

Estudio de la cimentación de depósitos de almacenamiento de agua en terrenos difíciles

Study of the foundation of water tanks on difficult terrains

R.A. Galindo Aires

e-mail: ragalindoa@hotmail.com

Departamento de Ingeniería del Terreno, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid.

A. Clemente García

e-mail: alejandro.clemente@ineco.es

Dirección de estructuras, Ineco-Tifsa.

Resumen

Los cada vez más exigentes requerimientos de calidad y de seguridad de las instalaciones industriales, han creado la necesidad de construcción de depósitos para plantas de tratamiento de agua y contra incendios. El tipo de procesos que en ellos se desarrollan hace que muchos de ellos se localicen en lugares apartados de los núcleos de población, cercanos a zonas de vertido o en las proximidades costeras donde se encuentran condicionantes geotécnicos adversos. Se estudia la cimentación de dichos tanques en un entorno formado por un sustrato yesífero sobre el que se sitúa un estrato arcillolimoso, así como en zonas de existencia de arcillas expansivas. Para resolver estos condicionantes geotécnicos se proponen nuevos sistemas constructivos y de diseño; además, se presenta un nuevo método de análisis de interacción suelo-estructura en caso de localizarse singularidades cársticas bajo la losa y un análisis de optimización económica para el cimiento de borde.

Abstract

To comply with the security and quality standards required by the society have been necessary the construction of water tanks for water treatment plants and fire protection installations. Many of them locate in places isolated from zones of population, near to zones of residual soils or in the coastal proximities. In these zones, the design and foundation construction must to take into account the presence the soils with poor geotechnical features. The study of the presence of the gypsum substratum covered by a horizon of silt and clay sediments and some foundations problems in soils expansive are described in this paper. To deal with these geotechnical constrains, new construction proceedings and design methods have been implemented. In addition, this work presents a new method of interaction soil structure analysis for the case of the presence of karstic singularities and the study of the economic optimization of the edge foundation.

1 INTRODUCCIÓN

La búsqueda de alcanzar las crecientes necesidades que demanda la sociedad, lleva consecuentemente a la creación de las obras civiles y construcciones que permitan satisfacerlas. En particular, se ha experimentado en los últimos años una expansión en cuanto al número de depósitos realizados para albergar procesos de tratamiento de agua, ya sea para abastecimiento o depuración, debido a los cada vez mayores requerimientos de calidad de las aguas. Igualmente, se ha desarrollado el proyecto y construcción de depósitos contraincendios para

el aumento de la seguridad de determinadas zonas industriales.

Con estos precedentes se considera oportuno presentar en este artículo el estudio de diferentes casos de implantación de depósitos de almacenamiento de agua en condiciones geotécnicas adversas con las que se han topado los autores en el ejercicio de su profesión. Bajo los diferentes condicionantes encontrados en los terrenos subyacentes a cada depósito y que se encuentran en su zona de influencia, se han ido adoptando medidas constructivas, métodos de cálculo y criterios de optimización para el diseño de la cimentación, que a modo de resumen se comentan en este artículo.

2 CIMENTACIÓN DE DEPÓSITOS EN TERRENO CÁRSTICO

2.1 Descripción de la formación geológica

En el proyecto de varios depósitos de agua para instalaciones contraincendios en una misma área geográfica de una zona industrial del Sur de Madrid (España), se encontró una disposición geológica muy característica que se comenta a continuación.

Dicha estructura geológica aporta una gran cantidad de datos para entender el comportamiento heterogéneo del suelo y la diferente naturaleza de las formaciones que en él se encuentran.

La zona, inicialmente estaba compuesta por un sustrato rocoso de material yesífero, con el tiempo, fueron produciéndose varios procesos de deposición. Así, sobre el estrato rocoso de yeso se depositaron sedimentos de arcilla y limo con unas características bastante heterogéneas. Su deposición alcanzó el centenar de metros pero la erosión ha dejado una disposición muy variada, reduciendo los espesores a unas profundidades no mayores de 30 metros y habiendo zonas donde la erosión ha sido prácticamente completa.

Antes de la sedimentación el sustrato rocoso estuvo expuesto a agentes atmosféricos; en particular a la acción del agua. Se produjo un proceso de circulación de agua a través de las juntas del estrato rocoso, de forma que poco a poco se fueron formando conductos que se conectaron entre sí. El agua en contacto con la roca yesífera provoca poca a poco su disolución, generando las oquedades cársticas características de estos entornos geológicos cuya dimensión interior puede superar la decena de metros.

