones.
- La jacket (Figura 2) o plataforma sobre la que se poya el deck y que se cimenta en el fondo del mar.

En la Figura 3 se observa una plataforma con la jacket, el deck y una estructura auxiliar, en posición definitiva.

La fabricación de este tipo de plataformas constituye un buen ejemplo de “geotecnia en los entornos industrial y energético” porque están destinadas a la extracción de petróleo, que es todavía uno de las

principales recursos energéticos y su construcción supone un proceso industrial importante que, junto con la operación para cargarlas en los barcos de transporte, involucran también cálculos geotécnicos complejos y la ejecución de cimentaciones superficiales y profundas y tratamientos del terreno de gran magnitud.



Figura 1. Deck “Amerada” durante el “load-out”



Figura 2. Jacket “Bruce” sobre el barco



Figure 3: Plataforma fija “Gaviota” (Deck sobre jacket y estructuras auxiliares)

2. CONSTRUCCIÓN DE LAS PLATAFORMAS

Las plataformas (decks o jackets) se construyen a unos 100 m del muelle, de modo que exista espacio suficiente para la estructura en sí y para las grúas que interviene en su construcción. En la Figura 4 se incluye, a modo de ejemplo, una foto con una vista general de la construcción del deck “Amerada” y en las Figuras 5 y 6 se incluyen, respectivamente, una vista en planta y una sección longitudinal de la misma estructura, en las cuales se observa:

- La zona de construcción del “deck”, con una planta de 45 m x 35 m y una altura cercana a los 30 m.
- Los caminos de rodadura o “imadas” por los que se realiza el proceso de carga en el barco, denominado “load-out”.
- Las losas cimentadas sobre elementos portantes, sobre las que se coloca un puente para cargar la estructura en el barco sin afectar al muelle con empujes o cargas verticales que comprometan su estabilidad.
- El muelle
- El barco, desde el que se tira con cabrestantes para el “load-out”. Puede estar fondeado o reaccionando contra el muelle.

Para lograr que la estructura de unas 8.100 t de peso, deslice, se monta sobre patines o “skids” como los que aparecen en las secciones transversales que se incluyen en la Figura 7. Estos patines deslizan sobre bloques de hormigón de 4 a 5 m de ancho (Figura 8) , que transmiten al terreno presiones de hasta 4 kg/cm². Los bloques de hormigón apoyan sobre una capa de material granular compactado, de 0,5 a 1 m de espesor que hace las veces de losa distribuidora de cargas sobre las columnas de grava con las se mejora el terreno, cuyo diseño se detalla en el apartado 5.



Figura 4. Vista general de la construcción del deck “Amerada”

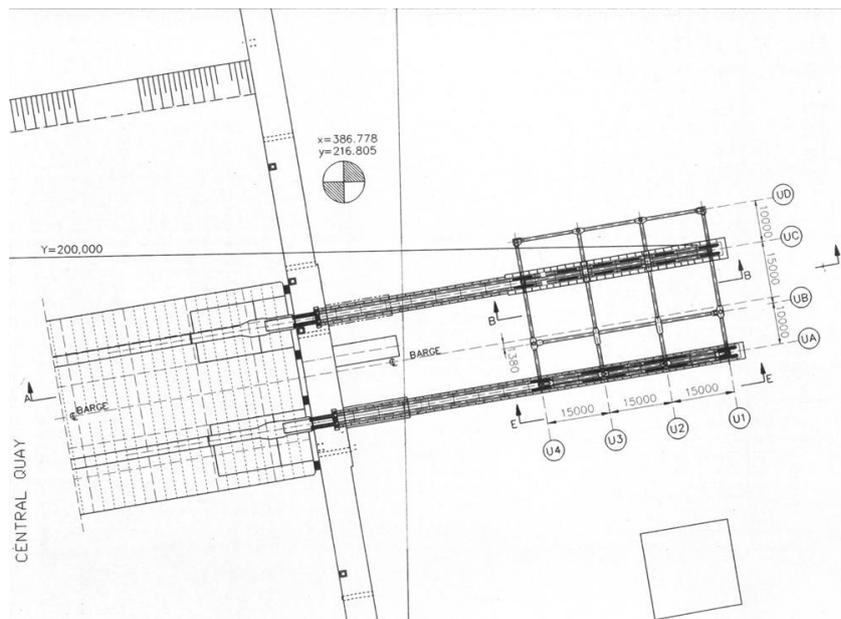


Figura 5. Planta del deck “Amerada”, las imadas, el muelle y el barco

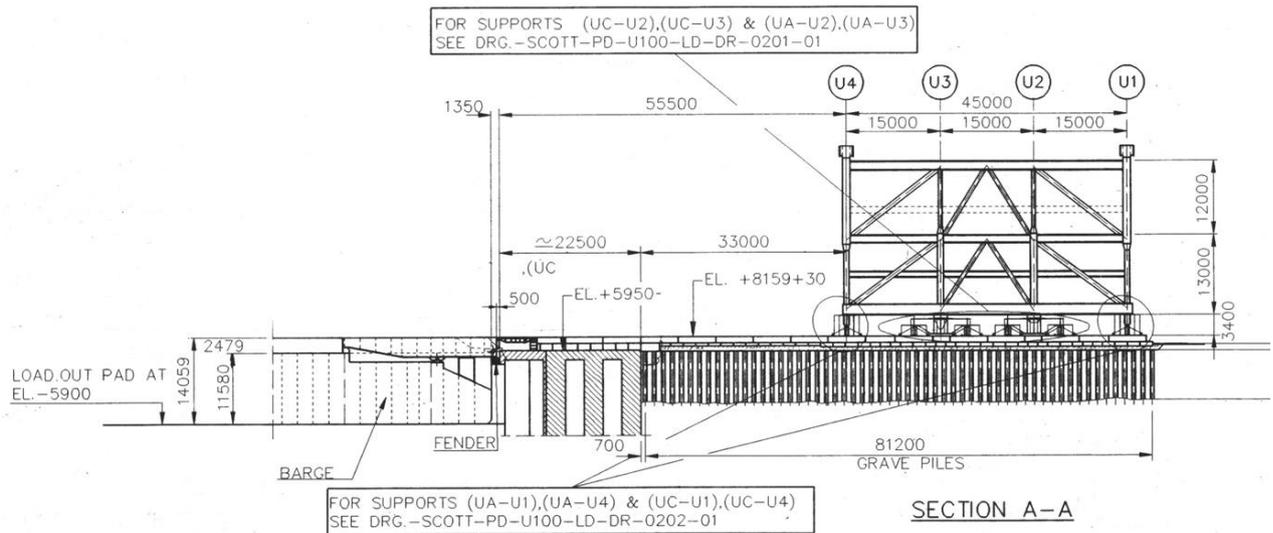


Figura 6. Sección longitudinal del deck "Amerada", las imadas, el muelle y el barco

