

VICTOR F. D. DE MELLO

00253

ACM-190776

ENG. CIVIL PROF. - CATEDRÁTICO
Rua Cap. Antonio Rosa, 297
São Paulo, CEP 01443.
Tel. BR-7462; rec. 262-8004

São Paulo, 19 de Julho de 1976.

Aços Minas Gerais S/A.
Rua da Bahia, 1148 - 11º andar
Belo Horizonte - MG.

At.: - Dr. Arquimedes Viola
Ref.: - Barragem do Ribeirão Soledade

Prezados Senhores,

1. Introdução Tenho o prazer de encaminhar pelo presente o nosso relatório de apreciação preliminar das condições geotécnicas e de engenharia civil para a implantação da barragem em estudo por VV.SS. para o desenvolvimento do abastecimento de água industrial para a Açominas a partir do Ribeirão Soledade.

O local foi visitado no dia 15 do corrente pelos Engs. Mario Cepollina e o signatário, deste Escritório, conjuntamente com o Geólogo Consultor Sergio Brito, acompanhando VV.SS.. Estavam em curso trabalhos de investigação do subsolo no Eixo B, estendendo-se as sondagens de percussão do manto terroso mediante perfuração rotativa do substrato rochoso.

Visitaram-se locais dos eixos A, B, e C, sendo aparentemente válida a preferência pelo eixo B. Em todos os eixos cabíveis, não resta dúvida de que o único tipo de barragem a considerar será o da seção de terra-compactada assente sobre terra.

2. Resumo das considerações.

2.1 Sob o ponto de vista de condicionamentos geológicos sobre a escolha entre os tres locais, e sobre a alternativa a considerar e otimizar no eixo escolhido, tenho a impressão de que podemos considerar a geologia atinente aos tres eixos como essencialmente semelhante. Aguardamos portanto o Relatório Geológico do Geólogo Sergio Brito.

2.2 Aceitando a premissa supra, parece-me que considerações de segundo grau de aproximação (topografia, condições de fundação, volumes de movimentos de terra, etc.) fazem com que o Eixo B, intermediário, junto à ponte, aparente ser o mais indicado. O Eixo A não merece qualquer investigação geológico-geotécnica adicional. No caso do Eixo C, acatamos a sugestão do Geólogo Sergio Brito a favor de um mínimo de investigação mediante um poço de exploração na ombreira direita, e na ombreira esquerda um furo de sondagem (provavelmente com necessidade de iniciar desde o topo mediante perfuração rotativa por causa das elevações recobertas por matações). Aguardamos o Relatório Geológico.

2.3 Como investigações de materiais de empréstimo temos a resumir:

2.3.1 Empréstimo argiloso. Todo o material terroso da circunvizinhança, predominantemente superficial, constitui excelente material silto-argiloso e argiloso para a construção de barragens de terra compactada de maciço essencialmente "homogeneo". Evidentemente serão necessários ensaios de rotina para bem definir o empréstimo e suas condições de uso otimizado, porém, a experiência já disponível com materiais análogos e idênticos permite prosseguir sem expectativa de qualquer surpresa. Adiante resumimos algumas recomendações com relação às investigações da caixa de empréstimo.

O importante a fim de evitar problemas de instabilização de encostas é programar as caixas de empréstimo o tanto quanto possível de forma a "decepar morros", ou atenuar a parte superior de taludes, visto ser patente que os taludes naturais da geologia regional se acham em condição crítica de instabilidade sob chuvas intensas.

2.3.2 Areias de filtro.

É indispensável promover uma investigação de areias para filtro, que poderão ser encontradas em bancos aluvionares junto às calhas fluviais. Embora os volumes de areias necessárias serão pequenos, é extremamente importante no presente projeto a garantia de um material de qualidade insofismavelmente satisfatória e sem variabilidades. Havendo toda a evidencia da erodibilidade dos solos locais (bosso-rocas etc.) a garantia da barragem fica na dependencia quase integral de bons filtros bem projetados e executados.

2.3.3 Pedras e enrocamento.

Não me parece que venha a haver facilidade de obtenção de pedra para a proteção do talude de montante. Parece-me que se deva de imediato partir para o estudo de misturas solo-cimento, visto que a engenharia de barragens já passou a aceitar como extremamente interessante e vantajosa tal solução de proteção do talude de montante em substituição a filtro e rip-rap, mesmo em casos de boa disponibilidade destes materiais.

2.4 Obviamente só merece consideração uma barragem de terra compactada sobre terra. Não vejo que haja no local problemas geotécnicos que dificultem a viabilidade do projeto de tal barragem, com sua altura máxima prevista inferior a cerca de 50m. Reconhecidamente cabe frizar que há necessidade de julgar criteriosamente alguns problemas geotécnicos que se patenteiam na topografia local em condições um tanto mais acentuadas do que de rotina: citam-se particularmente as evidências de escorregamentos de trechos dos taludes naturais sob chuvas intensas, acentuadas erosões do horizonte siltoso não lateritizado imediatamente subjacente ao horizonte superficial parcialmente lateritizado; e, face às aparências de um horizonte superior de "argila porosa", cabe prever a possibilidade de algum problema de recalques de colapso por encharcamento.

2.5 Os problemas principais de projeto do empreendimento compreendem, de início, as obras de desvio, as de adução d'água, e as do escoamento a prever para enchentes catastróficas.

Considerando a área de 110 km² da bacia hidrográfica, e a pluviometria estimada da área, estimo para os dimensionamentos das obras hidráulicas as seguintes vazões muito preliminarmente avaliadas:-

(a) vazão máxima catastrófica afluente para vertedor, pico da ordem de 300 m³/seg. Restará estabelecer aproximadamente a base do hidrograma, e volume da enchente; conseqüentemente qual seria a decisão criteriosa de projeto quanto ao volume de armazenamento com que contar para o amortecimento da cheia e respectiva redução da vazão efluente por "flood routing". Parece-me necessário atribuir ênfase mais especial a este problema no caso presente, em comparação com a já reconhecida importância que tais assuntos obrigatoriamente merecem por rotina, por motivos tais como a escassez de água, o elevado custo de vertedores em terreno em que não se conta com rocha e os solos são muito erodíveis, o possível interesse em algum sangrador fusível extravasando para vale contíguo, etc.;

(b) vazão a prever em condições de fechamento do vale para desvio provisório, da ordem de 5 m³/s.;

(c) vazão de desvio a acomodar durante o período construtivo, da ordem de 20 a 30 m³/s, considerando o amortecimento com relação ao qual caberá significativa margem de decisão de projeto.

