146
julho
julio
july
2019

# GEOTECNIA

Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

**GEOTECNIA**

**Sociedade Portuguesa de Geotecnia**
**Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**
**Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica**

**N.º 146 – julho/julio/july 2019**

**EDITOR**
António Gomes Correia, UMinho, Portugal

**EDITOR ASSOCIADO / EDITOR ASOCIADO / ASSOCIATE EDITOR**
Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil
Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, España

**COMISSÃO EXECUTIVA / COMISIÓN EJECUTIVA / EXECUTIVE BOARD**
Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil
Nuno Guerra, UNL, Portugal
César Sagaseta, U. Cantabria, España
Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil
José Estaire, CEDEX, España
Paulo Pinto, FCTUC, Portugal

*A Revista Geotecnia foi publicada pela primeira vez em junho de 1971, com Úlpio Nascimento como fundador e José Folque como primeiro Diretor. Desde essa data tem vindo a publicar-se ininterruptamente. Em março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pela SPG, ABMS e ABGE, desde março de 2011 pela SPG e ABMS e a partir de julho de 2014 pela SPG, ABMS e SEMSIG.*

*La Revista Geotecnia fue publicada por primera vez en junio de 1971, con Úlpio Nascimento como fundador y José Folque como primer Director. Desde esa fecha se viene publicando ininterrumpidamente. En marzo de 2007 pasó a ser editada conjuntamente por la SPG, la ABMS y la ABGE; desde marzo de 2011 por la SPG y la ABMS; y a partir de julio de 2014 por la SPG, la ABMS y la SEMSIG.*

*"Geotecnia" was published for the first time in June 1971. Its founder was Úlpio Nascimento and its first Editor was José Folque. Since that date it has been continuously published. From March 2007 it became published jointly by the Geotechnical Societies of Portugal and Brazil: SPG, ABMS and ABGE. From January 2011 it was published by SPG and ABMS and, since June 2014 it is published by the Geotechnical Societies of Portugal, Brazil and Spain: SPG, ABMS and SEMSIG.*

## COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD

André P. Assis, U. Brasília, Brasil
Antonio Gens Solé, U P. Cataluña, Barcelona, España
António Silva Cardoso, FEUP, Porto, Portugal
Antonio Soriano Peña, U. P. Madrid, España
António Viana da Fonseca, FEUP, Portugal
Claudio Olalla Marañón, U P. Madrid, España
Carlos Oteo Mazo, U. Coruña, España
César Sagaseta Millán, U. Cantabria, Santander, España
Daniel Dias, U. Grenoble, França
Eduardo Alonso Pérez de Ágreda, U. P. Cataluña, Barcelona, España
Ennio Palmeira, U. Brasília, Brasil
Emanuel Maranha das Neves, IST, Lisboa, Portugal
Fernando Danziger, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil
Fernando Marinho, U. São Paulo, São Paulo, Brasil
Fernando Schnaid, U. F. Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil
Helder I. Chaminé, ISEP, P. Porto; GeoBioTec, U. Aveiro, Portugal
Jorge Zornberg, U. Texas, Austin, EUA
José Luis de Justo Alpañés, U. Sevilla, España
José Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa, Portugal
Leandro Alejano Monge, U. Vigo, España
Manuel Pastor Pérez, U. P. de Madrid, España
Manuel Romana Ruiz, U. P. Valencia, España
Márcio S. Almeida, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil
Nilo Consoli, U. F. Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil
Paulo da Venda Oliveira, FCT, U. Coimbra, Portugal
Pedro Alves Costa, FEUP, Porto, Portugal
Ricardo Oliveira, COBA/LNEC/U. Nova Lisboa, Portugal
Tácio M.P. Campos, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil
Tarcísio B. Celestino, U. São Paulo, São Carlos, Brasil
Willy A. Lacerda, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil

**SPG**
A/c LNEC
Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa, Portugal
Tel.: (+351) 21 844 3859
Fax: (+351) 21 844 3021
E-mail: spg@lnec.pt
http://www.spgeotecnia.pt

**ABMS**
Av. Queiroz Filho, 1700 – Torre A,
Sala 106
05319-000 São Paulo, SP, Brasil
Tel.: (+55 11) 3833 0023
E-mail: abms@abms.com.br
http://www.abms.com.br

**SEMSIG**
CEDEX, Laboratorio de Geotecnia
C/ Alfonso XII, 3
28014 Madrid, España
Tel.: (+34) 91 335 7500
Fax: (+34) 91 335 7322
E-mail: info@semsig.org
http://www.semsig.org

*Publicação quadrimestral / Publicación cuadrimestral / Triannual publication*

*Distribuição gratuita aos membros da SPG, da ABMS e da SEMSIG. Distribución gratuita a los miembros de la SPG, de la ABMS y de la SEMSIG.*
**Execução gráfica:** Impressão na Cor Comum em Portugal. **Ejecución gráfica:** Impresa por Cor Comum en Portugal.
**ISSN 0379-9522 – Depósito Legal em Portugal:** 214545/04

# ÍNDICE
# *CONTENTS*

146 julho julio july 2019


**3** **Métodos hiperbólico y Asaoka, otros usos. Caso del equilibrio de la humedad de suelos no saturados. Aplicación**
***Hyperbolic and Asaoka's methods, other uses. Case of water content equilibrium of unsaturated soils. Application***
**Miriam Martín Ruiz**
**Enrique Asanza Izquierdo**

**19** **Estado da arte ibero-brasileira sobre a aplicação de agregados de escórias de aciaria em misturas betuminosas**
***The ibero-brazilian state of the art on the use of steel slag aggregate in bituminous mixtures***
**Ana Cristina Freire**
**Anabela Maia**

**51** **La modelización de los pilotes en el método de elementos finitos (EF)**
***Modelling of piles in finite element (FE) method***
**José Luis Justo**
**Manuel Vázquez-Boza**
**Enrique Justo**

**NOTA TÉCNICA**
***TECHNICAL NOTE***

**71** **Carga de ruptura de estacas de pequeno porte escavadas com trado manual em solos tropicais colapsíveis**
***Failure load of small diameter piles excavated with manual auger in a tropical collapsible soil***
**Amanda Regina Foggiato Christoni**
**Raquel Souza Teixeira**
**Carlos José Marques da Costa Branco**

# MÉTODOS HIPERBÓLICO Y ASAOKA, OTROS USOS. CASO DEL EQUILIBRIO DE LA HUMEDAD DE SUELOS NO SATURADOS. APLICACIÓN.

## Hyperbolic and Asaoka's methods, other uses. Case of water content equilibrium of unsaturated soils. Application.

Miriam Martín Ruiz[a], Enrique Asanza Izquierdo[b]

[a] Escuela de Ingenieros de Caminos, Universidad Politécnica de Madrid, España.
[b] Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), España.

**RESUMEN –** Este artículo presenta la validación práctica del método hiperbólico y el de Asaoka para predecir la humedad final a la que llegaría una muestra de suelo tras someterla a una cierta succión matricial; basta con disponer de varias determinaciones de humedad durante el ensayo. Se logra así acortar muy notablemente los tiempos de los ensayos de succión sin apenas pérdida de precisión en su determinación. Para ello, se han analizado 3 referencias bibliográficas de ensayos de succión matricial en suelos y una serie de ensayos propios, específica para los propósitos del presente artículo. El artículo describe los 4 suelos y las técnicas de succión empleadas y presenta, para las diferentes succiones, los registros de la evolución de la humedad empleados. El análisis de éstos evidencia que ambos métodos, y en mayor medida el hiperbólico, permiten predecir la humedad final de las muestras a partir de registros tempranos. Adicionalmente, el buen ajuste con el método de Asaoka sugiere que la difusividad hidráulica, D(θ), parámetro que rige la velocidad de este proceso de difusión de humedad, es poco variable durante el ensayo. Por ello, se propone este método para estimar D, difícil de determinar experimentalmente. El desarrollo teórico de los dos métodos se recoge en un artículo previo.

**SYNOPSIS** – This paper shows the practical prove that the hyperbolic and Asaoka's methods can predict the final water content that a soil sample would reach when it is subjected to constant matric suction; only several determinations over the tests are needed. Therefore, the testing periods can be significantly reduced with hardly any loss of accuracy for such determination. Thus, 3 published references containing suction tests and a series of specific tests for the purpose of the present article have been analyzed. The article describes the 4 soils and the techniques of suction used, and includes, for each suction, the data of evolution of water content. The analysis of these data has shown that both methods, and to a larger extent the hyperbolic one, can successfully predict the final water content of a sample, as long as a number of determinations are known. In addition, the fairly good fitting using the Asaoka's method suggests that the hydraulic diffusivity, D(θ), this being the parameter that governs the diffusive rate of the water content, exhibits hardly any change throughout the test. Therefore, this method is proposed as a mean of assessing D, as its direct determination in the laboratory is difficult. The theoretical background of both methods can be found in the preceding paper.

**Palabras Clave** – Predicción, suelos no saturados, humedad de equilibrio.

**Keywords –** Prediction, unsaturated soils, equilibrium water content.

E-mails: miriam.martinr@alumnos.upm.es (M. Martín Ruiz), enrique.asanza@cedex.es (E. Asanza Izquierdo)


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.01 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

## 1 – INTRODUCCIÓN

En la primera parte de este artículo se describieron, por una parte, los métodos de predicción hiperbólico y de Asaoka (1978), con diversas aplicaciones en geotecnia, sobre todo para consolidación; y por otra, los conceptos de suelos no saturados, especialmente los relativos a flujo, poniéndose de relieve que la ecuación que gobierna el proceso de equilibrado de la humedad al imponer una succión a una muestra de suelo es, al igual que la consolidación, un fenómeno de difusión. Tan sólo difiere en que el parámetro de difusividad, D(θ), no es constante en el equilibrado de un suelo no saturado; aun así, en esta segunda parte del artículo se demostrará que los métodos de predicción pueden emplearse satisfactoriamente para hacer prognosis de la humedad de equilibrio (final) en ensayos de succión. Para ello, se han tomado los siguientes ensayos de succión:

- los de Jucá (1990) y los de Asanza (2009), ambos con suelos de Madrid;
- los realizados por Priol et al. (2005) con una roca tipo "creta" muy porosa ligados al estudio de un yacimiento petrolífero;
- y por último, una serie de ensayos con el suelo resultante de la reducción a polvo de lutitas de la formación Marcellus (cuenca de los Apalaches, EE.UU.). Estos últimos ensayos, recientemente realizados en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX por los autores, forman parte de una línea de colaboración entre el Departamento de Ingeniería y Morfología del Terreno de la ETS de Caminos de la UPM y el CEDEX para caracterizar lutitas generadoras de gas (shale gas).

## 2 – TRASLACIÓN DE EJES. CÉLULA DE PRESIÓN Y TÉCNICA OSMÓTICA

Para determinar la curva característica de un suelo se suelen tomar muestras en iguales condiciones (generalmente al menos 8 para definir suficientemente la curva), sometiendo cada una a una succión diferente, en un rango amplio. En algunos casos se desmonta periódicamente el ensayo para comprobar si se ha llegado a pesada constante, pero lo habitual es adoptar tiempos de equilibrio basados en la experiencia del especialista, según sea la naturaleza de la muestra.

Aunque existen diversas técnicas para imponer succión (Tarantino et al., 2008), sólo se expondrán sucintamente dos técnicas, englobadas en el método conocido como de "traslación de ejes". Se trata de la técnica con célula de presión y de la técnica osmótica, que son las empleadas en los ensayos que se someterán a los métodos hiperbólico y de Asaoka.

### 2.1 – La célula de presión

La experimentación con suelos no saturados se vale de la denominada técnica de traslación de ejes, concebida para solventar los problemas de cavitación en los circuitos de los equipos cuando se pretende imponer al suelo succiones (tracciones) próximas a 10 m.c.a. Quizá el procedimiento más extendido se realiza con la denominada célula de presión, originalmente desarrollada en el ámbito de la agronomía (Woodruff, 1940; Richards, 1941; Gardner, 1956), que permite establecer succiones que abarcan casi todo el rango de interés en física de suelos.

Como la succión matricial se define como la diferencia entre la presión del aire y la del agua, $(u_a - u_w)$, se recurre al artificio de aumentar la presión del aire en el laboratorio, conservando la presión del agua en valores positivos, generalmente a presión atmosférica, solventando el problema de la cavitación. A pesar de no reproducir las verdaderas presiones del agua y del aire del suelo “in situ”, su validez se ha sancionado experimentalmente (Hilf, 1956; Fredlund y Morgenstern, 1977; Tarantino et al., 2000) para suelos con grado de saturación de moderados a altos (>60 %).

La coexistencia de ambas fases a diferente presión se logra de dos posibles modos en el laboratorio. Uno consiste en interponer un disco cerámico poroso de alta entrada de aire (1,5 MPa) previamente saturado de agua, de manera que éste conserva sus poros saturados en tanto que la presión del aire no supere el valor de entrada de aire; y el otro, en interponer una membrana de celulosa regenerada, formada por una estructura porosa tan sumamente fina (de unos 2,5 nm) que


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 03-17
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.01 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

sólo permite el paso de las moléculas de agua y sus iones más habituales, pero no de las moléculas de aire (en realidad en laboratorio se emplea nitrógeno seco, $N_2$, que es inerte).

Básicamente, la célula de presión consiste en un cilindro de acero de paredes gruesas, con base y tapa. En la base se sitúa el disco o la membrana y en la tapa un manómetro y una válvula de entrada de aire. Dentro de la base hay un pequeño depósito conectado a un circuito de agua, que asegura la saturación del disco (o de la membrana), estando la fuente de agua a una presión conocida (generalmente la atmosférica). La membrana de celulosa permite aplicar succiones (presiones de $N_2$) muy superiores a los discos cerámico, si bien suele limitarse porque cuanto mayor es la presión de $N_2$, mayor es la presión parcial de vapor de agua, cobrando importancia la evaporación de agua hacia el aire de la célula (Wilson et al., 1994, 1997; Romero, 1999). Estos equipos han de situarse en salas con poca oscilación de la temperatura, pues repercute en la presión. Richards (1965), Suraj de Silva (1987) y Delage et al. (1987) obtuvieron valores de permeabilidad al agua de la membrana entre $10^{-11}$ y $10^{-12}$ m/s. Asimismo, Jucá (1990) en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX midió valores entre $6x10^{-12}$ y $7x10^{-12}$ m/s. Comparando la impedancia (espesor del elemento/permeabilidad) de la membrana y de los discos de alto valor de entrada de aire, en principio, el periodo de equilibrio es menor con membranas.

## 2.2 – La técnica osmótica

No ha de inducir a confusión la denominación de esta técnica, ya que únicamente controla la succión matricial del suelo. Se recurre al fenómeno de la ósmosis sólo como modo de imponer una succión matricial al agua sin necesidad de traccionarla. Esta técnica emplea las mismas membranas de celulosa citadas, pero en este caso, reteniendo soluciones de polietilen-glicol (PEG), que es una sal soluble en agua cuyas moléculas son muy superiores a la porosidad de la membrana. Las primeras referencias de su empleo provienen del área de la física de suelos (Zur, 1966), si bien Kassif y Ben Shalom (1971) fueron pioneros en incorporarla a equipos geotécnicos. En concreto, adaptaron la técnica osmótica a un edómetro para el estudio de la expansividad de arcillas con control de la succión. Posteriormente, Delage et al. (1987) la incorporaron a equipos triaxiales.

La relación entre la succión y la concentración de la disolución no es lineal, a menos que ésta sea extraordinariamente diluida. Dicha relación está suficientemente documentada en la literatura técnica (Delage et al., 1992; Cui y Delage, 1996; Dineen, 1997; Tarantino y Mongiovi, 2000), por lo que esta técnica permite imponer succiones en prácticamente todo el rango de interés en geomecánica, esto es, varios MPa (Delage et al., 1998; Cuisinier y Masrouri, 2005).

La Figura 1 muestra un esquema de la célula de presión y otro de la técnica osmótica.

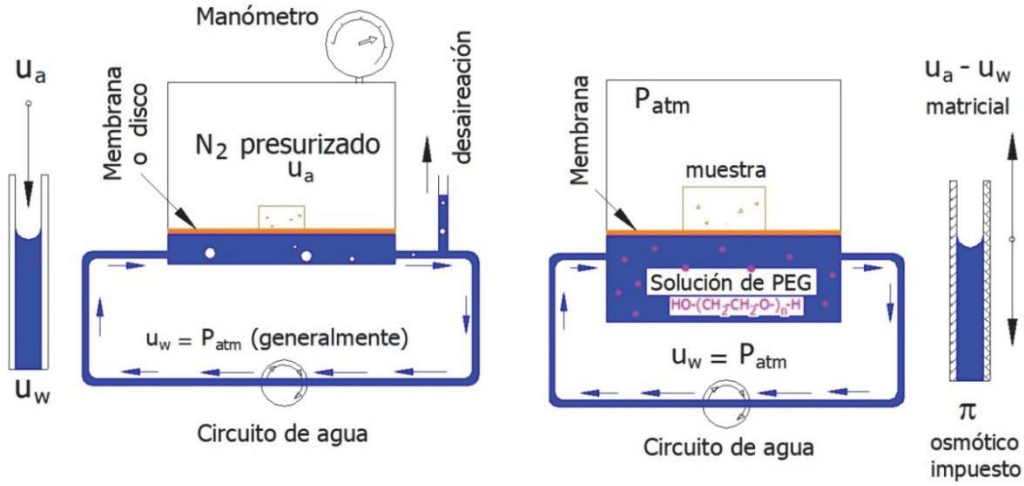



**Fig. 1** – Esquemas explicativos: célula de presión, con $N_2$ presurizado (izq); técnica osmótica, con aire a presión atmosférica (der).


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.01 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

## 3 – SUELOS EMPLEADOS Y REGISTROS DISPONIBLES

### 3.1 – Caracterización de los suelos

Se aplicarán los métodos hiperbólico y de Asaoka a los siguientes ensayos de succión con registros de la evolución de la humedad: los de Jucá (1990) y Asanza (2009), dos tesis doctorales realizadas en el CEDEX, que emplearon la célula de presión con membrana de celulosa; los de Priol et al. (2005), que emplearon la técnica osmótica; y una serie de ensayos específicos con polvo de roca de la formación Marcellus, cuya caracterización es el objeto la investigación citada en la introducción. En este caso, los autores del presente artículo han empleado las células de presión con membrana del CEDEX.

Jucá (1990) llevó a cabo ensayos no saturados, tanto de deformabilidad como de resistencia, de suelos reconstituidos, continuando los ensayos pioneros del CEDEX (Escario y Sáez, 1989). En concreto, registró la evolución de la humedad con el tiempo tras imponer succión a tres suelos: a una arcilla gris de alta plasticidad típica de Madrid ("peñuela") con un límite líquido (LL) del 71% y un límite plástico (LP) del 36%, con mica como mineral preponderante, en menor medida caolinita y algo de esmectita y paligorskita; a una arcilla roja de baja plasticidad, con LL=33% y LP=19%, empleada para la presa de Miraflores de la Sierra (Madrid), formada fundamentalmente por palygorskita; y a una arena "de miga", con un contenido en finos del 17%, un $D_{50}$ de 0,40 mm y LL=28%. Las succiones iniciales de estos tres suelos, compactados en condiciones Proctor Normal, fueron de 800, 280 y 70 kPa. Dicho autor proporcionó numerosos ensayos de evolución con el tiempo para valorar el efecto de impedancia de la membrana en la transferencia de humedad, así como la aceleración del proceso por aplicación de una moderada presión (mediante un muelle), que mejora el contacto membrana-muestra.

Asanza (2009) empleó una "peñuela", reconstituida con la adicción de un 7% de montmorillonita sódica, resultando una mezcla con LL=74% y LL=37%. La succión inicial de la muestra en condiciones Proctor Normal fue de 1,9 MPa. En este caso se dispone de 4 registros de evolución de la humedad con el tiempo (hasta 40 días).

Priol et al. (2005) ensayaron una "creta" muy porosa (n=0,4 a 0,5) para caracterizar la formación geológica de la roca que alberga el petróleo del campo petrolífero de Ekofisk, en el mar del Norte. Por las dificultades de extracción de muestras de pozo, éstas se tomaron de una cantera de Bélgica, muy similar a la del yacimiento. Se trata de una roca calcárea (con menos de un 1 % de sílice) biomicrítica, friable y constituida mayoritariamente por restos de plancton y algas, con un tamaño de grano de 0,5 a 10 micras. Su origen se atribuye a depósitos pelágicos de aguas tranquilas someras (normalmente en el rango entre 100 a 600 m; 300 m en el caso del yacimiento de Ekofisk).

En el campo de Ekofisk se opera con recuperación mejorada ("enhanced oil recovery", en la nomenclatura anglosajona), inyectando agua desde pozos adyacentes al de extracción, a fin de desplazar el crudo hacia éste. Las desproporcionadas subsidencias experimentadas (de más de 10 m a lo largo de 40 años), que han comprometido las propias plataformas marinas, se han atribuido a posibles colapsos bajo presión por humectación del agua de inyección.

Por último, se aplicarán estos métodos a los ensayos con suelo procedente de la reducción a polvo (50 micras) de varios testigos de roca de la formación Marcellus (cuenca de los Apalaches), situada en el oeste de los estados de Virginia y Pensilvania (EE.UU.). Se trata de una formación de lutitas (shale) generadoras de gas de muy baja porosidad (n≅0,05-0,12), de las que se extrae la pequeña fracción del gas remanente no migrado, en gran medida adsorbido en nano o microporos de la materia orgánica primigenia. Hoy en día esta formación es la de mayor producción de gas natural en Estados Unidos mediante fracturación hidráulica ("fracking"). Los testigos se tomaron a unos 100 m de profundidad de un pozo somero en Allenwood (Pensilvania, EE.UU.). Se trata de una roca muy resistente (RCS≅100 MPa), aun cuando sus minerales predominantes son filosilicatos (≅60 %). En menor medida contiene cuarzo (≅30%), acompañados de feldespatos, pirita y dolomita. Su contenido total de materia orgánica (TOC, Total Organic Carbon) está cifrado en 2,7 %. Villamor-Lora et al. (2016) recogen la caracterización detallada de esta roca en laboratorio, con especial énfasis en su deformabilidad, incorporando su anisotropía y el efecto de la temperatura.


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 03-17
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.01 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

El Laboratorio de Geotecnia del CEDEX determinó en balanza hidrostática el peso específico relativo aparente de diversos fragmentos de roca, resultando $G_{ap}$≅2,58. Por otro lado, se midió el peso específico relativo de las partículas mediante el picnómetro de helio, dando como resultado $G_s$≅2,72. Ha de hacerse notar que durante el proceso de fragmentación y molienda el material desprendía un cierto olor a gas. Con los valores anteriores resulta una porosidad en el entorno del 5 %, que está en consonancia con la literatura técnica (Villamor-Lora, 2016; Rezaee, 2015). Aparte de una serie de ensayos de succión, se han determinado los límites de Atterberg (LL=25) y el contenido de materia orgánica del polvo de la roca, muy similar al indicado anteriormente.

### 3.2 – Registros de evolución de humedad disponibles

La Figura 2 muestra 4 registros de variación de la humedad de Jucá (1990). Se trata de dos determinaciones con arcilla gris (sometida a 2 MPa de succión, muy similares, pues sólo se varía el tipo de membrana de celulosa) y otras dos con arcilla roja (una sometida a 30 kPa de succión y otra a 1 MPa). Teniendo en cuenta el valor de las succiones iniciales, la de 30 kPa es un proceso de humectación y las otras tres, de desecación.

La Figura 3 muestra los 4 ensayos de humectación con la arcilla de Asanza (2009), sometidas a succiones de 25, 100, 500 kPa y 1 MPa. Todos ellos son procesos de humectación.

La Figura 4 muestra los ensayos realizados por Priol et al. (2005) con la técnica osmótica a tres muestras, con succiones matriciales de 0, 250 kPa y 1 MPa. En este caso todas las muestras parten de un contenido de agua nulo.

Finalmente, la Figura 5 presenta los recientes ensayos realizados en el CEDEX con el polvo de roca de la formación Marcellus. Se trata de cuatro muestras compactadas en seco a una densidad seca de 17 kN/m$^3$ (con humedad higroscópica inferior al 1 %). Se aplicaron succiones de 20 kPa, 100 kPa, 600 kPa y 1,25 MPa, por lo que son procesos de humectación.

En términos relativos, los ensayos de Asanza (2009) y los recientemente realizados con polvo de roca Marcellus son los que alcanzaron una mayor estabilización: los primeros, debido a que se prolongaron 40 días y los segundos, porque el espesor de las muestras fue un tercio (7 mm) del habitual en estos ensayos, lo cual acelera el equilibrado. Los de Jucá (1990), aunque disponen de un buen número de registros, que definen bastante bien las curvas de evolución, no parecen haberse aproximado suficientemente a su asintota, especialmente los de desecación. Quizá esto se deba a que los procesos en desecación evolucionan de un modo algo más ralentizado (Jucá, 1990; Asanza, 2009). Por otra parte, hay dos registros de Priol et al. (2005) que sugieren leves errores experimentales.

Ha de advertirse que aunque todos estos registros están en función de la humedad gravimétrica clásica (w), para probar la bondad de los métodos de predicción no se requiere una conversión a humedad volumétrica. En caso de que se quisieran contrastar las funciones de conductividad hidráulica, sería necesario la conversión a humedad volumétrica (θ), lo que exigiría hacer un seguimiento de la eventual variación de la porosidad (n) con la humedad (w) y aplicar la siguiente relación:

$$\theta = w \cdot (1 - n) \cdot G_S \tag{1}$$

### 3.3 – Aplicación de los criterios

En lo que sigue se muestran los resultados de aplicación de los métodos expuestos en la primera parte de este artículo. Las Figuras 6 a 9 muestran las construcciones gráficas del método hiperbólico. Las humedades se refieren a los incrementos (o decrementos) respecto a las condiciones iniciales, omitiéndose el signo de la variación. Como se ve, como promedio, el acomodo a una única recta es notablemente bueno una vez trascurrido aproximadamente el 50 % del tiempo de ensayo, lo cual ya indica la posibilidad de prognosis tempranas. Al igual que el modelo teórico (Fig. 2c de la primera parte), los tramos iniciales muestran pendientes mayores a la que van adoptando en registros sucesivos.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.01 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

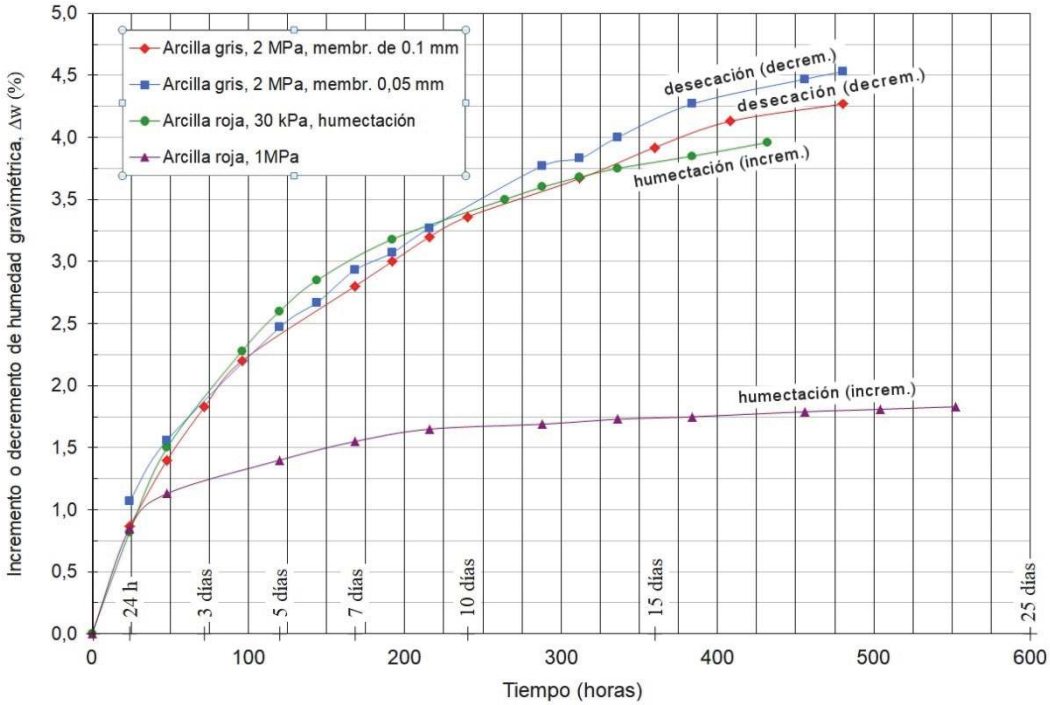



**Fig. 2** – Evolución de la humedad (incremento o decremento) en los ensayos de Jucá (1990)

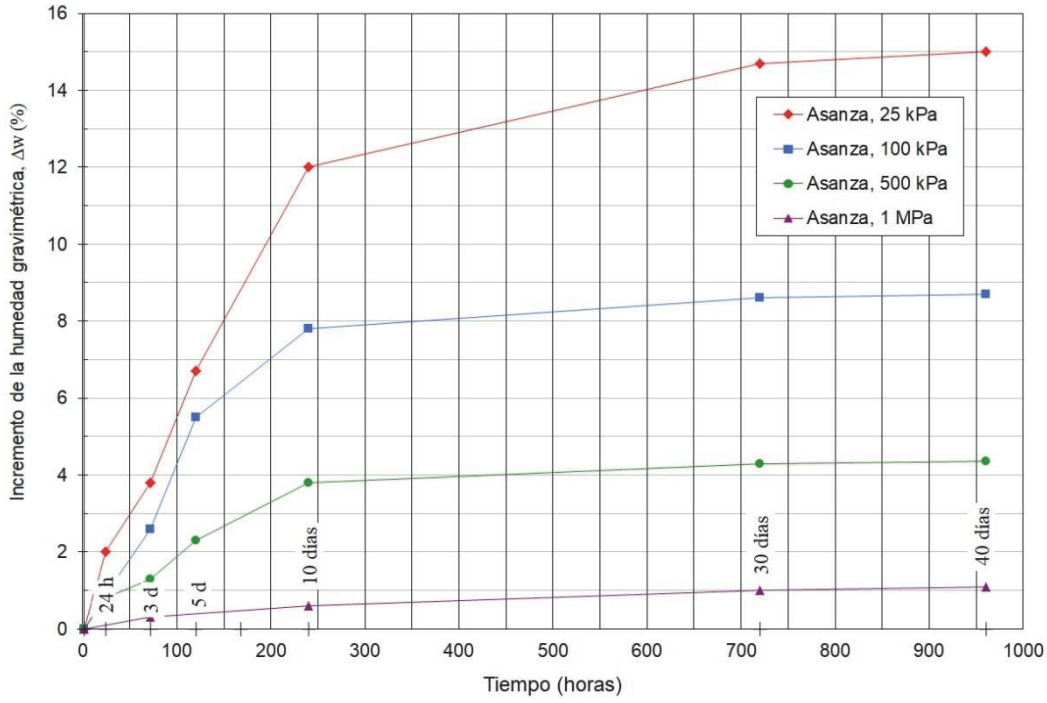



**Fig. 3** – Evolución de la humedad (incremento) en los ensayos de Asanza (2009)


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 03-17
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.01 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

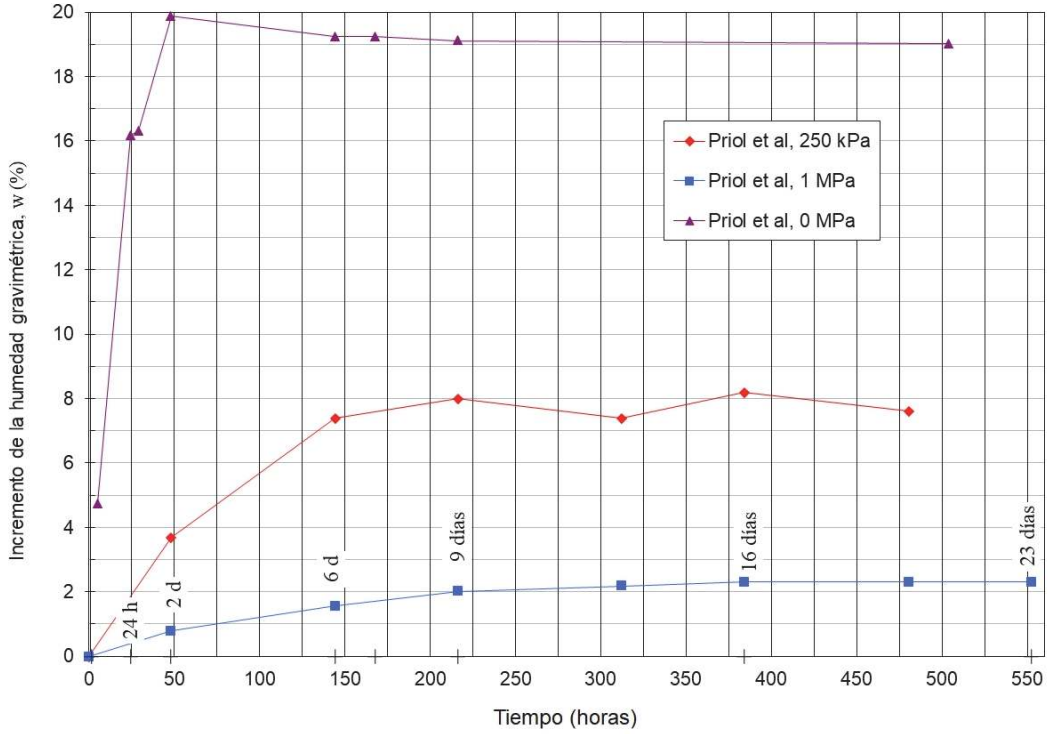



**Fig. 4** – Evolución de la humedad (incremento) en los ensayos de Priol et al. (2005)

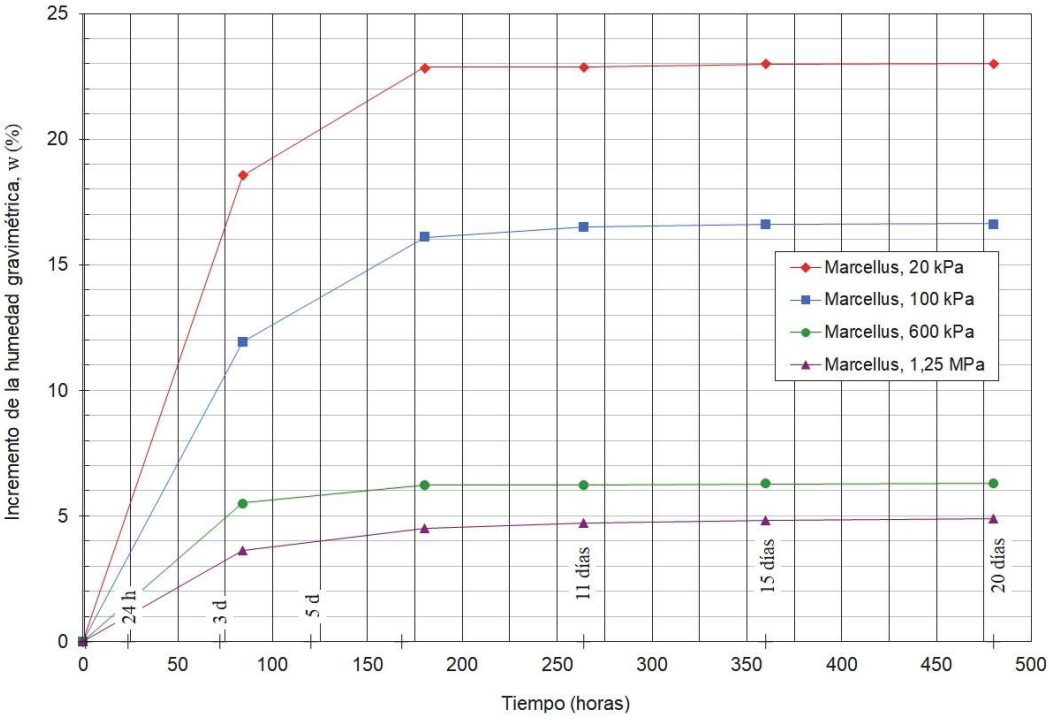



**Fig. 5** – Evolución de la humedad (incremento) en los ensayos con suelo "Marcellus"


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.01 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Las Figuras 10 a 13 muestran las construcciones gráficas con el método de Asaoka (1978). Las humedades, igualmente, se refieren a variaciones (sin signo) respecto a las condiciones iniciales. Por otra parte, en este caso podría soslayarse la exigencia teórica de que para poder aplicar el criterio de Asaoka las determinaciones de humedad han de hacerse a intervalos iguales, pues basta con interpolar los registros próximos. El error en que se incurre, en principio, es poco relevante para los propósitos del presente artículo. Así, para esta intrepolación se adoptó un espaciamiento temporal para la interpolación de 100 horas, salvo en los registros de Priol et al. (2005), que se tomaron 120 horas (5 días).

En el caso de los ensayos de Jucá (1990), se ajustan, en general, razonablemente bien a la recta propugnada por Asaoka, aunque es posible que los registros más tempranos, al igual que en consolidación, no se rijan por la ecuación en la que se sustenta el método. El sub-gráfico de la Figura 11 (registros de Asanza, 2009) muestra esto de modo muy evidente: los 2 ó 3 primeros datos (tiempos muy tempranos) han de descartarse para trazar la recta de predicción. En cuanto a los registros de Priol et al. (2005), como quiera que están fuertemente estabilizados, pero con oscilaciones de medida (Fig. 4), tales anomalías también quedan reflejadas en esta construcción, con resultados apenas concluyentes (no así con el método hiperbólico).

La construcción del método de Asaoka con los registros recientemente realizados con polvo de roca Marcellus es menos provechosa de lo esperado, porque apenas se distinguen los puntos, que quedan muy solapados, puesto que los registros están rápidamente estabilizados (se emplearon muestras de muy poco espesor). Si se hubiera determinado la humedad a intervalos menores, se dispondría de puntos de la recta suficientemente elejados del valor asintótico, con el consiguiente provecho para una prognosis.

## 4 – ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En la Tabla 1 se han resumido los valores de variación final de humedad que resultan de la prognosis de ambos métodos. Para valorar con qué precisión y con cuanta antelación puede predecirse ésta, se han de consultar tanto las Figuras 6 a 9 (hiperbólico) como las Figuras 10 a 13 (Asaoka).

Con las del hiperbólico, basta con estimar el tiempo que ha de transcurrir para que los valores experimentales se alineen suficientemente bien en la recta. Como se ve, salvo uno de los registros de Priol et al. (2005), que son de calidad moderada, puede aceptarse que la humedad final puede predecirse una vez transcurrido el 50 % del tiempo del ensayo sin merma de precisión. Con las gráficas de Asaoka, consiste en valorar cuántas de las últimas lecturas son prescindibles o redundantes para estimar el punto de intersección con la línea a 45º. En los trabajos de Jucá (1990) y de Asanza (2009), aunque los registros intermedios definen moderadamente bien la recta de Asaoka, sí parece que se hace más precisa la interpolación de la recta si se agregan registros posteriores aún algo alejados del equilibrio.