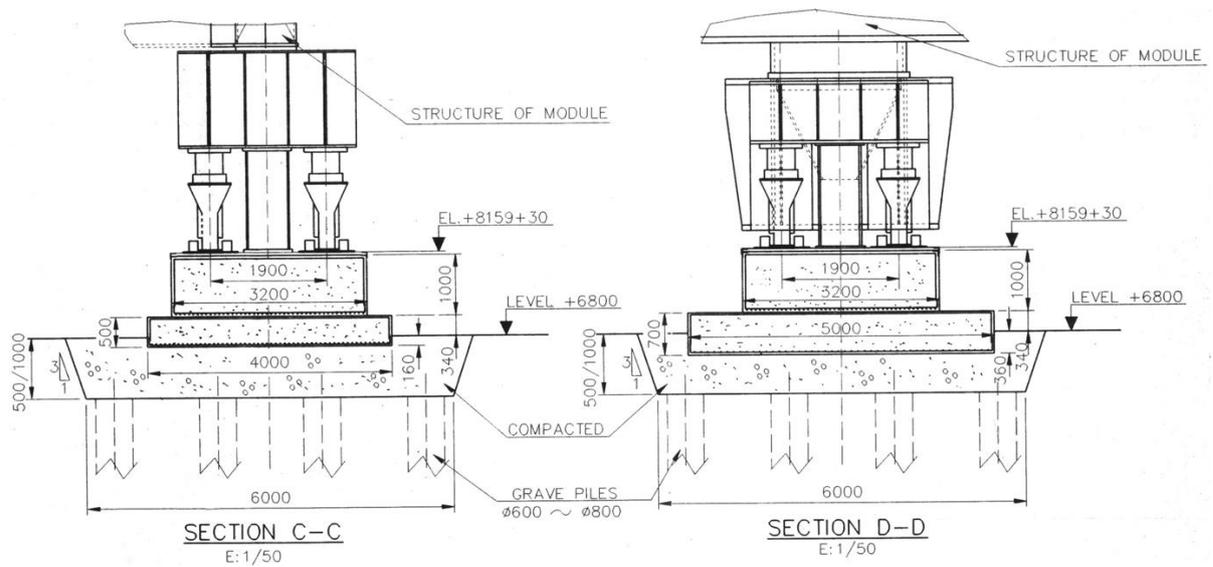


Figura 7. Secciones transversales de los apoyos deck "Amerada" sobre el terreno mejorado por medio de bloque de hormigón



Figura 8. Detalle cimentación con bloques de hormigón

3. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

En la Figura 9 se presenta el perfil medio del terreno en la factoría de Dragados Offshore, en el cual aparece una capa de 2,5 m de espesor, a 4 m de profundidad, formada por arenas limosas sueltas, por debajo del nivel freático, con un 20% de finos no plásticos y golpes de SPT variables entre 2 y 7.

Esta capa produciría asentamientos totales y diferenciales inadmisibles para las estructuras (véase el apartado 4) y sería susceptible de licuarse bajo la acción de sismos como los que prevé la Norma Sísmica Española para esa zona.

4. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

El diseño de la cimentación de este tipo de estructuras, durante su construcción, debe tener en cuenta los siguientes aspectos particulares.

Se trata de obras con dos fases principales:

- Construcción de la estructura (“deck” o “jacket”)
- Traslado de la estructura desde la zona de construcción al muelle para cargarla en el barco que la llevará a destino (“Load-out”)

Las obras comprenden las cuatro zonas principales que se describen en el apartado 2:

:

- La zona de construcción
- Los caminos de rodadura (“imadas”) entre la zona de construcción y el muelle
- Las losas pilotadas, el puente y el muelle
- El barco (fondeado o reaccionando contra el muelle)

Los sitios o “yards” en donde se construyen este tipo de estructuras están ubicados cerca de muelles con rellenos antrópicos compuestos, en algunos casos, por capas arenosas limosas sueltas, situadas por debajo del nivel freático, el cual se encuentra, por lo general, a poca profundidad.

La cimentación se realiza por medio de bloques de hormigón que transmiten al terreno presiones de hasta 4 kg/cm^2 .

Las especificaciones de estas estructuras limitan los asentamientos totales a unos pocos mm y las distorsiones angulares a valores de $1/1000$ o $1/2000$, según el caso.

Debido a lo anterior, por lo general, resulta necesario realizar una mejora del terreno como, por ejemplo, la que se llevó a cabo mediante columnas de grava, para el “deck” o módulo “Amerada”, cuyo diseño, ejecución y control se detallan en el apartado 5.