Perante tais ordens de grandeza de vazões, parece-me que o sistema que se fará mais indicado será o de uma galeria assente em terreno firme junto ao talvegue, para servir de desvio, passando posteriormente a servir de galeria de escoamento de enchentes vertidas por um sangrador tulipa.

Isto posto haverá necessidade de se pesquisar condições de implantação, em terra (adequadamente firme), da galeria, e da torre-poço do sangrador tulipa. Parece-me previsível que se dê preferência à implantação de tais obras na ombreira esquerda (por causa da presente incognita do escorregamento da ombreira direita), porém parece-me que por enquanto se deva admitir alguma investigação por sondagens ao longo do pé da ombreira direita também, e posição apropriada eventual para galeria na margem direita.

2.6 Com relação à adução da água represada, e seu bombeamento até a usina, suponho que pela necessidade de um recalque de dezenas de metros mesmo em se captando a água do topo da represa, o sistema a preferir compreenderá uma torre-poço de captação implantada em cota elevada junto à ombreira. Fomos informados de que a represa será abaixada num máximo da ordem de 7m.

Em tais circunstâncias, não haverá problemas para a adução por motivo do transporte de sedimento, salvo quando o volume sedimentado chegar a exceder o volume morto. A estabilidade do talude de montante será gradativamente favorecida, e bem assim também os problemas de fuga d'água por infiltrações. Perante o projeto do maciço da barragem e sua fundação é necessário ter em conta porém que não con-

VICTOR F. B. DE MELLO

tará com descarga de fundo, nem com um controle do ritmo de enchimento na maior parte (inferior) do primeiro enchimento.

2.7 Para a seção de terra-compactada a considerar como primeira estimativa de seção de projeto encaminho anexo uma seção esquemática com relação à qual estou em vias de finalizar uma ponderável série de estudos de otimização. Pelos resultados muito preliminares das sondagens de percussão N^{os}. 1 a 4 que nos foram encaminhados, parece-me viável cogitar-se de apoio direto de uma seção tal como a indicada após uma raspagem de cerca de 1 m a 2m dos solos superiores mais fofos.

Os elementos particularmente importantes a ter em mente no projeto são o controle das vazões de percolação, e um bom sistema de filtro-dreno das águas de infiltração inescapáveis. Não me parece que se venha a requerer injeções de impermeabilização, salvo possivelmente em condições exploratórias no talvegue.

2.8 Submeto a seguir uma indicação mais pormenorizada para as investigações de subsolo: o plano servirá apenas de indicação esquemática, a ser revista e complementada quanto a pormenores, pois que pretende apenas fornecer indicações de princípios básicos.

Em resumo, ao longo de ambas as ombreiras sugiro predominância de investigação mediante sondagens SPT e poços de exploração. Particular atenção à investigação da concha do escorregamento da ombreira direita, empregando poços e cachimbos. Não subsiste muita necessidade de investigar a rocha subjacente a espessos mantos de solos das ombreiras, pois que estes são os que condicionam todo o projeto.

Junto ao talvegue, em ambas as margens, linhas montante-jusante de sondagens SPT-rotativa, essencialmente ao longo de posições a considerar para a galeria.

Acima do lençol freático tornar a investigar prioritariamente por poços. Acima da meia encosta, em posições a considerar para os poços-torres tanto de adução como de vertedor-tulipa, investigar tanto por poços exploratórios como por sondagens profundas SPT-rotativa, as condições para implantação dessas estruturas.

2.9 Permito-me adiantar que prevejo relativa facilidade, mediante um estudo um pouco mais cuidado, em favorecer o início do enchimento da represa antes do fim da construção do maciço, a fim de atender ao interesse numa minimização do tempo de enchimento do volume morto. A concepção de projeto vislumbrada o permite, e, sob o ponto de vista geotécnico pode-se mesmo assinalar pequenas vantagens num início de represamento o mais cedo possível.

2.10 Os problemas de escorregamentos dos taludes naturais, e de erosões superficiais em grande escala (bossorocas) deverão ser estudados mais aprofundadamente sob o ponto de vista geotécnico. Permito-me adiantar, todavia, que em estudos que recentemente venho aprofundando sobre o assunto para condições análogas, houve possibilidade de se concluir que não é automático nem muito provável o agravamento de tais problemas pelo represamento, em comparação com a condição denominada de infiltração sob chuvas intensas.

3. Considerações mais pormenorizadas referentes às investigações de subsolo (fundações). Submetidas em Anexo I.

4. Considerações mais pormenorizadas referentes às investigações de materiais terrosos de empréstimo. Submetidas em Anexo II.

Sem mais pelo presente, subscrevemo-nos mui

Atenciosamente



Victor F.B. de Mello

São Paulo, 22 de Julho de 1976.

Aços Minas Gerais S/A.
Rua da Bahia, 1148 - 11º andar
Belo Horizonte - M.G.

At.: - Dr. Arquimedes Viola
Ref.: - Anexos I e II - Considerações mais
pormenorizadas ref. investigações
do sub solo e de materiais terro-
sos de empréstimo.

Prezados Senhores,

Em continuação do nosso relatório AÇO-190776, transcrevemos a seguir os Anexos I e II.

3. Anexo I - Considerações mais pormenorizadas referentes às investigações do sub-solo (fundações).

3.1 Sondagens

Na ocasião da nossa visita à obra pudemos notar que o primeiro passo na investigação geológica-geotécnica das fundações da barragem já tinha sido dado representado basicamente por sondagens incorporando processos de Sondagem de Reconhecimento (com cravação de amostrador padronizado de parede grossa e registro respectivo da Resistência à penetração no CS) trecho(s) terroso(s) e com perfuração rotativa e execução de ensaios de perda d'água rotineiros, no(s) trecho(s) não perfurável(is) a percussão e não recuperável(is) na amostragem percutida.

Conforme já mencionado anteriormente, de acordo com as nossas observações do local e os resultados de 8 sondagens de reconhecimento que nos foram entregues, julgamos que o eixo denominado por "B" é o mais indicado para a barragem e portanto daremos preferência prioritária ao prosseguimento nas investigações do subsolo deste local.