Sobre los agujeros cársticos se produjo la acumulación de sedimentos de arcilla y limo que detuvo el proceso completo de disolución parando el flujo de agua y generando nuevos esfuerzos sobre la masa de suelo cárstico, que acabó rompiendo los huecos interiores que se rellenaron de arcillas y limo.

Es de destacar que la mezcla de arcillas y limos en estas formaciones crean un comportamiento muy heterogéneo, de forma que es habitual la pérdida de resistencia con la profundidad en zonas donde la erosión no ha sido completa.

También hay que mencionar que en las zonas donde la erosión dejó muy próxima la presencia de singularidades cársticas, se manifiesta un gran contraste de rigideces entre éstas y el entorno de arcilla y limo existente.

2.2 Soluciones de cimentación adoptadas

En función de la localización del estrato cárstico es conveniente adoptar unas soluciones u otras de cimentación, como así se hizo para los depósitos de agua proyectados.

En primer lugar, nos podemos encontrar el estrato cárstico a profundidades apreciables, de tal forma que tenemos un estrato superior cuyas propiedades deformacionales tienen una gran variabilidad y que además, según hemos comentado, pueden verse empeoradas con la profundidad. Esta situación aconseja la cimentación profunda; sin embargo, dicha decisión tiene que solucionar el problema de la disolución del yeso por circulación de agua, pues el riesgo de encontrar cavidad cárstica es alto. Se hace necesario garantizar que el punto final de los pilotes no esté en zona de oquedad, para ello, se prefirió realizar pilotes de gran tamaño adoptando una mayor separación entre ellos que en diseños de pilotes más esbeltos. Esta elección permitió realizar perforaciones debajo de la punta de los pilotes.

Las perforaciones bajo el pilote se realizan con tubo metálico de pequeño diámetro que se introduce unido a la armadura del pilote y que permite inyectar una mezcla de cemento. El control del volumen de admisión de dicha mezcla permite asegurar el estado de la roca. La profundidad de perforación debe abarcar toda la zona activa, así, con un cierto margen de seguridad se adoptaron perforaciones de 4 diámetros bajo el nivel de apoyo de los pilotes.

Una de las características de los estratos cársticos es que permanecen necesariamente sobre estratos impermeables. De esta forma, la circulación vertical del agua pasa a ser horizontal y se para la disolución. Por tanto, surge otra posibilidad a la cimentación ya comentada, pues si en un medio cárstico se detecta un nivel impermeable debajo, no hay riesgo de oquedades; así, si resulta que dicho estrato no se encuentra a profundidades excesivas, es adecuado el empleo de pilotes de pequeño diámetro, que aun a pesar de tener una mayor longitud resultan más económicos y de ejecución más sencilla que la solución de inyección en la punta.

Por otro lado, cuando el medio cárstico se sitúa a escasos metros de la superficie, y las propiedades del terreno arcillolimoso que se encuentra alrededor de las singularidades cársticas, tiene propiedades adecuadas para la cimentación directa, entonces no se justifica la cimentación por pilotes y se puede recurrir a la cimentación por losa. En estos casos, la losa de

cimentación descansa sobre terrenos de propiedades deformacionales muy diferentes.

Las cimentaciones sobre terrenos con singularidades deben ser lo suficientemente rígidas para resistir los esfuerzos inducidos por éstas y deben diseñarse para asegurar que las distorsiones angulares no superen los valores máximos permitidos por la funcionalidad de la estructura e instalaciones del depósito. Así, en este tipo de situación fue necesario realizar un nuevo modelo de interacción suelo-estructura, que sencillamente implementado permita un adecuado diseño de la cimentación.

2.3 Modelo de interacción suelo-estructura en presencia de singularidades

La presencia de singularidades de tamaño desconocido a profundidades variables, crea la necesidad de realizar un análisis diferente al habitual modelo del coeficiente de balasto para el estudio de interacción suelo-estructura en losas de cimentación.

Las deformaciones y distorsiones máximas producidas en la cimentación de la losa del depósito se ven afectadas por cualquier variación de las condiciones del problema que se encuentre dentro de la zona de afección al terreno producida por la implantación del depósito.

