

**140** **julho**  
**julio**  
**july**  
**2017**

# GEOTECNIA



**Sociedade Portuguesa de Geotecnia**



**Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**



**Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica**



| <b>EDITOR</b>                                                    |                                      | <b>EDITOR ASSOCIADO / EDITOR ASOCIADO / ASSOCIATE EDITOR</b>                   |
|------------------------------------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------|
| António Gomes Correia, UMinho, Portugal                          |                                      | Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil      Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, España |
| <b>COMISSÃO EXECUTIVA / COMISIÓN EJECUTIVA / EXECUTIVE BOARD</b> |                                      |                                                                                |
| Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil                                | César Sagaseta, U. Cantabria, España | José Estaire, CEDEX, España                                                    |
| Nuno Guerra, UNL, Portugal                                       | Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil       | 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 2017-2018

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

|                                                                                                                                                                                                                                                                          |                                                                                                                                                                                                                                                                        |                                                                                                                                                                                                                                                                                             |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
|  <b>SPG</b><br>A/c LNEC<br>Av. do Brasil, 101<br>1700-066 Lisboa, Portugal<br>Tel.: (+351) 21 844 3859<br>Fax: (+351) 21 844 3021<br>E-mail: spg@lnec.pt<br>http://www.spgeotecnia.pt |  <b>ABMS</b><br>Av. Queiroz Filho, 1700 – Torre A,<br>Sala 106<br>05319-000 São Paulo, SP, Brasil<br>Tel.: (+55 11) 3833 0023<br>E-mail: abms@abms.com.br<br>http://www.abms.com.br |  <b>SEMSIG</b><br>CEDEX, Laboratorio de Geotecnia<br>C/ Alfonso XII, 3<br>28014 Madrid, España<br>Tel.: (+34) 91 335 7500<br>Fax: (+34) 91 335 7322<br>E-mail: info@semsig.org<br>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*

**140** julho  
julio  
july  
2017

- 3** Ensayos de resistencia lateral de vía realizados en el cajón ferroviario del CEDEX y su modelización  
*Track lateral stability tests performed in CEDEX Track Box and their modelling*
- José Estaire Gepp  
Vicente Cuéllar Mirasol  
María Santana Ruiz de Arbulo

- 31** O método GPR aplicado à localização de tubulações utilizadas no abastecimento de água no município de Belém-Pará  
*The GPR method applied to the location of pipes used in water supply of the municipal district of Belém-Pará*
- Gerson Pompeu Pinto  
Marcos Welby Correa Silva

- 43** Relato sobre anomalia no comportamento de uma grande barragem mista de terra e concreto compactado com rolos em operação – o caso da barragem Castanhão  
*Report on an anomaly in the behavior of a large earth-concrete dam in operation – the case of Castanhão dam*
- Sandra Keila de Oliveira Baima

## NOTA TÉCNICA

- 63** Estudo dos valores do limite de liquidez obtidos pelos métodos de Casagrande e cone para diferentes argilas  
*Study of liquid limit values determined by Casagrande cup and Cone penetrometer test for different clays*
- Kátia Vanessa Bicalho  
Josiane C. Gramelich  
Camila L. dos Santos Cunha  
Rogério G. Sarmiento Junior





# ENSAYOS DE RESISTENCIA LATERAL DE VÍA REALIZADOS EN EL CAJÓN FERROVIARIO DEL CEDEX Y SU MODELIZACIÓN

## Track lateral stability tests performed in CEDEX Track Box and their modelling

José Estaire Gepp\*

Vicente Cuéllar Mirasol\*\*

María Santana Ruiz de Arbulo\*\*\*

**RESUMEN** – En el Cajón Ferroviario del CEDEX se han realizado una serie de ensayos de resistencia lateral de vía con la ayuda de un útil especialmente diseñado que es capaz de empujar horizontalmente la traviesa mientras se registra su movimiento. La resistencia lateral de vía depende de tres factores principales: el rozamiento con el balasto, tanto en la base como en las caras laterales de la traviesa y los empujes pasivo y activo que se desarrollan en los hombros de la traviesa. Para cuantificar dichos factores de acuerdo a la Mecánica del Suelo, se determinó previamente la resistencia al corte del balasto en una caja de grandes dimensiones (1x1 m de plano de corte) que permite ensayar el balasto en su tamaño real. Además, en varios de esos ensayos, el balasto se contaminó con una arena fina y uniforme para reproducir el efecto de unas posibles condiciones medioambientales adversas (por ejemplo: una tormenta de arena) en una línea de alta velocidad que se desarrolle en una zona desértica.

**SYNOPSIS** – Some track lateral stability tests were performed in CEDEX Track Box (CTB) with the aid of a special tool built for that purpose that pushes away the sleeper while its movement is recorded. The lateral resistance of the sleeper is due to three mechanisms: the friction in the sleeper base with the ballast, the friction in the sleeper lateral faces with the ballast and the passive and active resistances of ballast in the sleeper shoulders. To quantify those mechanisms according to Soil Mechanic laws, the ballast shear strength was previously determined in large direct shear tests (in a 1x1x1 m shear box). The large size of that test equipment makes it possible to test ballast in its real size. Furthermore, in some of those tests the ballast was fouled with fine and uniform sand to reproduce the effect of adverse environmental conditions (e.g. a sand storm) in desert high speed lines.

**Palabras Clave** – vía-férrea, ensayos de estabilidad lateral, laboratorio, modelización.

**Keywords** – railway, lateral stability tests, laboratory, modelling.

## 1 – INTRODUCCIÓN

La resistencia de la vía tiene tres componentes en el plano horizontal (lateral, longitudinal y torsional) y una en el plano vertical, siendo dicha resistencia uno de los elementos clave en el buen comportamiento de las vías ferroviarias. La resistencia lateral es la reacción que ejerce el balasto

---

\* Jefe de Área de Infraestructuras Tecnológicas. Responsable del Cajón Ferroviario del CEDEX.

Laboratorio de Geotecnia – CEDEX. Madrid (España). E-mail: jose.estaire@cedex.es

\*\* Dr. Ingeniero de Caminos. Laboratorio de Geotecnia – CEDEX. Madrid.

E-mail: vicente.cuellar.mirasol@gmail.com

\*\*\* Licenciada en CC Geológicas, Laboratorio de Geotecnia – CEDEX. Madrid. E-mail: Maria.S.Ruiz@cedex.es

contra el movimiento lateral de la vía, siendo fundamental para evitar la aparición de pandeos en la vía. Esta resistencia lateral depende de varios factores tales como: el espesor de la capa de balasto, su tipo, la consolidación de la banqueta de balasto, su mantenimiento, el tipo y peso de la traviesas y las cargas que transmiten los trenes a su paso (Kish, 2011).

La medida de la estabilidad lateral se debe hacer en vía real, aunque su realización presenta grandes dificultades dado que tiene que cortarse el tráfico de trenes. Este hecho hace que sea interesante realizar los ensayos de estabilidad lateral en laboratorio, especialmente si alguno de los elementos de la vía son prototipos y no se han usado previamente en vías reales o en el caso de que se realicen ensayos bajo condiciones ambientales no usuales (por ejemplo, tras una tormenta de arena en una línea de alta velocidad que atraviere un desierto de arena).

El Cajón Ferroviario del CEDEX es una instalación de ensayos que permite construir modelos de vía férrea a escala real 1:1 en la que se pueden realizar diferentes tipos de ensayos, entre los que se encuentran los ensayos de estabilidad lateral en vías.

## 2 – EL CAJÓN FERROVIARIO DEL CEDEX (CTB)

El Cajón Ferroviario del CEDEX (CTB, acrónimo de su versión en inglés, CEDEX Track Box) es una instalación de 21 m de longitud, 5 m de anchura y 4 m de profundidad cuyo principal objetivo es ensayar, a escala 1:1, secciones completas de vía de líneas convencionales y de alta velocidad, al paso de trenes de pasajeros y mercancías y tráfico mixto, a velocidades hasta 400 km/h. En la Figura 1 se muestra una vista general de la instalación.

La principal ventaja de la instalación es la posibilidad de ejecutar ensayos de fatiga de forma rápida, ya que en una semana de trabajo se puede reproducir el efecto del paso de trenes que circulan durante un año por una sección real.

La reproducción del efecto del acercamiento, paso y alejamiento de un tren en la sección de ensayo, como ocurre en una vía real, se realiza mediante la aplicación de cargas verticales, desfasadas adecuadamente en función de la velocidad de los trenes que se estén simulando, producidas por tres pares de actuadores servohidráulicos que pueden aplicar una carga máxima de 250 kN a 50 Hz de frecuencia, situados en cada carril y separados 1,5 m en la dirección



**Fig. 1** – Vista general del Cajón Ferroviario.

longitudinal.

Además, la reproducción de los efectos dinámicos, que inducen las imperfecciones en el carril en forma de cargas de baja amplitud a altas frecuencias, también puede hacerse mediante el uso de dos actuadores piezoeléctricos que pueden aplicar cargas de hasta 20 kN a una frecuencia de 300 Hz.

La respuesta de la vía se mide mediante una serie de sensores tipo LVDT, geófonos, acelerómetros y células de presión instaladas dentro del terraplén y de las capas de asiento (balasto, subbalasto y capa de forma) de la vía. Por otra parte, la respuesta de la superestructura se mide con un cierto número de transductores mecánicos de desplazamiento, sensores láser, geófonos y acelerómetros instalados en los diferentes componentes de la vía (carril, traviesa y suela).

El Cajón Ferroviario del CEDEX se ha utilizado en los últimos años para investigar diferentes temas, tales como (Estaire et al, 2017):

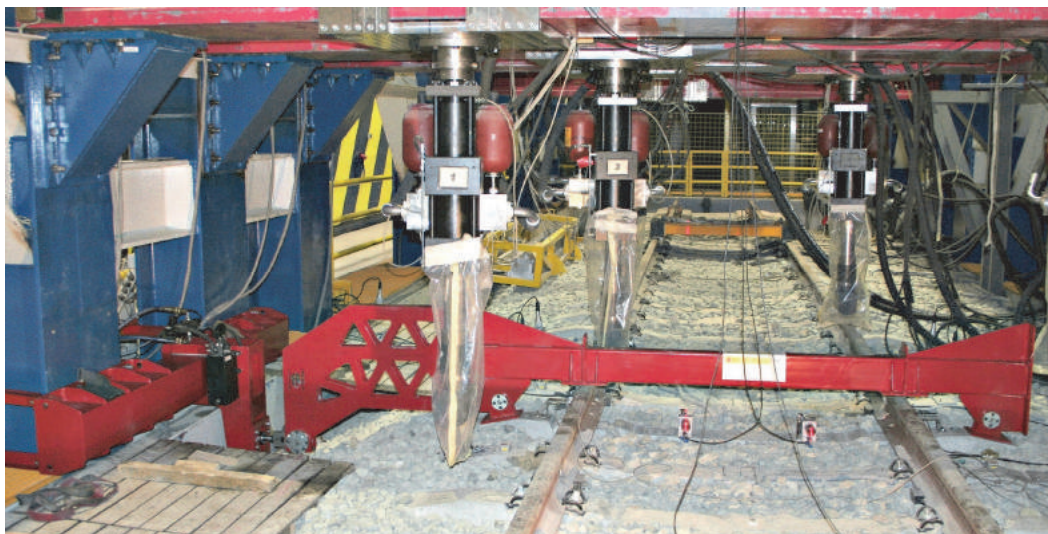
- Medida de la rigidez vertical de vía en diferentes condiciones de vía.
- Determinación de la estabilidad lateral de vía.
- Estudio del comportamiento a corto y largo plazo de secciones de vía mediante la deducción de las curvas de asiento permanente del balasto obtenidas en ensayos de fatiga.
- Cálculo de las deflexiones de vía bajo el paso de trenes a altas velocidades hasta 400 km/h.
- Optimización del espesor de la capa de subbalasto bituminoso.
- Análisis del comportamiento de traviesas con suelas bajo traviesas (USP).
- Estudio del comportamiento de Líneas de Alta Velocidad sometidas a tráfico mixto de pasajeros y mercancías.
- Calibración de modelos numéricos en 3D.

### **3 – PROCEDIMIENTO DE ENSAYO**

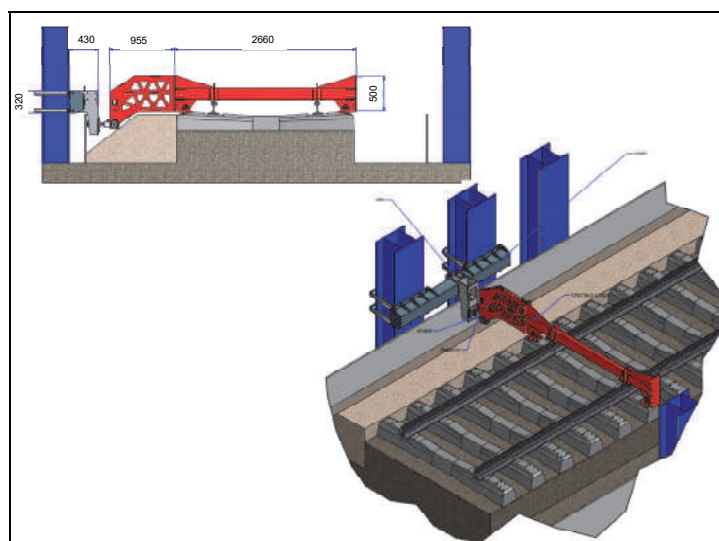
#### **3.1 – Sistema de carga**

El ensayo de resistencia lateral de vía se ejecuta en una traviesa situada en la capa de balasto, una vez que se han liberado las sujeciones de los carriles. El útil para realizar el ensayo se atornilla a los extremos laterales de la traviesa y se sujeta al actuador hidráulico, encargado de generar las cargas horizontales, perpendiculares al eje de vía. El actuador hidráulico horizontal está equipado con una célula de carga conectada al sistema de adquisición de datos. Es de destacar que, durante la realización del ensayo, no se aplica ninguna carga vertical sobre la traviesa. La Figura 2 muestra el útil de ensayos (pintado de rojo) una vez montado en la traviesa.

El útil está constituido por una pieza de acero que se fija a uno de los marcos de reacción del Cajón. El actuador hidráulico es servo-controlado, tiene una capacidad de 50 kN y sus pistones tienen un rango de desplazamiento de 40 mm ( $\pm 20$  mm). Algunos de estos detalles pueden verse en los esquemas de la Figura 3.



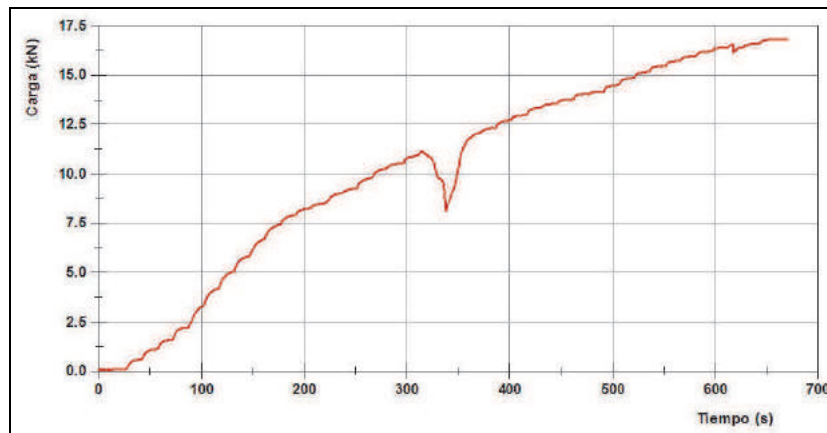
**Fig. 2** – Equipo de tiro de traviesa para la realización de los ensayos, montado sobre una traviesa.



**Fig. 3** – Esquemas del equipo de tiro de traviesa para la realización de los ensayos.

### 3.2 – Aplicación de cargas

La carga horizontal se aplica a la traviesa mediante el actuador hidráulico con una velocidad programada, mayor al comienzo del ensayo cuando los movimientos de la traviesa son menores y disminuyendo la velocidad a medida que aumentan los movimientos. No se ha aplicado carga vertical a la traviesa durante la realización del ensayo. La historia temporal de cargas horizontales aplicada en unos de los ensayos puede verse en la Figura 4.



**Fig. 4** – Evolución temporal de la carga aplicada durante uno de los ensayos.

Como puede verse en este caso, la historia temporal de cargas puede dividirse en tres etapas:

- Etapa inicial (comprendida entre 25 y 200 segundos): la carga se incrementó hasta un valor de 8,5 kN, a una velocidad de 4,9 kN/s.
- Etapa intermedia (entre 200 y 620 segundos): la carga se elevó de 8,5 a 16 kN, a una velocidad de 1,8 kN/s. El pequeño ciclo de carga-descarga que aparece fue debido a un ligero fallo en el control de aplicación de carga que no tuvo consecuencias en el desarrollo posterior del ensayo.
- Etapa final (de 620 a 680 segundos): la carga se mantuvo estable alrededor de un valor de 16 kN.

### 3.3 – Sistema de medición

El sistema de medición instalado para controlar los movimientos de la traviesa estaba formado por:

- Dos sensores láser para registrar los desplazamientos horizontales de la traviesa al aplicar las cargas. Los emisores láser se montaron en otra traviesa situada a 1,80 m de distancia, mientras que los receptores láser se instalaron en la traviesa de ensayo.
- Dos potenciómetros, instalados en las partes exteriores de ambos carriles, para medir el desplazamiento vertical relativo entre carril y traviesa con el objetivo de comprobar que durante todo el ensayo no se produce rozamiento entre ambos elementos.

La Figura 5 muestra los dos elementos del sistema de medición.





**Fig. 5** – Vista de los elementos del sistema de medición, una vez instalados en la traviesa de ensayo.

#### 4 – MATERIALES ENSAYADOS

##### 4.1 – Balasto

##### 4.1.1 – Ensayos de identificación

El balasto utilizado en este trabajo es de origen andesítico, como se puso de manifiesto con los resultados de los ensayos de difracción de Rayos X en los que se obtuvieron los siguientes resultados: 62% plagioclasa –andesita-; 14% cuarzo; 8% feldespatos potásicos; 6% biotita; 6% clorita; 4% hornablenda y 4% otros. El aspecto del balasto puede verse en la Figura 6.



**Fig. 6** – Aspecto del balasto utilizado en los ensayos.

La curva granulométrica muestra que el tamaño máximo es de unos 60 mm, el diámetro medio ( $D_{50}$ ) es 40 mm, mientras que el contenido de finos es despreciable. El coeficiente de uniformidad, definido como el cociente entre los tamaños de partículas correspondientes a los percentiles 60 y 30, es 1,2.

Los ensayos realizados a las partículas de balasto han permitido obtener los siguientes valores de diferentes parámetros, de acuerdo a la terminología utilizada en EN 13450 “Áridos para balasto”:

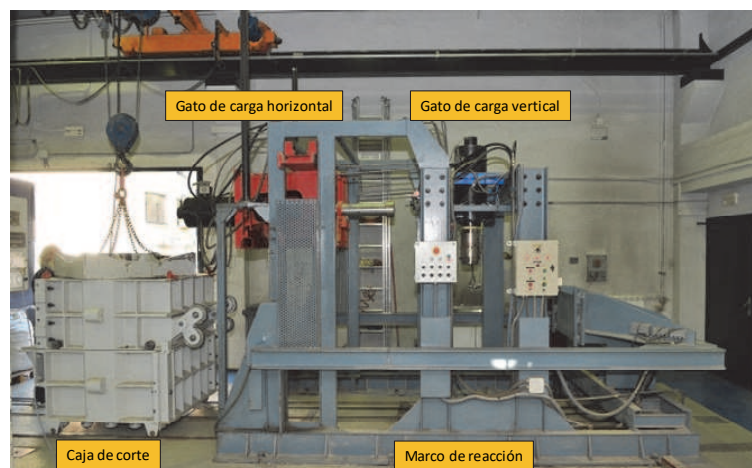
- Índice de Lajas: 8% (clasifica al balasto como Categoría FI15).
- Índice de forma: 9% (clasifica al balasto como Categoría SI10).
- Partículas de longitud  $\geq 100$  mm: 2% (clasifica al balasto como Categoría A).
- Coeficiente de Los Ángeles: 13% (clasifica al balasto como Categoría LARB 14).
- Coeficiente Micro-Deval: 3% (clasifica al balasto como Categoría MDERB 5).
- Ensayo de sulfato de magnesio: 1%.
- Absorción de agua: 1,7%.
- Densidad específica de las partículas: 2,60 t/m<sup>3</sup>.
- Densidad mínima: 1,28 t/m<sup>3</sup>.
- Resistencia a carga puntual (PLT): 6,3-8,0 MPa ( $I_{s,50}$ ).

A la vista de estos resultados, el balasto se puede clasificar como de muy alta calidad y, de acuerdo a EN 13450, como de clase A, por lo que cumple todos los requisitos para su uso en las infraestructuras de las Líneas de Alta Velocidad.

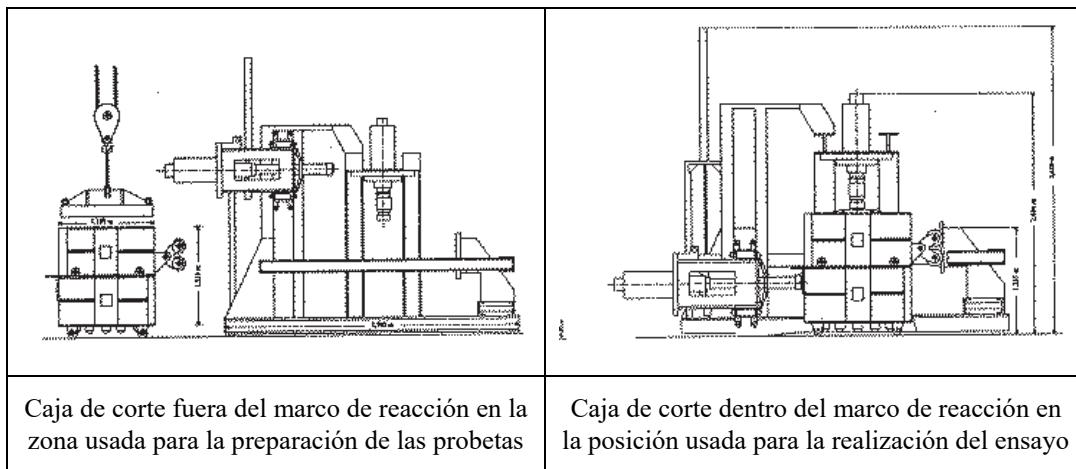
#### 4.1.2 – Ensayos de corte directo

##### 4.1.2.1 – Equipo de corte utilizado

Los ensayos se realizaron en una caja de corte de grandes dimensiones, que posee el Laboratorio de Geotecnia (CEDEX), que tiene un plano de corte de 1 x 1 m. Con esas dimensiones, el tamaño máximo de partícula que puede utilizarse en los ensayos es 8,5 cm, ya que se deben cumplir los requisitos establecidos en ASTM D3080: un ratio 1/2 entre el espesor y la anchura de la muestra y un ratio 1/6 entre el tamaño máximo de partícula y el espesor de la muestra. En este caso, esta limitación se cumple dado que el tamaño máximo del balasto ensayado es 6 cm.



**Fig. 7** – Fotografía del equipo de corte directo utilizado en los ensayos, en la que la caja de corte está fuera del marco de reacción del equipo de aplicación de cargas



**Fig. 8** – Esquema del equipo de corte directo utilizado en los ensayos.

La máxima carga vertical que puede imponerse al material ensayado es de 1000 kN. El máximo desplazamiento horizontal de la caja de corte es 25 cm, suficiente generalmente para obtener la resistencia de pico en este tipo de materiales granulares. La carga horizontal, con un máximo de 1000 kN, puede imponerse a una velocidad constante, que puede estar comprendida entre 0,5 y 45 mm/min; en este estudio se utilizó una velocidad de 0,8 mm/min. Este equipo se ha utilizado profusamente para el estudio de escolleras portuarias y de presas (Estaire y Olalla, 2005 y 2006). Las Figuras 7 y 8 muestran, respectivamente, una fotografía y un esquema del equipo utilizado en los ensayos.

#### 4.1.2.2 – Preparación de muestras en los ensayos realizados

Se han realizado tres ensayos, diferenciados en la forma de preparación de las muestras:

- Ensayo A: las muestras se prepararon vertiendo el material en la caja de corte, sin compactación posterior. Estas muestras podrían ser consideradas como representativas de un balasto sin estabilizar en vía. La densidad obtenida fue de 1,33 t/m<sup>3</sup>, un 4% mayor que la mínima obtenida en laboratorio (1,28 t/m<sup>3</sup>).
- Ensayo B: las muestras se compactaron ligeramente, en cinco capas, con un compactador dinámico manual, cuya imagen se recoge en la Figura 9. La densidad que se logró en las muestras fue de 1,50 t/m<sup>3</sup>, muy similar a la normalmente utilizada en vías reales.
- Ensayo C: las muestras se prepararon mediante compactación en cinco capas con el mismo compactador y, adicionalmente, cada una de las capas se contaminó completamente, antes de la compactación, con una arena fina, uniforme, seca y cuarcítica, como puede verse en la Figura 10. Estas muestras podrían ser representativas de la capa de balasto de una línea de alta velocidad situada en una zona desértica, una vez producida una tormenta de arena. La densidad obtenida fue de 1,95 t/m<sup>3</sup>, considerando también la arena existente en los huecos de la estructura del balasto.





**Fig. 9** – Compactadora manual utilizada en los ensayos.



**Fig. 10** – Aspecto de una capa de balasto completamente contaminada con arena fina y uniforme.

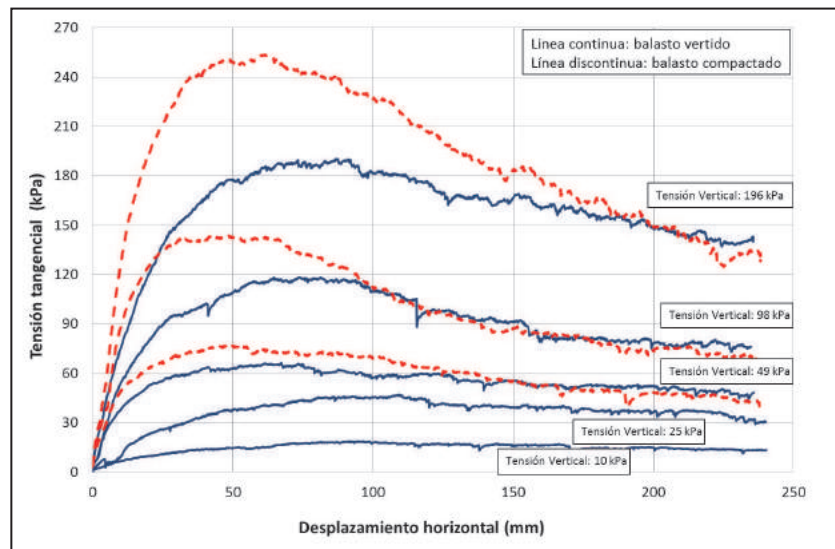
Las tensiones verticales utilizadas en los ensayos cubren un amplio rango de tensiones desde 10 hasta 200 kPa, dado que:

- La tensión menor (10 kPa) corresponde a la presión vertical en el centro de una capa de balasto de espesor normal (35 cm). Esta tensión es la suma de la presión vertical debido al peso de la traviesa (3,5 kN actuando en un área horizontal de unos 0,65 m<sup>2</sup>) y el peso de la columna de balasto (17 cm de un material que tiene un peso específico de unos 15,5 kN/m<sup>3</sup>).
- La tensión vertical intermedia (100 kPa) corresponde a la presión en la superficie de la capa de balasto transmitida por la traviesa cuando se considera el efecto estático de la carga de un eje de un tren de pasajeros (alrededor de 170 kN) cuando actúa sobre la superficie horizontal de la traviesa (0,65 m<sup>2</sup>), teniendo en cuenta además un factor de distribución de cargas entre traviesas de 0,4, de acuerdo a la teoría de Winkler (Lichtberger, 2011).
- La tensión vertical mayor (200 kPa) corresponde a la presión en la superficie de la capa de balasto transmitida por la traviesa cuando se considera el efecto dinámico de la carga de un eje de un tren de mercancías (alrededor de 225 kN) cuando actúa sobre la superficie

horizontal de la traviesa ( $0,65 \text{ m}^2$ ), teniendo en cuenta además un factor de distribución de cargas entre traviesas de 0,4, de acuerdo a la teoría de Winkler y un factor de amplificación dinámica, cuantificado normalmente como de 1,35 (Lichtberger, 2011).