Vale observar que dada a espessura do manto terroso e de ser este o condicionante no desenvolvimento do projeto não é necessário que se faça perfuração rotativa em todas as sondagens; nossa indicação é que se faça isto só em algumas. Em segunda etapa, de acordo com descontinuidades ou particularidades encontradas pode-se determinar a necessidade de se aumentar o número de sondagens com perfuração rotativa através da camada impenetrável à percussão.

Uma boa indicação no presente caso, face às suas características geológicas é que não se continue a sondagem com perfuração rotativa quando a camada impenetrável à percussão esteja a uma profundidade maior que $(0.12xh+10)$ metros; onde h é a altura do maciço sobrejacente, e que o comprimento total perfurado seja de $0.5xh$.

Reconhecendo que haverá necessidade de construção de galeria para desvio do rio no período construtivo e extravasor de água quando a barragem estiver pronta, há necessidade de investigar o sub-solo de modo a se escolher a ombreira mais apropriada e o local mais indicado para a construção da galeria.

Nossa indicação é de que se faça 3 sondagens em cada ombreira. Estas sondagens deverão se situar sobre a curva de nível de cota 512 aproximadamente e serão assim distribuídas: uma sob o eixo da barragem e as outras duas a 70m de distância da primeira, sendo uma em direção a montante e outra a jusante.

Escolhida a ombreira para a galeria serão então realizadas mais algumas sondagens para completar a série inicial, e outras onde serão localizados o sangradouro e a tomada d'água.

Em todas as sondagens é muito importante a cuidadosa determinação do nível d'água. Para isto há dois procedimentos a adotar. O primeiro e mais usual, é abrir o furo a trado, não permitindo a lavagem até o lençol freático. O segundo é usar a lavagem a qualquer cota, porém acompanhar as variações até a estabilização do nível d'água no furo ainda revestido, fornecendo as observações respectivas de variação de cota com o tempo.

Quanto aos ensaios de perda d'água no trecho em rocha, deve-se levar em conta que se prevê que forte anisotropia devido à xistosidade exija interpretações especiais ditadas pela geologia.

3.2 Pocos de Exploração e de colheita de amostras indeformadas em bloco.

Constituem o melhor elemento de inspeção geológico-geotécnica, e de extração

de amostras indeformadas para ensaio, para aprimoramento de decisões quanto a problemas de fundações; cabe aqui apenas resumir as principais recomendações com relação a arma tão ampla e valiosa de investigação.

3.2.1 Observações de campo prévias à colheita de amostras.

a) Durante a descida da escavação, observação visual.

Proceder primeiro a observação visual para registro da disposição de horizontes, veios preferenciais etc..

Forte apelo em coloração; superfície precisa ser recém exposta para salientar colorações.

Colheita de informações de natureza geológica; classificação visual-tátil, particularmente sob o ponto de vista geológico-mineralógico, com descrição dos grãos predominantes em sua condição in situ (não manipulada), e com observação completa de rumos e mergulhos etc. É muito significativa a "aparência" in situ quanto a "graus de saturação" e quanto ao provável comportamento tensão-deformação distinguindo entre o "friável" e o "plástico".

b) De posse dos dados relativos ao nível d'água obtidos pelas sondagens, o técnico experiente poderá registrar por estimativa de primeiro grau de aproximação, o nível em que ocorre, acima do lençol d'água, o topo da zona de saturação.

A abertura dos poços não deverá atingir o lençol freático, sendo suficiente que alcance a zona de saturação por capilaridade.

3.2.2 Amostras indeformadas do solo

De acordo com as caracterizações dos horizontes e a visualização dos problemas e parâmetros geotécnicos de comportamento a conferir e/ou aprimorar, serão indicados, depois de inspeção nos poços e análise das sondagens já feitas, os horizontes de onde serão extraídas as amostras indeformadas em bloco.

São dois os raciocínios básicos de escolha de posições para extração dos blocos: blocos representativos do comportamento médio da massa ou do horizonte, e; blocos que permitam caracterizar o comportamento de singularidades desfavoráveis (ex. planos de fraqueza dispostos em mergulhos desfavoráveis, etc., caso que a geologia admitida para o local parece excluir).

Os blocos costumam ser de 25x25x25 a 30x30x30 de dimensão, para permitir conveniência no manuseio. Na medida em que pudessem ocorrer dentro de tais dimensões singularidades que sugerissem o emprego, no laboratório de corpos de prova talhados de dimensões maiores, eventualmente convirá aumentar as dimensões do bloco dentro dos limites de praticabilidade. Cabe frizar que no tipo de subsolo em estudo praticamente toda a colheita de parâmetros fundamentais para o projeto se baseará nos ensaios de laboratório sobre blocos indeformados, empregando-se as sondagens de percussão com seus índices SPT apenas para a escolha de qualidades representativas do solo a amostrar.

Cabe portanto sugerir que os poços de inspeção sejam abertos com um diâmetro de aproximadamente 1.20 m com degraus cavados formando escadas diametralmente opostas que possibilitem a operação de extração dos blocos indeformados das paredes.

A técnica de se extrair a amostra do fundo do poço é condenada pois nos priva da oportunidade de escolher a posição da extração da amostra em função da caracterização prévia do horizonte em estudo.

Segue anexo uma indicação em forma de "croquis" da quantidade e localização dos poços necessários a presente investigação.

3.4 "Cachimbos"

O que os poços de exploração significam para a investigação no sentido vertical, as trincheiras rasas e "cachimbos" representam em interesse mesmo redobrado para a investigação no sentido horizontal; o maior interesse se deve ao fato de que em geral o horizonte superior abrange uma maior concentração de problemas para as decisões de projeto.

Devido ao escorregamento de talude que ocorreu na ombreira direita; vemos a necessidade da investigação da superfície de escorregamento, a fim de se determinar o grau de cicatrização, caminhos preferenciais de percolação etc.. Para tal investigação junto ao trecho mais íngreme ou subvertical da concha escorregada sugerimos escavação em "cachimbo" conforme indica o esquema anexo. Destas escavações também serão extraídos criteriosamente alguns blocos indeformados para ensaios de la-

boratório.

3.5 Ensaios de permeabilidade

Não se recomenda qualquer ensaio de permeabilidade in situ e definitivamente exclue-se o ensaio tipo Lee Franc no furo de sondagem.

Para fins de conhecer a permeabilidade do terreno serão usados ensaios de permeabilidade em laboratório sobre blocos indeformados.