En particular, la presencia de singularidades de tamaño aleatorio, altera el equilibrio elástico del problema e implica la alteración de los asentos y de las distorsiones máximas, de tal forma, que el análisis deformacional del suelo debe realizarse modificando el habitual modelo del coeficiente de balasto como se comenta a continuación.

Una singularidad en la zona de influencia produce dos efectos diferenciadores respecto a la situación habitual sobre un terreno homogéneo, el primero es que al ser más resistente produce un efecto global favorable respecto al asentamiento máximo esperable; el segundo en cambio es muy desfavorable y es consecuencia de la heterogeneidad introducida, esto es, el asiento es muy desigual para la zona estructural más cercana a la singularidad respecto a las zonas más alejadas, siendo por tanto pésima la distorsión angular máxima esperable en tales circunstancias.

Así, se propone la variación por zonas de los coeficientes de balasto a emplear, de forma que utilizaremos simplícidamente dos coeficientes diferentes, uno en la zona estructural más influenciada por la singularidad y otro en el resto de la cimentación.

La zona más próxima a la singularidad la reduciremos a la proyección vertical sobre la losa del ancho de dicha singularidad y el valor del

coeficiente de balasto a considerar en este área tendrá indudablemente un valor superior al que tendría el terreno circundante en el que dicha singularidad está inmerso en caso de no existir ésta. A mayor proximidad de la singularidad a la superficie de la losa mayor será el valor del coeficiente de balasto.

El resto de la losa, que a efectos de nuestro modelo de interacción, no consideramos afectada por la singularidad directamente, tendrá un valor del coeficiente de balasto que será función de la profundidad de la singularidad y que obtendremos de forma que se obtengan los valores de distorsión del análisis elástico.

Hay que decir que el mayor valor de la distorsión y asiento obtenido, corresponde para la singularidad de menor ancho y para su ubicación bajo un extremo de la losa del depósito.

En nuestro modelo de dos coeficientes de balasto, relacionamos los dos valores correspondientes a las dos zonas que hemos diferenciado de forma que únicamente necesitaremos un parámetro para aplicarlo.

Sea h_t la profundidad de influencia en el terreno homogéneo y h_1 la profundidad de la singularidad y $h_2 = h_t - h_1$, entonces la relación entre las dos áreas de influencia diferenciadas se expresa como sigue:

$$h_t = h_1 + h_2 \quad (1)$$

$$s_t = \frac{\Delta\sigma_t}{E_t} h_t \quad (2)$$

$$s_s = \frac{\Delta\sigma_1}{E_1} h_1 + \frac{\Delta\sigma_2}{E_2} h_2 \quad (3)$$

Donde $\Delta\sigma_i$ es el incremento de tensión vertical efectiva en la zona i definida, s_t es el asiento de la losa sobre el terreno homogéneo sin singularidad y s_s es el asiento de la losa sobre el terreno con la singularidad de su mismo ancho.

Si la losa fuera de longitud indefinida, se podría suponer $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = \Delta\sigma$ y por tanto, como el coeficiente de balasto expresa la relación entre el incremento de tensión efectuada sobre el terreno y el asiento producido, se puede escribir que:

$$K_t = \frac{\Delta\sigma}{s_t} \quad (4)$$

$$K_s = \frac{1}{\frac{h_1}{E_1} + \frac{h_2}{E_2}} \quad (5)$$

Siendo K_t y K_s los coeficientes de balasto de la losa sobre el terreno homogéneo y sobre el terreno con la singularidad respectivamente para la profundidad a la que se encuentra dicha singularidad. De igual forma, se han definido los módulos de elasticidad E_1 y E_2 .

Suponiendo un módulo de elasticidad de la singularidad muy superior al del suelo, queda finalmente que:

$$K_s = \frac{1}{\frac{h_1}{E_1}} = \frac{E_t}{h_1} = \frac{K_t h_t}{h_1} \quad (6)$$

A efectos de estimación del módulo en el área de afección de la singularidad, la profundidad de influencia se ha considerado igual a $2D$, siendo D la longitud de la losa en su dimensión más pequeña.

Para realizar el estudio de la afección de una singularidad sobre los resultados finales y así poder sacar parámetros de cálculo para el diseño directo en este tipo de formaciones geológicas, se ha considerado oportuno realizar una extensa experimentación numérica variando las características del terreno de apoyo y de la losa de cimentación para diversos posicionamientos y tamaños de la singularidad.