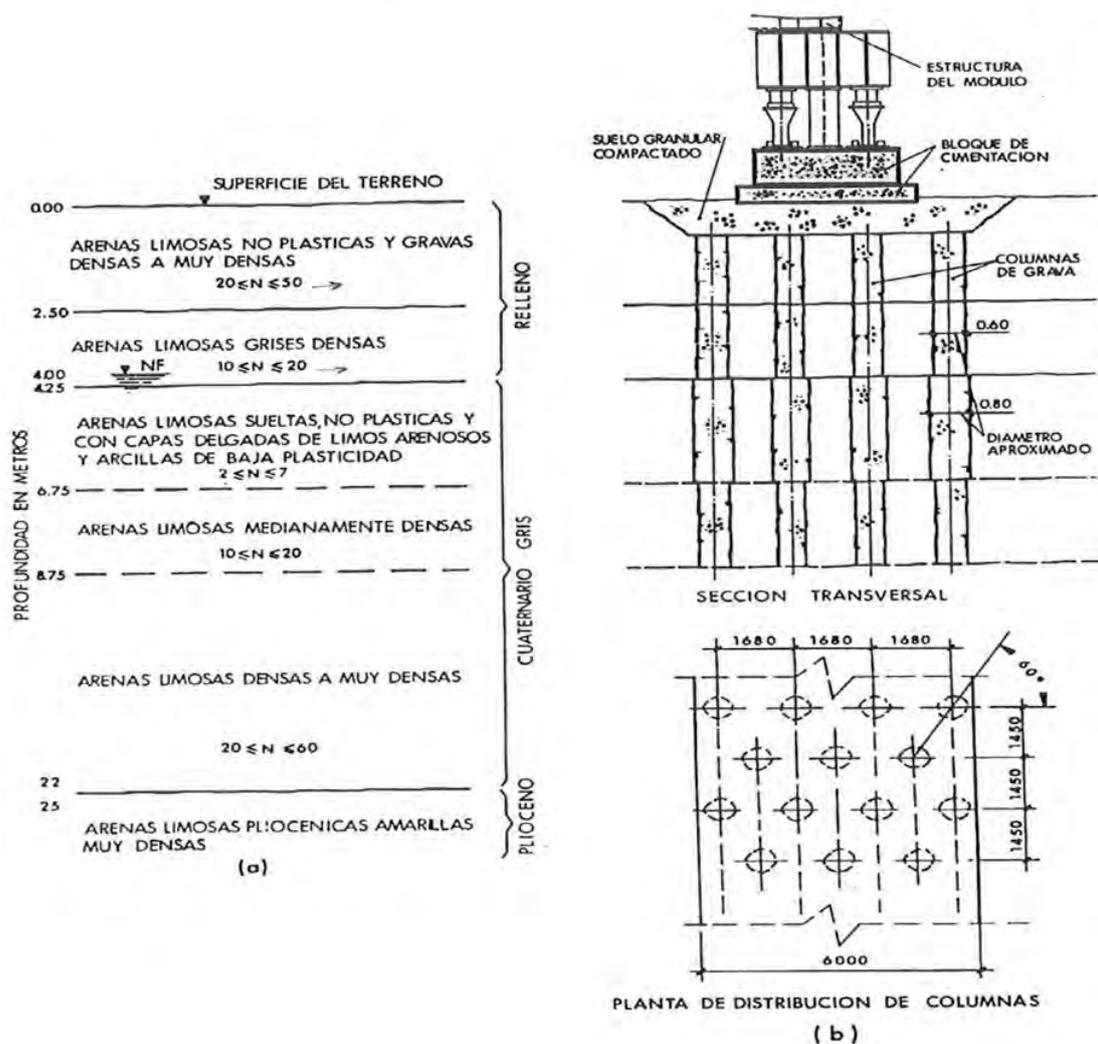


Figura 9. (a) Perfil medio del terreno en zona de construcción de las plataformas de petróleo
(b) Sección transversal de la cimentación sobre el terreno mejorado

5. MEJORA DEL TERRENO

5.1. Elección de la técnica más adecuada:

Las técnicas de compactación profunda más eficaces son las vibratorias, particularmente la compactación dinámica, la vibroflotación y las de columnas de grava. Las dos primeras tienen por objeto densificar al terreno en profundidad, mientras que la tercera combina este efecto, con una acción de refuerzo del mismo y una mejora de sus condiciones de drenaje.

En la compactación dinámica la mejora del terreno se logra mediante la densificación provocada por la aplicación repetida, en puntos convenientemente espaciados de la superficie del mismo, de impactos de gran energía.

La vibrocompactación o vibroflotación (VF) y las columnas de grava (CG), son procedimientos de mejora mediante la acción de un vibrador que se introduce hasta la profundidad necesaria, en puntos regularmente espaciados y suficientemente cercanos. La VF se puede aplicar a suelos arenosos bajo el nivel freático, y con las CG se puede mejorar también el comportamiento de materiales cohesivos.

Teniendo en cuenta que la capa de terreno a mejorar se situaba por debajo del nivel freático, llegaba hasta profundidades de 9 m y estaba formada por arenas limosas sueltas con un contenido de finos del 20%, se descartó la aplicación de la compactación dinámica. Además, en función de la Figura 10 se descartó a la vibroflotación o vibro-compactación porque, si bien con ella se supera sin problemas la profundidad señalada, su aplicación no es aconsejable en terrenos con más de un 15% de finos y se eligieron las columnas de grava como la técnica más adecuada en este caso.

En efecto, en la gráfica de distribución granulométrica que aparece en la Figura 10, con el porcentaje que pasa en peso, en las ordenadas, y la abertura de tamiz en mm, en las abscisas, se han marcado cuatro zonas diferentes:

- A y B: definen, aproximadamente, el campo de aplicación de la vibroflotación, con un contenido de finos (porcentaje en peso que pasa por el tamiz 200 o menor que 0,06 mm) inferior al 15%. La zona A corresponde a las gravas y gravas arenosas y la B a las arenas y arenas con gravas.
- C y D: definen, aproximadamente, el campo de aplicación de las columnas de grava. En la zona C, con un contenido de finos entre el 15 y el 20%, el suelo entre columnas se densificará. En cambio, en la zona D, con un contenido de finos superior al 20%, el suelo entre columnas no mejorará, prácticamente.

Durante la aplicación de la VF, en suelos granulares con pocos finos (menos de un 15%), las vibraciones anulan o disminuyen temporalmente las fuerzas entre partículas, y la gravedad produce una reordenación de las mismas a una estructura más densa.

A diferencia del caso anterior, como los suelos con finos (más de un 15%) no responden a la vibración, se recurre a la construcción de columnas de grava para mejorarlos, dando lugar a una verdadera sustitución o desplazamiento en los puntos de tratamiento. En este caso, el vibrador penetra hasta la profundidad prevista y el hueco resultante se rellena de material granular sin finos, compactado.