4. Anexo II.-Considerações mais pormenorizadas referentes às investigações de materiais terrosos de empréstimo.

4.1 O material terroso disponível apresenta ser predominantemente argiloso-siltoso; já empregado em aterro compactado de barragens, inúmeras vezes e em grandes quantidades, o que permite antever tanto um bom comportamento tanto na compactação como de produto acabado conforme compactado para constituir a seção da barragem.

Quanto à condição de compactação o parâmetro fundamental a investigar é a variação de unidade com relação à unidade ótima conforme se detalha no item 4.3.

Para fins de otimização do projeto seguindo uma seção essencialmente conforme a sugerida, ou melhor para fins precipuamente de comprovação por cálculos de viabilidade daquela seção, há necessidade de se realizar o programa corrente de ensaios laboratoriais para os parâmetros de resistência, permeabilidade e compressibilidade conforme mencionado em 4.4.

4.2 Pesquisa de campo.

A investigação preliminar de campo será em furos a trado para colheita de amostras representativas para ensaios de compactação e de caracterização que são indicados a seguir.

O geólogo indicará as áreas mais prováveis de obtenção de material. Há interesse em áreas de cota baixa e em cota alta também, neste caso a preferência é por decepar os morros.

Deverão ser investigados o equivalente a no mínimo 1.500.000 m³ de material, de preferência não em apenas uma ombreira.

Os furos são locados de acordo com uma malha básica definindo distâncias de 70m entre furos, e devem ir até a profundidade máxima possível, visto que uma vez aberto o empréstimo em geral convém economicamente aprofundar a sua exploração o tanto quanto possível. Na eventualidade de áreas que tenham que ser desenvolvidas a meia encosta, no presente caso, recomenda-se o máximo de cuidado de planejamento para atender a problemas de instabilidade de taludes e erosões.

4.3 Ensaios de caracterização do empréstimo

Será feita a classificação visual-táctil de todos os furos, serão então selecionadas 20 a 30 amostras tipo para ensaios Hilf-Proctor e de caracterização (LL, LP, granulometria). Em fase posterior, a partir destes ensaios, serão relacionadas 3 amostras para os demais ensaios fundamentais.

4.4 Ensaios geotécnicos para parâmetros fundamentais.

Os parâmetros fundamentais de projeto são a resistência, a compressibilidade, a deformabilidade e a permeabilidade.

Programa básico de ensaios.

4.4.1 Empréstimo

O critério de escolha do material para ensaios já foi definido. Teremos portanto 3 amostras, uma média (B), uma representativa do material mais arenoso (A) e outra representativa do material mais argiloso (C). Todos os corpos de prova serão moldados compactados a 98% e h.ot.-1%.

a) Compressibilidade-permeabilidade

Um ensaio adensamento-permeabilidade sobre cada amostra (A, B, e C) até pressão $\geq 12 \text{ kg/cm}^2$ com curva de descarga com um mínimo de 3 pontos.

b) Resistência

b1) Período construtivo - Ensaios rápidos com :-

amostra A $\sigma_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$

amostra B $\sigma_3 = 1, 2, 4 \text{ e } 6 \text{ kg/cm}^2$

amostra C $\sigma_3 = 6 \text{ kg/cm}^2$

b2) Período operacional

Ensaios adensados-rápidos saturados com medidas de pressão neutra (saturados

por contrapressão)

Amostra A $\nabla 3ad = 1 \text{ kg/cm}^2$

Amostra B $\nabla 3ad = 0.5, 1, 2, 4 \text{ e } 6 \text{ kg/cm}^2$

Amostra C $\nabla 3ad = 6 \text{ kg/cm}^2$

Um ensaio lento com $\nabla 3$ lento $= 6 \text{ kg/cm}^2$ para cada amostra (A, B e C)

d) Permeabilidade

Desnecessário qualquer ensaio separado de permeabilidade.

4.4.2 Fundação

Programa típico admitindo a escolha visual tátil de umas tres amostras representativas (média, desvio padrão para cada lado, arenoso e argiloso da mesma forma que foi feito com material de empréstimo). São depois de extraídos os blocos e realizados alguns destes ensaios é que se poderá indicar quaisquer ensaios adicionais, quer para mais amostras, quer para condições especiais.

o

a) Compressibilidade-colapso-permeabilidade.

Um ensaio edométrico ao natural em cada amostra (A, B, C) até pressão nitidamente acima da pressão nominal de preadensamento.

Ensaios edométricos com encharcamento e posterior adensamento-permeabilidade com determinação pelo menos de 3 pontos depois do encharcamento para cada amostra (A, B e C).

Para cada amostra os encharcamentos serão feitos em 3 pontos assim definidos: pressão inferior, igual e superior à de preadensamento ($p=0.7 \text{ pc}$, $p=\text{pc}$ e $p=1.5 \text{ pc}$).

Depois do encharcamento, terá prosseguimento o ensaio adensamento permeabilidade com determinação de 3 pontos e finalmente a curva de descarga será determinada com mais 3 pontos.

Na medida em que o fenômeno de colapso se demonstre ser significativo nos ensaios supra, em fase ulterior serão realizados ensaios mais corretos de compressibilidade triaxial.

b) Resistencia

Os ensaios pedidos são exatamente os mesmos pedidos para o material de empréstimo.

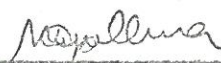
c) Permeabilidade

Desnecessário qualquer ensaio separado de permeabilidade.

Visto que qualquer programa de investigação deverá estar sujeito a ajustes de acordo com os resultados de sondagens e ensaios anteriores, pedimos que se coordene com as empresas responsáveis pelas investigações, a emissão de relatórios parciais para apreciação em tempo hábil.

