

REGIÃO AUTÓNOMA DOS AÇORES  
SECRETARIA REGIONAL DE HABITAÇÃO E OBRAS PÚBLICAS  
**Laboratório Regional de Engenharia Civil**

---

**ESTUDO DAS FUNDAÇÕES DUM  
EDIFÍCIO DOS CTT CONSTRUÍDO EM  
PONTA DELGADA**

Jaime Martinho Ferreira Meireles  
Alfredo Sousa Raposo  
Ana Maria Malheiro

---

DIVISÃO DE FUNDAÇÕES E PROSPECÇÃO

PONTA DELGADA, FEVEREIRO DE 1989

**ESTUDO DAS FUNDAÇÕES DUM  
EDIFÍCIO DOS CTT CONSTRUÍDO EM PONTA DELGADA**

**STUDY OF FOUNDATIONS OF A  
POST - OFFICE BUILDING IN PONTA DELGADA**

**J.M.FERREIRA MEIRELES (\*)**

**ALFREDO SOUSA RAPOSO (\*\*)**

**ANA MARIA MALHEIRO (\*\*\*)**

**SUMÁRIO:**

O estudo de fundações em solos vulcânicos, através de métodos utilizados nos solos tradicionais, poderá conduzir a resultados incorrectos.

Para ilustrar este facto, relatam-se, duma maneira sucinta, dois estudos feitos por duas Empresas da Especialidade e, finalmente, o que foi elaborado pelo Laboratório Regional de Engenharia Civil dos Açores, complementado posteriormente pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Tudo isto visando o critério de que não devem ser divulgados apenas estudos conducentes a soluções brilhantes, mas também aqueles que resultaram mal ou que levariam na prática a maus resultados.

**ABSTRACT:**

The study of foundations in volcanic soils by methods used in the study of traditional soils can lead to incorrect conclusions.

In order to illustrate this fact in a brief manner, there are two studies done by two Firms of Specialists and finally what was worked out by the Regional Laboratory of Civil Engineering and which was later corroborated by the National Laboratory.

All this shows that one should not publish only good investigation studies, but also those with bad conclusions or that may lead to wrong results.

---

**(\*) - DIRECTOR REGIONAL DO LREC**

**(\*\*) - ENGENHEIRO CIVIL DA DIVISÃO DE FUNDAÇÕES E PROSPECÇÃO DO LREC**

**(\*\*\*) - GEÓLOGA DA DIVISÃO DE FUNDAÇÕES E PROSPECÇÃO DO LREC**

## **1 - INTRODUÇÃO**

Os CTT desejavam construir um edifício de grande porte em Ponta Delgada, na esquina da Avenida Antero de Quental com a Rua Agostinho Pacheco.

Este edifício, destinado aos serviços postais e encomendas, era constituído por 4 pisos, abrangendo uma área de implantação de cerca de 2700m<sup>2</sup>.

Nesta conformidade, foi solicitado a uma Empresa da Especialidade um estudo que indicasse o tipo de fundação a adoptar, o nível a que estas fundações deveriam ficar e a respectiva capacidade de carga dos solos a esse nível.

O dono da obra, talvez por uma questão de verificação, encomendou o mesmo estudo a uma segunda Empresa de Fundações, a qual chegou a resultados diferentes do primeiro estudo.

Em face desta situação complexa o LREC foi também solicitado para emitir o seu parecer.

O presente trabalho irá dar conta dos diferentes estudos efectuados.

## **2 - PRIMEIRO ESTUDO**

Para este estudo foram feitos os seguintes trabalhos:

- a) Abertura de quatro poços de prospecção até uma profundidade máxima de 4.30 metros através dos quais, segundo é afirmado, se detectou um nível de "rocha rija".
- b) Perfis sísmicos de refração, com a finalidade de se detectar a existência de bolsadas, grandes vazios e/ou diaclases muito abertas.
- c) Ensaios laboratoriais:
  - i) das formações piroclásticas e afins (pedra pomes e paleossolos):

- ângulo de atrito interno ..... 26°
- coesão ..... 0.5 Kgf. cm<sup>-2</sup>
- teor de humidade ..... 57%
- peso específico ..... 1.72 g.cm<sup>-3</sup>

ii ) das formações basálticas escoriáceas:

- peso específico ..... 2.8 g.cm<sup>-3</sup>
- resistência ..... 837.0 Kgf. cm<sup>-2</sup>

Com base na observação visual dos poços, na interpretação dos elementos sísmicos e na experiência de pesquisas geotécnicas vizinhas, foram individualizados os seguintes complexos geotécnicos:

**C.1** - Aterros e formações afins (caso pontual e isolado).

**C.2** - Pedra - pomes e paleossolos traquiticos (horizonte com cerca de 2.50 metros de possança).

**C.3** - Basalto fortemente escoriáceo, acinzentado (volcanic clinker).

Horizonte muito variável com uma possança oscilando entre 2.50 a 5.00 metros. (Há 2 casos pontuais com cerca de 6 metros).