Se han considerado diferentes tamaños de losas de cimentación, en particular 10, 20, 30 y 40 metros, con singularidades situadas a profundidades que abarcan desde la superficie a tres veces la anchura del cimiento, utilizando como intervalo de recorrido en profundidad, un décimo del tamaño D que representa al depósito.

Por su parte, debido a la aleatoriedad de formas y geometrías de las singularidades a encontrar, se han representado esquemáticamente las singularidades como rectángulos a la profundidad indicada y que apoyan en el sustrato inferior con una anchura variable para los diferentes casos, que se corresponde desde el valor métrico hasta la mitad de la anchura del cimiento del tanque representado.

Se ha realizado un cálculo elástico en deformación plana con el programa SAP 2000, considerando la singularidad inmersa en un terreno homogéneo de cierto módulo de elasticidad.

De esta forma, se han obtenido una cantidad de datos de asientos máximos y de distorsiones angulares que han sido tratados en busca de correlaciones claras para el diseño.

A continuación, presentamos los resultados obtenidos en dos gráficos (1 y 2) que representan

la evolución del asiento y la distorsión angular al variar los valores adimensionales H/D y q/E , donde H es la profundidad de aparición de la singularidad, D es la dimensión que representa al depósito, q es la carga vertical transmitida por la losa y E es el módulo de elasticidad del terreno homogéneo en que está inmerso la singularidad.

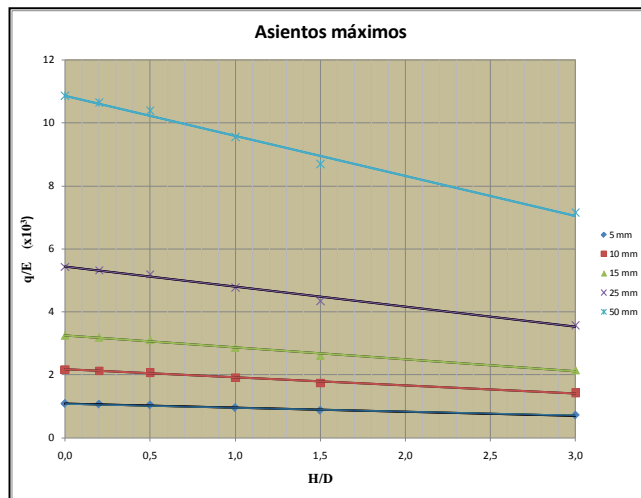


Figura 1 Evolución del asiento máximo en el modelo de análisis conjunto según SAP 2000

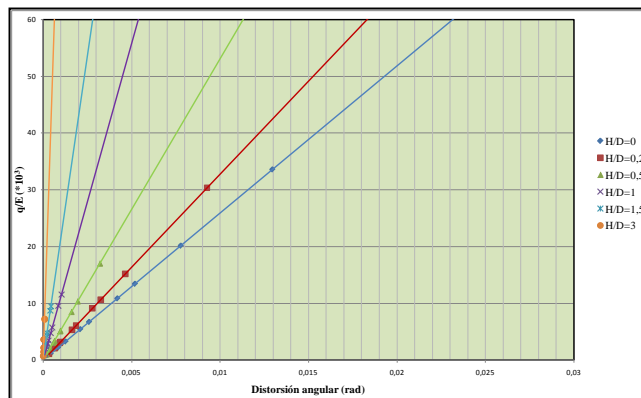


Figura 2 Distorsión angular en el modelo de análisis conjunto según SAP 2000

Dichos gráficos permiten una interpretación clara de resultados; de forma que se considera una relación lineal entre la carga adimensionalizada con el módulo de elasticidad y la profundidad adimensionalizada con la dimensión del cimiento. En la evaluación del asiento máximo dicha relación lineal de ajuste es decreciente y va perdiendo pendiente al bajar la carga de actuación sobre la estructura; por tanto, se puede decir que a medida que baja la intensidad de la carga, el asiento se hace independiente de la posición de la singularidad y que a medida que la profundidad de la singularidad se hace mayor, el asiento máximo crece al perder rigidez el lecho elástico.

Por su parte, el tamaño de la singularidad afecta a la magnitud del asiento, de forma que se puede afirmar que, en general, una pequeña singularidad disminuye el asiento máximo y aumenta la distorsión angular máxima comparada a la del terreno homogéneo.