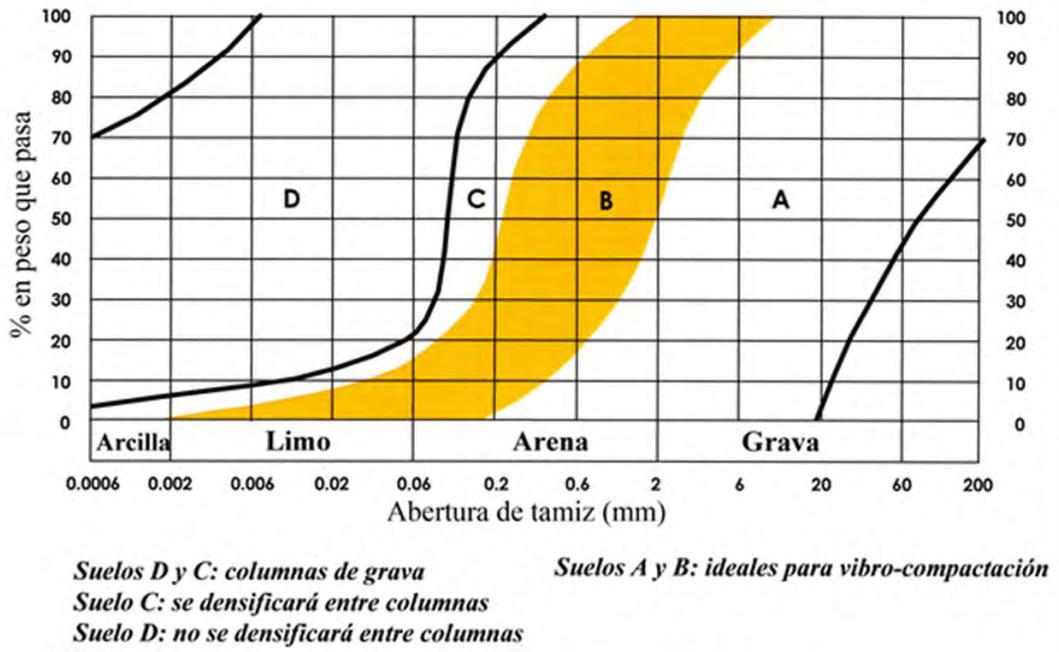


Figura 10. Aplicación de la vibración compactación o columnas de grava en función del tipo de suelo (Degen, 2001)

5.2. Diseño de la mejora del terreno:

5.2.1 Diseño para cumplir con los requisitos de asentamientos y distorsiones angulares

Las columnas de grava producen un refuerzo del terreno, el cual se traduce, fundamentalmente, en una disminución de los asentamientos. Este efecto está acompañado de una densificación del terreno entre columnas, en suelos granulares (Figura 10). Adicionalmente, las columnas de grava actúan como drenes y mejoran las condiciones de drenaje de los terrenos situados bajo el nivel freático.

Para lograr lo anterior, este tipo de tratamiento, al igual que la vibroflotación, se realiza aplicando el vibrador o torpedo, en puntos de una malla regular cuadrada o triangular equilátera, siendo ésta última la que proporciona mayor uniformidad de resultados.

El grado de mejora del terreno, se expresa, por lo general, en términos de la reducción de asentamientos mencionada, por medio de un factor de mejora denominado “n”, de modo que, para el mismo tipo de cimentación, el asentamiento del terreno reforzado, S_f , será n veces inferior al del terreno sin reforzar, S_0 :

$$S_f = S_0 \cdot n$$

En la Figura 11 (Priebe, 1995) se presenta este factor en función de:

A/A_c = área de influencia de la columna / área de la sección transversal de la columna (Figura 12)

ϕ_c = ángulo de fricción interna de la grava que constituye las columnas

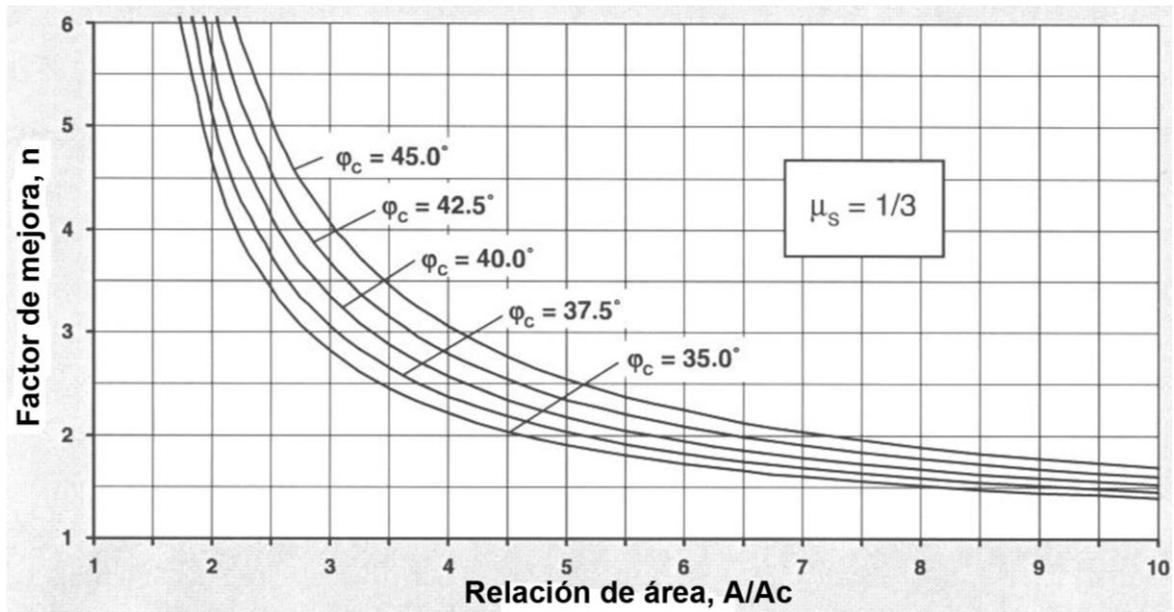


Figura 11. Factor de mejora de asientos en función de la relación de áreas y ángulo de fricción interna de la grava que constituye las columnas

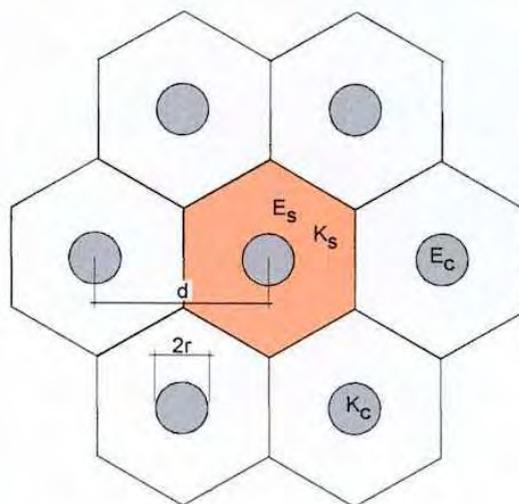


Figura 12. Disposición de columnas de grava según una malla triangular equilátera de lado d . Los hexágonos indican el área de influencia de las columnas ($A=0,866 d^2$)

En el caso particular del “deck Amerada”, para obtener en la capa de arenas limosas sueltas, un factor de mejora de asientos, n , del orden de 2,5, se diseñó una malla de columnas de grava de 0,80 m de diámetro, dispuestas según una malla triangular de 1,70 m de lado y con un ángulo de fricción interna de la grava entre 40° y $42,5^\circ$. Las columnas se empotraron una longitud de al menos un diámetro en la capa subyacente de arenas limosas densas a muy densas, alcanzando una profundidad media de 10 m (Figura 9 b).