**C.4** - Basalto escoriáceo, fracturado, com passagens piroclásticas (bagacinas e afins). Horizonte muito variável, com uma possança oscilando entre 2.50 a 5 metros.

**C.5** - Basalto mais ou menos escoriáceo, cinzento (?) com bolsadas de "volcanic clinker." Acrescentava-se que este complexo não fora identificado nos poços mas que aflorava em zonas vizinhas.

Nas conclusões afirmava-se o seguinte:

"As campanhas de prospecção mecânica e sísmica bem como os ensaios de laboratório complementares fazem recomendar a adopção de fundações directas apoiadas no complexo C.3 (basalto fortemente escoriáceo) onde, após tratamento com calda de

cimento pode ser conseguida a tensão de contacto fundação-terreno de  $06 \text{ Kgf.cm}^{-2}$ .

O tratamento com calda de cimento (3 sacos por cada 200 litros de água) pode ser realizado com meios locais".

Este estudo foi ilustrado com quatro figuras.

A primeira apresentava a localização do lote, a planta do edifício e a localização dos poços (todos fora da área coberta). A segunda representava os perfis sísmicos e a terceira e quarta perfis geotécnicos interpretativos (Norte-Sul e Oeste-Leste).

### 3 - SEGUNDO ESTUDO

O relatório resultante do segundo estudo foi assinado por um geólogo e um engenheiro civil.

A prospecção constou da execução de sondagens por percussão, no decorrer das quais se efectuaram ensaios de penetração dinâmica SPT para o estudo das características geomecânicas dos terrenos integrantes do subsolo local.

As sondagens, em número de quatro, foram efectuadas com sonda de percussão mecânica, com diâmetros de 200 e 150 mm e atingiram profundidades compreendidas entre 7.30 e 8.70 metros.

A partir das amostras recolhidas no decorrer da furação, foi feita a classificação litológica e macroscópica dos terrenos atravessados e determinou-se a espessura das diferentes camadas prospectadas, reunindo-se assim indicações de carácter geológico e geotécnico. Com base nestes dados foram elaborados 4 gráficos de sondagens e 4 "Cortes Geológicos" nos quais se identificavam os seguintes horizontes:

- a) **Horizonte A**, constituído por siltes argilo-arenosos (paleossolos), com seixos e pedra-pomes, de possança variando entre 1.90 e 3.10 metros, com uma cobertura de 0.60 a 0.90 metros de terra vegetal. Profundidades variáveis compreendidas entre 1.50 e 3.80 metros.
- b) **Horizonte B**, constituído por basalto escoriáceo desagregado, de possança entre 1.10 a 1.50 metros e detectado até profundidades variáveis compreendidas entre 3.6 e 5.3 metros.
- c) **Horizonte C**, de basaltos pouco compactos (elementos com a dimensão de seixos e calhaus) com possanças compreendidas entre 2.80 a 4.70 metros. Profundidades variáveis entre 6.80 e 8.30 metros.

d) **Horizonte D**, constituído por basaltos fracturados mas compactos, com possan ças variando entre 0.10 a 0.50 metros. A maior profundidade atingida foi de 8.70 metros.

Sublinhava-se no relatório que, no decorrer da furação, não se verificara o apa recimento de águas subterrâneas.

Nas considerações geotécnicas afirmava-se o seguinte:

"A construção que se prevê edificar na zona prospectada é dotada de uma ca- ve com elevado pé direito, que exigirá uma escavação geral que removerá toda a camada superior de aterros e terra vegetal e grande parte do complexo designado por B. Assim sendo, poderá prever-se o estabelecimento de fundações directas no complexo C, constituído por basaltos pouco compactos, muito fracturados, por vezes escoriáceos e com passagens piroclásticas. Os ensaios de SPT levados a efeito nes- ta camada apresentam valores da ordem de 17 a 25 pancadas. A bibliografia normal- mente aceite, indica, para solos correntes (areias, argilas, etc.) e para esta ordem de grandeza dos valores dos ensaios de SPT, tensões de segurança de fundações direc- tas da casa dos  $2 \text{ Kg/cm}^2$ . Considera-se, no entanto, que a natureza específica do es- trato em análise e a heterogeneidade morfológica que apresenta, recomendam prudên- cia na adopção de tais tensões, uma vez que as características do solo fazem reear a verificação de assentamentos consideráveis, quer em valor absoluto quer em valor di- ferencial. Recomenda-se, por conseguinte, que a fixação de tensões de serviço de fun- dações directas estabelecidas neste estrato seja procedida de ensaios de carga direc- ta por meio de placas para avaliar o comportamento real do mesmo.

Alternativa válida poderá ser o recurso a fundação directa no complexo D, cons- tituído por basalto compacto fracturado. A profundidade a que é detectado não pare- ce inviabilizar a sua acessibilidade e pode permitir tensões de segurança de grande- za superior a  $10 \text{ Kg/cm}^2$ ."