Respecto a la distorsión angular, resulta como era de esperar, una ley lineal de respuesta entre el nivel de carga adimensionalizada con el módulo de elasticidad y la distorsión angular para cada valor de H/D . Esta ley es creciente con el nivel de carga y tiene mayor pendiente a medida que la profundidad va haciéndose mayor; de forma que la pendiente de dicha recta se hace mayor al aumentar la relación H/D .

Dado que el asiento máximo se produce para terreno homogéneo en ausencia de singularidades y que sin embargo es en la distorsión donde se produce la imposibilidad de predicción del modelo clásico del coeficiente de balasto, se procede a ajustar para el modelo expuesto anteriormente el valor adecuado de dicho coeficiente.

A partir de los resultados obtenidos de los cálculos realizados con los diferentes modelos de SAP 2000, se pretende llegar a las mismas distorsiones angulares con el modelo propuesto; para ello se realiza un completo análisis numérico del nuevo modelo utilizando diferentes valores del módulo de balasto.

De los cálculos realizados con el método propuesto, se observa que para todo valor de H/D la expresión que relaciona dicho coeficiente con el asiento máximo es única, según se representa a continuación (ver gráfico 3).

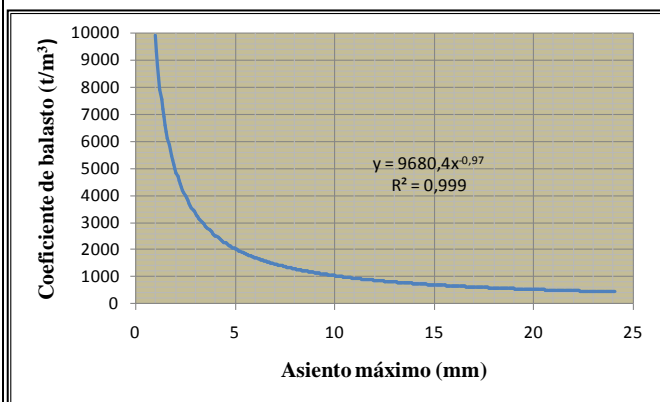


Figura 3 Evolución del asiento máximo según el valor del coeficiente de balasto en el nuevo modelo

Pues bien, como se conoce el asiento máximo del modelo conjunto más realista introducido en SAP, se obtienen los coeficientes de balasto a adoptar, con una pequeña variabilidad función de

la profundidad. Se considera, a efectos del coeficiente de balasto que la influencia de la singularidad es despreciable a partir de 1,5 veces el ancho del cimiento.

Realizando el mismo análisis con la distorsión angular se obtiene el gráfico 4.

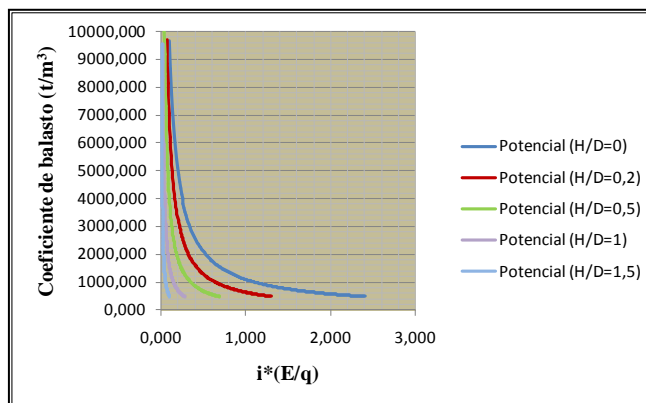


Figura 4 Variación del coeficiente balasto en diferentes casos de análisis para el nuevo modelo

Como conocemos las distorsiones de los modelos de SAP 2000, se ajusta la variación del coeficiente de balasto con la profundidad según se indica en el gráfico 5.

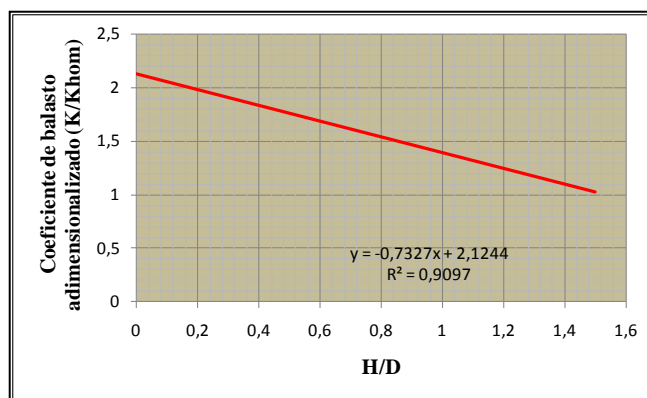


Figura 5 Coeficiente balasto a introducir en el nuevo modelo

Por tanto, considerando distorsiones significativas a partir de la zona de influencia de 1,5 veces el ancho del cimiento se obtiene que el coeficiente de balasto K_t a introducir en el modelo propuesto viene dado por la siguiente expresión:

$$K_t = K_{hom} \left(2,12 \frac{H}{D} - 0,73 \right) \quad (7)$$

Donde K_{hom} es el coeficiente de balasto de la cimentación en el terreno supuesto sin singularidad. Dicho valor del coeficiente de balasto se obtiene generalmente según ensayos in

situ y necesita ser transformado en función de la forma y las dimensiones de la losa de cimentación del tanque.

3 CIMENTACIÓN DE DEPÓSITOS EN TERRENOS EXPANSIVOS

3.1 Caracterización geológica

Se realizó el proyecto de los tanques de almacenamiento de agua de una depuradora en Jaén (España), dicha localización se corresponde con una zona de clima semiárido y la formación geológica que subyace en el área de implantación de las obras se caracteriza por la presencia de arcillas potencialmente expansivas correspondientes a depósitos del Oligoceno y Mioceno basal.

En España, casi la tercera parte de las formaciones geológicas existentes contienen arcillas potencialmente expansivas. Las zonas de riesgo expansivo coinciden con áreas climáticas deficitarias en humedad ya que en los climas húmedos el terreno siempre conserva la humedad suficiente para el mantenimiento de las condiciones de alto grado de saturación. Son por tanto las climatologías secas las que merecen nuestra atención, ya que los contrastes estacionales están más acentuados.

Hay varias razones geológicas que determinan una importante capacidad expansiva de las formaciones arcillosas del Terciario Superior. A continuación se justifican.

Es difícil dilucidar el límite de los sedimentos del Cenozoico Inferior y del Superior ya que las arcillas de dicho periodo tienen las mismas características litológicas. Sin embargo, es evidente que los sedimentos más antiguos son más detríticos y estructuralmente están más perturbados, estando más tiempo sometidos a procesos de consolidación. Por tanto, la capacidad expansiva de los sedimentos de edades anteriores es inferior que para las formaciones arcillosas del Terciario Superior.

Además, cabe mencionar que en las formaciones arcillosas del Cenozoico más recientes se encuentran frecuentemente la presencia de la montmorillonita y que son comunes los emplazamientos en áreas morfológicamente deprimidas y sujetas a condiciones de aridez. Si bien, es cierto que los sedimentos pueden haber estado sometidos a procesos diagenéticos en sus estadios iniciales, no existen en general transformaciones que modifiquen esencialmente la naturaleza de la arcilla original.

3.2 Soluciones de cimentación

El proyecto de una depuradora contempla elementos de grandes dimensiones como reactores biológicos, decantadores, tanques reguladores, etc. Este tipo de elementos tienen características que condicionan el diseño de cimentación y que a continuación exponemos:

a) Los depósitos de agua de una estación de tratamiento no suelen tener más de 5 metros de carga de agua transmitiendo por tanto tensiones relativamente pequeñas sobre el cimiento.

b) La superficie de los elementos son un elemento de diseño funcional no pudiendo actuar sobre las dimensiones en planta de la losa de cimentación.

c) La rasante hidráulica que condiciona las cotas de aplicación de las cargas suele ser difícil de alterar, al ser un condicionante de diseño fundamental para permitir el flujo del agua por gravedad. Esto hace que en general no sea posible cimentar por debajo de la cota que nos interesa, donde se verifican los máximos cambios volumétricos periódicos, es decir, por debajo de la denominada zona activa. La estimación de la profundidad de esta capa depende del clima de la zona, el potencial de succión del terreno y la posición del nivel freático; como primera aproximación puede abrirse una calicata y observar la profundidad a la que desaparecen las grietas de retracción. Un criterio habitualmente empleado es el identificar la profundidad buscada como aquella donde la humedad natural supera al límite plástico en cualquier época del año, sin embargo, es difícil conseguirlo en un clima seco como el español en profundidades aceptables donde no exista un nivel freático próximo.