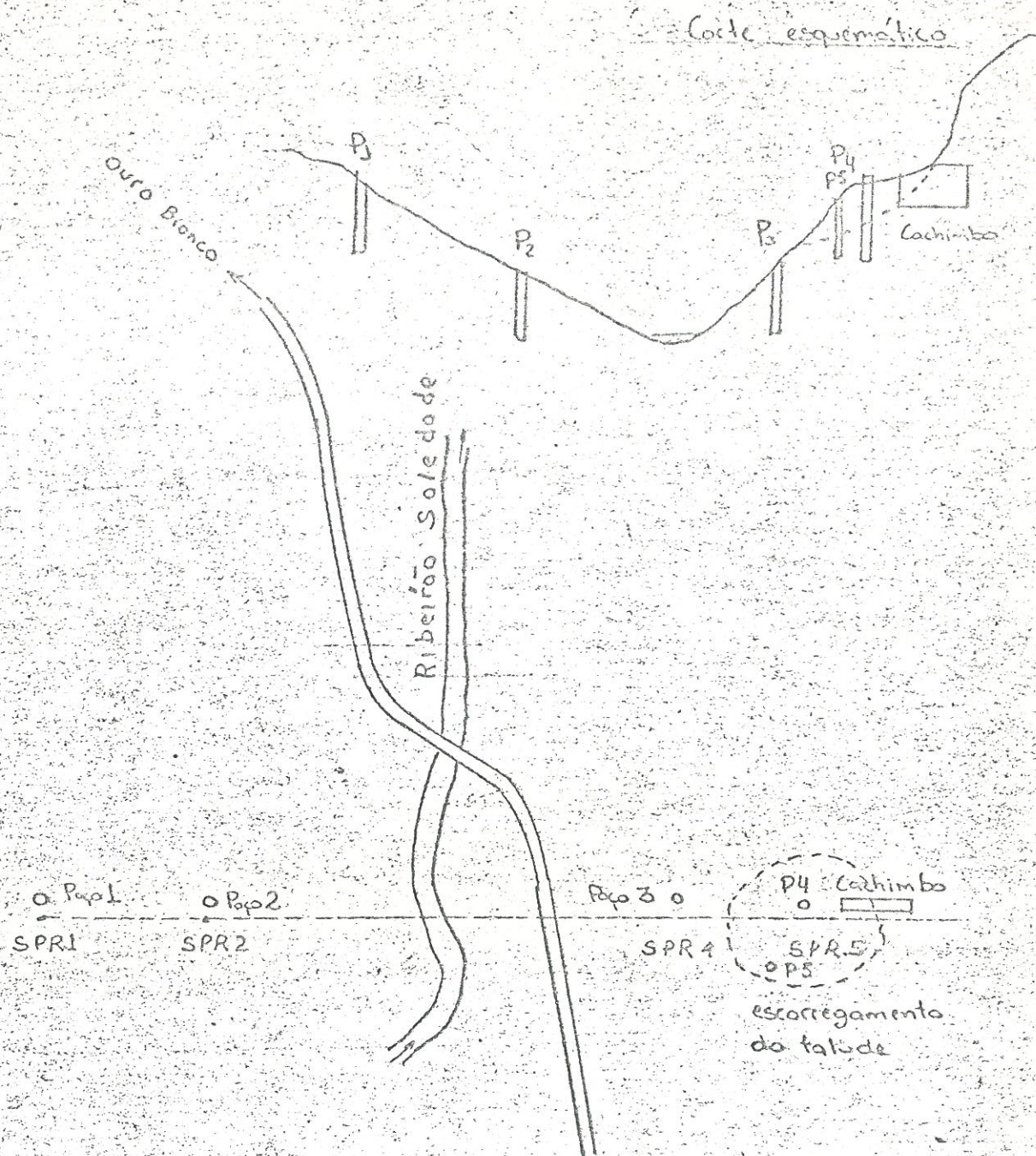
- Sem mais para o momento, subscrevemos-nos mui

Atenciosamente



Eng. Mario Cepollina

MC/a.d.



ESQUEMA DA LOCAÇÃO DOS POÇOS

E CACHIMBO

(ANEXO) AÇM. 190776

VICTOR P. B. DE MIRALLES
 ENG. CIVIL PROF. CATEGORIZADO
 Rua Cap. Antonio Ressa, 197
 São Paulo, CEP 01443,
 Tel. 81-7452 res. 0226004

São Paulo, 23 de Julho de 1976.

Aço Minas Gerais S/A.
 Rua da Bahia, 1148 - 11º andar.
 Belo Horizonte - MG.

At.-Dr. Arquimedes Viola
 Ref. Investigações geotécnicas preliminares na área da Usina.

Prezados Senhores,

Em conformidade com o combinado na ocasião da nossa visita à área (15/7/76) elaboramos o presente relatório com indicações, recomendações e observações, sobre as investigações geotécnicas preliminares destinadas a orientar o layout da usina no tocante a problemas de obras de terra e de fundações.

Para este estudo foram-nos entregues: Sondagens de Reconhecimento BH-448A/76 da Geotécnica S.A.; Localização da Usina de Ouro Branco (Preliminar) Des. A; Mapa e Perfis Geológicos das quadriculas de Dom Bosco e Ouro Branco.

1. Discutimos no presente relatório apenas a programação de investigações geotécnicas a realizar antes da terraplenagem, por razões que adiante se discute, mas que se resumem no fato de que para as unidades que ficarão apoiadas em área de corte modificadamente a muito profundo será necessário investigar a condição do terreno subjacente após removido o efeito de profundidade e de sobrecarga, e para as unidades que ficarão apoiadas sobre aterros relativamente espessos, tudo dependerá do que se impuser como especificações construtivas e fiscalização de construção na execução do aterro.

2. Baseamos as nossas indicações de programação na interpretação de que se trata de uma área imensa, de geologia e geohidrologia aparentemente uniformes. Assim, não se prevê que haja vantagem perceptível geológico-geotécnica, em preferir desenvolver a indústria em sua etapa inicial em alguma parte específica da área total em comparação com outra: isto é, as preferências de desenvolvimento progressivo do Arranjo Geral optarão por uma parte ou outra, por critérios que desconhecemos. Obviamente o desenvolvimento por etapas obriga a prever o início das construções numa parcela da área total, e o prosseguimento gradativo. Por exemplo, se a proximidade da cidade de Ouro Branco for mais condicionante, poderá começar com um extremo da área retangular; seria exatamente oposto o extremo a preferir se o fornecimento de água da represa for o parâmetro mais condicionante.

De qualquer forma, vale, em nosso entender, o princípio de que não interessa diluir a tal ponto o programa de investigações em toda a área, que no fim nada de proveitoso se extraia; é preferível concentrar as investigações numa parcela representativa da área total, a fim de expor adequadamente os problemas e as soluções disponíveis.

3. Sob o raciocínio supra selecionamos uma área (ver esquema anexo) sobre a qual discutir o programa. Naturalmente, se a área a desenvolver de início for outra, os conceitos e as indicações de programação que seguem deverão ser adaptados para a área de interesse, *mutatis mutandis*.