Este relatório vinha ilustrado com uma planta da área coberta do edifício onde se assinalavam os locais de prospecção, com 4 gráficos das sondagens e 4 cortes geo- lógicos.

#### 4 - PROJECTO

Com base no segundo estudo, mas sem se atender às recomendações preconizadas, foi elaborado o projecto de estruturas do edifício sendo previstas fundações com sa-

patas isoladas, transmitindo ao terreno tensões da ordem dos  $2 \text{ Kgf/cm}^2$ .

## 5 - ACTUAÇÃO DO LABORATÓRIO REGIONAL DE ENGENHARIA CIVIL

### 5.1 - NOVO COMETIMENTO DO ESTUDO

A Direcção Geral dos Correios, talvez porque as conclusões dos dois estudos referidos não eram coincidentes, solicitou ao LREC o estudo dos solos de fundação do edifício, com a definição do nível a que as fundações deveriam ficar, o tipo de fundação a adoptar e a capacidade de carga dos solos ao nível das fundações. Isto numa altura em que a obra já tinha sido adjudicada e o empreiteiro, instalado, já havia procedido a uma escavação de cerca de 6 metros de profundidade, correspondente ao nível do 1º. piso do edifício.

### 5.2 - GEOLOGIA LOCAL

Quando o LREC foi chamado já se havia procedido, como se disse, a uma escavação quase geral que levou o terreno a um nível de cerca de -6 metros relativamente à cota de referência de 52.80 metros situada no passeio da Avenida Antero de Quental.

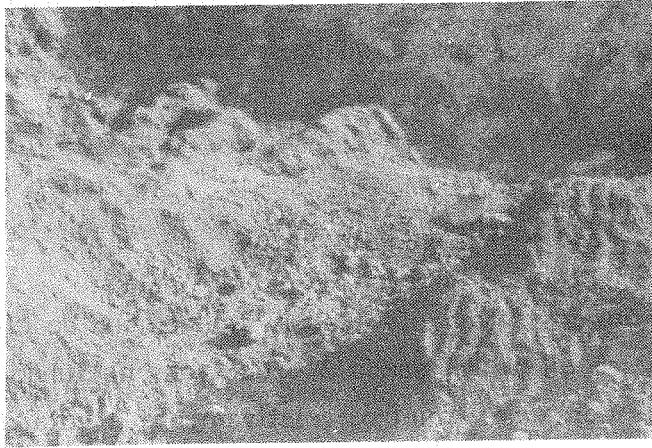
Os poços referidos no primeiro estudo tinham desaparecido, atendendo à sua pequena profundidade. Foram encontrados 4 poços dentro da área de implantação do edifício com cerca de 3 metros de profundidade, o que corresponde a 9 metros abaixo da superfície natural do terreno, que estaria próxima da cota referida de 52.80 metros.

Esta circunstância, aliada ao facto de se ter utilizado um bulldozer para criar rampas de acesso ao fundo dos poços para a execução de ensaios de carga, levou-nos, através duma observação macroscópica cuidada, a ter uma ideia muito correcta dos materiais até à profundidade atrás referida.

Assim, o terreno era constituído pela seguinte sequência litológica:

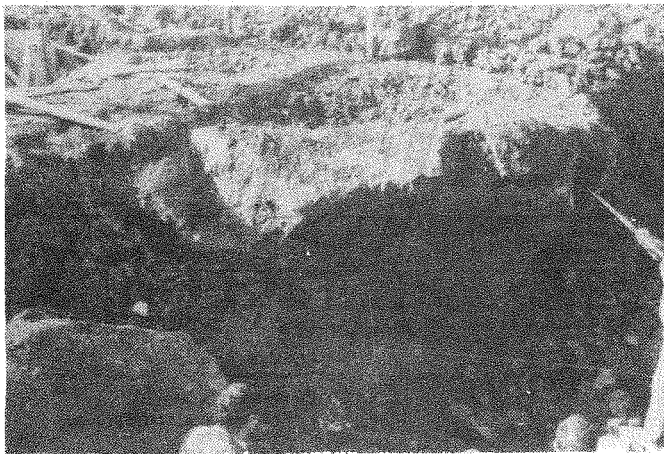
- 1 - Aterros e solo vegetal
- 2 - Alternâncias de pedra-pomes e solos pomíticos
- 3 - Clinker
- 4 - Basalto muito fracturado e descontínuo

As escavações acima referidas puseram a descoberto a seguinte estrutura do terreno: as duas primeiras formações apresentavam relativamente pouca espessura. Verificámos a uma maior profundidade a existência de "veios" de basalto mais ou menos alterado (fotografia 1) o que nos sugeriu a idéia de a lava ter penetrado numa zona de clinker e ter tomado aquela forma.