Ante esta situación, evitar el problema recurriendo a cimentaciones profundas supone un encarecimiento desproporcionado y sin justificación clara, ya que el riesgo de expansividad también afecta a los pilotes.

Así, se comenta a continuación las medidas constructivas y de diseño que se suelen considerar en el proyecto de tanques de agua en estaciones depuradoras.

- La presión permanente que se transmite al terreno debe de seleccionarse de forma que obstaculice el mayor porcentaje de hinchamiento posible, es decir debe procurarse al terreno una presión superior a la de hinchamiento. Como la carga transmitida a la losa del depósito es pequeña y además para garantizar la cota piezométrica de la línea de agua es necesario situar algunos tanques en excavación, se hace preciso en muchas

- ocasiones, sobreexcavar la base de cimentación y rellenar de hormigón pobre.
- Un tanque de agua, es sin duda un elemento susceptible de sufrir escapes de agua, por tanto, como medida preventiva se debe disponer bajo estos elementos láminas de geotextil y de polietileno. La lámina de polietileno sirve de impermeabilización para evitar que el agua de las posibles fugas del depósito se infiltre en el terreno; por su parte, la lámina de geotextil sirve de refuerzo para que las tensiones localizadas producidas por cargas puntuales sobre el terreno no provoquen la perforación de la lámina de polietileno. Evidentemente, se deben disponer también tuberías de drenaje en el perímetro de la losa del depósito para recoger el posible agua de infiltración y evacuarla. Además, las tuberías irán en zanjas sobre lecho de hormigón con relleno de arena y juntas flexibles.
 - No se dejen abiertas las excavaciones durante más tiempo del estrictamente necesario para la construcción de la losa de cimentación para evitar cambios de humedad en profundidad. Una vez que se alcanza en excavación la cota prevista de cimentación, se aplicará una sustitución de unos 50 cm de subbase granular compactada que permitirá el amortiguamiento de la energía de hinchamiento, se dispondrá la lámina propuesta, y se ejecutará el hormigón de limpieza.
 - Deben mantenerse las condiciones de humedad del terreno; por ello, además del adecuado drenaje, se debe prever una extensa e impermeable pavimentación alrededor de la construcción, evitando según el criterio de Skempton la ubicación de árboles a una distancia inferior a la altura adulta de los mismos. No se recomienda la inmersión previa, pues si bien la pérdida de resistencia del terreno no suele ser determinante para nuestras cargas de transmisión, se demora significativamente los plazos de ejecución, circunstancia que no suele ser admitida por las administraciones.
 - Advertir que, como es sabido, el terreno de excavación no debe en ninguna circunstancia ser utilizado como relleno en el trasdós de un muro, siendo conveniente que dicho relleno sea realizado con material granular drenante.

- Se deben evitar quiebros en las losas de cimentación que apoyan sobre el terreno, ya que el empuje del terreno produciría unas tensiones localizadas en dichos puntos de transición. Se aconseja en estos casos disponer de hormigón pobre para alcanzar transiciones muy suaves en esas zonas.

3.3 Estudio de optimización

En el estudio realizado para el caso de implantación de depósitos en terrenos cársticos, el canto del elemento de cimentación era constante; en unos casos porque servía de encepado a los pilotes de cimentación y en otros por la necesidad de utilizar losas rígidas en toda la superficie de contacto con el terreno ante la posibilidad de singularidades que induzcan tensiones localizadas muy fuertes en cualquier punto de la losa.

Sin embargo, en el caso de las cimentaciones directas de tanques sobre el terreno, se puede pensar en el diseño mediante un cimientado de borde. Estas estructuras suelen abarcar grandes superficies y es por tanto en las zonas de unión de las paredes al cimientado donde, debido a los empujes laterales, se transmiten máximos esfuerzos al terreno; el espesor necesario en dicha zona es superior al necesario en toda la superficie interior del depósito, donde actúa únicamente las cargas de agua, que para los tanques de estaciones de tratamiento son de pequeña magnitud.

En el caso de estructuras sobre terrenos expansivos es un criterio de diseño de la cimentación el procurar una distribución lo más constante posible en el cimientado. Así, el cimientado de borde debe garantizar una transmisión de carga uniforme sobre el terreno, en contraste con el habitual diagrama de transmisión triangular.

Por supuesto, la tensión a alcanzar en el cimientado de borde debe limitarse a la admisible del terreno. Además, como se ha dicho, ésta tensión debe ser superior a la de hinchamiento, de forma que si es necesario se rellenará con hormigón pobre bajo el cimientado. En este último caso también será necesario este relleno en el interior del depósito donde las cargas son más reducidas.