5.2.2 Diseño para evitar la licuación

Estas columnas actúan como drenes verticales, de modo que la mejora en el comportamiento sísmico puede analizarse con el método de Seed y Booker (1977). Admitiendo un coeficiente de compresibilidad volumétrica, $m_{v3} = 3 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{Kg}$, un coeficiente de permeabilidad horizontal, $k_h = 1 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, y un factor de seguridad no inferior a dos frente a la reducción de la presión efectiva, resulta una separación

entre centros de columnas $d = 1,80$ m, distancia mayor que la demandada por el buen comportamiento "estático" de la cimentación (apartado 5.2.1). Así pues, esta última disposición elimina también todo riesgo de licuefacción.

Para determinar la distancia entre centros de columnas mencionada se utilizaron los ábacos dados por Seed y Booker (1977) para una relación:

$$N_e/N_1 = 1$$

con:

N_e : número de ciclos equivalentes de 0.65 veces el cortante cíclico máximo = 8 (se saca de la Tabla 1, para una magnitud sísmica, $M = 6,5$)

N_1 : número de ciclos requeridos para causar licuación = 8 (se obtiene con el procedimiento indicado por Armijo, 1995).

En estos ábacos (Figura 13) se entra con:

r_g : valor límite elegido del incremento de presión de poro / presión vertical efectiva = 0,5

T_{ad} : factor tiempo adimensional = $k_h \cdot t_d / (\gamma_w \cdot m_{v3} \cdot R_d^2) = 11$

donde:

t_d = duración de la parte principal del sismo = 14 s (se saca también de la Tabla 1, para la misma magnitud sísmica)

R_d = radio efectivo de la columna de grava actuando como dren = 0,20 m (se toma igual a la mitad del diámetro nominal, r , de las columnas de grava)

y se obtiene la relación $R_d/R_e = 0.22$, en la cual $R_e = d/2$ (Figura 12) es el semi-espacio entre centros de columnas de grava. A partir de esta relación se puede obtener $2R_e = 1,8$ m, que es mayor que el lado de la malla calculado en el sub apartado anterior.

Tabla 1. Relación entre la magnitud del sismo, el número de ciclos equivalentes (N_{eq}) y la duración de la parte principal del movimiento (Seed y otros. 1976).

MAGNITUD DEL SISMO	N_{eq}	DURACION DE LA PARTE PRINCIPAL DEL MOVIMIENTO (EN SEGUNDOS)
5,5 - 6,0	5	8
6,5	8	14
7,0	12	20
7,5	20	40
8,0	30	60

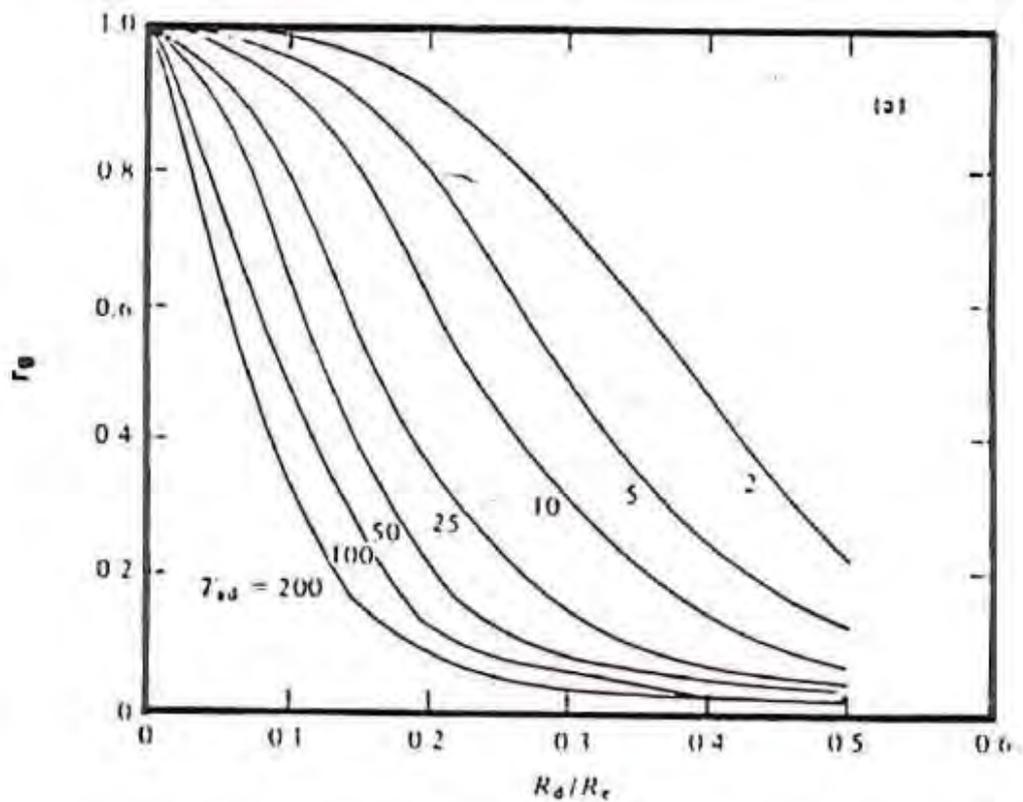


Figura 13. Valor máximo de la relación de presión de poros (r_p) en función de las características del sistema de drenaje para $N_{eq}/N_1 = 1$ (Seed y Booker, 1977)

5.3 Ejecución de las columnas de grava

La ejecución de las columnas de grava puede ser "húmeda" con chorros de agua que eliminan o lavan los finos, o "seca" con la ayuda de aire comprimido. Aunque en ambos casos la alimentación del material aportado puede ser desde superficie o por el fondo, lo más común es asociar la alimentación por arriba al proceso "húmedo" (Figura 14) y la alimentación por abajo al proceso "seco" (Figura 15).