**FOTO Nº. 1 - ASPECTO DO TERRENO EM PROFUNDIDADE: NOTE-SE A EXISTÊNCIA DOS "VEIOS" DE BASALTO RODEADO DE CLINKER.**

Até à profundidade escavada, ficámos com a idéia de não existir uma camada contínua de basalto, mas sim os referidos veios e ainda volumosos blocos de basalto dispersos no clinker (fotografia 2).



**FOTO Nº. 2 - ASPECTO DE UM DOS VÁRIOS BLOCOS BASÁLTICOS DE GRANDES DIMENSÕES QUE SE ENCONTRAVAM DISPERSOS NO CLINKER.**



Apesar da heterogeneidade dos materiais em toda a profundidade, havia um factor constante - péssima consolidação dos materiais, os quais apresentavam muitos vazios.

Esta constatação levou-nos a ter a certeza de que os resultados dos ensaios de carga, apesar de representarem o comportamento de uma camada de apenas cerca de 0.5 metros de espessura ( $\approx 1.50 \text{ } \phi$  da placa), dariam resultados aproximados, quer à superfície, quer a qualquer outro nível.

### 5.3 - ENSAIOS DE CARGA

#### 5.3.1 - LOCALIZAÇÃO E NÚMERO DE ENSAIOS

Estes ensaios foram efectuados, em número de cinco, com uma placa de 30 cm de diâmetro, sendo 3 executados no fundo dos poços a uma profundidade de cerca de 9 metros relativamente à cota de referência e os outros 2 à cota da plataforma de escavação, como se pode ver na figura 1.

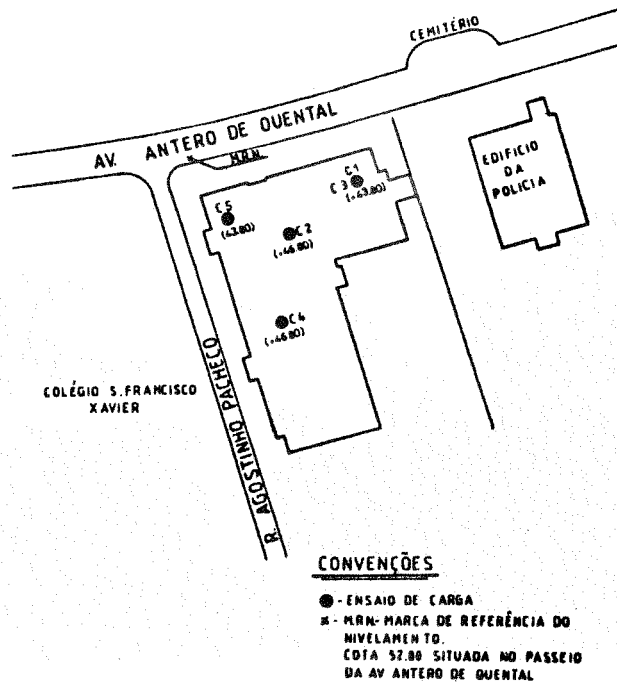


FIG. 1 - LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS.

### 5.3.2 - CONSIDERAÇÕES SOBRE A EXECUÇÃO DOS ENSAIOS

Devido à perturbação do terreno, às suas características de heterogeneidade e falta de consolidação, alguns dos ensaios só se puderam efectuar depois de uma ligeira compactação prévia na área a ensaiar pois que, de contrário, os assentamentos devidos a cargas aplicadas da ordem dos 2 a 3Kgf/cm<sup>2</sup> eram tão elevados que os cursos dos deflectómetros esgotavam-se rapidamente.

Através destes ensaios determinaram-se os seguintes parâmetros:

- capacidade de carga do solo
- módulo de elasticidade
- assentamentos previsíveis (cálculo teórico baseado na fórmula empírica de Terzaghi/Peck).

Apresentam-se a seguir os ensaios realizados e os resultados obtidos:

**Ensaio C1** - ensaio efectuado sem compactação prévia do solo. Os deflectómetros esgotaram-se ao aplicar-se uma tensão de 3.5Kgf/cm<sup>2</sup>. (Quadro I)

#### QUADRO I

##### ENSAIOS DE CARGA

ENSAIO Nº C1  
PLACA DE Ø 30cm Sz. 707cm<sup>2</sup> LOCALIZAÇÃO Ns.Y.Piata  
CAMADA ENSAIADA 43.80m DATA 83,12,05

DEFORMAÇÕES						CARGAS		
1ª	2ª	3ª	4ª	MÉDIA	M x 0,0254	Divisões	Kg	Kg cm <sup>2</sup>
				MÉDIA	MÉDIA mm			
0	0	0		0	0	0	0	0
677	695	725		699	17.75	180	1418	2,0
Esgotaram-se os deflectómetros.						314	2475	3,5

**Ensaio C2** - ensaio efectuado após compactação prévia do solo.

O quadro II dá os valores das cargas e respectivas deformações e a figura 2 apresenta o diagrama tensões - deformações:

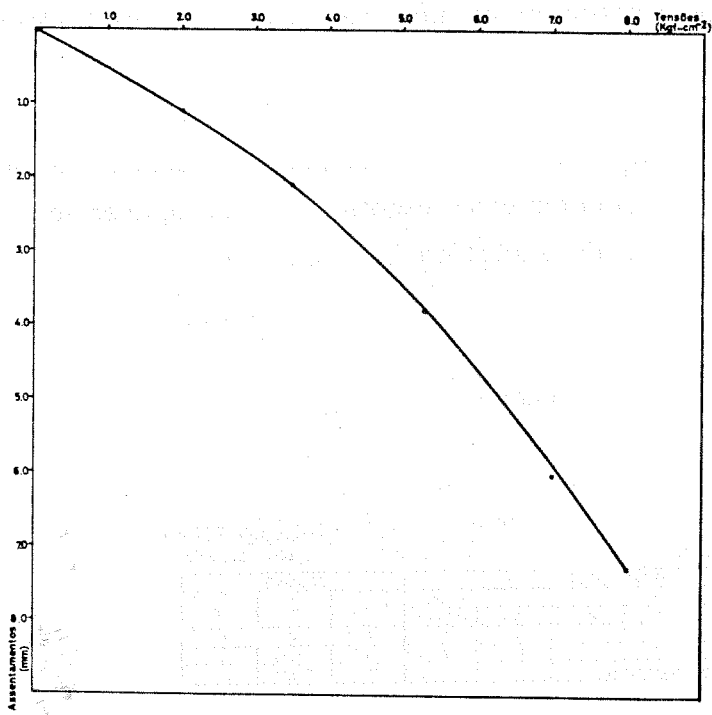
**QUADRO II**

**ENSAIOS DE CARGA**

ENSAIO Nº C2  
 PLACA DE Ø 30cm  
 CAMADA ENSAIADA 46.80m  
 S: 707 cm<sup>2</sup>  
 LOCALIZAÇÃO No. V. Planta  
 DATA 83 / 12 / 06

DEFORMAÇÕES						CARGAS		
poi x 10 <sup>-3</sup>								
1º	2º	3º	4º	MÉDIA	M x 0,0254 MÉDIA mm	Divisões	Rg	Rg cm <sup>2</sup>
0	0	0		0	0	0	0	0
49	36	46		44	1.11	180	1418	2.0
95	59	93		82	2.09	314	2475	3.5
172	109	168		150	3.80	475	3743	5.3
261	183	264		236	5.99	632	4980	7.0
306	228	321		285	7.24	720	5674	8.0

**ENSAIO C2**



**FIG. 2**

**Ensaio C3** - ensaio efectuado após compactação prévia do solo, realizado no mesmo local do ensaio C1.

O quadro III apresenta os valores das tensões aplicadas e respectivas deformações.

Na figura 3 encontra-se representado o diagrama tensões - deformações.

**QUADRO III**

**ENSAIOS DE CARGA**

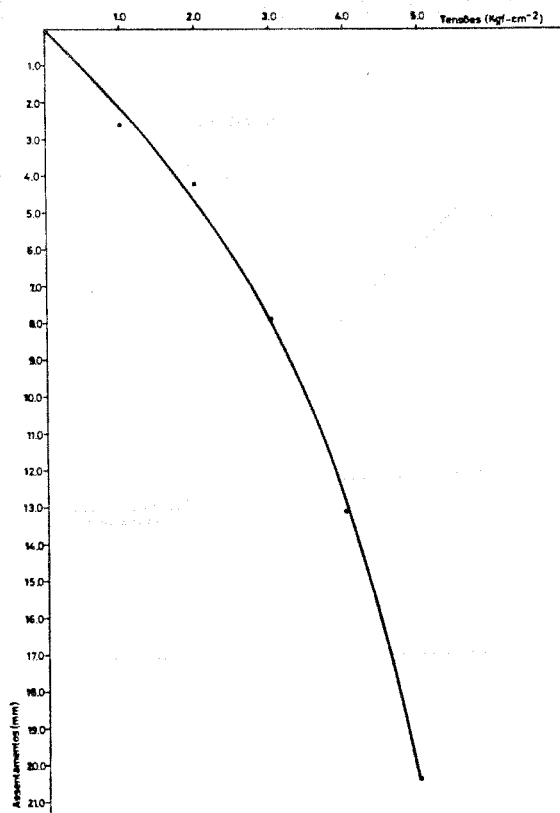
ENSAIO Nº C3  
 PLACA DE Ø 30cm S<sub>c</sub> 707 cm<sup>2</sup> LOCALIZAÇÃO Nº V.Planta  
 CAMADA ENSAIADA 43,80m DATA 83, 12, 06