Conforme expusemos oralmente, parece-nos que face ao enorme acervo de experiência Brasileira com o uso de sondagens a percussão SPT para decisões e cálculos de primeiro (e mesmo segundo) grau de aproximação em problemas de obras de terra e de fundações, cabe ressaltar que na presente fase dos estudos só deve ser considerado o emprego de sondagens de reconhecimento SPT.

4. Áreas de varzea.

Para a primeiríssima investigação, assumem importância prioritária as áreas de varzeas e baixadas, e a natureza de seu subsolo. Como é bem sabido, justamente nesses locais a partir dos quais se inicia com o lançamento do aterro, e onde a espessura do aterro sobrejacente será maior, é que se encontram os materiais inconsistentes mais sujeitos a problemas de ruturas de base durante o lançamento do aterro, e de recalques subsequentes se os solos forem mantidos, ou, em contraposição, os maiores problemas técnicos e econômicos de remoção desses solos se tal remoção for considerada necessária.

Na planta anexa assinalamos em primeiro grau de aproximação as inclinações típicas dos taludes transversais, e também do talvegue longitudinalmente segundo o fio d'água.

Julgamos que cabe distinguir entre os talwegues em V com taludes transversais da ordem de 25 a 30%, e inclinação longitudinal da ordem de 2 a 3%, e os trechos de talvegue evidentemente incorporando baixada, com inclinação longitudinal da ordem de 1%. Nos primeiros não nos parece que se encontrem depósitos argilosos, enquanto que nos segundos é justamente a probabilidade ou possibilidade de tal ocorrência que cabe investigar. Frizamos todavia que no campo estas indicações de escritório deverão ser complementadas e/ou revistas em função da observação superficial, da topografia e da vegetação.

Ao longo de vales em V típicos poderão ser realizadas umas 6 a 8 sondagens distanciadas cerca de 100 em 100 metros longitudinalmente, situadas bem no fundo do V, com o propósito específico de verificar a hipótese mencionada de que não haverá argila orgânica mole. As profundidades das sondagens obviamente não precisarão ultrapassar de cerca de 8 a 10m. Note-se, porém, que mesmo que ocorram pequenos bolsões de argila, nada haverá de problemas quer de rutura de base (por motivo do confinamento quer de recalques (por redistribuições, e facilidade de atenuar os problemas mediante precarregamento).

Em contraposição ao longo das baixadas, de nada adianta apenas realizar sondagens espaçadas longitudinalmente ao longo do talvegue. Em cada "eixo" conviria realizar umas três sondagens para indicar a variação transversal da calha aluvionar. Julgamos que de novo caiba investigar um mínimo de cerca de 6 a 8 seções-tipo a fim de avaliar o problema. As sondagens deverão atravessar totalmente os aluviões, penetrando no mínimo uns 2 a 3m no solo residual ou saprolítico subjacente, a fim de garantir ter sido atravessada a calha aluvionar: não prevemos que as profundidades médias ultrapassem cerca de 12 a 15 metros.

Permitimo-nos frizar que poderão surgir indicações da conveniência de investigações mais sofisticadas de quaisquer camadas de argila mole: amostragem de tipo indeformada para realização de ensaios de laboratório (compressão simples e ensaios precários de adensamento) ou ensaios de palheta (vane-test) in situ. Porém, frizamos que todos os problemas que surjam poderão ser cabalmente resolvidos em nível de engenharia com base nos índices SPT assistidos por boas classificações visual-táteis dos solos (conforme necessário a classificação visual-tátil deverá ser confirmada por alguns ensaios de caracterização, granulometrias e limites de líquidos e de plasticidade).

5. Transições corte-aterro.

Sob o ponto de vista de antecipação de problemas de fundação é esta a única faixa em que se recomenda concentrar as investigações da presente fase. Por outro lado, na geologia de solos residuais e saprolitos visualizada os horizontes de subsolo que forem encontrados e investigados a meia encosta são essencialmente os mesmos que se encontrarão no restante dos morros, apenas variando as espessuras e cotas dos horizontes: todavia, enquanto que em partes mais altas os horizontes superiores que seriam investigados seriam removidos, na transição corte-aterro praticamente todo o material perfurado terá interesse direto e desde cedo na terraplenagem. Por outro lado, como em geral os solos residuais porosos in situ são muito mais compressíveis do que os aterros compactados que deles resultam, é justamente na transição corte-aterro que se concentram problemas de possíveis recalques diferenciais.

Em resumo, recomendamos que em cada posição sejam realizadas 2 sondagens em seção transversal à linha de demarcação corte-aterro, uma a cerca de 40m para o lado do corte futuro e outra a cerca de 40m para o lado do aterro futuro. Assim, por um lado os primeiros 10m aproximadamente do material perfurado serão representativos de "empréstimo", e as sondagens deverão penetrar um mínimo de uma dezena de metros adicionais (sugere-se aprofundar até um mínimo de 3m consecutivos de mais do que 30 golpes SPT). Por outro lado, na faixa de aterro em que a espessura de aterro será da ordem de 0 a 15m as condições de fundação futuras serão condicionadas não só pelo aterro (de qualidade a determinar) mas também pelo horizonte superior do solo natural; recomenda-se que as sondagens sejam aprofundadas até um mínimo de 3m de material de mais do que 12 a 15 golpes SPT, não havendo necessidade de mais porque o aterro compactado sobrejacente é o elemento condicionante.

Admitindo que dos pares acima as sondagens iniciadas no corte futuro alcancem a profundidades médias da ordem de 25m, todas elas darão estatisticamente uma indicação, nos 10m superiores, do tipo de material de empréstimo, e nos 15m inferiores, da condição de fundação futura.

Se a geologia for realmente tão uniforme quanto aparenta, para uma apreciação estatística plenamente satisfatória bastaria umas 25 a 30 seções transversais de par de sondagens acima mencionadas. Assim sugere-se distribuir as 30 seções transversais ao longo da periferia corte-aterro da área parcial selecionada para estudo. No caso de variabilidade geológica significativa, serão acrescentadas mais algumas seções transversais.

As sondagens consideradas continuam a ser as de reconhecimento SPT, com todos os cuidados reconhecidos na última década como fundamentais a uma interpretação adequada. No presente caso e subsolo é importante assinalar, na execução, as precauções quanto ao uso de perfuração por lavagem. É inaceitável que se inicie o emprego de perfuração por lavagem antes de se ter atingido e devidamente registrado o lençol freático. Como é bem sabido, por um lado a determinação do N.A. (extremamente importante para escolha de fundações) é prejudicada pelo uso de lavagem, que tende a indicar níveis mais altos do que reais: evidentemente, se necessário for, há possibilidade de se obviar ao erro, esperando alguns dias depois de terminada a sondagem e fazendo leituras sucessivas (ex. duas vezes ao dia) de como o nível d'água no furo desce à sua condição de estabilização. Também como é bem sabido em "argilas porosas" o emprego de lavagem acima do N.A. do terreno prejudica os índices SPT, fazendo baixar os seus valores em relação à condição real representativa do terreno.