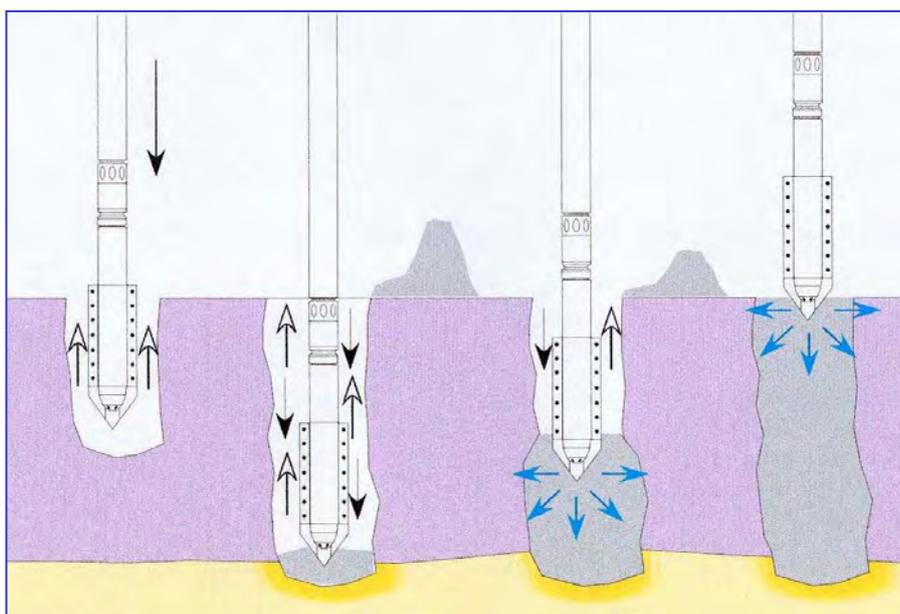


Figura 14. Fases de ejecución de columnas de grava por vía "húmeda", con alimentación por arriba

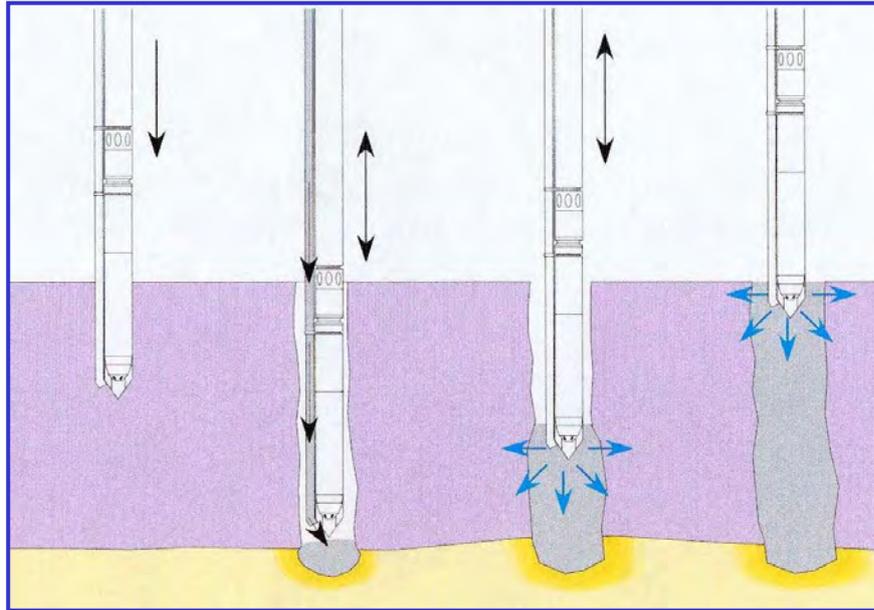


Figura 15. Fases de ejecución de columnas de grava por vía “seca”, con alimentación por el fondo

En la Figura 16 se muestra la ejecución de columnas de grava por vía “húmeda” para la cimentación del deck “Amerada” y en la Figura 17 se muestra la ejecución de una obra similar por vía “seca”, con un detalle de la tolva llenando de grava el tanque superior, en la Figura 18.



Figura 16. Ejecución de columnas de grava por vía “húmeda”, con alimentación por arriba, para el deck “Amerada”



Figura 17. Ejecución de columnas de grava por vía “seca”, con alimentación por el fondo



Figura 18. Detalle de la tolva llenando de grava el tanque superior, en una obra de columnas de grava por vía “seca”, con alimentación por el fondo

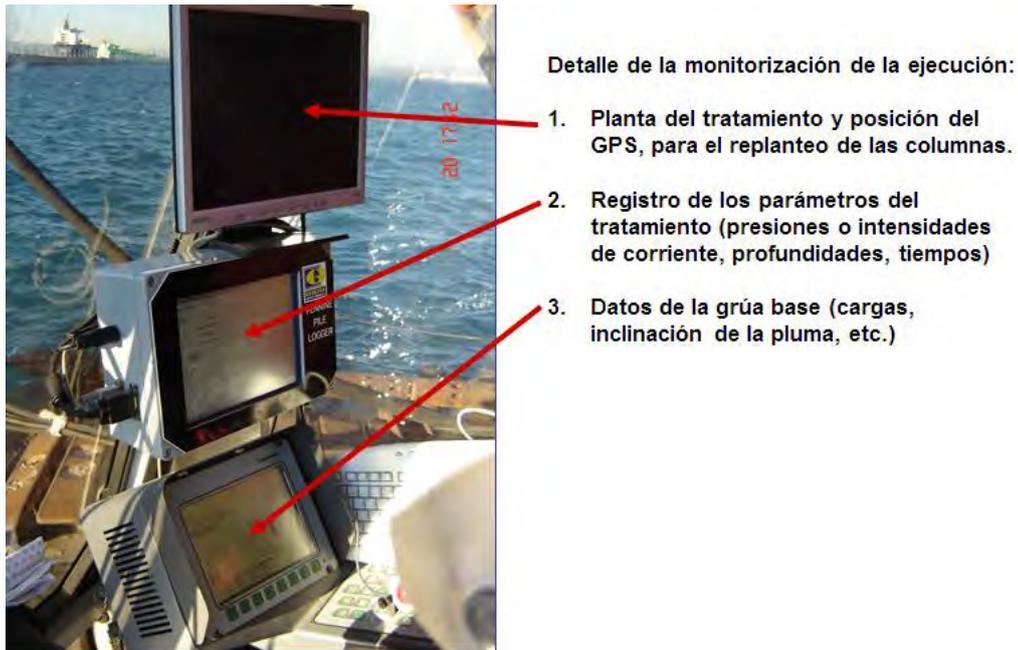


Figura 20. Control en tiempo real de los parámetros del tratamiento desde la cabina del operador