DEFORMAÇÕES						CARGAS		
pol x 10 <sup>-3</sup>					M x 0,0254	Divisões	Kg	Kg cm <sup>2</sup>
1ª	2ª	3ª	4ª	MÉDIA	MÉDIA mm			
0	0	0	b)	0	0	0	0	0
101	96	108		102	2,59	90	709	1,0
173	166	160	1 minuto	166	4,22	180	1418	2,0
317	328	281	2 minutos	309	7,84	270	2128	3,0
540	559	471	2,5 "	523	13,10	360	2837	4,0
856	a)	746	5 "	801	20,35	450	3546	5,0

a) Este deflectómetro esgotou o curso

b) Tempo de estabilização dos assentamentos

**ENSAIO C3**



**Fig. 3**

**Ensaio C4** - ensaio realizado sem compactação prévia do solo.

Os deflectómetros esgotaram-se aquando da aplicação de uma tensão de  $3 \text{ Kg/cm}^2$ . (Ver Quadro IV)

A figura 4 apresenta o gráfico com as tensões aplicadas e as deformações respectivas.

**QUADRO IV**

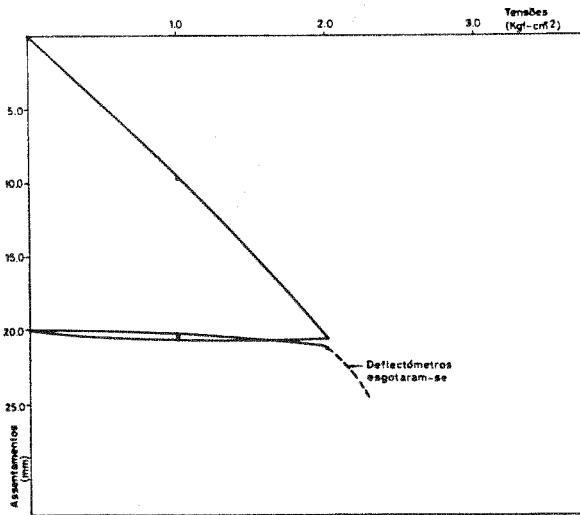
**ENSAIOS DE CARGA**

ENSAIO Nº C4 S: 707 cm<sup>2</sup> LOCALIZAÇÃO Nº V.Planta  
 PLACA DE Ø 30cm CAMADA ENSAIADA 46.80m DATA 83, 12, 87

DEFORMAÇÕES						CARGAS		
poi x 10 <sup>-3</sup>						Divisões	Kg	Kg cm <sup>2</sup>
1ª	2ª	3ª	4ª	MÉDIA	MÉDIAmm			
0	0	0	b)	0	0	0	0	0
386	401	353	4 minutos	380	9.65	90	709	1.0
805	826	794	"	808	20.53	180	1418	2.0
803	832	790	"	808	20.53	90	709	1.0
782	806	765	1.5 minutos	784	19.92	0	0	0
799	827	785	0.5 "	804	20.41	90	709	1.0
824	858	816	1.5 "	833	21.15	180	1418	2.0
a)						270	2128	3.0

- a) Este deflectómetro esgotou o curso
- b) Tempo de estabilização dos assentamentos

**ENSAIO C4**



**Fig. 4**

**Ensaio C5** - ensaio efectuado após compactação prévia do solo.

O quadro V apresenta os valores das tensões aplicadas e respectivas deformações.

A figura 5 apresenta um gráfico análogo ao do ensaio C4, com a diferença de que os deflectómetros não se esgotaram.

**QUADRO V**

**ENSAIOS DE CARGA**

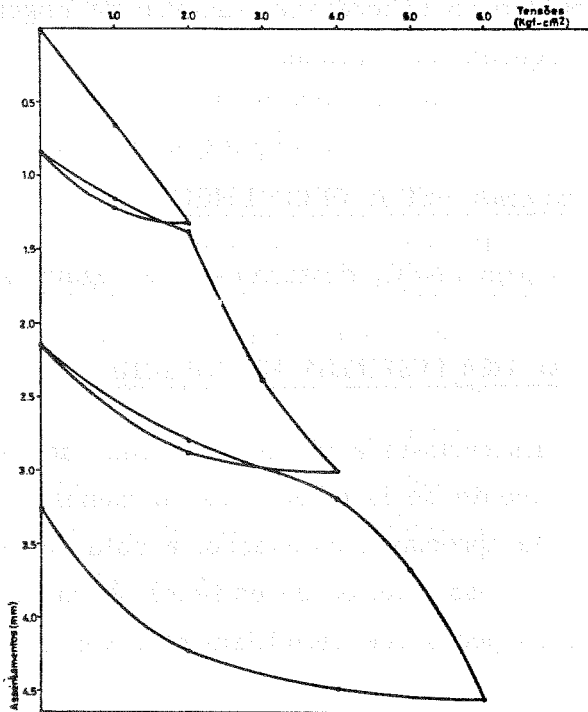
ENSAIO Nº: C5  
 PLACA DE:  $\emptyset$  30cm  
 CAMADA ENSAIADA: 43,80m  
 S: 707 cm<sup>2</sup>  
 LOCALIZAÇÃO Nº: V.Planta  
 DATA: 83,12,07