#### 4.1.2.3 – Resultado de los ensayos

La Figura 11 muestra los resultados de los Ensayos A y B, con objeto de visualizar las diferencias entre las muestras preparadas por vertido y compactadas.

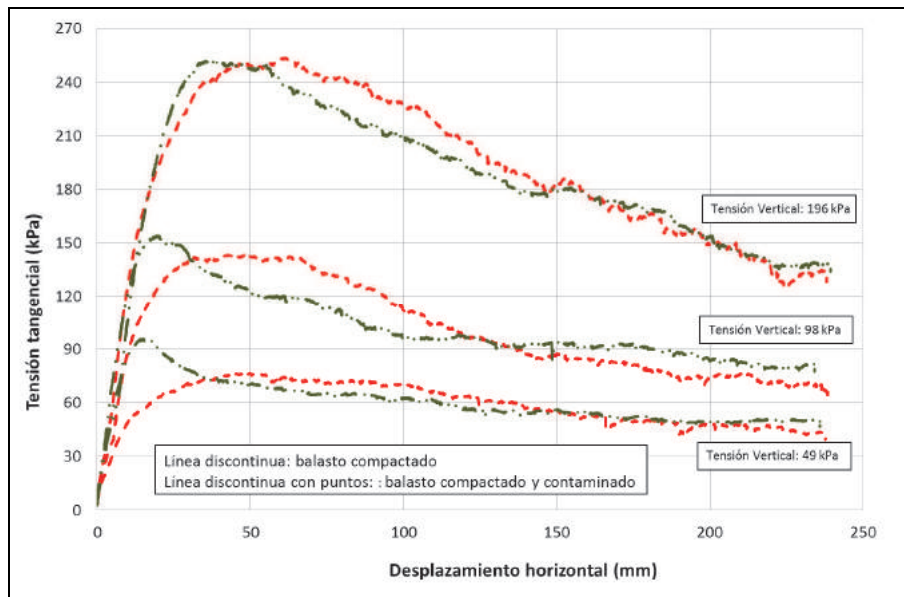


**Fig. 11** – Resultado de los ensayos de corte directo realizados con muestras preparadas mediante vertido y compactación.

Puede verse que para las tres tensiones verticales comunes a los dos tipos de ensayos, la resistencia de pico obtenida con las muestras de balasto compactado es superior a la correspondiente a las muestras de balasto vertido, pasando de 1,19 veces superior para la tensión de 49 kPa a 1,33 veces para la tensión vertical de 196 kPa. Sin embargo, las resistencias obtenidas al final de los ensayos, para grandes desplazamientos horizontales alrededor de 250 mm, son prácticamente coincidentes en ambos tipos de ensayos para todas las tensiones verticales aplicadas, como preconiza la teoría del Estado Crítico para materiales granulares.

Por otra parte, la Figura 12 muestra los resultados de los Ensayos B y C para comprobar la diferencia de comportamiento del balasto compactado cuando está limpio y cuando está completamente contaminado con arena fina y uniforme.

Puede verse que el balasto contaminado con arena tiene un comportamiento más rígido comparado con el balasto limpio. Esta diferencia es mayor para las cargas verticales menores (49 y 98 kPa) mientras que para la carga vertical mayor (198 kPa) las curvas son bastante similares. Además, la resistencia de pico obtenida en las muestras de balasto contaminado es mayor que en las de balasto limpio (1,2 veces superior para la tensión vertical de 49 kPa, 1,1 para la tensión de 98 kPa e igual para la de 196 kPa), mientras que la resistencia para grandes desplazamientos es bastante similar.

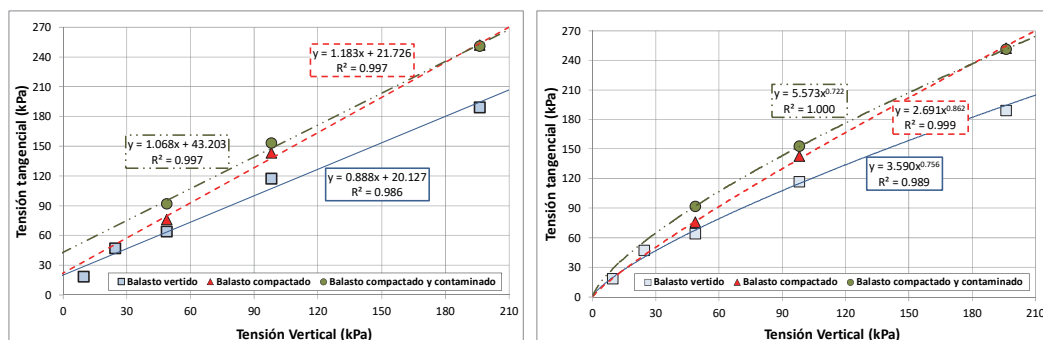


**Fig. 12** – Resultado de los ensayos de corte directo realizados con muestras compactadas, limpias y completamente contaminadas con arena fina y uniforme.

#### 4.1.2.4 – Análisis de los resultados de los ensayos

Los ensayos se interpretaron de acuerdo al criterio de rotura de Mohr-Coulomb (con y sin cohesión) y con un modelo parabólico, tal como se indica en Estaire y Santana (2017) donde se hace un análisis pormenorizado de estos métodos de interpretación. La Figura 13 muestra, por un lado, los valores de la resistencia de pico obtenida en los tres ensayos, en función de la tensión vertical aplicada, y, por otro lado, las rectas del modelo de Mohr-Coulomb y las curvas parabólicas que mejor ajustan los resultados.

Los parámetros geotécnicos obtenidos de las tres interpretaciones mencionadas anteriormente, mediante un ajuste por mínimos cuadrados, se recogen en la Tabla 1.



**Fig. 13** – Resistencias de pico obtenidas de los ensayos junto con las rectas de ajuste del modelo de Mohr-Coulomb y las curvas de ajuste del modelo parabólico.

**Tabla 1** – Parámetros de resistencia de pico obtenidos de la interpretación de los ensayos

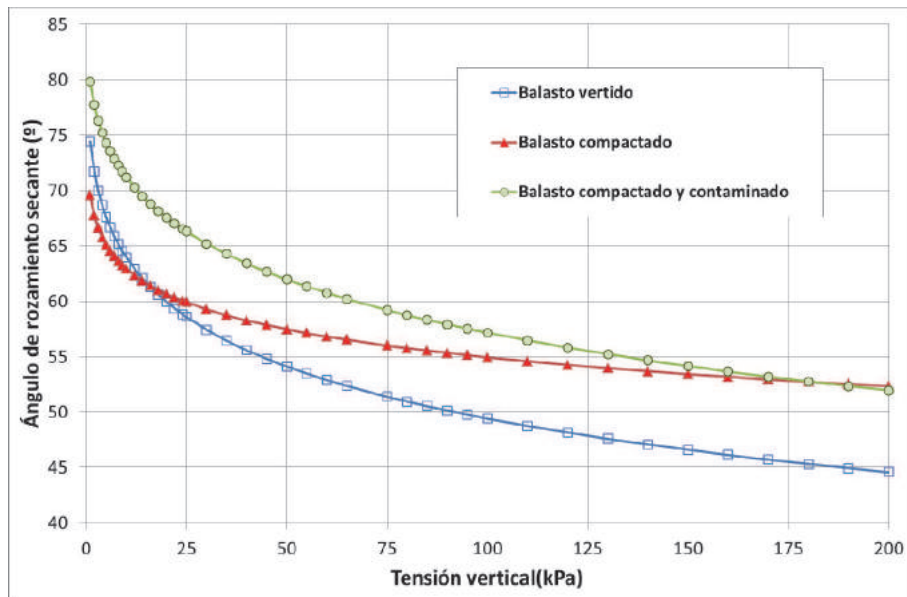
| Método de preparación de las muestras | Mohr-Coulomb (con cohesión)<br>( $\tau = c + \phi_v \cdot \tan \sigma_v$ ) |                 |             | Mohr-Coulomb (sin cohesión)<br>( $\tau = \phi_v \cdot \tan \sigma_v$ ) |                 |             | Modelo Parabólico<br>( $\tau = a \sigma_v^b$ ;<br>$\tau$ y $\sigma_v$ en kPa) |      |             |
|---------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------|-----------------|-------------|------------------------------------------------------------------------|-----------------|-------------|-------------------------------------------------------------------------------|------|-------------|
|                                       | c<br>(kPa)                                                                 | $\phi_v$<br>(°) | Coef. Regr. | c<br>(kPa)                                                             | $\phi_v$<br>(°) | Coef. Regr. | a                                                                             | b    | Coef. Regr. |
| Vertido (Ensayo A)                    | 20                                                                         | 41              | 0,986       | 0                                                                      | 46              | 0,936       | 3,59                                                                          | 0,76 | 0,989       |
| Compactado (Ensayo B)                 | 20                                                                         | 50              | 0,997       | 0                                                                      | 53              | 0,977       | 2,62                                                                          | 0,87 | 0,999       |
| Compactado contaminado (Ensayo C)     | 45                                                                         | 47              | 0,997       | 0                                                                      | 54              | 0,900       | 5,58                                                                          | 0,72 | 1,000       |

El análisis de la Tabla 1 permite resaltar los siguientes aspectos:

- El uso del modelo de Mohr-Coulomb completo (con cohesión) tiene poco sentido ya que es difícil considerar el balasto como un material con un comportamiento cohesivo, como parece deducirse de los valores obtenidos relativamente elevados de cohesión, entre 20 and 45 kPa, combinados, en este caso, con valores del ángulo de rozamiento entre 41 y 50°.
- Las interpretaciones que pueden considerarse mejores son las obtenidas con el modelo parabólico, como puede verse en los coeficientes de regresión que son cercanos a 1,0 en los tres ensayos. Además, este modelo implica considerar un comportamiento no-cohesivo, tal como se supone que el balasto debe tener.
- El balasto vertido, sin compactación posterior, tiene los menores valores de ángulo de rozamiento: 46°, en los casos en los que no se considera cohesión.
- Los ángulos de rozamiento para el balasto compactado, tanto limpio como contaminado, son bastante similares: 53 y 54°, considerando cohesión nula, respectivamente.

Una vez obtenidas las curvas de ajuste parabólicas, se puede deducir el valor del ángulo de rozamiento secante instantáneo para cualquier tensión vertical, tal como se muestra en la Figura 14.

Puede verse que, en los tres casos, los valores del ángulo de rozamiento secante instantáneo decrecen con el incremento de la carga vertical aplicada. Los valores más bajos se obtienen en los ensayos realizados con el balasto vertido mientras que en los otros dos ensayos (realizados con balasto compactado, o limpio o contaminado) los ángulos de rozamiento son mayores y bastante similares entre ellos para tensiones verticales mayores de 100 kPa. Es importante resaltar que para tensiones verticales bajas, los valores del ángulo de rozamiento secante instantáneo deducidos del modelo parabólico están comprendidos entre 65° y 80°.

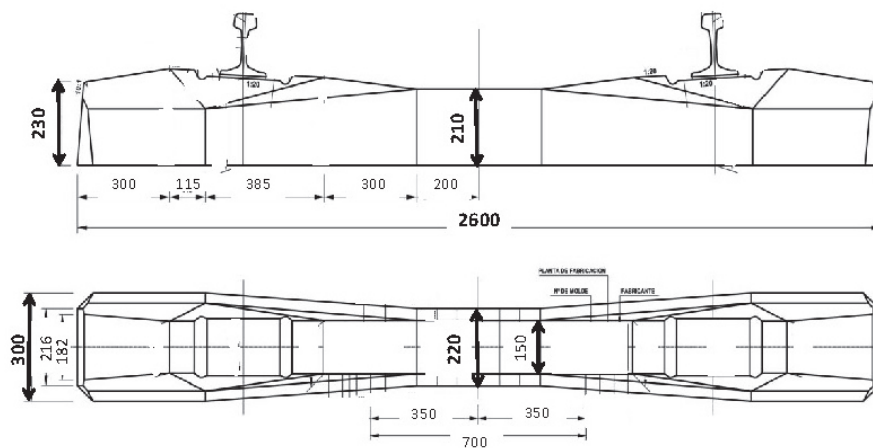


**Fig. 14** – Variación del ángulo de rozamiento secante instantáneo con la tensión vertical, de acuerdo al modelo parabólico.

## 4.2 – Traviesas

### 4.2.1 – Travesía española

La traviesa utilizada en dos de los ensayos es la que se ha colocado profusamente en España por ADIF en las líneas de alta velocidad; así, por ejemplo, en la línea Madrid-Barcelona se han utilizado 1,7 millones de este tipo de traviesas. Es una traviesa monobloque pretensada del tipo AI-99. Su peso medio es 3,185 kN y tiene una longitud de 2,60 m, una anchura en la base de 0,22 m en el centro y de 0,30 m en los extremos, y una altura de 0,21 m en el centro y de 0,23 m en los extremos. La Figura 15 muestra la planta y alzado de la traviesa utilizada.



(Cotas en mm)

**Fig. 15** – Planta y alzado de la traviesa española utilizada en los ensayos.

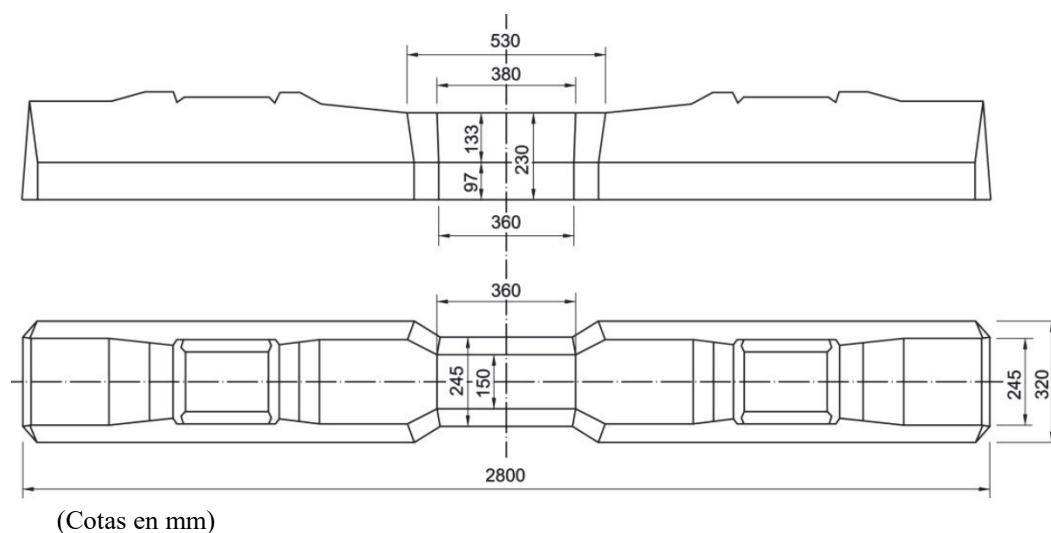
#### 4.2.2 – Travesía alemana con suela bajo travesía (USP)

La travesía utilizada en uno de los ensayos es un prototipo procedente de Alemania que se ensayó, con otros objetivos, en el Cajón Ferroviario durante el programa de investigación RIVAS del 7º Programa Marco Europeo (RIVAS, 2013). Es una travesía monobloque pretensada del tipo AB90.2. Su peso medio es 6,10 kN y tiene una longitud de 2,80 m, una anchura en la base de 0,245 m en el centro y de 0,32 m en los extremos, y una altura de 0,230 m en el centro y de 0,274 m en los extremos. Las traviesas llevan incorporado, en toda la base, una suela bajo travesía (USP) del tipo G04 (SLN 1010) con un módulo estático de 0,1 N/mm<sup>3</sup>., como puede verse en la Figura 16.



**Fig. 16** – Fotografía de la suela bajo travesía de la travesía alemana.

Por su parte, la Figura 17 muestra la planta y alzado de este tipo de travesía, mientras que la Figura 18 muestra una fotografía con los dos tipos de traviesas utilizadas en los ensayos, donde puede apreciarse la diferencia entre ellas.



**Fig. 17** – Planta y alzado de la travesía alemana utilizada en los ensayos.





**Fig. 18** – Fotografía de las dos traviesas utilizadas en los ensayos (arriba, la traviesa española y abajo la alemana).

## 5 – ENSAYOS DE ESTABILIDAD LATERAL DE VÍA

### 5.1 – Ensayos realizados

Se han realizado tres ensayos para analizar la estabilidad lateral de la vía en tres condiciones diferentes de vía, tal como se recoge en la Tabla 2. Estos ensayos se realizaron después de haber llevado a cabo ensayos de fatiga en los que se aplicaron el número de ejes de carga indicados.

**Tabla 2** – Condiciones de realización de los ensayos

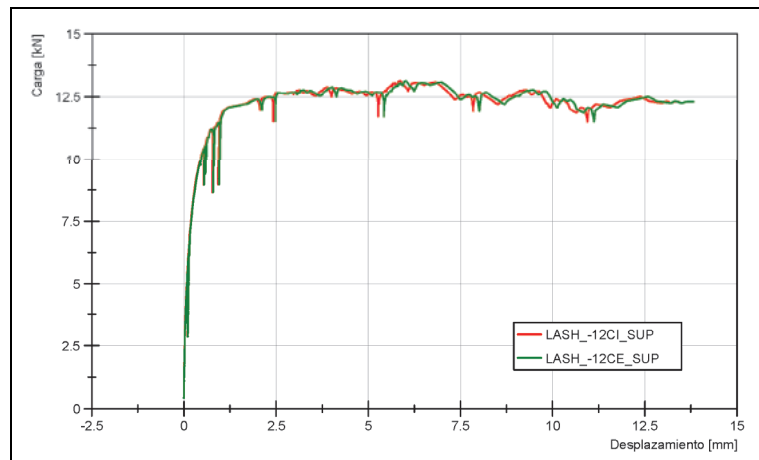
| Ensayo | Traviesa | Condiciones del balasto            | Número de ejes verticales aplicados antes de realizar el ensayo |
|--------|----------|------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|
| 1      | Española | Compactado y limpio                | 0,5 millones                                                    |
| 2      | Española | Compactado y contaminado con arena | 1,4 millones                                                    |
| 3      | Alemana  | Compactado y limpio                | 2,0 millones                                                    |

### 5.2 – Ensayo 1: traviesa española sobre balasto limpio

La Figura 19 muestra el resultado del Ensayo 1, como relación entre la carga horizontal aplicada sobre la traviesa y el desplazamiento horizontal medido en dicha traviesa.

Los principales aspectos que pueden resaltarse de este ensayo son:

- La carga horizontal tiene un crecimiento inicial bastante pronunciado, lineal respecto al desplazamiento. En esta etapa, la carga se incrementó hasta 5 kN mientras se medía un desplazamiento horizontal de 0,11 mm, de los que se dedujo un módulo de reacción de 45,5 kN/mm.
- La carga pico fue de 12,5 kN que se alcanzó para un desplazamiento de 2,5 mm.
- La forma asintótica de la curva, con un desplazamiento máximo de unos 14 mm, indica que, en el ensayo, se alcanzaron unas condiciones estacionarias, indicativo de haber llegado a una situación de estado límite último de deslizamiento por la base de la traviesa, por lo que se puede pensar que se han desarrollado completamente todos los factores contribuyentes a dicha resistencia.



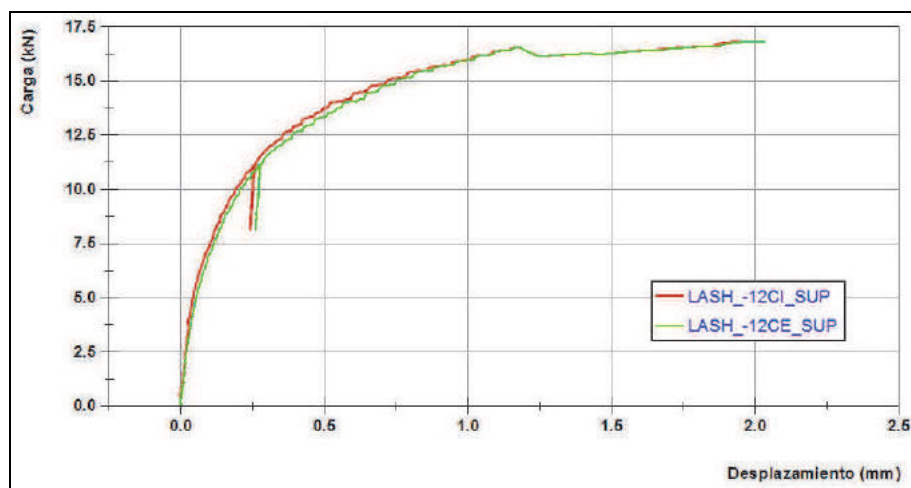
**Fig. 19** – Resultado del Ensayo 1, realizado en una traviesa apoyada sobre balasto limpio.

### 5.3 – Ensayo 2: traviesa española sobre balasto contaminado con arena

El resultado del Ensayo 2 se recoge en la Figura 20. En este caso, el ensayo se detuvo cuando el desplazamiento total de la traviesa era de 2 mm para evitar algunos problemas que aparecieron en el Ensayo 1 durante las operaciones posteriores para devolver la traviesa a su posición original.

El análisis de la figura permite realizar los siguientes comentarios:

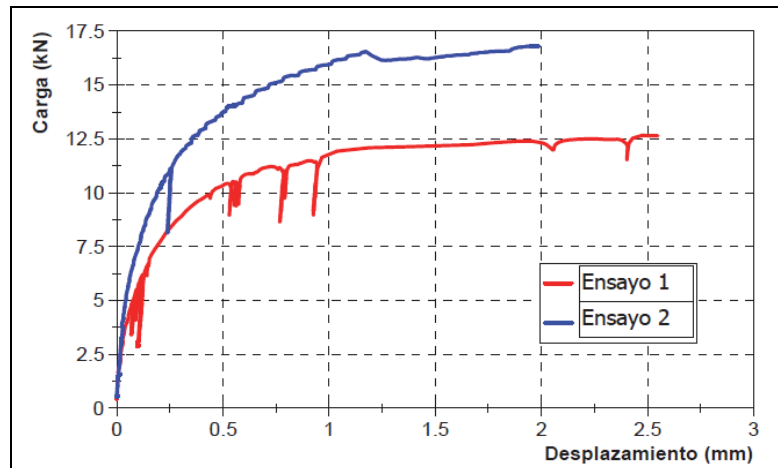
- Se puede apreciar una etapa inicial lineal en la que la carga llega hasta 5 kN para un desplazamiento horizontal de 0,043 mm, lo que implica un módulo de reacción de 116 kN/mm, 2,55 veces mayor que el deducido en el Ensayo 1.
- La carga pico fue de 16 kN (1,28 veces superior a la del Ensayo 1) alcanzado para un desplazamiento de 1,2 mm, después del cual se produjo un ligero descenso.



**Fig. 20** – Resultado del Ensayo 2, realizado en una traviesa apoyada sobre balasto completamente contaminado con arena fina y uniforme.

- La curva tiene una forma asintótica lo que valida el ensayo, desde el punto de vista de las condiciones estacionarias alcanzadas, representativas de un estado límite último de deslizamiento por la base.

La Figura 21 muestra conjuntamente los resultados de los Ensayos 1 y 2 para facilitar su comparación. Puede verse, por un lado, el comportamiento más rígido de la traviesa sobre balasto contaminado y, por otro, la diferencia de resistencia lateral entre ambos ensayos.



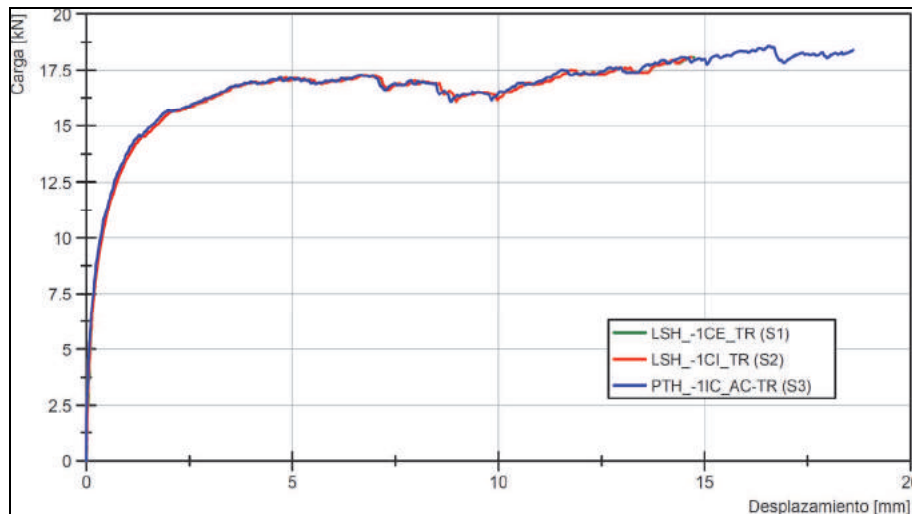
**Fig. 21** – Comparación de los resultados de los Ensayos 1 y 2: traviesa española sobre balasto limpio y contaminado con arena, respectivamente

#### 5.4 – Ensayo 3: traviesa alemana con USP sobre balasto limpio

La Figura 22 muestra el resultado del Ensayo 3, como relación entre la carga horizontal aplicada sobre la traviesa y el desplazamiento horizontal medido en dicha traviesa.

Los principales aspectos que pueden resaltarse de este resultado son:

- La carga horizontal tiene un crecimiento inicial lineal respecto al desplazamiento hasta que se alcanza una carga de unos 7,5 kN, correspondiente a un desplazamiento horizontal de 0,20 mm. Estos valores implican un módulo de reacción de 37,5 kN/mm, parecido al deducido en el Ensayo 1.
- La resistencia de pico fue de 17,1 kN (1,37 veces superior al obtenido en el Ensayo 1), realizado con una traviesa sin suela bajo traviesa (12,5 kN), debido muy posiblemente al mayor peso de esta traviesa ensayada (6,1 frente a 3,1 kN)
- El desplazamiento para el que se obtuvo el pico de carga fue de unos 5 mm, bastante superior al obtenido en el Ensayo 1 con la traviesa sin suela, muy posiblemente debido a la influencia de la deformación del material elastomérico que constituye la suela bajo traviesa.
- Una vez pasado el pico de carga, la carga disminuyó hasta unos 16,3 kN para unos 10 mm de desplazamiento para después comenzar otra vez a aumentar hasta llegar a 18,5 kN cuando el desplazamiento era de unos 16,5 mm y el ensayo se dio por finalizado.



**Fig. 22** – Resultado del Ensayo 3, realizado en una traviesa equipada con suela bajo balasto (USP) apoyada sobre balasto limpio.

De forma general se puede afirmar que durante los tres ensayos, se midió el desplazamiento relativo entre la traviesa y el carril lo que permitió comprobar que no hubo contacto entre esos elementos en ningún momento. El rozamiento que se hubiera podido producir en ese contacto habría invalidado los resultados ya que dicha fricción habría incrementado artificialmente la carga necesaria para desplazar horizontalmente la traviesa.