**Tabla 1** – Estimación de humedades finales empleando los métodos hiperbólico y de Asaoka.

| Jucá (1990) | | Asanza (2005) | | Priol et al. (2005) | | Marcellus | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Hiperb. | Asaoka | Hiperb. | Asaoka | Hiperb. | Asaoka | Hiperb. | Asaoka |
| Los valores son predicciones incrementos finales de humedades (%) respecto de la inicial | | | | | | | |
| 2.1 | 1.8 | 1.5 | 1.45 | 2.3 | 2.3 | 5.2 | ¿4.9? |
| 4.8 | 4.2 | 4.5 | 4.5 | 7.3 | ¿? | 6.3 | 6.3 |
| 5.8 | 5.0 | 8.9 | 8.8 | 19.0 | ¿? | 16.7 | 16.6 |
| 6.1 | 5.5 | 16.4 | 15.4 | | | 22.9 | 23.0 |


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 03-17
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.01 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

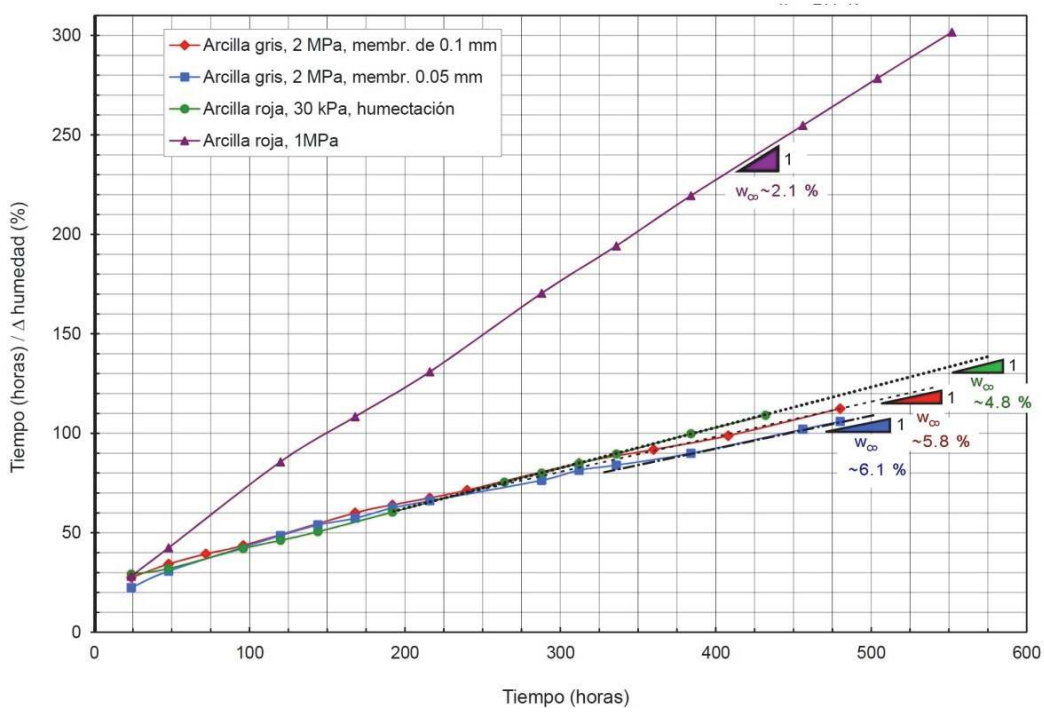



**Fig. 6** – Aplicación del método hiperbólico con los ensayos de Jucá (1990)

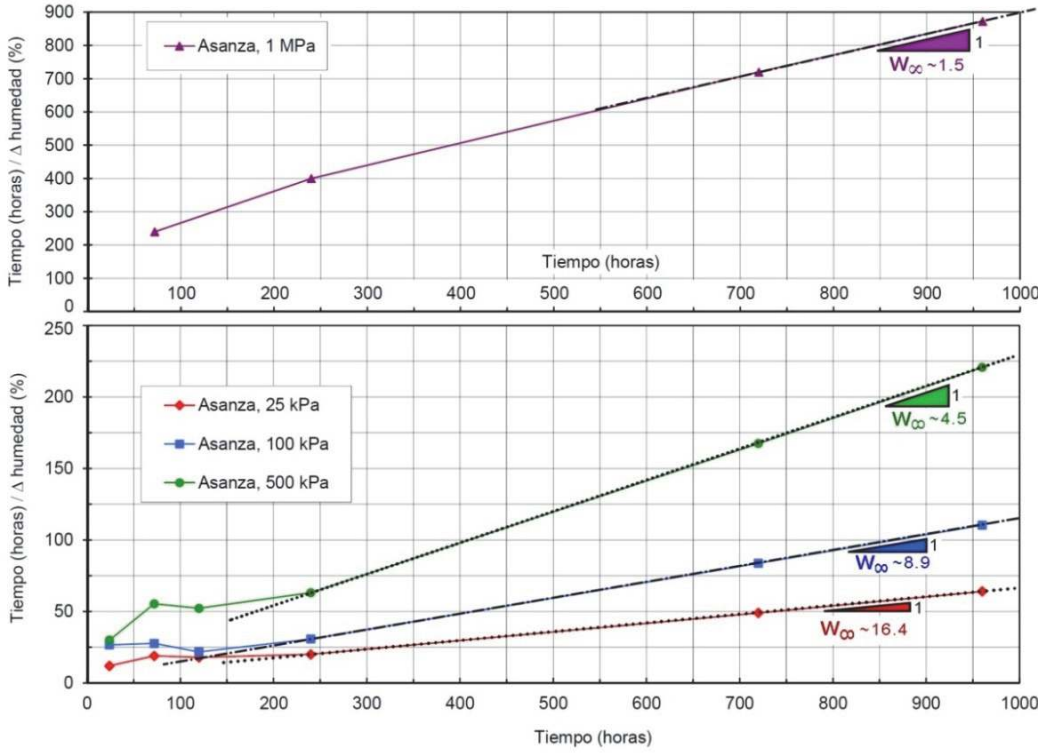



**Fig. 7** – Aplicación del método hiperbólico con los ensayos de Asanza (2009)


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.01 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

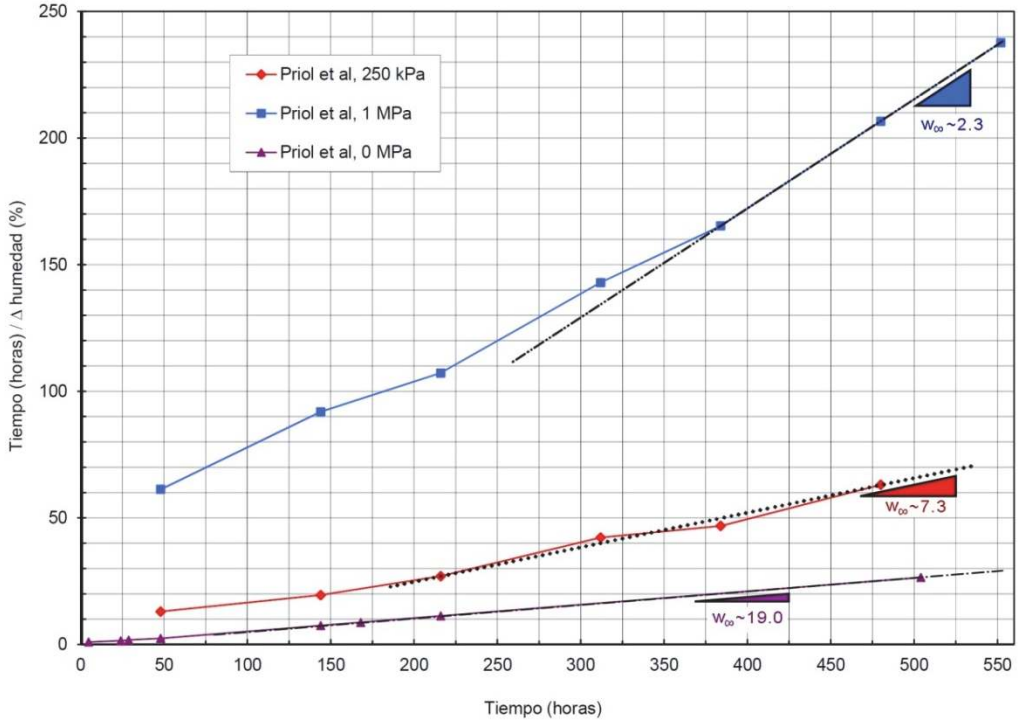



**Fig. 8** – Aplicación del método hiperbólico con los ensayos de Priol et al. (2005)

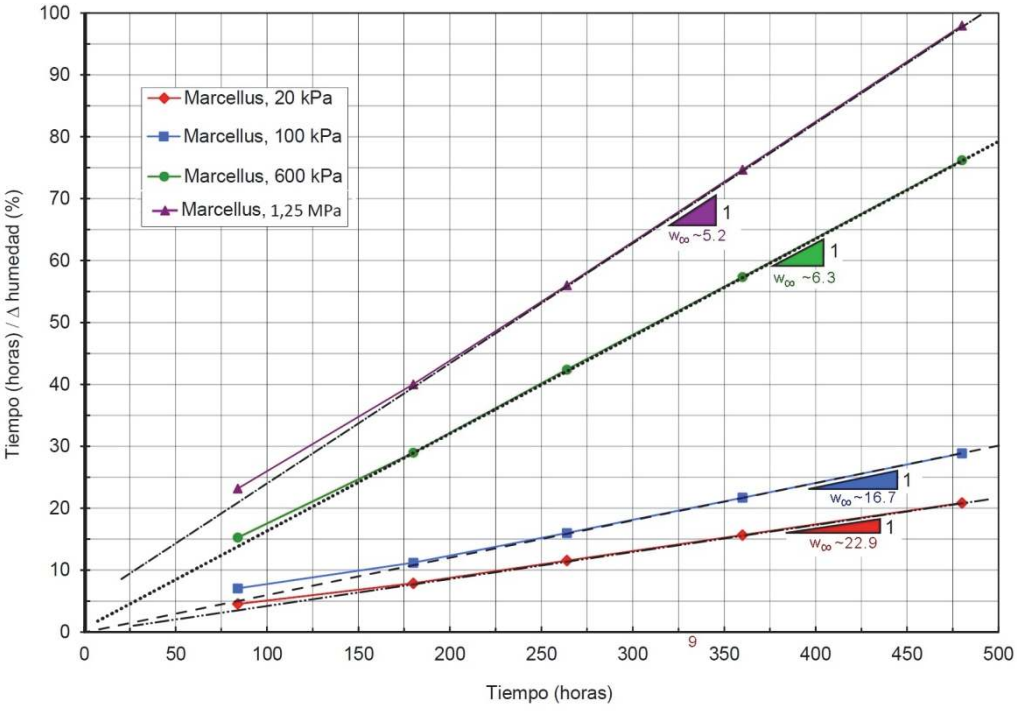



**Fig. 9** – Aplicación del método hiperbólico con los ensayos con suelo "Marcellus"


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 03-17
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.01 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

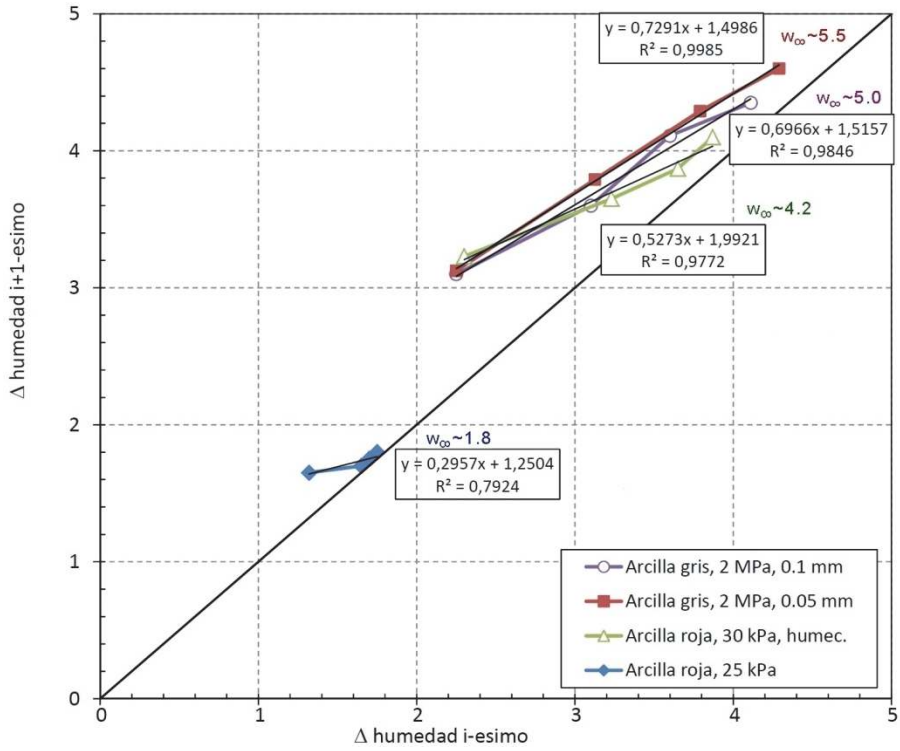



**Fig. 10** – Aplicación del método de Asaoka con los ensayos de Jucá (1990)

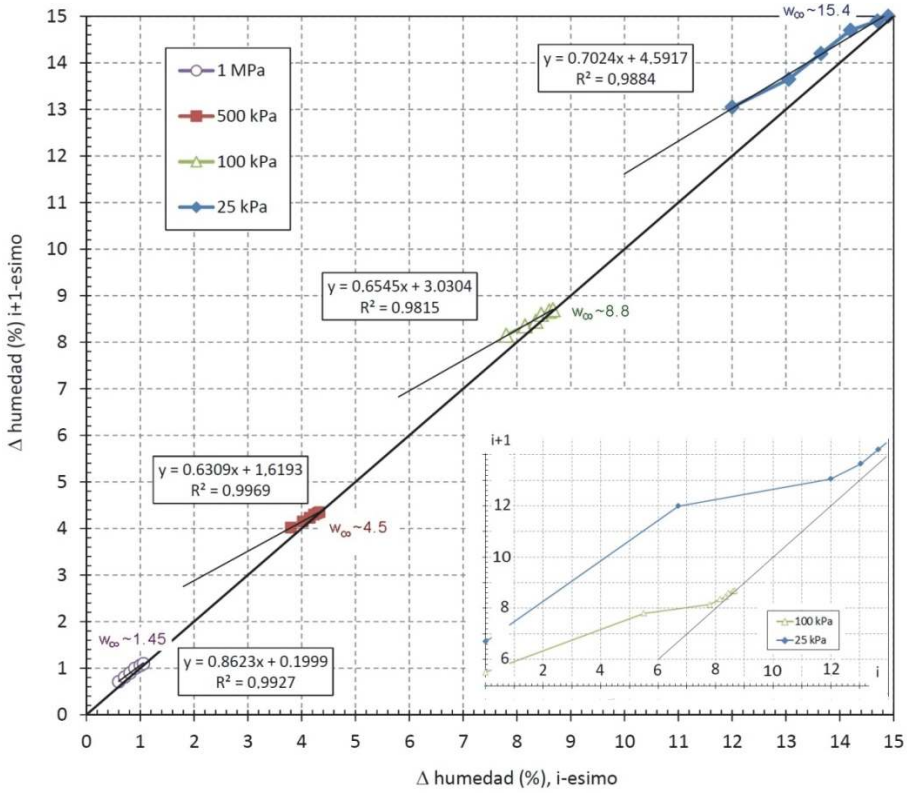



**Fig. 11** – Aplicación del método de Asaoka con los ensayos de Asanza (2009)


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.01 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

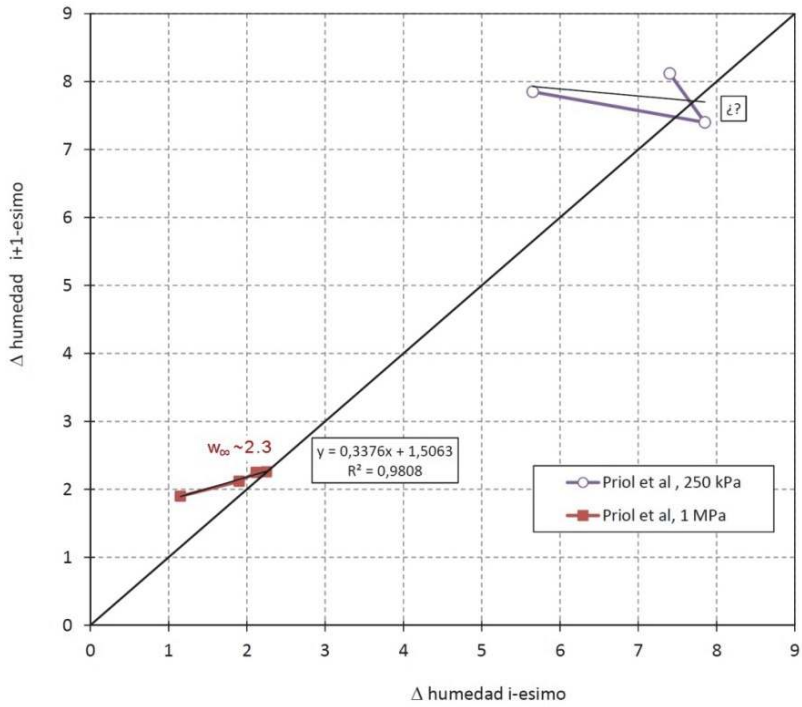



**Fig. 12** – Aplicación del método de Asaoka con los ensayos de Priol et al. (2005)

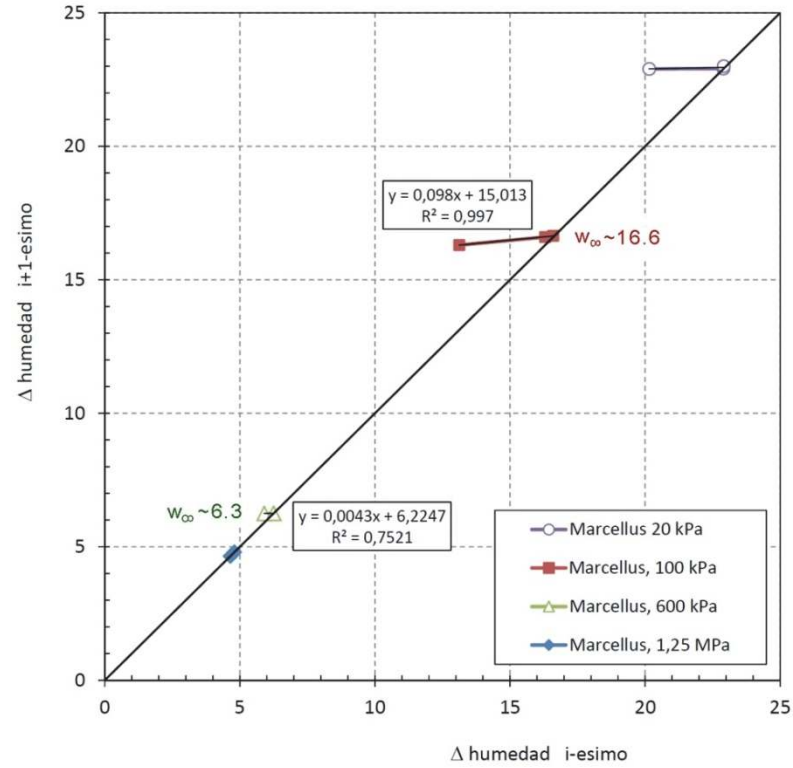



**Fig. 13** – Aplicación del método Asaoka con los ensayos con suelo "Marcellus"


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 03-17
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.01 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Otra cuestión relevante es la posibilidad de estimar la difusividad hidráulica, D(θ), a partir de los registros de evolución de la humedad. Como quiera que los ajustes con ambos métodos son razonablemente buenos, puede entenderse que la difusividad hidráulica es poco variable con la humedad. Tanto más cierto será esto cuanto más moderados sean los cambios de humedad experimentados por el suelo, esto es, que la succión impuesta no sea muy diferente a la que tiene inicialmente el suelo.

Por mera analogía con el procedimiento clásico para hallar el coeficiente de consolidación mediante el método de Asaoka (Fig. 3 de la primera parte), la difusividad hidráulica, D(θ) viene dada por:

$$D(\theta) = D = \frac{4 \cdot H^2}{\pi^2} \frac{Ln\,(M)}{\Delta t} \tag{2}$$

donde H es el espesor de la muestra, M la pendiente de la recta de Asaoka y Δt el intervalo de tiempo entre dos registros.

Resulta mucho más difícil estimar la difusividad hidráulica mediante el método hiperbólico, por cuanto se requiere identificar el entorno de la hipérbola donde la curva se torna una recta (véase la Fig. 2b de la primera parte).

Haciendo uso de los registros que mejor se ajustan a una recta de Asaoka, se obtiene una difusividad hidráulica, D, entre $7x10^{-7}$ y $2x10^{-6}$ $cm^2/s$ en los ensayos de Asanza (2009); y entre 1,4 y $1,6x10^{-6}$ $cm^2/s$ en los de Jucá (1990) en procesos de desecación y de $2,9x10^{-6}$ $cm^2$ /s en el de humectación. En consecuencia, parece que se obtienen valores de difusividad hidráulica poco variables con la humedad. En ese sentido, en los ensayos de imposición de succión matricial parece validarse el método de Asaoka para dos propósitos: la predicción de la humedad final y la determinación de la difusividad hidráulica. No obstante, dado que el método de Asaoka rige sólo para un grado de equilibrado superior al 60 %, habría que puntualizarse que la difusividad hidráulica obtenida se corresponde a un valor ponderado de los estados avanzados en la difusión de la humedad.

## 5 – CONCLUSIONES

El presente artículo ha validado experimentalmente que los métodos predictivos de Asaoka e hiperbólico logran estimar con suficiente precisión la humedad final a la que llegaría un suelo al imponerle una succión matricial, confirmándose su utilidad para reducir notablemente los tiempos de ensayo. Los fundamentos teóricos de estos métodos, así como otros usos en geotecnia, potenciales o contrastados, se recogen en un artículo previo. La validación experimental de los métodos se ha basado en el análisis de 3 referencias bibliográficas de ensayos de succión matricial en suelos y en una serie de ensayos realizados por los autores para los propósitos del presente artículo. Se ha abarcado un rango de succiones matriciales suficientemente amplio. El análisis de éstos evidencia que ambos métodos, y en mayor medida el hiperbólico, permiten predecir la humedad final de las muestras a partir de registros tempranos. Así, se ha concluido que, haciendo uso de estos métodos con los registros de humedades disponibles, podría predecirse la humedad final con suficiente precisión si se redujera el tiempo de ensayo hasta en un 50 %. Nótese que de ordinario estos ensayos suelen prolongarse al menos 3 semanas. Así, en este tipo de ensayos bastaría, tras imponer la succión, hacer determinaciones tempranas de la humedad. Para no perder precisión con el método de Asaoka, convendría fijar intervalos de tiempo iguales.

Partiendo de los fundamentos del método de Asaoka, el buen ajuste sugiere que la difusividad hidráulica, D(θ), parámetro que rige la velocidad de este proceso de difusión de humedad, es poco variable durante el ensayo. Así, si se miden humedades tempranas a intervalos iguales, se logra estimar indirectamente la difusividad hidráulica, D, de un suelo, cuya determinación directa en laboratorio es compleja. Dado que puede construirse la recta de Asaoka, de ella se obtiene tanto la humedad final como la difusividad hidráulica, la cual es proporcional al logaritmo neperiano de la pendiente M de la recta, de acuerdo con la ecuación (2).

Ha de puntualizarse que, como el método de Asaoka es aplicable sólo con determinaciones de humedad cuando se encuentra en un grado de equilibrado superior al 60 %, la difusividad hidráulica obtenida es un valor representativo de las fases avanzadas del reequilibrado de la humedad. Para favorecer la representatividad, parece conveniente imponer al ensayo succiones no muy alejadas de las que tienen el suelo en las condiciones iniciales.

## 6 – AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren expresar su agradecimiento a Rafael Villamor Lora, doctorando del Departamento de Ingeniería Civil y Medioambiental del Massachusetts Institute of Technology (EE.UU.) por facilitar las muestras de roca Marcellus; a Claudio Olalla Marañón, Catedrático de Ingeniería del Terreno de la ETS de Ingenieros de Caminos de Madrid (U.P.M.) por financiar esta línea de investigación; y a D. Fernando Pardo de Santayana, Director del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, por poner a disposición de la primera autora las instalaciones y los equipos de suelos no saturados.

## 7 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Asanza, E. (2009). *Determinación de las características de fricción en el contacto suelo-geotextil a diferentes succiones, mediante equipos de laboratorio singulares*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.

Asaoka A. (1978). *Observational procedure of settlement prediction.* Soils and Foundations, 18, nº 4, pp. 87–101.

Cui, Y.-J. & Delage, P. (1996). *Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt*. Géotechnique, 46, pp. 291-311.

Cuisinier, O. & Masrouri, F. (2005). *Influence of complex hydromechanical loadings on the behaviour of a compacted expansive soil*. Canadian Geotechnical Journal, 42, pp. 731-741.

Delage, P., Suraj De Silva, G.P.R. & De Laure, E. (1987). *Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés.* 9th Eur. Conf. of Soil Mechanics, Dublin: 26–28.

Delage, P., Howat, M. & Cui, Y.-J. (1998). *The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay*. Engineering Geology, 50, pp. 31-48.

Delage, P., Suraj de Silva, G.P.R. & Vicol, T. (1992). *Suction controlled testing of nonsaturated soils with an osmotic consolidometer*. Proc. 7th Int. Conf. on Expansive Soils, Dallas, Texas, pp. 206–211.

Dineen, K. (1997). *The influence of soil suction on compressibility and swelling*. Ph.D. Thesis, Imperial College, Univ. of London.

Escario, V. y Sáez, J. (1989). *Determinación de las características de los suelos parcialmente saturados (I+D)*. CEDEX, Clave 82-340-0-001.

Fredlund, D.G. & Morgenstern, N.R. (1977). *Stress state variables for unsaturated soils*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 103, pp. 447-461.

Gardner, W.R. (1956). *Calculation of capillary conductivity from pressure plate outflow data*. Proc. Soil Science Society of America, 20, pp. 317-320.

Hilf, J.W. (1956). *An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils*. U.S. Bureau of Reclamation, Design and Const. Div. Tech. Memo. 654.

Jucá, F.T. (1990). *Comportamiento de los suelos parcialmente saturados bajo succión controlada*. Tesis Doctoral, E.T.S. Ing. Caminos, Univ. Polit. de Madrid.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.01 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Kassif, G. & Ben Shalom, A. (1971). *Experimental relationship between swell pressure and suction*. Géotechnique, 20, nº 3, pp. 245–255.

Priol, G., De Gennaro, V., Delage, P. & Cui, Y.-J. (2005). *On the suction and the time dependent behaviour of reservoir chalks of North Sea oilfields*. Mancuso & Tarantino (eds), Taylor & Francis Group.

Rezaee, R. (2015). *Fundamentals of gas shale reservoirs*, Wiley.

Richards, L.A. (1941). *A pressure membrane extraction apparatus for soil solution*. Soil Science, 51, pp. 377-386.

Richards, B.G. (1965). *Measurement of the free energy of soil moisture by the psychrometric technique using thermistor.* Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas, Butterworth, Australia, pp. 39-46.

Romero, E. (1999). *Characterization and thermo-hydro-mechanical behavior of unsaturated boom clay: an experimental study*. Doctoral Thesis, E.T.S. Ing. Caminos, Univ. Polit. Cat.

Suraj de Silva, G.P.R. (1987). *Etude expérimentale du comportement d'un limon non saturé sous succion contrôlée*. Doctoral Thesis, École Nationale des Ponts et Chausses, Paris.

Tarantino, A. & Mongiovi, L. (2000). *A study of the efficiency of semi-permeable membranes in controlling soil matrix suction using the osmotic technique*. Proc. Asian Conf. on Unsaturated Soils, Singapore, pp. 303-308.

Tarantino, A., Mongiovi, L. & Bosco, G. (2000). *An experimental investigation on the independent isotropic stress variables for unsaturated soils*. Géotechnique, nº 50, pp. 275-282.

Tarantino, A., Romero, E. & Cui, Y.-J. (2008). Laboratory and field testing of unsaturated soils, Springer.

Villamor-Lora, R., Ghazanfari, E. & Asanza-Izquierdo, E. (2016). *Geomechanical Characterization of Marcellus Shale*. Rock Mechanics and Rock Engineering, 49, nº 9, pp. 3403–3424.

Wilson, G.W., Fredlund, D.G. & Barbour, S.L. (1994). *Coupled soil-atmosphere modelling for soil evaporation*. Canadian Geotechnical Journal, 31, pp. 151-161.

Wilson, G.W., Fredlund, D.G. & Barbour, S.L. (1997). *The effect of soil suction on evaporative fluxes from soil surfaces*. Canadian Geotechnical Journal, 34, pp.145-155.

Woodruff, C.M. (1940). *Soil moisture and plant growth in relation to pF*. Proc. Soil Science Society of America, 5, pp. 36-41.

Zur, B. (1966). *Osmotic control of the matrix soil water potential*. Soil Science, 102, pp. 394–398.

# ESTADO DA ARTE IBERO-BRASILEIRA SOBRE A APLICAÇÃO DE AGREGADOS DE ESCÓRIAS DE ACIARIA EM MISTURAS BETUMINOSAS

## The ibero-brazilian state of the art on the use of steel slag aggregate in bituminous mixtures

Ana Cristina Freire[a], Anabela Maia[a]

[a] Departamento de Transportes, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal

**RESUMO** – Na Europa, e de uma forma geral por todo o mundo, existe uma grande procura de agregados para a construção civil, principalmente para a construção de estradas. Existe também uma preocupação crescente com a conservação dos recursos naturais e com o ambiente, que tem levado à procura e utilização de agregados secundários, nomeadamente resíduos/subprodutos industriais cujas propriedades químicas, físicas, mecânicas e ambientais viabilizam a substituição dos agregados naturais, como é o caso desde há longa data dos agregados de escórias de aciaria. As escórias de aciaria são resíduos/subprodutos inevitáveis do fabrico do aço, os quais após um processamento adequado constituem agregados artificiais de excelente qualidade, segundo vários autores, para o fabrico de misturas betuminosas a aplicar em camadas de pavimentos rodoviários.
A par do crescimento da indústria do aço a nível mundial, encontra-se assim a produção de escórias de aciaria e a necessidade de se identificarem soluções para o seu aproveitamento. A sua utilização na construção de estradas, como material alternativo aos agregados naturais é já há algumas décadas a sua principal aplicação em vários países, constituindo uma alternativa relativamente abundante e promissora.
Este artigo caracteriza o estado do conhecimento na Península Ibérica e no Brasil, relativamente ao uso de escórias de aciaria (em particular, de forno de arco elétrico) em misturas betuminosas para pavimentos rodoviários.

**SYNOPSIS** – In Europe, and in general throughout the world, there is a great demand for aggregates for civil construction, especially for roads construction. There is also a growing concern about the conservation of natural resources and the environment, which has led to the search and use of secondary aggregates, namely industrial wastes/by-products whose chemical, physical, mechanical and environmental properties enable the replacement of natural aggregates as has been the case, for a long time, of steel slag aggregates. Steel slags are unavoidable wastes/by-products of steel making process, which after suitable processing constitutes, according to several authors, artificial aggregates of excellent quality for bituminous mixtures to be applied in road pavements.
In line with the growth of steel industry worldwide, there is thus the production of steel slag and the need to identify solutions for its use. Its application in roads construction, as an alternative material to natural aggregates, has been for decades its main application in several countries, representing a relatively abundant and promising alternative.
This paper characterizes the state of knowledge, in the Iberian Peninsula and Brazil, on the use of steel slags (especially, of electric arc furnace) in bituminous mixtures for road pavements.

**Palavras Chave –** Escórias de aciaria, misturas betuminosas, conservação de recursos.

**Keywords –** Steel slags, bituminous mixtures, natural resources conservation.

E-mails: acfreire@lnec.pt (A. Freire), amaia@lnec.pt (A. Maia)

ORCID: orcid.org/0000-0002-7940-2648 (A. Freire), orcid.org/0000-0002-2472-9731 (A. Maia)


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

## 1 – ENQUADRAMENTO

De acordo com dados da *Worldsteel Association*[1], ao longo dos últimos 20 anos a produção mundial de aço mais que duplicou, passando de 799 milhões de toneladas, em 1997, para 1691 milhões de toneladas, em 2017 (EEF, 2018; Worldsteel Association, 2017). Apresentam-se na Figura 1, os dez maiores produtores mundiais de aço, dos quais se destaca a China com cerca de 50% da produção mundial (Worldsteel Association, 2017).

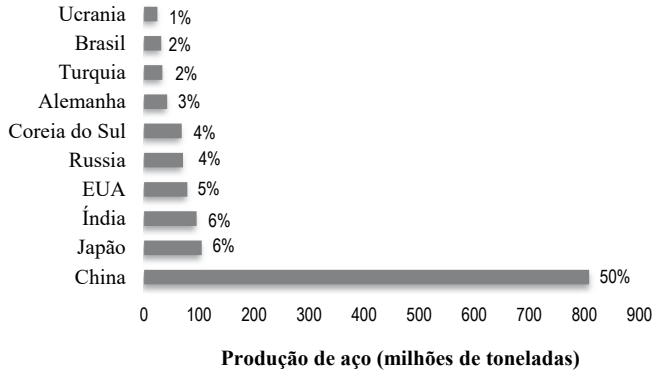



**Fig. 1** – Dez maiores produtores de aço mundiais

Cerca de 70% da produção mundial de aço é realizada em alto forno e em forno conversor a oxigénio e cerca de 30% através do processo de reciclagem de aço em fornos de arco elétrico, dos quais resultam as escórias vulgarmente designadas BF (de alto forno), BOF (de forno conversor a oxigénio) e EAF (de forno de arco elétrico). Estima-se que por cada tonelada de aço produzido, se produzem cerca de 200 kg de escórias EAF e 400 kg de escórias BF/BOF e de alto forno (Worldsteel Association, 2018).

Estima-se, a nível mundial, uma produção anual de escórias de ferro e de aço superior a 400 milhões de toneladas. Algumas são recicladas internamente, alimentando de novo os fornos e cerca de 50% são utilizadas na indústria da construção, principalmente em estradas (Worldsteel Association, 2018).

A maior parte dos países produtores de aço produzem os dois tipos de escórias BOF e EAF, contudo, existem alguns países onde a produção de aço atualmente ocorre exclusivamente em fornos de arco elétrico, como é o caso da Bulgária, Croácia, Grécia, Luxemburgo, Portugal, Eslovénia, Venezuela e Arábia Saudita (Worldsteel Association, 2017).

Esta associação mundial refere ainda que, atualmente, o aproveitamento médio mundial de escórias de aciaria ronda os 80%, sendo expectável um aumento potencial em muitos países face aos benefícios económicos e ambientais que lhes são crescentemente associados (Figura 2).

Na Europa (EU28) são produzidos anualmente, cerca de 26 milhões de toneladas de escórias de alto forno (na maioria utilizadas na indústria do cimento) e cerca de 21 milhões de toneladas de escórias de aciaria (BOF, EAF e secundárias), utilizadas principalmente na construção de estradas (Euroslag, 2014).

A nível europeu a *Euroslag*, associação de produtores e transformadores metalúrgicos, tem promovido a aplicação das escórias de aciaria como agregados para pavimentação, essencialmente por terem resistência mecânica superior à dos agregados naturais, referindo que o processamento

[1] Órgão de comércio internacional para a indústria de ferro e aço. Os seus membros representam cerca de 85% da produção mundial de aço.


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 19-50
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

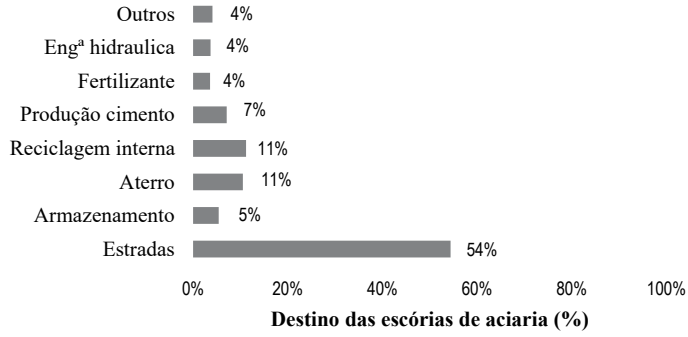



**Fig. 2** – Utilização de escórias de aciaria na Europa (Euroslag, 2014)

das escórias para a produção de agregado (britagem e peneiração) lhes confere uma granulometria e propriedades em conformidade com os requisitos das normas europeias de produtos, incluindo a sua estabilidade volumétrica. Considerando que as suas propriedades são comparáveis às dos agregados naturais, ou são até superiores para determinados fins específicos, recomenda o seu uso para aplicações em camadas não ligadas, de base ou sub-base, ou em camadas ligadas, com a aplicação em misturas betuminosas (Euroslag, 2016).

Devido às suas propriedades físicas, mecânicas e químicas, estas escórias têm tido numerosas aplicações na construção civil como agregados de elevada qualidade, sendo também usadas nomeadamente como fertilizantes de solos e no tratamento de águas residuais. Por esta razão, as escórias têm sido promovidas como materiais de construção "sustentáveis", por substituírem direta ou indiretamente as matérias-primas naturais (Sofilic et al., 2012).

Têm sido realizados numerosos estudos sobre a viabilidade de utilização destes materiais em misturas betuminosas, um pouco por todo mundo, referindo-se nomeadamente Japão, Estados Unidos, Canadá, Brasil, Reino Unido, Grécia, Alemanha, Turquia, China, Austrália, Espanha e Portugal.

Estes estudos baseiam-se geralmente, na caracterização das propriedades químicas, físicas, mecânicas e ambientais dos agregados de escória produzidos em cada local, face à reconhecida variabilidade que a sua composição química e mineralógica pode apresentar em função das matérias-primas utilizadas, das especificidades dos processos siderúrgicos e do processamento a que são sujeitas; seguindo-se estudos de formulação de misturas betuminosas com incorporação de agregado siderúrgico, para cada tipo de aplicação (recorrendo ao método Marshall ou outros) e a avaliação do seu desempenho, comparando-o com o de misturas betuminosas convencionais e/ou de misturas com diferentes percentagens de incorporação de agregado de escória. Alguns estudos são complementados com a construção e monitorização de troços experimentais à escala real, apresentando resultados sobre a monitorização do seu desempenho ao longo do tempo.

A conformidade dos valores obtidos para as propriedades dos agregados de escória e das misturas betuminosas em que são incorporados é geralmente avaliada, na ausência de documentos específicos, em relação a requisitos de especificações nacionais e europeias aplicáveis a agregados naturais e a misturas betuminosas convencionais, para os vários fins a que se destinam. Não obstante existem em alguns países, há mais de 20 anos, normas específicas para a utilização de agregados de escória de aciaria em misturas betuminosas, nomeadamente na China, Japão, Estados Unidos, Alemanha e Brasil.

## 2 – CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS AGREGADOS DE ESCÓRIA DE ACIARIA

Com base em fontes bibliográficas de vários países, incluindo alguns dos maiores produtores mundiais de aço, apresentam-se no Quadro 1, resumidamente, as principais características dos agregados de escória de aciaria, considerando o seu processo de fabrico, composição química, propriedades mineralógicas, físicas, geométricas e mecânicas e ainda características ambientais.

Verifica-se que as escórias de aciaria, apesar de poderem apresentar alguma variabilidade em termos da sua composição química, em função das matérias-primas e processos siderúrgicos que as originam, apresentam propriedades geométricas, físicas e mecânicas semelhantes entre si, satisfazendo globalmente as especificações existentes nos vários países para a aplicação de agregados naturais em pavimentos rodoviários sendo, contudo, importante o controlo adequado da sua expansão volumétrica, por ser este o fator determinante da viabilidade do seu uso.

**Quadro 1** – Principais características dos agregados de escória de aciaria

| | |
|---|---|
| **1. Processo de produção do aço** | O processo mais utilizado a nível mundial para o fabrico do aço consiste na produção de ferro fundido no alto-forno (a partir de minério de ferro) e na sua transformação em aço, no forno conversor a oxigénio. Outro processo consiste na fusão de sucata de ferro num forno elétrico, cuja energia é fornecida por arcos voltaicos, e na transformação do metal fundido em aço (reciclagem). As escórias de aciaria são resíduos/subprodutos do fabrico do aço, gerados em alto forno (BF), fornos conversores a oxigénio (BOF) ou em fornos de arco elétrico (EAF).<br>No Brasil, tal como na maioria dos países produtores de aço, a produção ocorre maioritariamente (cerca de 75%) em fornos conversores a oxigénio e apenas 25% em fornos de arco elétrico.<br>Na Península Ibérica, verifica-se o inverso. Em Espanha, a produção de aço ocorre maioritariamente (cerca de 70%) em forno de arco elétrico e apenas 30% em forno conversor a oxigénio e em Portugal, a produção ocorre desde 2002 apenas em forno de arco elétrico, a partir da reciclagem de sucata (Worldsteel Association, 2017).<br>Em Portugal, nas siderurgias de Paio Pires e da Maia, exclusivamente com fornos de arco elétrico, o processamento das escórias negras para o fabrico do designado *Agregado Siderúrgico Inerte para Construção* (ASIC), é constituído, à semelhança de outros países, por arrefecimentos primários e secundários, eliminação de metais grosseiros, fragmentação e crivagem e neutralização da cal livre para evitar a possibilidade de expansão após aplicação (Marques, 2009). |
| **2. Composição química** | A composição química depende significativamente da composição do aço reciclado (sucata) e do processo siderúrgico do qual as escórias resultam.<br>Os principais constituintes da escória negra, produzida no forno de arco elétrico, são a cal (CaO) e os vários óxidos formados a partir das impurezas presentes no metal fundido, como o óxido de ferro (FeO), a sílica ($SiO_2$) e o óxido de alumínio ($Al_2O_3$).<br>Podem conter outros constituintes menores, como o óxido de magnésio (MgO), óxido de manganês (MnO) e o trióxido de enxofre ($SO_3$) (Yildrim e Prezzi, 2009). As escórias EAF contêm um teor de óxidos de cálcio e de magnésio livre mais baixo que as escórias BOF, contudo existe sempre um certo risco de expansão (Sherwood, 2001). O teor em metais das escórias EAF é superior ao das escórias BOF (Bohmer et al., 2008). |


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 19-50
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

**Quadro 1** – Principais características dos agregados de escória de aciaria (cont.)

| | |
|---|---|
| **2. Composição química** | A existência de CaO livre, $Ca(OH)_2$ e $CaCO_3$ pode indiciar um potencial para a formação de calcário precipitado (tufa), quando os teores de cal livre são superiores a 1% (Graffitti, 2002). Com pH entre 8 a 10, o seu lixiviado pode apresentar valores superiores a 11 e ser corrosivo (FHWA, 2008). A produção de lixiviados com pH elevado, contribui para a reduzida mobilidade dos metais existentes nas escórias (Grubesa et al., 2016; Bohmer et al., 2008). |
| **3. Propriedades mineralógicas** | A existência de fases cristalinas nas escórias de aciaria deve-se à sua composição química e ao lento arrefecimento a que são sujeitas.<br>A variedade de minerais existentes é função da natureza da sucata reciclada (Yildrim e Prezzi, 2011). Uma das principais fases minerais é a solução sólida de óxido ferroso (FeO), devido ao elevado teor de óxidos de ferro existente nas escórias. Existem tipicamente outros minerais como: Merwinite-$Ca_3Mg(SiO_4)_2$; Olivina-$(Mg,Fe)_2SiO_4$; Polimorfos da belite (silicato bicálcico, C2S-$Ca_2SiO_4$): β-C2S e α-C2S; Ferro-aluminato tetracálcico, C4AF-$4CaO.Al_2O_3.FeO_3$; Ferrite bicálcica, C2F-$Ca_2Fe_2O_5$; Cal livre, CaO; Periclase, MgO; Wustite (óxido ferroso), FeO; Silicato tricálcico, C3S-$Ca_3SiO_5$; Solução de CaO-FeO-MnO-MgO (Yildrim e Prezzi, 2011).<br>Na presença de água, a cal livre existente nas escórias de aciaria hidrata e origina portlandite $Ca(OH)_2$, que sendo menos densa que a cal resulta no aumento de volume (Yildrim e Prezzi, 2011). |
| **4. Propriedades físicas, geométricas e mecânicas** | As propriedades das escórias também dependem do método de arrefecimento a que são sujeitas. Se for muito rápido, o material terá uma estrutura amorfa devido ao aprisionamento de bolhas de ar no seu interior, conferindo-lhe menor densidade e uma maior porosidade e resultando num material menos resistente e com maior sensibilidade à água. Se o arrefecimento for lento, terá uma estrutura mais cristalina, elevada resistência mecânica, maior massa volúmica e menor sensibilidade à água (FHWA, 2008). |
| 4.1 Granulometria e forma | O processamento destes materiais permite, em geral, satisfazer os requisitos granulométricos aplicáveis aos agregados naturais. Os agregados de escórias de aciaria têm elevada angularidade e textura superficial rugosa, o que proporciona maior imbricamento e atrito entre partículas e, consequentemente, um elevado angulo de atrito interno (40º a 45º) da mistura particulada, traduzindo-se numa maior estabilidade quando incorporados em misturas betuminosas (FHWA, 2008).<br>No que respeita aos índices de forma e de achatamento, são cumpridos os critérios das melhores categorias de agregados (FI10 e SI15 respetivamente), previstas na EN 13043 (CEN, 2004) relativa a agregados a aplicar em misturas betuminosas (Fistric et al., 2010). |
| 4.2 Massa volúmica e absorção de água | De uma forma geral, têm massa volúmica elevada e absorção de água moderada (inferior a 3%) (FHWA, 2008). Estes materiais, com massa volúmica superior à dos agregados naturais, quando usados em misturas betuminosas originam misturas com baridades 15% a 25% superiores às das misturas convencionais, originando uma maior massa para o mesmo volume de mistura (FHWA, 2008). Deve considerar-se esta diferença na formulação das misturas betuminosas e nos respetivos custos de transporte (CEDEX, 2013). |


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

**Quadro 1** – Principais características dos agregados de escória de aciaria (cont.)

| | |
|---|---|
| 4.3 Dureza | As escórias de aciaria apresentam dureza elevada (6-7), próxima na escala de Moh's à dureza do quartzo (FHWA, 2008; Zumrawi e Khalill, 2015). |
| 4.4 Expansibilidade/ Instabilidade volumétrica | As escórias de aciaria por conterem CaO e MgO livres na sua composição mineralógica, podem apresentar instabilidade volumétrica, ou seja, quando hidratados estes compostos causam a expansão do volume da escória (Yildrim e Prezzi, 2009), sendo necessária uma adequada estabilização previamente à sua aplicação em obra. Além do CaO e MgO, a reação do silicato bicálcico (C2S) também pode causar expansão volumétrica (Yildrim e Prezzi, 2011). A hidratação dos óxidos livres pode aumentar até 10% a 14% o volume do agregado (Andrade, 2015; FHWA, 2008).<br>A cal livre hidrata rapidamente, pelo que a sua maioria fica neutralizada em poucos dias. Contudo, se alguma cal residual ficar retida em pequenas bolsas, só a fracturação permitirá a sua hidratação. O óxido de magnésio, hidratando mais lentamente, pode causar alterações de volume durante meses ou até anos, pelo facto de estar geralmente encapsulado por silicatos e óxidos ricos em ferro e manganês, que dificultam a sua hidratação. Consequentemente, a presença de óxido de magnésio livre é um problema mais sério que o da cal livre, sendo difícil de prever a extensão da sua expansão volumétrica. Geralmente as escórias produzidas com tecnologias mais modernas têm menores teores de óxido de magnésio (Yildrim e Prezzi, 2011; Andrade, 2015; Graffitti, 2002; Sherwood, 2001).<br>Sabe-se, atualmente, que o risco de expansão diminui bastante com a intemperização da escória, deixando-a a céu aberto por determinado período de tempo (Sherwood, 2001). O envolvimento com betume, quando a escória é incorporada em misturas betuminosas, dificulta o contacto com a água e minimiza o seu potencial expansivo (CEDEX, 2013). |
| 4.5 Resistência ao desgaste e à fragmentação | Este tipo de agregados apresenta, em geral, elevada resistência à fragmentação e ao desgaste (ensaios de *Los Angeles* e de m*icro-Deval*), superior à dos agregados convencionais, o que lhes confere uma maior durabilidade. |
| 4.6 Resistência ao polimento | Os agregados de escória apresentam, em geral, boa resistência ao polimento, superior aos agregados convencionais, o que se traduz na maior durabilidade do agregado. O coeficiente de polimento (PSV) é uma medida da microtextura da superfície do agregado (Lafarge Canada, 2016). Um valor de PSV elevado assegura que o material irá sendo polido lentamente com a passagem dos pneus. Para os agregados a aplicar em camadas betuminosas superficiais são exigidos, por exemplo no CETO[2] (EP, 2014), valores de PSV superiores a 50. Este tipo de agregados pode ter valores de PSV superiores a 60, possuindo uma proporção de vazios finamente distribuídos que se "abrem" quando são polidos pelos pneus, garantindo permanentemente uma superfície aderente e rugosa (FEhS-Institut, 2008). |
| 4.7 Durabilidade (alterabilidade a | Estes materiais apresentam boa durabilidade, com resistência ao gelo/degelo e à meteorização. As perdas de massa nos ensaios do sulfato de magnésio e de sódio são muito pequenas, cumprindo os requisitos da categoria |

[2] Caderno de Encargos Tipo Obra da Estradas de Portugal, SA (atual Infraestruturas de Portugal, S.A.)