No tocante a interpretações posteriores do comportamento a atribuir aos solos em função dos SPT cabe desde já alertar quanto às necessidades de ajustes dos valores para ter em conta por um lado os efeitos de comprimento de hastes, por outro lado os de variação da pressão de peso de terra por motivo de terraplenagens.

Compreende-se que se o N.A. estiver muito profundo, como parece, haja interesse prático-comercial em antecipar o quanto possível o uso da lavagem. Recomendo de qualquer forma respeitar um mínimo da ordem de 12m de perfuração a trado, para atender à maioria das probabilidades de interesse em escavações ou perfurações a céu aberto. Também, para aquilatar a influência da lavagem a maiores profundidades bastaria fazer uns dois pares de sondagens, lado a lado (a cerca de 2m uma da outra em cada par), uma com lavagem e outra sem permiti-la, de modo a avaliar estatisticamente as influências em jogo.

6. Qualificação de materiais de corte

6.1 Qualidade e condições de material como empréstimo.

De início cabe ressaltar que todo e qualquer material proveniente das escavações será aproveitável como material de empréstimo para os aterros próximos: apenas na eventualidade se encontrar matações em volumes de corte de 2a. Categoria (convencional) ou as eventuais escavações de rocha (3a. Categoria convencional) deve-se ressaltar a sua exclusão de aterros em áreas destinadas a fundações futuras.

Ora, segundo nossa experiência todos os materiais terrosos locais são facilmente aproveitados na execução de aterro compactado, não havendo muito que pesquisar quer para fins de elaboração de especificações de compactação ou de recomendações construtivas quanto a equipamentos, quer quanto aos comportamentos a prever para o aterro compactado resultante. Apenas para fins de rotina sugere-se a realização de uns 30 furos a trado para ensaios Hilf-Proctor, a fim de orientar o início dos trabalhos de terraplenagem: como o início do corte-aterro será com horizonte superior, os furos terão cerca de 5 a 8m. A principal informação a colher é o desvio de umidade com relação à ótima respectiva: por isto não interessa aprofundar nem ampliar as investigações de imediato pois que os próprios trabalhos de terraplenagem alteram as umidades naturais. Prevemos que os materiais estarão predominantemente com umidades baixas, exigindo rega. Sugere-se que os furos a trado se distribuam por uma faixa da ordem de 200m de largura contígua à periferia da transição corte-aterro. Os trabalhos de terraplenagem serão acompanhados por furos e ensaios semelhantes de orientação realística pari passu.

6.2 Cortes profundos e classificação convencional de materiais de 1a., 2a e 3a..

Considerando as magnitudes, em áreas e volumes, dos cortes a efetuar, e a urgência a se impor às investigações julgamos que liminarmente caberia examinar as possibilidades do emprego de métodos geofísicos para a investigação em bruto. Abstemo-nos no presente relatório de avançar nesta sugestão porquanto seria recomendável ouvir-se primeiro o campo básico da geologia, e o próprio campo especializado da geofísica.

Ressalta-se que de qualquer forma haverá necessidade de execução de algumas perfurações profundas: se for empregada a geofísica, as perfurações servirão principalmente para aferição, correlação, e confirmação, podendo ser um tanto reduzidas em

dagens.

Evidentemente as probabilidades de encontrar substrato rochoso são maiores para furos iniciados dos cumes das elevações, e para os furos mais profundos: exige-se naturalmente que o fundo da perfuração alcance a cota do greide final, salvo se por perfuração de alguns metros superiores em rocha mantiver-se já já tiver sido comprovada a exigência de escavações de 3a. categoria, em rocha.

Embora a determinação correta do N.A. seja item importante, no presente caso face às grandes profundidades a alcançar sugerimos aceitar-se o emprego de lavagem e a observação do N.A. posterior do término da perfuração. De fato, comercialmente interessará empregar lama bentonítica para a contenção das paredes dos furos, dispensando o emprego de revestimento, que de outra forma poderá necessitar redução telescópica para minimizar problemas de dificuldades e prazos de descida do revestimento. Em qualquer dos casos, particularmente na hipótese do emprego de lama bentonítica, haverá necessidade de providências especiais para obviar a erros na observação e interpretação do lençol freático.

Para a classificação das consistências dos materiais atravessados, o melhor índice disponível em material terroso (de 1a. e 2a. categorias) será o SPT. Todavia cabe ressaltar as interveniências de primeira ordem, tanto na interpretação dos valores SPT (já mencionados como fortemente influenciados pelo efeito de profundidade no tocante à redução de energia de penetração transmitida ao amostrador, como no tocante ao acentuado aumento de resistência à penetração pela pressão de confinamento no fundo do furo), como, em particular nas energias necessárias para a escavação do corte.

Visto que a determinação do SPT perde sentido com o aumento de profundidade, sugere-se que se aceite uma pequena redução dos custos permitindo a cravação apenas a cada 4m aproximadamente. Pelos resultados já disponíveis parece que o lençol d'água estaria em cotas inferiores às do greide, e que não devem ocorrer matacões a impor a condição de material de 2a.: como adiante discuto em forma preliminar a caracterização da transição de material de 1a. para o de 2a. será um tanto gradativa, a exigir decisão criteriosa embora arbitrária, em função da necessidade do emprego de ripper. Quando a sondagem se tornar "impenetrável" à percussão modicamente eficiente continuar com sondagem rotativa (com os cuidados especiais para a recuperação de um mínimo de testemunhos): de novo, caso a desintegração mecânica e hidráulica da sondagem rotativa exclua a recuperação de testemunhos, exige-se que a cada 4m aproximadamente, se crave um amostrador de percussão (por exemplo, o antigo dito pequeno, Mohr-Geotécnica ou IPT, para não impor maior diâmetro de revestimento) de modo a recuperar no mínimo um pequeno toco de amostra representativa.