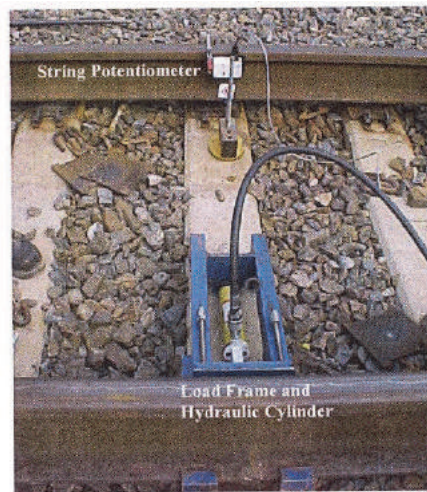
## 6 – ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

### 6.1 – Comparación con ensayos en vía real

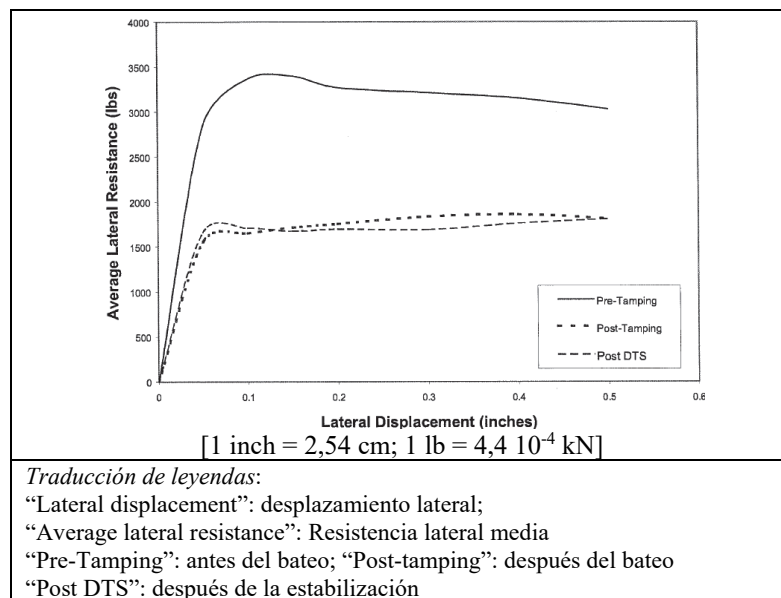
Los resultados obtenidos en los ensayos realizados en condiciones de laboratorio en el CTB se pueden comparar con los ensayos de resistencia lateral denominados STPT (por sus siglas en inglés: Single Tie Push Test) realizados en vía real para analizar la resistencia lateral de las vías. El equipo normalmente utilizado en los ensayos STPT puede verse en la Figura 23, (Sussmann et al, 2014).

Los resultados obtenidos en los ensayos STPT son curvas con el aspecto que se ve en la Figura 24. Esas curvas son generalmente asintóticas aunque, en algunos casos, presentan un pico de carga no muy marcado, que se alcanza para un desplazamiento de 2,5 mm (0,1 pulgadas). La forma de las curvas y el desplazamiento para alcanzar la carga máxima son bastante parecidos a las curvas obtenidas en los ensayos realizados en el CTB, presentados anteriormente.

Por otra parte, la Tabla 3 recoge los valores obtenidos en 124 ensayos STPT, tal como los resume Sussmann et al, 2014. En los 35 ensayos realizados en vías después de haberlas estabilizado, por tanto en condiciones similares a las existentes en los ensayos del CTB, el valor medio es de 11,2 kN. Este valor es un poco menor (90%) que el obtenido en el Ensayo 1, realizado con balasto limpio (12,5 kN).



**Fig. 23** – Equipo para la realización de ensayo de resistencia lateral STPT (Single Tie Push Test) en una vía real (Sussmann et al, 2014).



**Fig. 24** – Resultados obtenidos en ensayos de resistencia lateral STPT realizados en diferentes momentos de la vida de la vía: antes del bateo, después del bateo y después de la estabilización (Samavedam, 1999).

**Tabla 3** – Estadísticas de resultados de ensayos de resistencia lateral STPT (Sussmann et al, 2014)

| Estado de la vía antes del ensayo     | Valor medio (kN) | Desviación Standard (%) | Número de ensayos |
|---------------------------------------|------------------|-------------------------|-------------------|
| Antes de regularización superficial   | 15,1             | 9,7                     | 37                |
| Después de regularización superficial | 8,6              | 7,1                     | 42                |
| Después de estabilización             | 11,2             | 9,5                     | 35                |
| Después de tráfico                    | 9,6              | 7,6                     | 10                |

## 6.2 – Modelización analítica de los ensayos

La modelización analítica de los ensayos se ha realizado, basándose en los principios de la Mecánica del Suelo con dos objetivos básicos: validar los valores del ángulo de rozamiento del balasto obtenido en los ensayos de corte directo anteriormente descritos y determinar el peso relativo de los factores de los que depende la resistencia lateral de una vía férrea que son los siguientes:

- Rozamiento entre la base de la traviesa y el balasto subyacente ( $F_{bas}$ ) que depende de:
  - el peso de la traviesa ( $W_{trav}$ ), dado que no se ha aplicado carga vertical sobre la traviesa, y
  - el ángulo de rozamiento del contacto hormigón-balasto ( $\delta_{t,b}$ ) que puede estimarse en un porcentaje (denominado como “ $c_{t,b}$ ” en este documento) del ángulo de rozamiento del propio balasto ( $\phi_{balasto}$ ).

Este rozamiento por la base ( $F_{bas}$ ) puede cuantificarse mediante la siguiente expresión:

$$F_{bas} = W_{trav} \tan(\delta_{t,b}) ; \text{siendo } \delta_{t,b} = c_{t,b} \cdot \phi_{balasto} \quad (1)$$

- Rozamiento entre las caras laterales de la traviesa y el balasto situado en esa zona ( $F_{lat}$ ) que depende de:
  - la longitud de la traviesa ( $Long_{trav}$ ),
  - el ángulo de rozamiento del contacto hormigón-balasto ( $\delta_{t,b}$ ) en las caras laterales de la traviesa y
  - la presión horizontal sobre dichas caras que, a su vez, es función de:
    - el espesor de la capa de balasto por encima del plano de la base de la traviesa ( $t_{balasto}$ )
    - el peso específico del balasto ( $\gamma_{balasto}$ ) y
    - el coeficiente de empuje horizontal del balasto ( $K_h$ ).

Este rozamiento lateral ( $F_{lat}$ ) puede cuantificarse mediante la siguiente expresión:

$$F_{lat} = 2 Long_{trav} \tan(\delta_{t,b}) [1/2 K_h (t_{balasto})^2 \gamma_{balasto}] \quad (2)$$



- Empujes en los hombros frontal y dorsal de la traviesa ( $F_{hmb}$ ) que son debidos a los empujes pasivo y activo que se desarrollan en los hombros frontal y dorsal de la traviesa, respectivamente. El valor de los empujes depende de:
  - la anchura de la cuña de terreno afectada ( $Anch_{cuña}$ ), cuyo valor se determinado de acuerdo al esquema de la Figura 25,
  - la altura de la traviesa en la zona del hombro ( $Alt_{trav}$ ),
  - los coeficientes de empuje de tierras pasivo ( $K_p$ ) y activo ( $K_a$ ) del balasto que, a su vez, dependen del ángulo de rozamiento del propio balasto ( $\varphi_{balasto}$ ), que se han calculado con la teoría de Rankine, como indica la Ecuación 5.
  - el grado de desarrollo de dichos empujes en función de los desplazamientos sufridos por la traviesa ( $d_{pas}$  y  $d_{act}$ ).

Los empujes ( $F_e$ ) pueden cuantificarse mediante las siguientes expresiones:

$$F_{hmb,pas} = Anch_{cuña} [1/2 K_p (Alt_{trav})^2 \gamma_{balasto}] d_{pas} \quad (3)$$

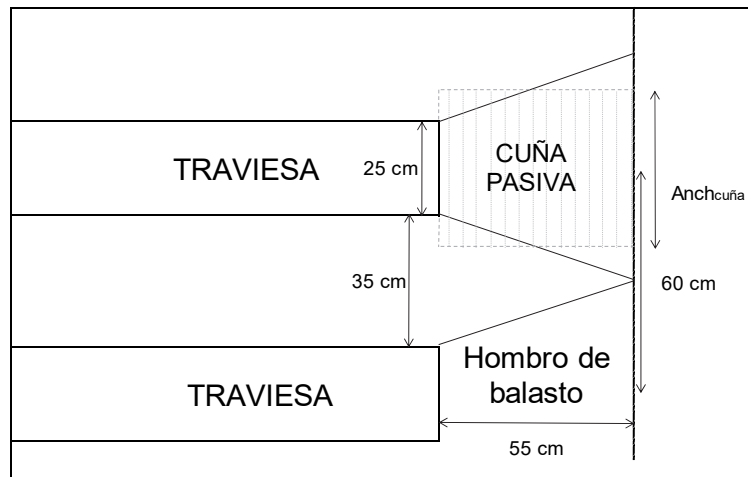
$$F_{hmb,act} = Anch_{cuña} [1/2 K_a (Alt_{trav})^2 \gamma_{balasto}] d_{act} \quad (4)$$

$$K_a = [\tan(45-\varphi/2)]^2 ; K_p = [\tan(45+\varphi/2)]^2 \quad (5)$$

Como puede verse, las expresiones anteriores dependen de una serie de parámetros relativos a las traviesas y al balasto, cuyos valores se recogen en la Tabla 4.

El resto de parámetros cuyos valores no son conocidos son los siguientes:

- El coeficiente reductor (denominado “ $c_{t,b}$ ”) del ángulo de rozamiento del contacto hormigón-balasto ( $\delta_{t,b}$ ) con respecto al ángulo de rozamiento del propio balasto ( $\varphi_{balasto}$ ), cuyo valor se estima normalmente entre 2/3 y 1,0.
- El coeficiente de empuje horizontal del balasto ( $K_h$ ), cuyo valor debe ser elevado dado que el balasto se compacta inicialmente en obra y posteriormente se va compactando por la vibración producida por los trenes circulantes. Se pueden considerar valores comprendidos entre 0,75 y 1,0.



**Fig. 25** – Determinación de las dimensiones de la cuña pasiva desarrollada en el hombro de la traviesa.

**Tabla 4** – Valores de los parámetros utilizados en la modelización de los ensayos

| Material                                                                                                                                                                                                                  | Parámetro                                                                                   | Ensayo 1 | Ensayo 2 | Ensayo 3 |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|----------|----------|----------|
| Travesía                                                                                                                                                                                                                  | Peso [ $W_{trav}$ ] (kN)                                                                    | 3,185    | 3,185    | 6,10     |
|                                                                                                                                                                                                                           | Longitud [ $Long_{trav}$ ] (m)                                                              | 2,60     | 2,60     | 2,80     |
|                                                                                                                                                                                                                           | Anchura de las cuñas pasiva y activa [ $Anch_{cuña}$ ] (m) <sup>(1)</sup>                   | 0,43     | 0,43     | 0,44     |
|                                                                                                                                                                                                                           | Altura en la zona del hombro [ $Alt_{trav}$ ] (m)                                           | 0,23     | 0,23     | 0,25     |
| Balasto                                                                                                                                                                                                                   | Espesor por encima del plano de la base de la traviesa [ $t_{balasto}$ ] (m) <sup>(2)</sup> | 0,21     | 0,21     | 0,23     |
|                                                                                                                                                                                                                           | Peso específico [ $\gamma_{balasto}$ ] (kN/m <sup>3</sup> )                                 | 15,5     | 19,5     | 15,5     |
| Notas:<br><sup>(1)</sup> : se ha considerado la media de la anchura de la traviesa en la base y en su plano horizontal superior<br><sup>(2)</sup> : se ha considerado igual a la altura de la traviesa en la zona central |                                                                                             |          |          |          |

- El porcentaje de desarrollo del empuje pasivo que aparece en el hombro frontal de la traviesa, respecto al empuje pasivo total determinado por la teoría de Rankine ( $d_{pas}$ ), cuyo valor puede estimarse normalmente entre 2/3 y 1,0. El correspondiente al empuje activo ( $d_{act}$ ) se puede considerar 1,0, dado que es sabido que es necesario un pequeño desplazamiento para que este empuje se desarrolle completamente.
- El ángulo de rozamiento del balasto ( $\phi_{balasto}$ ) que es uno de los parámetros a determinar. Su determinación se ha realizado con la condición de que el valor deducido con las expresiones anteriores coincida con los resultados obtenidos en los tres ensayos realizados.

Con objeto de tener en cuenta la posible variabilidad de los factores anteriormente indicados ( $c_{t,b}$ ,  $K_h$  y  $d_{pas}$ ) se han analizado tres casos posibles:

- Caso I: es uno de los casos extremos caracterizado por el hecho de que todos los factores anteriores ( $c_{t,b}$ ,  $K_h$  y  $d_{pas}$ ) toman su valor máximo razonable (1,0).
- Caso II: es el caso en el que los factores toman su valor más razonable:
  - $c_{t,b}=0,80$ ; este valor se ha obtenido como valor medio en ensayos de corte directo realizados en la caja de corte, indicada en el apartado 4.1.2.1, en los que se ha analizado el contacto entre traviesa y balasto (Estaire y Santana, 2017).
  - $K_h=1,00$ ; dado que el balasto se va compactando por la vibración producida por los trenes circulantes, el valor del coeficiente de empuje horizontal del balasto debería ser elevado, cercano a 1,0.
  - $d_{pas}=1,00$ ; Se considera que el empuje pasivo se ha desarrollado en su totalidad, dada la estabilización de la carga, en función del desplazamiento, que se ha detectado en los ensayos realizados.
- Caso III: es el otro de los casos extremos caracterizado por el hecho de que todos los factores anteriores toman su valor mínimo razonable ( $c_{t,b}=0,65$ ;  $K_h=0,75$  y  $d_{pas}=0,65$ ).

Los resultados obtenidos en los tres casos analizados se recogen en la Tabla 5. En los cálculos se ha considerado que el ángulo de rozamiento que interviene en los tres factores de resistencia lateral tiene el mismo valor.

**Tabla 5** – Resultados de la modelización analítica de los ensayos realizados

| Caso | $C_{t,b}$ | $K_h$ | $d_{pas}$ | Ensayo | $\Phi_{balasto}$<br>(°) | Contribución de los factores (%) |                          |                                   |
|------|-----------|-------|-----------|--------|-------------------------|----------------------------------|--------------------------|-----------------------------------|
|      |           |       |           |        |                         | Base<br>( $F_{bas}$ )            | Lateral<br>( $F_{lat}$ ) | Frontal y<br>dorsal ( $F_{hmb}$ ) |
| I    | 1,00      | 1,00  | 1,00      | 1      | 62,5                    | 49                               | 27                       | 24                                |
|      |           |       |           | 2      | 64,9                    | 42                               | 30                       | 28                                |
|      |           |       |           | 3      | 59,4                    | 60                               | 23                       | 17                                |
| II   | 0,80      | 1,00  | 1,00      | 1      | 69,3                    | 37                               | 21                       | 42                                |
|      |           |       |           | 2      | 70,8                    | 30                               | 21                       | 49                                |
|      |           |       |           | 3      | 67,6                    | 49                               | 19                       | 32                                |
| III  | 0,65      | 0,75  | 0,65      | 1      | 75,7                    | 30                               | 12                       | 58                                |
|      |           |       |           | 2      | 76,5                    | 24                               | 12                       | 64                                |
|      |           |       |           | 3      | 75,1                    | 41                               | 12                       | 47                                |

El análisis de los datos contenidos en la tabla anterior permite realizar los siguientes comentarios:

- Los ángulos de rozamiento del balasto, utilizados en la modelización analítica, están comprendidos entre 59,5 y 76,5°, los cuales pueden considerarse bastante elevados pero en total consonancia con los resultados de los ensayos de corte directo de grandes dimensiones recogidos en el Apartado 4.1.2.4. A este respecto, la Figura 14 muestra, para tensiones verticales bajas, entre 0 y 25 kPa como corresponde a las tensiones verticales derivadas del peso de la columna de balasto y del peso de las traviesas, valores del ángulo de rozamiento instantáneo del balasto entre 60° y 80°.
- Esta similitud entre los ángulos de rozamiento obtenidos en ensayos de corte directo en laboratorio con los ángulos deducidos de los ensayos de resistencia lateral permiten dar cierta consistencia y verosimilitud a ambos grupos de ensayos realizados.
- Por otro lado, los rangos de variación de los valores de las contribuciones a la resistencia lateral deducidas de los cálculos, para traviesas de peso normal como la española utilizada en los Ensayos 1 y 2, son los siguientes:  $F_{bas}$ =25-45%;  $F_{lat}$ =15-30% y  $F_{hmb}$ =25-60%. Puede apreciarse que el mayor valor de la contribución del empuje pasivo (alrededor del 60%) se ha producido para el caso en el que los parámetros de cálculo ( $C_{t,b}$ ,  $K_h$  y  $d_{pas}$ ) toman los valores mínimos que se han considerado en el cálculo.
- Por su parte, para la traviesa alemana (Ensayo 3), con un peso casi doble de la española, la contribución de la resistencia por la base aumenta lógicamente, hasta valores comprendidos entre 40 y 60%, a costa principalmente de la contribución del empuje pasivo de la cara frontal ( $F_{hmb}$ =15-45%) mientras que el rozamiento lateral se mantiene en valores similares ( $F_{lat}$ =15-25%).
- En todos los casos, la contribución del empuje activo es inferior al 1% por lo que, a efectos prácticos, se considera despreciable.

- Es importante destacar que todos estos valores son algo diferentes de los propuestos por Kish (2011):  $F_{bas}=35-40\%$ ;  $F_{lat}=30-35\%$  y  $F_{hmb}=20-25\%$ , aunque del mismo orden de magnitud. Este autor preconiza una mayor contribución del rozamiento lateral y una menor contribución del empuje pasivo, respecto a los valores indicados en este estudio.

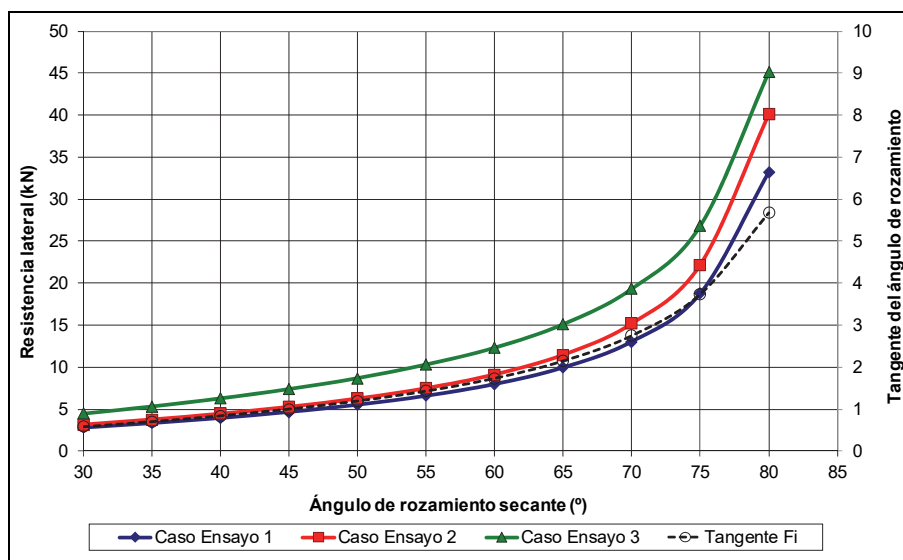
### 6.3 – Extrapolación de los ensayos

#### 6.3.1 – Introducción

Una vez comprobado que el modelo analítico definido anteriormente reproduce relativamente bien los resultados de los ensayos de resistencia lateral realizados, se puede utilizar para determinar la resistencia lateral en función de alguno de los parámetros de influencia, como por ejemplo, el ángulo de rozamiento del balasto o en otras condiciones distintas a las del ensayo, como por ejemplo, con cargas verticales superiores que reproduzcan situaciones en las que la vía está cargada.

#### 6.3.2 – Variación de la resistencia lateral con el ángulo de rozamiento balasto-traviesa

En este apartado se determina la variación que presenta la resistencia lateral de vía en función del ángulo de rozamiento balasto-traviesa, de acuerdo al modelo analítico desarrollado. A este respecto, en la Figura 26 se muestra el resultado de los cálculos realizados para valores del ángulo de rozamiento del contacto balasto-traviesa entre 30 y 80°, considerando las situaciones de balasto y traviesas definidas en los Ensayos 1, 2 y 3, cuyas características se recogen en la anterior Tabla 2 y las condiciones de cálculo del Caso II ( $c_{t,b}=0,8$ ;  $K_h=1,0$  y  $d_{pas}=1,0$ ).



**Fig. 26** – Variación de la resistencia lateral con el ángulo de rozamiento de pico del balasto de acuerdo al modelo analítico desarrollado.

Puede verse que la resistencia lateral crece muy rápidamente con el ángulo de rozamiento del balasto de forma muy similar a como lo hace la tangente de dicho ángulo (en línea punteada en la figura) como reflejo del hecho de que los factores más importantes de la resistencia lateral son el rozamiento por la base y el empuje pasivo en el hombro frontal que dependen ambos en gran medida de la tangente de dicho ángulo.

Hay que hacer notar que la diferencia entre los resultados de las situaciones semejantes a los Ensayos 1-2 y 3 es debida al peso de la traviesa en el Ensayo 3 (6,10 kN) frente a los 3,185 kN de la traviesa utilizada en los Ensayos 1-2.

El análisis de la figura anterior permite afirmar la importancia que tiene la calidad del balasto en la resistencia lateral, tanto en el momento de su puesta en obra, lo que obliga a la utilización de balastos de buena calidad, como durante su vida útil, a lo largo de la cual las partículas se redondean perdiendo resistencia al corte, lo que puede obligar a labores de sustitución del lecho de balasto.

A este respecto, Rujikiatkamjorn et al (2012) realizaron ensayos con balasto fresco y degradado en el que pudieron apreciar una pérdida de unos 10° de ángulo de resistencia al degradarse el balasto. Esta disminución del ángulo de rozamiento implicaría unas reducciones importantes en la resistencia lateral: de 19 a 10 kN, al pasar el ángulo de rozamiento de 75 a 65° ó de 10 a 7 kN al pasar de 65 a 55°, suponiendo una situación semejante a la del Ensayo 1, es decir, traviesa española sobre balasto limpio y compactado.

### 6.3.3 – Variación de la resistencia lateral con la carga vertical aplicada

En este apartado se determina la variación que presenta la resistencia lateral de vía en función de la carga vertical que se encuentra aplicada sobre la traviesa, de acuerdo al modelo analítico desarrollado y a los resultados de los ensayos de corte directo realizados con balasto. A este respecto, es importante resaltar, por una parte, que el ángulo de rozamiento de pico, secante e instantáneo del balasto depende de la tensión vertical aplicada, como se apreciaba en la Figura 14, y, por otra parte, que la resistencia lateral está muy influida por dicho ángulo de rozamiento, como se apreciaba en la Figura 25.

Los cálculos, cuyos resultados se muestran en la Figura 27, se han realizado para tensiones verticales comprendidas entre 5 y 225 kPa, considerando las situaciones de balasto y traviesas definidas en los Ensayos 1, 2 y 3, cuyas características se recogen en la anterior Tabla 2 y las condiciones de cálculo del Caso II ( $c_{t,b}=0,8$ ;  $K_h=1,0$  y  $d_{pas}=1,0$ ).

Puede verse que los resultados para los tres casos semejantes a los Ensayos 1, 2 y 3 son muy

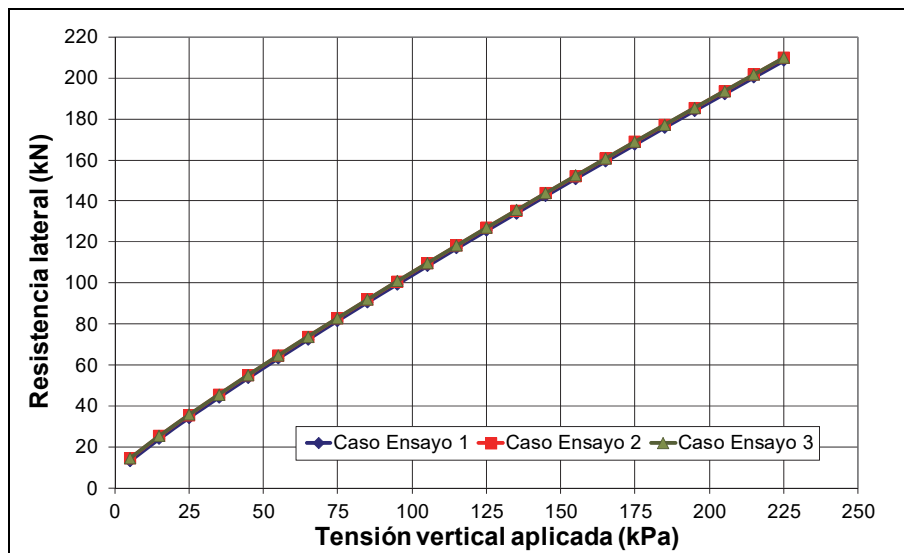


Fig. 27 – Variación de la resistencia lateral con la tensión vertical aplicada de acuerdo al modelo analítico desarrollado.

parecidas entre sí y bastante lineales. Este hecho es debido a que se ha comprobado que el factor que más contribuye a la resistencia lateral, para tensiones verticales aplicadas superiores a 25 kPa, es el rozamiento por la base, con valores superiores al 80% y crecientes con la tensión vertical hasta valores cercanos al 95%, siendo el restante compartido entre el empuje pasivo y el rozamiento lateral, en proporción 1,5:1.

A su vez, la resistencia lateral depende linealmente de la carga vertical y de la tangente del ángulo de rozamiento traviesa-balasto que es bastante constante para los ángulos de rozamiento del balasto movilizados en ese contacto, con valores comprendidos entre 50 y 60°.

## 7 – RESUMEN

- Este artículo describe los resultados de tres ensayos de resistencia lateral de vía realizados en el Cajón Ferroviario del CEDEX, con un modelo de vía férrea a escala 1:1, en condiciones de laboratorio.
- Para la realización de los ensayos fue necesario diseñar y construir un útil especial que, montado sobre la traviesa, era el responsable de desplazarla horizontalmente, en dirección perpendicular al eje de vía.
- El sistema de medición instalado consistió en una célula de carga (para medir la fuerza aplicada sobre la traviesa), dos sensores láser (para registrar el desplazamiento horizontal de la traviesa) y dos potenciómetros (para controlar el desplazamiento relativo entre la traviesa y el carril y asegurar que no se producía contacto entre ellos).
- Se realizaron tres ensayos de estabilidad lateral de vía:
  - Ensayo 1: traviesa normal sobre balasto limpio.
  - Ensayo 2: traviesa normal sobre balasto contaminado con una arena fina, uniforme, seca y cuarcítica.
  - Ensayo 3: traviesa de doble de peso del normal y equipada con suela bajo traviesa (USP) sobre balasto limpio.
- Los resultados de los ensayos indicaron unas resistencias horizontales de pico de 12,5; 16,0 y 17,1 kN, respectivamente para los Ensayos 1, 2 y 3.
- Los desplazamientos horizontales para los que se obtuvo la carga máxima fueron de 2,5; 1,2 y 5,0 mm, respectivamente para los Ensayos 1, 2 y 3.
- Por otra parte, se ejecutaron tres ensayos de corte directo de grandes dimensiones con balasto en diferentes condiciones (vertido, compactado y compactado con contaminación previa con arena) para determinar la resistencia al corte del balasto.
- Los ensayos de resistencia lateral se han modelizado numéricamente basándose en los principios de la Mecánica del Suelo y teniendo en cuenta que dicha resistencia depende de los siguientes factores: a) rozamiento entre la base de la traviesa y el balasto subyacente, b) rozamiento entre las caras laterales de la traviesa y el balasto situado en esa zona y c) empujes de tierras, pasivo y activo, en los hombros frontal y dorsal de la traviesa.



## 8 – CONCLUSIONES

Las conclusiones más importantes que se pueden obtener de los resultados obtenidos de los ensayos y de su posterior modelización son las siguientes:

- Los principales factores contribuyentes a la resistencia lateral, en ausencia de carga vertical significativa, son el rozamiento en la base (con una contribución entre 25 y 45%, según los casos analizados), el empuje pasivo en el hombro frontal de la traviesa, (con una contribución entre 25 y 60%) y el rozamiento lateral (con una contribución alrededor del 15-30%).
- Sin embargo, en los ensayos realizados con un prototipo de traviesa, con un peso casi doble de la normal, la contribución de la resistencia por la base aumenta lógicamente, hasta valores comprendidos entre 40 y 60%, a costa principalmente de la contribución del empuje pasivo de la cara frontal ( $F_{hmb}=15-45\%$ ) mientras que el rozamiento lateral se mantiene en valores similares ( $F_{lat}=15-25\%$ ).
- En los casos en los que la traviesa se encuentre cargada verticalmente, el factor que más contribuye es el rozamiento por la base, con porcentajes superiores al 80% y crecientes con la tensión vertical hasta valores cercanos al 95%, siendo el restante compartido entre el empuje pasivo y el rozamiento lateral, en proporción 1,5:1.
- Los ángulos de rozamiento del balasto utilizados en la modelización analítica están comprendidos entre 59,5 y 76,5° que se pueden considerarse bastante elevados, aunque concuerdan muy bien con los resultados de los ensayos de corte directo de grandes dimensiones realizados en el CEDEX con balasto en diferentes condiciones.
- Esta similitud entre los ángulos de rozamiento obtenidos en ensayos de corte directo en laboratorio con los ángulos deducidos de los ensayos de resistencia lateral permiten dar una gran consistencia y verosimilitud a ambos grupos de ensayos realizados.