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 19-50
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

**Quadro 1** – Principais características dos agregados de escória de aciaria (cont.)

| | |
|---|---|
| agentes externos) | mais alta de durabilidade dos agregados, prevista na EN 13043 (Fistric et al., 2010). |
| 4.8 Afinidade agregado-betume | A composição e o caráter químico básico das escórias garantem uma boa adesividade com os betumes convencionais (CEDEX, 2013). Isto deve-se, em parte, à presença de cal hidratada na superfície dos agregados de escória maturada. A cal hidratada é, por vezes, adicionada ao betume para promover a resistência ao desrevestimento dos agregados, sendo que no caso do agregado de escória, essa cal hidratada já está presente na sua superfície (Australasian Slag Association, 1999). São os agregados de rochas alcalinas (em geral com 45% a 52% de sílica), que apresentam melhor adesividade ao ligante betuminoso (Bernucci et al., 2008) pelo que a presença de CaO livre aumentando a afinidade agregado-betume, contribui para aumentar a durabilidade das camadas de desgaste (Grubesa et al., 2016). O facto de estes materiais apresentarem uma superfície rugosa, com muitos vazios não-interligados, proporciona uma superfície maior do que a de igual volume de agregados naturais, favorecendo também a ligação com o betume (Zumrawi e Khalill, 2015). |
| 4.9 Propriedades térmicas | Os agregados de escória retêm o calor mais tempo que os agregados naturais, pelo que a sua utilização em misturas betuminosas fabricadas a quente pode ser vantajosa, nomeadamente aquando da sua aplicação em tempo frio, favorecendo a manutenção da temperatura da mistura (FHWA, 2008). |
| **5. Características ambientais** | Do ponto de vista ambiental, não existem, de forma geral, restrições ao uso de escórias de aciaria, não lhes sendo reconhecidas características de perigosidade. Verifica-se, pelo contrário, o interesse das várias partes interessadas no seu uso, pelas vantagens que lhe estão associadas em termos de sustentabilidade, ao contribuir simultaneamente para a conservação de recursos naturais e para a minimização da deposição de resíduos em aterro.<br>As características alcalinas das escórias de aciaria (não favoráveis à lixiviação de metais) e o seu uso em misturas betuminosas (minimizando o seu potencial de lixiviação) são, reconhecidamente, aspetos favoráveis em termos ambientais. Os estudos de lixiviação efetuados sobre estes materiais permitem a sua classificação como inertes, não sendo expectáveis efeitos nefastos sobre a qualidade da água ou dos solos nos locais onde são aplicados, sendo este um dos principais argumentos para serem considerados subprodutos e não resíduos. |

Pode ainda referir-se que as escórias de aciaria (BOF e EAF), com diferentes origens na Europa, são geralmente comparáveis e independentes do seu produtor podendo ser usadas nas mesmas aplicações, com poucas exceções. A principal diferença entre elas é a razão cal/sílica, maior nas escórias BOF. Estas escórias, contendo, em geral, maior proporção de cal livre, têm maior potencial de expansão por hidratação, requerendo um maior período de intemperização do que as escórias EAF. Também significa que as escórias BOF tendem a originar maior quantidade de finos que as escórias EAF. Podem verificar-se ainda diferenças no teor de MgO das escórias, devido a reações com o revestimento refratário. Os teores de cal e óxido de magnésio livres são os fatores mais importantes a controlar, no que se refere à utilização das escórias na construção civil (FEHRL, 2008; Jones, 2011). Sendo a natureza expansiva das escórias de aciaria prejudicial a quase todas as aplicações da engenharia civil, provocando fissuras que levam à sua desintegração e dos materiais

onde são aplicadas (Graffitti, 2002), estas devem ser previamente submetidas a tratamento para reduzir a sua instabilidade volumétrica.

A alteração das propriedades químicas e/ou mineralógicas das escórias, pode ser obtida através do uso de aditivos, tratamento com vapor e envelhecimento e em geral, armazenamento em pilhas a céu aberto durante um determinado período de tempo, para proporcionar a exposição adequada à humidade (Yildrim e Prezzi, 2009). Este período de estabilização, depende dos teores de óxido de cálcio e de magnésio existentes na escória, pois o CaO, tendo uma expansão mais rápida, pode estabilizar em semanas, enquanto o MgO, com uma expansão mais lenta, pode demorar meses ou anos a estabilizar (Andrade, 2015; Graffitti, 2002).

Segundo a Indústria do Aço de *North-Rhine Westphalia* da Alemanha, depois de arrefecidas todas as escórias originam produtos semelhantes a rochas ígneas que constituem, à primeira vista, excelentes agregados artificiais (Sherwood, 2001).

Refere-se frequentemente que as propriedades destes materiais são até superiores às dos agregados naturais, favorecendo a sua aplicação quer em camadas de base e sub-base quer em camadas superiores da estrutura dos pavimentos, como camadas de desgaste (Sofilic et al., 2012; Nippon Slag Association, 2016; IHOBE, 1999; UK Environment Agency, 2014).

É consensualmente reconhecido que as propriedades geométricas, físicas e mecânicas destes materiais os tornam aptos ao seu uso em misturas betuminosas e tratamentos superficiais para estradas, aeroportos e outras áreas com tráfego, por estarem em conformidade com os requisitos da norma europeia harmonizada EN 13043 (CEN, 2004), permitindo a substituição dos agregados naturais. Referem-se, nomeadamente, as seguintes características gerais, ideais para misturas betuminosas a aplicar em camadas superficiais (IHOBE, 1999; Sofilić et al., 2011; FHWA, 2008; Nippon Slag Association, 2016; Jones, 2011):

- Forma cúbica, favorecendo o imbricamento das partículas e a resistência à deformação.
- Natureza básica, proporcionando uma forte afinidade aos ligantes betuminosos e, consequentemente, resistência ao desrevestimento do betume.
- Elevada resistência à fragmentação e ao polimento, que confere durabilidade ao agregado.
- Resistência à derrapagem, mantendo as propriedades ao longo da vida da superfície.
- Elevada resistência às ações climáticas, especialmente ao gelo-degelo.
- Boa capacidade de carga.
- Microtexturas superficiais rugosas, favorecendo a aderência das camadas de desgaste.
- Maior resistência mecânica do que a dos agregados naturais, requerendo menos finos durante a compactação em obra.
- Melhor comportamento na presença da água do que a dos agregados naturais devido à inexistência de fração fina plástica; consequentemente melhor drenabilidade.

Do ponto de vista ambiental, não lhes são reconhecidas características de perigosidade. O seu envolvimento com betume, quando incorporadas em misturas betuminosas, dificultando o contacto com a água minimizará consequentemente o seu potencial de expansão e de lixiviação.

A dureza característica deste material (próxima do quartzo) permite que seja utilizado para executar pavimentos mais finos que os tradicionais e revestimentos superficiais finos resistentes à derrapagem (Nippon Slag Association, 2016).


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 19-50
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 19-50
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia



**Quadro 2** – Propriedades gerais das escórias de aciaria EAF

| **Constituintes** | | Xirouchakis & Manolakou (2011) | Pasetto & Baldo (2011) | FHWA (2008) | Wen et al. (2014) | WSDOT (2015) | Fistric et al. (2010), Sofilić, et al. (2010) | Motz (2008) | Yildrim & Prezzi (2009) | Oluwasola et al. (2014) | Euroslag (2016a) | Australasian Association (2015) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Angulo de atrito interno | | - | - | 40-50º | 40-50º | 40-50º | - | - | 40-50º | - | - | - |
| Dureza (Moh's) | | - | - | 6-7 | 6-7 | 6-7 | - | - | 6-7 | - | - | - |
| Perda sulfato sódio,% | | - | 0,9-5,0 | <12 | <12 | <4 | 0,4 | <0,5 | <12 | <2,07 | <0,5 | <4 |
| Equivalente areia, % | | 74 | - | - | 86 | - | - | - | - | - | - | - |
| Índice de achatamento, % | | 1,4-10,4 | 14-15 | - | 1 | - | 2-4 | - | - | 2-4 | - | <5 |
| Índice de forma,% | | 0,9-9,1 | 14-26 | - | - | - | 1-3 | <10 | - | - | - | - |
| EN 1097-3 | Baridade, Mg/m$^3$ | 1,512-1,545 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | 1,6-2,10 |
| | Vazios, % | 55,3-56,1 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |
| Massa volúmica, Mg/m$^3$ | Seca $\rho_{rd}$ | 3,159-3,523 | 3,94-4,03 | - | - | 3,300 | 3,41-3,68 | 3,500 | 3,1-3,6 | - | 3,600 | 3,30-3,45 |
| | Saturada. $\rho_{ssd}$ | 3,234-3,557 | | | | 3,400 | 3,49-3,73 | | | | | |
| | Aparente $\rho_a$ | 3,408-3,645 | | | | | 3,69-3,88 | | | | | |
| Porosidade, % | | 5 | - | | | | | | ≤3 | | | |
| Absorção água, % | | 0,9-2,4 | 0,5-0,8 | ≤3 | 2,5-3,7 | 1-2 grosso 2-4 fino | 1,5-2,2 | 0,7 | 0,2-2 | 1,2-5,4 | 1 | 1-2 fino 2-4 grosso |
| MDE (EN 1097-1) | | 6,5-8,3 | - | | - | 16 | 8 | - | - | - | - | - |
| LA (EN 1097-2) | | 10,0-21,0 | 15-16 | 20-25 | 20-25 | 20-25 | 13 | - | 20-25 | 9,8-24,0 | - | 15-20 |
| PSV (EN 1097-8) | | 53,4-67,9 | 52-54 | - | - | 58-63 | 70 | 61 | - | 54-56,6 | 57 | 58-62 |
| Choque térmico | | - | - | - | - | - | 1,3 | - | - | - | - | - |
| Expansão (EN 1744-1), % | | 0,0-0,7 | - | - | - | - | 2,2 | - | - | - | - | Cal livre<3% |
| Afinidade (EN 12697-11), % | | 75-95 | - | - | - | - | 95 (6h) 90 (24h) | >90 | - | >95 | - | - |

Os resultados dos ensaios utilizados para a caracterização de agregados naturais, mostram que o agregado siderúrgico é um produto tecnicamente competitivo no mercado de agregados para a construção civil, em especial para pavimentação rodoviária (Tavares et al., 2011). As escórias EAF são atualmente consideradas equivalentes a materiais rochosos convencionais, tendo o seu uso aumentado exponencialmente nas últimas décadas (Mombelli, et al., 2014). Apresenta-se no Quadro 2 uma síntese de valores referidos em bibliografia, por vários autores, para as principais propriedades físicas, geométricas e mecânicas das escórias de aciaria EAF

## 3 – PROPRIEDADES DAS MISTURAS BETUMINOSAS CONTENDO AGREGADO DE ESCÓRIAS DE ACIARIA

As propriedades das misturas betuminosas, que incorporam agregados de escórias em substituição dos agregados naturais (como o calcário, granito ou basalto), têm sido estudadas por diversos autores um pouco por todo o mundo, envolvendo vários tipos de misturas betuminosas, nomeadamente do tipo betão betuminoso ou do tipo SMA, com diferentes percentagens de incorporação de agregado de escória. A maioria destes estudos diz respeito à utilização do agregado de escória, como substituto da fração grosseira de agregado natural das misturas betuminosas a quente, demonstrando efeitos positivos no seu desempenho, nomeadamente no que se refere à resistência à fadiga e à deformação permanente, sensibilidade à água e atrito. Existe também referência à sua utilização com sucesso em revestimentos betuminosos e em misturas com emulsões a frio e em *slurry seals* (Australasian Slag Association, 2002).

A incorporação de escórias de aciaria em misturas betuminosas confere maior massa volúmica à mistura, estabilidade superior, maior resistência ao corte e à deformação permanente, retenção de calor, boa trabalhabilidade e compactação, comparativamente a misturas com agregados naturais. Refere-se também na bibliografia a possibilidade de se conceberem estruturas de pavimentos com espessuras mais finas de betão betuminoso com a incorporação de escórias de aciaria, para eventualmente compensar o custo de transporte associado ao aumento de 15% a 25% da massa do volume da mistura produzida (Grubesa et al., 2016).

Segundo alguns autores, as misturas betuminosas contendo escórias de aciaria apresentam maior teor ótimo de betume do que as misturas convencionais, aumentando este de 4,5% a 5,0% para 4,7% a 5,8%, uma vez que a maior porosidade da escória conduz à maior absorção de betume (Grubesa et al., 2016), referindo alguns autores que o aumento do teor ótimo se verifica com o aumento da incorporação do agregado de escória (Wu et al., 2007).

É ainda referido que o maior consumo de betume se deve à elevada absorção do agregado de escória fino e que substituindo o fíler de escória por agregado natural, o teor ótimo reduz significativamente, situando-se dentro dos valores normais (Tavares et al., 2011). Outros autores, contudo, não confirmam o aumento significativo do consumo de betume com a incorporação da fração fina das escórias, referindo que o teor ótimo se situa dentro da variação de valores normal para misturas com agregados naturais (Pasetto e Baldo, 2011).

A *Australasian Slag Association* refere que a formulação de misturas betuminosas incorporando agregado de escória é muito semelhante à das misturas convencionais, havendo, contudo, algumas considerações devido à maior massa volúmica deste agregado. Refere, a título de exemplo, a determinação do teor de betume, expresso como uma percentagem da mistura total: este será ligeiramente superior ao de uma mistura com agregados naturais, se for expresso em termos de volume, e ligeiramente inferior, se for expresso em termos de massa. Refere ainda que a absorção de água é semelhante à dos agregados naturais, indicando não ser necessário betume adicional devido a este aspeto. Contudo, devido à área superficial dos agregados de escória ser ligeiramente superior à dos agregados naturais, pela sua forma cúbica e natureza vesicular, será necessário cerca de 0,5% em massa de betume adicional, para revestir a superfície do agregado.

A dureza característica do agregado siderúrgico favorece a utilização na execução de pavimentos mais finos que os tradicionais e ainda em revestimentos superficiais finos resistentes à


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 19-50
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

derrapagem. É reconhecida a sua boa trabalhabilidade e a vantagem de os pavimentos poderem ser sujeitos ao tráfego imediatamente após a conclusão dos trabalhos de pavimentação (Nippon Slag Association, 2016; Likoydis e Liapis, 2011).

É referido também, o efeito supressor de ruído que a incorporação das escórias de aciaria pode apresentar nas misturas betuminosas aplicadas em camadas de desgaste, em particular em misturas do tipo betão betuminoso drenante, considerando-se que os vazios estáveis que possuem são excelentes para as camadas superficiais, nomeadamente reduzindo a emissão de ruído (JERNKONTORET, 2015), (FEhS-Institut, 2008), (Australasian Slag Association, 1999).

## 4 – APLICAÇÃO DE AGREGADO DE ESCÓRIAS DE ACIARIA NO BRASIL E NA PENÍNSULA IBÉRICA

Com a pressão crescente em muitos países relativa à necessidade do maior uso de agregados secundários, visando preservar os recursos naturais não renováveis, as escórias de aciaria constituem uma alternativa relativamente abundante e promissora, cuja disponibilidade depende significativamente da proximidade às unidades siderúrgicas existentes em cada região.

Apresenta-se de seguida o atual contexto do Brasil e da Península Ibérica, relativamente ao uso destes materiais em misturas betuminosas para pavimentos rodoviários. Com realidades e níveis de implementação distintos, refere-se o exemplo do Brasil, um dos dez maiores produtores mundiais de aço, cujas dificuldades com a exploração e disponibilidade dos agregados naturais, (escassos e nem sempre com a qualidade necessária aos requisitos dos seus pavimentos, sujeitos a tráfego intenso e pesado e a elevadas temperaturas), favoreceram a utilização dos agregados de escórias na construção rodoviária há já algumas décadas; de Espanha, que sendo o quarto maior produtor de aço da UE28, também reconheceu, há já alguns anos, a possibilidade de valorização das escórias EAF em camadas de base, sub-base e leito de pavimento de estradas e em misturas betuminosas para camadas de desgaste, confirmando com a experiência adquirida a possibilidade da substituição dos agregados naturais pelas escórias siderúrgicas; e de Portugal, onde a aplicação deste material, com marcação CE desde 2011 (para aplicação em camadas granulares de pavimentos rodoviários), atravessa ainda uma fase de divulgação e reconhecimento das suas potencialidades pelo mercado.

### 4.1 – A experiência no Brasil

O Brasil é um dos dez maiores produtores mundiais de aço, tendo produzido em 2016 cerca de 31 milhões de toneladas, maioritariamente (cerca de 75%) em fornos conversores a oxigénio (Worldsteel Association, 2017).

Existem dados sobre a utilização de escórias de aciaria em pavimentação, desde a década de 70 (Freitas e Motta, 2008). A utilização deste tipo de escórias no meio rodoviário está bastante difundida no Brasil, sendo, há muitas décadas usada como material granular nas camadas de base e sub-base em estradas do Rio de Janeiro e Minas Gerais. A partir da década de 80, tem sido usada nas diversas camadas do pavimento no Estado do Espírito Santo (Branco et al., 2004).

Num estudo realizado em 2011 são listadas algumas das numerosas obras de pavimentação realizadas no Brasil desde 1978, com agregado de escória de aciaria aplicado nas várias camadas do pavimento: camadas de base, sub-base, regularização e superficiais (Rocha, 2011).

São referidos casos de sucesso como no Estado do Espírito Santo, onde foram realizados, em 1986, mais de 100 km de pavimentação urbana com agregado de escória nas camadas de base e sub-base, que se apresenta em bom estado após 14 anos de tráfego intenso. No Estado do Rio de Janeiro, no pavimento da BR 393, em Volta Redonda, foram usadas as escórias em todas as camadas do pavimento, assim como no trecho da BR 101 norte, nas proximidades do aeroporto de Vitória. Contudo, também são referidos alguns problemas devido à expansão dos materiais, em particular no Estado do Rio de Janeiro (Rocha, 2011).

Existem desde 1994, as normas DNER-EM 262/94 "Escórias de aciaria para pavimentos rodoviários" e DNER-EM 263/94 "Emprego de escórias de aciaria em pavimentos rodoviários" do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (atual Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, DNIT), do Ministério dos Transportes. A primeira norma prevê requisitos para amostragem e aceitação de escórias de aciaria a aplicar em camadas de pavimentos rodoviários, estabelecendo, nomeadamente, um valor-limite para a expansão volumétrica e a segunda norma fixa as condições da sua aplicação em camadas de sub-base e de base e em misturas betuminosas. A norma DNER-ES 313/97 "Pavimentação – concreto betuminoso", atual DNIT 031/2004-ES "Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico", regulamenta o uso da escória de aciaria como agregado grosso em betão betuminoso. Apresentam-se no Quadro 3 os requisitos aplicáveis.

Estudos realizados em alguns Estados do Brasil, como a Bahia e o Ceará, sobre as propriedades das escórias de aciaria permitiram concluir da sua aplicabilidade tanto nas camadas inferiores como nas camadas superiores dos pavimentos rodoviários, estando em conformidade com as especificações técnicas aplicáveis aos agregados tradicionais para o mesmo fim, e salientando o bom desempenho mecânico das misturas produzidas (Fernandes, et al., 2014).

As propriedades mecânicas destes materiais são geralmente equivalentes ou superiores às dos agregados convencionais, conferindo propriedades superiores às camadas de pavimento (base e sub-base) onde são usados, nomeadamente maiores valores do módulo de deformabilidade e, consequentemente, maior capacidade de distribuição de carga do que o observado para os pavimentos convencionais (Freitas e Motta, 2008).

Tal como em outros países, também se considera que a principal limitação ao uso deste material em pavimentação, é a sua natureza expansiva (Branco et al., 2004; Bicalho et al., 2006). A expansão é em geral a causa dos problemas encontrados, tanto nas camadas inferiores como de revestimento. Se devidamente estabilizados, estes materiais apresentam melhores características que os convencionais (Fernandes et al., 2014).

Apesar disso, refere-se na bibliografia que a escória de aciaria também tem sido usada com sucesso sem cura prévia. Se forem usadas técnicas adequadas para a construção do pavimento, recorrendo a profissionais experientes, a expansão da escória pode ser controlada (Rohde, 2002).

A utilização de escórias de aciaria como agregados para a pavimentação está também associada às dificuldades que alguns Estados do Brasil têm com os seus pavimentos (sujeitos a tráfego intenso e pesado e a elevadas temperaturas) e com a disponibilidade dos agregados naturais, que sendo escassos nem sempre têm a qualidade necessária para esse fim. A Secretaria de Obras da Prefeitura do Rio de Janeiro é um dos vários órgãos públicos que aplica agregados siderúrgicos nas suas obras, para tentar ultrapassar as seguintes dificuldades:

- Deformações plásticas da camada de superficiais dos pavimentos das vias urbanas de tráfego pesado e intenso, sujeito a temperaturas muito elevadas.
- Escassez de agregados com desgaste de *Los Angeles* inferior a 40, apresentando geralmente baixa resistência à fragmentação.
- Elevado custo do agregado natural, devido a restrições ambientais à exploração mineral.

Estas dificuldades têm favorecido a substituição dos agregados naturais por agregados de escórias de aciaria, considerando que as suas melhores características proporcionam melhores propriedades às camadas dos pavimentos onde são utilizados, nomeadamente a aderência superficial, melhorando de uma forma geral o desempenho dos pavimentos (Ramos, 2009).

Face aos elevados custos de transporte, a utilização de agregados de escórias em pavimentação verifica-se essencialmente nas regiões siderúrgicas do país, tal como acontece noutros países do mundo. Com a perspetiva de ampliação do polo siderúrgico no Estado do Rio de Janeiro e no país, considera-se que este agregado poderá ser uma excelente alternativa para construção de camadas de pavimentos na extensa rede rodoviária que o Brasil tem ainda por pavimentar (Ramos, 2009).


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

**Quadro 3** – Requisitos para utilização das escórias de aciaria em pavimentação (DNER, 1994; DNER, 1994a; DNIT, 2007)

| **Normas aplicáveis ao uso de escórias de aciaria em pavimentação** | **Requisitos** |
|---|---|
| DNER-EM 262/94 "Escórias de aciaria para pavimentos rodoviários" | - potencial de expansão máximo de 3% (ou conforme especificação de projeto)<br>- isenta de impurezas orgânicas e contaminação com materiais que possam prejudicar os valores de projeto<br>- granulometria (40% de agregado até 1,27 cm e 60% de agregado entre 1,27 e 5,08 cm e conformidade com projeto)<br>**Condições específicas**:<br>- absorção de água (% em peso) de 1% - 2%<br>- massa específica de 3,0 g/cm$^3$ a 3,5 g/cm$^3$<br>- massa unitária de 1,5 kg/dm$^3$ a 1,7 kg/dm$^3$<br>- desgaste LA ≤ 25% para sub-base e revestimento<br>- durabilidade ao sulfato de sódio, 5 ciclos, de 0 % a 5 % |
| DNER-EM 263/94 "Emprego de escórias de aciaria em pavimentos rodoviários" | - satisfazer os requisitos da norma DNER-EM 262/94<br>**Condições específicas**:<br>- podem ser empregues em camadas de sub-base, base e em misturas betuminosas, desde que em conformidade com as exigências de projeto e com controlo rigoroso da expansão (≤ 3%) |
| DNIT 031/2004-ES "Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico" | Prevê o uso de escória de aciaria como agregado grosso a utilizar em betão betuminoso para revestimento, camada de ligação, base, regularização ou reforço do pavimento, desde que cumpra:<br>- desgaste LA (DNER-ME 035) ≤ 50 %<br>- índice de forma (DNER-ME 086) >0,5 e partículas lamelares <10%<br>- durabilidade, perda (DNER-ME 089) < 12 % |

Os crescentes volumes de tráfego e o aumento das cargas por eixo nas estradas brasileiras têm mostrado a necessidade de novas técnicas de construção, com menos manutenção e mais duráveis. Neste contexto foi desenvolvido um estudo para avaliar a aplicabilidade de escórias de aciaria em misturas betuminosas de módulo elevado, para camadas de ligação ou de base. Os resultados foram favoráveis quanto às características físicas e mecânicas, equivalentes ou superiores às dos agregados convencionais. Contudo, relativamente ao teor de ligante obtido concluiu-se da necessidade de substituir a fração de agregado fino de escória por agregado natural, face aos seus valores de absorção elevados, para diminuir o teor de ligante necessário (Freitas e Motta, 2008).

No mesmo sentido, outro estudo realizado em 2011 também concluiu sobre a viabilidade do uso de agregado siderúrgico em misturas do tipo SMA (*Stone Mastic Asphalt*), tendo por base os resultados dos ensaios mecânicos realizados, nomeadamente para determinação do módulo de rigidez, da resistência à tração e da adesividade do ligante ao agregado; com valores superiores aos obtidos em SMA com agregados naturais. Verificou-se que devido à elevada absorção do agregado de escória fino, há um maior consumo de betume e que substituindo o fíler de escória por fíler de agregado natural, o teor ótimo de betume reduziu um valor percentual, situando o consumo de ligante dentro dos valores normais para misturas SMA (Tavares et al., 2011).

Um estudo realizado em 2015 comparou escórias de aciaria de cinco Estados brasileiros, tendo concluído da sua aplicabilidade tanto em camadas granulares, como camadas de revestimento betuminoso de pavimentos flexíveis ou até em misturas de betão betuminoso do tipo SMA, com base na caracterização geomecânica e química das escórias (durabilidade, abrasão, cal livre,

expansibilidade, índice de suporte californiano) e no comportamento mecânico (módulo de resiliência e resistência à tração) das misturas com agregado de escórias, comparando os resultados obtidos com os requisitos estabelecidos para cada um dos usos, nas especificações e normas existentes (Neto et al., 2015).

### 4.2 – A experiência em Espanha

A Espanha produziu em 2016 cerca 14 milhões de toneladas de aço, das quais cerca de 70% foram produzidas em fornos de arco elétrico (Worldsteel Association, 2017). Em Espanha existem atualmente 24 aciarias de forno de arco elétrico, 14 das quais localizadas no País Basco, sendo esta província responsável por cerca de 50% da produção de aço espanhola (CEDEX, 2013).

Segundo o *Centro de Estudios Y Experimentación de Obras Publicas de Espanha* (CEDEX), está comprovado que as escórias, desde que tenham tratamento, classificação e seleção adequados, podem constituir agregados com a qualidade adequada para incorporação em para misturas betuminosas. Estes agregados possuem um bom coeficiente Los Angeles e excelente coeficiente de polimento acelerado, que os torna adequados para camadas de desgaste. A composição e o carácter químico básico das escórias garantem uma boa adesividade com os betumes convencionais. O principal problema que se coloca com o fabrico de misturas com estes agregados é a falta de finos. Uma proporção adequada de agregados, do ponto de vista técnico, combina agregado grosso de escória com agregado fino de origem calcária (CEDEX, 2013).

Em Espanha, construíram-se vários troços experimentais para analisar o comportamento das escórias negras em camadas de misturas betuminosas e em camadas granulares.

Refere-se a aplicação num troço experimental, em camada de desgaste com incorporação de 79% de escórias de forno elétrico, na estrada GI-3610, em Zizurkil (Gipuzkoa), numa extensão de 500 m. A avaliação efetuada, com base na recolha de carotes e análise laboratorial, medições com perfilómetro laser, ensaios pela técnica volumétrica da mancha, medições com pêndulo e avaliação da textura superficial e da irregularidade transversal, durante um período de 9 meses após a sua aplicação, permitiu concluir da viabilidade da sua aplicação em camadas de desgaste, por ter revelado um comportamento equiparável ao agregado convencional (IHOBE, 1999).

Além disso, na Comunidade Autónoma do País Basco realizaram-se nos últimos anos numerosos troços experimentais nos quais se utilizaram as escórias de aciaria de forno de arco elétrico em misturas betuminosas (camadas de desgaste S2 e F10 e camadas intermédias S20) e em camadas granulares (Z25), os quais se referem no Quadro 4 (CEDEX, 2013), evidenciando o interesse no estudo e utilização daqueles agregados.

Em 2009 foi publicado pelo Governo da Catalunha o Decreto 32/2009 (Departamento de Medio Ambiente Y Vivienda, 2009), sobre a valorização de escórias siderúrgicas provenientes de forno de arco elétrico, nomeadamente em camada de base, sub-base e leito de pavimento de estradas e como material para camada de desgaste em mistura betuminosa. Refere-se neste decreto, que a experiência adquirida ao longo dos anos com a valorização das escórias siderúrgicas confirmou a possibilidade do seu aproveitamento como material de construção, em substituição dos agregados naturais. Aqui se estabelece que estas escórias EAF não podem ser utilizadas como agregado na construção civil em zonas inundáveis com um período de retorno de cem anos; em terrenos com lençol freático a menos de 2,5 m da superfície da zona de aplicação das escórias; e em terrenos situados a menos de 100 m de poços de abastecimento de água potável para consumo humano.

**Especificação técnica "PG-3"** (Gobierno de Espana, 2015)

Em Espanha é aplicado um conjunto de especificações técnicas gerais para a construção de estradas e pontes que figura no documento PG-3 (*Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes*), no qual se refere o possível uso das escórias como agregados na construção de estradas, desde que se cumpram os requisitos técnicos. Contudo, para a utilização destes materiais é necessário que as condições para o seu tratamento e aplicação estejam previstas


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 19-50
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

**Quadro 4** – Troços experimentais construídos com agregado de escórias EAF (CEDEX, 2013)

| Estradas | Material | Tipo de camada | Extensão | Tipo de tráfego | Data |
|---|---|---|---|---|---|
| *Eje Ballonti* | F-10 | Desgaste (100% agregados escória) | 300 m | T1 | Set 2006 |
| *Eje Ballonti* | F-10 | Desgaste (grossos de escória e finos: 50% escória e 50% calcário) | 300 m | T1 | Set 2006 |
| *Eje de la Ria, Carmen Galindo* | PA-12 | Desgaste (grossos escória e areia calcária) | 500 m | T1 | Fev-mar 2007 |
| *Acesso a Nervacero desde Ballonti* | S-20 | Intermédia (grossos escória e areia calcária) | 200 m | T2 | Jun 2006 |
| *Carmen Gallindo* | S-20 | Intermédia (grossos e areia de escória) | 500 m | T1 | Set-dez 2006 |
| *Acesso a Nervacero desde Ballonti* | ZA-25 | Base granular (100% escória) | 200 m | T2 | Jun 2016 |
| *GI-3851* | ZA-20 | Base granular (100% escórias) | 230 m | T4B | 2006-2007 |
| GI-3851 | ZA-20 | Base granular (grossos de escória e finos: 50% escória e 50% calcário) | 180 m | T4B | 2006-2007 |
| GI-2133 | S-20 | Intermédia (100% agregados de escória) | 715 m | T3A | 2006-2007 |
| GI-2133 | S-20 | Intermédia (grossos de escória e finos 100% calcário) | 710 m | T3A | 2006-2007 |
| GI-2133 | S-20 | Intermédia (grossos de escória e finos: 50% escória e 50% calcário) | 715 m | T3A | 2006-2007 |
| GI-2133 | S-12 | Desgaste (100% agregados de escória) | 710 m | T3A | 2006-2007 |
| GI-2133 | S-12 | Desgaste (grossos de escória e finos 100% calcário) | 740 m | T3A | 2006-2007 |
| GI-2133 | S-12 | Desgaste (grossos de escória e finos: 50% escória e 50% calcário) | 740 m | T3A | 2006-2007 |

na especificação técnica "*Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares*", ou, na sua falta, o dono de obra defina especificações adicionais (Pina e García, 2011).

Neste documento são estabelecidos os requisitos a que os materiais tradicionais e os agregados siderúrgicos devem obedecer na execução de camadas granulares não ligadas. São referidos também os requisitos que se aplicam, de uma forma geral, aos agregados a utilizar em camadas ligadas de base, intermédias ou de desgaste. Esta especificação permite o uso de agregados naturais, artificiais e reciclados que cumpram os requisitos estabelecidos para cada fim.

Refere-se nesta especificação que os agregados não devem ser suscetíveis a nenhum tipo de meteorização ou alteração físico-química significativa, sob as condições mais desfavoráveis que podem ocorrer no local onde são aplicados. Deve-se garantir a durabilidade a longo prazo e que não sejam produzidas dissoluções passíveis de causar danos em estruturas ou outras camadas do pavimento, ou contaminar cursos de água.

**Estudos da IHOBE especificando o cumprimento de critérios ambientais**

Também em Espanha foi elaborado pela Sociedade de Gestão Ambiental da Região Autónoma do País Basco o estudo da IHOBE (2002), onde são definidos, nomeadamente, os critérios ambientais a serem respeitados na utilização de escórias de aciaria em camadas de pavimentos rodoviários.

Este estudo prevê um risco aceitável para a utilização do ASIC, quando se verificar que a sua influência na alteração da composição e componentes do solo subjacente for inferior a 1% em 100 anos. O material gerado nas aciarias pode ser utilizado em camadas granulares de pavimentos rodoviários, em camadas de base, sub-base e também em leito do pavimento (sendo referida a elevada capacidade de resistir a cargas pesadas; elevada resistência mecânica e à desagregação; agregados limpos, sem plasticidade ou material argiloso; equivalente de areia superior a 30; material britado e com as faces partidas, para um bom imbricamento; fuso granulométrico contínuo e expansibilidade inferior a 0,5% (ASTM -D4792).

Quanto às camadas de desgaste, refere-se a dificuldade em incorporar 100% de escórias, pela falta de finos, pelo que se aconselha a utilização de areia na fração 0/6 mm. Face aos excelentes valores de coeficiente de Los Angeles, coeficiente de polimento dos agregados e rugosidade, conclui-se existir boa adesão e atrito dos pneus ao material, logo uma adequada aplicabilidade em camadas de desgaste. É ainda reforçado neste estudo a importância de um bom envolvimento dos agregados pelo ligante, de forma a evitar o contacto com a água e a minimizar a sua expansão (IHOBE, 1999).

### 4.3 – A experiência em Portugal

Portugal é um pequeno produtor de aço tendo produzido em 2016 cerca de 2 milhões de toneladas, exclusivamente em fornos de arco elétrico (Worldsteel Association, 2017), nas duas unidades siderúrgicas existentes a nível nacional, em Paio Pires, no Seixal e na Maia, no Porto.

Desde 1998 que a *Harsco Metals CTS*, pertencente ao grupo americano HARSCO, com o objetivo de reciclagem/comercialização de agregado siderúrgico em todo o mundo, se dedica à comercialização do agregado siderúrgico produzido nas siderurgias nacionais, contando com algumas aplicações em camadas granulares, já realizadas em Portugal (Harsco, 2016).

Em Portugal, não estão definidos critérios comunitários ou nacionais para o fim de estatuto de resíduo, pelo que competiu ao Ministério do Ambiente autorizar a sua utilização como material de construção. Para ser comercializado como produto de construção, este material está em conformidade com as especificações existentes para os materiais de construção, nomeadamente as normas europeias harmonizadas de produto aplicáveis.

As escórias de aciaria das siderurgias nacionais estão atualmente classificadas, pelo Ministério do Ambiente, como material de construção, com a designação de *Agregado Siderúrgico Inerte para Construção* (ASIC). Este agregado, de granulometria extensa (0/40 mm), está certificado desde 2011 com a marcação CE, de acordo com a norma europeia harmonizada EN 13242 (CEN, 2007), para utilização como material granular nomeadamente em camadas de base, sub-base, leito de pavimento e aterros em vias rodoviárias (Harsco, 2016).

Em Portugal não existem especificações ou critérios técnicos específicos para a utilização dos agregados siderúrgicos como materiais de pavimentação, aplicando-se os requisitos existentes para os materiais convencionais, estabelecidos no CETO (EP, 2014), o qual tem como referência as normas europeias aplicáveis aos agregados e às misturas betuminosas em que são incorporados, nomeadamente as EN 13043 (CEN, 2004) e EN 13108-1 (CEN, 2006).

Existem alguns estudos realizados a nível nacional sobre a viabilidade de aplicação do ASIC na construção de pavimentos rodoviários. Com base nesses estudos e nos resultados das determinações efetuadas e disponibilizadas pela Siderurgia Nacional no âmbito do seu controlo de produção, no período 2007-2015, considera-se que este material se encontra caracterizado do ponto de vista laboratorial, no que se refere às suas propriedades físicas, químicas, mineralógicas, ambientais e


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 19-50
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

mecânicas. Assim, tendo em conta a norma europeia harmonizada EN 13043 (CEN, 2004) aplicável a agregados artificiais, o ASIC apresenta as seguintes características:

- Índice de forma, com valores entre 1% e 4%, permite colocar o ASIC na melhor categoria de agregados ($SI_{15}$) com valores inferiores ou iguais a 15%. O mesmo se aplicando ao Índice de achatamento, para o qual os valores entre 1% e 3%, permitem classificar o ASIC na categoria $FI_{10}$, com valores de índice de achatamento inferiores ou iguais a 10%.
- Coeficiente de *Los Angeles*, com valores entre 19 e 27, permite classificar o ASIC, em termos médios, na categoria $LA_{25}$ (coeficiente *Los Angeles* $\leq 25$).
- Massa volúmica e absorção de água, com valores de massa volúmica entre 3,12 Mg/m$^3$ e 3,81 Mg/m$^3$ e de absorção de água, $WA_{24}$, entre 0,8% e 1,3%. A EN 13043 não apresenta categorias para os valores da massa volúmica, contudo estabelece categorias para a absorção de água. Tendo em atenção os valores de $WA_{24}$ obtidos no período em análise (inferiores a 1,3%, exceto em 2008 que foram de 2,7% e 3,5%), pode classificar-se o ASIC na categoria $WA_{24}2$ (absorção água $\leq 2\%$), sendo, por conseguinte, considerado como resistente ao gelo-degelo.
- Granulometria tipo agregado britado de granulometria extensa (ABGE) e dimensão 0/40 mm.
- Estabilidade volumétrica, com valores de expansão dos agregados entre 0,35% e 2,30%, o que permite classificar o ASIC na melhor categoria, $V_{3,5}$ (valores de expansão inferiores ou iguais a 3,5% em volume); anota-se que o valor mais elevado de expansão dos agregados (2,30%) se verificou em 2009, após o que se manteve sempre abaixo de 1,0%.
- Relativamente ao teor de enxofre foram apresentados os resultados de duas determinações, com valores inferiores a 0,1%.

O desempenho destes agregados em camadas granulares de base foi já avaliado, através da construção e monitorização de um troço experimental na EN 311. Existem também alguns estudos sobre a viabilidade da sua utilização em misturas betuminosas para camadas de base, não existindo, no entanto, muito trabalho realizado relativamente à sua aplicação em camadas de desgaste.

Tendo em conta os resultados favoráveis obtidos nos estudos realizados e a consulta bibliográfica efetuada, considera-se que existe um potencial elevado para a sua aplicação com sucesso em camadas ligadas de pavimentos rodoviários, nomeadamente em camadas de base, de ligação/regularização e em camada de desgaste.

Ao contrário de outros países, em Portugal a aplicação deste material atravessa ainda uma fase de divulgação e reconhecimento das suas potencialidades pelo mercado (Marques, 2009).

Apresentam-se de seguida os principais estudos realizados em Portugal, sobre a aplicação do agregado de escória de aciaria na construção de pavimentos.