5.4.2 Control de resultados

Tiene por objeto verificar que se alcanzan los valores previstos en el diseño en cuanto a la profundidad de influencia del tratamiento y el grado de mejora a obtener. Este control debe comprender:

- Los aspectos geométricos: diámetro y continuidad de las columnas por medio de la medición directa (Figura 22) y la comparación con los datos del control de admisiones de grava durante la ejecución.
- El ángulo de fricción interna de las columnas de grava en función de:
 - a) El volumen de grava suelta a colocar en un tramo de columna de grava de longitud preestablecida.
 - b) La medición del diámetro de la columna de grava en el tramo mencionado.
 - c) La distribución granulométrica y la clasificación unificada de la grava.
 - d) Las porosidades máximas y mínimas de la grava, determinadas por medio de ensayos de laboratorio o de correlaciones.

Con estos datos se calcula la densidad relativa de la grava y, a partir de ella, se determina su ángulo de fricción por medio de correlaciones como la propuesta por el Manual NAVFAC DM 7.1. (Figura 23).

Este ángulo de fricción, junto con el diámetro de la columna y su área de influencia, son los parámetros fundamentales que intervienen en el método de Priebe, que es el más usado para estimar la mejora del terreno producida por un tratamiento con columnas de grava (Figura 11).

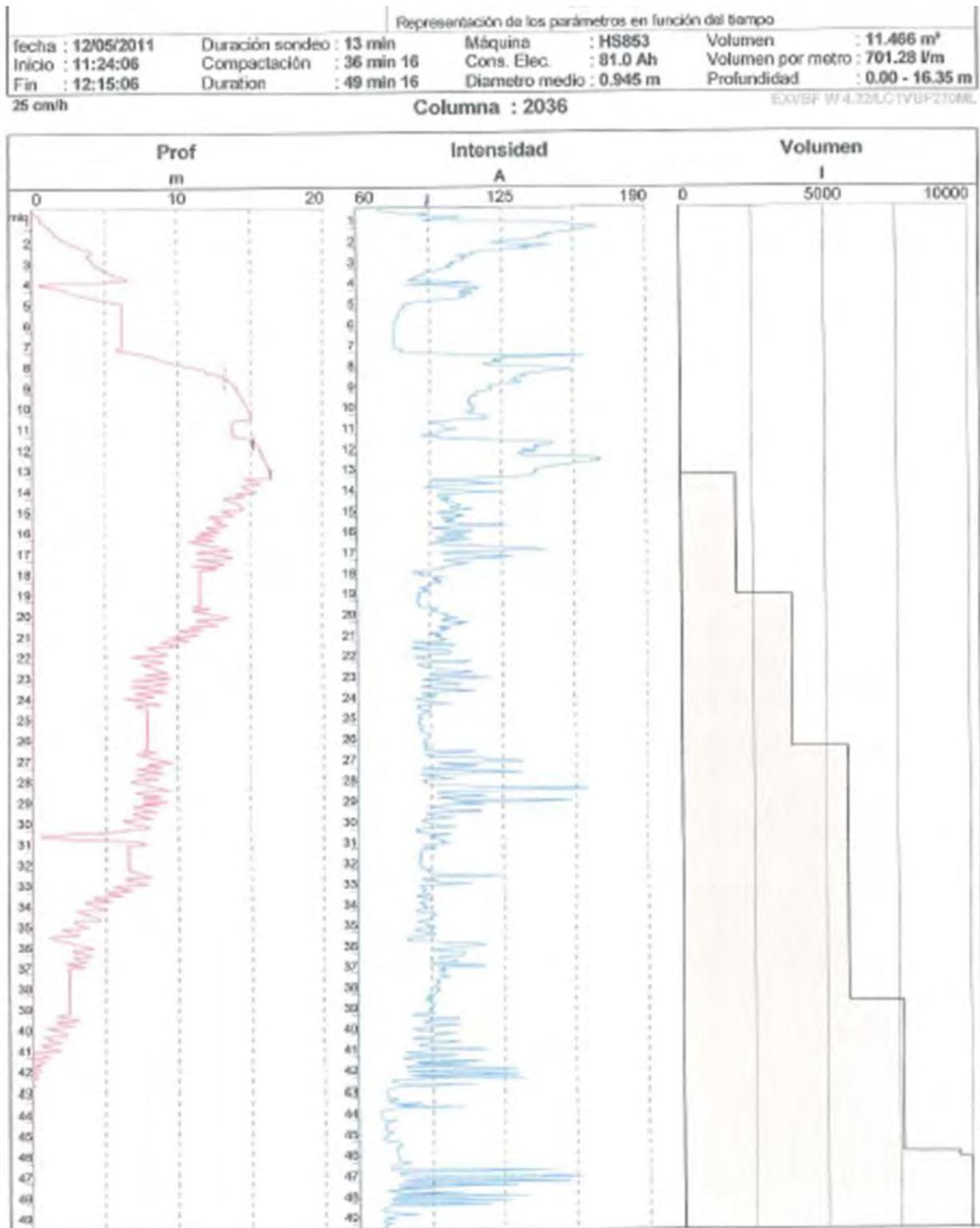


Figura 21. Salida del registrador de parámetros: profundidad, intensidad de corriente en el motor del vibrador y volumen de grava en función del tiempo (los dos primeros parámetros se indican para las fases de penetración y de formación de la columna de grava)