## 9 – AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo desean agradecer la contribución de las siguientes personas: Raul Reinoso y Ángel Carballo por la ejecución de los ensayos de resistencia lateral; José L. Gómez y Manuel Fernández por la ejecución de los ensayos de corte directo; Francisco Sánchez y Ricardo Fernández por la elaboración de los resultados de los ensayos; Francisco Navarro y Miguel Ángel Andreu por la supervisión de los ensayos; y Andrés Vázquez y Eugenio Martín (ambos de la empresa VTI) por su ayuda en el diseño y construcción del útil de ensayo.

## 10 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D3080 (2011). *Standard for Test Method for Direct Shear Test of Soils under Consolidated Drained Conditions*. Annual Book of ASTM Standards 2011, Volume 04.08.
- EN 13450 (2003). *Aggregates for railway ballast*. CEN, Brussels, Belgium.
- Estaire, J.; Olalla, C. (2005) *Analysis of shear strength of armourstone based on 1 m<sup>3</sup> direct shear tests*. VII Coastal Engineering 2005. pp. 341-350. Algarve (Portugal).

- Estaire, J.; Olalla, C. (2006). *Analysis of the strength of rockfills based on direct shear tests made in 1 m<sup>3</sup> box*. 22<sup>nd</sup> International Congress ICOLD. Q.86-R.36. pp (529-540). Barcelona (España).
- Estaire, J.; Pardo, F.; Cuéllar, V. (2017). *CEDEX Track Box as an experimental tool to test railway tracks at 1:1 scale*. Proceedings of 19<sup>th</sup> International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Seoul (to be published).
- Estaire J.; Santana M. (2017). *Large direct shear tests performed with fresh ballast*. Journal of Rail and Rapid transit (in revision).
- Estaire J.; Santana M. (2017). *Resistencia al corte en el contacto balasto-travesía*. Ingeniería Civil (en revisión).
- Kish, A. (2011). *On the fundamentals of track lateral resistance*. AREMA.
- Lichtberger, B. (2011) *Manual de vía*. Eurail Press. ISBN 978-3-7771-0409-6.
- RIVAS (2013). *Results of laboratory tests for ballasted track mitigation measures. CEDEX Track Box Tests*. Deliverable D3.7 (Part A).
- Rujikiatkamjorn C; Indraratna B.; Ngo N. T. and Coop M. (2012). *A laboratory study of railway ballast behavior under various fouling degree*. 5<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Geosynthetics (pp. 507-514).
- Samavedam, G.; Sluz, A.; Kish, A. (1999). *The effect of realignment on track lateral stability*. AREMA.
- Sussmann, T.; Kish, A.; Trosino, M. (2014). *Investigation of the influence of track maintenance on the lateral resistance of concrete tie track*. Transportation Research Record, vol.1825, Paper no. 03-3694, 2014.

# O MÉTODO GPR APLICADO À LOCALIZAÇÃO DE TUBULAÇÕES UTILIZADAS NO ABASTECIMENTO DE ÁGUA NO MUNICÍPIO DE BELÉM-PARÁ

The GPR method applied to the location of pipes used in water supply of the municipal district of Belém-Pará

Gerson Pompeu Pinto\*

Marcos Welby Correa Silva\*\*

**RESUMO** – Este trabalho consistiu em avaliar a viabilidade do método GPR (*Ground Penetrating Radar*) na localização de tubulações de aço, cimento-amianto, PVC e ferro fundido, de diversos diâmetros, utilizadas pela Companhia de Saneamento do Pará (COSANPA), no abastecimento de água à população da região urbana do município de Belém-Pará. Para o alcance deste objetivo foram realizados 14 perfis em 6 locais, distintos da área urbana de Belém, com o intuito de identificar 13 alvos, utilizando-se antenas de 200 MHz e 400 MHz, geralmente usadas neste tipo de levantamento. Os radargramas obtidos com o GPR permitiram identificar quase todos os alvos pesquisados. Apenas 3 dos 13 alvos, não foram plenamente identificados, ficando de fora, apenas os alvos de PVC, de pequena bitola (50 mm e 75 mm). Após o estudo concluímos que o método GPR é muito eficaz neste tipo de aplicação e que sua utilização tem grande valia na localização das redes de abastecimento de água, o que deve facilitar enormemente as obras de expansão da rede, assim como a sua manutenção.

**ABSTRACT** – This work was carried out to evaluate the feasibility of the method GPR (*Ground Penetrating Radar*) to locate steel, cement-asbestos, PVC and cast iron pipes of several diameters, used by the Companhia de Saneamento do Pará (COSANPA) for water supply to the population of the urban area of Belém-Pará. To achieve this goal 14 profiles were performed at 6 distinct sites of Belém's urban area, in order to identify 13 targets, using 200 MHz and 400 MHz antennas, commonly used in this type of survey. The radargrams obtained with GPR allowed to identify almost all targets surveyed. Only 3 of the 13 targets were not fully identified, leaving out only the targets of PVC of small gauge (50 mm and 75 mm). After the study, we concluded that the GPR method is very effective in this type of application and its use has great value in the location of the water supply network, what should greatly facilitate the work of expanding the network, as well as its maintenance.

**Palavras Chave** – Geofísica aplicada. Método GPR. Localização de tubarias.

**Keywords** – Applied geophysics. GPR method. Tubing location.

## 1 – INTRODUÇÃO

O GPR é um método de investigação geofísica proposto em 1904, pelo engenheiro alemão Christian Hülsmeier (Reynolds, 1997), fundamentada na propagação de sinais eletromagnéticos para a localização remota de objetos enterrados no solo. Entretanto, foi só em 1910 que ocorreu a primeira publicação descrevendo uma aplicação do método, feita por Gotthelf Leimbach e Heinrich Löwy, na Alemanha. Neste trabalho foi sugerido o uso de equipamentos que transmitiam ondas continuamente, porém foi só em 1926 que Hülsenbeck patenteou o primeiro equipamento

---

\* Professor do Ministério da Defesa, Primeiro Comando Aéreo Regional. E-mail: gersonpompeu@gmail.com

\*\* Programa de Pós-graduação em Geofísica, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Pará-UFPA, Belém, PA, BR. E-mail: welby@ufpa.br

que usava a emissão de pulsos de radar, com objetivo de investigar a natureza das estruturas em subsuperfícies. Em 1929, na Áustria, Stern realizou a primeira aplicação prática do GPR, com a finalidade de detectar espessuras de glaciares (Olhoeft, 1981).

Com os avanços tecnológicos e após anos de estudos e aprimoramentos dos equipamentos, o GPR tornou-se um dos métodos mais eficazes para sondagens e investigações até pequenas profundidades (geofísica rasa), devido aos baixos custos e à praticidade na realização dos trabalhos de campo. Hoje o método possui uma grande variedade de aplicações, tais como: aplicações forenses, militares, engenharia civil, estudos de solos, exploração mineral, geologia básica e ambiental, geotecnia, hidrogeologia, pesquisa arqueológica, planejamento urbano, dentre outras (Porsani, 2008).

Neste trabalho tratar-se-á da aplicação do GPR na localização de tubulações utilizadas pela Companhia de Saneamento do Pará (COSANPA) no abastecimento de água à população da região urbana de Belém-Pa. Esta aplicação é de grande relevância, pois visa contribuir nas soluções de alguns problemas decorrentes das obras de expansão e manutenção do sistema de abastecimento de água, tais como a localização exata de suas redes de abastecimento de água, pois ao longo do tempo não foram tomados os devidos cuidados com o registro e catalogação das tubulações. Atualmente a COSANPA dispõe de informações desatualizadas e muitas vezes confusas, sobre o posicionamento correto de suas redes, ocasionando um sério problema no desenvolvimento das obras de expansão e manutenção da rede. Dentro dessa perspectiva, a aplicação do método GPR na localização das tubulações, torna-se uma alternativa viável, com custos aceitáveis, haja em vista que atualmente a COSANPA não possui nenhum método de localização indireta de suas redes.

## 2 – METODOLOGIA

### 2.1 – Fundamentação teórica

O método GPR utiliza um dipolo elétrico horizontal como fonte do campo de ondas eletromagnéticas. As frentes de ondas para uma fonte dipolar sobre a superfície da Terra são ondas esféricas e qualquer onda esférica pode ser descrita por uma superposição de ondas planas (Stratton, 1941). A equação da onda plana para o campo elétrico, supondo o fluxo de corrente numa dada direção-x, é dada por:

$$\frac{\partial^2 \vec{E}_x}{\partial z^2} = k^2 \vec{E}_x \quad (1)$$

onde  $\vec{E}_x$  é o campo elétrico na direção-x e  $k$  é o número de onda, expresso por:

$$k^2 = \omega^2 \mu \epsilon - i \omega \mu \sigma \quad (2)$$

onde  $\omega^2 \mu \epsilon$  corresponde a corrente de deslocamento e  $i \omega \mu \sigma$  a corrente de condução.

O método GPR utiliza altas frequências, maiores que 1 MHz, então os dois termos da equação devem ser considerados, e a corrente de deslocamento é predominante sobre a corrente de condução:

$$\omega^2 \mu \epsilon \gg |i \omega \mu \sigma| \quad (3)$$

Essa é a condição favorável para o funcionamento do método GPR. Um meio com essa característica é denominado de meio dielétrico de baixa perda (Annan, 1992).

A equação 2, pode ser escrita da seguinte forma:

$$k = \alpha + i\beta \quad (4)$$

onde  $\alpha$  corresponde à constante de atenuação, expressa em decibel/metro (dB/m) e  $\beta$  à constante de propagação (Stratton, 1941):

$$\alpha = \omega \sqrt{\frac{\mu\epsilon}{2} \left( \sqrt{1 + \left( \frac{\sigma}{\omega\epsilon} \right)^2} - 1 \right)} \quad (5)$$

$$\beta = \omega \sqrt{\frac{\mu\epsilon}{2} \left( \sqrt{1 + \left( \frac{\sigma}{\omega\epsilon} \right)^2} + 1 \right)} \quad (6)$$

A profundidade de penetração e as perdas associadas à propagação das ondas eletromagnéticas no meio geológico podem ser mensuradas pela profundidade pelicular ou “*skin depth*” ( $\delta$ ). O “*skin depth*” é definido como a profundidade de penetração na qual a amplitude da onda eletromagnética reduz-se a  $\frac{1}{e} = 36,79\%$  do seu valor inicial (Rijo, 2004):

$$\delta = 503 \sqrt{\frac{1}{\sigma f}} \quad (7)$$

A equação 7 aplica-se a meios não magnéticos, isto é,  $\mu = \mu_0 = 4\pi \cdot 10^{-7}$  H/m e  $\omega = 2\pi f$ , com  $f$  igual a frequência central de operação do GPR.

Analisando a equação 7, pode-se concluir que quanto maior a condutividade elétrica do meio geológico, menor será o “*skin depth*”, ou seja, menor será a penetração da onda no solo. O mesmo efeito é observado quando aumenta-se a frequência da onda eletromagnética (Rijo, 2004).

Conhecer o valor da velocidade de propagação da onda GPR no meio geológico, constitui um fator de extrema relevância, pois é através dele que pode-se estimar a profundidade dos objetos.

A seguinte permite determinar o valor da velocidade de propagação da onda eletromagnética em um meio com permissividade dielétrica relativa ( $\epsilon_r$ ), condutividade elétrica ( $\sigma$ ) e permeabilidade magnética ( $\mu$ ):

$$v = \frac{c}{\sqrt{\epsilon_r \mu_r \left( \frac{1 + \sqrt{1 + \left( \frac{\sigma}{\omega\epsilon} \right)^2}}{2} \right)}} \quad (8)$$

onde  $c$  é a velocidade da luz no vácuo,  $\sigma/\omega\epsilon$  é o fator de perda e  $\omega$  é a frequência (Van Dam, 2001). Pode observar-se, através do fator de perda, que quando a condutividade aumenta a velocidade da onda diminui e vice-versa.

Quando uma onda de alta frequência, como é o caso do GPR, propaga-se através de um meio geológico com condutividade menor que 100 mS/m, onde a perda é muito pequena, e não há presença de material ferromagnético ( $\mu=1$ ), as equações 5, 6 e 8 podem ser escritas da seguinte forma:

$$\alpha = \frac{\sigma}{2} \sqrt{\frac{\mu}{\epsilon_r}} \quad (9)$$

$$\beta = \omega \sqrt{\mu \epsilon_r} \quad (10)$$

$$v = \frac{c}{\sqrt{\epsilon_r}} \quad (11)$$

Pode-se observar através da equação 11, que a velocidade da onda GPR não depende da frequência GPR utilizada. Depende, unicamente, da permissividade dielétrica relativa do meio de propagação do sinal GPR (Davis e Annan, 1989).

Quando uma onda eletromagnética propaga-se no subespaço geológico ela depara-se com as variações das propriedades eletromagnéticas das diversas camadas que o constituem. Essa descontinuidade eletromagnética pode gerar uma forte impedância na interface de separação das camadas, definida a parcela de energia que será refletida. O coeficiente de reflexão (R) é a grandeza que expressa o poder de reflexão entre duas camadas distintas. O coeficiente de reflexão pode ser calculado por (Reynolds, 1997):

$$R = \frac{\sqrt{\epsilon_{r1}} - \sqrt{\epsilon_{r2}}}{\sqrt{\epsilon_{r1}} + \sqrt{\epsilon_{r2}}} = \frac{\sqrt{v_2} - \sqrt{v_1}}{\sqrt{v_1} + \sqrt{v_2}} \quad (12)$$

onde  $\epsilon_{r1}$ ,  $\epsilon_{r2}$ ,  $v_1$  e  $v_2$ , são as permissividades dielétricas relativas e as velocidades da onda nas camadas 1 e 2, respectivamente.

Observando o Quadro 1, pode-se concluir que na interface solo-metal ocorre o fenômeno da reflexão total (R = 100%), que constitui uma excelente aplicação do GPR na detecção de objetos metálicos enterrados. O mesmo não ocorre na interface solo seco-rocha, pois a reflexão é relativamente baixa. Na interface ar-solo seco, temos uma forte reflexão, que é indesejada nos trabalhos de campo e uma forma de tentar reduzir esse efeito é posicionando a antena o mais próximo possível do solo.

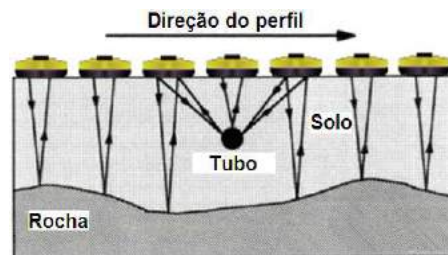
**Quadro 1** – Coeficientes de reflexão para seis diferentes interfaces geológicas.

| Do            | $\epsilon_r$ | para          | $\epsilon_r$ | Coeficiente de reflexão |
|---------------|--------------|---------------|--------------|-------------------------|
| Ar            | 1            | Solo seco     | 5            | 38                      |
| Solo seco     | 5            | Água          | 81           | 80                      |
| Solo seco     | 5            | Solo saturado | 25           | 38                      |
| Solo seco     | 5            | Rocha         | 8            | 12                      |
| Solo saturado | 25           | Rocha         | 8            | 28                      |
| Solo          | 3,5          | Metal         | $\infty$     | 100                     |

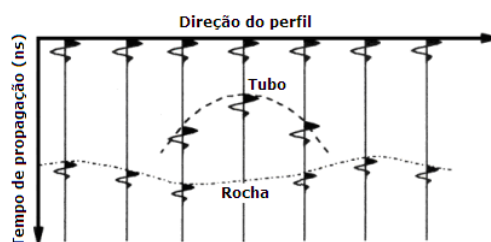
Fonte: adaptado de Annan (2001)

## 2.2 – Princípios de funcionamento do GPR

O GPR é fundamentado na propagação de ondas eletromagnéticas de altas frequências, na faixa de 10 MHz a 2,5 GHz (Davis e Annan, 1989). Quando um pulso eletromagnético (PEM) é emitido e atinge uma interface geológica que separa propriedades eletromagnéticas diferentes, uma parcela da onda eletromagnética sofre reflexão e difração e a outra parcela continua propagando-se até ser completamente absorvida pelo meio. Parte da onda que foi refletida e difratada, em direção à superfície, é captada por antena receptora (Figura 1). A antena receptora detecta os sinais e os envia para uma unidade de controle, onde são amplificados e armazenados numa unidade de processamento de dados, gerando uma sequência de traços ou “scans” mostrados em registro como função do tempo de propagação (Figura 2).



**Fig. 1** – Representação esquemática de um perfil GPR onde se observa as reflexões na interface solo-rocha e as difrações em um tubo.



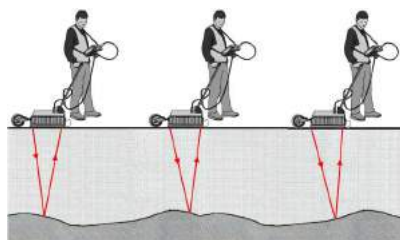
**Fig. 2** – Representação esquemática do registro de scans.

A resolução do método para objetos enterrados na subsuperfície está relacionada com o seu tamanho, à orientação em relação às antenas, ao contraste entre as propriedades eletromagnéticas (condutividade elétrica, permissividade dielétrica e permeabilidade magnética) dos meios geológicos, ao ruído associado à radiofrequência e outras interferências. A condutividade elétrica e a permissividade dielétrica são importantes porque interferem na atenuação e propagação das ondas GPR, respectivamente (Annan, 2001). A profundidade de investigação pode variar desde centímetros, em terrenos muito argilosos, a até quilômetros no gelo polar.

### 2.3 – Aquisição de dados

Na fase de aquisição de dados executamos os perfis de GPR usando o equipamento TerraSIRch SIR (*Subsurface Interface Radar*) System-3000 fabricado pela GSSI (*Geophysical Survey Systems, Inc.*), que pertence à Faculdade de Geofísica da UFPa. O sistema é constituído por uma unidade de controle digital, com o sistema operacional TerraSIRch pré-instalado, que permite a visualização e controle dos dados; duas baterias, cabos de conexões e duas antenas blindadas de 200 MHz e 400 MHz.

A técnica aplicada à coleta de dados nos perfis foi a de reflexão com afastamento constante, *common offset*, no modo contínuo (Figura 3). Os registros foram realizados no modo tempo com a posição das medidas intercaladas pela inclusão de marcas a cada 1 m, pois para o propósito do trabalho, não houve necessidade de grandes perfis, já que as dimensões dos alvos estão



**Fig. 3** – Representação esquemática da técnica *common offset*.



compreendidas entre 50 mm e 1000 mm de diâmetro.

Para comparar melhor os resultados, fez-se uso de duas antenas biestáticas blindadas de 200 MHz e 400 MHz. Optou-se por essas antenas porque elas apresentam as características necessárias à solução dos problemas, geralmente encontrados nesse tipo de levantamento, uma vez que as tubulações estão localizadas a pouco mais de 1 metro de profundidade, em média. É importante ressaltar que não foi utilizado hodômetro acoplado às antenas na aquisição dos perfis.

A aquisição dos dados GPR foi realizada em 8 perfis dentro da área do município de Belém, capital do Estado do Pará. Os perfis foram feitos nos seguintes locais: dois dentro da área da COSANPA, localizado no Parque Estadual do Utinga, bairro do Curió-Utinga; dois no conjunto CDP, bairro da Maracangalha; dois no conjunto Costa e Silva, bairro da Castanheira e dois no bairro da Pedreira. A escolha dos locais onde foram realizados os perfis foi feita priorizando-se a variedade de alvos presentes nesses locais e a diversidade geográfica.

## **2.4 – Processamento de dados**

As etapas de processamentos adotadas nesse trabalho têm como propósito destacar os refletores contidos no solo, reduzindo a interferência provocada pela onda direta pelo ar, pela onda direta pelo solo e possíveis interferências geradas por estruturas que possam interagir com o pulso eletromagnético. Para realizar essa tarefa foi usado o software ReflexW versão 5.0.5 para Windows TM 9x/NT.

As etapas utilizadas no processamento dos dados deste trabalho estão descritas a seguir:

### **Primeira etapa: Importação dos dados**

Este primeiro procedimento consiste na importação dos dados adquiridos nos levantamentos de campo e na criação de um projeto.

### **Segunda etapa: Edição dos dados**

Este foi o segundo procedimento adotado no processamento dos dados adquiridos em campo onde foram inseridas as informações do cabeçalho, tais como frequência da antena, direção e dimensão do perfil.

### **Terceira etapa: Interpolação das marcas**

Consiste na interpolação dos dados na direção do perfil, tendo como referência as marcas inseridas nos registros a cada metro para controle da posição das medidas.

### **Quarta etapa: Correção do tempo zero**

Sua função é corrigir o efeito de desalinhamento em tempo, dos traços de um radargrama, provocados por saltos da antena durante a aquisição dos dados em campo, ocasionados por irregularidades presentes no terreno. A correção é realizada aplicando um deslocamento linear, para cima ou para baixo, nos traços do radargrama de modo a corrigir o desalinhamento entre traços adjacentes.

### **Quinta etapa: Dessaturação**

Remove as componentes de baixa frequência (WOW) acopladas à amplitude da onda que originam saturações no sinal, impedindo que alguns refletores sejam perceptíveis no radargrama. Isso ocorre devido à existência do fenômeno indutivo da onda eletromagnética entre as antenas transmissora e receptora ou a saturação eletrônica do equipamento, causada pela onda direta no ar

ou outras fontes externas de campo eletromagnético, tais como: casas, cercas metálicas, edifícios, árvores de grande porte, muros, torres de alta tensão, postes de iluminação, estações de rádio FM, antenas de microondas, rádios transmissores, celulares e etc (Porsani, 2008). A aplicação do filtro DEWOW resulta em um registro “mais limpo”.

#### **Sexta etapa: Ganho**

A amplitude do sinal GPR ao se propagar no solo decai exponencialmente, por esse motivo, objetos localizados a grandes profundidades são mais difíceis de serem identificados no radargrama. Uma forma de compensar esse decaimento é a aplicação de um ganho para que se possam intensificar as reflexões provenientes de tempo de propagação mais longos.

É importante ressaltar que na aplicação de ganhos, todo sinal refletido é amplificado, ainda que se trate de ruído. Um ganho excessivo para um grande intervalo de tempo de propagação no qual o sinal tem uma amplitude similar à do ruído, pode-se amplificar o ruído eletrônico do aparelho, do cabeamento ou emissão das mesmas frequências que estão sendo registradas, dando lugar a registros confusos.

Há vários tipos de ganhos que podem ser aplicados em um processamento de dados GPR. Para esse trabalho será utilizado o ganho *Energy Decay* que consiste na aplicação de um ganho na direção do eixo do tempo para cada traço. Este ganho é baseado na curva de decaimento médio de amplitude. Primeiramente uma curva de decaimento médio é determinada de todos os traços existentes do perfil. Depois da aplicação de um filtro de mediana nesta curva, cada amostra do traço é dividida pelo valor da curva de decaimento. Frequentemente é necessário aplicar um fator de escala, parâmetro de multiplicação, menor do que um, pois, após a aplicação deste ganho, alguns valores de amplitude excederão a amplitude máxima do perfil original (Sandmeier, 2006).

#### **Sétima etapa: Filtragem temporal**

Consiste em retirar do radargrama os ruídos ou reverberações para destacar o sinal de interesse, principalmente os que estão contidos na parte inferior. Com este filtro é possível eliminar as frequências espúrias, que se encontram em faixas de alta ou baixa frequência e que eventualmente podem mascarar estruturas no radargrama.

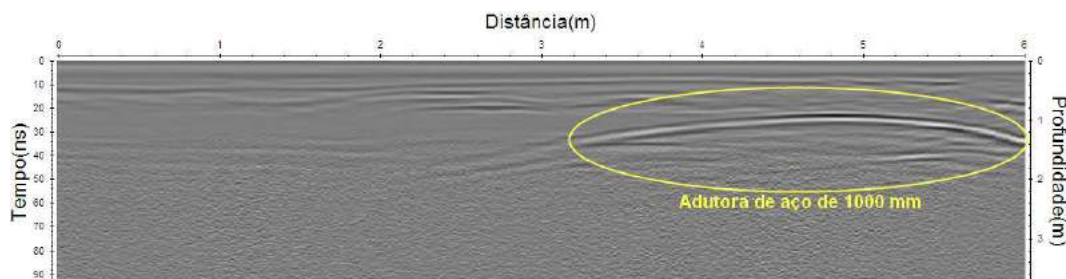
### **3 – RESULTADOS**

#### **3.1 - Perfis 1 e 2**

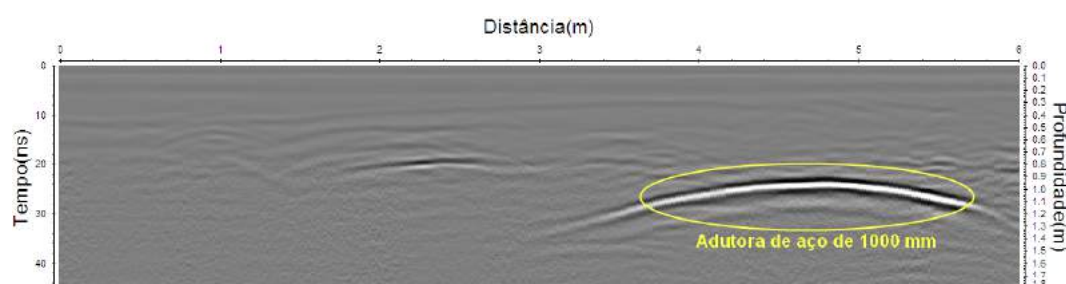
Esses perfis foram realizados dentro da área da COSANPA no Parque Estadual do Utinga, na rua principal que dá acesso ao lago Bolonha e Água Preta. Os perfis foram feitos sobre uma camada de asfalto, tomando o sentido Sul – Norte, perpendicular a uma adutora. O solo da região pesquisada é predominantemente argilo-arenoso. O objetivo foi localizar uma adutora de aço de 1000 mm de diâmetro, usada para o transporte de água bruta do lago do Utinga até a estação de tratamento de São Brás. A dimensão dos perfis foi de 6 m de comprimento, correspondente à largura máxima da rua, com marcações feitas a cada 1 m.

O perfil 1 foi obtido com a antena de 200 MHz. Pode-se observar, através do radargrama (Figura 4), a presença de um forte refletor, hipérbole de reflexão assinalada, localizado entre as posições 3 m e 6 m a, aproximadamente, 1 m de profundidade. Esse refletor corresponde à adutora de aço procurada.

O perfil 2, coincidente com o perfil 1, foi obtido com a utilização da antena de 400 MHz e o seu radargrama é mostrado na Figura 5, onde se constata a presença duma reflexão hiperbólica, correspondente à adutora de aço de 1000 mm, a aproximadamente 1 m de profundidade e localizada entre as posições 3 m e 6 m.



**Fig. 4** – Radargrama do perfil 1, usando antena de 200 MHz. A forte reflexão hiperbólica representa a adutora de aço de 1000 mm.



**Fig. 5** – Radargrama do perfil 2, usando antena de 400 MHz. A forte reflexão hiperbólica representa a adutora de aço de 1000 mm.

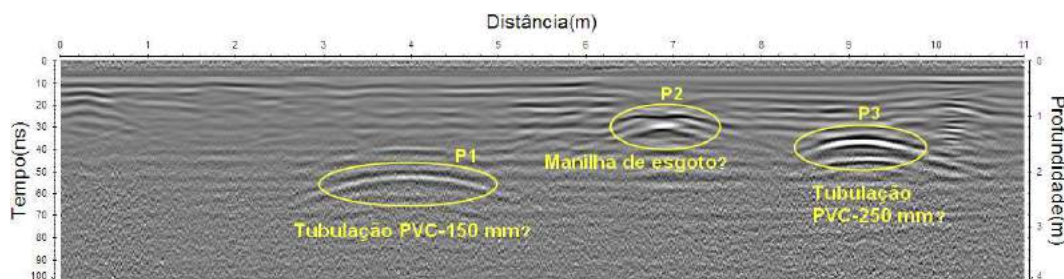
Conclui-se após análise dos radargramas das Figuras 4 e 5, que em ambos os levantamentos os resultados mostrados foram bons. Entretanto, o levantamento feito com a antena de 400 MHz foi, sensivelmente, melhor que o levantamento feito com a antena de 200 MHz, em virtude da melhor resolução do sinal.