O primeiro estudo de que se tem conhecimento foi realizado pelo LNEC, em 1985, a pedido da Siderurgia Nacional (SN) do Seixal, com o objetivo de obter um maior escoamento para as suas escórias de aciaria (LNEC, 1985). Neste estudo, intitulado *"Caracterização de escórias de aciaria para utilização em misturas betuminosas"*, foi analisada uma mistura de escórias, provenientes do forno conversor (BOF) e do forno elétrico (EAF)[3], que não correspondem ao atual ASIC, a utilizar em camadas de regularização ou desgaste, com tráfego médio, tendo-se revelado mais favorável a mistura que estava de acordo com o fuso granulométrico da JAE[4]. Apresentam-se de seguida as principais conclusões deste estudo:

- As escórias de aciaria apresentam massa volúmica elevada (superior a 3,0 g/cm$^3$) relativamente à maioria dos agregados convencionais, o que pode representar um constrangimento ao seu uso em locais afastados da SN, devido aos custos de transporte.
- Obtidos valores de absorção de água, da fração 0/10 mm, de 4,0%.
- Obtidos valores de equivalente de areia, da fração 0/5 mm e 0/10 mm, de 89% e 97% respetivamente.

[3] Atualmente, o forno de arco elétrico é o único em funcionamento.

[4] Junta Autónoma de Estradas (entidade antecessora da Estradas de Portugal, atual Infraestruturas de Portugal).


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

- Obtidos valores do ensaio de Los Angeles elevados (32 a 36), limitando o uso das misturas betuminosas em camadas de regularização ou de desgaste, apenas em estradas secundárias
- Elevada percentagem de óxidos (sílica e cal) e de ferro, nas escórias de aciaria.
- As porosidades da mistura betuminosa compactada (com teor ótimo de betume 6,3%) são muito elevadas, o que se atribuiu à porosidade da escória associada à sua rugosidade superficial. Por esta razão o teor ótimo de betume, das misturas com escórias é mais elevado do que em misturas com agregados convencionais.
- Aumentando a energia de compactação, as várias características da mistura betuminosa melhoram significativamente (força de rotura Marshall, baridade e a porosidade).
- Os ensaios realizados para determinação da influência da água no comportamento da mistura betuminosa conduziram a resultados insatisfatórios.
- A expansibilidade da escória é, possivelmente, devida à hidratação da cal livre e/ou óxidos de magnésio que compõem a escória.
- A fraca adesividade obtida pode atribuir-se ao elevado teor de sílica associado à sua expansibilidade em presença da água.
- A substituição dos 6% de fíler por cimento e a adição de 2% de estereato de alumínio, melhorou com sucesso a adesividade. A mistura betuminosa em estudo, com estes aditivos, apresenta comportamento idêntico ao de uma mistura betuminosa com agregado basáltico.
- Os aditivos melhoraram também a trabalhabilidade da mistura betuminosa, aumentando a sua baridade e diminuindo a porosidade.
- O emprego de escórias de aciaria em misturas betuminosas é viável, desde que se incorporem aditivos, recomendando-se um tempo de exposição das escórias ao ar livre, superior a 1 ano, para atenuar a sua expansibilidade e o estudo das escórias EAF e BOF em separado.

Com a criação da empresa *Harsco Metals CTS*, em 1998, com o objetivo de comercializar o agregado siderúrgico produzido ao nível nacional (ASIC), desenvolveram-se uma série de estudos de investigação para determinar as suas propriedades e avaliar a possibilidade do seu uso, em particular na construção rodoviária. Em 2011, com a marcação CE do ASIC de acordo com a norma europeia EN 13242 (CEN, 2007), este material demonstrou a sua conformidade para aplicação em camadas granulares de base, sub-base, leito de pavimentos e aterros em vias rodoviárias.

Referem-se de seguida, de uma forma resumida, os principais trabalhos desenvolvidos com o ASIC para estudar a viabilidade da sua aplicação na construção de estradas e em obras de geotecnia.

- **"Estudo de viabilidade de aplicação do agregado siderúrgico inerte para construção (ASIC), em camadas de base, sub-base, leito de pavimento e aterro"**

Este projeto, desenvolvido pelo Centro de Valorização de Resíduos (CVR) com a colaboração da Universidade do Minho e do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), entre 2006 e 2010, estudou a aplicação do ASIC em camadas granulares.

Na primeira fase deste projeto foi desenvolvido um vasto programa de caracterização laboratorial, que se resume no Quadro 5, no qual se apresenta uma síntese das propriedades geométricas, físicas e mecânicas do ASIC produzido nas siderurgias de Paio Pires e da Maia, determinadas no âmbito do projeto (Correia et al., 2006). Neste estudo, foi também efetuado o ensaio do sulfato de magnésio para verificar a alterabilidade do agregado quando sujeito a agentes atmosféricos, em particular baixas temperaturas, tendo-se verificado perdas inferiores a 0,1%.

Apresentam-se também no Quadro 6 os resultados médios da análise química efetuada por fluorescência de RX, às escórias produzidas na Siderurgia de Paio Pires, alvo de um estudo realizado em 2006 sobre a viabilidade de aplicação do ASIC em camadas não ligadas de base, sub-base, leito de pavimento e aterro, relativamente aos quais os autores concluíram enquadrarem-se genericamente nos valores médios referidos em bibliografia (Correia et al., 2006)


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 19-50
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

**Quadro 5** – Propriedades do ASIC produzido em Paio Pires e na Maia (Correia et al., 2006)

| Propriedades | Parâmetro | ASIC | |
|---|---|---|---|
| | | Paio Pires | Maia |
| Geométricas | $D_{max}$ (mm) | 38,1 | 76,1 |
| | $D_{10}$ (mm) | 0,22 | 1,96 |
| | $D_{30}$ (mm) | 2,63 | 8,50 |
| | $D_{60}$ (mm) | 7,30 | 18,89 |
| | Coeficiente de uniformidade | 33,20 | 9,64 |
| | Coeficiente de curvatura | 4,30 | 1,95 |
| | Índice de achatamento | 5 | 10 |
| | Índice de forma | 6 | 7 |
| Físicas | Equivalente areia (%) | 80 | 100 |
| | Azul de metileno (%) | 0 | 0 |
| | Limite de liquidez (%) | NP[1] | NP |
| | Limite de plasticidade (%) | NP | NP |
| | Densidade seca, Proctor modificado ($10^3$ kg/m$^3$) | 2,32 | 2,43 |
| | Teor humidade, Proctor modificado (%) | 5,0 | 3,45 |
| | Massa volúmica material impermeável ($10^3$ kg/m$^3$) | 3,31 | 3,45 |
| | Massa volúmica partículas saturadas ($10^3$ kg/m$^3$) | 3,05 | 3,25 |
| | Massa volúmica partículas secas ($10^3$ kg/m$^3$) | 2,94 | 3,17 |
| | Absorção de água (%) | 3,87 | 2,59 |
| | Massa volúmica | 3,07 | 3,29 |
| Mecânicas | *Los Angeles* | 23 | 28 |
| | micro-Deval (%) | 11 | 11 |
| | CBR imediato | 100 | 72 |
| | CBR c/ embebição | 51 | 48 |
| | Expansão determinada no ensaio CBR | 0 | 0 |
| | Expansibilidade (EN1744-1) (%) [2] | 1,5 | nd |

[1] NP – não plástico [2] (Correia et al., 2012) nd - não determinado

**Quadro 6 –** Análise química da escória produzida na SN de Paio Pires (Correia et al., 2006)

| Amostras | Composição (% em peso) | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $Na_2O$ | MgO | $Al_2O_3$ | $SiO_2$ | $P_2O_5$ | $SO_3$ | $K_2O$ | CaO | $TiO_2$ |
| Escórias (3 meses) | 0,10 | 2,99 | 6,20 | 14,97 | 0,76 | 0,66 | 0,02 | 33,97 | 0,71 |
| | V | Cr | Mn | $Fe_2O_3$ | Cu | Zn | Sr | $ZrO_2$ | Ba |
| | 0,07 | 1,57 | 3,60 | 34,15 | 0,03 | 0,01 | 0,03 | 0,03 | 0,13 |

Foi também estudada a lixiviação do ASIC produzido na Maia e em Paio Pires, no âmbito do referido projeto, demonstrando claramente o carácter inerte deste agregado.

Procedeu-se ainda à análise mineralógica por difração de raios X, complementada por observação em microscopia eletrónica de varrimento, a qual permitiu identificar a presença de: Wustite, $Fe_{0,965}O$; Silicato de cálcio, $Ca_2SiO_4$ e Ghelenite, $Ca_2Al(AlSiO_7)$.

Os resultados dos ensaios de laboratório realizados para avaliação do desempenho dos materiais incorporando ASIC, demonstraram que este tem propriedades mecânicas (rigidez e resistência à deformação permanente) superiores aos agregados convencionais para camada de base (Correia et al., 2012).

Ainda no âmbito deste projeto de investigação foi construído um trecho experimental, na EN 311 entre Fafe e Várzea Cova, constituído por secções com materiais naturais britados e por

secções com ASIC, aplicado em aterro, camada de base e sub-base do pavimento. Este troço foi monitorizado e avaliado o seu desempenho ao longo do tempo, tendo-se verificado uma melhoria significativa no comportamento das secções com a utilização do ASIC nas camadas granulares do trecho experimental, quando comparadas com a utilização de materiais naturais. Os ensaios realizados sobre o referido troço experimental, para avaliar o desempenho mecânico e ambiental do ASIC, validaram as conclusões retiradas com os ensaios de laboratório, quanto ao desempenho mecânico superior destes materiais relativamente aos convencionais. A nível ambiental, a análise dos lixiviados permitiu confirmar também o carácter inerte destes materiais (Correia et al., 2008).

Têm também sido realizados estudos visando a aplicação do ASIC em misturas betuminosas para camadas superiores dos pavimentos, nomeadamente:

- **"Avaliação da possibilidade de utilização de escória negra de siderurgia em misturas betuminosas para camadas de pavimentos rodoviários"**

A Universidade do Minho efetuou, a pedido do Centro para Valorização de Resíduos (CVR), o estudo de formulação de uma mistura betuminosa, incorporando 100% de ASIC (fração grossa e fração fina), para aplicação como camada de base de pavimentos rodoviários.

Concluiu-se neste estudo que o ASIC pode ser utilizado em substituição do agregado do macadame betuminoso, para camadas de base de pavimentos, desde que se assegure que a porosidade da mistura betuminosa está em conformidade com as especificações existentes, devendo para tal ser adicionada uma quantidade de material fino adequada à mistura em questão. Concluiu-se ainda que a incorporação de escória não aumenta a percentagem de betume da mistura betuminosa. Apresenta-se no Quadro 7 uma síntese dos resultados obtidos (Universidade do Minho, 2005).

- **"Estudos de formulação de misturas betuminosas incorporando ASIC, tipo betão betuminoso, com características de desgaste"**

A empresa Armando Cunha realizou em 2006 o estudo de formulação de uma mistura betuminosa com características de desgaste, para aplicação nas instalações da Siderurgia de Paio Pires. Foi formulada uma mistura betuminosa a quente, segundo a metodologia *Marshall*, com incorporação de 98% de ASIC (73% da fração 0/10 mm e 25% da fração 10/16 mm) e 2% de fíler calcário. Apresenta-se no Quadro 7 uma síntese dos resultados obtidos (Cunha, 2006).

Esta mistura foi aplicada em fevereiro de 2007, numa camada com 4 cm junto ao edifício sede e numa camada com 10 cm junto ao armazém geral (SN Seixal, 2007). Esta aplicação, realizada numa zona de acesso condicionado, está sujeita a um tráfego pouco significativo. Após três anos de utilização observou-se um perfeito estado de conservação do pavimento (Crucho, 2011).

Em 2007, a mesma empresa realizou um outro estudo de formulação de uma mistura betuminosa incorporando ASIC, com as mesmas características, ou seja, do tipo betão betuminoso com características de desgaste, mas incorporando 100% de ASIC (73% da fração 0/10 mm e 27% da fração 10/16 mm). Apresenta-se no Quadro 7 uma síntese dos resultados obtidos (Cunha, 2007).

- **"Estudo da incorporação de agregado siderúrgico inerte para construção (ASIC) em misturas betuminosas para pavimentação"**

No âmbito de um protocolo de cooperação científica e técnica entre o LNEC e a Siderurgia Nacional foi desenvolvido um estudo para avaliar a viabilidade de incorporação de ASIC em betão betuminoso, do tipo macadame betuminoso para camada de base ou de ligação (MB), com uma taxa de incorporação de 75% de ASIC e 25% de agregado calcário.

Foram avaliadas laboratorialmente as características geométricas, físicas e mecânicas de três frações de ASIC, 0/6 mm, 6/12 mm e 12/18 mm, tendo os ensaios laboratoriais permitido confirmar


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 19-50
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

a conformidade das suas propriedades físicas, geométricas e mecânicas com os requisitos das especificações existentes para o seu uso em misturas do tipo betão betuminoso.

Foram também avaliadas as características químicas do ASIC utilizado e avaliada a libertação de contaminantes por lixiviação, tendo-se confirmado o caráter inerte deste material.

Complementarmente foram avaliados os dados relativos ao controlo de produção efetuado pela Siderurgia Nacional, no período 2007-2015, verificando-se ser possível classificar o ASIC nas melhores categorias previstas na EN 13043, relativamente aos parâmetros analisados incluindo a sua estabilidade volumétrica.

O estudo de formulação da mistura betuminosa foi realizado com base no método *Marshall* e tendo em conta o estabelecido no CETO (EP, 2014) e nas normas europeias EN 13108-1 e EN 13043, tendo-se obtido uma percentagem ótima de betume de 4,4%.

Nos ensaios laboratoriais realizados para caracterização do desempenho da mistura betuminosa produzida, obtiveram-se: valores de ITSR elevados permitindo concluir que a mistura ensaiada apresenta uma elevada resistência à ação da água, evidenciando assim uma boa adesividade/afinidade entre o ligante e o agregado siderúrgico; um bom comportamento à fadiga, tendo-se obtido uma lei de fadiga bastante consistente e com elevado número de ciclos até à rotura e um bom comportamento à deformação permanente.

Os resultados obtidos permitiram concluir sobre a viabilidade da aplicação do ASIC em camada de macadame betuminoso (MB), com características de base ou de ligação, de pavimentos rodoviários, prevendo-se a realização de um trecho experimental a breve prazo.

Apresenta-se no Quadro 7 uma síntese dos resultados obtidos (LNEC, 2017).

Referem-se em seguida algumas dissertações de mestrado e teses de doutoramento realizadas nos últimos anos, estudando a viabilidade da aplicação do ASIC produzido na Siderurgia Nacional, em misturas betuminosas para camadas de base.

- **"Contribuição para o estudo da viabilidade de escórias de aciaria em misturas betuminosas"** (Marques, 2009)

Foi desenvolvido um estudo no âmbito de uma dissertação de mestrado do Instituto Superior Técnico (IST/UL), em 2009, visando concluir sobre a viabilidade de substituição dos agregados naturais pelo ASIC, em misturas betuminosas para camadas de base.

O autor refere que o processo de produção do ASIC na SN do Seixal, assegura largamente os limites de expansibilidade existentes nas normas europeias, sendo este um dos principais fatores a controlar. Os ensaios de caracterização geométrica revelaram um material de granulometria extensa e bem graduado, constituído principalmente por partículas cúbicas e com pouco material argiloso, sendo assim um material limpo. Os ensaios de caracterização física e mecânica revelaram um material com resistência e dureza satisfatória para o fim em estudo. Revelaram também um material poroso e denso, apresentando valores de absorção de água e massa volúmica superiores aos agregados correntes utilizados em misturas betuminosas. O autor verificou que os valores de porosidade, VMA e baridade foram superiores nas misturas betuminosas com incorporação de ASIC. Foi possível verificar um aumento dos valores de carga de rotura, do valor da percentagem "ótima" de betume, assim como do intervalo de valores de deformação. Obtiveram-se resultados bastante satisfatórios, no que respeita à capacidade do betume aderir ao agregado.

O autor concluiu, assim, que é viável a aplicação de ASIC como agregado em misturas betuminosas para camadas de base.

- **"Comportamento mecânico e ambiental de materiais granulares. Aplicação às escórias de aciaria nacionais"** (Ferreira, 2010)

Foi desenvolvido um estudo no âmbito de uma dissertação de doutoramento da Universidade do Minho, em 2010, visando caracterizar o comportamento mecânico e ambiental dos agregados de escória de aciaria. Os resultados experimentais obtidos mostraram que os agregados processados das

escórias de aciaria nacionais são inertes e apresentam um desempenho mecânico superior ao dos materiais naturais, contribuindo decisivamente para a sua valorização em infraestruturas de transporte e obras geotécnicas. Os valores obtidos para os ensaios de laboratório realizados para a caracterização dos agregados de escória das siderurgias da Maia e de Paio Pires estão em concordância com os valores apresentados no Quadro 7.

- **"Contribuição para o estudo da resistência à fadiga de misturas betuminosas com incorporação de ASIC"** (Crucho, 2011)

Foi desenvolvido um estudo no âmbito de uma dissertação de mestrado do IST, realizada em 2011, visando estudar a resistência à fadiga das misturas betuminosas contendo ASIC. Os resultados obtidos permitiram concluir que a mistura betuminosa com ASIC estudada teve um comportamento adequado à fadiga. O autor considerou que a lei de fadiga obtida evidenciava uma resistência aceitável e adequada para o tipo de material em estudo. Apesar de não ter sido possível estudar uma mistura idêntica sem ASIC, por comparação com leis previsionais habitualmente adotadas para estimar a fadiga, nomeadamente as leis propostas pela JAE e pela Shell, pôde-se concluir que o comportamento observado era adequado.

- **"Caracterização Laboratorial de Misturas Betuminosas com Incorporação de Agregado Siderúrgico Inerte para Construção (ASIC)"** (Andrade, 2015)

Estudo desenvolvido no LNEC no âmbito de uma dissertação de mestrado do ISEL, realizada em 2015, visando a caracterização laboratorial de misturas betuminosas incorporando ASIC para aplicação em camadas de base de pavimentos rodoviários.

Com o trabalho de caracterização laboratorial desenvolvido, o autor concluiu que o ASIC respeita todos os requisitos geométricos, físicos e mecânicos estabelecidos pelo CETO[5] (EP, 2014) para incorporação em camadas betuminosas, apresentando resultados mais favoráveis que os obtidos com agregados naturais.

Os ensaios realizados evidenciaram um material com forma cúbica e excelente imbricamento entre as partículas, praticamente isento de finos e por isso com pouca sensibilidade à ação da água, valores de massa volúmica significativamente mais elevados, com valores médios na ordem do 3,6 $Mg/m^3$ e uma absorção de água bastante reduzida, entre os 0,5 % e 0,9 %, um pouco abaixo do normalmente registado nos agregados naturais. Os ensaios de resistência à fragmentação e ao desgaste apresentaram valores bastante mais baixos do que os normalmente verificados nos agregados naturais, antevendo uma excelente capacidade mecânica das misturas betuminosas, principalmente no que se refere a deformações permanentes. Foi obtida boa afinidade agregado-betume, devido à forma cúbica, porosidade e rugosidade, garantindo elevada estabilidade nas misturas betuminosas.

Na formulação pelo método *Marshall*, cujo teor ótimo em betume foi de 5,1 %, verificaram-se valores de estabilidade, baridade, deformação, porosidade, vazios na mistura de agregados e quociente *Marshall*, um pouco cima dos tradicionalmente obtidos em misturas tradicionais. No caso da estabilidade, atribuiu-se esse facto à maior rigidez do ASIC, à sua forma cubica (maior imbricamento) e à boa afinidade com o ligante. A elevada baridade deve-se à elevada massa volúmica do ASIC. No caso da porosidade, do VMA e da deformação, considerou-se que a compactação pelo método Marshall possa não ser a mais adequada. A dimensão máxima dos agregados utilizados, relativamente ao tamanho dos provetes, o maior imbricamento, a maior adesividade e a elevada rigidez do ASIC, poderão ter dificultado a compactação da mistura, tendo o índice de vazios obtido originado uma maior deformação dos provetes Marshall. A dificuldade de compactação deste material tinha já sido evidenciada aquando da utilização de ASIC em camadas granulares (Correia et al., 2008).

[5] Caderno de Encargos Tipo Obra da Estradas de Portugal, SA (atual Infraestruturas de Portugal)


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Na avaliação efetuada à mistura betuminosa observou-se um adequado desempenho na resistência à fadiga e na sensibilidade à água. No que se refere à deformação permanente, apesar dos resultados obtidos não comprometerem a sua utilização em camadas subjacentes à camada de desgaste, face às deformações verificadas, o autor entendeu que esta propriedade poderá ser alvo de melhoria, com uma formulação mais adequada e metodologia apropriada a este tipo de material alternativo.

O autor concluiu que a utilização do ASIC em camadas betuminosas tem um enorme potencial e que as conclusões a que chegou justificam a continuidade da investigação.

Apresenta-se no Quadro 7 uma síntese das características do ASIC e das misturas betuminosas em que é incorporado, determinadas no âmbito dos trabalhos referidos.

Da análise do Quadro 7 é possível constatar as características das escórias de aciaria estudadas em 1985 (mistura de escórias BOF e EAF) e as escórias de aciaria (ASIC) estudadas mais recentemente, provenientes unicamente do forno de arco elétrico (diferenciando-se em particular, a absorção de água).

## 5 – REQUISITOS NORMATIVOS APLICÁVEIS

A legislação sobre o uso eficiente de recursos, de subprodutos e materiais secundários é muito vasta. A nível europeu, o enquadramento tem sido feito pela Diretiva Quadro dos Resíduos (2008/98/EC), segundo a qual as escórias de aciaria são classificadas como resíduos. O estatuto legal das escórias ferrosas (alto forno e aciaria), ou seja, a sua classificação como resíduo, produto ou subproduto tem sido discutido em todo o mundo há mais de 25 anos.

A *Euroslag* e a *Eurofer* têm vindo a apresentar o ponto de vista da indústria do aço sobre este assunto desde 2006. Através do documento "*Legal status of Slags*", declararam a discordância do setor com a classificação das escórias como resíduo, por ignorar as aplicações existentes no mercado, nomeadamente como material de construção e como fertilizante.

A transposição da Diretiva em 2010 definiu as condições para caracterizar um subproduto e para uma substância ou material deixar de ser considerado um resíduo e passar a ser considerado um produto/ matéria-prima secundária. Esta Diretiva veio assim introduzir a definição de subproduto no contexto dos resíduos, deixando em perspetiva a elaboração de um procedimento harmonizado no qual se definiriam os critérios comunitários para os países da União Europeia poderem comprovar a conformidade das suas escórias e solicitar o fim do estatuto de resíduo, o que nunca veio a ser publicado. Isto levou alguns países a criarem projetos legislativos próprios, definindo critérios nacionais, para obterem o fim do estatuto de resíduo para as suas escórias.

Em 2012, a *Euroslag* e a *Eurofer* elaboram o documento "*Position Paper on the Status of Ferrous Slag – complying with the Waste Framework Directive (articles 5/6) and Reach Regulation*", no qual a indústria europeia do aço e das escórias (incluindo as empresas de processamento) assumem uma tomada de posição conjunta relativamente à classificação das escórias ferrosas, baseada nas definições da Diretiva Quadro dos Resíduos (2008/98/CE), para estas serem classificadas como subprodutos e ser-lhes retirado o estatuto de resíduos, o que, contudo, ainda não sucedeu. Assim, atualmente, o estatuto legal das escórias de aciaria, é diferente de país para país. Em alguns países são classificadas como resíduos e noutros como subprodutos/produtos, causando alguma desigualdade no sector (Euroslag e Eurofer, 2012).

Não tendo sido definidos critérios comunitários nem nacionais para o fim de estatuto de resíduo, as escórias de aciaria em Portugal têm estado ainda abrangidas pela legislação de resíduos, tendo os seus produtores que cumprir o previsto para a gestão de resíduos, nomeadamente no que respeita à sua valorização e competindo às entidades competentes em matéria de resíduos autorizar a sua utilização como material de construção.

**Quadro 7** – Propriedades do ASIC e das misturas betuminosas em que é incorporado, determinadas no âmbito de estudos realizados a nível nacional

| Propriedades | | Camada de desgaste | | | Camada de base - AC20 base ligante (MB) | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | (LNEC, 1985) (escórias BOF+EAF) | (Cunha, 2006) | (Cunha, 2007) | (Universidade do Minho, 2005) | (Marques, 2009) | | (Crucho, 2011) | (Andrade, 2015) | (LNEC, 2017) |
| Agregado (ASIC) | Frações granulométricas | 0/5 e 0/10 | 0/10 e 10/16 | 0/10 e 10/16 | fração grossa e fina | 0/10 | | - | 0/6, 6/12 e 12/18 | 0/6, 6/12 e 12/18 |
| | Equivalente areia | 89% - 97% | 70% | 70% | 100% | 78% | | - | 87% | 87% |
| | Azul de metileno | - | - | - | 0,0 g/kg | 0,2 g/kg | | - | 0,5 g/kg | 0,5 g/kg |
| | Índice de forma | - | 16% | 16% | (lamelação/alongamento) | 1% | | - | 0% | 0% |
| | Índice de achatamento | - | 4% | 4% | 10% | 2% | | - | 1% | 1% |
| | Massa vol. material impermeável | 3,09 – 3,05 g/cm$^3$ | 3,43 g/cm$^3$ | 3,43 g/cm$^3$ | - | 3,84 Mg/m$^3$ | | - | - | 3,743-3,725-3,678 Mg/m$^3$ |
| | Massa vol. partículas saturadas | | 3,25 g/cm$^3$ | 3,25 g/cm$^3$ | - | 3,69 Mg/m$^3$ | | - | - | 3,691-3,633-3,599 Mg/m$^3$ |
| | Massa vol. partículas secas | | 3,17 g/cm$^3$ | 3,17 g/cm$^3$ | - | 3,63 Mg/m$^3$ | | - | 3,569-3,672 Mg/m$^3$ | 3,672-3,600-3,569 Mg/m$^3$ |
| | Absorção de água | 4,0% | 2,38% | 2,38% | 2,58% | 1,7% | | - | 0,5-0,9% | 0,5%-0,9%-0,8% |
| | Coeficiente *Los Angeles* | 32 a 36 | 20 | 20 | 27 | 25 | | - | 14 | 14 |
| | Coeficiente micro-Deval | - | - | - | -. | - | | - | 7% | 7% |
| | Afinidade agregado-betume | baixa | - | - | - | - | | - | 80%-70%-60% (6h-24h-48h) | 70%-60% (24h-48h) |
| Mistura betuminosa | Composição da mistura | 43% fração 0/10<br>32% fração 0/5<br>12% areia<br>13% filer | 73% ASIC 0/10<br>25% ASIC 10/16<br>2% filer calcário | 73% ASIC 0/10<br>27% ASIC 10/16 | 74% fração grossa<br>26% fração fina | 20% ASIC 0/10<br>25% brita 14/20<br>20% brita 8/14<br>35% pó pedra | 45% ASIC 0/10<br>32% brita 14/20<br>23% pó pedra 0/4 | Usados -provetes da mistura com 20% ASIC (da Tese IST, 2009) | 38% ASIC 12/18;<br>22% ASIC 6/12;<br>32% ASIC 0/6<br>8% filer 0/2 | 75% ASIC (0/6-6/12-12/18)<br>25% calcário (brita 4/12, pó de pedra 0/4, filer 0/2) |
| | Tipo de ligante betuminoso | 60/70 | 50/70 | 50/70 | 50/70 | 50/70 | | - | 50/70 | 50/70 |
| | Percentagem de betume | 6,3% | 5,3% | 5,3% | 4,0% | 5,4% | 5,5% | - | 5,1% | 4,4% |
| | Baridade provetes | 2,38 g/cm$^3$ | 2,707 g/cm$^3$ | 2,708 g/cm$^3$ | 2,77 g/cm$^3$ | 2,51 g/cm$^3$ | 2,66 g/cm$^3$ | - | - | |
| | Baridade máxima teórica | - | 2,855 g/cm$^3$ | 2,843 g/cm$^3$ | 3,28 g/cm$^3$ | 2,63 g/cm$^3$ | 2,82 g/cm$^3$ | - | - | 3,103 Mg/m$^3$ |
| | Porosidade | 10,3% | 5,2% | 4,9% | 15,5% | 4,1 % | 5,7% | - | - | 4,2% |
| | Volume vazios agregados (VMA) | - | 19,1% | 18,9% | 32,1% | 24,3% | 39,8% | - | - | 17,2% |
| | % volumétrica de betume | - | 13,9% | 13,9% | - | - | | - | - | |
| | Grau de saturação do betume | 59% | 72,8% | 73,8% | 51,7% | - | | - | - | |
| | Relação ponderal filer/betume | - | 1,08 | 1,1 | - | - | | - | - | |
| | Deformação | 4,5 mm | 3,7 mm | 3,6 mm | 3,0 mm | 3,51 mm | 3,88 mm | - | - | 3,7 mm |
| | Estabilidade Marshall | 8300 N | 1500 kgf | 14,5 kN | 9820 N | 12,2 kN | 10,2 kN | - | - | 15,8 kN |
| | Índice resistência conservada | - | - | 93% | - | 71,1 % | 91,6 % | - | 92 % | 86% |
| | Resistência à fadiga (módulo de rigidez) | - | - | - | - | - | - | Comportamento adequado à fadiga | Maior nº de ciclos para os mesmos níveis de extensão que as misturas tradicionais | Comportamento adequado |
| | Resistência à deformação permanente | - | - | - | - | - | - | - | $WTS_{AIR}$ = 0,22 mm/10$^3$ ciclos<br>$PRD_{AIR}$ = 16,5% | $WTS_{AIR}$ = 0,08 mm/10$^3$ ciclos<br>$PRD_{AIR}$ = 6,3% |

0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 19-50
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Com a recente publicação da Diretiva Quadro de Resíduos, Diretiva (UE) 2018/851 de 30 de maio de 2018, definem-se novas condições para subprodutos e para o fim do estatuto de resíduo. A nova Diretiva prevê que sejam "ponderados critérios específicos para a atribuição do fim do estatuto de resíduo pelo menos para os agregados, papel, pneus e têxteis", ficando certamente facilitada a classificação dos materiais, como é o caso das escórias de aciaria, como subprodutos.

Para ser comercializado como produto de construção, o agregado siderúrgico deverá estar em conformidade com as especificações existentes para os materiais de construção, nomeadamente as normas europeias harmonizadas de produto.

A utilização da escória de aciaria na construção de estradas, um pouco por todo o mundo, tem demonstrado a conformidade das suas propriedades como agregado artificial, estando abrangido pela obrigatoriedade de marcação CE. Os agregados de escórias atualmente colocadas no mercado cumprem os requisitos nacionais e as normas europeias harmonizadas que especificam os aspetos técnicos e ambientais aplicáveis ao respetivo uso.

Para garantir a uniformidade da qualidade do agregado de escória, ou ajustar as suas propriedades aos requisitos para determinado uso específico, são aplicadas diferentes medidas durante a produção da escória, nomeadamente: adição de substâncias estabilizadoras ou exposição às ações atmosféricas para o cumprimento do requisito de estabilidade volumétrica; arrefecimento moderado ou rápido; separação do ferro por processos magnéticos; britagem e peneiração para obter granulometrias específicas para determinados fins (Euroslag e Eurofer, 2012).

O controlo de produção contínuo efetuado pelos produtores, de acordo com o controlo de produção em fábrica (CPF) adequado, contribui para garantir a qualidade da escória para determinados fins. Todas as normas europeias relevantes para a escória contêm critérios de conformidade baseados num sistema CPF. Na maioria dos países da UE, o sistema CPF dos produtores é certificado por uma terceira parte e a maioria dos produtos de escória são marcados e comercializados com a marca CE (Euroslag e Eurofer, 2012).

Apesar de não existirem, ao nível da UE, normas específicas para a construção de pavimentos com misturas betuminosas incorporando agregados de escórias de aciaria, cada país usa as especificações nacionais aplicáveis aos agregados naturais e misturas betuminosas convencionais, como é o caso do CETO em Portugal (EP, 2014), o qual tem como referência as normas europeias de produto que especificam as características dos agregados (naturais, artificiais ou reciclados) a utilizar em misturas betuminosas e o desempenho dessas misturas betuminosas.

Há exemplos noutros países de alterações efetuadas em especificações nacionais, para incluírem valores limite para materiais alternativos, como é o caso, nomeadamente de Espanha que, no seu Caderno de Encargos (PG3), inclui critérios para a utilização de agregados siderúrgicos em camadas granulares de pavimentos rodoviários, e do Reino Unido, que prevê a sua utilização nas especificações de construção de estradas "*Highway Works series 900*" (Highways England, 1992).

Atualmente não existe regulamentação específica para as escórias ou esta não tem sido aplicada uniformemente na UE. É necessária cooperação entre os parceiros europeus, não só para partilhar conhecimento e melhores práticas, mas também para colaborar no estabelecimento de regulamentação comum. A segurança e a possibilidade de aplicação de uma escória são determinadas com base na regulamentação existente, podendo até dentro do mesmo país serem aplicados diferentes regulamentos pelas entidades governamentais locais. O que significa que o uso de uma determinada escória não depende apenas das suas propriedades, mas dos requisitos aplicáveis no local onde a escória é produzida ou usada (Unamuno e Morillon, 2013).

A nível internacional, tal como já referido, alguns países publicaram normas específicas para a aceitação e utilização das escórias de aciaria em pavimentos, como é o caso do Brasil, China, Japão, Estados Unidos e Alemanha.

## 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A procura crescente de agregados naturais, nomeadamente para a construção rodoviária, é em muitos países um constrangimento real, onde, além de serem recursos escassos, dispendiosos, com restrições ambientais crescentes à sua exploração, não têm a qualidade adequada às exigências da construção. A aplicação de agregados de escória de aciaria na construção de estradas foi iniciada há já algumas décadas em vários países, com o objetivo de escoar os resíduos/subprodutos que se amontoavam nas unidades siderúrgicas e que representavam uma potencial alternativa aos agregados naturais.

A indústria siderúrgica tem produzido por todo o mundo resíduos/ subprodutos cuja aplicação tem sido bem-sucedida como substituto dos agregados naturais, em particular na construção rodoviária.

As escórias EAF são atualmente consideradas equivalentes a materiais rochosos convencionais, tendo o seu uso aumentado exponencialmente nas últimas décadas (Mombelli et al., 2014). As escórias BOF e EAF, com diferentes origens na Europa, são geralmente comparáveis e independentes do seu produtor podendo ser usadas nas mesmas aplicações, com poucas exceções (FEHRL, 2008).

O bom desempenho do agregado siderúrgico tem garantido a sua utilização crescente em setores diversificados em todo o mundo. Além do uso em pavimentação, este material é usado na indústria de cimento, agricultura, sistemas de tratamento de água e engenharia hidráulica.

Os primeiros estudos sobre a utilização de escórias de aciaria em misturas betuminosas são do início da década de 60, do século XX. A maioria dos estudos nesta área incidiu na determinação das propriedades químicas, físicas e mecânicas das escórias e na sua comparação com as dos agregados naturais. Os estudos realizados revelaram propriedades superiores às dos agregados convencionais, havendo consenso quanto ao facto de estes materiais, se devidamente estabilizados, conferirem propriedades também superiores às camadas dos pavimentos onde são incorporados, nomeadamente maior durabilidade, aderência superficial, resistência à deformação permanente, melhorando de uma forma geral o desempenho dos pavimentos, a segurança e a sua vida útil.

Nesta área, como em muitas outras, evoluiu-se com os erros do passado. A aplicação deste tipo de materiais na construção de estradas, na década de 70 e 80, mobilizou entidades governamentais, empresas siderúrgicas, fabricantes de misturas betuminosas e a comunidade científica para a identificação das causas dos problemas encontrados, procura de soluções e implementação de melhorias que garantem atualmente a qualidade dos agregados siderúrgicos produzidos em todo o mundo, com aplicações na construção.

Verifica-se um consenso generalizado, na bibliografia consultada, quanto à principal limitação do uso de escórias de aciaria na construção ser a sua expansão volumétrica, salientando-se a importância do adequado tratamento e controlo, previamente à sua utilização.

Durante duas décadas, o principal objetivo de investigação na Europa, no que se refere às escórias de aciaria, relacionou-se com a sua estabilidade volumétrica. Atualmente esta questão está ultrapassada com a maturação adequada das escórias (hidratação da cal livre), permitindo a sua utilização nas várias camadas do pavimento, ligadas e não ligadas. Refere-se que, depois de estabilizadas, as escórias podem ser tratadas de forma segura com ligante betuminoso em camadas de desgaste de pavimentos (FEHRL, 2008), sendo o seu uso em camadas ligadas considerado mais favorável, por ficar dificultada a hidratação dos óxidos existentes (SAMARIS, 2006 ).

A indústria siderúrgica a nível mundial melhorou, ao longo do tempo, o processo de fabrico do aço e o processamento dos agregados de escória, ao mesmo tempo que se desenvolveram, um pouco por todo o mundo, trabalhos de investigação e especificações técnicas visando o uso adequado das escórias, principalmente no que se refere à sua estabilidade volumétrica, em particular na construção de estradas.

A publicação de normas de produto a nível da UE, aplicáveis às misturas betuminosas e tratamentos superficiais para estradas, estabeleceu regras uniformes e requisitos para os agregados


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

naturais, artificiais (como o agregado siderúrgico) ou reciclados, usados na sua construção. É atualmente possível fornecer um material seguro, com características homogéneas, estável ao longo do tempo e que não exige técnicas de construção especiais, indo ao encontro da regulamentação da União Europeia (Federacciai, 2012).

O agregado siderúrgico é um produto tecnicamente competitivo no mercado dos agregados para a construção civil, em especial para pavimentação rodoviária (Tavares et al., 2011).

A quantidade considerável de dados disponíveis atualmente sobre o comportamento das estradas construídas com materiais de escória, permite considerar estes materiais de qualidade superior, comprovado pela experiência dos seus utilizadores (Australasian Slag Association, 2002).

Evidenciando-se a nível mundial a viabilidade de aplicação destes materiais, devidamente estabilizados, como substitutos dos agregados naturais na construção de estradas, as escórias de aciaria são atualmente aceites como materiais de construção, cumprindo os requisitos aplicáveis aos agregados naturais, para os vários fins em que são usados. A necessidade da marcação CE, para a sua comercialização, veio proporcionar aos produtores uma forma de garantir a uniformidade e conformidade das propriedades destes produtos, nomeadamente a expansibilidade.

Por forma a promover o uso deste tipo de agregados, ainda frequentemente considerados resíduos, vários autores salientam também a sua contribuição para a redução da pegada ambiental de pedreiras e da desflorestação (FICCI, 2014) e defendem a preferência pelo seu uso nos contratos de obras públicas e a sua inclusão nas estratégias nacionais de compras públicas ecológicas, como contributo para o desenvolvimento sustentável (Federacciai, 2012).

## 7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS


Andrade, R. (2015). *Aplicação de ASIC Em Camadas Betuminosas de Pavimentos Rodoviários*. Dissertação de mestrado. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Australasian Association. (2015). *Electric Arc Furnace Slag - Quick Reference Guide* 4-2015. Australasian (Iron and Steel) Slag Association. Austrália.

Australasian Slag Association (1999). *A Guide to the Use of Steel Furnace Slag in Asphalt and Thin Bituminous Surfacings*. Australasian Slag Association Inc, ISBN 0 9577051 31. Australia.

Australasian Slag Association (2002). *A Guide to the Use of Slag in Roads*. Australasian Slag Association Inc, ISBN 0 9577051 58. Australia.

Bernucci, L.; Motta, L.; Ceratti, J.; Soares, J. (2008). *Pavimentação Asfáltica - Formação Básica para Engenheiros*. Rio de Janeiro.

Bicalho, K.; Oliveira, F.; Raposo, C.; Castelo, R.; Silva, M. (2006). *Avaliação de três métodos de determinação da expansão de escórias de aciaria brasileiras para pavimentação*. 10 Congresso Nacional de Geotecnia. Sociedade Portuguesa de Geotecnia, V3, P. 777-786. Lisboa.

Bohmer, S.; Moser, G.; Neubauer, C.; Peltoniemi, M.; Schachermayer, E.; Tesar, M.; Winter, B. (2008). *Aggregates Case Study: Final Report - Slags from ferrous metal production*. Final Report referring to contract nº150787-2007 F1SC-AT. Institute for Prospective Technological Studies. Vienna, Austria.

Branco, V.; Motta, L.; Soares, J. (2004). *O efeito da heterogeneidade do agregado de escória nas propriedades de misturas asfálticas*. 18º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, 8-12. Brasil.




http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

CEDEX, C. (2013). *Escorias de aceria de horno de arco electrico*. Catálogo de resíduos utilizables en construccion. Ministerio de Fomento; Ministério de Medio Ambiente Medio Rural Y Marino.

CEN (2004). *EN 13043 Aggregates for bituminous mixtures and surface treatments for roads, airfields and other trafficked areas*.

CEN (2006). *EN 13108-1 Bituminous mixtures; Material specifications; Part 1: Asphalt concrete*.

CEN (2007). EN 13242 Aggregates for unbound and hydraulically bound materials for use in civil engineering work and road construction.

Correia, A.; Roque, A.; Ferreira, S.; Fortunato, E. (2012). *Case Study to promote the use of industrial byproducts: The relevance of performance tests*. Journal of ASTM International, Vol.9, nº2. Paper ID JAI 103705.

Correia, A.; Roque, A.; Martins, J.; Caldeira, L.; Ferreira, S.; Fortunato, E. (2008). *Trecho experimental no itinerário EN311. Fafe/ Várzea Cova*. CVR 2/2008, Relatório Final.

Correia, A.; Ferreira, S.; Castro, F.; Trigo, L.; Roque, A.; Fortunato, E.; Santayana, F. (2006). *Estudo de viabilidade de aplicação do ASIC da Siderurgia Nacional do Seixal em camadas de base, sub-base, leito de pavimento e aterro. Comparação com as caracteristicas do agregado da Siderurgia Nacional da Maia*. CVR 24/2006, Relatório Final.

Crucho, J. (2011). *Contribuição para o estudo da resistência à fadiga de misturas betuminosas com incorporação de ASIC*. p.135. Dissertação de mestrado. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Cunha, A. (2006). *Estudo de execução de betão betuminoso. Betão betuminoso com caracteristicas de desgaste*. Documento disponibilizado pela Siderurgia Nacional.

Cunha, A. (2007). *Estudo de execução de mistura betuminosa com características de desgaste, (ASIC) em betão betuminos*o. Documento disponibilizado pela Siderurgia Nacional.

Departamento de Medio Ambiente Y Vivienda (2009). Decreto 32/2009, de 24 de febrero, sobre la valorizacion de escorias siderurgicas. Diario Oficial de Cataluña Número 5328, Cataluña.