Así, siendo σ_{adm} la tensión admisible a transmitir al terreno, M y N el momento y axil transmitido al cimientado de borde a través de la pared del tanque, H la carga piezométrica de agua, γ el peso específico del agua y a el ancho del cimientado de borde interior al depósito, se tiene que, reduciendo el problema a deformación plana y forzando a un diagrama de distribución uniforme sobre el terreno, se puede establecer el equilibrio de fuerzas que se indica seguidamente.

Tomando momentos respecto al borde interior del cimiento, la distancia x a la resultante viene dada por:

$$x(N + \gamma Ha) = M + Na + \frac{\gamma Ha^2}{2} \quad (8)$$

Para un diagrama uniforme de tensiones, el ancho del cimiento será $2x$ y por tanto:

$$\sigma = \frac{N + \gamma Ha}{2x} \leq \sigma_{adm} \quad (9)$$

Sustituyendo (8) en (9) se obtiene:

$$\sigma = \frac{(N + \gamma Ha)^2}{2M + 2Na + \gamma Ha^2} \leq \sigma_{adm} \quad (10)$$

La optimización de la solución se obtiene minimizando el valor de x :

$$\frac{dx}{da} = 0 \Rightarrow a = \sqrt{2 \frac{M}{\gamma H} - \left(\frac{N}{\gamma H}\right)^2} - \frac{N}{\gamma H} \quad (11)$$

Y se compara que el valor de la tensión obtenida sea inferior a σ_{adm} , de no ser así se busca el valor en (8) dentro del campo de validez definido por (10).

Por último, se debe considerar que si bien la situación habitual en servicio considera el nivel de carga de agua a cierta cota, el tanque puede vaciarse de agua, con lo que la tensión se desequilibrará. Este hecho, supone en primer lugar la necesidad de alcanzar la tensión de hinchamiento sin carga de agua; por otro lado, debe garantizarse el desplome y distorsión máxima inducida por el cimiento en condiciones de funcionalidad. Por tanto, suponiendo K_t el valor del coeficiente de balasto para el tamaño b del cimiento, se tiene que a partir de (8) las tensiones en los bordes vienen dadas por:

$$\frac{N + \gamma H}{b} \pm \frac{6(N + \gamma H)}{b^2} \left[\frac{\gamma Ha^2}{2} + Na + M - \frac{b}{2} \right] \quad (12)$$

Y el ángulo de inclinación α del cimiento de borde en función del momento y el ancho del cimiento es:

$$\tan \alpha \approx \alpha = \frac{12(N + \gamma H)}{K_t b^3} \left[\frac{\gamma Ha^2}{2} + Na + M - \frac{b}{2} \right] \quad (13)$$

4 CONCLUSIONES

En este artículo se han mostrado varios posibles condicionantes geológicos que han llevado a tomar medidas constructivas y de ejecución especiales en el proyecto de depósitos de almacenamiento de agua.

Se ha planteado una formulación de un modelo de interacción suelo estructura sencillo pero que pueda considerar la presencia de singularidades cáusticas a diferentes profundidades, permitiéndonos evaluar la distorsión angular inducida por dicha singularidad inmersa en el terreno.

Se ha presentado también un estudio sobre las dimensiones óptimas a considerar en el diseño de cimientos de borde de los tanques apoyados sobre terreno expansivo, así como la evaluación de la posible distorsión máxima que se produciría en función de los esfuerzos actuantes sobre las paredes del depósito.

REFERENCIAS

- Germanis, E. y Lucas, A.H. (1970). "Some foundation problems in expansive soils: testing and methods of improving performance". Proc. Symp. Soils and Earth Struct. In Arid climates, Adelaida, p. 25-28.
- Gromko, G.J. (1974). "Review of expansive soils". Journal of the Geot. Eng. Div. ASCE, GT6, Junio, p. 667-687.
- Jimenez Salas, J.A (1980). "Geotecnia y cimientos III". Primera parte, p. 736-749.
- Escolano Sanchez, F. (2006). "Caracterización geológica-geotécnica de las facies de transición y evaporíticas de la Cuenca de Madrid en el interfluvio Manzanares-Jarama". Tesis doctoral del departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno, ETSICCP de la Universidad Politécnica de Madrid.