Após as realizações dos perfis 1 e 2, foram feitas escavações em torno da adutora com a finalidade de ratificar sua localização. Fato este que pôde ser confirmado após o término das escavações.

### 3.2 - Perfis 3 e 4

Esses perfis foram realizados no conjunto CDP na Av. Norte, bairro da Maracangalha, próximo a esquina com a Av. Júlio César. Os perfis foram feitos sobre uma camada de asfalto, tomando a sentido Sudeste – Noroeste, perpendicular aos alvos. O objetivo foi localizar duas tubulações de PVC – 150 mm e 250 mm de diâmetro, usadas no fornecimento de água no conjunto CDP. A dimensão dos perfis foi de 11 m de comprimento com marcações feitas a cada 1 m.

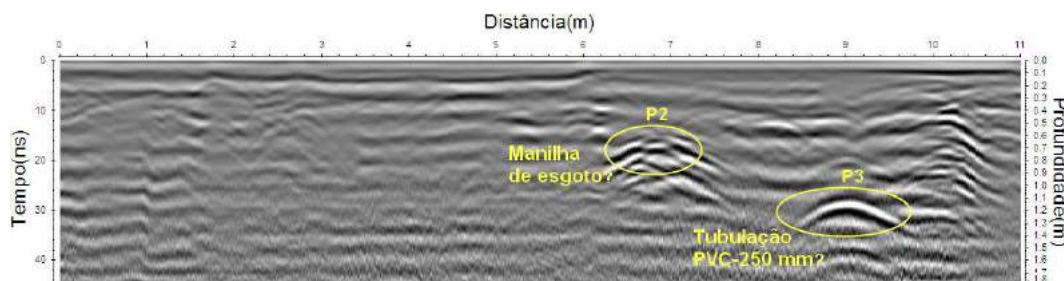
A Figura 6 mostra o radargrama do perfil 3, obtido com a antena de 200 MHz. Pode-se observar a presença de três refletores: P1 localizado na posição 4 m, com aproximadamente 2 m de profundidade; P2 situado próximo à posição 7 m e quase a 1 m de profundidade e P3 que está logo após a posição 9 m e a pouco mais de 1 m de profundidade. Os alvos devem representar, respectivamente, tubulação PVC – 150 mm, manilha de esgoto e tubulação PVC – 250 mm. Nesse perfil os alvos de PVC puderam ser identificados em função do seu maior diâmetro e do maior poder de penetração da antena. Neste e nos demais perfis, não foram realizadas escavações para confirmar a localização exata das tubulações. Nossas conclusões foram corroboradas pelo mapa da rede de água e esgoto fornecido pela COSANPA.



**Fig. 6** – Radargrama do perfil 3, usando antena de 200 MHz. As reflexões hiperbólicas P1, P2 e P3 devem representar, respectivamente, a tubulação PVC – 150 mm, manilha de esgoto e tubulação PVC – 250 mm.

O perfil 4 obtido com a antena de 400 MHz e coincidente com o perfil 3, pode ser observado na Figura 7, onde se pode verificar uma nova configuração dos refletores, pois não aparece o alvo P1 (tubulação PVC – 150 mm), já que a configuração do alcance da antena não permitiu que a mesma alcançasse a profundidade do alvo. Como foi observado no radargrama da Figura. 6, o refletor P1 encontra-se a uma profundidade de aproximadamente 2 m, entretanto, como podemos observar na Figura 7, a profundidade máxima alcançada com o uso da antena de 400 MHz foi de 1,80 m, o que impossibilitou a sua localização. Então tem-se: P2 (manilha de esgoto) situado próximo a posição 7 m, quase a 1 m de profundidade e P3 (tubulação PVC – 250 mm) que está na posição 9 m e a pouco mais de 1 m de profundidade.

Pode-se concluir após análise dos radargramas das Figuras 6 e 7, que o melhor resultado foi obtido com a utilização da antena de 200 MHz, pois com a antena de 400 MHz o alvo P1 não pôde ser identificado, em decorrência do baixo poder de penetração da antena de 400 MHz, para o respectivo solo.

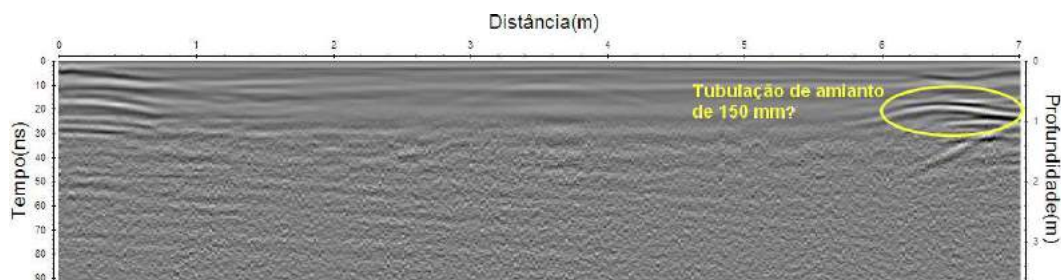


**Fig. 7** – Radargrama do perfil 4, usando antena de 400 MHz. As reflexões hiperbólicas P2 e P3 devem representar, respectivamente, a manilha de esgoto e tubulação PVC – 250 mm.

### 3.3 - Perfis 5 e 6

Esses perfis foram realizados na Av. Victor da Silva, bairro da Castanheira, entre o residencial Costa e Silva e o posto dos Correios. As sondagens foram feitas sobre uma camada de asfalto, tomando o sentido Sudoeste – Nordeste, perpendicular ao alvo. O objetivo foi localizar uma tubulação de cimento – amianto (C.A.) de 150 mm de diâmetro, usada no fornecimento de água. A dimensão dos perfis foi de 7 m de comprimento com marcações feitas a cada 1 m.

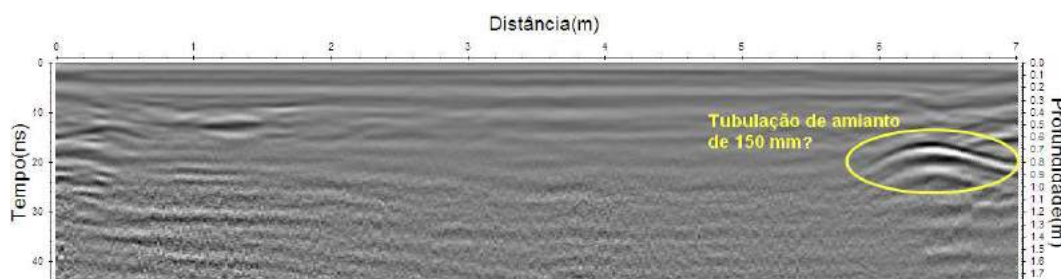
O radargrama do perfil 5 é mostrado na Figura 8, obtido com a antena de 200 MHz. Pode-se observar a presença de um refletor, associado à tubulação de C.A. – 150 mm, localizado entre as posições 6 m e 7 m, a pouco mais de 0,5 m de profundidade.



**Fig. 8** – Radargrama do perfil 5, usando antena de 200 MHz. A reflexão hiperbólica deve representar uma tubulação de cimento-amianto com 150 mm de diâmetro.

A Figura 9 mostra o radargrama do perfil 6, coincidente com o perfil 5, obtido com a antena de 400 MHz, onde o forte refletor hiperbólico deve corresponder à tubulação de C.A. – 150 mm, entre as posições 6 m e 7 m, a pouco mais de 0,5 m de profundidade.

Pode-se concluir através da análise dos resultados fornecidos pelos radargramas das Figuras 8 e 9, que as informações obtidas com as antenas são equivalentes, com uma sensível melhoria nos resultados fornecidos pela antena de 400 MHz, já que tem maior resolução.



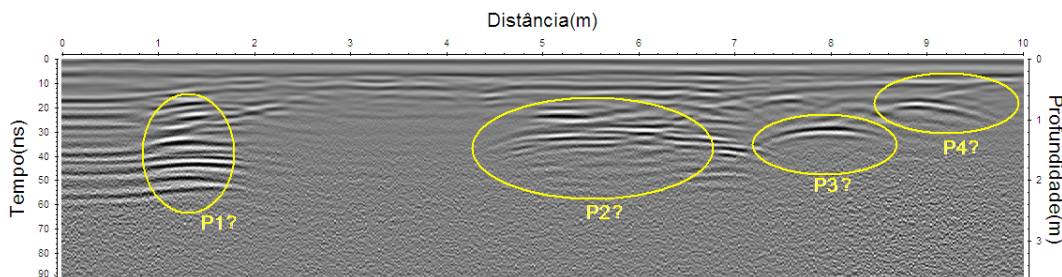
**Fig. 9** – Radargrama do perfil 5, usando antena de 200 MHz. A reflexão hiperbólica deve representar uma tubulação de cimento-amianto com 150 mm de diâmetro.

### 3.4 - Perfis 7 e 8

Esses perfis foram obtidos na Tv. Angustura, entre Rua Nova e Rua Antônio Everdosa, bairro da Pedreira, em frente a residência de número 1168. Os perfis foram feitos sobre uma espessa camada de asfalto, em uma região onde se pôde constatar in loco, tratar-se de um solo argilo-arenoso, com a presença de Grés do Pará e concreções ferruginosas. Os perfis foram realizados tomando a sentido Nordeste – Sudoeste, perpendicular aos alvos. O objetivo foi localizar as seguintes tubulações: PVC – 75 mm, ferro fundido (FoFo) – 600 mm e CA – 200 mm, usadas no fornecimento de água. A dimensão dos perfis foi de 10 m de comprimento com marcações feitas a cada 1 m.

A Figura 10 mostra o radargrama do perfil 7, obtido com a antena de 200 MHz. Pode-se observar a presença de quatro regiões refletoras: P1 localizada entre as posições 1 m e 2 m, P2 situada entre as posições 5 m e 6 m, P3 próxima a posição 8 m e P4 na posição 9 m. Na região onde se encontra o alvo P1, pode-se perceber a formação de possíveis hipérboles, entretanto não se pode afirmar, categoricamente, tratar-se de uma tubulação PVC – 75 mm, alvo localizado nesta região, segundo o cadastro de redes da COSANPA. Os demais alvos devem ser, respectivamente, as seguintes tubulações: manilha de esgoto (P2), FoFo – 600 mm (P3) e CA – 200 mm (P4).

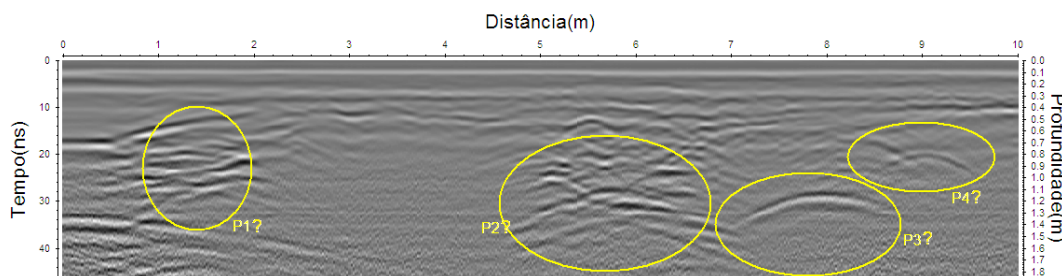




**Fig. 10** – Radargrama do perfil 7, usando antena de 200 MHz. As reflexões hiperbólicas P1, P2, P3 e P4 devem representar, respectivamente, alvo indeterminado, manilha de esgoto, FoFo – 600 mm e FC – 200 mm.

O radargrama do perfil 8, coincidente com o perfil 7, é mostrado na Figura 11, obtido com a antena de 400 MHz, onde se podem identificar as seguintes regiões refletoras: P1 (possível alvo de PVC – 75 mm, segundo o cadastro da COSANPA) localizada entre as posições 1 m e 2 m, P2 (manilha de esgoto) situada entre as posições 5 m e 6 m, P3 (FoFo – 600 mm) próxima a posição 8 m e P4 (FC – 200 mm) na posição 9 m. As informações colhidas neste perfil coincidem com as informações do perfil 7, quando usamos a antena de 200 MHz, excetuando-se a tubulação de PVC – 75 mm, pois a amplitude do sinal GPR não foi suficiente para que se pudesse chegar a uma conclusão exata da sua localização.

Após análise dos resultados obtidos nos radargramas das Figuras 10 e 11, conclui-se que os resultados fornecidos com a utilização da antena de 200 MHz são melhores que os fornecidos pela antena de 400 MHz, fato que fica evidente na Figura 10, já que os alvos procurados estão localizados a uma profundidade relativamente grande e são menos reflexivos, excetuando-se o FoFo – 600 mm, que é um bom refletor.



**Fig. 11** – Radargrama do perfil 8, usando antena de 400 MHz. As reflexões hiperbólicas P1, P2, P3 e P4 devem representar, respectivamente, alvo indeterminado, manilha de esgoto, FoFo – 600 mm e FC – 200 mm.

#### 4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Dentro das perspectivas iniciais, propostas por este trabalho, o método GPR mostrou-se uma ferramenta eficaz na localização das tubulações utilizadas pela Companhia de Saneamento do Pará – COSANPA, no abastecimento de água à população da área urbana do município de Belém-PA, pois dos 7 alvos pesquisados, apenas 1 não pôde ser plenamente identificado, em decorrência do material constituinte do alvo.

O alvo que não foi plenamente identificado pelas duas antenas de 200 MHz e 400 MHz, foi à tubulação constituída de PVC – 75 mm de diâmetro, haja vista o baixo poder reflexivo do PVC e a pequena dimensão do alvo.

O método GPR revelou-se muito eficaz na localização de alvos metálicos, pois, apenas um deles não foi identificado pela antena de 400 MHz, devido a sua maior profundidade e ao baixo poder de penetração da antena, menor que 2 m. Porém, esse alvo foi perfeitamente identificado pela antena de 200 MHz, que possui um poder maior de penetração.

Os perfis realizados com o intuito de localizar as tubulações de cimento-amianto, foram 100% cobertas de êxito, já que as tubulações feitas com esse material são armadas em estruturas feitas de metal, o que contribui para o seu poder reflexivo, pois o poder reflexivo do cimento-amianto é pequeno.

Por não ser o foco deste trabalho, as interferências provocadas pelas heterogeneidades presentes no solo não foram destacadas, exceto nos casos em que algum elemento superficial ou informação adicional, visualizadas em campo, permitiu sua descrição mais detalhada, como foi verificado no caso das manilhas de esgoto descritas nos perfis 3, 4, 7 e 8.

No que diz respeito à utilização das antenas, para um mesmo *range nr*, podemos concluir que a antena de 200 MHz destacou-se nos resultados obtidos, em comparação com a antena de 400 MHz, pois a mesma foi capaz de localizar todos os alvos metálicos, de cimento-amianto e os de PVC de maior dimensão.

O mesmo não ocorreu com a de 400 MHz, pois não foi capaz de localizar uma das tubulações metálicas, devido ela encontrar-se em profundidade maior que o poder de penetração da antena.

## 5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a José Joaquim Melo Rodrigues, engenheiro chefe de manutenção da Companhia de Saneamento do Pará (COSANPA), pela contribuição no fornecimento das informações necessárias a realização dos perfis e pelos esclarecimentos, decorrentes das dúvidas surgidas ao longo deste trabalho.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Annan, A. P. (2001). *Ground Penetration Radar Workshop notes*. Sensors & Software, 197p.
- Annan, A. P. (1992). *Transmission dispersion and GPR*. Journal of Environmental and Engineering Geophysics. v.0, n.2, p. 125-136.
- Davis, J. L.; Annan, A. P. (1989). *Ground-penetrating radar for high-resolution mapping of soil and rock stratigraphy*. Geophysical Prospecting, v. 37, p.531-551.
- Olhoeft, G. R. (1981). Electrical properties of rocks, in *Physical Properties of Rocks and Minerals*, in Touloukian, Y. S., Judd, W. R., and Roy, R. F., eds. New York, McGraw-Hill, p. 257-330.
- Porsani, J.L. (2008). *Método GPR: Aplicações em geologia, geotecnia, meio ambiente e arqueologia*. Belém, PA, Apostila.
- Reynolds, J.M. (1997). *An introduction to applied and environmental geophysics*. John Wiley & Sons Ltd., Baffins Lane, Chichester. West Sussex P019 1UD, England, p. 681-749.
- Rijo, L. (2009). *Electrical Geophysics. 1-D Earth Direct Modeling*. Belém, 2004. 263 p. Disponível em: <www.rijo.pro.br>. Acesso em: 03 jul. 2009.
- Sandmeier, K.J. (2006). *REFLEXW Version 5.0, Windows 9x/2000/NT. Program for the processing of seismic, acoustic or electromagnetic reflection, refraction and transmission data*. Germany, 478 p. (Manual do Software)
- Stratton, J. A. (1941). *Electromagnetic Theory*. New York: McGraw-Hill, 615 p.
- Van Dam, R. L. (2001). *Causes of ground-penetrating radar reflections in sediment*. 110 f. Thesis (Doctoral in Earth Sciences) – Vrije Universiteit, Faculty of Earth Sciences Amsterdam.



# **RELATO SOBRE ANOMALIA NO COMPORTAMENTO DE UMA GRANDE BARRAGEM MISTA DE TERRA E CONCRETO COMPACTADO COM ROLOS EM OPERAÇÃO – O CASO DA BARRAGEM CASTANHÃO**

Report on anomaly in the behavior of a large roller compacted earth-concrete dam in operation - The case of Castanhão dam

Sandra Keila de Oliveira Baima\*

**RESUMO** – Este artigo relata, em detalhe, a ocorrência de uma anomalia no comportamento de uma grande barragem de terra-concreto, em operação há onze anos na região Nordeste do Brasil. Em meados de 2014, com o rebaixamento do nível do reservatório devido à estiagem, foi observada uma trinca vertical no concreto do muro de abraço do bloco 13 do vertedouro. A demora na tomada de ações para a correção da anomalia fez com que o fato chegasse ao conhecimento da população, através da imprensa, ocasionando grande temor da população residente a jusante no vale do rio Jaguaribe. O órgão proprietário da barragem, DNOCS, contratou empresa de consultoria técnica especializada para elaboração do diagnóstico e proposição de medidas para a correção da anomalia. Ao final, são apresentados os resultados dos estudos realizados pela empresa e as medidas corretivas propostas.

**SYNOPSIS** – This paper describes, in detail, the occurrence of an anomaly in the behavior of a large earth-concrete dam, which has been in operation for eleven years in the Northeast region of Brazil. In mid-2014, with the drought-related lowering of the reservoir level, a vertical crack was observed in the concrete of the junction core wall of block number 13 in the spillway. The delay in taking actions to fix the anomaly has allowed the information about the issue to be known by the general public, through press reports, causing great fear to the population of Jaguaribe river valley downstream areas. The institution that owned the dam, DNOCS, hired a specialized technical consulting firm to prepare a diagnostic report and to propose measures to remedy the anomaly. The results of the studies conducted by this consulting firm and the proposed corrective measures are presented in the final section.

**Palavras Chave** – Barragem, terra-concreto, trinca.

**Keywords** – Dam, earth-concrete, crack.

## **1 – INTRODUÇÃO**

Este artigo descreve em detalhe a anomalia detectada na Barragem do Castanhão, do tipo mista (terra-concreto) de propriedade do Departamento Nacional de Obras contra as Secas (DNOCS).

A barragem possui o maior reservatório para usos múltiplos da América Latina, com capacidade de acumulação de 6,7 milhões de m<sup>3</sup>. Suas águas são vocacionadas para o abastecimento humano, agricultura irrigada, piscicultura, pesca e lazer náutico. Não há uso atual como fonte hidroelétrica desta barragem.

---

\* Engenheira Civil do Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS).  
E-mail: sandra.baima@dnocs.gov.br

Em setembro de 2014, devido ao rebaixamento do reservatório (cota 91,6m correspondente a 33% do volume) em virtude da escassez de chuvas na região, técnicos do DNOCS detectaram visualmente uma trinca vertical, a montante, no muro de abraço do vertedouro.

A falta de ações corretivas, a curto prazo, fez com que, em janeiro de 2016, a informação da existência da trinca chegasse à imprensa e fosse noticiada por Barbosa (2016), Mota (2016) e Fontenele (2016), nas principais rádios e jornais do Estado do Ceará, levando pânico à população residente a jusante no vale do rio Jaguaribe, população essa que, em 1960 já havia sofrido com a ruptura histórica, por galgamento (“overtopping”), da barragem de Orós que inundara todo o vale do médio e baixo Jaguaribe afetando mais de 100 mil pessoas (Valêncio & Gonçalves, 2006).

## 2 – PRINCIPAIS DADOS TÉCNICOS

A barragem Castanhão, situada no Estado do Ceará nas coordenadas 5°27' S e 38°28' W, barra o Rio Jaguaribe, na localidade denominada de Boqueirão do Cunha, possibilita a criação de um reservatório com capacidade máxima de 6,7 bilhões m<sup>3</sup> (na cota máxima de 106,00 m) e um volume útil de 4,2 bilhões m<sup>3</sup> (na cota normal de operação de 100,00 m).

A cidade de Jaguaribara ocupava o local onde atualmente é o reservatório da barragem. Esta cidade foi integralmente desapropriada pelo governo do Estado, que construiu uma nova cidade, Nova Jaguaribara, em substituição àquela submersa e reassentou compulsoriamente a população.

O projeto executivo da barragem Castanhão, inicialmente, previa uma barragem de terra homogênea, com trecho em enrocamento na região da tomada d'água, com altura máxima de 60 m acima da fundação e comprimento total de 7,8 km, incluindo os 9 diques fusíveis. O maciço principal teria comprimento de 3,45 km na cota 111,00 m; a tomada d'água seria do tipo torre-galeria, esta última envelopada em concreto constituída de duas tubulações de aço; e o vertedouro em concreto, terminado em salto de esquí, com extensão de 153 m e contendo 12 comportas de segmento acionadas através de cilindros hidráulicos.

No final de 1995 foram iniciados os trabalhos de construção das obras, com a instalação do canteiro, estrada de acesso, desmatamento e escavação da fundação dos diques, barragem e vertedouro.

O projeto executivo foi sendo paulatinamente implantado até que, durante a construção, em



**Fig. 1** – Situação ao final do período dos serviços de reescavação, executados na região do “Páleo Canal”, entre as estacas 112+0,00 e 116+0,00, fonte: DNOCS (2004).

meados de 1996, verificou-se que no leito do rio, no trecho entre as estacas 113 e 117, o substrato rochoso apresentava uma depressão abrupta cuja profundidade atingiu até 33 m, paralela ao leito do rio, com dimensões e características bastante peculiares sob o aspecto geotécnico, não previstas. Esta depressão foi denominada de “Páleo Canal” ou “Páleo Cachoeira” (Figura 1).

O projeto executivo foi sendo paulatinamente implantado até que, durante a construção, em meados de 1996, verificou-se que no leito do rio, no trecho entre as estacas 113 e 117, o substrato rochoso apresentava uma depressão abrupta cuja profundidade atingiu até 33 m, paralela ao leito do rio, com dimensões e características bastante peculiares sob o aspecto geotécnico, não previstas. Esta depressão foi denominada de “Páleo Canal” ou “Páleo Cachoeira” (Figura 1).

Nos taludes laterais desta depressão foram observados níveis horizontais de fraturas, alguns com até 1 metro de espessura, preenchidos com areia natural do rio e outros completamente abertos e com espessuras centimétricas.

Da mesma forma, foi evidenciada outra depressão do topo rochoso, entre as estacas 114C+0,00 e 116C+0,00 (eixo do Concreto Compactado com Rolos - CCR) que se denominou de “Paleo Canal Júnior” (Figura 2). O comportamento desta depressão segue as mesmas características do primeiro, mas com dimensões menores.

A litologia encontrada, em ambos os casos, foi um gnaisse-migmatítico bastante fraturado, rico em biotita, de coloração cinza-médio a cinza-escuro. As fraturas obedecem às orientações preferenciais de fraturamento regional, embora as horizontais apresentassem características bastante peculiares.

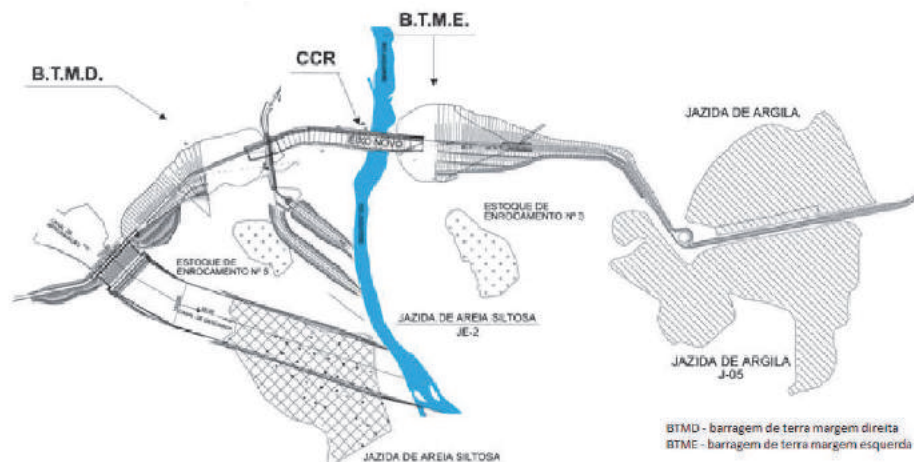
Em virtude do surgimento destes canais, o projeto executivo original sofreu algumas modificações, passando a constar essencialmente de um trecho central em CCR e ombreiras (esquerda e direita) em barragens de terra homogênea, com maciço de material cascalho-argiloso, um vertedouro com 12 comportas, uma tomada d’água na margem direita, um dique fusível na margem esquerda e 9 diques auxiliares na margem direita, conforme a Figura 3.

Complementarmente, fez-se necessário à otimização da fundação da trincheira de vedação à nova realidade do topo rochoso, deslocando a zona de vedação para montante, onde foi construído um muro de concreto, e o deslocamento da tomada d’água da estaca 122+2,39 para a estaca 124.

Tendo em vista que a interferência do Páleo Canal com os critérios do projeto existente acarretaram fatos e situações extremamente complexas, foram realizados estudos geotecnológicos complementares, através de sondagens rotativas e de percussão, cone elétrico (Universidade Federal do Ceará) e sísmica de refração (Instituto de Pesquisas Tecnológico de São Paulo – IPT).



**Fig. 2** – Serviço de bombeamento dentro do "Páleo Jr.", fonte: DNOCS (2004).



**Fig. 3** – Arranjo geral da barragem Castanhão, fonte: Araújo (2003).

Os taludes negativos destas depressões, e aqueles que apresentavam fraturas horizontais, foram retaludados com concreto convencional. As surgências d'água foram injetadas com calda de cimento e outras controladas por meio de tubos de PVC até atingirem uma cota de estabilidade e depois obturadas.

A demora na solução dos problemas técnicos surgidos, com as indefinições nos critérios de tratamento das fundações e nas adequações do maciço da barragem, causaram atrasos no andamento dos serviços, especificamente no trecho do leito do rio.

As obras foram concluídas em outubro de 2003, sendo que o reservatório atingiu a cota normal de operação (cota 100,00 m) em março de 2004, com aproximadamente 4,45 bilhões de metros cúbicos, já no primeiro período invernos de 2004.

Atualmente, existem estudos a respeito da sismicidade induzida pelo reservatório da barragem, entre eles, Ferreira et al. (2008) que monitoraram a área do reservatório através de três estações analógicas nos períodos compreendidos entre 1991 – 1994 e 1998 – 2006, além destas, no período 2003 – 2004 foi adicionada uma estação digital e atualmente conta com rede de 7 estações digitais e uma analógica.

Ferreira et al. (2008) apontam que, no período 1991 – 1994, os resultados do monitoramento não detectaram nenhum sismo em um raio de 60 km, a partir do eixo principal da barragem. Os primeiros sismos, provavelmente induzidos, foram detectados a partir de 2003, quando o nível da água atingiu 20 m. Em 2004, um período chuvoso encheu o reservatório rapidamente, após isso, ocorreu um aumento da atividade sísmica e foram registrados vários micro-terremotos.