DNER (1994). *DNER-EM 262/94. Escórias de aciaria para pavimentos rodoviários*. *Especificação.* Departamento Nacional de Estradas Rodoviárias. Brasil.

DNER (1994a). *DNER-EM 263/94. Emprego de escórias de aciaria em pavimentos rodoviários. Procedimento*. Departamento Nacional de Estradas Rodoviárias. Brasil.

DNIT (2007). *DNIT 031/2004-ES. Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico. Especificação de serviço*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Brasil.

EEF (2018). *Steel-Key statistics.* Obtido de EEF The manufacturers' organisation: http://www.eef.org.uk/uk-steel/key-statistics

EP (2014). *Características dos materiais. Caderno de Encargos Tipo Obr*a. 14.03 - Pavimentação. Estradas de Portugal.

Euroslag & Eurofer (2012). *Position Paper on the Status of Ferrous Slag complying with the Waste Framework Directive (articles 5/6) and the REACH Regulation*.

Euroslag (2014). *Statistics 2014*. Obtido de: http://www.euroslag.com/products/statistics/2014/

Euroslag (2016). *Aggregates.* Obtido de http://www.euroslag.com/applications/aggregates/

Euroslag (2016a). *Properties*. Obtido de http://www.euroslag.com/products/properties/


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Federacciai (2012). *La Valorizzazione degli aggregati di Origine Siderurgica - La scoria siderúrgica: da problema a risorsa*. Itália. Obtido de: http://www.federacciai.it/wp-content/uploads/2017/06/Documento-scoria-Federacciai-maggio-2012.pdf

FEHRL (2008). *New Road Construction Concepts (NR2C)*. Project supported through the Sixth Framework Programme of the European Union. Obtido de: https://ec.europa.eu/transport/road_safety/sites/roadsafety/files/pdf/projects_sources/nr2c_final_report.pdf

FEhS-Institut, DSU, HKM, Arcelor Mittal, ThyssenKrupp Stee. (2008). *Slag: A sound choice in favour of ecology*. Publication of Steel Industry in North-Rhine Westphalia, Germany. Obtido de: http://www.fehs.de/uploads/media/slag_english.pdf

Fernandes, G.; Caliman, R.; Barbosa, M.; Fernandes, D.; Hilário, R.; Alves, H. (2014). C*aracterização da escória de aciaria LD para emprego como agregado asfáltico para pavimentos no estado da Bahia.* XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Brasil.

Ferreira, S. (2010). *Comportamento mecânico e ambiental de materiais granulares. Aplicação às escórias de aciaria nacionais*. Tese de doutoramento em Engenharia Civil, Universidade do Minho.

FHWA (2008). *User Guidelines for Waste and Byproduct Materials in Pavement Construction – Steel slag.* REPORT - Publication Number: FHWA-RD-97-148. Obtido de: http://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/97148/ssa1.cfm

FICCI (2014). *Using Steel slag in infrastructure development.* Obtido de FICCI blog: http://blog.ficci.com/steel-slag/5291/

Fistric, M.; Strineka, A.; Roskovic, R. (2010). *Properties of steel slag aggregate and steel slag asphalt concrete*. SLOVENSKI KONGRES O CESTAH IN PROMETU, Portoroz. Croácia.

Freitas, H.; Motta, L. (2008). *Uso de escória de aciaria em misturas asfálticas de módulo elevado*. TRANSPORTES, volume XVI, nº2. ISSN: 1415-7713.

Gobierno de Espana (2015). *Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes - Instrucciones de construcción (PG3)*. Espanha.

Graffitti, D. (2002). *Avaliação do teor de cal livre em escória de aciaria elétrica*. Dissertação para obtenção de titulo de mestre em engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Grubesa, I.; Barisic, I.; Fucic, A.; Bansode, S. (2016). *Characteristics and uses of steel slag in Building Construction*. Woodhead Publishing Series in Civil and Structural Engineering. ISBN: 978-0-08-100376-3.

Harsco (2016). *ASIC- Agregados artificiais. Materiais avançados para um Mundo Sustentável*. Obtido de http://www.ecoasic.com/apresentacao/

Highways England, 1992. Manual of Contract Documents for Highway Works (MCHW). Volume 1 - Specification for Highway Works. Series 900, Road Pavements - Bituminous Bound Materials.

IHOBE, S. (1999). *Libro Blanco para la minimizacion de resíduos e emisiones - Escorias de acerias*. Departamento de Ordenacion del Território, Vivenda e Medio Ambiente del Gobierno Vasco. País Basco, Espanha.

JERNKONTORET, S. (2015). *Slag, a very usable product.* Obtido de: http://www.jernkontoret.se/en/the-steel-industry/production-utilisation-recycling/steel-production-residues/slag/

Jones, N. (2011). *Slag product applications*. Obtido de Global Slag: http://www.globalslag.com/magazine/articles/655-slag-product-applications

Lafarge Canada. (2016). *Aggregate specifications- Building better cities*. Obtido de: http://lafargesimcoe.buildingbettercities.ca/media/documents/Ontario%20Sand,%20Stone%20&%20Gravel%20Association%20of%20Ontario%20(OSSGA)/Aggregate%20Specifications.pdf

Likoydis, S.; Liapis, I. (2011). *Use of electric arc furnace slag in thin skid-resistant surfacing*. 5th International Conference Bituminous Mixtures and Pavements. Thessaloniki, Greece, 1-3 June 2011.

LNEC (1985). *Caracterização de escórias de aciaria para utilização em misturas betuminosas*. Relatório nº 249/85-NPR. Lisboa: LNEC, 60 p.

LNEC (2017). Estudo da incorporação de agregado siderúrgico inerte para construção (ASIC) em misturas betuminosas para pavimentação. Relatório 419/2017 - DT/NIT.

Marques, P. J. (2009). *Contribuição para o estudo da viabilidade de escórias de aciaria em misturas betuminosas.* Dissertação de mestrado. Instituto Superior Técnico, Lisboa.

Mombelli, D.; Mapelli, C.; Barella, S.; Gruttadauria, A.; Le Saout, G.; Garcia-Diaz, E. (2014). *The efficiency of quartz a*ddition on electric arc furnace (EAF) carbonsteel slag stability. Journal of Hazardous Materials 279C:586-596, July 2014.

Motz, H. (2008). *Utilization of steel slag in Germany – Technical and Environmental aspects*. II Workshop "Sustainability of steel sector". São Paulo, Brasil.

Neto, J.; Oliveira, F.; Aguiar, M. (2015). *Revisão de estudos sobre a aplicação de escória de aciaria na pavimentação rodoviária*. 44ª Reunião Anual de Pavimentação e 18º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária. Foz do Iguaçu, Brasil.

Nippon Slag Association. (2016). *About Iron and Steel Slag*. Obtido de: http://www.slg.jp/e/slag/index.html

Oluwasola, E.; Hainin, M.; Aziz, M. (2014). *Characteristics and Utilization of Steel Slag in Road Construction*. Jurnal Teknologi 70:7, 117-123 (eISSN 2180-3722). Malásia.

Pasetto, M.; Baldo, N. (2011). *Mix design and performance characterization of asphalt concretes with electric arc furnace slags*. Construction and Building Materials 25, 3458-3468, 748-757. Elsevier.

Pina, A.; García, M. (2011). *Proyecto sobre resíduos: Utilizacion de escorias como sustitutos de áridos*. Master Professional en Engeniería Y Gestion medioambiental 2010-2011. Escuela de Organizacion Industrial. Gobierno de Espana. Ministerio de Industria, Turismo e Comércio.

Ramos, F. (2009). *O Uso do Agregado Siderúrgico (Escória de Aciaria) em Bases e Revestimentos Asfálticos de Pavimentos – Conceitos e Características. Da aciaria para o pavimento*. Portal Metálica –Construção civil. Obtido de: http://wwwo.metalica.com.br/da-aciaria-para-o-pavimento.

Rocha, F. (2011). *Utilização do Agregado Siderúrgico (Escória de Aciaria) em revestimento asfáltico tipo tratamento superficial.* Dissertação apresentada para obtenção do título de mestre em Geotecnia. Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Rohde, L. (2002). *Escória de aciaria elétrica em camadas granulares de pavimentos – Estudo laboratorial*. Dissertação apresentada para obtenção do título de mestre em engenharia. Porto Alegre, Brasil.

SAMARIS (2006 ). *Sustainable and Advanced Materials for Road InfraStructure*. Competitive and Sustainable Growth Programme. Final Summary Report (D32), SAM-D32. Project funded by the European Commission under the Transport RTD Programme of the 5th Framework Programme.

Sherwood, P. (2001). *Alternative Materials in Road Construction: A guide to the use of recycled and secondary aggregates*. London: Thomas Telford, ISBN: 0727730312.

SN Seixal (2007). *Relatório da pavimentação realizada com ASIC da SN do Seixal*. Documento disponibilizado pela Siderurgia Nacional de Paio Pires.

Sofilić, T.; Mladenovič, A.; Sofilić, U. (2011). *Defining of EAF steel slag application possibilities in asphalt mixture production.* Journal of Environmental Engineering and Landscape Management, 19:2, 148-157, DOI: 10.3846/16486897.2011.580910.

Sofilić, T.; Rastovčan-Mioč, A.; Ćosić, M.; Merle, V.; Mioc, B.; Sofilic, U. (2010). *EAF Steel Slag Application in Croatian Asphalt Mixture Production*. Proceedings of International Scientific Conference MOTSP 2010. Croácia.

Sofilic, T.; Sofilic, U.; Brnardic, I. (2012). *The Significance of iron and steel slag as by-product for utilization in road construction*. 12th International Foundrymen Conference. May 24th, 25th, 2012, Opatija, Croatia.

Tavares, D.; Oda, S.; Motta, L. (2011). *Utilização do agregado siderúrgico (escória de aciaria) em pavimentação asfáltica*. COPPE–Universidade Federal do Rio de Janeiro. Ilha do Fundão–Rio de Janeiro, Brasil.

UK Environment Agency. (2014). *Consultation on the draft Quality Protocol for Steel Slag*. Obtido de: www.environment-agency.gov.uk

Unamuno, I.; Morillon, A. (2013). *Recent and former European RFCS slag research projects.* Proceedings of 7th European Slag Conference "Don't waste your secondary resources". Euroslag Publication nº6.

Universidade do Minho (2005). *Avaliação da possibilidade de utilização de escória negra de siderurgia em misturas betuminosas para camadas de pavimentos rodoviários.* Departamento de Engenharia Civil, Laboratório de Pavimentos Rodoviários. Documento disponibilizado pela Siderurgia Nacional.

Wen, H.; Wu, E.; Bhusal, S. (2014). *Evaluation of Steel Slag as Hot Mix Asphalt Aggregate*. Final Report. Washington Center for Asphalt Technology (WCAT). Washington State University.

Worldsteel Association (2017). *World Steel in Figures 2017*. ISBN 978-2-930069-88-3. Obtido de: https://www.worldsteel.org/media-centre/press-releases/2017/world-steel-in-figures-2017.html

Worldsteel Association (2018). *Steel Industry by-products - factsheet 2017*. Obtido de: https://www.worldsteel.org/publications/fact-sheets/content/01/text_files/file0/document/Fact_By-products_2016.pdf

WSDOT (2015). *WSDOT Strategies Regarding Use of Steel Slag Aggregate in Pavements*. A Report to the State Legislature in Response to 2ESHB 1299. Construction Division Pavements Office.

Wu, S.; Xue, Y.; Ye, Q.; Chen, Y. (2007). *Utilization of steel slag as aggregates for stone mastic asphalt (SMA) mixtures*. Building and Environment 42 (2007) 2580–2585. Elsevier (Science Direct).

Xirouchakis, D.; Manolakou, V. (2011). *Properties of an EAF slag produced in Greece: A construction material for sustainable growth*. 5th International Conference "Bituminous Mixtures and Pavements". Thessaloniki, Grécia.

Yildrim, I.; Prezzi, M. (2009). *Use of steel slag in subgrade applications*. Joint Transportation Research Program, FHWA/IN/JTRP-2009/32. Final Report.

Yildrim, I.; Prezzi, M. (2011). *Chemical, Mineralogical and Morphological Properties of Steel Slag. Advances in Civil Enginnering*. Volume 2011. Article ID 463638, 13 pages.

Zumrawi, M.; Khalill, F. (2015). *Experimental study of steel slag used as aggregate in asphalt mixture*. International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering, Vol. 9, nº6. World Academy of Science, Engineering and Technology. Sudão.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.02 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

# LA MODELIZACIÓN DE LOS PILOTES EN EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (EF)

## Modelling of piles in finite element (FE) method

José Luis Justo[a], Manuel Vázquez-Boza[a], Enrique Justo[a]

[a] Departamento de Estructuras de Edificación e Ingeniería del Terreno, Universidad de Sevilla.

**RESUMEN** – Este artículo presenta una descripción detallada de las ventajas e inconvenientes de los pilotes volumétricos y embebidos. La dependencia de los resultados del tamaño de la malla es más significativa en el pilote embebido. Para grupos numerosos de pilotes, la cantidad de elementos en el sistema se reduce significativamente usando pilotes embebidos. Se han comparado los resultados obtenidos con ambos modelos con los datos obtenidos de ensayos de carga a escala real en un caso de estudio de un pilote hincado prolongado con un micropilote, sometido a compresión, tracción y cortantes (caso 1) y con los resultados de un análisis elastoplástico, realizado con un método establecido, como es el de la ecuación integral (caso2). En el caso 1, los resultados para el pilote a compresión revelaron que el pilote volumétrico puede reproducir el escalón que se produce cuando hay un cambio en la sección del pilote, algo que no es posible con un pilote embebido. Para carga axial de tracción y carga lateral, el pilote embebido reproduce mejor el desplazamiento medido en la cabeza del pilote o la distribución de esfuerzos a lo largo del mismo. Las conclusiones obtenidas se refieren principalmente a los tipos de modelización numérica descritos en el texto del artículo y a los programas en que se aplican.

**ABSTRACT** – This paper presents a detailed description of the relative advantages and disadvantages of volume piles and embedded piles. The mesh dependency is more significant in an embedded pile. When a large number of piles have to be considered, the number of elements in the system is significantly reduced using embedded piles. The results obtained with both models were compared with the data obtained from full-scale loading tests in a case study of a driven pile followed by a micropilote, subjected to compression, tension and shear (case 1), and with the results of an elastoplastic analysis carried out with the well-established integral equation method (case 2). In case 1, the results of the pile subject to compression revealed that the volume pile can reproduce the step produced by a change in the section of the pile, something not possible with an embedded pile. For tension tests or lateral load, the embedded pile reproduces better the displacement measured in the head of the pile or the efforts along the shaft. The conclusions obtained refer mainly to the types of numerical modelling described in the text of the paper and to the programs in which they apply.

**Palabras Clave** – Pilote volumétrico, pilote embebido, dependencia de la malla.

**Keywords** – Volume pile; embedded pile; mesh dependency.

### 1 – INTRODUCIÓN

En los cálculos por elementos finitos (EF), los pilotes generalmente se modelan como columnas de material elástico con una interfaz (opcional) en el exterior del pilote. Son los llamados pilotes volumétricos (PV). En el programa "Plaxis 3D Foundation" (Brinkgreve y Swolfs, 2007), el diseñador de pilotes debe dibujar su perímetro y, en grupos de pilotes, los puntos perimetrales de

E-mails: jlj@us.es (J. Justo), mboza@us.es (M. Vázquez-Boza), ejem@us.es (E. Justo)

ORCID: orcid.org/0000-002-3429-0080 (J. Justo), orcid.org/0000-0001-6742-1764 (M. Vázquez-Boza), orcid.org/0000-00003-3860-4419 (E. Justo)


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

pilotes próximos se pueden colocar a una distancia demasiado cercana que hace que no sea posible generar la malla.

Por otro lado, otra posibilidad es utilizar pilotes embebidos (PE), en los que el pilote se construye como un elemento de viga delgada, es decir, se considera como un elemento líneal en lugar de volumétrico (Brinkgreve et al. 2015). Si se deben considerar una gran cantidad de pilotes, el número de elementos en el sistema se reduce significativamente en comparación con los modelos de EF con PV (Tschuchnigg y Schweiger. 2013 y 2015).

Como se mostrará más adelante, ambas formas de modelizar el pilote tienen limitaciones y deben tomarse precauciones durante el mallado, para obtener resultados adecuados.

### 1.1 – Pilotes embebidos (PE)

Una viga embebida es un elemento estructural (un pilote, bulón o lechada de anclaje) compuesto por elementos de viga que pueden colocarse en una dirección arbitraria en el subsuelo y que interactúan con el subsuelo por medio de elementos de interfaz especiales.

Sadek y Shahrour (2004) han presentado la formulación de un elemento de viga embebido en 3D (EVE), destinado al modelado numérico de problemas tridimensionales relacionados con refuerzo de estructuras. El refuerzo generalmente se modela mediante elementos de viga conectados a nodos de elementos de suelo. En consecuencia, la construcción de la malla tiene que reconocer y, finalmente, anticipar una distribución geométrica adecuada del refuerzo que, a menudo, conducirá a mallas que incluyen refuerzos inclinados. Eso agregará grandes dificultades al análisis de estructuras con importantes refuerzos, como las redes de micropilotes. Para superar esta dificultad, los autores utilizaron un programa de EF (DIANA) que contiene un elemento especial llamado "refuerzo embebido" cuyas líneas pueden desviarse de los nodos de los elementos sólidos. El análisis de estructuras reforzadas con refuerzo rígido, como las redes de micropilotes, requiere la formulación de un EVE que pueda soportar los esfuerzos de flexión y se pueda incorporar fácilmente en las mallas existentes.

El elemento de viga tenía dos nodos y seis grados de libertad en cada nodo que representa tres desplazamientos y tres rotaciones. El sistema proporciona elementos de interfaz para tener en cuenta los desplazamientos relativos entre la viga y los elementos sólidos.

La ecuación constitutiva en la interfaz de la viga se define como:

$$\begin{bmatrix} t_s \\ t_t \\ t_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_s & 0 & 0 \\ 0 & K_n & 0 \\ 0 & 0 & K_t \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_s^p - & u_s^s \\ u_n^p - & u_n^s \\ u_t^p - & u_t^s \end{bmatrix} \quad (1)$$

donde $t_s$ es la tensión cortante en la dirección axil, mientras que $t_t$ y $t_n$ son las tensiones normales al eje en dos direcciones perpendiculares; $u_s^p$ es la componente tangencial del desplazamiento de la viga, también en la dirección axil, mientras que $u_n^p$ y $u_t^p$ son los desplazamientos normales a la viga en dos direcciones perpendiculares. Las siglas $u^s$ indican los desplazamientos correspondientes del suelo. $K$s es la rigidez elástica al corte de los elementos integrados en la interfaz; $K_n$ y $K_t$ son las rigideces elásticas normales (Fig. 1). Se asignan valores elevados para $K_n$ y $K_t$.

Este elemento permite el análisis de estructuras reforzadas con mallas simplificadas que no necesitan tener en cuenta la orientación del refuerzo. Los autores han comparado cálculos realizados con micropilotes convencionales, para lo cual hay que adaptar la malla desde el principio a la orientación de estos, y embebidos, lo que permite usar una malla convencional, y los resultados obtenidos fueron casi idénticos.

Plaxis BV usó este EVE para producir un PE. Durante las investigaciones internas realizadas para Plaxis por Septanika en 2005 (v. Engin et al., 2007), se agregó un elemento de interfaz embebido en la punta del pilote, que representa el contacto suelo-pilote en su base. Se observó un


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 51-68
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

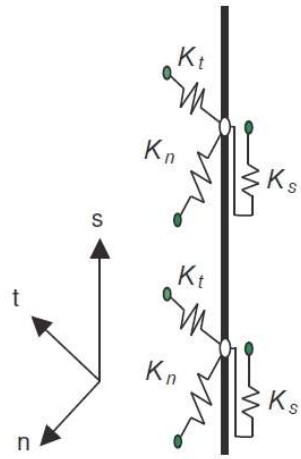



**Fig. 1** – Rigideces del elemento interfaz embebido en el eje del pilote (Brinkgreve et al., 2018).

comportamiento dependiente de la malla en suelos inelásticos; además, en mallas muy finas y finas, también se observó un fallo "prematuro" (debido a inestabilidad numérica). Para evitar este efecto, el PE se mejoró aún más introduciendo una región elástica alrededor del elemento de pilote (Engin *et al.*, 2007). Se obliga a los puntos de Gauss del suelo dentro de la zona del pilote a permanecer elásticos.

Como resultado de estos estudios, se desarrolló el pilote embebido (PE) en el software Plaxis 3D Foundation (Brinkgreve y Swolfs, 2007).

En la última versión de Plaxis, un PE está compuesto de elementos de viga que pueden cruzar un elemento de suelo tetraédrico de 10 nodos en cualquier lugar con cualquier orientación arbitraria (Fig. 2) y que interactúa con el subsuelo mediante elementos de interfaz especiales (Brinkgreve et al., 2015).

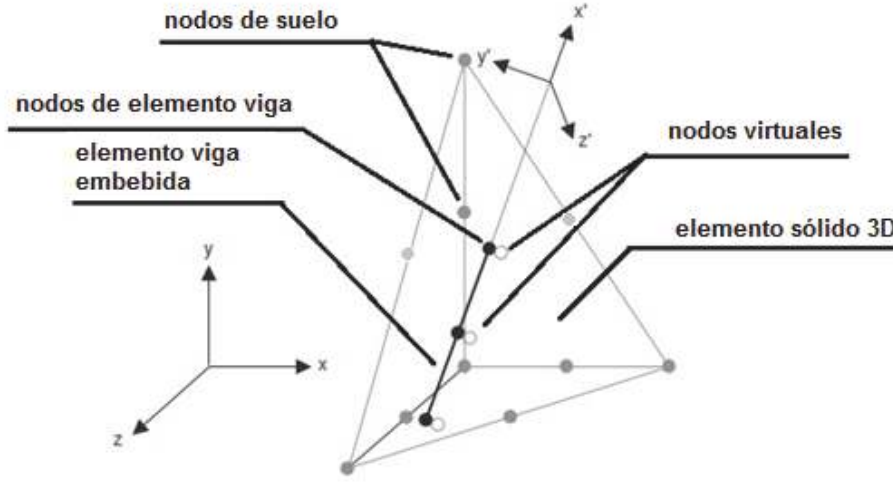



**Fig. 2 –** Gráfico del EVE, representado por la línea gruesa. Los círculos vacíos son los nodos virtuales de elemento suelo. Los círculos grises son los nodos del suelo (Engine et al., 2007).

La interacción puede implicar una resistencia en el fuste, así como una resistencia en la punta. La resistencia en el fuste y la fuerza en la punta están determinadas por el desplazamiento relativo entre el pilote y el suelo. Los elementos de viga son lineales elásticos y se definen con los mismos parámetros que un elemento de viga normal. Tras el mallado, los elementos de viga son elementos de 3 nodos con tres grados de libertad de traslación y tres de rotación por nodo. El elemento permite los desplazamientos de la viga debido a las cargas axil, cortante y flector. Los elementos de la interfaz especial utilizados en el PE son diferentes de los elementos de la interfaz normal usada en los PV. Por lo tanto, en la posición de los nodos del elemento viga, se crean nodos virtuales en el elemento de suelo a partir de las funciones de forma de dicho elemento (Fig. 2). La interfaz especial forma una conexión entre los nodos del elemento viga y estos nodos virtuales y, por lo tanto, con todos los nodos del elemento de volumen del suelo. Los esfuerzos del pilote se evalúan en los puntos de integración del elemento de viga y se extrapolan a los nodos del elemento viga.

El enfoque actual del PE considera diferentes tipos de modelos de fricción última en el contorno: (a) constante o lineal, (b) multilineal y (c) dependiente de la capa. En este último tipo, la resistencia al movimiento del pilote está relacionada con los parámetros del suelo y un coeficiente de reducción. Es importante notar que las opciones (a) y (b) implican que la capacidad de carga del pilote es una entrada y no el resultado del análisis porque la fricción máxima en el fuste está predefinida. En la opción (c), para evitar que la resistencia por el fuste pueda aumentar a valores altos no deseados, también se introduce valor máximo de la resistencia por fuste ($T_{max}$) en el pilote. Además, en la punta del pilote se introduce una resistencia puntual ($F_{max}$) que no se puede superar. Estos valores son los máximos obtenidos mediante soluciones analíticas, ensayos in situ o pruebas de carga (v. Documento básico SE-C, 2006).

Para las tensiones cortantes en el fuste, la relación constitutiva está determinada por la ecuación (1). Por defecto, las rigideces de la interfaz incorporada se definen de manera que la rigidez de los elementos incorporados de la interfaz no influya en la rigidez elástica total de la estructura del pilote:

$$K_s >> G_{soil} \tag{2}$$

Para que la interfaz permanezca elástica, el esfuerzo en el fuste en un punto particular debe cumplir:

$$|t_s| < T_{max} \tag{3}$$

Si la resistencia por el fuste está relacionada con los parámetros del suelo, el esfuerzo en el fuste será elástico siempre que:

$$|t_s| < (\sigma_n'^{media} tg\Phi_i + c_i)\pi D \tag{4}$$

donde $D$ es el diámetro del pilote equivalente, $\sigma'_n{}^{media} = (\sigma'_t + \sigma'_n) / 2$, los parámetros $\Phi_i$ y $c_i$ son el ángulo de rozamiento interno y la cohesión de la interfaz embebida, ligados con la capa de suelo a través de un coeficiente de interfaz $R_{inter}$:

$$tg\ \Phi_i = R_{inter}\ tg\ \Phi_{suelo} \tag{5}$$

$$c_i = R_{inter}\ c_{suelo} \tag{6}$$

Para comportamiento plástico, el esfuerzo cortante en el fuste viene dado por:

$$|t_s| \leq T_{max} \tag{7}$$

$$|t_s| = (\sigma_n'^{media} tg\Phi_i + c_i)\pi D \tag{8}$$


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 51-68
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

También hay un elemento de interfaz embebido en la punta del pilote, con comportamiento elástico-rígido plástico. No se permiten esfuerzos de tracción. La relación constitutiva en la punta del pilote y su criterio de rotura vienen definidos por:

$$F_{punta} = K_{punta}\,(u^{p}_{punta} - u^{s}_{punta}) \;\leq\; F_{max} \tag{9}$$

donde $K_{\text{punta}}$ es la rigidez del resorte en la punta del pilote y $K_{\text{punta}} >> G_{\text{suelo}}$.

Tschuchnigg y Schweiger (2013) han señalado que el valor de $K_{\text{punta}}$ de referencia, es decir el que aplica Plaxis por defecto, no era lo suficientemente alto y debería multiplicarse por un factor de 5. Esta modificación, ya realizada en las versiones modernas de Plaxis (Brinkgreve et al., 2015 y 2018), reduce el desplazamiento relativo necesario para movilizar $F_{\text{max}}$ y la relación carga-asiento del pilote embebido mejora.

Para comportamiento plástico:

$$F_{punta} = F_{max} \tag{10}$$

Aunque un PE no ocupa volumen, se supone un volumen particular alrededor del pilote y debajo de la punta (zona elástica) en el que se excluye el comportamiento plástico del suelo. El tamaño de esta zona se basa en el diámetro del pilote equivalente. Como se mostrará más adelante, es aconsejable generar elementos de malla que tengan dimensiones similares o algo mayores que el diámetro del pilote. Para obtener mallas de alta calidad, la punta del pilote debe coincidir con un nodo de esquina de un elemento sólido.

Turello et al. (2016) han presentado un nuevo EVE con una superficie de interacción que, según los autores, tiene algunas ventajas con respecto al EVE propuesto por Sadek y Sharour (2004). La validación presentada por los autores corresponde a suelos elásticos lineales sometidos a carga lateral, y también se observa una cierta dependencia de la malla.

En la formulación de su modelo, Turello et al. (2017) introducen una interfaz elastoplástica y obtienen resultados, en un suelo sin cohesión, muy superiores a los correspondientes a un suelo lineal-elástico y aceptablemente parecidos a los conseguidos con el método de Reese y Welch (1975). En un suelo arenoso obtienen resultados que se adaptan bastante bien a los valores medidos.

En una contribución posterios, Turello et al. (2019) extienden el método a grupos de pilotes sometidos a carga lateral y comparan los resultados obtenidos con su método en tres ejemplos:

1. Un análisis elástico de un grupo de 9 pilotes. Para una separación entre ejes de pilotes, *s,* es mayor que 4 diámetros, $D_{\text{p}}$, se obtiene un buen acuerdo con un modelo ABAQUS o con el método de Randolph (1981), pero si $s/D_{\text{p}} < 3$, hay una discrepancia clara, sobre todo con este último método.
2. Un análisis elastoplástico de un grupo de 2 pilotes. Se consigue un acuerdo razonable con un modelo ABAQUS.
3. Un caso real en el que se han medido los desplazamientos en un grupo de 6 pilotes. Se obtiene un acuerdo aceptable con los resultados experimentales.

En la formulación de Sadek y Shahrour (2004) y en las derivadas de ella, solo un pilote puede intersectar cada elemento de suelo. Por lo tanto, es necesaria una discretización lo suficientemente fina para simular grupos de pilotes numéricamente. Ninic´ et al. (2014) presentan un EVE en el que la interacción suelo-pilote a lo largo del fuste se formula mediante un contacto friccional 3 D, punto a punto, usando los puntos de integración de los elementos viga y los puntos de referencia ubicados arbitrariamente dentro de los elementos sólidos como puntos de control. Una vez creado el EVE se implementa en el programa de elementos finitos marco de CIMNE (Centro International de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, España) [Kratos 2012]. La capacidad este modelo de PE propuesto para representar grupos de pilotes sometidos a cargas axiles y laterales combinadas se

demuestra mediante una serie de ejemplos seleccionados. Sin embargo, este EVE solo ha sido probado en suelos lineales elásticos y también se observa una cierta dependencia de la malla.

### 1.2 – Pilotes volumétricos (PV)

La primera fase para el modelado y cálculo del PV de Plaxis consiste en su instalación. Las propiedades del material se asignan en esta fase. El sistema permite considerar pilotes con diferentes secciones o diferentes materiales. Para pilotes individuales, si se quiere obtener una buena calidad de malla es útil insertar un círculo en la parte superior del pilote, lo que obliga al generador de malla a crear una malla mejor. Como el programa no puede funcionar con contornos curvos, el pilote circular se sustituye por un pilote octogonal. La forma más sencilla de obtener los resultados es aplicar un doble click sobre la línea de color púrpura que representa el eje del pilote. Entonces se abre una ventana en la que aparecen los desplazamientos (en la línea central) y las fuerzas estructurales del PV.

## 2 – MODELOS DE SUELOS UTILIZADOS

En este artículo se han utilizado los siguientes modelos de suelos:

1. Lineal elástico
2. El método simplificado de Randolph (1981)
3. Métodos basados en la ecuación integral de Poulos y Davis (1980)
4. Modelo de endurecimiento (HSM-Hardening soil)
5. Modelo de endurecimiento de suelo con rigidez para pequeñas deformaciones

El modelo lineal-elástico y el de la ecuación integral son de sobra conocidos (ver, por ejemplo en Jiménez salas et al., 1981; Poulos y Davis, 1980).

El modelo de materiales del suelo elegido preferentemente en este artículo es el modelo de suelo de endurecimiento (HSM) (Schanz et al., 1999; Brinkgreve y Swolfs, 2007).

Un suelo con endurecimiento, después de haber sufrido una deformación plástica y una vez que se eliminan las tensiones, es capaz de resistir nuevas tensiones con una deformación más pequeña. Cuando se trata de procesos de descarga y recarga, es apropiado utilizar un modelo HSM. Es un modelo de plasticidad no perfecta. La superficie de límite elástico (SLE) puede expandirse debido a la deformación plástica. Cuando el suelo se somete a una tensión desviadora primaria, muestra una rigidez decreciente y simultáneamente se desarrollan tensiones plásticas irreversibles. El HSM es un modelo de rigidez doble, menor en los procesos de carga primaria ($E_{50}$) y mayor en los procesos de descarga-recarga ($E_{ur}$). El modelo incluye la dilatancia del suelo ($\Psi$) e introduce una superficie de fluencia tapón (yield cap).

Una idea básica para la formulación del modelo de endurecimiento del suelo es la relación hiperbólica (Kondner y Zelasko, 1963) entre la deformación principal, $\varepsilon_1$ y la tensión desviadora, $q$, en la carga triaxial primaria (Fig. 3):

$$\epsilon_1 = \frac{1}{E_i}\frac{q}{1 - q/q_a} \quad (para\ q\ < q_f) \tag{11}$$

Cuando se dibuja esta ecuación, se encuentra que el valor asintótico, $q_a$, es mayor que la tensión desviadora en rotura, $q_f$:

$$q_f\ =\ R_f \cdot q_a \tag{12}$$

En Plaxis se elige $R_f = 0{,}9$ como un ajuste por defecto adecuado.

$E_{50}$ es el módulo para $q / q_f = ½$


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 51-68
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

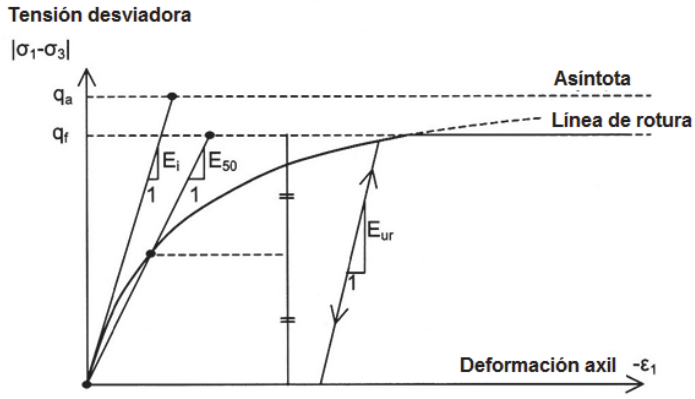



**Fig. 3 –** Modelo de endurecimiento (HSM). Figura elaborada por los autores a partir de un gráfico incluido en Brinkgreve y Swolfs (2007)

Sustituyendo la ecuación (12) en la ecuación (11):

$$E_{50} = E_i\,(1 - R_f/2) \tag{13}$$

Tanto la superficie de fluencia como la superficie de fluencia tapón tienen la forma hexagonal del criterio clásico de rotura de Mohr-Coulomb. De hecho, la superficie de fluencia al corte puede expandirse hasta la superficie de rotura de Mohr-Coulomb. La superficie de fluencia tapón se expande en función de la presión de preconsolidación, $\sigma'_p$.

El modelo de Endurecimiento de Suelo con Rigidez para pequeñas deformaciones (Brinkgreve et al., 2018) es una variación del método de endurecimiento usado con frecuencia en dinámica de suelos y en algunos casos de carga estática.

## 3 – VALIDACIÓN DE LOS MODELOS

Los cálculos realizados con ambos tipos de pilotes y con diversos modelos de suelos, se van a comparar con los resultados de ensayos de carga. Se va a prestar especial atención a la influencia de la malla en los resultados obtenidos.

Las validaciones presentadas en la sección 4 fueron desarrolladas por autores que pertenecen al entorno Plaxis. En la sección 5 se presentan los resultados obtenidos por los autores de este artículo. En el subapartado 5.1 se desarrolla, con cierto detalle, un problema específico, presentado por parte de los autores, utilizando distintas versiones del programas Plaxis. En el apartado 5.2 se comparan los resultados obtenidos con el método de la ecuación integral (Poulos y Davis, 1980) y con programas de Plaxis.

## 4 – BIBLIOGRAFÍA DE AUTORES DEL ENTORNO DE PLAXIS

Tschuchnigg y Schweiger (2013) compararon los resultados obtenidos con un modelo axisimétrico, y con modelos 3D de Plaxis con PV y PE. En todos los casos se utilizó un modelo de suelo HSM. En los pilotes individuales, la influencia del coeficiente de interfaz (ecuaciones 5 y 6) en el asiento en la cabeza del pilote es muy importante, pero en los grupos de pilotes su importancia es significativamente menor. Los asientos globales obtenidos con los tres modelos estuvieron muy próximos, pero la fricción lateral obtenida con el PE suponiendo una distribución constante o multilineal de la resistencia por el fuste límite es bastante diferente.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Tschuchnigg y Schweiger (2015) realizaron un análisis inverso de un ensayo de carga sobre pilotes utilizando PV y PE con la resistencia por el fuste definida como dependiente de los parámetros de la capa. La concordancia de los resultados es aceptable, pero el rendimiento del PE mejora aún más cuando $K_s$, se multiplica por un factor de 5. Los mismos autores realizaron un análisis comparativo utilizando PV y PE en un caso publicado de una losa pilotada (Chow y Small, 2008) bajo cargas verticales y horizontales. La distribución de los desplazamientos, fricción lateral y momentos a lo largo del pilote coincidió muy bien con los resultados publicados y el grosor de la malla no tuvo una influencia significativa.

En el PE de Plaxis, las rigideces de la interfaz no pueden ser controladas por el usuario, que solo puede utilizar los valores de referencia. No obstante, estos valores tienen una influencia importante en los resultados. En muchos de los ejemplos presentados en esta validación, la capacidad del PE se define mediante distribuciones de la fricción constantes o trapezoidales tomadas de las pruebas de carga. Esto indica que la fricción lateral fue una entrada y no un resultado del cálculo.

## 5 – RESULTADOS PRESENTADOS POR LOS AUTORES DE ESTE ARTÍCULO

Se van a presentar y comparar aquí tres casos de cálculos realizados con PE y PV. La novedad con respecto a las validaciones del apartado 4 es que los ejemplos no han sido calculados por autores que pertenezcan al entorno de Plaxis. En los tres ejemplos, la fricción final en el fuste se ha definido como dependiente de la capa, por lo que la fricción resultante por el fuste es un resultado del análisis y no una entrada. Finalmente, los cálculos de Plaxis se han realizado con Plaxis 3D AE y Plaxis 3D Foundation v.2, es decir, con versiones relativamente modernas y mejoradas de Plaxis.

### 5.1 – Caso 1: pilote hueco extendido con un micropilote

Cinco pilotes huecos idénticos se introdujeron 12,1 m en el suelo y, posteriormente, se perforó un micropilote, de 8 m de largo, debajo la punta de cada pilote (Fig. 4).

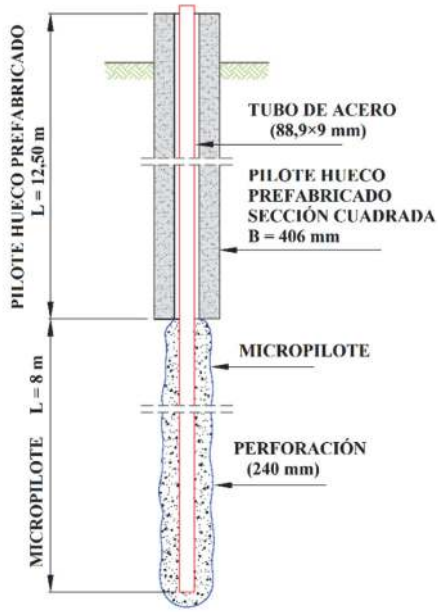



**Fig. 4 –** Pilote prefabricado y micropilote


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 51-68
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

La Fig. 5 muestra la posición de pilote y micropilote con respecto a las diferentes capas de suelo.

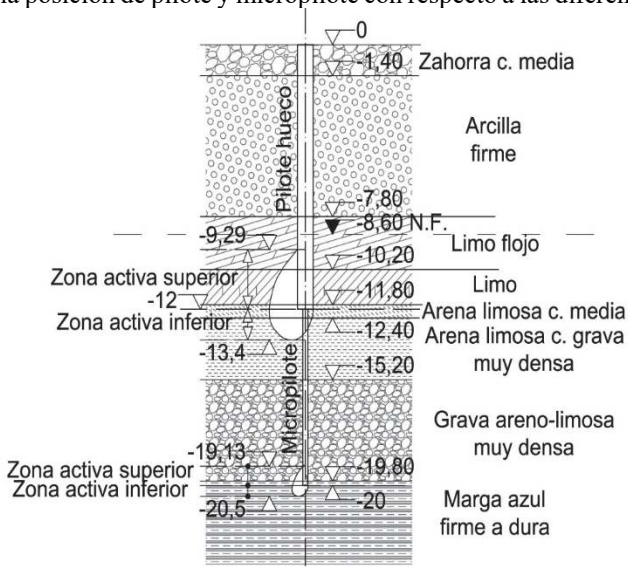



**Fig. 5 –** Perfil del suelo y pilotes (dimensiones en m)

Los parámetros de cálculo de las distintas capas de suelo figuran en la Tabla 1. El modelo de material del suelo elegido fue el HSM (Brinkgreve y Swolfs, 2007; Shanz et al, 1999) debido a su capacidad para modelar los ciclos de carga y descarga mediante la definición de una doble rigidez, más pequeña durante los ciclos de carga primaria ($E_{50}$) y mayor en los procesos de carga-descarga.

Para la rama de descarga y recarga se han tomado los valores que señala por defecto el manual de Plaxis:

$E_{ur}^{ref} = 3\ E_{50}^{ref}$

$\nu_{ur} = 0.2$

$R_f = 0.9$

**Tabla 1** – Parámetros de cálculo de las diferentes capas de suelo en el ejemplo 1 (USCS, sistema de clasificación unificado de suelos; NP, no plástico; c. compactación)

| **Suelo** | **Prof. (m)** | ***N*** **(g/30cm)** | **USCS** | ***c´*** **(kPa)** | ***Φ'*** | ***m*** | $E_{50}^{ref}$ **(MPa)** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Zahorra c. media | 1,40 | 13 | GM | 2 | 32 | 0.7 | 15 |
| Arcilla firme | 7,80 | 19 | CH | 44 | 24 | 1 | 19 |
| Limo flojo NP | 10,2 | 5 | ML | 1 | 30 | 0.8 | 18 |
| Limo beige NP | 11,8 | 9 | ML | 1 | 30 | 0.8 | 18 |
| Arena limosa de c. media NP | 12,4 | 21 | SM | 1 | 35 | 0.9 | 20 |
| Arena limosa con grava muy densa NP | 15,2 | 81 | SM | 1 | 45 | 0.9 | 65 |
| Grava areno-limosa NP | 19,8 | 50 | GM | 1 | 45 | 0.5 | 60 |
| Arcilla margosa azul firme a dura | | 69 | CH | 75 | 21 | 1 | 158 |


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

La Fig. 6 muestra el diseño del ensayo. Usando un marco rígido, el pilote central P5 se ensayó a compresión y los cuatro pilotes exteriores (P1 a P4), se utilizaron como pilotes de reacción, a tracción. El pilote central (P5) sometido a compresión estaba equipado con bandas extensométricas de fibra óptica, al igual que uno de los pilotes a tracción (P2 en la Fig. 5) que luego se usó para el ensayo de carga horizontal.