DEFORMAÇÕES					CARGAS				
pol x 10 <sup>-3</sup>					M x 0,0254	Divisões	Kg	Kg cm <sup>2</sup>	
1ª	2ª	3ª	4ª	MÉDIA	MÉDIAmm				
0	0	0	b)	0	0	0	0	0	
17	25	36		26	0.66	90	709	1.0	
59	29	68		52	1.32	180	1418	2.0	
55	27	62		48	1.22	90	709	1.0	
38	16	45		33	0.84	0	0	0	
52	25	60		46	1.16	90	709	1.0	
62	30	70		54	1.37	180	1418	2.0	
95	a)	92		94	2.37	270	2128	3.0	
125		111	1 minuto	118	3.00	360	2837	4.0	
122		104		113	2.87	180	1418	2.0	
88		81		85	2.15	0	0	0	
115		105		110	2.79	180	1418	2.0	
133		118		126	3.19	360	2837	4.0	
154		135		145	3.67	450	3546	5.0	
192		165	1.5 minutos	179	4.55	540	4255	6.0	
191		162		177	4.48	360	2837	4.0	
178		155		167	4.23	180	1418	2.0	
135		122		129	3.26	0	0	0	

a) Este deflectómetro esgotou o curso

b) Tempo de estabilização dos assentamentos

**ENSAIO C5**



**Fig. 5**

## **5.4 - CONCLUSÕES**

**5.4.1** - A dispersão verificada nos resultados obtidos através dos ensaios de carga efectuados, era prova da heterogeneidade morfológica e do comportamento do solo, prevendo-se a verificação de assentamentos consideráveis, quer em valor absoluto quer em valor diferencial;

**5.4.2** - Considerámos que a adopção generalizada de uma tensão de segurança de  $2 \text{ Kgf/cm}^2$  para fundações directas no horizonte em análise, era uma questão a rever com prudência, em face dos resultados obtidos, já que os mesmos não asseguravam uma capacidade de carga uniforme e da ordem dos  $2 \text{ Kgf/cm}^2$  em toda a extensão do terreno;

**5.4.3** - Como é óbvio, com os resultados de apenas 5 ensaios não considerámos que aqueles fossem suficientes para uma caracterização perfeita dos solos ensaiados em termos de tensões-deformações. No entanto julgámos os resultados obtidos como um alerta muito pertinente.

**5.4.4** - Quanto ao tipo de fundações, embora tivéssemos a percepção que as directas não seriam, neste caso, as mais aconselháveis, foi decidido pedir a colaboração do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em face da grande envergadura do edifício.

## **6 - ANÁLISE DO PROBLEMA FEITA PELO LNEC**

Do estudo realizado pelo LNEC, destacam-se os seguintes pontos:

### **6.1 - OBSERVAÇÃO DA ÁREA DESTINADA AO EDIFÍCIO**

No relatório descrevia-se a visita efectuada ao local, mencionando-se que o terreno que inicialmente devia estar mais ou menos à cota de 52.5 metros encontrava-se, após uma apreciável escavação, à cota de cerca de 46 metros (correspondente à base do piso inferior do edifício). A partir dessa plataforma geral estavam aberto alguns poços que permitiam observar o terreno em profundidade.

## 6.2 - ASPECTO DO TERRENO EM PROFUNDIDADE

O relatório prosseguia, descrevendo que através da observação dos poços tinha sido possível verificar a grande heterogeneidade do terreno de fundação onde ocorria com grande frequência material piroclástico no interior do qual apareciam elementos, por vezes de grandes dimensões, de basalto mais ou menos alterado e fissurado. Fazia referência às heterogeneidades bastante marcadas observadas junto à Avenida Antero de Quental onde as escavações tinham posto a descoberto formações de rocha basáltica, mais ou menos alteradas, com uma configuração alongada, em forma de veios e de secção relativamente pequena, verificando-se, com frequência, que o material sob os veios se encontrava muito pouco compacto, permitindo, nalguns casos, a penetração duma barra metálica quando pressionada apenas manualmente.

A seguir, o relatório do LNEC mencionava: "Face à situação observada consideram-se muito pertinentes as recomendações feitas pelo Laboratório Regional de Engenharia Civil dos Açores quando aconselha a rever com prudência o valor da tensão de segurança para fundações directas em toda a área, igual a  $2 \text{ Kgf/cm}^2$ . Aliás este valor surge como resultado duma interpretação dos valores dos ensaios de penetração SPT que, face à natureza do terreno, é muito questionável".