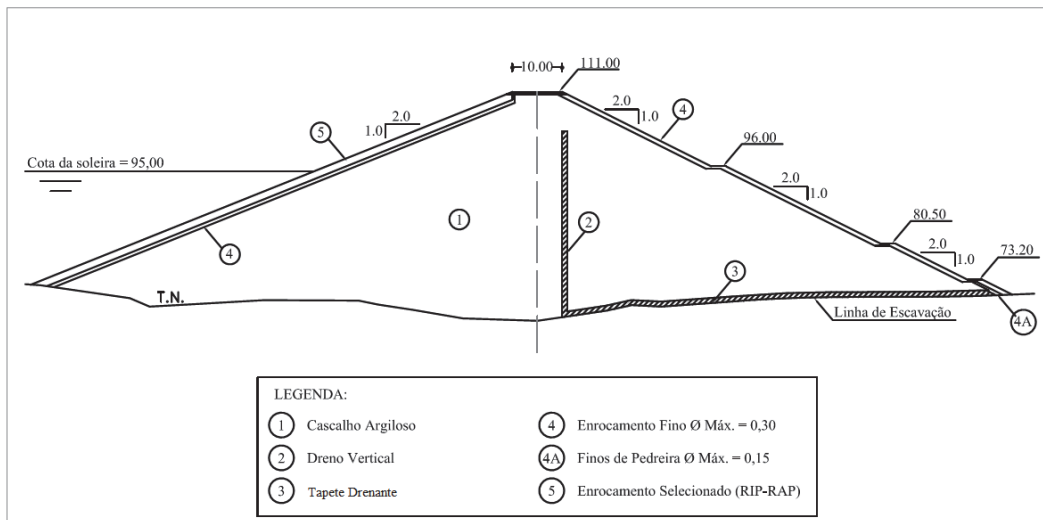
Ainda em Ferreira et al. (2008), a análise espaço-temporal das estações analógicas, instaladas na área, revelou que a maioria dos eventos apresenta magnitude inferior a 1  $M_b$  e a maior magnitude observada foi da ordem de 2,3  $M_b$ , na data de 10/07/2007.

## **2.1 – Barragem principal**

A seguir, é apresentado um resumo das principais características técnicas de cada uma das estruturas.

### **2.1.1 – Trechos em solo compactado**

Trechos de terra homogênea, totalizando um comprimento de 2.804,00 m, com maciço compactado composto por material cascalho-argiloso, filtro vertical de 1m de largura, em areia



**Fig. 4** – Barragem de terra - seção transversal tipo, fonte: Araújo (2003).

compactada e um tapete drenante horizontal, também com 1m de espessura, assente no contato de jusante com sua fundação, tal como mostrado na Figura 4.

O preparo da fundação, nos trechos em solo, constou de escavação até atingir o topo rochoso, após sua exposição foi limpo, e os locais com depressões e taludes negativos sofreram tratamento superficial através da aplicação de concreto dental.

### 2.1.2 – Trecho em CCR

O trecho central, em concreto compactado a rolo (CCR), tem uma extensão de 646 m, entre as estacas 4+10,00 e 36+10,00, seções tipo conforme a Figura 5, é composto essencialmente por uma seção em concreto convencional a montante com resistência de 12 MPa, e espessura de 0,50 m; e por dois tipos de CCR, um com uma resistência de 10 MPa aos 90 dias e consumo de 90 kg de cimento, que abrange toda a área da barragem até a cota 57,00 m e daí continuando até a cota 95,00 m numa faixa de 8,0 metros, medidos a partir do paramento de montante no sentido de jusante, e o outro, com uma resistência de 7 MPa aos 90 dias e consumo de 70 kg de cimento, que abrangerá o restante da barragem em CCR.

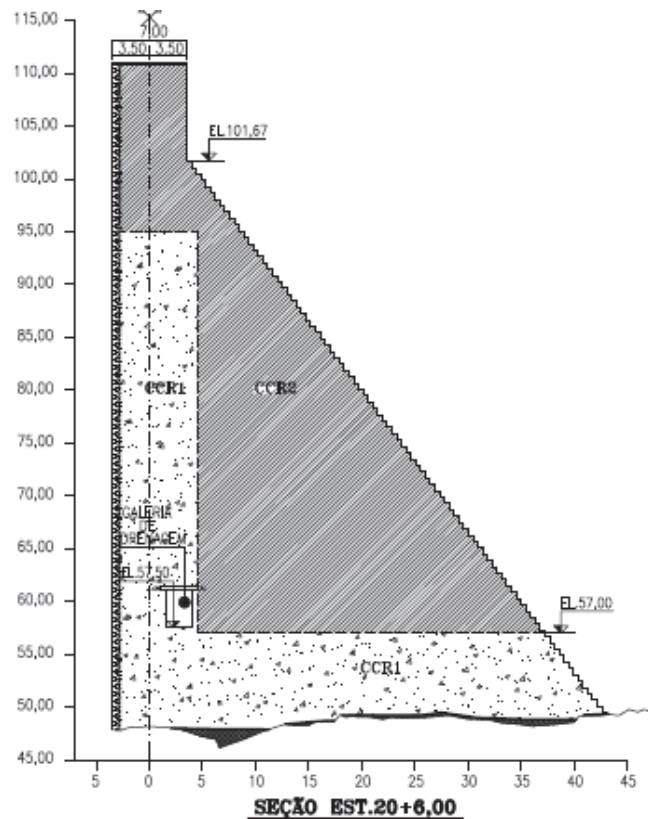
Além disso, foi projetada uma galeria de drenagem a ser construída entre as estacas 4+15,00 e 36+0,00, com largura de 2,50 m e altura de 3,50 m, com a face mais a montante distando 5,0 m para o paramento de montante da barragem.

Ao longo da fundação do maciço em CCR, foram instalados drenos a cada 4,0 m, com profundidade média de 30,00 m na rocha de fundação, criando uma cortina de drenagem a jusante da cortina de injeção.

Em cada junta de contração do maciço de CCR e no vertedouro foram implantados drenos formados a jusante da junta *fungerband*, para condução da eventual vazão de infiltração até o interior da respectiva galeria de inspeção. Em cada bloco formado entre juntas de contração do CCR foram perfurados drenos para captação de eventuais percolações no interior do maciço, desde a crista até a galeria de inspeção e drenagem.

Nos trechos sob o maciço de CCR, o tratamento das fundações foi mais rigoroso, pois além da limpeza era retirada toda rocha alterada e verificado o “choco” de toda a superfície, retirado todos os blocos instáveis, para posterior aplicação de concretos dental, de regularização e de correção dos taludes negativos.





**Fig. 5** – Seção tipo da barragem de CCR, fonte: DNOCS (2004).

### 2.1.3 – Vertedouro

O Vertedouro situa-se na margem direita do barramento e foi dimensionado para dar vazão à cheia decamilenar, com pico de 17.350 m<sup>3</sup>/s, considerando-se o nível do lago na cota 106,00 m.

A estrutura vertente, construída em concreto convencional, é do tipo superfície de encosta com perfil “Creager” e salto de esqui na extremidade, possui 12 vãos com 12 comportas segmento; tem 153,00 m de comprimento e a cota da soleira é 95,00 m. Esta estrutura foi executada em blocos, em função dos lances de concretagem, e suas dimensões comportavam grandes massas de concreto. Para evitar o aparecimento de fissuras, devido à atividade térmica do conglomerado (apesar da cura com água se processar ininterruptamente), foi utilizado concreto resfriado, em grande parte da estrutura.

### 2.1.4 – Instrumentação

Para o acompanhamento e registros das subpressões no contato com a fundação rochosa foram instalados 16 piezômetros abertos, tipo Casagrande modificado, em seis seções da galeria de drenagem, nas estacas 6, 11, 16, 21, 26 e 31. Em cada seção definida foram instalados dois piezômetros, um a montante e outro a jusante da cortina de drenagem da fundação. Em uma única seção transversal, que coincide com a galeria de acesso nº 2 (estaca 26), foram indicados quatro piezômetros do mesmo tipo. Portanto, o número total de piezômetros projetados é de 16 unidades

Um total de 13 medidores triortogonais de juntas foram instalados nas juntas entre blocos, dentro da galeria de drenagem, nas estacas 13+13,07, 14+13,07, 15+12,07, 16+6,07, 16+19,34, 22+19,34, 23+19,34, 24+13,116, 25+7,836, 26+2,556, 27+0,556, 31+19,985, 33+3,00, e 3 medidores no vertedouro, com a finalidade de medir deslocamentos em três planos diferentes, com o auxílio de um sistema de apoios fixados convenientemente na estrutura, nas regiões com maiores desníveis na fundação.

Marcos de superfície, implantados através de 12 pinos geodésicos incrustados na posição central do revestimento do coroamento, com espaçamento aproximado de 50 m, são responsáveis pelos registros de deslocamentos verticais que porventura ocorram ao longo da barragem de concreto. Como referência, foram instalados dois “bench marks” (marcos topográficos) nas ombreiras. O número total de marcos é de 14 unidades.

### 3 – DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

Nesta seção, apresenta-se o diagnóstico do problema surgido no paramento de montante do muro de abraço do bloco 13 do sistema extravasor da Barragem Castanhão. Nas Figuras 6 e 7 mostra-se a localização dessa trinca, vista do alto, e nas Figuras 8 e 9, o local onde efetivamente ela ocorre.

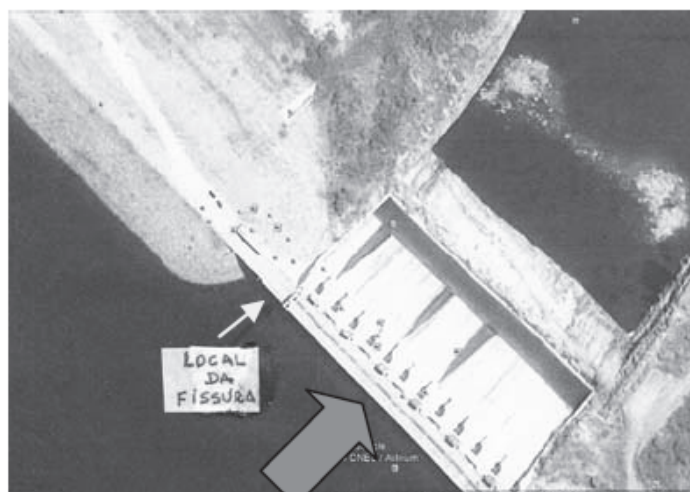
Trata-se de uma trinca de grande extensão e abertura, que foi notada somente depois da depleção do reservatório, em agosto de 2014, em decorrência da falta de chuvas na região.

A trinca apresenta, em uma grande extensão, uma abertura bastante elevada e o deslocamento de um de seus bordos no sentido de montante. A mesma, está localizada no trecho do muro de abraço do bloco 13 (Figura 9) e próximo da junção desse muro com o vertedouro, tendo o sentido subvertical, que se admite tenha tido o seu início junto à rocha da fundação, prosseguindo até o NA máximo que foi atingido pelas águas desse reservatório.

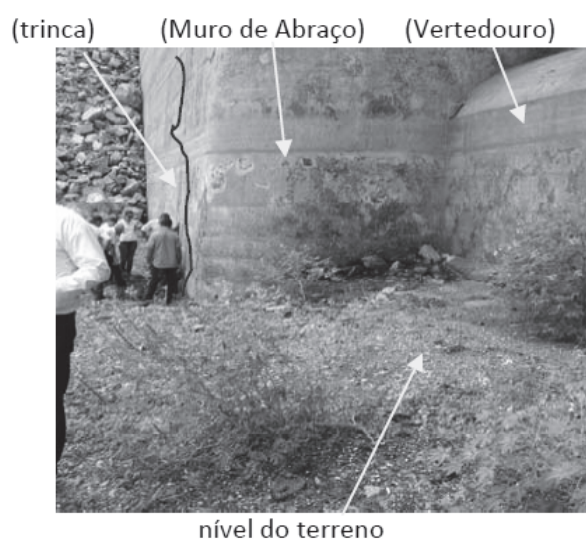


**Fig. 6** – Localização da trinca vista de jusante, fonte: DNOCS (2015).



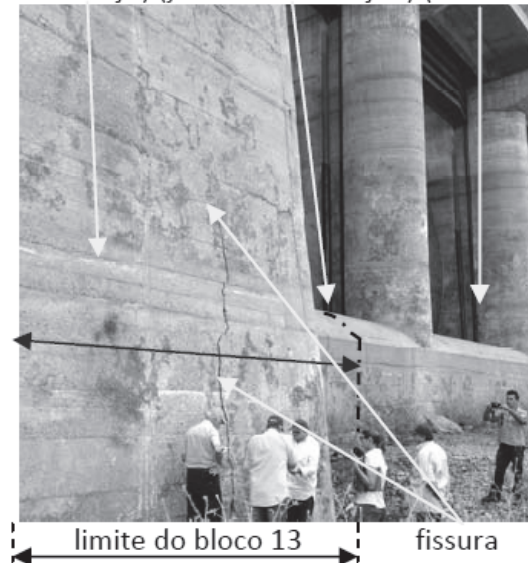


**Fig. 7** – Local da trinca, vista do alto e a montante, fonte: DNOCS (2015).



**Fig. 8** – Local da trinca visto na direção da esquerda hidráulica, fonte: DNOCS (2015).

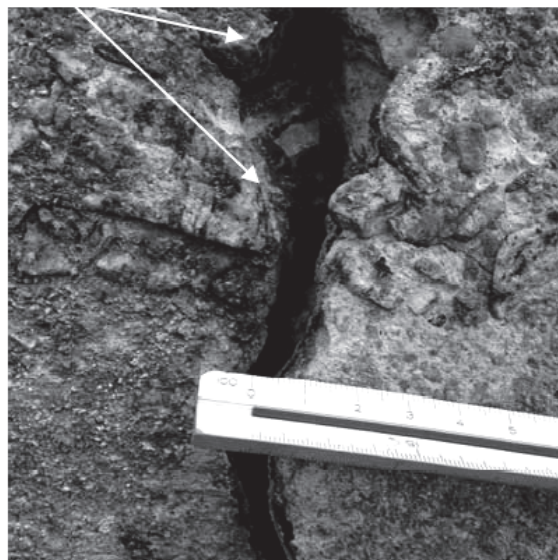
(muro de abraço) (junta de contração) (vertedouro)



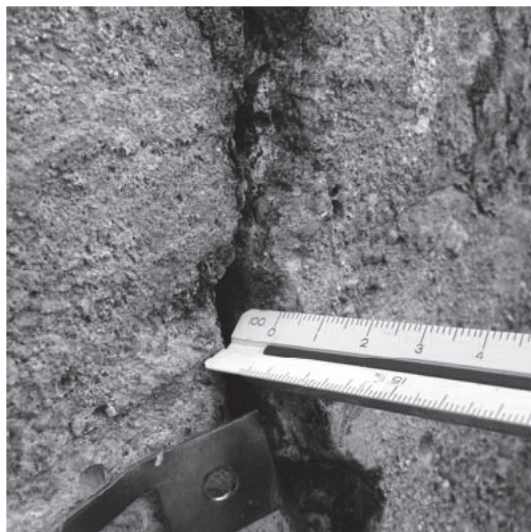
**Fig. 9** – Local da trinca visto na direção da direita hidráulica, fonte: DNOCS (2015).

A trinca, no trecho imediatamente acima do terreno, e até aproximadamente 10 m acima dele, apresenta uma grande abertura ( $\pm 1$  cm) e com um dos bordos projetado para montante (da ordem de 0,5 cm), como pode ser observado nas Figuras 10 e 11.

esborcinamento do bordo da fissura



**Fig. 10** – Abertura da trinca de  $\pm 1$  cm, onde um dos bordos da trinca, está esborcinado, fonte: DNOCS (2015).



**Fig. 11** – Deslocamento para montante da trinca, aproximadamente  $\pm 5$  mm, fonte: DNOCS (2015).

Em resumo, a trinca no muro de abraço do bloco 13, tem uma elevada extensão, que vai desde a rocha de fundação (presumível) até próximo da crista, apresentando uma abertura significativa em um trecho do seu comprimento e um deslocamento, de um de seus bordos, para montante.

#### **4 – DIAGNÓSTICO DO PROBLEMA**

Tendo em vista o vulto da obra bem como se tratar de uma barragem de importância estratégica, o DNOCS contratou uma empresa de consultoria técnica especializada para realizar o diagnóstico do problema. Em outubro de 2015, a empresa concluiu o trabalho e apresentou seu relatório técnico.

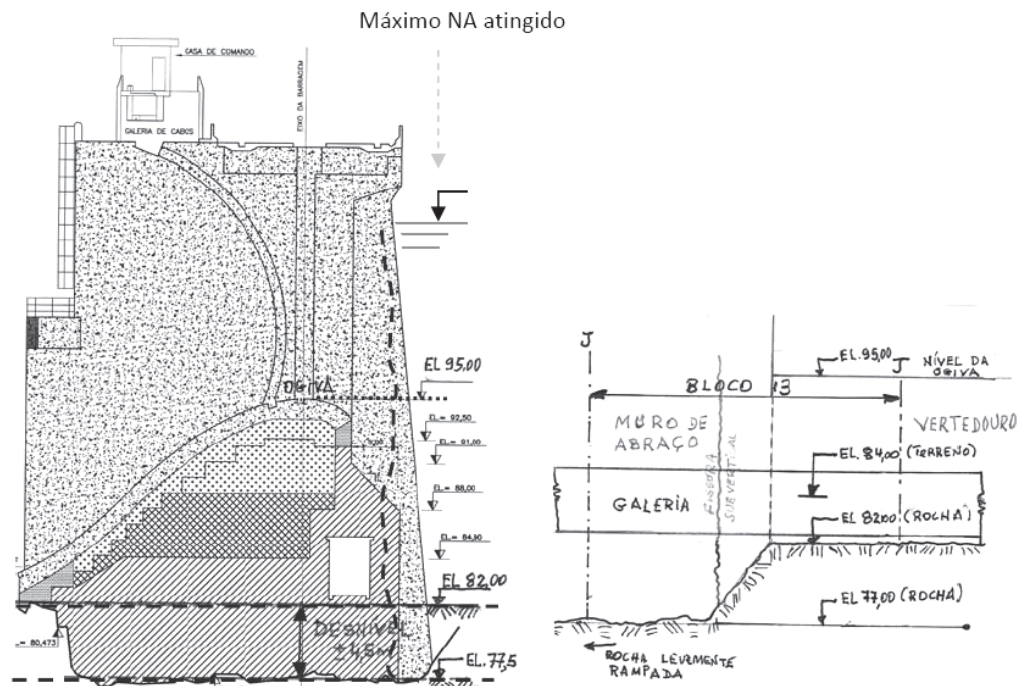
DNOCS (2015) pressupõe que a trinca deve ter-se iniciado ainda na fase construtiva do muro de abraço, tendo como causa principal para o seu aparecimento, o desnível existente na fundação, como mostrado na Figura 12, e afirma que o problema poderia ter sido evitado, caso fosse colocada uma junta de contração transversal no local do desnível, ou então fossem colocadas chavetas nas juntas do bloco 13 ou finalmente, fosse colocada uma junta de contração transversal entre o vertedouro e o muro de abraço.

Para DNOCS (2015), outras causas, também, contribuíram para a evolução da trinca no sentido vertical, para o aumento da sua abertura e, finalmente, para o deslocamento de um dos seus bordos na direção de montante.

A concretagem do bloco 13 deve ter-se iniciado a partir da elevação mais baixa da fundação (el. 77) e prosseguiu até o nível mais alto do desnível (el. 82), supondo-se que a sua execução tenha sido contínua, sem interrupções prolongadas, conforme mostrado nas Figuras 13 e 14.

Segundo o projeto, o muro de abraço não é armado, mas a armação do vertedouro penetra cerca de 2,0 m nesse muro, como pode ser observado nas Figuras 13 e 14.

A partir da el. 82, concretou-se concomitantemente parte do muro e parte do trecho do vertedouro do bloco 13, até à el. 95 do vertedouro, onde está o topo da ogiva. A partir dessa elevação, a concretagem prosseguiu apenas no muro de abraço, até atingir a crista desse muro.



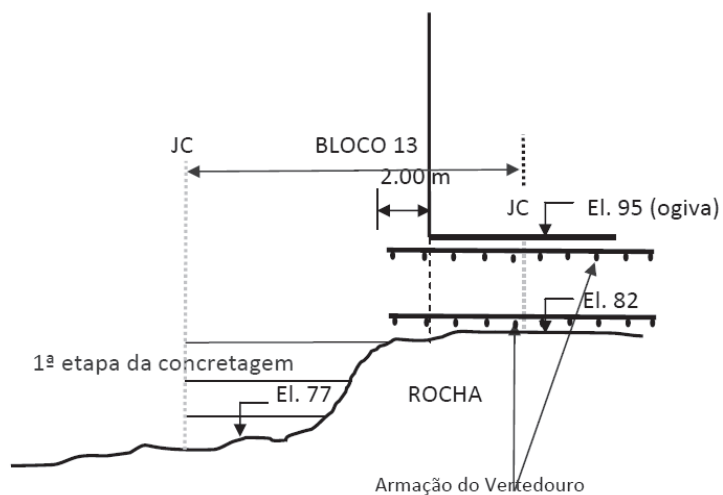
**Fig. 12** – (a) Desnível - corte transversal (suposição da penetração máxima da fissura no muro de abraço - entre o paramento de montante e a linha traço interrompido), (b) Desnível - corte longitudinal, fonte: DNOCS (2015).

Com o prosseguimento da concretagem acima da el. 82, o maior peso do concreto do muro, na região mais profunda da fundação provocou tensões de tração na região do desnível dessa fundação, que deu origem a uma fissura nesse local.

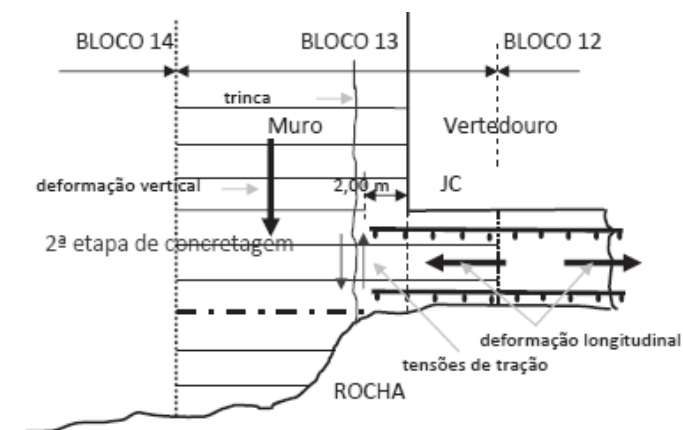
O surgimento da fissura mais para dentro da estrutura do muro se deve à influência da armação do vertedouro que, conforme o projeto, penetrou cerca de 2,00 m no muro, o que impediu que a fissura ocorresse entre as duas estruturas.

DNOCS (2015) aponta que a evolução dessa fissura, tanto em direção à fundação como em direção à crista do muro, se deve aos seguintes efeitos:

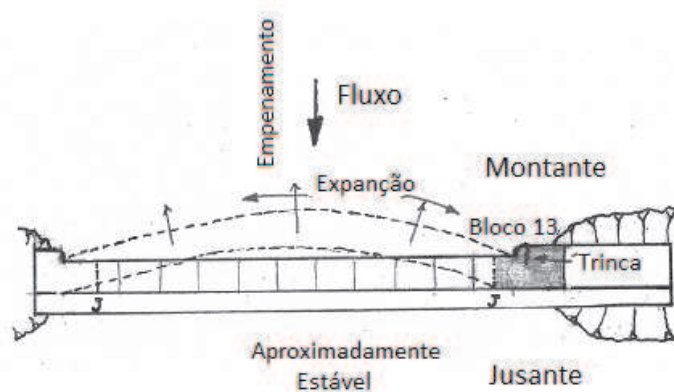
- aumento progressivo do peso do muro, com o desenvolvimento das concretagens, aumentando as tensões de tração na região já fissurada, que redundou no prosseguimento da fissura;
- evolução da retração do concreto com o tempo (deformação lenta), no sentido do comprimento das estruturas do vertedouro e muros, decorrente do prosseguimento do processo de hidratação do cimento e da perda d'água do concreto;
- tendo em vista que o paramento de montante ficou todo esse tempo submerso, houve a expansão do concreto desse paramento, enquanto o paramento de jusante continuava praticamente estável; como consequência desse gradiente de deformação houve um empenamento do vertedouro no sentido de montante (Figura 15), por ter essa estrutura uma menor seção transversal que a do muro; esse empenamento se refletiu na fissura existente no muro, já transformada em trinca, provocando nela um movimento diferencial entre os seus bordos, que resultou no deslocamento de um dos bordos no sentido de montante.



**Fig. 13** – Concretagem de 1ª etapa do bloco 13, fonte: DNOCS (2015).



**Fig. 14** – Concretagem de 2ª etapa do bloco 13, fonte: DNOCS (2015).



**Fig. 15** – Empenamento do vertedouro e do muro de abraço em direção a montante, fonte: DNOCS (2015).



A galeria da barragem possui medidores de juntas triortogonais em algumas juntas do vertedouro, mas nenhum no bloco 13, cujas leituras estão sendo ainda coletadas para análise, mas se admite, em princípio, que esses medidores não acusaram movimentações significativas nessa estrutura.

Apesar da movimentação volumétrica restringida da estrutura, que resultou na formação da trinca, DNOCS (2015) observa que na parede de montante da galeria de drenagem, situada a aproximadamente 3,5 m do paramento de montante, não existe nenhuma fissura e nem sinais de percolação de água, ocorrida atualmente e nem em épocas anteriores, que seriam detectadas pela presença de hidróxido de cálcio ou da carbonatação desse hidróxido, na superfície dessa parede.

Isso leva a crer que a penetração da fissura no muro, não deve ter sido muito profunda, sendo na Figura 12 mostrada uma suposição dessa profundidade de penetração ao longo de toda a extensão da fissura.

Do exposto, DNOCS (2015) conclui que a origem dessa trinca foram as variações volumétricas do concreto e que portanto a mesma não é de origem estrutural, e que sua existência não prejudica a segurança da estrutura, devendo, entretanto ser feito o tratamento, para garantir a durabilidade dessa estrutura.

Finalmente, para a vedação da trinca, DNOCS (2015) recomenda a aplicação de gel de poliuretano.

Em julho de 2016, o Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Ceará – CREA/CE publicou parecer técnico sobre a fissura, elaborado por uma comissão multidisciplinar. No parecer, a comissão apresenta outras hipóteses para o aparecimento da fissura.

Segundo o parecer, o desenvolvimento da fissura poderia ter decorrido das deformações do bloco 14 e de parte do bloco 13, que compõem o muro de abraço de ligação com a barragem de terra, quando submetidos ao empuxo da água do reservatório e à subpressão.

Durante o enchimento do reservatório (na 1ª carga), o empuxo pode provocar movimentos de translação transversais na direção horizontal e de rotação em relação à base do bloco, auxiliados também pelos esforços de levantamento oriundos da subpressão (Figura 16). Deste modo, uma parte do bloco 13 teve o seu movimento restrito pela presença do pilar que separa o trecho vertedouro (ogiva) do trecho não vertedouro (muro de abraço) deste bloco. Este pilar, em concreto armado, tem grande rigidez no sentido transversal à barragem e sua armadura penetra cerca de 2,00 m no bloco 13, com sua extremidade próxima ao local onde ocorreu a fissura.

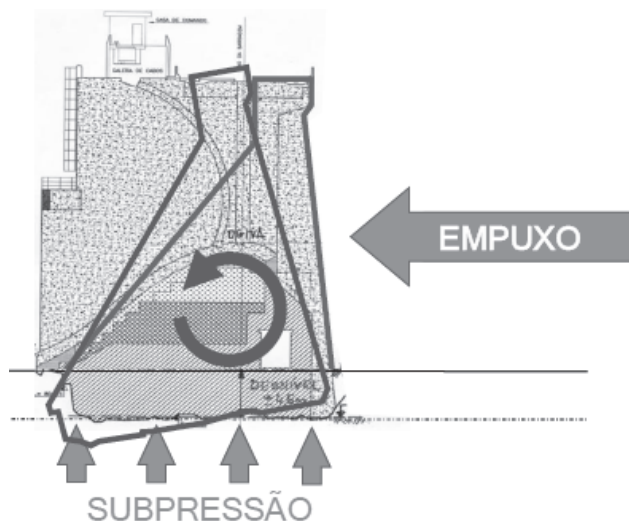
Cabe realçar, que a maior profundidade da fundação da parte não vertedoura (muro de abraço) em relação à parte vertedoura (ogiva) do bloco 13 pode ter contribuído para deformações de translação e rotação mais acentuadas desta primeira parte quando submetida ao empuxo.