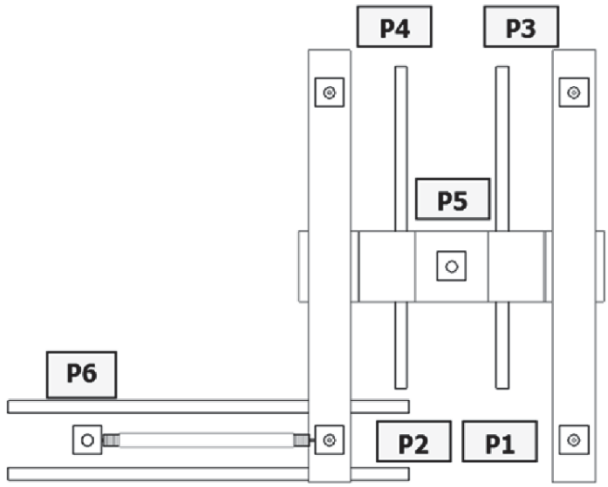



**Fig. 6 –** Vista en planta del esquema del ensayo de carga

La Tabla 2 muestra la secuencia de la carga de compresión cíclica. La secuencia de carga de tracción fue similar, pero reduciendo las cargas a ¼. Los detalles de los ensayos y los resultados preliminares han sido descritos por Justo et al. (2016). Sin embargo, los resultados se han mejorado aquí utilizando una mejor malla. Un estudio del mallado se realiza en el caso 2. En el PE los mejores resultados se obtienen con "tamaños de elementos" de suelo algo mayores que el diámetro del pilote. En el PV la influencia del mallado es menos importante y el mejor resultado se obtiene con malla de media a gruesa. Estos consejos se han seguido en este artículo y no se hizo en el del año 2016, lo que ha hecho que el máximo asiento calculado a compresión pase de 30,9 a 23,6 mm, aproximándose, así, mucho más al asiento medido.

**Tabla 2** – Secuencia de la carga a compresión

| Fase | Carga (kN) | Fase | Carga (kN) | Fase | Carga (kN) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0 | 7 | 0 | 13 | 3000 |
| 2 | 500 | 8 | 500 | 14 | 3500 |
| 3 | 1000 | 9 | 1000 | 15 | 4000 |
| 4 | 1500 | 10 | 1500 | 16 | 3000 |
| 5 | 2000 | 11 | 2000 | 17 | 2000 |
| 6 | 1000 | 12 | 2500 | 18 | 1000 |
| | | | | 19 | 0 |


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 51-68
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

### 5.1.1 – *Pilote a compresión*

Usando el programa Plaxis 3D y el modelo PE, la rotura se produce en la fase 12 (Tabla 2) con una carga de 2500 kN, debido a que este tipo de modelo de pilote no puede reproducir el escalón existente en la unión entre pilote y micropilote. Para el PE, una vez que el pilote cuadrado y el micropilote estén acoplados y activos, la resistencia por la base del pilote se ignora en los cálculos (es decir, $F_{max} = 0$). Por lo tanto, cuando la carga alcanza un cierto nivel, el pilote no puede sostenerla, lo que provoca un error en el análisis.

Por lo tanto, parece que un PV puede adaptarse mejor a este problema de modelado. La Fig. 7 compara los asientos medidos y calculados en la cabeza del pilote utilizando el PV de Plaxis y una malla gruesa.

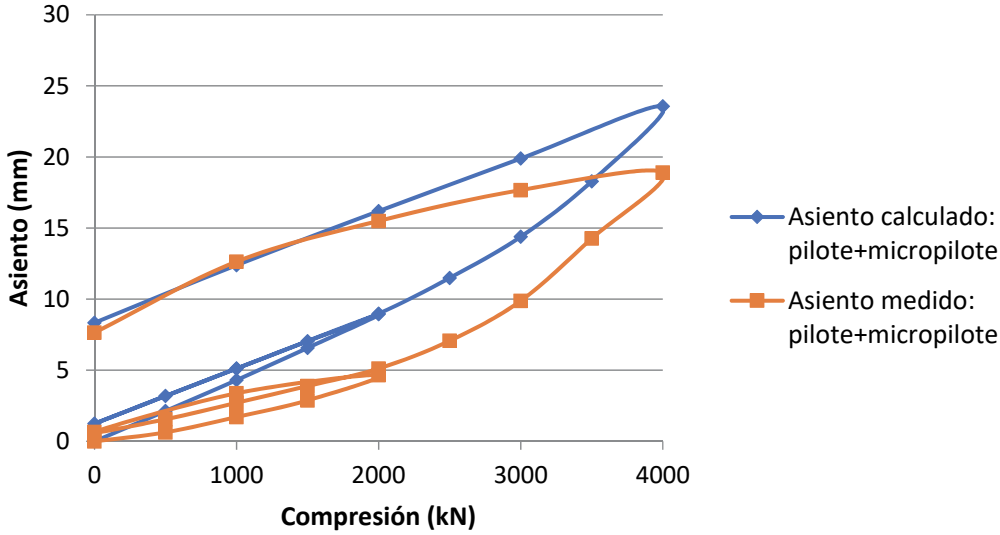



**Fig. 7 –** Comparación entre los asientos medidos en el cabeza del pilote y los asientos calculados con el PV.

El asiento máximo medido fue de 18,9 mm y el asiento máximo calculado de 23,6 mm. El modelado es aceptable teniendo en cuenta la dificultad de estimar los parámetros de los suelos granulares mediante ensayos de penetración dinámica y presiométricos, como se ha hecho con las capas arenosas de la Tabla 1. También hubo un acuerdo aceptable entre la distribución de fuerzas calculada y medida a lo largo del pilote (Fig. 8). La Fig. 9 muestra los esfuerzos cortantes en dirección vertical; los medidos a lo largo del eje son mayores que los calculados con el PV, lo que explica que los asientos medidos sean más pequeños.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

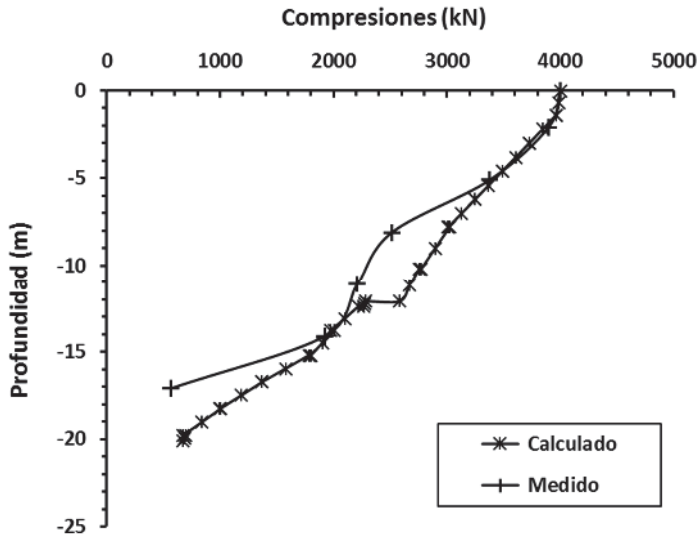



**Fig. 8 –** Fuerzas a lo largo del pilote sometido a compresión

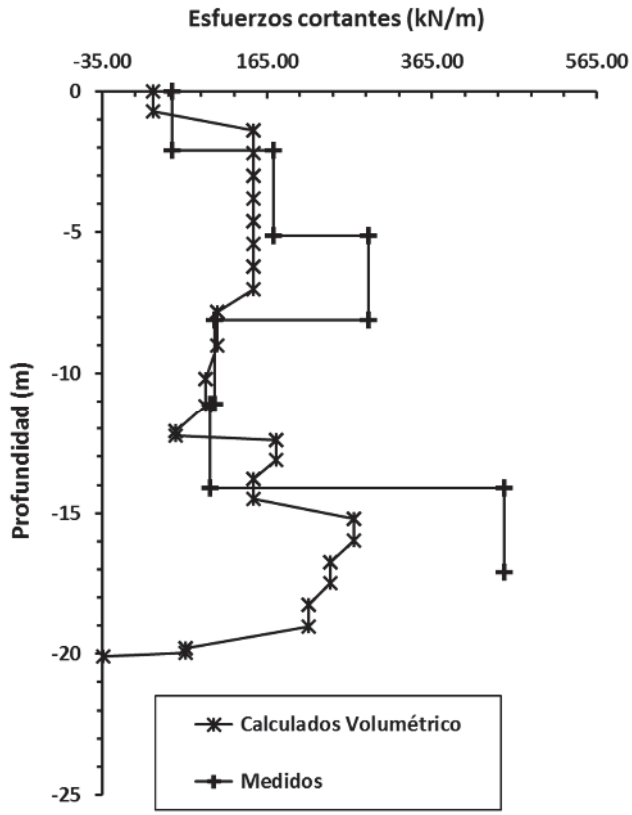



**Fig. 9 –** Esfuerzos cortantes en dirección vertical


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 51-68
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

### 5.1.2 – *Pilote a tracción*

Las medidas en los dos sensores superiores y las observaciones (Justo et al., 2106) indicaron que los 7 m superiores del pilote sufrieron agrietamiento. El agrietamiento de los pilotes en el ensayo de carga de tracción se simuló como una disminución en la sección de 0,115 $m^2$ desde la cabeza hasta los 2,50 m de profundidad de 0,05 $m^2$ hasta los 5,50 m de profundidad. El agrietamiento se produjo cuando la carga de tracción aumentó desde 500 a 625 kN. La Fig. 10 compara los desplazamientos de tracción medidos y calculados utilizando PV y PE.

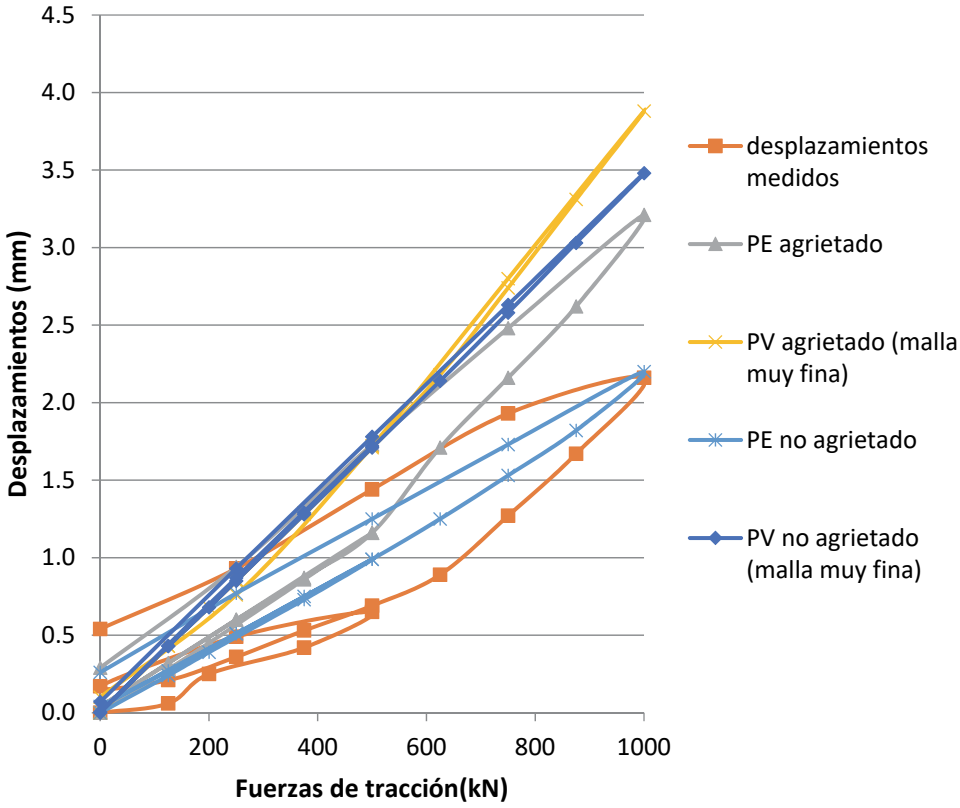



**Fig. 10 –** Comparación entre los desplazamientos medidos y calculados en cabeza en el pilote+micropilote utilizando PV y PE en ensayos de tracción.

El PE se adapta mejor a los desplazamientos medidos, que se exceden al usar el PV. La Fig. 11 compara la distribución de esfuerzos calculados y medidos a lo largo del pilote. El diagrama muestra que los esfuerzos de tracción medidos a lo largo del pilote son algo menores que los calculados en el PE. Los mayores esfuerzos cortantes son los calculados con el PV.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

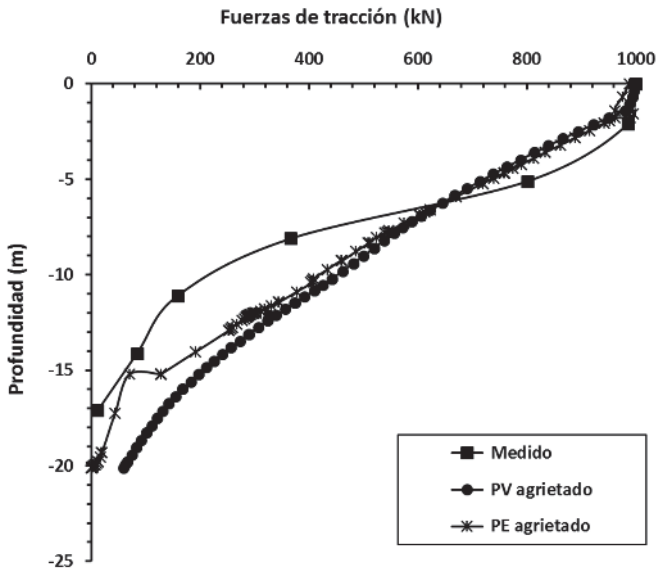



**Fig. 11 –** Esfuerzos a lo largo del pilote a tracción

### 5.1.3 – *Pilotes bajo carga lateral*

El micropilote se inyectó debajo del pilote P2, pero no debajo del P6, que cumplía la función de pilote de reacción en el ensayo de carga vertical (Fig. 6). Ambos pilotes fueron instrumentados, lo que permite comparar los resultados del pilote hueco, con y sin micropilote. La Fig.12 compara los desplazamientos laterales medidos y calculados para el pilote + micropilote P2 sometido a carga lateral.

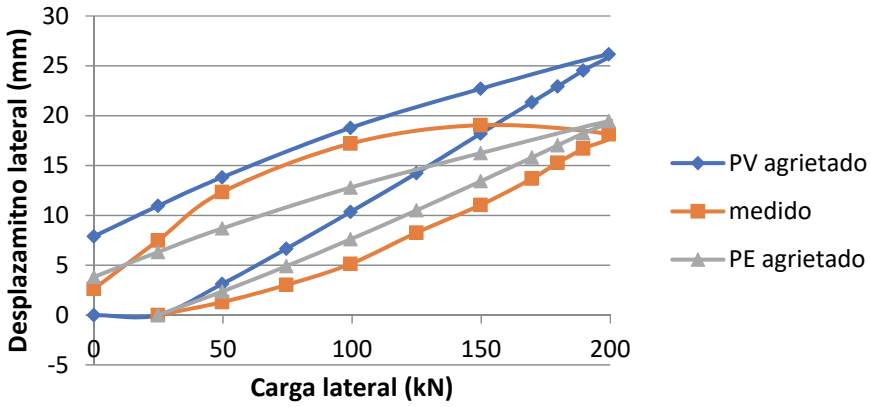



**Fig. 12 –** Desplazamiento del pilote+micropilote agrietado, bajo carga lateral.

El desplazamiento máximo calculado con el PE casi coincide con el desplazamiento máximo medido, que a su vez es algo más bajo que el calculado con el PV. En el pilote P6 (Fig. 13) el desplazamiento medido es mayor que el calculado con el PE y menor que el calculado con el PV.


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 51-68
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

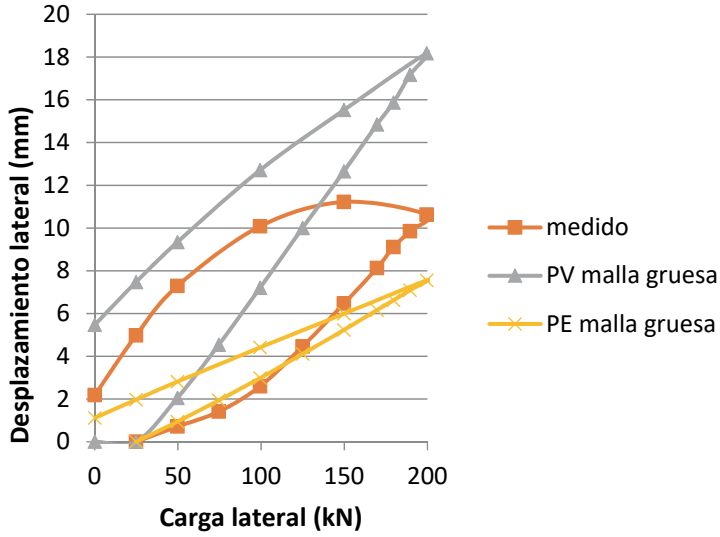



**Fig. 13 –** Desplazamiento del pilote aislado, no agrietado, bajo carga lateral

El desplazamiento medido es algo inferior en el pilote aislado P6 que en el pilote + micropilote P2, porque el pilote P2 se agrietó durante el ensayo de tracción anterior.

Los momentos flectores calculados (Fig. 14) son nulos por debajo de 6 m en todos los casos. En la parte superior, el flector es menor en el PE. Es lógico que los momentos en el pilote aislado (P6) sean algo mayores, ya que este pilote no sufrió tracciones y no se fisuró.

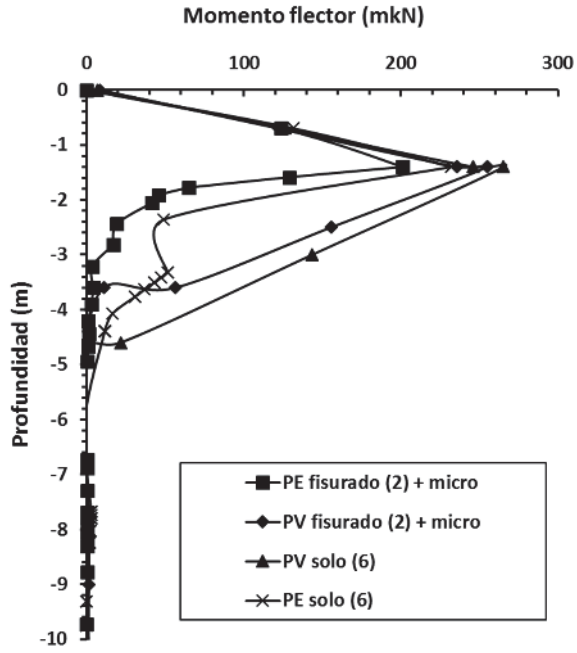



**Fig. 14 –** Momentos flectores en PV y PE, fisurados y sin fisurar.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

### 5.2 – Caso 2: comparación con el método de la ecuación integral en un pilote individual

Poulos y Davis (1968) resolvieron el problema de un pilote incompresible sujeto a una carga axil, en un suelo lineal elástico, utilizando el método de la ecuación integral. Su solución ha sido comparada con la obtenida con PV y PE de Plaxis, utilizando diferentes densidades de malla y profundidad de suelo. Los datos para el pilote elegido se indican en la Tabla 3.

**Tabla 3** – Datos de entrada

| | ***E*** **(kPa)** | ***v*** | **Longitud (m)** | **Anchura o diámetro (m)** |
|---|---|---|---|---|
| Suelo | 104 | 0.499 | | |
| Dimensiones en planta | | | 15 | 15 |
| Pilote | 1010 | 0.45 | 25 | 1 |

*E*= módulo de Elasticidad *v* = coeficiente de Poisson

La malla se ha cambiado de muy gruesa a muy fina y la profundidad del suelo se ha cambiado de 35 a 200 m. Los resultados se resumen en la Tabla 4.

Podría suponerse que la solución de Poulos y Davis (1968) es bastante exacta en un suelo lineal elástico. En el PV, el asiento se acerca al de Poulos y Davis con un aumento en la profundidad del suelo. Parece que una distribución gruesa de elementos horizontales y una malla de distribución media de elementos verticales mejora los resultados de una malla muy gruesa, gruesa o muy fina, pero, en cualquier caso, los resultados no son demasiado sensibles a la malla.

Se ha introducido un nuevo parámetro en la Tabla 4 para el PE: el "tamaño del elemento". En este caso particular, al usar una malla muy gruesa, gruesa, media o incluso fina con una profundidad de 200 m, el "tamaño del elemento" es mucho mayor que el diámetro del pilote y eso podría explicar por qué los asientos son tan pequeños. Parece que los mejores resultados se obtienen con tamaños

**Tabla 4** – Comparación entre las soluciones de Plaxis y de Poulos y Davis (1968)

| **Pilote** | **Malla** | **Prof. del suelo (m)** | **Tamaño del elemento (m)** | **Asiento (mm)** |
|---|---|---|---|---|
| PE (Plaxis 3D AE) | Muy gruesa | 35 | 4.1 | 4,0 |
| | Gruesa | 200 | 15,1 | 1,9 |
| | Media | 200 | 10,1 | 2,7 |
| | Fina | 200 | 7,0 | 2,6 |
| | Fina | 35 | 1,4 | 7,2 |
| | Muy fina | 50 | 1,4 | 7,8 |
| | Muy fina | 75 | 1,9 | 7,3 |
| | Muy fina | 200 | 5,0 | 4,0 |
| PV (Plaxis 3D Foundation) | G(H) a M (V) | 35 | | 7,9 |
| | G(H) a M (V) | 50 | | 8,9 |
| | G(H) a M (V) | 75 | | 9,4 |
| | Muy gruesa | 200 | | 9,0 |
| | Gruesa | 200 | | 8,9 |
| | G(H) a M (V) | 200 | | 10,1 |
| | Muy fina | 200 | | 9,6 |
| Poulos y Davis (1968) | | | | 11,9 |

G(H) a M (V) = gruesa en sentido horizontal a media en sentido vertical


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 51-68
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

de elementos algo mayores que el diámetro del pilote, y parece que, para alcanzar este resultado, es necesario usar una malla fina para una profundidad de 35 m o una malla muy fina para profundidades mayores (50 y 75 m) y así se obtienen asientos mayores, más cercanos a la solución de Poulos y Davis; para una profundidad de 200 m, el "tamaño del elemento" vuelve a ser muy grande, incluso con una malla muy fina y, de nuevo, los asientos son demasiado bajos. Los resultados de la Tabla indican como, en algunos casos, los métodos de EF son solo aproximados y el cuidado que hay que prestar al mallado.

## 6 – CONCLUSIONES

Del análisis realizado por los autores en los ejemplos presentados anteriormente, se han deducido las siguientes conclusiones:

1. En todos los métodos de modelización de pilotes estudiados se observa una importante influencia de la malla en los resultados, por lo que es recomendable controlar este parámetro adecuadamente, según cada caso (apartados 1.2, 4, 5.1, 5.11, 5.12, 5.13, y 5.2).

2. En el caso del PV, para el cálculo de asientos, la malla puede variar de gruesa a muy fina, pero para obtener una buena precisión en los valores de los esfuerzos cortantes y los momentos flectores bajo carga lateral, es mejor usar una malla fina a muy fina (apartados 1.2, 4, 5.1, 5.11, 5.1.3, y 5.2).

3. Para los PE, el punto importante es que el tamaño promedio del elemento no debe ser mucho mayor que el diámetro equivalente del pilote (apartado 5.2).

4. Un PV puede reproducir el escalón producido por un cambio en la sección del pilote, pero eso no es posible con un PE (apartado 5.1.1).

5. Ambos tipos de pilotes encajan de manera aceptable en el desplazamiento medido en pilotes sujetos a tracción o fuerzas laterales, pero el acuerdo es mejor con el PE. Lo mismo puede decirse de la distribución de esfuerzos a lo largo del pilote (apartado 5.1.2).

6. En algunas losas pilotadas con pilotes próximos, a menudo no es posible usar PV porque estarán demasiado cerca para establecer una malla adecuada. Si se debe considerar un gran número de pilotes, el número de elementos en el sistema se reduce significativamente en los modelos EF, utilizando PE en lugar de PV (Tschunigg y Schweigger, 2013 y 2015).

## 7 – REFERENCIAS


Brinkgreve, R.B.J.; Swolfs, W.M. (2007). *Plaxis 3D Foundation.Version 2*. Plaxis BV, Delft, Holanda.

Brinkgreve, R.B.J.; Kumarswamy, S.; Swolfs, W.M. (2015). *PLAXIS 3D Anniversary Edition*. Plaxis BV, Delft, Holanda.

Brinkgreve, R.B.J.; Kumarswamy, S.; Swolfs, W.M. (2018). *PLAXIS 2018*. Plaxis BV, Delft, Holanda.

Chow, H.; Small, J. (2008). *Case histories for piled rafts*. Proceedings BGA International Conference on Foundations. Dundee, pp. 451-62.

Documento básico SE-C (2006). *Seguridad estructural. Cimientos.* Real decreto 314/2006 de 17 de marzo por el que se aprueba el Código Técnico de la Edificación (BOE 28 de marzo de 2006).

Engin, H.K.; Septanika, E.G.; Brinkgreve, R.B.J. (2007). *Improved embedded beam elements for the modelling of piles*. En: Pietruszczak, Pande, editores. Proceedings of the 10th international symposium on numerical models in geomechanics (NUMOG). Rhodes, Greece, London: Taylor ¬ Francis Group, p. 475-80.




http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Jiménez Salas, J.A.; Justo, J.L.; Serrano, A. (1981). *Geotecnia y Cimientos II. Mecánica del suelo y de las Rocas.* Dossat, Madrid.

Justo, J.L.; Arcos, J.L.; Justo, E.; Gil, R.; Vázquez-Boza, M.; Martín, F.; Durand, P. (2016). *A hollow pile extended with a micro-pile: tests and modelling*. Proceedings Institution Civil Engineers-Geotechnical Engineering; 43:174-185.

Kondner, R. L.; Zelasko, J. S. (1963). *A hyperbolic stress–strain formulation of sands.* Proceedings of the 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering., Brazilian Association of Soil Mechanics, Sao Paulo, Brazil, pp. 289–324.

Kratos (2012). Página web, noviembre de 2012. http://www.cimne.com/kratos/.

Ninic´, J.; Stascheit. J.; Meschke., G. (2014). *Beam–solid contact formulation for finite element analysis of pile–soil interaction with arbitrary discretization*. International Journal of Numerical and Analitical Methods in Geomechanics, 38, pp.1453–1476.

Poulos, H.G.; Davis, E.H. (1968). The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers. Géotechnique; 18, Nº 3, pp. 351-71.

Poulos, H.G.; Davis, E.H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design.* John Wiley and Sons, NY.

Randolph, M.F. (1981). *The response of flexible piles to lateral loading.* Geotechnique; 31, Nº 2, pp. 247-259.

Reese, L.C.; Welch, R.C. (1975). *Lateral Loading of deep foundations in stiff clay*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101, Nº 7, 633-649.

Sadek, M.; Sharour, I. (2004). *A three dimensional embedded beam element for reinforced geomaterials*. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 28, pp. 931-946.

Shanz, T.; Vermeer, P.A.; Bonnier, P.G. (1999). *The hardening-soil model: formulation and verification*. En: Brinkgreve, editor. Beyond 2000 in Computational Geotechnics: Ten Years of PLAXIS International. Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 281-290.

Tschuchnigg, F.; Schweiger, H.F. (2013). *Comparison of deep foundation systems using 3D finite element analysis employing different modelling techniques*. Geotechnical Engineering. Journal of the SEAGS and AGSSEA, 44, Nº 3, pp. 40-46.

Tschuchnigg, F.; Schweiger, H.F. (2015). *The embedded pile concept-Verification of an efficient tool for modelling complex deep foundations*. Computers and Geotechnics, 63, pp. 244-254.

Turello, D.F.; Pinto, F.; Sánchez, P.J. (2016). *Embedded beam element with interaction surface for lateral loading of piles*. International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 40: pp. 568-582.

Turello, D.F.; Pinto, F.; Sánchez, P.J. (2017). *Three dimensional elasto-plastic interface for embedded beam elements with interaction surface for the analysis of lateral loading of piles.* International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 41, Nº 6, pp. 859-879.

Turello D.F.; Pinto, F.; Sánchez, P.J. (2019). *Analysis of lateral loading of pile groups using embedded beam elements with interaction surface* International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 43, Nº 1, pp. 272-292.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.03 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

# NOTA TÉCNICA
# *TECHNICAL NOTE*

# CARGA DE RUPTURA DE ESTACAS DE PEQUENO PORTE ESCAVADAS COM TRADO MANUAL EM SOLOS TROPICAIS COLAPSÍVEIS

## Failure load of small diameter piles excavated with manual auger in a tropical collapsible soil

Amanda Regina Foggiato Christoni[a], Raquel Souza Teixeira[a], Carlos José Marques da Costa Branco[a]

[a] Departamento de Construção Civil, Universidade Estadual de Londrina, Brasil.

**RESUMO** – O objetivo deste trabalho é analisar a carga de ruptura de seis estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro, de 3 m e 6 m de comprimento, executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina. As cargas de ruptura foram determinadas pelos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996), Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e Alonso (1996). As estacas foram submetidas a ensaios de prova de carga estática com carregamento misto sem inundação e reensaiadas com pré-inundação por 48 h para a verificação do efeito do colapso no solo tropical de Londrina-PR. A partir das curvas carga versus recalque obtidas das provas de carga foram determinadas as cargas de ruptura das estacas pelos critérios de ruptura de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e da NBR 6122 (ABNT, 2010). Os resultados das provas de carga mostraram que os métodos semi-empíricos são de maneira geral conservadores em relação aos critérios de ruptura e que o método de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) apresentou valores mais próximos aos obtidos em campo. A perda da carga de ruptura das estacas no solo do CEEG após a inundação foi confirmada por efeito do colapso e as curvas apresentaram formato de ruptura nítida com predominância de resistência lateral.

**SYNOPSIS** – The purpose of this paper is to analyze the failure load of six piles with 3 m and 6 m long excavated with manual auger of 25 cm diameter in the "Experimental Field of Geotechcnical Engineering" (CEEG) of the State University of Londrina. The rupture loads were determined by the semi-empirical methods Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978), modified by Décourt (1996), Ranzini (1988), modified by Peixoto (2001), and Alonso (1996). The piles were subjected to static loading tests using mixed loading without flood and retested with previous flood by 48 h to verify the collapse effect in the tropical soil from Londrina-PR. From the load-settlement curves obtained in the static loading tests, the failure load of the piles was determined using the Van der Veen (1953) modified by Aoki (1976) and the NBR 6122 (ABNT, 2010) methods. The results from the static loading tests showed that the semi-empirical methods are in general conservative in comparison to the failure criteria and that the Ranzini (1988) modified by Peixoto (2001) method presented the values closer to those obtained in the field. The loss of rupture load of piles in the soil of the CEEG soil after flooding was confirmed by the effect of the collapse and the curves showed sharp rupture pattern with predominance of lateral resistance.

**Palavras Chave –** Prova de carga, métodos semi-empíricos, estacas escavadas, solos colapsíveis, carga de ruptura.

**Keywords –** Load test, semi-empirical methods, bored piles, collapsible soils, failure load.

E-mails: amandachristoni@gmail.com (A. Christoni), raquel@uel.br (R. Teixeira), costabranco@uel.br (C. Branco)


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

## 1 – INTRODUÇÃO E OBJETIVO

O estrato superficial do solo de Londrina-PR, objeto de estudo deste trabalho, é caracterizado como colapsível, apresentando uma rápida variação de volume quando submetido a um aumento de umidade sob um carregamento constante. Ao sofrer o colapso, as fundações inseridas nesta camada de solo tendem a ficar comprometidas, podendo sofrer recalques diferenciais que se refletem na estrutura, prejudicando-a por consequência.

Para se evitar problemas oriundos das fundações, costuma-se realizar uma campanha investigativa no solo com ensaios de campo, como o SPT (*Standard Penetration Test*) e CPT (*Cone Penetration Test*), associados aos ensaios de laboratório. A campanha auxilia no reconhecimento do perfil uma vez que os ensaios fornecem parâmetros que descrevem o comportamento do solo no qual a fundação será executada.

A partir da descrição do perfil, o projetista pode escolher a fundação adequada e, então, dimensioná-la para suportar as solicitações provenientes da edificação. O dimensionamento é realizado a partir da carga de ruptura do elemento de fundação, que pode ser estimada por métodos teóricos ou semi-empíricos; ou também determinada por provas de carga.

Nos casos em que não é possível a realização da prova de carga, opta-se por obter a carga de ruptura através de um método de dimensionamento que seja compatível com as características da fundação e do solo em questão. Como cada solo possui suas particularidades e os métodos de dimensionamento não são universais, deve-se, portanto, aplicá-los com as devidas adaptações impostas para cada tipo de solo e tipo de fundação.

Diante desse contexto, pretende-se avaliar as cargas de ruptura de estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e fustes de 3 m e 6 m de comprimento, obtidas através dos diferentes métodos semi-empíricos e critérios de ruptura analisados.

Para a estimativa da carga de ruptura, foram utilizados os métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso (1975), Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996), Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e Alonso (1996).

As estacas foram submetidas a provas de carga estática, segundo especificações da NBR 12131 (ABNT, 2006) – Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio. Os ensaios ocorreram sem inundação e os reensaios com pré-inundação por 48h para a verificação do efeito do colapso no solo tropical de Londrina-PR.

Através das curvas carga *versus* recalque foram determinadas as cargas de ruptura pelos critérios de ruptura de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e NBR 6122 (ABNT, 2010) - Projeto e Execução de Fundações; e também a ruptura nítida, nos casos em que esta seja atingida na prova de carga.

Os valores de carga de ruptura estimados pelos métodos semi-empíricos foram então comparados entre si e em seguida foram comparados com os determinados pelos critérios de ruptura e com a ruptura nítida, de modo a verificar a aplicabilidade destes no solo de Londrina-PR.

## 2 – SOLOS TROPICAIS E COLAPSÍVEIS

Os solos tropicais são formados por processos pedogenéticos típicos de regiões tropicais úmidas, ou seja, locais sob intensas chuvas e altas temperaturas. Tais solos sofrem acentuada intemperização ao longo da sua formação e por esta razão são mais desenvolvidos. Dentre os solos tropicais destacam-se os lateríticos, que ocupam a parte superficial do estrato do maciço e que cobrem grande parte do Brasil, inclusive a região em que se localiza a cidade de Londrina-PR (Nogami e Villibor, 1995).

Sob efeito do intenso intemperismo, estes solos sofrem o processo pedológico da laterização, que resulta na formação de solos espessos, ricos em argilominerais 1:1 e oxi-hidróxidos de ferro e


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 71-93
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

alumínio, com coloração amarelada ou avermelhada (Fasolo *et al.,* 1986, Toledo *et al.,* 2000 e Nogami e Villibor, 1995).

Além disso, estes solos geralmente encontram-se na forma não saturada, apresentam elevado índice de vazios, granulometria predominantemente argilosa ou arenosa e possuem estrutura porosa, o que contribui para o fenômeno do colapso (Vargas, 1993).

Este fenômeno ocorre sob tensões totais constantes e na maioria das vezes o solo se deforma pela ação do próprio peso da camada, podendo em outros casos, estar associado a uma sobrecarga. O colapso da estrutura resulta em recalques bruscos e de grandes proporções devido à diminuição do índice de vazios pelo aumento do grau de saturação. Nas fundações, o efeito do colapso pode comprometer a estrutura das edificações e ocasionar, por exemplo, trincas e rachaduras (Cintra, 1998; Teixeira *et al.,* 2004; Gutierrez *et al.,* 2009).

As primeiras constatações dos solos colapsíveis no Brasil foram em São Paulo por volta de 1940. Também foram encontrados registros em Minas Gerais, Distrito Federal, Pernambuco, Ceará e no Paraná. Em 1946, na investigação geotécnica de um terreno em Londrina, o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) identificou a colapsibilidade potencial desse estrato superficial (Clemence e Finbarr, 1981; Vilar *et al.*, 1981; Costa, 1986; Vargas, 1993; Cardoso *et al.*, 1998).

Teixeira *et al.* (2004) fizeram um estudo do solo da camada superficial de Londrina-PR a partir de ensaios edométricos realizados em amostras indeformadas coletadas das profundidades 1 m a 7 m no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG) da Universidade Estadual de Londrina e comprovaram o comportamento colapsível; os resultados serão mostrados na Seção 6.2.

## 3 – ESTACAS ESCAVADAS COM TRADO MANUAL

Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), as estacas do tipo escavadas podem ser executadas com trado manual ou mecânico. O trado tem formato helicoidal e a perfuração é realizada com o acoplamento de hastes até a profundidade desejada. Quando a estaca é escavada sem fluido estabilizante, o nível do lençol freático é o limite de profundidade da escavação.

Estas estacas são moldadas in loco por meio da concretagem do furo sem o uso de revestimento, que deve ser feita no mesmo dia da perfuração, sendo recomendado o uso de vibrador de imersão nos dois metros superiores.

A colocação da armadura é realizada imediatamente após a concretagem do furo nas estacas não sujeitas a tração ou flexão e antes da concretagem nas estacas submetidas a esforços de tração, horizontais ou momentos (NBR 6122, ABNT, 2010).

Este tipo de fundação na região de Londrina-PR é mais utilizado em obras de pequeno e médio porte em função da facilidade da sua execução, sendo diversas vezes dimensionadas sem o uso de uma investigação de solo (Fernal *et al.,* 2003).

Além disso, estas estacas geralmente são executadas em pequenas profundidades, ficando totalmente embutidas na camada superficial. Para tanto, deve-se tomar as devidas precauções com relação ao efeito do colapso no seu dimensionamento, uma vez que estacas de pequeno porte apoiadas em solos colapsíveis tendem a perder 50 % da sua carga admissível em relação à que teria quando apoiadas sobre outros solos (Cintra, 1998).

Diversos estudos foram desenvolvidos com estacas escavadas com trado manual executadas com concreto e também com solo-cimento no solo de Londrina-PR, na qual foram avaliadas a sua carga de ruptura e seu comportamento rígido-plástico através da curva carga *versus* recalque quando embutidas na camada superficial colapsível. Entre eles destacam-se Fernal *et al.*, 2003, Gonçalves *et al.*, 2003 e Miguel *et al.*, 2003.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

## 4 – DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA ATRAVÉS DOS MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

A carga de ruptura é definida segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010) como o valor da carga aplicada ao elemento de fundação que provoca o deslocamento comprometendo a segurança e/ou desempenho da estrutura.

Em fundações profundas, a carga de ruptura é dada pela soma das parcelas de resistência lateral e de ponta. Porém, em estacas escavadas com trado manual, costuma-se desconsiderar a resistência de ponta em razão do seu processo executivo, uma vez que a utilização do trado para a escavação faz com que o solo fique solto no fundo do furo, sendo necessários grandes deslocamentos para atingir a mobilização da resistência de ponta na carga de ruptura destas estacas (Branco, 2006 e Almada *et al*, 2016).

A determinação da carga de ruptura pode ser realizada por estimativas obtidas pelos métodos teóricos, semi-empíricos ou por meio de provas de carga. Na maioria das vezes, opta-se pela utilização dos métodos semi-empíricos, uma vez que nem sempre é viável a realização das provas de carga na obra.

Tais métodos foram desenvolvidos a partir dos ensaios de campo SPT e CPT e, portanto, levam em consideração no cálculo, os parâmetros obtidos das sondagens, bem como os parâmetros e coeficientes relacionados ao tipo de solo e processo executivo da fundação e, ainda, as dimensões geométricas das fundações a serem analisadas.

Em vista disso, os parâmetros evidenciados acima interferem na avaliação do resultado da carga de ruptura e por esta razão, este trabalho incluiu o uso de comprimentos de estacas diferentes, bem como condições de umidade do solo diferentes para a análise dos resultados.

### 4.1 Métodos semi-empíricos

#### *4.1.1 Método Aoki-Velloso (1975)*

A determinação da carga de ruptura pelo método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975) é realizada por meio da consideração da parcela de resistência de ponta e lateral ao longo do comprimento da estaca utilizando os parâmetros do CPT:

$$R = \frac{q_c}{F_1} A_P + U \sum \left( \frac{f_s}{F_2} \Delta_L \right) \tag{1}$$

em que $R$ é a carga de ruptura da estaca; $q_c$ é a resistência de ponta obtido pelo CPT; $f_s$ é a resistência lateral obtida pelo CPT; $A_P$ é a área da ponta da estaca; U é o perímetro do fuste da estaca; $\Delta_L$ é o comprimento da estaca; $F_1$ e $F_2$ são fatores de correção que levam em consideração o efeito de escala e também a influência do método executivo de cada tipo de estaca.

Posteriormente os autores propuseram correlações para que fosse possível a aplicação do método com o parâmetro do SPT:

$$R = \frac{KN_P}{F_1} A_P + U \sum \left( \frac{\alpha K N_L}{F_2} \Delta_L \right) \tag{2}$$

em que $N_P$ é o índice de resistência à penetração na cota de apoio da ponta da estaca; $N_L$ é a média dos índices de resistência à penetração na camada de solo; $\alpha$ é a razão de atrito em função do tipo de solo e $K$ é o coeficiente em função do tipo de solo (MPa).


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 71-93
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Para o cálculo das cargas de ruptura das estacas consideradas neste trabalho, os valores utilizados nos coeficientes foram $\alpha = 4$ %, $K = 0{,}22$ MPa e $F_2 = 6$ referentes à estaca escavada em perfil de solo composto por argila-siltosa, conforme Quadros 1 e 2.