## 6.3 - SOLUÇÃO A ADOPTAR

Finalmente, no estudo do LNEC apresentava-se a solução a adoptar: "Tem-se assim que a solução adoptada, isto é, fundação por sapatas isoladas, não parece adequada às características do terreno tal como ele se encontra. Isso poderá em certa medida justificar a posição do primeiro estudo quando preconiza esse tipo de fundação para tensões de segurança de  $6 \text{ Kg/cm}^2$ , mas após tratamento com calda de cimento. Trata-se duma solução que não se encontra suficientemente permenorizada uma vez que não se diz claramente como se deve fazer esse tratamento mas que de qualquer forma não parece ser de adoptar pois que qualquer que seja a técnica utilizada para fazer penetrar a calda no terreno, restarão sempre dúvidas quanto ao grau de homogeneidade que possa vir a ser atingida. Estes inconvenientes levam a que tal tipo de procedimento se já muito pouco frequentemente utilizado no domínio das fundações de estruturas do tipo da que está em causa.



Face às dúvidas levantadas, um tipo de fundação que parece ser adequado é o que corresponde a um ensoleiramento geral em substituição do tipo de fundação por sapatas isoladas. Nestas condições a estrutura do edifício passa a constituir um todo rígido que é assente por uma laje sobre o material de fundação de forma a que eventuais efeitos de tendência para assentamentos diferenciais na fundação sejam facilmente suportados pela estrutura. Trata-se dum solução frequentemente adoptada e que no caso presente parece mesmo particularmente aconselhável uma vez que, face ao número de pontos de apoio da estrutura e à tensão de segurança adoptada, já existe uma percentagem da área total do edifício coberto por sapatas que é de cerca de 60%. Com este tipo de solução, para além de se fazer face ao problema dos assentamentos diferenciais, consegue-se uma redução no valor da tensão transmitida ao terreno, mantendo praticamente a mesma geometria no bolbo global das tensões transmitidas ao solo".

A concluir, e com a finalidade de procurar uma melhor homogeneidade nas condições de fundação da laje de ensoleiramento, recomendava-se a execução de uma camada de material seleccionado e devidamente compactado, com a espessura de 1.20 metros.

## **7 - CONSIDERAÇÕES FINAIS**

7.1 - Julgamos que o número de sondagens efectuado foi insuficiente, em face da heterogeneidade dos solos de fundação;

7.2 - As conclusões, em termos geológicos, dos dois primeiros estudos estão mais ou menos coerentes. No entanto, há horizontes que foram diferenciados (C4, C5 e B, C) que eram praticamente semelhantes;

7.3 - O pequeno número de sondagens já referido levou a deduzir, no primeiro e segundo estudos, a existência de uma camada contínua de basalto;

7.4 - Em termos de fundações, os dois primeiros estudos recomendavam a adopção de fundações directas por sapatas, aproximadamente à mesma profundidade, isto é, a cerca de 6 metros da cota da superfície do terreno.

O primeiro estudo admitia a tensão de contacto sapata-terreno de 6 Kgf/

/cm<sup>2</sup>, após tratamento com calda de cimento.

O segundo estudo, extrapolando os valores dos ensaios SPT nos solos tradicionais para solos vulcânicos, considerava uma tensão de 2 Kgf/cm<sup>2</sup>, embora aconselhasse certa prudência na adopção deste valor, por recear assentamentos em valor absoluto e diferencial;

**7.5** - O LREC, quer através dos poços existentes, quer através da remoção do material feita por um bulldozer, ficou com a ideia de não existir uma camada contínua de basalto, mas sim veios e volumosos blocos de basalto dispersos no clinker;

**7.6** - O LREC, através da observação macroscópica e dos ensaios de carga às profundidades de cerca de 6 e 9 metros, previu assentamentos consideráveis quer em valor absoluto, quer em valor diferencial.

Em face do exposto, considerou que a adopção generalizada de uma tensão de segurança de 2 Kgf/cm<sup>2</sup> para fundações directas no horizonte previsto no segundo estudo deveria ser uma questão a rever, já que os ensaios efectuados, além de darem resultados muito dispersos, não asseguravam a capacidade de carga acima referida;

**7.7** - O LNEC, perante todos os estudos efectuados e uma visita ao local, reprovou as sapatas isoladas mesmo com o recurso ao tratamento com calda de cimento e recomendou o ensoleiramento geral pois que, nestas condições, a estrutura do edifício passaria a constituir um todo rígido que suportaria os assentamentos diferenciais da fundação.

Esta solução foi reforçada com os factos de a área das sapatas representar cerca de 60% da área coberta do edifício e de se conseguir uma redução no valor da tensão transmitida ao terreno.

JM/SR/AM/PAULO TEIXEIRA

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. (1975) - "Principles of pavement design". John Wiley & Sons New York.
- LNEC (1972) - Curso de Especialização C 139 - "Pavimentos Rodoviários".
- TERZAGHI, KARL; PECK, RALPH B. (1967) - "Soil Mechanics in Engineering Practice". John Wiley & Sons, New York.
- LREC (1983) - "Ensaio de carga com placa nos solos de fundação do novo edifício dos CTT em Ponta Delgada". Relatório nº. 3 043/83.
- LNEC (1984) - "Parecer sobre as fundações dum edifício dos CTT em Ponta Delgada". Departamento de Geotecnia - Núcleo de fundações. Procº. 04/72/38 - - Obra 53/53/407.