Figura 22. Control del diámetro de una columna de grava

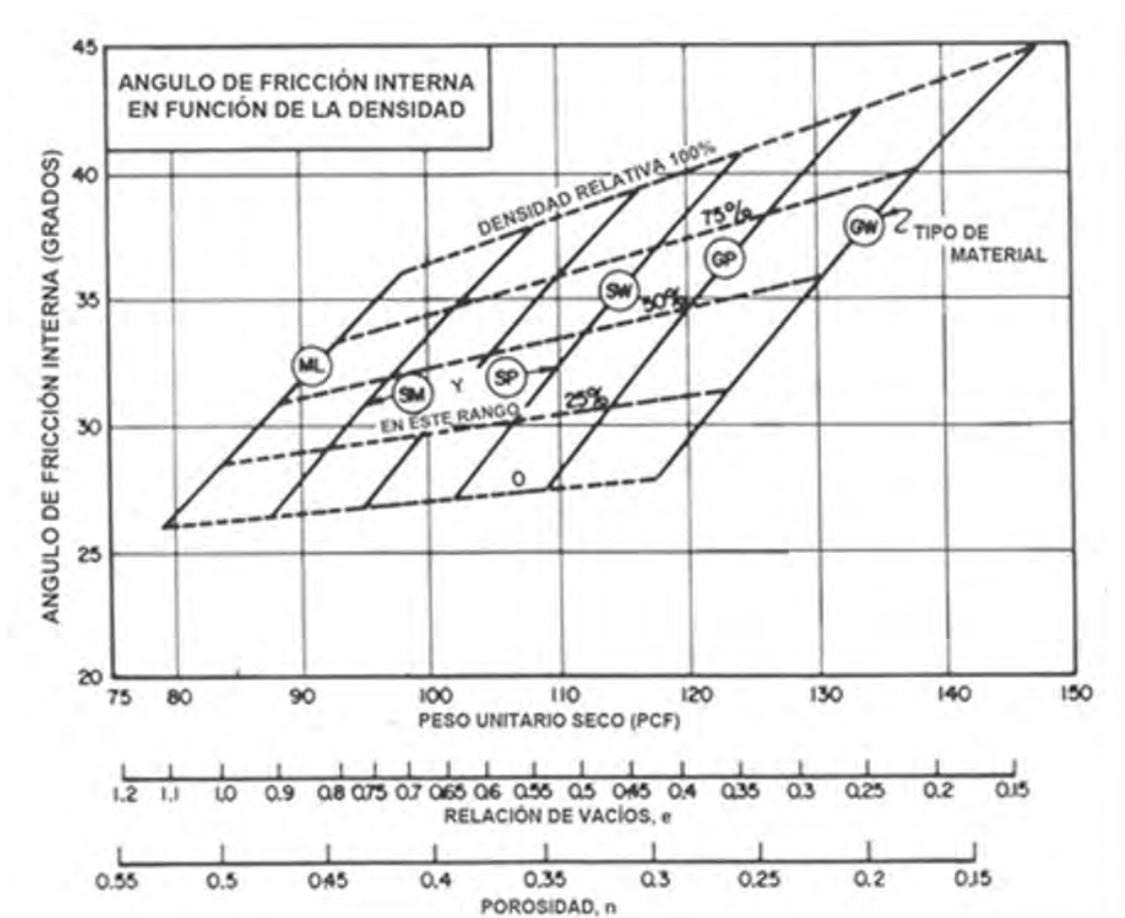


Figura 23. Gráfica para determinar el ángulo de fricción interna en función de la porosidad, la densidad relativa y el tipo de suelo granular (NAVFAC D.M. 7.3, 1982)

6. RESUMEN Y CONCLUSIONES:

En la factoría de Dragados Offshore, en el Bajo de la Cabezuela, Cádiz, se construyen plataformas para la extracción de petróleo, en zonas cercanas al muelle para cargarlas, cuando están finalizadas, en barcos o pontones, que las llevan a su emplazamiento definitivo en el mar.

Las plataformas de petróleo fijas están compuestas por las dos partes principales, que se fabrican por separado: el deck y la jacket.

El proceso de fabricación y carga para transporte incluye cuatro zonas diferentes: La zona de construcción de la estructura, los caminos de rodadura o “imadas” por los que se realiza el proceso de carga en el barco, denominado “load-out”, las losas cimentadas sobre elementos portantes más el muelle y el barco.

El perfil medio del terreno en la factoría de Dragados Offshore presenta una capa de 2,5 m de espesor, a 4 m de profundidad, formada por arenas limosas sueltas, por debajo del nivel freático, con un 20% de finos no plásticos y golpes de SPT variables entre 2 y 7.

Esta capa produciría asentamientos totales y diferenciales inadmisibles para las estructuras y sería susceptible de licuarse bajo la acción de sismos como los que prevé la Norma Sísmica Española para esa zona.

La cimentación se realiza por medio de bloques de hormigón que transmiten al terreno presiones de hasta 4 kg/cm².

Las especificaciones de estas estructuras limitan los asentamientos totales a unos pocos mm y las distorsiones angulares a valores de 1/1000 o 1/2000, según el caso.

Debido a lo anterior, por lo general, resulta necesario realizar una mejora del terreno como, por ejemplo, la que se llevó a cabo mediante columnas de grava, para el deck o módulo “Amerada”, cuyo diseño, ejecución y control se detallan en el apartado 5.

En este caso en particular, las columnas de grava resultaron la técnica más adecuada debido a las características del terreno a mejorar y a la profundidad a tratar.

El diseño para limitar los asentamientos condujo a un diámetro de columna y un lado de la malla triangular según la cual se disponen las columnas, que resultó ser efectivo también para impedir la ocurrencia de licuación, con un factor de seguridad aproximadamente igual a 2.

7. REFERENCIAS

Armijo, G. (1995). Influencia de los métodos de mejora del terreno en la resistencia de suelos flojos frente a terremotos, Tesis Doctoral, E.T.S. de Ing. de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid.

Degen, W. (2001). Short course on Soil Densification, Geo-Odyssey, Virginia Tech, VA .

Department of the Navy (1982). NAVFAC DM-7.3, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, VA.

Priebe, H. (1995). The design of vibroreplacemnt, Ground Engineering, December

Seed, H.B.; Martin, P.P. and Lysmer, J. (1976). Pore-Water Pressure Changes During Soil Liquefaction. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT4, April, pp. 323-346.

Seed, H.B. and Booker, J . R. 1977. Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE /Vol.103, No. GT7, July, pp. 757-768.