**Quadro 1** – Coeficientes $K$ e $\alpha$ em função do tipo de solo (Aoki-Velloso, 1975).

| Solo | $K$ (MPa) | $\alpha$ (%) |
|---|---|---|
| Areia | 1,00 | 1,4 |
| Areia siltosa | 0,80 | 2,0 |
| Areia silto-argilosa | 0,70 | 2,4 |
| Areia argilosa | 0,60 | 3,0 |
| Areia argilo-siltosa | 0,50 | 2,8 |
| Silte | 0,40 | 3,0 |
| Silte arenoso | 0,55 | 2,2 |
| Silte areno-argiloso | 0,45 | 2,8 |
| Silte argiloso | 0,23 | 3,4 |
| Silte argilo-arenoso | 0,25 | 3,0 |
| Argila | 0,20 | 6,0 |
| Argila arenosa | 0,35 | 2,4 |
| Argila areno-siltosa | 0,30 | 2,8 |
| Argila siltosa | 0,22 | 4,0 |
| Argila silto-arenosa | 0,33 | 3,0 |

**Quadro 2** – Valores de *F1* e *F2* para CPT mecânico (Aoki-Velloso, 1975).

| Tipo de estaca | *F1* | *F2* |
|---|---|---|
| Franki | 2,50 | 2F1 |
| Metálica | 1,75 | 2F1 |
| Pré-moldada | 1+D/0,80 | 2F1 |
| Escavada | 3,00 | 2F1 |
| Raiz, Hélice Contínua e Ômega | 2,00 | 2F1 |

### *4.1.2 Método Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996)*

O método semi-empírico Décourt-Quaresma (1978) foi desenvolvido para parâmetros de SPT. Em 1996, Décourt introduziu os coeficientes α e β em função do tipo da estaca e tipo de solo. A equação seguinte mostra como a carga de ruptura é obtida por este método:

$$R = \alpha\, C N_P A_P + \beta\, 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) UL \tag{3}$$

em que $R$ é a carga de ruptura da estaca (kN); $C$ é o coeficiente característico do solo; $\alpha$ é o coeficiente relativo ao tipo de solo e tipo da estaca; $N_P$ é a média dos índices de resistência à penetração na ponta da estaca, sendo obtido pela média entre os valores correspondentes ao nível da ponta, o nível imediatamente anterior e o posterior; $\beta$ é o coeficiente relativo ao tipo de solo e tipo da estaca; $N_L$ é a média dos índices de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca, desconsiderando os valores utilizados no cálculo de $N_P$ e $L$ é o comprimento da estaca (m).

No cálculo da carga de ruptura das estacas consideradas neste trabalho o valor utilizado no coeficiente $\beta$ foi de 0,80 referente à estaca escavada em geral, conforme Quadro 3.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

**Quadro 3** – Coeficientes $\alpha$ e $\beta$ para estacas (Décourt, 1996).

| Tipo de solo | Escavada em geral | | Escavada com lama | | Hélice contínua | | Raiz | | Pré-moldada | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\alpha$ | $\beta$ | $\alpha$ | $\beta$ | $\alpha$ | $\beta$ | $\alpha$ | $\beta$ | $\alpha$ | $\beta$ |
| Argilas | 0,85 | 0,80 | 0,85 | 0,90 | 0,30 | 1,00 | 0,85 | 1,50 | 1,00 | 1,00 |
| Siltes | 0,60 | 0,65 | 0,60 | 0,75 | 0,30 | 1,00 | 0,60 | 1,50 | 1,00 | 1,00 |
| Areias | 0,50 | 0,50 | 0,50 | 0,60 | 0,30 | 1,00 | 0,50 | 1,50 | 1,00 | 1,00 |

### *4.1.3 Método Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001)*

O método semi-empírico de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) é calculado através do torque obtido pelo SPT considerando-se também coeficientes empíricos em função do tipo e dimensões da estaca e um fator de correção correlacionando o tipo da estaca com os respectivos torques máximos ao longo da profundidade do fuste:

$$R = \alpha\, CN_P A_P + F_L s_L f_L A_L \tag{4}$$

em que $R$ é a carga de ruptura da estaca; $F_L$ e $s_L$ são coeficientes empíricos em função do tipo da estaca considerando a relação entre os valores de $T_{máx}$ e $N_{SPT}$; $f_L = \frac{T_{máx}}{(40{,}5366h\text{-}3{,}1711)}$ , com $h$ sendo a penetração do amostrador padrão de 45 cm (kgf/cm²) e $A_L$ é a área da superfície lateral do fuste da estaca.

Segundo a modificação proposta por Peixoto (2001), a parcela relativa à resistência de ponta é calculada como no método de Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996).

No cálculo da carga de ruptura das estacas consideradas neste trabalho, os valores utilizados nos coeficientes foram $F_L$ = 1,3 e $s_L$ = 1,4 referentes à estaca escavada e broca, conforme Quadro 4.

**Quadro 4** – Valores dos coeficientes $s_L$ e $F_L$ (Peixoto, 2001).

| Tipo de estaca | $s_L$ | $F_L$ | |
|---|---|---|---|
| | | $T_{máx}/N \leq 1$ | $T_{máx}/N > 1$ |
| Pré-moldada de pequeno diâmetro | 0,8 | 1,0 | 1,0 |
| Ômega | 3,0 | 1,0 | 1,0 |
| Metálica | 0,3 | 1,0 | 1,0 |
| Injetada de pequeno diâmetro | 2,0 | 1,0 | 1,0 |
| Raiz | 1,5 | 1,0 | 1,0 |
| Strauss | 0,8 | 1,3 | 0,7 |
| Franki | 0,8 | 0,7 | 0,5 |
| Apiloada | 3,5 | 0,7 | 0,5 |
| Hélice-Contínua | 2,0 | 1,0 | 0,3 |
| Escavada e broca | 1,4 | 1,3 | 0,7 |
| Barrete | 0,7 | 1,0 | 1,0 |

### *4.1.4 Alonso (1996)*

O método semi-empírico de Alonso (1996) foi proposto para a determinação da carga de ruptura através do uso das medidas de torque máximo e mínimo obtidas do SPT-T, segundo a equação seguinte:


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 71-93
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

$$R = \beta \frac{T_{mín\ 1} + T_{mín\ 2}}{2} A_P + 0{,}65 f_s UL \quad (5)$$

em que $R$ é a carga de ruptura da estaca; $\beta$ é um coeficiente em função do tipo de solo (kPa/kgf.m); $T_{mín\ 1}$ é a média aritmética dos valores de $T_{mín}$ no trecho 8 diâmetros acima da ponta da estaca (kfg.m). São considerados nulos os $T_{mín}$ acima do nível do terreno, quando o comprimento da estaca é menor que 8 diâmetros; $T_{mín\ 2}$ é média aritmética dos valores de $T_{mín}$ no trecho 3 diâmetros abaixo da ponta da estaca, a partir da ponta da estaca (kfg.m); $f_s = \frac{100\ T_{máx}}{(0{,}42h\text{-}0{,}032)}$ , com $T_{máx}$ obtido do ensaio e $h$ sendo a penetração do amostrador padrão de 45 cm (kgf/cm²).

O autor recomenda que sejam adotados valores de no máximo 40 kgf.m para $T_{mín}$.

## 5 – DETERMINAÇÃO DA CARGA DE RUPTURA ATRAVÉS DOS CRITÉRIOS DE RUPTURA

Segundo a NBR 12131 (ABNT, 2006), a prova de carga consiste em aplicar esforços estáticos crescentes à estaca e registrar os deslocamentos correspondentes do topo da estaca, denominados de recalques. Com estes valores determina-se a curva carga *versus* recalque. Quando no ensaio não é possível manter a carga aplicada por conta dos recalques incessantes, o elemento de fundação se rompe e essa ruptura é tida como nítida. Neste caso a curva carga *versus* recalque é caracterizada por um formato que apresenta perda brusca de rigidez associada ao aumento do recalque para pequenos acréscimos de carregamento.

Porém, por vezes a prova de carga pode não apresentar ruptura. Segundo a NBR 6122 (ABNT, 2010), isso ocorre em duas circunstâncias: quando a capacidade de carga da estaca é superior à carga que se pretende aplicar ou quando a estaca é carregada até apresentar recalques elevados, mas que não configurem uma ruptura nítida. Para isso faz-se necessário convencionar a carga de ruptura por meio de critérios que ajustam os pontos obtidos na prova de carga ou extrapolam a curva carga *versus* recalque.

### 5.1 Critérios de ruptura

#### *5.1.1 Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976)*

O critério de Van der Veen para a determinação da ruptura admite que a curva carga *versus* recalque se assemelha a uma exponencial. O valor da carga de ruptura é determinado por processo iterativo, arbitrando-se vários valores para a carga de ruptura e analisando os resultados em um gráfico semi-logarítmico, verificando qual dos valores arbitrados para a carga de ruptura conduz a uma reta no gráfico em função do recalque da estaca (Van der Veen, 1953). Em 1976, Aoki introduz o coeficiente $b$, retirando assim a imposição de que a curva ajustada da carga *versus* recalque passe pela origem:

$$P = R\left(1\text{-}e^{-(a\rho+b)}\right) \quad (6)$$

em que $P$ é a carga aplicada; $R$ é a interseção da assíntota vertical com os eixos das cargas, ou seja, a capacidade de carga que se deseja determinar; $e$ é a base dos logaritmos naturais; $a$ é um coeficiente que define a forma da curva; $\rho$ é o recalque medido e $b$ é o intercepto no eixo dos recalques, da reta obtida na escala semilogarítmica.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

### *5.1.2 NBR 6122 (ABNT, 2010)*

A NBR 6122 (ABNT, 2010) propõe uma forma de se estimar uma carga de ruptura convencional, estabelecida pelo recalque limite, constituída pelas parcelas de encurtamento elástico do elemento estrutural e do diâmetro da seção transversal da estaca, segundo a equação seguinte:

$$\rho = \frac{D}{30} + \frac{P.L}{A.E} \tag{7}$$

onde $\rho$ é o recalque da ruptura convencional; $D$ é o diâmetro do fuste da estaca; $P$ é a carga de ruptura convencional; $L$ é o comprimento da estaca; $A$ é a área da seção transversal do fuste da estaca e $E$ é o módulo de elasticidade do material da estaca.

## 6 – LOCAL DE ESTUDO

### 6.1 Campo Experimental de Engenharia Geotécnica (CEEG)

O local de estudo deste trabalho é o Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina, cujo subsolo representa o perfil típico da cidade, composto por três estratos de solo residual de basalto. O primeiro possui profundidade de 12 m de solo maduro de caráter residual laterítico, o segundo entre 12 m e 16 m de solo jovem e o último estrato de 16 m de profundidade em diante composto pelo saprolito (Branco *et al.,* 2001).

O estrato superficial do solo de Londrina-PR, interesse deste trabalho, é composto por uma argila siltosa porosa vermelha escura, com consistência variável de mole a média. Além disso, apresenta baixo grau de saturação, elevada porosidade e alta permeabilidade (Branco *et al.,* 1998; Branco *et al.,* 2001).

No CEEG tem sido desenvolvida uma campanha investigativa com ensaios de laboratório e campo. Já foram realizados quinze ensaios do tipo sondagem de simples reconhecimento com SPT e medida de torque denominado SPT-T. As diretrizes para a execução do SPT foram determinadas pela NBR 6484 (ABNT, 2001) – Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio, enquanto as diretrizes para medida de torque foram determinadas pelas proposições de Ranzini (1988). Além disso, foram realizados dois ensaios do tipo CPT de acordo com diretrizes do MB 3406 (ABNT, 1991) – Solo – Ensaio de Penetração de Cone in Situ (CPT). A locação das sondagens no CEEG pode ser verificada na Figura 1.

O CEEG é dividido em seis áreas e em cada uma delas foram executados diversos tipos de fundações. A área 2, destinada às estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro, corresponde à área a ser analisada neste trabalho. Esta área está localizada entre os SP 5 e 14 e próximas ao CPT 14; estas sondagens foram úteis na descrição do perfil e no cálculo de determinação da carga de ruptura das estacas pertencentes à área 2.

### 6.2 Perfil do solo de Londrina-PR

A cidade de Londrina-PR encontra-se entre a longitude 50°05’ Oeste e a latitude 23°30’ Sul, ao sul do Brasil. Esta cidade está sob influência do clima subtropical úmido, com temperatura média anual de 22,5°C. Os verões são quentes e úmidos enquanto os invernos são frios e secos. Londrina está sobre a Bacia Sedimentar do Paraná, onde a litologia principal é a rocha vulcânica básica, ou seja, o basalto (Teixeira *et al.*, 2006 e Teixeira *et al.*, 2008).

Através das sondagens SPT-T e do ensaio CPT realizados no Campo Experimental da UEL na área 2, determinou-se o perfil do solo. Os parâmetros médios dos $N_{SPT}$ obtidos entre as sondagens


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 71-93
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

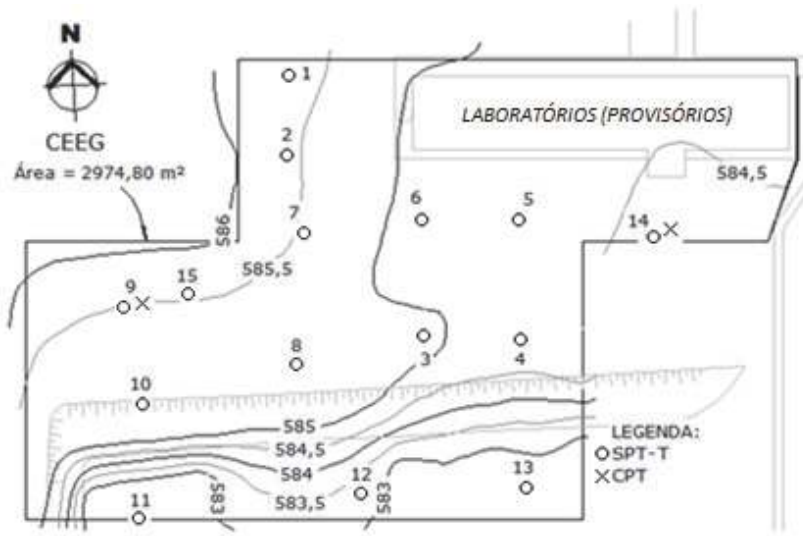



**Fig. 1** - Croqui do CEEG com a locação dos furos de sondagem e ensaio SPT-T e CPT (Teixeira et al., 2008).

SP 5 e 14, e os parâmetros $q_c$ e $f_s$ obtidos do CPT 14 são crescentes ao longo da profundidade e podem ser vistos na Figura 2 e 3, respectivamente.

No Quadro 5 encontram-se os valores médios a cada metro de $q_c$ e $f_s$ do CPT 14 localizado próximo às estacas para as profundidades consideradas nos cálculos das cargas de ruptura.

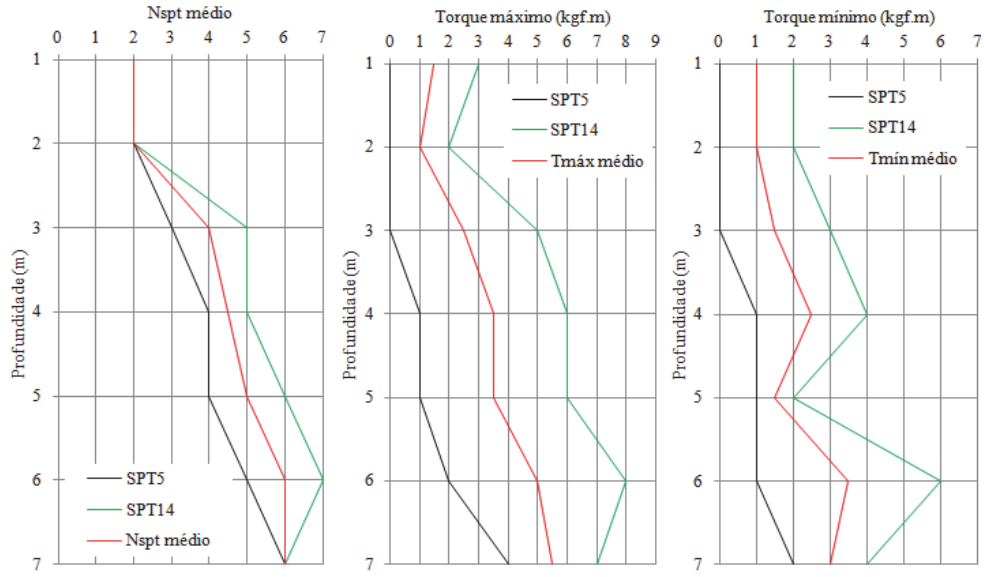



**Fig. 2** – Variação ao longo da profundidade dos parâmetros médios de $N_{SPT}$, Tmáx (kgf.m) e Tmín (kgf.m) obtidos das investigações SP5 e SP14 realizadas no CEEG (modificado de Teixeira et al., 2008).


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

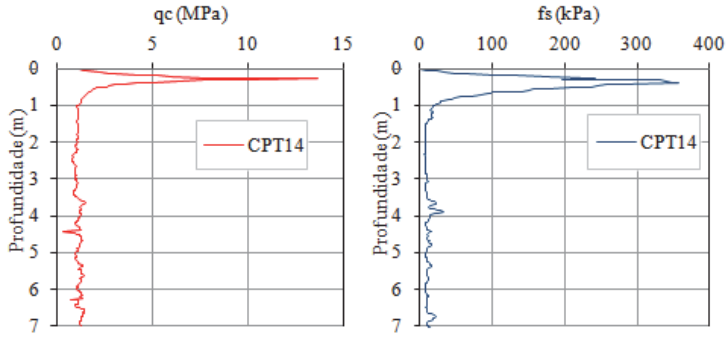



**Fig. 3** – Variação ao longo da profundidade dos parâmetros médios de $q_c$ (MPa) e $f_s$ (kPa) obtidos do CPT 14 realizado no CEEG (modificado de Teixeira *et al.*, 2008).

**Quadro 5** – Valores médios de $q_c$ e $f_s$ do CPT 14 do CEEG.

| **Prof. (m)** | ***q*$_c$ médio (MPa)** | ***f*$_s$ médio (kPa)** |
|---|---|---|
| 0-1 | 3,00 | 126,03 |
| 1-2 | 1,10 | 11,30 |
| 2-3 | 0,97 | 7,45 |
| 3-4 | 1,14 | 13,10 |
| 4-5 | 1,12 | 11,00 |
| 5-6 | 1,18 | 9,83 |
| 6-7 | 1,23 | 11,30 |
| 7-8 | 1,89 | 22,73 |

A investigação de laboratório realizada com as amostras coletadas nas sondagens SPT-T mostra que de maneira geral o solo de Londrina possui alto teor de argila, elevado índice de vazios, baixo peso específico natural, elevado peso específico dos sólidos, limites de liquidez superior em média a 50% e limites de plasticidade em média de 13% (Teixeira *et al.,* 2006; Cavalcante *et al.,* 2007; Teixeira *et al.,* 2008; Almeida *et al.,* 2011).

No estudo do comportamento colapsível do solo realizado por Teixeira *et al.* (2004) e Miguel *et al.* (2004), foram utilizadas amostras indeformadas das profundidades de 1 m a 7 m do solo do CEEG. Estas amostras foram submetidas a ensaios edométricos em laboratório, realizando a inundação somente nas cargas de interesse para a análise do colapso. As tensões de inundação foram de 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280 kPa; sendo então realizados oito ensaios edométricos para cada profundidade avaliada.

Na Figura 4 está representado o índice de subsidência ($R_w$) nas tensões de carregamento onde houve inundação do corpo de prova para as profundidades investigadas. Foi adotado o critério proposto por Vargas (1978), no qual o solo é caracterizado como colapsível quando este apresenta $R_w$ maior que 2 % ao nível de várias tensões de inundação, segundo a equação seguinte:

$$R_w = \left(\frac{e_p - e_w}{1+e_p}\right) x100 \tag{8}$$

em que $R_w$ é o índice de subsidência; $e_p$ é o índice de vazios após adensamento no estágio de carregamento de interesse e $e_w$ é o índice de vazios após inundação do corpo de prova no estágio de carregamento de interesse.


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 71-93
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

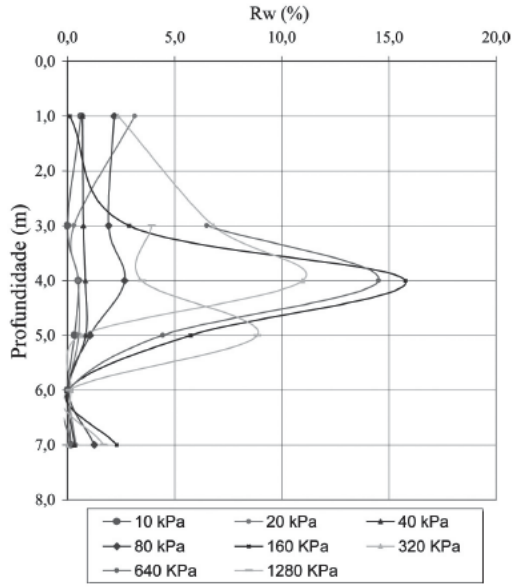



**Fig. 4 –** Variação do índice de subsidência ao longo da profundidade do solo de Londrina-PR (Miguel *et al.,* 2004).

Para cargas baixas, o solo em estudo não apresentou comportamento colapsível. Observou-se que os valores de $R_w$ são crescentes com o aumento da tensão aplicada até atingir um máximo e em seguida, decrescem. Tal comportamento deve-se ao fato de que inundações para baixas tensões não são suficientes para sensibilizar a estrutura do solo, mas à medida que as tensões de inundação aumentam, ocorre a brusca redução de volume, caracterizando então o colapso do solo.

Essa brusca redução de volume se torna menor para tensões elevadas, pois a magnitude da tensão é suficiente para impor ao solo um nível de deformação, tornando-o pouco sensível à inundação (Teixeira *et al.,* 2004).

A variabilidade dos resultados observadas nas profundidades 3 m, 4 m e 5 m quando comparadas com as profundidades 6 m e 7 m pode ser justificada pela característica de heterogeneidade dos parâmetros geotécnicos ao longo da profundidade do solo de Londrina-PR.

Tais valores de índice subsidência mais baixos em 6 m e 7 m estão associados também ao índice de vazios inicial das amostras de solo trazidas do campo. Esses índices tendem a reduzir ao longo da profundidade do perfil (Teixeira *et al.,* 2004).

Estes ensaios para identificação do caráter colapsível avaliaram o comportamento reológico do solo sob condição de inundação e não representam as condições da prova de carga. Além disso, as estacas, bem como as provas de carga foram executadas previamente ao estudo de colapsibilidade.

## 7 – MÉTODOS

### 7.1 Execução das estacas

Na área 2 do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica foram executadas doze estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro, em que nove destas estacas foram preenchidas com concreto e as outras três com solo-cimento; estas últimas não foram analisadas neste trabalho. A Figura 5 representa a área 2 com a respectiva localização das estacas.

**Fig. 5** - Localização das estacas na área 2 do CEEG.

Das nove estacas de concreto, foram selecionadas apenas seis delas para análise neste trabalho, sendo três executadas com 3 m de comprimento (estacas D1, D2 e D3) e três com 6 m de comprimento (estacas F1, F2 e F3). A escolha dos comprimentos das estacas se deu em razão da utilização do trado manual em obras de pequeno porte, onde a escavação é realizada até 6 m de profundidade. Para estacas além desses comprimentos, é indicado realizar a escavação com trado mecânico.

O espaçamento utilizado na execução entre as estacas foi de 100 cm, respeitando a distância mínima imposta pela NBR 12131 (ABNT, 2006) de 3 vezes o diâmetro da maior seção transversal da estaca. Já as distâncias entre a última estaca (mais abaixo) e os SP5 e SP14 são respectivamente 896 cm e 599 cm.

As estacas foram preenchidas com concreto moldado *in loco*, de resistência média à compressão de 13 MPa. Após a concretagem foram dispostas 3 barras de 8 mm de diâmetro e 1 m de comprimento. Sobre a cabeça das estacas foram executados os blocos de coroamento, de 35x35x35 cm³ de dimensões e armados com 8 estribos verticais em duas direções de 6,3 mm e 4 estribos horizontais. O espaçamento foi de 10 cm e recobrimento de 1,5 cm (Branco *et al.,* 2001).

O sistema de reação das estacas de 25 cm de diâmetro foi composto por estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e comprimento de 8 m, preenchidas com concreto de resistência característica à compressão de 10 MPa e armadas em toda a sua extensão com 3 barras de aço CA-50 de diâmetro 8 mm soldadas a uma barra Dywidag aço ST85/105 de comprimento 1 m e diâmetro 32 mm e estribo helicoidal de 6,3 mm de diâmetro (Branco *et al*., 2001).

### 7.2 Prova de carga estática

As provas de carga foram realizadas por Branco *et al.* (2001) com a utilização do arranjo de uma viga de perfil duplo I, ancorada em duas estacas de reação. A aplicação das cargas foi realizada através de um macaco hidráulico, monitorado por uma célula de carga ligada a um indicador de deformações.

Em todas as provas de carga, os equipamentos utilizados possuíam as seguintes especificações: macaco hidráulico acionado por uma bomba manual de capacidade de 200 kN e curso 200 mm, célula de carga com capacidade de 200 kN, indicador de deformações portátil e seis relógios comparadores mecânicos, sendo dois com curso de 50 mm e dois com curso de 30


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 71-93
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

mm para as estacas de ensaio e dois com curso de 30 mm para as estacas de reação; todos com resolução de 0,01 mm.

As provas de carga foram realizadas com carregamento misto, ou seja, carregamento lento até a carga de 1,2 vezes a carga admissível prevista para a estaca e carregamento rápido acima dessa carga até a máxima prevista para o ensaio. Os descarregamentos foram feitos em dois estágios rápidos. As cargas admissíveis foram estimadas por Décourt-Quaresma (1978), resultando em 23,4 kN para a estaca de 3 m de comprimento e 53,0 kN para a estaca de 6 m.

Os tempos de duração de cada aplicação de carga nos estágios lento e rápido foram respeitados segundo as orientações da norma NBR 12131 (ABNT, 2006).

As estacas foram primeiramente ensaiadas na condição sem inundação e posteriormente reensaiadas com inundação. Para a realização da prova de carga com inundação do solo, foram escavadas cavas ao redor das estacas, que foram mantidas sob inundação por 48 h antes e durante os ensaios, conforme Figuras 6 e 7.

O tempo entre o ensaio sem inundação (SI) e o reensaio com inundação (CI) do solo foi de cerca de um ano, conforme especificado no Quadro 6. Optou-se pelos meses de Julho e Agosto, pois estes correspondem aos meses em que ocorre o inverno na região de Londrina. Como esta estação é marcada por períodos secos, assim seria possível garantir que o ensaio ocorresse na umidade natural do solo e o reensaio ocorreria somente com a inundação forçada do solo, sem interferências de chuvas.

**Quadro 6** – Especificidades das estacas executadas na área 2 do CEEG.

| Dimensões | | Nomenclatura | Ensaio | Data | Reensaio | Data |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 25 cm diâmetro | 3 m prof. | D1 | SI | Ago/99 | CI | Jul/00 |
| | | D2 | SI | Ago/99 | CI | Jul/00 |
| | | D3 | SI | Ago/99 | CI | Ago/00 |
| | 6 m prof. | F1 | SI | Ago/99 | CI | Ago/00 |
| | | F2 | SI | Ago/99 | CI | Ago/00 |
| | | F3 | SI | Ago/99 | CI | Ago/00 |

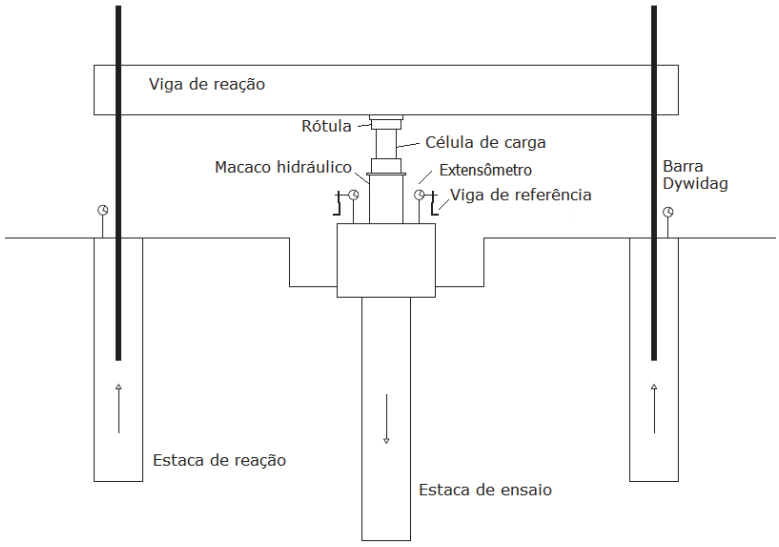



**Fig. 6** - Esquema geral do sistema utilizado nas provas de carga estática.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

**Fig. 7** - Execução da prova de carga no CEEG (Fernal *et al.,* 2003).

## 8 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 8.1 Carga de ruptura estimada pelos métodos semi-empíricos

As cargas de ruptura foram estimadas pelos métodos semi-empíricos descritos anteriormente. No Quadro 7 encontram-se os valores obtidos para a área da seção transversal, área do fuste e perímetro das estacas. Tais valores foram considerados no cálculo da carga de ruptura.

**Quadro 7** – Características geométricas das estacas.

| Comprimento estacas | Área seção transversal (m²) | Área fuste (m²) | Perímetro (m) |
|---|---|---|---|
| 3 | 0,0491 | 2,356 | 0,785 |
| 6 | | 4,712 | |

Na aplicação do método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975) foi considerado no cálculo a resistência lateral ($f_s$) obtida do ensaio CPT e o índice de resistência à penetração ($N_{SPT}$) obtida do SPT, resultando em dois valores de carga de ruptura para o mesmo método a fim de verificar a coerência entre eles.

Já na aplicação dos métodos semi-empíricos de Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996), Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e Alonso (1996) foram utilizados os resultados do SPT, tais como $N_{SPT}$, torques máximo e mínimo.

Os valores de $f_s$ foram obtidos pelo CPT 14 e os valores de $N_{SPT}$ e torques pelo SPT-T 5 e SPT-T 14, ambos realizados próximos às estacas. No cálculo da carga de ruptura, considerou-se apenas a resistência lateral, desconsiderando, portanto, a resistência de ponta.

Já no Quadro 8, estão apresentados os valores dos parâmetros e coeficientes que foram considerados no cálculo das cargas de ruptura pelos métodos semi-empíricos para estacas escavadas. O perfil de solo considerado no cálculo é composto por argila siltosa.

No Quadro 9 estão apresentados os resultados das cargas de ruptura obtidos através dos métodos semi-empíricos.


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 71-93
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

**Quadro 8** – Parâmetros e coeficientes utilizados nos métodos semi-empíricos.

| Aoki-Velloso (1975) | Décourt-Quaresma (1978) | Ranzini (1988) e Peixoto (2001) | Alonso (1996) |
|---|---|---|---|
| $\alpha = 4$ %<br>$K = 0{,}22$ MPa<br>$F2 = 6$ | $\beta = 0{,}80$ | $h = 45$ cm<br>$F_L = 1{,}3$<br>$s_L = 1{,}4$ | $h = 45$ cm |

**Quadro 9** – Valores de carga de ruptura obtidos pelos métodos semi-empíricos.

| Métodos semi-empíricos | Carga de ruptura (kN) | |
|---|---|---|
| | 3 m | 6 m |
| Aoki-Velloso (1975) – CPT | 18,9 | 23,4 |
| Aoki-Velloso (1975) – SPT | 6,9 | 24,2 |
| Décourt-Quaresma (1978) – Décourt (1996) | 31,4 | 76,9 |
| Ranzini (1988) – Peixoto (2001) | 34,1 | 96,6 |
| Alonso (1996) | 10,1 | 38,9 |

Os métodos semi-empíricos aqui aplicados foram comparados entre si, em pares, para verificar as diferenças de cada método, bem como avaliar os resultados de carga de ruptura que foram obtidos por cada um deles. Foram analisados os dois resultados provenientes do método Aoki-Velloso (1975) para análise da aplicação do método com cada ensaio (CPT e SPT). Em seguida, foi feita a comparação do Aoki-Velloso (1975) – SPT com Décourt-Quaresma (1978) com modificação de Décourt (1996), em função do uso do SPT em ambos os métodos. Também analisaram-se os métodos de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e Alonso (1996), em razão da aplicação do torque nestes. Por fim, uma avaliação entre todos os métodos foi apresentada.

Foi verificada uma variação nos resultados de carga de ruptura obtidos por Aoki-Velloso (1975) quando calculados com os parâmetros do CPT e SPT. Na estaca de 3 m de comprimento, o resultado apresentou-se muito menor quando calculado com os parâmetros do SPT.

Essa dessemelhança entre os resultados pode ser atribuída as diferentes considerações que cada formulação tem. O método Aoki-Velloso foi concebido para o CPT e para que fosse possível aplicá-lo com os resultados do SPT, foram desenvolvidas correlações nas quais incluíram os coeficientes $K$ e $\alpha$, determinados para solos não lateríticos. Como o solo de Londrina-PR é laterítico e colapsível, isso também pode justificar a diferença dos resultados, pois a escolha dos coeficientes para o cálculo não resultou em um bom ajuste para as estacas deste trabalho.

Ao analisar os resultados obtidos por meio dos métodos de Aoki-Velloso (1975) – SPT e de Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996), foi observado que o primeiro método se mostrou conservador em relação ao segundo, resultando no subdimensionamento da estaca. Essa comparação mostra que o método de Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996) se ajustou melhor ao solo de Londrina.

Dentre os métodos Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e Alonso (1996), que utilizam o torque na estimativa de carga de ruptura, o último apresentou valores reduzidos com relação aos valores do primeiro. Isso pode ser justificado pela redução de 65 % no valor de $f_s$ imposta no cálculo da resistência lateral em termos de tensão no método de Alonso. Além disso, o método de Ranzini modificado por Peixoto majora os resultados com a aplicação dos coeficientes $F_L$ e $s_L$ no cálculo da parcela de resistência lateral.

Confrontando os quatro métodos semi-empíricos, o de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) se destacou apresentando os maiores valores de carga de ruptura para as estacas estudadas.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Este método leva em consideração o valor de torque máximo necessário à rotação do amostrador. Tal medida representa a ruptura na condição estática do solo, podendo, portanto justificar os maiores valores obtidos para a carga de ruptura das estacas.

Analisando a diferença entre as dimensões das estacas, as de 6 m de comprimento de fuste apresentaram maior carga de ruptura. Isso é justificado em função da maior área lateral da estaca que mobiliza maior atrito e também pelo fato dos parâmetros do solo, $f_s$, $N_{SPT}$ e torque, serem crescentes ao longo do perfil de solo típico de Londrina-PR (Teixeira *et al.* 2006) contribuindo então para a melhoria da resistência do solo.

### 8.2 Carga de ruptura estimada pela análise da curva carga *versus* recalque

Na análise das curvas carga *versus* recalque sem inundação foram considerados o critério de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e as considerações da NBR 6122 (ABNT, 2010). Tais valores foram obtidos pela média entre as três provas de carga das estacas de 3 m (estacas D1, D2 e D3) e 6 m de comprimento (estacas F1, F2 e F3).

Já na análise para a condição inundada, os valores da carga de ruptura foram determinados diretamente da observação da forma das curvas carga *versus* recalque, ou seja, pela ruptura nítida. O resultado é obtido também pela média entre as três provas das estacas.

As curvas carga *versus* recalque, obtidas pelas provas de carga estática ensaiadas sem inundação (E/SI) e reensaiadas com inundação (R/CI) nas estacas D1, D2 e D3 de 3 m de comprimento, estão expostas na Figura 8.

As curvas da porção superior do gráfico referem-se ao ensaio, enquanto as outras referem-se ao reensaio. Foram comparadas entre si as curvas sem inundação, e também foram comparadas as curvas com inundação.

É possível verificar diferenças significativas entre as cargas máximas que cada uma das estacas resistiu no ensaio. Visto que as estacas foram executadas pelo mesmo processo, rompidas sob as mesmas condições e que a posição delas não interferiu na ruptura uma da outra, essa diferença pode vir a ser um resultado da heterogeneidade do solo e também da influência da sucção. A estaca D3, por exemplo, provavelmente apresentava sucção menor do que as estacas D2 e D1, consequentemente resistindo menos à solicitação (Miguel *et al.,* 2004).

As curvas dos reensaios resistiram a cargas menores e esse comportamento se deve ao fato do solo apresentar menor resistência quando na inundação, resultado do caráter colapsível. Além disso, a perda brusca da resistência resultou na ruptura nítida, com recalques incessantes.

No estudo realizado por Miguel *et al.* (2003), outras três estacas de 25 cm de diâmetro e 3 m de comprimento, executadas também no solo do CEEG, foram ensaiadas com inundação e reensaiadas sem inundação, ou seja, na condição inversa à condição das estacas D1, D2 e D3 aqui apresentadas. Miguel *et al.* (2003) observaram que comparando a carga de ruptura dos ensaios com inundação com as cargas de ruptura obtidas nos reensaios com inundação, houve uma redução de 76 % nos reensaios. Além disso, os autores concluíram que as cargas de ruptura dos ensaios com inundação apresentaram um valor médio um pouco maior que os valores das estacas reensaiadas sem inundação. Portanto o reensaio não foi suficiente para contribuir com o aumento da carga de ruptura das estacas.

As curvas carga *versus* recalque, obtidas pelas provas de carga estática ensaiadas sem inundação (E/SI) e reensaiadas com inundação (R/CI) nas estacas F1, F2 e F3 de 6 m de comprimento são expostas na Figura 9.

Novamente, as curvas dos ensaios apresentam maior resistência do que as curvas dos reensaios, o que revela uma degradação da resistência de atrito. As curvas das estacas F1, F2 e F3 apresentaram comportamento de ruptura nítida, não sendo possível manutenção da carga em função dos recalques incessantes. Além disso, a carga de ruptura foi atingida pela mobilização da


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

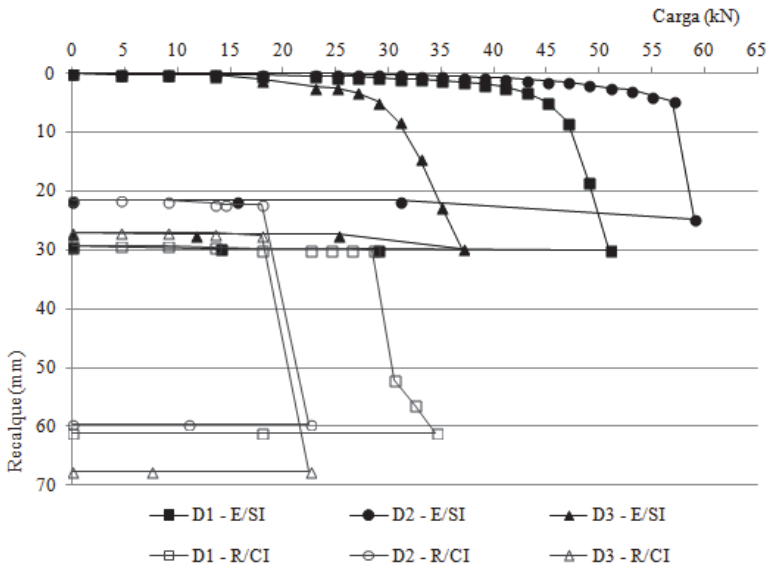



**Fig. 8** - Curvas carga versus recalque para as provas de carga sem e com inundação das estacas de 3 m de comprimento.

resistência lateral verificado pelo formato das curvas, indicando, portanto, que não houve mobilização da resistência de ponta.

Segundo Branco *et al.,* (2001), na prova de carga da estaca F1, quando reensaiada na condição de inundação do solo, ocorreu esforço torsor na viga de reação em função de uma excentricidade acidental da carga aplicada pelo sistema, comprometendo os resultados obtidos. Dessa maneira, os resultados não foram considerados na análise.

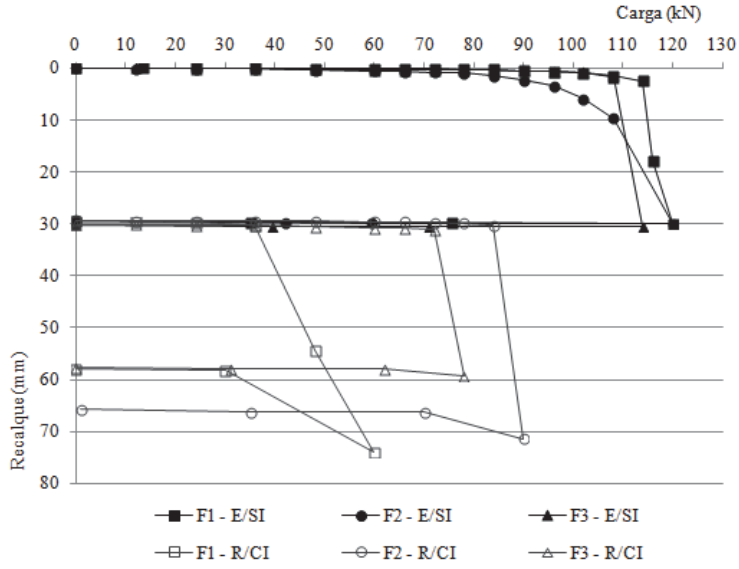



**Fig. 9** - Curvas carga versus recalque para as provas de carga sem e com inundação das estacas de 6 m de comprimento.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Das curvas apresentadas nas Figuras 8 e 9, foram obtidos os valores de carga de ruptura. Embora as curvas tenham apresentado ruptura nítida, optou-se por também convenciar a carga de ruptura com a aplicação dos critérios de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e NBR 6122 (ABNT, 2010), para verificar a aplicabilidade destes no solo de Londrina-PR. No uso destes critérios, considerou-se apenas os pontos da curva obtidos pela aplicação do carregamento lento, ou seja, até a carga de 1,2 vezes a carga admissível prevista para a estaca, ou seja, antes de atingir a ruptura.

No Quadro 10 estão representados os valores de carga de ruptura das estacas D de 3 m e no Quadro 11, os valores de carga de ruptura das estacas F de 6 m de comprimento. Além disso, foram também apresentadas as porcentagens de redução da carga de ruptura (% red.) nos reensaios com inundação em relação aos ensaios sem inundação. As siglas E/SI e R/CI referem-se a ensaio sem inundação e reensaio com inundação, respectivamente.

**Quadro 10** – Valores médios de carga de ruptura obtidos da prova de carga estática das estacas D, de 3 m de comprimento.

| Critérios | Carga de ruptura (kN) | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Estaca D1 | | | Estaca D2 | | | Estaca D3 | | |
| | E/SI | R/CI | % red. | E/SI | R/CI | % red. | E/SI | R/CI | % red. |
| Van der Veen (1953) – Aoki (1976) | 45,3 | 30,0 | 34 | 58,0 | 22,0 | 62 | 30,1 | 21,5 | 29 |
| NBR 6122 (ABNT, 2010) | 47,0 | 29,3 | 38 | 57,5 | 19,0 | 67 | 31,1 | 19,0 | 39 |
| Ruptura nítida | 45,0 | 28,5 | 37 | 57,0 | 18,0 | 68 | 29,0 | 18,0 | 38 |

**Quadro 11** – Valores médios de carga de ruptura obtidos da prova de carga estática das estacas F, de 6 m de comprimento.

| Critérios | Carga de ruptura (kN) | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Estaca F1 | Estaca F2 | | | Estaca F3 | | |
| | E/SI | E/SI | R/CI | % red. | E/SI | R/CI | % red. |
| Van der Veen (1953) – Aoki (1976) | 115,4 | 108,5 | 87,2 | 20 | 108,7 | 76,5 | 30 |
| NBR 6122 (ABNT, 2010) | 115,0 | 107,0 | 85,0 | 21 | 109,0 | 77,0 | 29 |
| Ruptura nítida | 114,0 | 103,0 | 84,0 | 18 | 107,0 | 72,0 | 33 |

De maneira geral, dos resultados apresentados nos Quadros 10 e 11, as cargas de ruptura obtidas pelo critério de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) apresentaram valores maiores quando analisados com os valores obtidos pela ruptura nítida. As cargas obtidas pela NBR 6122 (ABNT, 2010) apresentaram valores intermediários entre os três métodos em algumas estacas e em outras apresentaram os maiores valores. As menores cargas de ruptura observadas foram obtidas pela ruptura nítida e como todas as curvas atingiram a ruptura, estes valores são, portanto, irrefutáveis.