Outro fator apreciado no parecer, foram as peças que compõem o trecho do bloco 13 e muro de abraço, estas peças que podem ser classificadas como blocos, desta maneira, pode-se deduzir que durante a concretagem, o desnivelamento de aproximadamente 5,00 metros da base do bloco sobre a rocha de fundação, provocou uma retenção (travamento) do elemento estrutural, fazendo surgir uma fissura de retração hidráulica, nas primeiras 24 horas após a concretagem. Via de regra, estas fissuras são de pequena espessura.

A evidência que este tipo de fissura tenha ocorrido é fortalecida pelo fato do seu desenvolvimento ser da face externa da estrutura para dentro, tendo sua profundidade, aproximadamente de 60 cm, pois o mecanismo de formação destas fissuras tem ligação ao gradiente de temperatura que se forma pela reação do endurecimento do concreto, e que tende a aumentar à medida que se aproxima da face externa do bloco estrutural.

O parecer acrescenta ainda que, na região da fissura, existe uma transição de tipos de concreto no que se refere à armadura e resistência à compressão (Figura 17). Um observador de frente para a fissura tem a sua direita o vertedouro em concreto armado, com resistência de 30 MPa. Já à esquerda da fissura, o mesmo observador tem a visão do muro de abraço onde se encontra um concreto não armado e de resistência de 20 MPa.



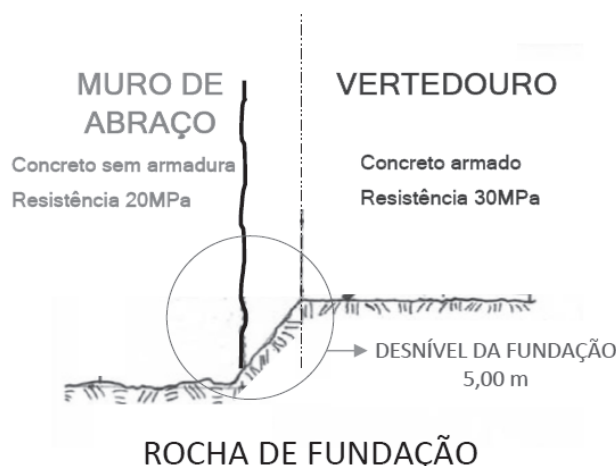


**Fig. 16** – Efeitos da subpressão e empuxo sobre a estrutura do vertedouro, fonte: CREA (2016)

Tratam-se claramente de 02 (dois) tipos de materiais distintos que trabalham de forma particularizada quanto as deformações, dilatações térmicas e higroscópicas e reações às cargas impostas pela subpressão, pelo empuxo da água no primeiro enchimento e também do enrocamento lateral no momento construtivo. Os elementos de concreto divergentes aplicados em uma mesma região, expostos a solicitação de cargas homogêneas, reagem de forma heterogênea de acordo com suas características individuais, concorrendo de forma contundente para formação de fissuramentos.

O parecer do CREA descarta a hipótese de que o peso próprio do concreto foi o causador da fissura, visto que se isto tivesse ocorrido, a fissura seria em um plano que cortaria toda a dimensão do bloco.

Descarta ainda, que a fissura tenha ocorrido devido a movimentação da barragem, por ações sísmicas. Fissuras originárias de ações sísmicas têm características diferentes, são mais distribuídas e mais ligadas às regiões da estrutura onde se tem baixa ductilidade e em nós de elementos de placa e de barras;



**Fig. 17** – Transição dos tipos de concreto na região da fissura, fonte: CREA (2016).

## 5 – OBRAS DE RECUPERAÇÃO

As obras de recuperação da fissura foram iniciadas em janeiro de 2017, e concluídas em fevereiro de 2017.

No trecho da fissura sob o terreno, foi feita uma escavação, verificando-se que a mesma prosseguia no trecho enterrado do bloco, sendo do tipo esparsa, de pequena abertura e sem sentido definido, mas que não chegava a atingir o nível da rocha de fundação.

Como a fissura se encontrava em uma superfície do concreto que ficará futuramente coberta por aterro, e portanto sem apresentar variações volumétricas, o tratamento consistiu apenas na sua vedação, utilizando para tanto um produto cristalizante.

Neste trecho a recuperação (Figura 18) consistiu nos seguintes passos:

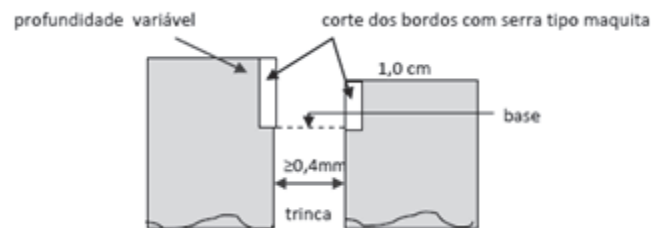
- limpeza da superfície,
- secagem da fissura,
- umedecimento da superfície,
- preparo do produto, na proporção “produto/água” de 5:2 em volume, com aplicação com consumo de produto de 1,6kg/m<sup>2</sup>.
- reaterro da parte tratada,
- na cura foi aplicada uma manta de polietileno sobre a superfície tratada durante 5 dias.



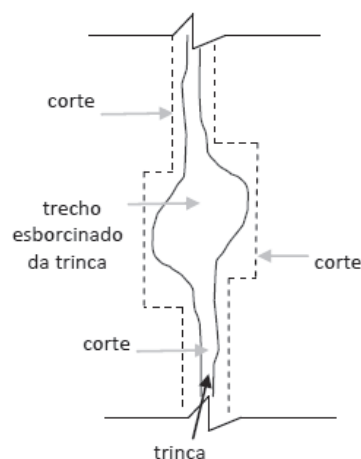
**Fig. 18** – Escavação e recuperação do trecho enterrado da fissura e aplicação da manta, fonte: arquivo pessoal da autora.

No trecho da fissura acima do nível do terreno, a vedação foi realizada através da aplicação de gel de poliuretano, da seguinte forma:

- inicialmente foi feito, por meio de uma serra de corte (tipo maquina), um corte com 1,0 cm de profundidade no lado do bordo menos proeminente da trinca e um corte de profundidade variável, no bordo mais proeminente (Figura 19);
- depois de terminado o corte, a cavidade formada foi limpa, utilizando jatos de água e ar, para remover toda a poeira e detritos;
- nos locais onde a trinca apresentava esborcinamento, o corte abrangeu esse esborcinamento, como mostrado na Figura 20;

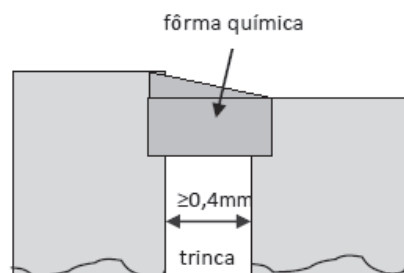


**Fig. 19** – Corte dos bordos da trinca, fonte: Corrêa (2017).



**Fig. 20** – Corte com maquina, para enquadrar o trecho esborcinado, fonte: Corrêa (2017).

- para conter o material de injeção, foi feita a vedação da superfície da trinca com fôrma química (Figura 21), utilizando-se como produto para essa vedação, uma resina epoxídica, com tixotropia, e que embora deva ser aplicada em substrato seco, tem durabilidade na condição de submersa em contato com a água ou umidade, e não é atacada pelos raios ultravioleta. Essa fôrma química não necessita ser retirada, pois resiste até 60 bar de pressões de injeção;



**Fig. 21** – Vedação da trinca (fôrma química) como resina epóxi tixotrópica, fonte: Corrêa (2017).

- Depois de terminada a vedação da trinca, o material de enchimento foi preparado e injetado, conforme as orientações do fabricante. A injeção foi iniciada a partir dos furos situados em cota inferior, prosseguindo para os furos localizados acima deles.

## 6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo apresentou de forma sucinta um resgate histórico da construção da barragem do Castanhão e a identificação, diagnóstico e medidas para a correção de uma anomalia identificada na fase de operação da barragem.

A barragem apresentou em sua fase construtiva, uma feição geotécnica, referida como Páleo Canal, não prevista nos estudos geotécnicos realizados por ocasião da elaboração do projeto executivo, esta ocorrência ocasionou um atraso considerável nas obras até que fossem feitos estudos complementares e o projeto executivo fosse adaptado. Este fato evidencia a importância da condução da prospecção geotécnica e as consequências negativas decorrentes de estudos incompletos.

Onze anos após a entrada em operação a barragem apresentou uma anomalia, trinca vertical, detectada visualmente, sem que houvesse qualquer alteração nos registros da instrumentação da barragem. Segundo DNOCS (2015), o desnível existente na fundação da barragem foi apontado como a causa principal desta anomalia, e a mesma poderia ter sido evitada ainda na fase de projeto, através de medidas relativamente simples.

Apesar dos registros da ocorrência de sismos e dos inúmeros estudos sobre sismologia na área do reservatório, DNOCS (2015) não aponta qualquer relação destes eventos com a ocorrência da trinca.

Portanto, como lição aprendida neste caso em particular depreende-se que as peculiaridades geotécnicas das fundações da barragem foram responsáveis por alterações significativas no projeto executivo e pela ocorrência de anomalia na fase de operação da barragem e que, neste último caso, a inspeção visual foi imprescindível, pois foi capaz de detectar uma anomalia, de dimensões consideráveis, que não havia sido detectada pela instrumentação.

## 7 – AGRADECIMENTOS

Ao engenheiro civil Getúlio Peixoto Maia, do DNOCS, que trabalhou efetivamente nas obras de construção da barragem Castanhão, pelo apoio prestado e pela documentação cedida para a elaboração deste artigo.

## 8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Araújo, M. Z. T (2003). *Barragens do Nordeste do Brasil*. DNOCS, 3ª Ed, Fortaleza-Ce.
- Barbosa, H. (2016). *Castanhão apresenta rachadura desde 2014*. Jornal Diário do Nordeste, Caderno Regional. Disponível em:  
[www.diariodonordeste.verdesmares.com.br/cadernos/regional/castanhao-apresenta-rachadura-desde-2014-1.1480085](http://www.diariodonordeste.verdesmares.com.br/cadernos/regional/castanhao-apresenta-rachadura-desde-2014-1.1480085)>. Acesso em: 19 abril 2016.
- Corrêa, W. G. (2017). *Relatório de consultoria*. W.G Corrêa Consultoria de Engenharia Civil, Ltda. Rio de Janeiro – RJ.
- CREA-CE (2016). *Parecer técnico de engenharia sobre fissuramento no paramento de montante do bloco 13 da barragem Castanhão*. Conselho Federal de Engenharia e Arquitetura do Ceará, Fortaleza-Ce, julho/2016.

- DNOCS (2004). *Relatório Técnico Final “As built” da Barragem Castanhão*. Ministério da Integração Nacional, Departamento Nacional de Obras contra as Secas, Consórcio AGUASOLOS-HIDROTERRA, Fortaleza-Ce.
- DNOCS (2015). *Relatório: Inspeção em fissura no paramento de montante do bloco 13*. Ministério da Integração Nacional, Departamento Nacional de Obras contra as Secas, KL Engenharia, Fortaleza-Ce, Out. 2015.
- Mota, L. (2016). *Rachadura no Castanhão deve ser fechada até março, após mais de um ano da identificação do problema*. Jornal O Povo. Disponível em: [www.opovo.com.br](http://www.opovo.com.br). Acesso em: 19 abril 2016.
- Ferreira, J. M., França, G. S, Vilar, C. S., do Nascimento, A. F., Bezerra, F. H. R., Assumpção, M. (2008). *Induced seismicity in the Castanhão reservoir, NE Brazil – Preliminary results*. The International Journal of Integrated Solid Earth Sciences - Tectonophysics, v. 456, pp. 103-110. Available online at [www.sciencedirect.com](http://www.sciencedirect.com).
- Fontenele, M. (2016). *Rachadura no açude Castanhão, o maior do Ceará, deve ser reparada até março*. Jornal Tribuna do Ceará. Disponível em [www.tribunadoceara.uol.br](http://www.tribunadoceara.uol.br). Acesso em: 19 abril 2016.
- Valêncio, N. F. L. S.; Gonçalves, J. C. *Da confiança à fatalidade: colapso de barragens como limite ao paradigma da modernização ?*. Revista Política & Trabalho, v. 25, p. 203-222, João Pessoa, out. 2006.

# NOTA TÉCNICA







# ESTUDO DOS VALORES DO LIMITE DE LIQUIDEZ OBTIDOS PELOS MÉTODOS DE CASAGRANDE E CONE PARA DIFERENTES ARGILAS

Study of liquid limit values determined by Casagrande cup and Cone penetrometer test for different clays.

Kátia Vanessa Bicalho\*

Josiane C. Gramelich\*\*

Camila L. dos Santos Cunha\*\*

Rogério G. Sarmiento Junior\*\*\*

**RESUMO** – Neste estudo compararam-se os valores do limite de liquidez, LL, obtidos pelo método do Cone de Penetração,  $LL_p$ , com os valores de LL obtidos pelos métodos de Casagrande,  $LL_c$ , medidos, por diferentes operadores, em amostras de solos argilosos de alta e baixa plasticidade. O método do Cone de Penetração considerado segue a norma britânica (penetração de 20 mm). Os resultados experimentais mostram que as variações entre os dois métodos dependem da plasticidade e mineralogia do solo coesivo ensaiado. Os resultados obtidos para argilas naturais, essencialmente constituídas de caulinitas, com valores de  $LL_c$  entre 14% e 98%, indicam que  $LL_p$  é geralmente maior 2,7 % que  $LL_c$ . Entretanto, existe maior dispersão entre os valores de  $LL_c$  e  $LL_p$  medidos para as misturas de bentonita e areia fina, com valores de  $LL_c > 100\%$ , que apresentam  $LL_c$  igual a aproximadamente 1,2  $LL_p$ .

**SYNOPSIS** – This study presents and discusses the comparisons between the liquid limit,  $LL_p$ , determined by the cone penetrometer technique and the liquid limit determined by Casagrande method,  $LL_c$ , measured by different operators for different clayey soils at low and high plasticity ranges. The used cone penetrometer technique is the British standard (20 mm fall cone penetration). The results show that the variation between  $LL_c$  and  $LL_p$  depends on the plasticity and mineralogy of the tested cohesive soil. For the Brazilian kaolinitic clays with  $LL_c$  between 14% and 98%,  $LL_p$  is often 2.7 % higher than  $LL_c$ . The mixtures of bentonitic and fine sand with  $LL_c > 100\%$ , have  $LL_c$  equal to about 1.2  $LL_p$ .

**Palavras Chave** – Correlações empíricas, limite de liquidez, método do cone de penetração, método de Casagrande, plasticidade, argilas.

**Keywords** – Empirical correlations, liquid limit, cone penetrometer technique, Casagrande method, plasticity, clays.

---

\* Professora titular, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil, E-mail: kvbicalho@gmail.com

\*\* Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil

\*\* Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil

\*\*\* Mestrando em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Federal do Espírito Santo, Vitória, ES, Brasil

## 1 – INTRODUÇÃO

Plasticidade é a propriedade que faz com que o sistema argila-água se deforme continuamente devido a ação de uma força finita, e quando a força é removida ou reduzida a forma é mantida. O conceito de plasticidade é empregado em muitas áreas da engenharia e ciência. Os fatores que influenciam a plasticidade podem ser relacionados ao tipo de argila, tais como, umidade, composição mineralógica, distribuição do tamanho da partícula, tipo de cátion trocável, presença de sais ou matéria orgânica, e ao processo de moldagem da argila (Andrade et al. 2011).

O valor máximo de umidade de uma argila no estado de consistência plástica é definido como o limite de liquidez, LL, dessa argila. Os valores de LL de argilas são frequentemente usados nas avaliações preliminares dessas argilas para uso em fundações, aterros compactados na construção de estradas e obras de armazenamento e retenção de água ou contaminantes. E a determinação errada de LL pode resultar na rejeição de materiais satisfatórios, ou mesmo, na aceitação de materiais inadequados. Os valores de LL são também usados para avaliar características como compressibilidade e permeabilidade a nível regional de solos argilosos (Mitchell & Sitar 1982).

Tradicionalmente, o procedimento mais utilizado para a determinação do  $LL_c$  é o método de percussão padronizado por Casagrande (1932) que utiliza o aparelho desenvolvido pelo mesmo. O método de Casagrande apresenta limitações, tais como a dispersão dos resultados devido a influência do operador e das condições do aparelho. E solos de baixa plasticidade tendem a se liquefazer antes de fluir por plasticidade (Sowers et al. 1959). Casagrande (1958) reconhece que o método de percussão para determinar  $LL_c$  não fornece resultados uniformes de comparação para os solos de granulação fina que apresentam reações diferentes quando submetidos a um ensaio dinâmico.

O método do Cone de Penetração para determinar  $LL_p$ , que consiste em se medir a penetração vertical estática de um cone, padronizado sob condições especificadas de peso, ângulo e tempo de queda, em uma amostra de solo previamente preparada, é uma alternativa atrativa ao método dinâmico de Casagrande (1932). O extenso banco de dados disponível com correlações entre os valores de  $LL_c$  e diferentes propriedades de engenharia motivam o estudo de comparações entre os valores do  $LL_c$  e  $LL_p$ . Além disto, os clássicos sistemas de classificações de solos finos usam valores de  $LL_c$ .

O método dinâmico proposto por Casagrande (1932) para determinação do  $LL_c$  assume que a resistência ao cisalhamento não drenada,  $s_u$ , de todos os solos no limite de liquidez tem um valor constante (aproximadamente 2,5 kPa, ou seja, cada golpe para fechar a ranhura corresponde a uma resistência de 1gf/cm<sup>2</sup>). Entretanto, o valor de  $s_u$  no LL determinado pelo método dinâmico ( $LL_c$ ) pode variar entre 0,5 e 5,6 kPa (Whyte, 1982; Wasti & Bezirci, 1986). Sridharan & Prakash (2000) mostram que o LL de uma argila montmorilonita é principalmente controlado pela presença da camada de água adesiva presente no mineral argílico, enquanto que o valor de LL das argilas caulinitas é principalmente controlado pelas forças entre as partículas do mineral argílico (ou seja, microestrutura). Assim, as argilas caulinitas e as argilas montmorilonitas possuem diferentes mecanismos que controlam o valor do limite de liquidez dessas argilas.

Estudos têm mostrado que  $s_u$  no LL pelo método proposto por Casagrande,  $LL_c$ , diminui com o aumento do LL, que cresce com o teor de argila e plasticidade (Leflaive, 1971; Youssef et al., 1995; Leroueil & Le Bihan, 1996). Assim, verifica-se que (Leroueil & Le Bihan, 1996):

$$\begin{aligned} LL_c &< LL_p, \text{ para } LL < LL^* \\ LL_c &> LL_p, \text{ para } LL > LL^* \end{aligned}$$

O valor de  $LL^*$  que define a transição entre os valores chamados de baixo LL e alto LL não é bem quantificado na literatura (Bicalho et al. 2014). Assim, nesta nota técnica apresentam-se e

discutem-se comparações entre  $LL_c$  e  $LL_p$  para argilas de diferentes mineralogias e plasticidades e investiga-se o valor de  $LL^*$  para essas argilas.

## 2 – CORRELAÇÕES EMPÍRICAS ENTRE $LL_c$ E $LL_p$

Várias correlações empíricas entre os métodos do Cone e de Casagrande para determinar  $LL$  foram publicados na literatura. Estas funções podem ser escritas como (Bicalho et al. 2014):

$$LL_p = A LL_c + B \quad (1a)$$

$$LL_c = A^* LL_p - B^* \quad (1b)$$

onde  $A$ ,  $B$ ,  $A^*$  e  $B^*$  são constantes de ajuste obtidas através da correlação linear.

No Brasil ainda não existe uma norma padronizada para determinação do  $LL_p$ . Neste estudo foi avaliado o método do penetrômetro do cone sugerido pela norma britânica (BS 1377, 1990) que consiste na queda de um cone de massa de  $80 \pm 0,05$  g, ângulo do cone de  $30 \pm 0,1^\circ$  e tempo de queda de  $5 \pm 1$  s sobre uma amostra moldada de solo, anotando-se o valor da penetração do cone. O valor de  $LL_p$  corresponde ao valor de umidade para uma penetração de 20mm.

O Quadro 1 apresenta algumas correlações lineares publicadas na literatura entre  $LL_p$  e  $LL_c$ . As correlações estão na forma da equação 1b para melhor comparação entre as correlações discutidas neste estudo, e utilizaram o método do penetrômetro do cone sugerido pela norma britânica.

Os valores de  $LL^*$  que indicam a transição entre valores de baixo  $LL$  ( $LL_c < LL_p$ ) e alto  $LL$  ( $LL_c > LL_p$ ) para as equações propostas por Budhu (1985) e Sridharan & Prakash (1998) são aproximadamente 61% e 52 %, respectivamente. Sridharan & Prakash (2000) usaram os dados experimentais obtidos por Wasti & Bezirci (1986) e observaram que a diferença entre  $LL_p$  e  $LL_c$  aumenta com o aumento da plasticidade do solo. As correlações propostas por Queiroz de Carvalho (1986), Fojtová et al. (2009), Souza (2011) e Di Matteo (2012) apresentadas no Quadro 1 possuem sempre  $LL_c < LL_p$  para o intervalo de  $LL$  ensaiado ( $< 50$  %), ou seja, são correlações para solos de baixa plasticidade de diferentes locais. A correlação proposta por Di Matteo (2012) para solos argilosos siltosos de baixa plasticidade, com  $LL$  entre 20 e 50 %, de diferentes origens geológicas, inclui os resultados experimentais publicados por: Wasti & Bezirci (1986), Dragoni et al. (2008), Ozer (2009), e Fojtová et al. (2009). Os dois solos investigados por Souza (2011) possuem uma fração fina elevada e na sua maioria constituída por siltes ( $> 75$ %), e o Solo 1 apresenta percentagem de fração argila igual a 21%, e o Solo 2 igual a 22,3%.

**Quadro 1** - Correlações publicadas entre valores medidos de  $LL_p$  e  $LL_c$

| Referências                | $A^*$ | $B^*$  | Variação de $LL$ |
|----------------------------|-------|--------|------------------|
| Budhu (1985)               | 1,070 | 4,300  | 20-100           |
| Wasti & Bezirci (1986)     | 0,990 | 4,870  | 27-110           |
| Queiroz de Carvalho (1986) | 0,934 | 2,180  | 13-48            |
| Sridharan & Prakash (1998) | 1,209 | 10,800 | 29-92            |
| Souza (2011) – Solo 1      | 0,707 | 7,124  | 38-40            |
| Souza (2011) – Solo 2      | 0,906 | 1,119  | 42-45            |
| Di Matteo (2012)           | 1,000 | 2,200  | 20-50            |
| Fojtová et al. (2009)      | 1,000 | 2,440  | 20-50            |

### 3 – INFLUÊNCIA DA PLASTICIDADE NAS CORRELAÇÕES $LL_c$ - $LL_p$

Para avaliar a influência da plasticidade nas correlações empíricas entre  $LL_c$  e  $LL_p$  foram utilizados resultados de ensaios laboratoriais realizados pelos autores em amostras das argilas naturais da Grande Vitória, localizada no Estado do Espírito Santo (GV-ES) região sudeste do Brasil e de ensaios publicados para solos coesivos de baixa plasticidade de diferentes regiões do Brasil (Pinto & Castro, 1971; Silveira, 2001). As argilas naturais analisadas são constituídas essencialmente de caulinitas. As argilas GV-ES raramente apresentam mais de 30% retido na peneira número 200 (abertura de malha 0,075 mm), ou seja, tamanho de grãos maiores que silte ou argila. As argilas ensaiadas foram obtidas a profundidade entre 5m e 25m e apresentam valores de umidade natural entre 19 e 85%;  $LL_c$  entre 65 e 85;  $LL_p$  entre 19 e 53; e IP entre 32 e 46.

Foram também utilizados resultados de ensaios realizados pelos autores em uma bentonita (Montmorilonita sódica) e misturas homogeneizadas da bentonita e areia quartzosa fina nas porcentagens de 90 %, 80 % e 60 % de bentonita (fração argila, C) em relação ao peso total da mistura final. As amostras ensaiadas foram previamente bem homogeneizadas. A homogeneização da mistura de Bentonita, areia fina e água é um fator importante na determinação do LL pelos dois métodos. E o tempo mínimo necessário para a hidratação com adição de água destilada da bentonita foi investigado. Os resultados indicaram o tempo mínimo de 7 dias para a hidratação da amostra para realização dos ensaios de determinação de  $LL_p$  para a bentonita ensaiada. Assim nos ensaios realizados com as misturas de bentonita e areia fina adicionou-se água a cada mistura deixando em descanso por mais de uma semana para que houvesse a hidratação com o tempo. O método de Casagrande para determinação de  $LL_c$  é descrito pela norma NBR 6459 (ABNT, 1984).

A Figura 1 mostra a localização dos solos estudados no ábaco de Casagrande com a classificação proposta pelo Sistema Unificado de Classificação (SUC) para solos finos. O SUC utiliza os valores de LL determinados pelo método dinâmico, assim sendo, os resultados de LL apresentados na Figura 1 são os valores de  $LL_c$ . A relação entre LL e IP das argilas naturais da GV- ES tende a convergir para a reta A considerada como a divisão arbitrada entre siltes e argilas no ábaco de Casagrande. Os valores de  $LL_p$  são geralmente maiores que os valores de  $LL_c$  para essas argilas naturais. Os resultados experimentais em misturas homogeneizadas de bentonita e areia fina com C > 50% mostram que a relação entre LL e IP tende a convergir para a reta U,

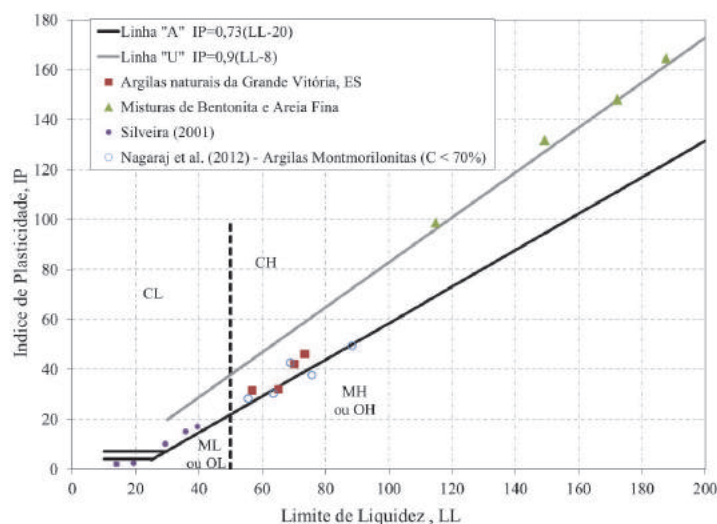
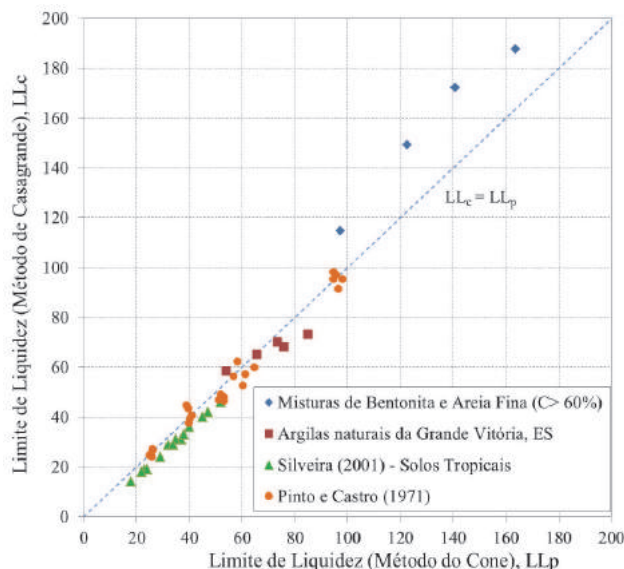


Fig. 1 - Localização dos solos estudados no ábaco de Casagrande.

definida como  $IP = 0.9 (LL-8)$ , no ábaco de Casagrande. Os resultados experimentais publicados por Nagaraj et al. (2012), realizados em cinco argilas naturais montmorilonitas obtidas de diferentes origens geológicas com  $C < 70\%$  e  $LL_c < 90\%$  ( $LL_p < 85\%$ ), são também analisados neste estudo para avaliar a influência do tipo de mineral argílico e cátion trocável. Os resultados publicados por Nagaraj et al. (2012) tendem a convergir para a reta A no ábaco de Casagrande.