Os critérios analisados apresentaram bom ajuste para as estacas deste trabalho, visto que nenhum deles foi discrepante do obtido pela ruptura nítida. Entretanto, por se tratar de um processo iterativo, em que são testados valores de carga de ruptura, o critério de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) pode resultar em resultados diversos em cada análise.


0379-9522 – Geotecnia nº 146 – julho/julio/july 2019 – pp. 71-93
http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Já o critério da NBR 6122 (ABNT, 2010) consiste em uma análise mais simples que leva em consideração também os parâmetros da dimensão da estaca e propriedades do concreto, podendo ser facilmente aplicado nas estacas aqui analisadas.

A redução da carga de ruptura nos reensaios com inundação em relação aos ensaios sem inundação resultou em uma média de 48 % para as estacas D de 3 m de comprimento e em 26 % para as estacas F de 6 m de comprimento. A média das estacas D se destacou com valores mais altos em função da estaca D2 que atingiu maior diferença entre as cargas nos ensaios sem e com inundação. Se esta estaca for desconsiderada, e a média for obtida apenas pelas reduções das estacas D1 e D3, o resultado é de 38 %. Os resultados aqui foram obtidos com as médias das porcentagens obtidas na ruptura nítida.

Ainda assim, observa-se que a redução de carga de ruptura para 3 m de profundidade é maior do que a de 6 m de profundidade. Este comportamento pode ser explicado pelo caráter colapsível, em que na profundidade de 6 m, o solo sofreu menos sensibilidade com a inundação e em consequência apresentou menor $R_w$ quando comparado ao solo da profundidade de 3 m. Além disso, é mais incerto garantir a frente de saturação ao longo de todo o fuste de 6 m das estacas F do que nas estacas D, de 3 m de comprimento.

Marques (2017) realizou um estudo semelhante em estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro, executadas no solo argilo siltoso de Maringá-PR, com características próximas ao de Londrina-PR. A porcentagem de redução obtida para as estacas de 4 m de fuste foi de 31 %, enquanto para a estaca de 6 m de comprimento a redução foi 36 %. Entretanto, as estacas de Marques (2017) foram todas ensaiadas sem e com inundação, ou seja, não houve reensaios. Esta abordagem pode contribuir para a porcentagem de redução de carga de ruptura dos ensaios com inundação em relação aos ensaios sem inundação ter sido maior na estaca de maior comprimento.

Ao confrontar os valores das cargas de ruptura obtidos pelos métodos semi-empíricos com os valores obtidos pelos critérios de análise da curva carga *versus* recalque das provas de carga sem inundação, tem-se o gráfico da Figura 10.

A linha em vermelho indica a média da ruptura nítida obtida entre as estacas apresentadas no gráfico. Dentre os métodos semi-empíricos, o de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) e o de Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996) se destacaram mostrando-se mais próximos à ruptura nítida. É possível observar que as cargas de ruptura determinadas pelos critérios de ruptura de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) e NBR 6122 (ABNT, 2010) também se destacaram. De maneira geral, os métodos semi-empíricos foram conservadores em relação aos critérios de ruptura.

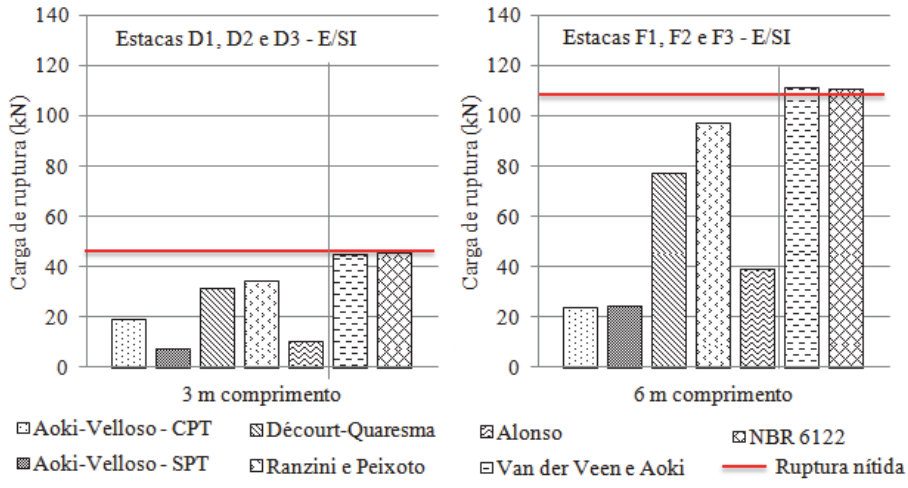



**Fig. 10-** Comparativo entre os métodos semi-empíricos e os critérios de análise das curvas


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

## 9 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O solo típico de Londrina-PR, analisado neste trabalho no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina, apresenta um comportamento típico referente a solos tropicais que sofreram um processo de laterização intenso, sendo inclusive colapsível na camada superficial, até 7 m de profundidade, para alguns níveis de cargas. Este processo concedeu ao solo características que influenciam de maneira significativa na sua capacidade de resistir aos esforços solicitantes de elementos de fundação, por exemplo.

As cargas de ruptura das estacas executadas neste solo foram avaliadas a partir do levantamento de resultados publicados anteriormente por Branco *et al.,* (2001). As estacas e suas respectivas curvas carga *versus* recalque foram analisadas para melhor compreensão dos seus comportamentos.

Sabe-se que os métodos semi-empíricos para a determinação da carga de ruptura das estacas não são universais. Além disso, cada solo possui a sua característica e heterogeneidade em função do local e das condições em que foram formados. Por isso, ao longo do tempo os métodos foram sendo aperfeiçoados e correlações foram criadas para que estes pudessem ser utilizados em outros tipos de solo e outros tipos de fundações.

No caso das estacas escavadas com trado manual inseridas no solo de Londrina-PR, dentre todos os métodos semi-empíricos aqui analisados, os maiores valores de carga de ruptura e os que se assemelharam à condição de campo, foram os obtidos pelo método de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001). Essa correspondência está ligada às considerações do método, tendo em vista que Peixoto, em 2001, fez modificações atribuindo coeficientes relativos ao solo de Campinas-SP, no qual apresenta características semelhantes com o solo de Londrina-PR. Além disso, a carga de ruptura das estacas escavadas é mobilizada pela predominância da resistência lateral e essa parcela no cálculo por este método é majorada pelos coeficientes $s_L$ e $F_L$, contribuindo então para os resultados mais elevados.

O método de Ranzini (1988) modificado por Peixoto (2001) utiliza parâmetros provenientes do SPT e esta investigação é a mais utilizada no Brasil, em função do seu baixo custo de execução. Mas como nem sempre a medida de torque é realizada, a utilização rotineira do método fica comprometida. Neste caso, pode-se então utilizar o método semi-empírico proposto por Décourt-Quaresma (1978) modificado por Décourt (1996), tendo em vista que tal método apresentou a segunda melhor relação com a situação de campo.

No que diz respeito às curvas carga *versus* recalque, as estacas de 3 m de comprimento suportaram cargas menores do que as estacas de 6 m, como já era esperado. Este comportamento é justificado pela variação do fuste da estaca, uma vez que para o mesmo solo e estacas semelhantes, o atrito é proporcional ao comprimento do fuste (exceto em condições de atrito negativo). Além disso, os parâmetros do solo são crescentes ao longo do perfil típico de Londrina-PR, contribuindo também para o aumento da capacidade da estaca suportar a solicitação.

A redução da carga de ruptura dos reensaios com inundação em relação aos ensaios sem inundação foi de 48 % para as estacas de 3 m e de 26 % para as estacas de 6 m de comprimento. Estes valores comprovam o caráter colapsível do solo e mostram que na profundidade de 3 m houve maior sensibilidade à inundação.

As curvas apresentaram em sua maioria um formato de ruptura nítida, com predominância de resistência lateral. As curvas do reensaio com inundação do solo apresentaram comportamento típico de colapso com recalques bruscos e perda de carga de ruptura, comprovando o caráter colapsível do solo e a influência da condição de umidade na carga de ruptura. Por este motivo, é aconselhável que a execução de estacas no solo de Londrina-PR seja feita ultrapassando a camada de solo colapsível.

Com relação aos critérios de análise das curvas, o de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) apresentou um ajuste confiável, obtendo maiores valores de carga de ruptura dentre


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

os critérios analisados, enquanto o da NBR 6122 (ABNT, 2010) apresentou os menores valores de carga de ruptura.

Embora o critério de Van der Veen (1953) modificado por Aoki (1976) seja subjetivo e demande certo tempo para a sua interpretação, ainda assim retrata de maneira satisfatória e com valores plausíveis tanto a carga de ruptura, quanto os recalques que ocorrem na prova de carga. O critério da NBR 6122 (ABNT, 2010) é um critério de maior facilidade na sua aplicação e apresentou valores próximos aos da ruptura nítida obtidas nas provas de carga. Ambos os métodos são aplicáveis ao solo de Londrina-PR, para os casos em que não se atingir a ruptura nítida na prova de carga.

É válido ressaltar que os resultados aqui demonstrados se referem às estacas escavadas com trado manual de 25 cm de diâmetro e 3 m e 6 m de comprimento executadas no Campo Experimental de Engenharia Geotécnica da Universidade Estadual de Londrina. As variabilidades observadas nos valores apresentados ocorreram em função da heterogeneidade do solo estudado, porém independente do carregamento aplicado nas estacas, a sua ruptura foi atingida e esse valor é irrefutável.

Os métodos semi-empíricos e os critérios de ruptura aqui analisados, são de grande valia e se interpretados de maneira criteriosa sempre em conjunto com a caracterização do solo, apresentam resultados satisfatórios quando da sua aplicação para fundações executadas em Londrina-PR.

## 10 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS


Almada, J. L. A.; Santos, E. V.; Ricciardi, R. L. G. F.; Marques, V. R.; Reis, J. H. C.; Belincanta, *A.* (2016). *Capacidade de carga de estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante, em solo típico da cidade de Maringá-Pr*. Anais do XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte-MG.

Almeida, A. A.; Miguel, M. G.; Teixeira, S. H. C. (2011). *Horizontal bearing capacity of piles in a Lateritic Soil.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, n°. 1, v. 1, pp. 59-69.

Alonso, U. R. (1996). *Estacas hélice contínua com monitoramento eletrônico: Previsão da capacidade de carga através do ensaio SPT-T.* In: lll Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo: ABMS, v. 2, pp. 141-151.

Aoki N. (1976). *Considerações sobre a capacidade de carga de estacas isoladas. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações* – Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro.

Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *Approximate method to estimate the bearing capacity of piles.* In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5., Buenos Aires, v. 1, pp. 367-376.

ABNT (1991). *MB 3406 Solo – Ensaio de Penetração de Cone in Situ (CPT)*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro-RJ, 10 p.

ABNT (2001). *NBR 6484 Solos – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de Ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro-RJ, 17 p.

ABNT (2006) *NBR 12131 Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro-RJ, 8 p.

ABNT (2010). *NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro-RJ, 91 p.




http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Branco, C. J. M. C.; Miguel, M. G.; Pinese, P. P.; Teixeira, R. S. (1998). *Implantação do Campo Experimental de Engenharia Geotécnica no Campus da UEL.* In: Anais XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v. ll, Brasília-DF.

Branco, C. J. M. C.; Miguel, M. G.; Teixeira, R. S.; Vessaro, P.; Guerra, L.; Belincanta, A. (2001). *Capacidade de Carga de Estacas Escavadas com Trado Manual em Solo Colapsível de Londrina.* In: ll Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá-PR, pp. 439-444, Maringá.

Branco, C. J. M. C. (2006). *Provas de Carga Dinâmica em Estacas Escavadas de Pequeno Diâmetro com Ponta Modificada.* Dissertação de Doutorado, USP – São Carlos, 193 p.

Cardoso, F. B. F.; Carvalho, J. C.; Martins, E. S. (1998). *O Fenômeno do Colapso em Solos de Diferentes Origens e Profundamente Intemperizados do Distrito Federal.* In: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, v. 1, pp. 59-65, Brasília-DF.

Cavalcante, E. H.; Giacheti, H. L.; Danziger, F. A. B.; Coutinho, R. Q.; Kormann, A. C. M.; Belincanta, A.; Pinto, C. S.; Branco, C. J. M. C.; Ferreira, C. V.; Carvalho, D.; Marinho, F. A. M.; Cintra, J. C. A.; Dourado, K. C. A.; Moraes, L. S.; Albuquerque Filho, L. H.; Almeida, M. S. S.; Gutierrez, N. H. M.; Albuquerque, P. J. R.; Chamecki, P. R.; Cunha, R. P.; Teixeira, R. S.; Menezes, S. M.; Lacerda, W. A. (2007). *Campos experimentais Brasileiros*. In: Revista Luso-Brasileira de Geotecnia, v. 111, pp. 99-205, Lisboa.

Cintra, J. C. A. (1998). *Fundaçõs em Solos Colapsíveis.* Ed. Rima, São Carlos-SP, 106 p.

Clemence, S. P; Finbarr, A. O. (1981). *Design Considerations for Collapsible Soils.* In: Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 107, n. GT3, pp. 305-317.

Costa, M. E. R. (1986). *Estudo da Colapsibilidade dos Solos Superficiais de Uberlândia.* Dissertação de Mestrado, USP – São Carlos, 90 p.

Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de Carga de Estacas a Partir de Valores SPT.* In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 6. Rio de Janeiro, v. 1, pp. 45-54.

Décourt, L. (1996). *Análise e Projeto de Fundações Profundas: Estacas.* Fundações: Teoria e Prática, Hachich et al. (Eds.), Ed. Pini Ltda., Cap. 8.1, pp. 275-276, São Paulo-SP.

Fasolo, P. J.; Hochmüller, D. P.; Carvalho, A. P.; Cardoso, A.; Rauen, M. J.; Potter, R. O. (1986). *Guia para Identificação dos Principais Solos do Estado do Paraná.* Brasília, EMBRAPA, 36p.

Fernal, F.; Silva, T. B.; Miguel, M. G.; Belincanta, A. (2003). *Provas de Carga em Estacas Escavadas com Trado Manual em Solo Colapsível de Londrina-PR.* In: IV Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá-PR, pp. 388-396, Maringá.

Gonçalves, R. L.; Moreira, E. M. S.; Miguel, M. G.; Belincanta, A. (2003). *Provas de Carga em Estacas Escavadas com Trado Manual Preenchidas com Solo-Cimento Plástico.* In: IV Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá-PR, pp. 397-405, Maringá.

Gutierrez, N. H.; Nóbrega, M. T.; Vilar, O. M. (2009). *Influence of the Microstructure in the Collapse of a Residual Clayey Tropical Soil.* In: Bulletin of Engineering Geology and the Environment, v. 68, n. 1, pp. 107-116.


http://doi.org/10.24849/j.geot.2019.146.04 – © 2019 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Marques, V. R. (2017). *Uma Contribuição ao Entendimento da Influência da Umidade de Solos na Capacidade de Carga em Estacas Escavadas, sem Fluido Estabilizante, em Solo Típico da Cidade de Maringá/PR.* Dissertação de mestrado – Universidade Estadual de Maringá.

Miguel, M. G.; Branco, C. J. M. C.; Teixeira, R. S.; Belincanta, A. (2003). *Comportamento de Estacas Escavadas com Trado Manual, em Solo Colapsível de Londrina/PR.* In: I Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense, Maringá-PR, v. 1, pp. 315-331.

Miguel, M. G.; Teixeira, R. S.; Padilha, A. C. C. (2004). *Curvas Características de Sucção do Solo Laterítico da Região de Londrina/PR*. In: Revista Ciência e Tecnologia, UNIMEP, v. 12, pp. 63-74.

Nogami, J. S.; Villibor, D. F. (1995). *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos.* Ed. Villibor, São Paulo-SP.

Peixoto, A. S. P. (2001). *Estudo do Ensaio SPT-T e sua Aplicação na Prática de Engenharia de Fundações.* Dissertação de doutorado – Universidade Estadual de Campinas, 2001.

Ranzini, S. M. T. (1998). *SPTF*. In: Solos e Rochas, v. único, pp. 29-30, 1988.

Teixeira, R. S.; Belincanta, A.; Lopes, F. F.; Gutierrez, N.; Branco, C. J. M. C. (2004). *Avaliação do Colapso do Solo da Camada Superficial da Cidade de Londrina/PR.* In: V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, v. 2, pp. 495-499, São Carlos-SP.

Teixeira, R. S.; Branco, C. J. M. C.; Sobrinho, V. R. M. (2006). *Avaliação do Perfil Estratigráfico Obtido por meio de SPTs, CPTs e DMTs Executados em Solo Laterítico da Cidade de Londrina/PR.* In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba-PR.

Teixeira, R. S.; Branco, C. J. M. C.; Sobrinho, V. R. M.; Teixeira, S. H. C. (2008). *Avaliação de Parâmetros Geotécnicos por Meio de Correlações de Resultados de SPT, CPT e DMT.* In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Rio de Janeiro-RJ.

Toledo, M. C.; Oliveira, S. M. B.; Melfi, A. J. (2000). *Intemperismo e Formação de Solo.* In: Teixeira, W.; Toledo, M. C. M.; Fairchild, T. R.; Taioli, F. Decifrando a Terra. Oficina de textos, São Paulo, pp. 139-166.

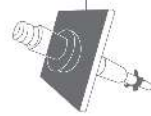
Van der Veen (1953). *The Bearing Capacity of a Pile.* In: 3rd ICSMFE, v. 2, pp. 84-90, Zurich, Switzerland.

Vargas, M. (1993). *Solos Porosos e Colapsíveis*. Aula Inaugural de 1992, USP – São Carlos, 40 p.

Vargas, M. (1978). *Introdução à Mecânica dos Solos.* Mc Graw-Hill do Brasil – Editora da Universidade, São Paulo-SP, pp. 107.

Vilar, O. M; Rodrigues, J. E; Nogueira, J. B. (1981). *Solos Colapsíveis: Um Problema Para a Engenharia de Solos Tropicais.* In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Jaineiro-RJ, 1ª sessão, pp. 209-24

# Much more support to your business.



**Incotep - Anchoring Systems**
Incotep anchoring Systems is a division of Açotubo Group, which engaged in the development of Anchoring Systems, used in geotechnical and structural applications where high quality prestressing systems are designed to meet diverse needs.

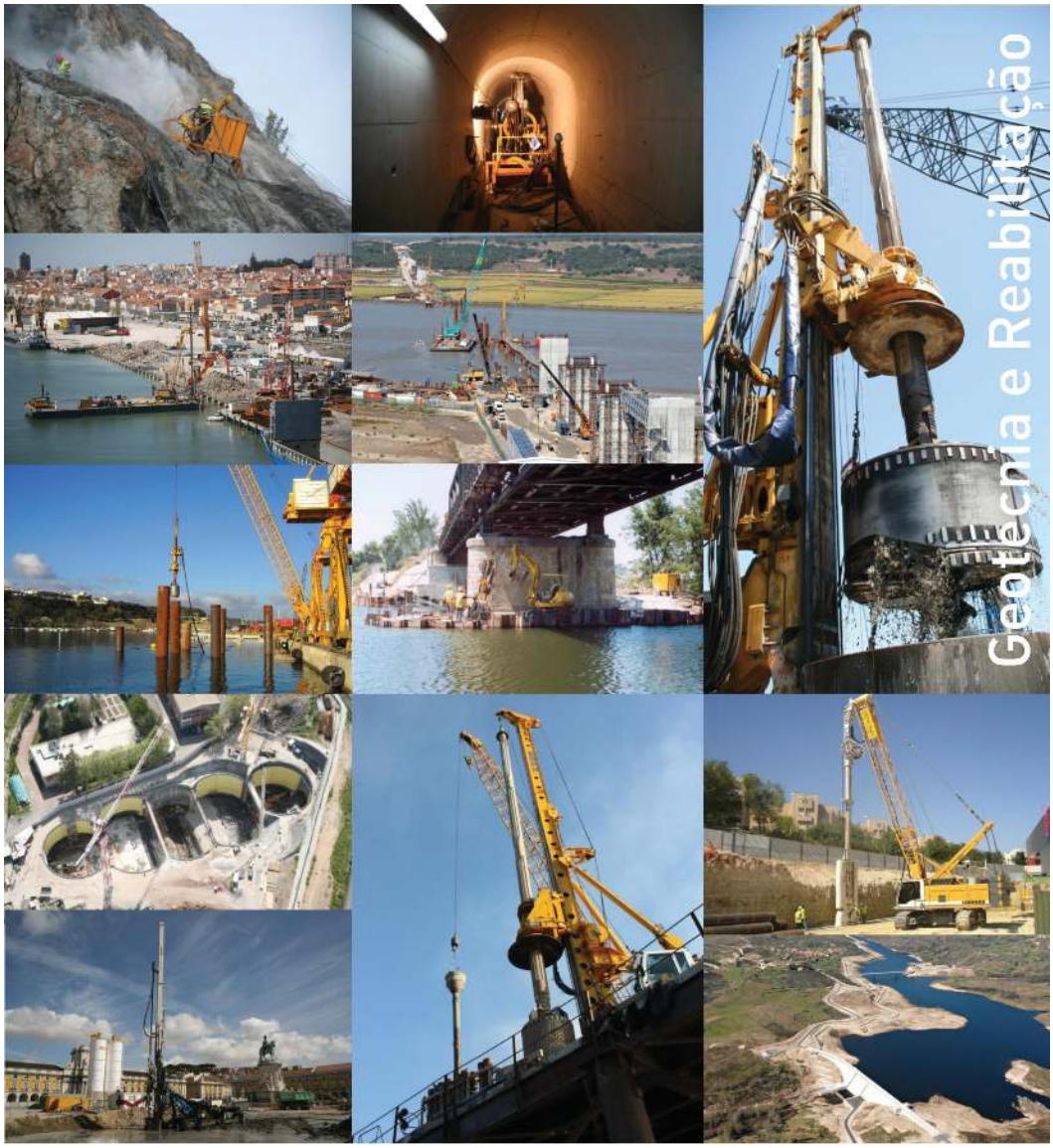
**Know our solutions for your processes**

- Self Drilling Injection Hollow Bar
- Cold Rolled Thread Bars and Micropiles
- Hot Rolled Thread Bars
- Incotep Tie Rods (Port and Dike Construction)
- Umbrella Tubes Drilling System
- Pipes for Root Piles, among others

**www.incotep.com.br**
**+55 11 2413-2000**

Incotep
Sistemas de Ancoragem

**A company Açotubo Group**




# TEIXEIRA DUARTE
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.


• Sede
Lagoas Park – Edifício 2
2740-265 Porto Salvo - Portugal
Tel.:(+351) 217 912 300
Fax: (+351) 217 941 120/21/26

• Argélia
Parc Miremont – Rua A, Nº136 - Bouzareah
16000 Alger
Tel.:(+213) 219 362 83
Fax: (+213) 219 365 66

• Espanha
Avenida Alberto Alcocer, nº24 – 7º C
28036 Madrid
Tel.:(+34) 915 550 903
Fax: (+34) 915 972 834

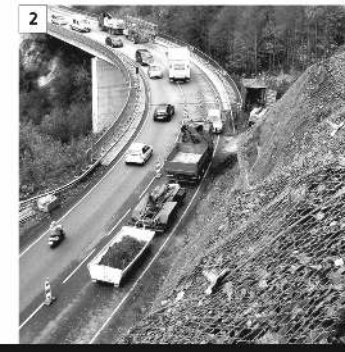
• Angola
Alameda Manuel Van Dunen 316/320 - A
Caixa Postal 2857 - Luanda
Tel.:(+34) 915 550 903
Fax: (+34) 915 972 834

• Brasil
Rua Iguatemi, nº488 – 14º - Conj. 1401
CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
Tel.: (+55) 112 144 5700
Fax: (+55) 112 144 5704

• Moçambique
Avenida Julyus Nyerere, 130 – R/C
Maputo
Tel.:(+258) 214 914 01
Fax: (+258) 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt

1. TECCO® SYSTEM³ teste em escala real, Suíça, outubro 2012
2. TECCO® SYSTEM³ instalação, B462, Alemanha
3. Ângulo máximo de inclinação de 85° durante o teste de campo




# TECCO® SYSTEM³ – Seu talude estabilizado

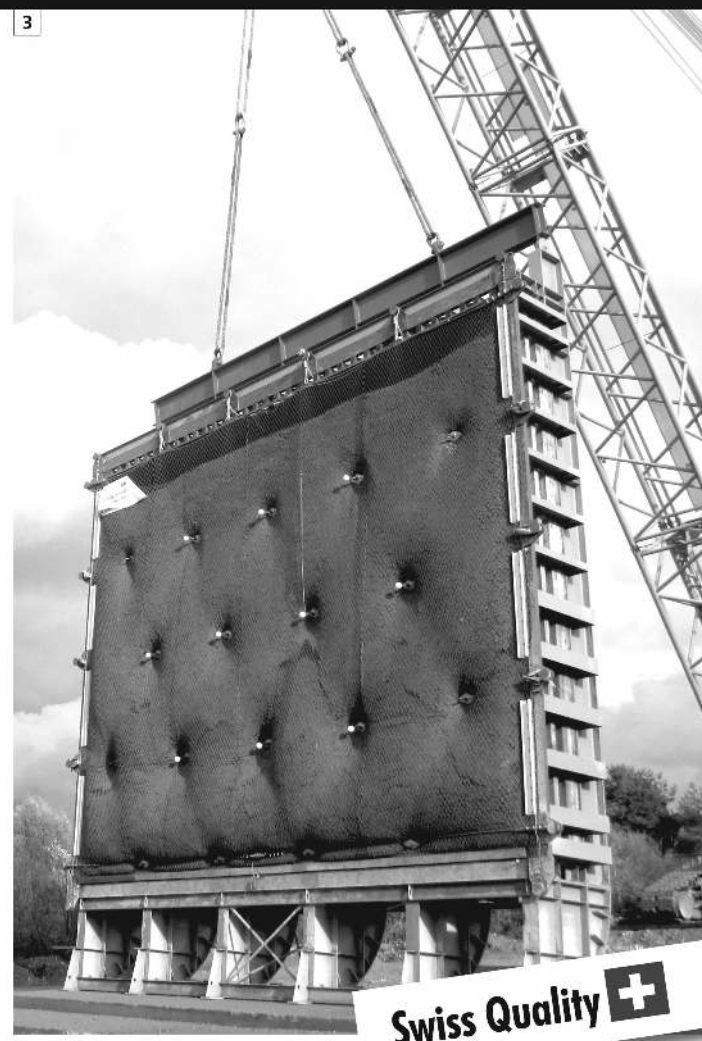
**... validado por teste em escala real com inclinação do talude de até 85°.**

A malha de aço de alta resistência TECCO®, as placas de ancoragem e garras de conexão TECCO®, juntas, estabilizaram com sucesso 230 toneladas de cascalho com 85° de inclinação em um ensaio em escala real.

- moldura de teste com dimensões 10 x 12 x 1.2m
- espaçamento dos grapmos 2.5m x 2.5m, utilizando Gewi 28mm

Para um estudo preliminar de solução de estabilização ou de riscos de desastres naturais nas obras em que você atua, entre em contato conosco através do e-mail info@geobrugg.com

Assista ou escaneie nosso filme com instalação TECCO® em www.geobrugg.com/slopes




GEOBRUGG®
BRUGG

**Geobrugg AG,** Geohazard Solutions
Rua Visconde de Pirajá, 82 sl.606
Ipanema - Rio de Janeiro • 22410-003
Fone: +55 21 3624.1449
Cel: +55 21 99979.1288
www.geobrugg.com

# SOLOS MOLES?

ENGEGRAUT
www.engegraut.com.br

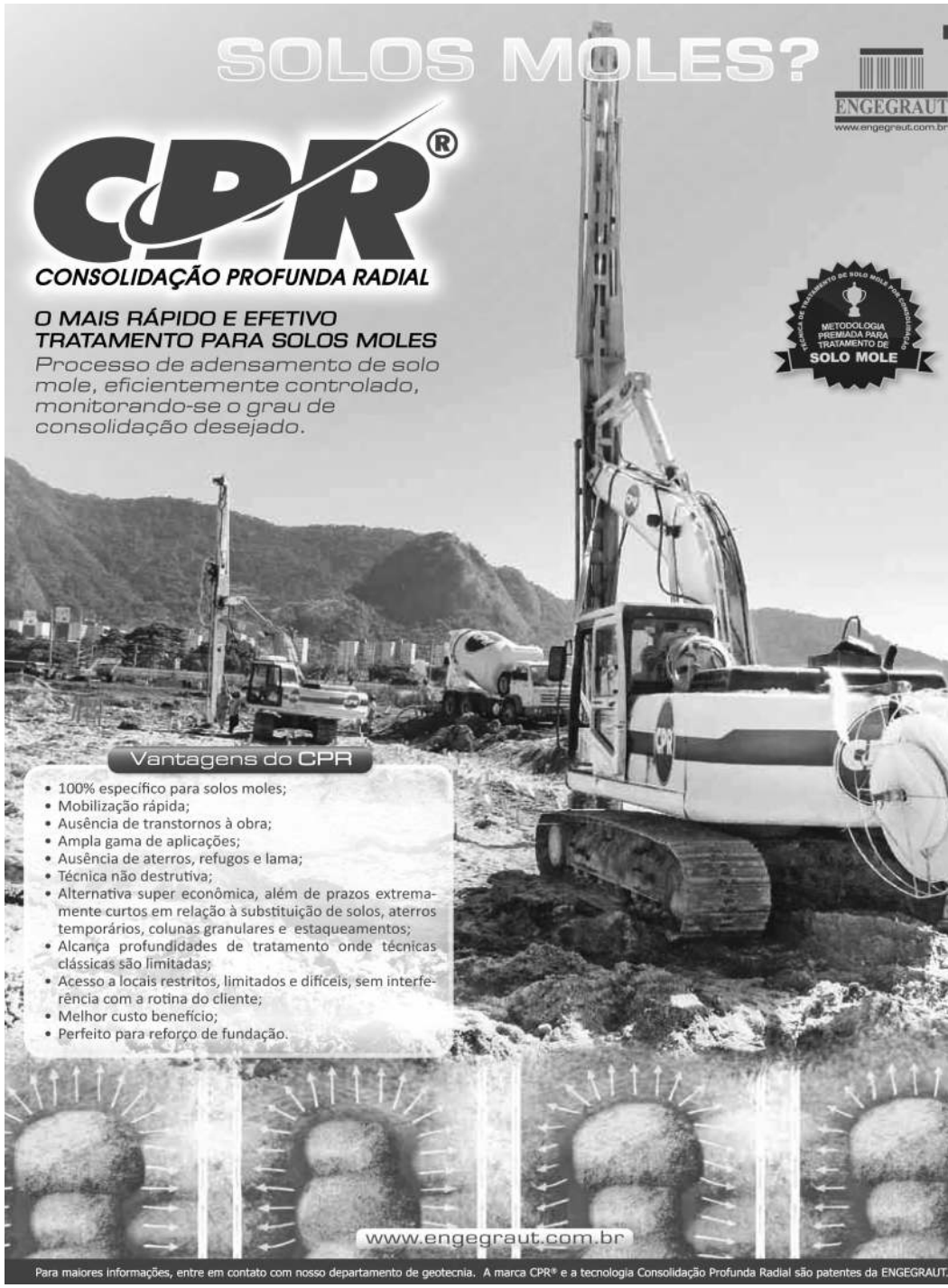
## CPR®

**CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL**

***O MAIS RÁPIDO E EFETIVO TRATAMENTO PARA SOLOS MOLES***

*Processo de adensamento de solo mole, eficientemente controlado, monitorando-se o grau de consolidação desejado.*

METODOLOGIA PREMIADA PARA TRATAMENTO DE SOLO MOLE



**Vantagens do CPR**

- 100% específico para solos moles;
- Mobilização rápida;
- Ausência de transtornos à obra;
- Ampla gama de aplicações;
- Ausência de aterros, refugos e lama;
- Técnica não destrutiva;
- Alternativa super econômica, além de prazos extremamente curtos em relação à substituição de solos, aterros temporários, colunas granulares e estaqueamentos;
- Alcança profundidades de tratamento onde técnicas clássicas são limitadas;
- Acesso a locais restritos, limitados e difíceis, sem interferência com a rotina do cliente;
- Melhor custo benefício;
- Perfeito para reforço de fundação.



www.engegraut.com.br

Para maiores informações, entre em contato com nosso departamento de geotecnia. A marca CPR® e a tecnologia Consolidação Profunda Radial são patentes da ENGEGRAUT.

SPECIALISTS IN GEOTECHNICAL IN-SITU TESTS AND INSTRUMENTATION

GEOTECHNICAL SERVICES (onshore and offshore)

- IN-SITU TESTS
  Seismic CPT
  Cone Penetration Testing Undrained-CPTu (cordless system)
  Vane Shear Testing (electrical apparatus)
  Pressuremeter Testing (Menard)
  Flat Dilatometer Test-DMT (Machetti)
  Standard Penetration Test-SPT-T

INSTRUMENTATION
Instrumentation, installation and direct import
Routine Monitoring
Operation and Maintenance
Engineering analyses
Consultancy, design & geotechnical engineering services

- SAMPLING
  Soil sampling and monitoring
  Groundwater sampling and monitoring
  Field and laboratory testing

- ENVIRONMENTAL
  Environmental Services
  Soil and groundwater sampling and monitoring
  Field and laboratory testing

0800 979 3436
São Paulo: +55 11 8133 6030
Minas Gerais: +55 31 8563 2520 / 8619 6469
www.deltageo.com.br deltageo@deltageo.com.br

# Deutsche Technologie
## e um toque brasileiro.

Fundada há mais de 150 anos na Alemanha, a Huesker é hoje uma referência mundial em geossintéticos. Aqui no Brasil, adicionamos um toque bem brasileiro a toda a qualidade e tecnologia dos nossos produtos.

Proximidade, envolvimento e flexibilidade são os fatores que, nestes 15 anos, nos permitiram desenvolver soluções sob medida para cada caso e manter relações duradouras com nossos clientes.

Isso é a **tecnologia alemã** e o **abraço brasileiro** a seu serviço.

**Fale com a Huesker:**
www.huesker.com.br
huesker@huesker.com.br
(12) 3903 9300

HUESKER
Tecnologia alemã, abraço brasileiro. *Deutsche Technologie, brasilianische Umarmung.*

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE

COBA

# GEOLOGIA E GEOTECNIA

Hidrogeologia • Geologia de Engenharia • Mecânica das Rochas • Mecânica de Solos
Fundações e Estruturas de Suporte • Obras Subterrâneas • Obras de Aterro
Estabilidade de Taludes • Geotecnia Ambiental • Cartografia Geotécnica

**Planeamento de Recursos Hídricos**
**Aproveitamentos Hidráulicos**
**Produção e Transporte de Energia Eléctrica**
**Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais**
**Agricultura e Desenvolvimento Rural**
**Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias**
**Ambiente**
**Estruturas Geotécnicas**
**Cartografia e Cadastro**
**Controle de Segurança e Reabilitação de Obras**
**Gestão e Fiscalização de Empreendimentos**


**PORTUGAL**
**REGIÃO CENTRO E SUL**
Av. 5 de Outubro, 323
1649-011 LISBOA
Tel.: (351) 210 125 000, (351) 217 925 000
Fax: (351) 217 970 348
E-mail: coba@coba.pt
www.coba.pt

Av. Marquês de Tomar, 9, 6º.
1050-152 LISBOA
Tel.:(351) 217 925 000
Fax:(351) 213 537 492

**REGIÃO NORTE**
Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1º.
4450-203 MATOSINHOS
Tel.: (351) 229 380 421
Fax:(351) 229 373 648
E-mail: engico@engico.pt

**ANGOLA**
Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dto
Bairro do Maculusso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222 338 513
E-mail: geral.coba-angola@netcabo.co.ao

**MOÇAMBIQUE**
Centro de Escritórios. Pestana Rovuma Hotel.
Rua da Sé nº114, 4º Andar - 401 A, MAPUTO
Tel.: (258) 21 328 813
Fax: (258) 21 016 165
Tlm: (258) 820 047 454
E-mail: coba.mz@gmail.com

**ARGÉLIA**
09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16606, ARGEL
Tel.: (213) 21 922 802
Fax: (213) 21 922 802
E-mail: coba.alger@coba.pt

**BRASIL**
**Rio de Janeiro**
Rua Buenos Aires 68, 25º
Centro. Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022
Tel. (55 21) 3553 67 30
Tel. (55 21) 8366 00 06
geral@coba.com.br

**Fortaleza**
Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3244 32 85
Fax: (55 85) 3244 32 85
E-mail: coba1@eisenhower.com.br

**EMIRATOS ÁRABES UNIDOS**
LLJ Business Center, Al Jazeera Stadium
PO Box 38360, Abu Dhabi – U.A.E.
Tel: (971) 2 495 0675
Fax: (971) 2 4454672

Engineering a better solution

Follow us:

/maccaferri /maccaferrimatriz @Maccaferri_BR +MaccaferriWorld /maccaferriworld

For technical data, software and more, visit:
www.maccaferri.com/br

MACCAFERRI

CONSTRUINDO UM MUNDO MELHOR

tpf PLANEGE CENOR

Consultoria em Engenharia e Arquitetura

Geologia, Geotecnia, Fiscalização de Obras Geotécnicas
Barragens de Aterro, Obras Subterrâneas, Estruturas de Suporte
Fundações Especiais, Tratamento de Terrenos, Geomateriais

MEMBER OF tpf

www.tpfplanegecenor.pt

PROVA DE CARGA ESTÁTICA
Célula Expansiva Hidrodinâmica®
DISPENSA SISTEMA DE REAÇÃO
• Ideal para qualquer capacidade de carga.
• Economia, segurança e rapidez na execução.
• Indicado para todos os tipos de fundação.
• Pioneira mundial em prova de carga estática bidirecional.
"Há 44 anos desenvolvendo nossas tecnologias, soluções inteligentes e criativas dentro da engenharia de solos."
REFORÇO DE FUNDAÇÕES
MICROESTACA ARCOS®:
• Ideal para reforço de fundações e cravação de estacas em locais de difícil acesso.
• Economia, segurança e rapidez na execução.
Desde 1969
+55 31 3274.0155 | www.arcos.eng.br
Belo Horizonte - MG - Brasil
ARCOS 44
engenharia de solos anos

> Prospecção Geotécnica
*Site Investigation*
> Consultoria Geotécnica
*Geotechnical Consultancy*
> Obras Geotécnicas
*Ground Treatment-Construction Services*
> Controlo e Observação
*Field Instrumentation Services and Monitoring Services*
> Laboratório de Mecânica de Solos
*Soil and Rock Mechanics Laboratory*

Certificada ISO 9001 por

BVQI

# Geocontrole

Parque Oriente, Bloco 4, EN10
2699-501 Bobadela LRS
Tel. 21 995 80 00
Fax. 21 995 80 01
e.mail: mail@geocontrole.pt
www.geocontrole.pt

Geocontrole
*Geotecnia e Estruturas de Fundação SA*

## APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

Os trabalhos a publicar na revista Geotecnia são classificados como "Artigos", "Notas Técnicas" e "Discussões" de artigos anteriormente publicados na revista. Artigos que descrevam o estudo de casos de obra envolvendo trabalho original relevante na prática da engenharia civil são particularmente encorajados.

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respetiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores. Os pareceres dos revisores serão apresentados no prazo de um mês.

As Instruções para os Autores e o "Template" para formatação de originais podem ser obtidos de http://www.spgeotecnia.pt.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia é efetuada através da página eletrónica com o endereço http://www.revistageotecnia.com/. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direção da revista, o corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos. Outras informações e esclarecimentos adicionais podem ser pedidos a:

**Direção da Revista Geotecnia**
**SPG, a/c LNEC**
**Av. Brasil, 101**
**1700-066 Lisboa**
**Portugal**
**E-mail: editor@revistageotecnia.com**

## PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los trabajos para publicar en la revista Geotecnia se clasifican en "Artículos", "Notas Técnicas" y "Discusiones" de artículos anteriormente publicados en la revista. Se recomiendan especialmente artículos que describan el estudio de casos de obra que incorporen trabajos originales relevantes en la práctica de la ingeniería civil.

La decisión de publicar un trabajo en la revista compete a la Comisión Editorial, correspondiéndole también la respectiva clasificación. Cada trabajo será analizado por al menos tres revisores. Los revisores presentarán sus pareceres sobre los artículos en el plazo de un mes.

Las Instrucciones para los Autores y el "Template" para formatear originales pueden ser obtenidos en http://www.spgeotecnia.pt.

La remisión de los trabajos a la revista Geotecnia se efectúa a través de la página electrónica con la dirección http://www.revistageotecnia.com/. A través de esta plataforma se realizará la comunicación entre la dirección de la revista, el cuerpo editorial y los autores para la revisión de los trabajos. Informaciones y esclarecimientos adicionales pueden solicitarse a:

**Dirección de la Revista Geotecnia**
**SPG, a/c LNEC**
**Av. Brasil, 101**
**1700-066 Lisboa**
**Portugal**
**E-mail: editor@revistageotecnia.com**

3 **Métodos hiperbólico y Asaoka, otros usos. Caso del equilibrio de la humedad de suelos no saturados. Aplicación**
***Hyperbolic and Asaoka's methods, other uses. Case of water content equilibrium of unsaturated soils. Application***
*Miriam Martín Ruiz, Enrique Asanza Izquierdo*

19 **Estado da arte ibero-brasileira sobre a aplicação de agregados de escórias de aciaria em misturas betuminosas**
***The ibero-brazilian state of the art on the use of steel slag aggregate in bituminous mixtures***
*Ana Cristina Freire, Anabela Maia*

51 **La modelización de los pilotes en el método de elementos finitos (EF)**
***Modelling of piles in finite element (FE) method***
*José Luis Justo, Manuel Vázquez-Boza, Enrique Justo*

**NOTA TÉCNICA**
***TECHNICAL NOTE***

71 **Carga de ruptura de estacas de pequeno porte escavadas com trado manual em solos tropicais colapsíveis**
***Failure load of small diameter piles excavated with manual auger in a tropical collapsible soil***
*Amanda Regina Foggiato Christoni, Raquel Souza Teixeira, Carlos José Marques da Costa Branco*