A Figura 2 apresenta a variação dos valores medidos de  $LL_c$  com  $LL_p$  para as argilas naturais da Grande Vitória (ES) e as misturas de bentonita e areia fina. Foram também incluídos os resultados experimentais publicados por Pinto & Castro (1971) com  $LL_c$  entre 25 % e 100 % e Silveira (2001) para solos tropicais brasileiros de diferentes locais com  $LL_c < 50$  %. A Figura 2 sugere que a transição entre valores de baixo LL e alto LL é de aproximadamente 100 % e que existe maior dispersão entre os valores medidos de  $LL_c$  e  $LL_p$  para valores de  $LL > 100$  %. Assim, foram definidas duas correlações empíricas neste estudo: uma para  $LL < 100$  % e outra para  $LL > 100$  %.



**Fig. 2** – Variação dos valores de  $LL_c$  com  $LL_p$  para os solos argilosos brasileiros e misturas de bentonita e areia fina com  $C > 60\%$  estudados.

A correlação empírica, definida através da regressão linear, obtida com coeficiente de determinação ( $R^2$ ) de aproximadamente 0,98, para  $LL$  entre 14 e 100% foi (Figura 3):

$$LL_c = 1,00.LL_p - 2,7 \quad (2)$$

Os resultados obtidos e apresentados na Figura 3 mostram que  $LL_p$  é geralmente maior 2,7 % que o  $LL_c$  e está de acordo com publicações prévias para argilas com a composição mineralógica de essencialmente Caulinitas e Ilitas de diferentes origens geológicas e valores de  $LL$  entre 20 e 50% (Fojtová et al., 2009; ou seja, 2,44 %; Di Matteo, 2012; ou seja, 2,2 %).

As variações observadas entre a equação 2 e as equações sugeridas por Fojtová et al. (2009) e Di Matteo (2012) estão entre 0,25% e 0,5%. Esta variação é próxima do valor de 0,4 % obtido pela diferença entre os valores máximo e mínimo dos valores de  $LL_c$  determinados por ensaios repetidos com mesmo solo, procedimento, operador, condições de laboratório e curto espaço de

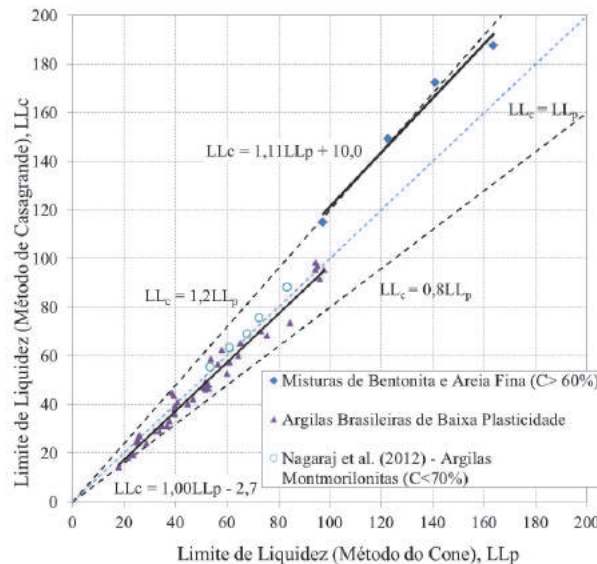


tempo. No caso de ensaios repetidos usando o método do Cone esta diferença é de aproximadamente 0,2 % (Di Matteo, 2012). A Figura 3 mostra que a maior parte dos resultados experimentais que definiram a equação 2 apresentam  $LL_c \leq LL_p$ , com  $LL_c$  entre 1,0  $LL_p$  e 0,8  $LL_p$ .

A correlação empírica definida pela regressão linear conforme a equação 1b, com  $R^2$  igual a aproximadamente 0,98, aplicada aos valores medidos de  $LL_c$  e  $LL_p$  para as misturas de bentonita e areia fina ( $LL > 100\%$ ), é:

$$LL_c = 1,11.LL_p + 10,0 \quad (3)$$

A Figura 3 ilustra a variação dos valores de limite de liquidez determinados para argilas de baixa e alta plasticidade pelos dois métodos,  $LL_c$  e  $LL_p$ . Os resultados experimentais obtidos para as misturas de bentonita e areia fina apresentam  $LL_c > LL_p$ , com valores de  $LL_c$  aproximadamente igual a 1,2  $LL_p$ . O teor de argila,  $C$ , não influencia a variação entre  $LL_c$  e  $LL_p$  nas misturas de bentonita e areia fina quando a matriz argilosa domina o comportamento da mistura, ou seja não existe contato entre os grãos de areia ( $C \geq 60\%$ ). E neste caso predomina a influência da mineralogia da argila na relação entre  $LL_c$  e  $LL_p$ .

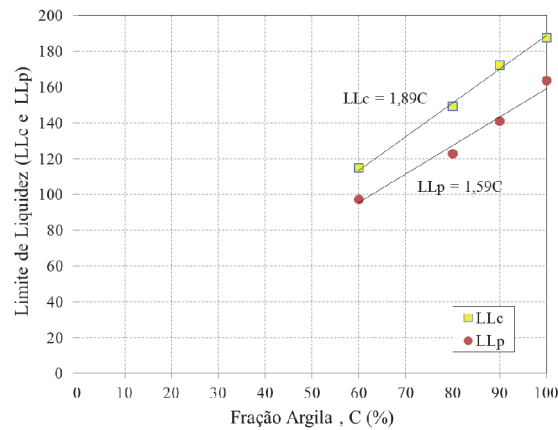


**Fig. 3** - Correlações empíricas definidas por  $LL_c$  e  $LL_p$  medidos para os solos estudados e limites de variação dos valores  $LL_c$  obtidos ( $LL_p \pm 0,2 LL_p$ ).

Os resultados publicados por Nagaraj et al. (2012) para cinco argilas naturais montmorilonitas com diferentes origens geológicas e valores de  $C$  entre 38% e 69% são também apresentados na Figura 3 embora não tenham sido considerados para a determinação das equações 2 e 3. Os resultados publicados por Nagaraj et al. (2012), localizados próximos à linha A no ábaco de Casagrande (Figura 1) para solos argilosos naturais, argilo mineral montmorilonita Ca, apresentam valores de  $LL_c$  entre 1  $LL_p$  e 1,2  $LL_p$  (Figura 3). Os dados publicados por Nagaraj et al. (2012) não permitem investigar a influência de  $C$  nas correlações entre  $LL_c$  e  $LL_p$  uma vez as argilas naturais possuem diferentes origens geológicas. Verifica-se que as argilas naturais com valores de  $LL_c < 90\%$  e  $LL_p < 85\%$  e de  $IP < 50\%$  apresentam valores de  $LL_c > LL_p$ . Neste caso a relação entre  $LL_c / LL_p$  que varia entre 1 e 1,2. Estes resultados mostram que o valor do limite de liquidez,  $LL^*$ , não é o único fator que define se  $LL_c < LL_p$  ou  $LL_c > LL_p$ . O tipo e a quantidade do

argilo mineral e o tipo de cátion trocável também influenciam as diferenças entre os valores de limite de liquidez determinados pelos dois métodos e devem ser considerados nas correlações  $LL_c$  e  $LL_p$ .

A Figura 4 apresenta os resultados da variação de  $LL_c$  e  $LL_p$  com a Fração Argila,  $C$  (%), para as misturas de bentonita e areia fina ( $LL > 100$  %). Bicalho et al. (2002) verificaram através de ensaios de limites de Atterberg em misturas de bentonita e areia fina que para aproximadamente  $C > 30$  % a matriz argilosa domina o comportamento do solo sem que haja contato entre os grãos de areia, e neste caso verifica-se a linearidade entre os valores de  $LL_c$  e  $C$ . Os resultados apresentados na Figura 4 confirmam a linearidade da relação entre  $LL_c$  e  $LL_p$  e  $C$ , com  $R^2 > 0,98$ , para as misturas de bentonita e areia ( $C \geq 60$  %). Foi considerado neste estudo valores de  $C \geq 60$  % para definir uma correlação entre  $LL_c$  e  $LL_p$  para argilas de alta plasticidade, ou seja com  $LL_c > LL_p$ , uma vez que Budhu (1985) observou para solos com  $C < 50$  % valores de  $LL_c < LL_p$ .



**Fig. 4** - Variação dos valores medidos de  $LL_c$  e  $LL_p$  com a Fração Argila,  $C$  (%), para as misturas de bentonita e areia fina.

As equações que definem a variação linear  $LL_c$  e  $LL_p$  com  $C$  apresentam  $R^2 > 0,98$  (Figura 4), e são expressas como (Seed et al. 1964):

$$LL_c = 1,89 C \quad (4a)$$

$$LL_p = 1,59 C \quad (4b)$$

A combinação das equações 3a e 3b definem a seguinte relação linear:

$$LL_c = 1,19.LL_p \quad (5)$$

A correlação obtida neste trabalho, para argilas brasileiras que se localizam próximas da linha A no ábaco de Casagrande, com valores de  $LL$  entre 14 e 100 %, sugere que  $LL_p$  é maior 2,7 % que  $LL_c$ . A correlação obtida para misturas de bentonita e areia fina que se localizam próximas da linha U do ábaco de Casagrande indica que  $LL_c$  é geralmente maior que o  $LL_p$  (aproximadamente  $LL_c = 1,2.LL_p$ ).

O Quadro 2 apresenta os erros residuais entre os valores medidos e os valores previstos de  $LL_c$  (ou seja, a diferença entre os valores de  $LL_c$  medidos e previstos pelas equações 2, 3 e 5 para as argilas brasileiras ( $LL < 100\%$ ) e as misturas de Bentonita e Areia Fina ( $LL > 100\%$ ). Os valores  $LL_c$  previstos pela equação 2 fornecem menores erros residuais para as argilas de baixa plasticidade ( $LL < 100\%$ ). Os valores de  $LL_c$  previstos pela equação 5, com o intercepto que passa pela origem, são muito próximos dos valores de  $LL_c$  previstos pela equação 3 e fornecem menores erros residuais para as misturas de Bentonita e Areia Fina ( $LL > 100\%$ ) que a equação 2. E neste caso, o teor de argila não influencia a variação entre  $LL$  determinados pelos métodos do cone e de Casagrande para as misturas de bentonita e areia fina. A variação entre  $LL_c$  e  $LL_p$  depende do tipo de argilomineral e cátion trocável.

**Quadro 2** - Variações residuais entre valores previstos e medidos de  $LL_c$  para as argilas naturais da Grande Vitória, ES, e as misturas de bentonita e areia fina

| Solo <sup>(1)</sup> | $LL_c$ | Eq. 2  | Eq. 3  | Eq. 5  |
|---------------------|--------|--------|--------|--------|
| A                   | 65,2   | -0,68  | -12,73 | -17,87 |
| A                   | 70,1   | +2,26  | -17,09 | -21,65 |
| A                   | 73,4   | -8,86  | -27,37 | -31,08 |
| B                   | 114,8  | +19,99 | -0,79  | -3,56  |
| B                   | 149,3  | +29,07 | +3,65  | +2,77  |
| B                   | 172,3  | +33,68 | +4,91  | +5,39  |
| B                   | 187,7  | +26,16 | -6,77  | -4,59  |

<sup>(1)</sup> Solo A (argilas naturais da Grande Vitória, ES) e Solo B (misturas de bentonita e areia fina)

#### 4 – CONCLUSÕES

Os valores de limite de liquidez ( $LL$ ) de um solo argiloso variam com o método utilizado para determinação do  $LL$  deste solo. Os resultados mostram que as variações entre  $LL_c$  e  $LL_p$  dependem da plasticidade e mineralogia do solo ensaiado. A relação linear entre  $LL_c$  e  $LL_p$  para os dados experimentais investigados neste artigo situam entre as linhas limites  $LL_c = 0,8 LL_p$  e  $LL_c = 1,2 LL_p$ .

Os resultados experimentais realizados por diferentes operadores indicam uma pequena diferença (aproximadamente 3%) entre os valores de  $LL_c$  e  $LL_p$  medidos para diferentes solos brasileiros com  $LL_c$  entre 14 e 100%. Os resultados estão de acordo com as publicações prévias, Fojtová et al. (2009) e Di Matteo (2012), para argilas de diferentes locais (Itália, Turquia e República Checa), e  $LL < 50\%$  com a composição mineralógica de essencialmente Caulinitas e Illitas. A maior parte desses estudos apresentam  $LL_c < LL_p$  com  $LL_c$  entre 1,0 e 0,8 de  $LL_p$  e estão localizados próximos a linha A no ábaco de Casagrande

Observa-se uma maior dispersão entre os valores de  $LL_c$  e  $LL_p$  medidos para as misturas de uma argila bentonita (montmorilonita Na) com uma areia fina quartzosa, com  $C > 60\%$ , tal que  $LL_c$  é aproximadamente igual a  $1,2 LL_p$ . O valor de  $C$  não influencia a relação linear entre  $LL_c$  e  $LL_p$  nas misturas de bentonita e areia fina quando a matriz argilosa domina o comportamento da mistura, ou seja não existe contato entre os grãos de areia ( $C \geq 60\%$ ). E, neste caso predomina a influência da mineralogia da argila na relação entre  $LL_c$  e  $LL_p$ . Esses solos estão localizados próximos a linha U do ábaco de Casagrande. Verifica-se que argilas naturais montmorilonitas de diferentes origens geológicas com valores de  $LL_c < 90\%$  e  $LL_p < 85\%$  e  $IP < 50\%$ , e localizadas próximas a linha A no ábaco de Casagrande, apresentam menores diferenças entre  $LL_c$  e  $LL_p$ . Neste caso a relação entre  $LL_c / LL_p$  que varia entre 1 e 1,2. As correlações apresentadas neste estudo são para o Cone com valores de massa e ângulo de aproximadamente igual a 80 g e 30°.

As diferenças observadas entre os valores de limite de liquidez determinados pelos dois

métodos são justificadas não somente pelo valor do LL do solo argiloso ensaiado. O tipo e teor do argilo mineral dominante e o tipo de cátion trocável também influenciam as diferenças entre os valores de limite de liquidez determinados pelos dois métodos e devem ser considerados nas correlações  $LL_c$  e  $LL_p$ .

## 5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq pela bolsa de produtividade para a primeira autora e à CAPES pela bolsa de estudos concedida à segunda e terceira autoras.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andrade, F.A.; Alqureshi, A., B. & Hotza, D. (2011). *Measuring the plasticity of clays: A review*. Applied Clay Science 51, pp. 1-7.
- ABNT NBR 6459 (1985). *Determinação do limite de liquidez*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1984.
- BS 1377 (1990). *Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes - Part 2: Classification tests*. British Standard Institution, Londres, 1990.
- Bicalho, K. V.; Cavassani, M. R. P.; Castello, R. R. & Polido, U. F. (2002), *Características de Compressibilidade de Argilas Arenosas Moles*. In: 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Anais... Lisboa, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, pp.303-312.
- Bicalho, K. V., Gramelich, J. C. & Cunha, C. L. (2014). *Comparação entre os valores do Limite de Liquidez obtidos pelos métodos de Casagrande e cone para solos argilosos brasileiros*. Comunicações Geológicas, 101, pp. 1097 - 1099.
- Budhu, M. (1985). *The effect of clay content on liquid limit from a fall cone and the British cup device*. Geotech. Test. J., 8, pp. 91-95.
- Casagrande, A. (1932). *Research on the Atterberg Limits of Soils*. Public Roads, 13, pp. 121-136.
- Casagrande, A. (1958). *Notes on the design of the liquid limit device*. Geotechnique, 8, pp. 84-91.
- Di Matteo, L. (2012). *Liquid limit of low- to medium-plasticity soils: comparison between Casagrande cup and cone penetrometer test*. Bull. Eng. Geol. Environ., 71, pp. 79-85.
- Dragoni W.; Prosperini N. & Vinti G. (2008). *Some observations on the procedures for the determination of the liquid limit: an application on Plio-Pleistocenic clayey soils from Umbria region (Italy)*. Ital. J. Eng. Geol. Environ. Spec. Issue, 1, pp. 185-197.
- Fojtová, L.; Marschalko M.; Franeková R. & Kovár, L. (2009). *Study of compatibility of methods for liquid limit measurement according to Czech State Standard and newly adopted European Standard*. GeoSci. Eng. LV, 1, pp. 55-68.
- Leflaive, E. (1971). *Les Limites D'atterberg et Le Pénétromètre à Cone*. Bull. Liaison Lab. Ponts Chaussées, 50, pp. 123-131.
- Leroueil, S. & Le Bihan, J. P. (1996). *Liquid Limits and Fall Cones*. Can. Geotech. J., 33: pp. 793-798.
- Mitchell, J.K. & Sitar, N. (1982). *Engineering Properties of Tropical Residual Soils*, Invited Paper, In: ASCE Geotechnical Specialty Conference on Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, Proceedings... Honolulu, Hawaii, pp.30-57.

- Nagaraj, H. B., Sridharan, A. & Madhu, B. V. (2012). *Comparative study of determination of liquid limit by percussion cup, cone and  $K_0$ -stress methods*, 8 International Symposium on Lowland Technology, Indonesia, pp. 66-74.
- Ozer, M. (2009). *Comparison of liquid limit values determined using the hard and soft base Casagrande apparatus and the cone penetrometer*. Bull. Eng. Geol. Environ., 68, pp. 289–296.
- Pinto, S. & Castro, P.F. (1971). *Determinação do limite de liquidez pelo método do cone de penetração*, IPR/DNER., 24p.
- Queiroz de Carvalho, J. B. (1986). *The applicability of the cone penetrometer to determine the Liquid Limit of Lateritic soils*. Geotechnique, 36, pp. 1-8.
- Seed, H.B.; Woodward, R.J. & Lundgren, R. (1964). *Fundamental aspects of the Atterberg limits*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE 90, SM6, pp. 75-105.
- Silveira, L. C. S. (2001). *O cone de penetração como ensaio alternativo na determinação da plasticidade de solos*. In. XXIX COBENGE. Anais..., Porto Alegre, pp.16-19.
- Souza, P.M.L.P. (2011). *Limite de Liquidez - Correlações e Comparações entre os métodos de Fall Cone e da Concha de Casagrande*. Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 111p. (Dissertação de Mestrado)
- Sowers, G.F.; Vesic, A. & Grandolfi, M. (1959). *Penetration tests for liquid limit*, In: Symposium on Atterberg Limits, ASTM, STP, Proceedings... pp. 216-224.
- Sridharan, A. & Prakash, K. (1998). *Liquid limit and fall cone: discussion*. Can. Geotech. J., 35, pp. 407-408.
- Sridharan, A. & Prakash, K. (2000). *Percussion and cone methods of determining the liquid limit of soils: Controlling mechanisms*. Geotech. Test. J., 23 (2), pp. 236-244,.
- Youssef, M. S.; El Ramli, A. H. & El Demery, M. (1995). *Relationships between shear strength, consolidation, liquid limit and plastic limit for remolded clays*. In: 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings..., Montreal, pp. 126-129.
- Wasti, Y. & Bezirci, M.H. (1986). *Determination of the consistency limits of soils by the fall-cone test*. Can. Geotech. J., 23, pp. 241-246.
- Whyte, I. L. (1982). *Soil plasticity and strength: a new approach using extrusion*. Ground Engng. 15, 1, pp. 16–24.

1. TECCO® SYSTEM<sup>3</sup> teste em escala real, Suíça, outubro 2012
2. TECCO® SYSTEM<sup>3</sup> instalação, B462, Alemanha
3. Ângulo máximo de inclinação de 85° durante o teste de campo



## TECCO® SYSTEM<sup>3</sup> – 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 grampos 2.5m x 2.5m, utilizando Gewi 28mm

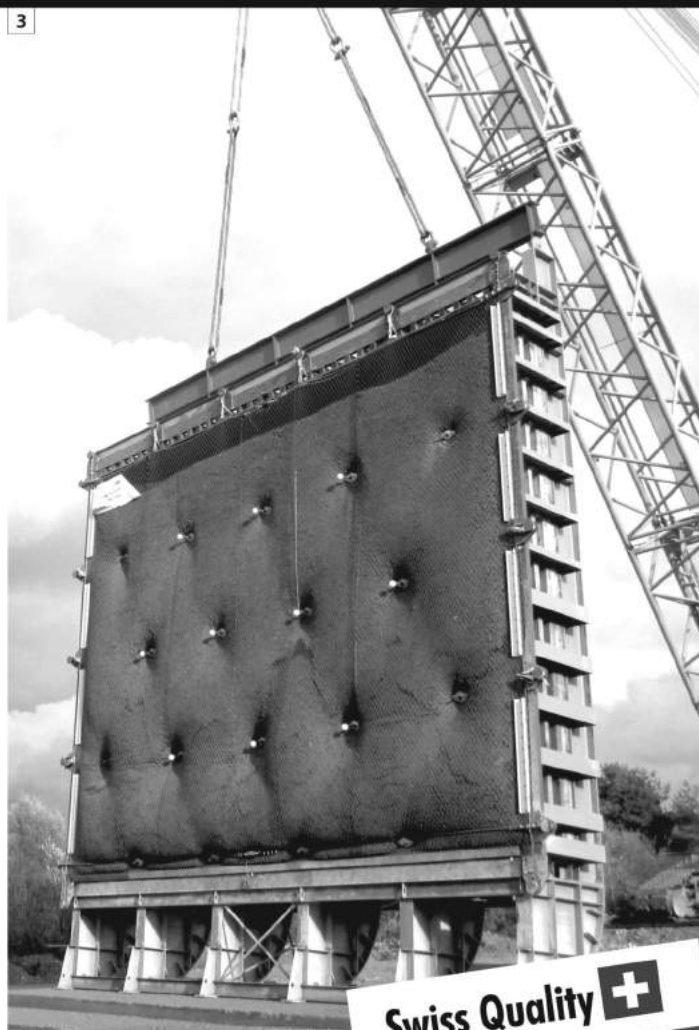
Para um estudo preliminar de solução de estabilização ou de riscos de desastres naturais nas obras em que você atua, entre em contato conosco através do e-mail [info@geobrugg.com](mailto:info@geobrugg.com)



Assista ou escaneie nosso filme com instalação TECCO® em [www.geobrugg.com/slopes](http://www.geobrugg.com/slopes)



**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](http://www.geobrugg.com)



**Swiss Quality**

# SOLOS MOLES?

## **CPR<sup>®</sup>** **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.*



### 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](http://www.engegraut.com.br)

Para maiores informações, entre em contato com nosso departamento de geotecnia. A marca CPR<sup>®</sup> 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](http://www.deltageo.com.br) [deltageo@deltageo.com.br](mailto:deltageo@deltageo.com.br)



# geofix

A maior carteira de  
clientes privados do  
Brasil, e o maior índice  
de repetição absoluta.

Dentre os tipos de serviços, destacam-se projetos  
de controle ambiental tais como: recuperação de  
solos degradados; confinamento de lençol  
freático contaminado; construção de filtros e  
captação de material; contenção de poluentes.

**Pionismo que se traduz em confiança  
e qualidade para sua obra.**



[www.geofix.com.br](http://www.geofix.com.br)



15

## 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](http://www.huesker.com.br)  
[huesker@huesker.com.br](mailto:huesker@huesker.com.br)  
(12) 3903 9300



**HUESKER**  
Tecnologia alemã, abraço brasileiro. *Deutsche Technologie, brasilianische Umarmung.*

# CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE



## 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](mailto:coba@coba.pt)  
[www.coba.pt](http://www.coba.pt)

Av. Marquês de Tamar, 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](mailto:engico@engico.pt)

**ANGOLA**  
Praça Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dto  
Bairro do Maculusso, LUANDA  
Tel./Fax: (244) 222 338 512  
E-mail: [geral.coba-angola@netcabo.co.ao](mailto:geral.coba-angola@netcabo.co.ao)

**MOÇAMBIQUE**  
Centro de Escritórios. Pastana 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](mailto:coba.mz@gmail.com)

**ARGÉLIA**  
09, Rue des Frères Hacine  
El Biar - 16606, ARGEL  
Tel.: (213) 21 922 802  
Fax: (213) 21 922 802  
E-mail: [coba.alger@coba.pt](mailto: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  
E-mail: [geral@coba.com.br](mailto: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](mailto: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



Whatever your  
geotechnical challenge

Reinforced soil slopes with  
Green Terramesh®

Dynamic Rockfall barriers

we can engineer  
a better solution

Rock slope protection with SteelGrid®

Reinforced Soil Walls with  
Terramesh® System

Engineering a better solution



/maccaferri



/maccaferri



@maccaferri



+maccaferri



/maccaferri

Follow us:

For technical data, software and more, visit:

[www.maccaferri.com/br](http://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](http://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](http://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



# Geocontrole

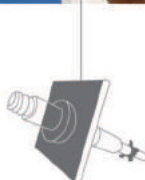
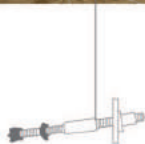


Parque Oriente, Bloco 4, EN10  
2699-501 Bobadela LRS  
Tel. 21 995 80 00  
Fax. 21 995 80 01  
e.mail: mail@geocontrole.pt  
www.geocontrole.pt

  
**Geocontrole**  
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA



**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](http://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

• Angola  
 Alameda Manuel Van Dunen 316/320 – A  
 Caixa Postal 2857 – Luanda  
 Tel.: (+34) 915 550 903  
 Fax: (+34) 915 972 834

• Argélia  
 Parc Miremont – Rua A, Nº136 – Bouzareah  
 16000 Alger  
 Tel.: (+213) 219 362 83  
 Fax: (+213) 219 365 66

• Brasil  
 Rua Iguatemi, nº488 – 14º – Conj. 1401  
 CEP 01451 – 010 – Itaim Bibi – São Paulo  
 Tel.: (+55) 112 144 5700  
 Fax: (+55) 112 144 5704

• Espanha  
 Avenida Alberto Alcocer, nº24 – 7º C  
 28036 Madrid  
 Tel.: (+34) 915 550 903  
 Fax: (+34) 915 972 834

• Moçambique  
 Avenida Julyus Nyerere, 130 – R/C  
 Maputo  
 Tel.: (+258) 214 914 01  
 Fax: (+258) 214 914 00

[www.teixeiraduarte.pt](http://www.teixeiraduarte.pt)



## **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](mailto: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](mailto:editor@revistageotecnia.com)**

- 3    **Ensayos de resistencia lateral de vía realizados en el cajón ferroviario del CEDEX y su modelización**  
*Track lateral stability tests performed in CEDEX Track Box and their modelling*  
José Estaire Gepp, Vicente Cuéllar Mirasol, María Santana Ruiz de Arbulo
- 31   **O método GPR aplicado à localização de tubulações utilizadas no abastecimento de água no município de Belém-Pará**  
*The GPR method applied to the location of pipes used in water supply of the municipal district of Belém-Pará*  
Gerson Pompeu Pinto, Marcos Welby Correa Silva
- 43   **Relato sobre anomalia no comportamento de uma grande barragem mista de terra e concreto compactado com rolos em operação – o caso da barragem Castanhão**  
*Report on an anomaly in the behavior of a large earth-concrete dam in operation – the case of Castanhão dam*  
Sandra Keila de Oliveira Baima
- NOTA TÉCNICA
- 63   **Estudo dos valores do limite de liquidez obtidos pelos métodos de Casagrande e cone para diferentes argilas**  
*Study of liquid limit values determined by Casagrande cup and Cone penetrometer test for different clays*  
Kátia Vanessa Bicalho, Josiane C. Gramelich, Camila L. dos Santos Cunha, Rogério G. Sarmiento Junior