Para fins de estimativa corrigida da posição do lençol freático solicita-se que os resultados da sondagem assinalem a posição do revestimento e, a forma de gráfico (nível d'água x tempo) anexado ao perfil da sondagem as observações da descida do nível d'água ao final da perfuração, em sua tentativa de chegar à estabilização.

6.3 Considerações preliminares relativas à classificação de Material de 2a.

A variação de energia de escavação exigida de um scraper ou trator em função da resistência do solo estabelece realmente uma curva contínua. O parâmetro de resistência que mais influe (à superfície) é a coesão, e, como é bem sabido esta depende muito das tensões capilares e do tempo de alívio de tensões: portanto um mesmo material que em ritmo contínuo de escavação exija push e ripper, se for deixado exposto por algum tempo poderá ser escavado (superficialmente) com muito menos esforço. Porém, tempo afeta custo, e basicamente a variação de energia acima mencionada tem que ser traduzida em variação de custo (exigência de maiores máquinas por mais tempo). Por outro lado num mesmo material a Empreiteira dispõe de certos fatores de programação de sua logística (por exemplo fazendo o corte em rampa descendente e espalhando em área maior para dar tempo de exposição a cada superfície, etc.) de modo a dar maior rendimento aos trabalhos.

Em resumo, a variação de custos teóricos com o aumento da coesão do material é uma curva contínua, mas na prática a colocação de cada máquina adicional para o mesmo rendimento constitui um "degrau": um trator para "push" é via de regra considerado incluído no preço de 1a., enquanto que a colocação de um ripper a trabalhar mesmo que intermitente (estando à disposição) já constitui base para preço de 2a..

Não se pode olvidar, todavia que são grandemente variáveis as potências de equipamentos atualmente disponíveis e postos a executar determinada tarefa. Portanto

se para conseguir um mesmo rendimento de escavação ao invés de ripper empregamos um trator D9 e/ou um scraper de maior potencia, não seria o emprego específico de ripper ou não que definiria a qualificação do material como de 2a. ou não.

A nosso ver, são obsoletos e criticáveis as rotinas estabelecidas pelos Departamentos de Estradas. A melhor política é reconhecer só duas categorias nitidamente distintas - a escavação terrosa (com perfis de sondagens e mesmo "museu" de amostras típicas fornecidas ao exame das Concorrentes) e, em contraposição a escavação de rocha requerendo dinamitagem. Outra política cabível seria a de reconhecer a incidência de maiores equipamentos e energia de escavação como motivo para incremento de preço unitário; porém, em tal caso, a única atitude válida é a de se proceder às qualificações pari passu durante a própria fiscalização dos trabalhos, por acordos mútuos imediatos, não dando tempo a que as condições de face em escavação (inclinações, tempo de exposição, ritmo de escavação, etc.) variem a ponto de tornar esteril a argumentação.

Caso haja interesse, informamos que por motivos de problemas surgidos num serviço em São Paulo estamos atualmente realizando um breve estudo para fixar parâmetros menos subjetivos para a qualificação de materiais convencionalmente chamados de 1a. e de 2a.: oportunamente poderemos submeter a VV.SS. resumo das conclusões respectivas.

7. Sugestões preliminares para o projeto dos greides da área.

Recomenda-se que se evitem nas extremidades da plataforma taludes de grande desnível seja em cortes seja em aterros: se possível estender a área até decepar os morros, e/ou até preencher as depressões até encostar contra talude natural do outro lado.

Havendo taludes de beirada, reconhecer que estes podem ser de cerca de IV:1,5H ou IV:2H sem problemas, salvo se houver infiltrações de chuvas junto às cristas dos taludes. Assim, nas plataformas junto ao topo dos taludes, dentro de uma cunha correspondente a cerca de IV:3H medida do pé do talude, é necessário tomar precauções para evitar infiltrações de águas de chuva; caimento de drenagem da ordem de 2% levando para trás, e superfície argilosa bem compactada com rolo pneumático ou liso.

O preenchimento de bossorocas não apresenta problema, a nosso ver. Se for encontrado nascente de água, é necessário garantir sua drenagem (dreno granular, dito Francês). A seguir preencher lançando e compactando por camadas subhorizontais.

Dada a extensão da obra, podemos visualizar dois tipos de talvegues. Em primeiro lugar os que tem cabeceira em área que será aterrada (circundada por áreas que serão cortadas): para estes provavelmente não haverá necessidade de drenagens de fundo, visto que ocorrerá uma modificação geral da rede geohidrológica de infiltração e percolação, inclusive com a diminuição e supressão das infiltrações alimentadoras da nascente. Em contraposição existirão os talvegues que recebem água de bacias não aterradas: para estes haverá necessidade de galerias de drenagem, para escoamento das águas coletadas nas cabeceiras do talvegue; recomenda-se assentar a galeria ou tabulação em terreno firme um pouco acima do talvegue inconsistente.

8. Investigações de segunda etapa, para fundações.

Já se mencionou que na faixa de transição corte-aterro os estudos poderão ser imediatamente estendidos e aprofundados em pormenores para finalizar a definição cabal dos tipos de fundações a empregar. Preve-se não só o interesse, mas principalmente a relativa facilidade com que tal interesse se faça materializar, em empregar fundações diretas.

Continuamos partidários da recomendação de que se concentrem as várias disponibilidades de investigação ao redor de determinadas posições representativas, a fim de permitir a extração de conclusões bem interpretadas. Assim, após selecionadas umas 3 ou 4 posições representativas junto a cada sondagem SPT de rotina recomendaremos:-

(a) abertura de poço de inspeção e de retirada de amostras indeformadas em bloco para ensaios a serem criteriosamente programados;

(b) realização de ensaio de penetração estática EPE (deepsounding), para correlação, aferição, e extração de parâmetros mais refinados do que o SPT;

(c) realização de alguma sondagem de percussão adicional, por exemplo, com pares de amostradores diferenciados atualmente em desenvolvimento para melhor distinguir entre resistências de ponta e de atrito, e/ou de coesão ou de atrito;

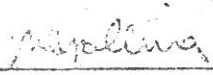
(d) finalmente, realização criteriosa de uma ou outra prova de carga a fim de confirmar, justificar e/ou rever os parâmetros de resistência e de compressibilidade necessários à finalização dos projetos.

No restante da área, em áreas de cortes significativos ou de aterros, haverá necessidade de se realizar sondagens SPT a fim de determinar as condições que resultam após a terraplenagem, pois que apenas estas serão as condições que terão interveniência nos projetos das fundações a assentar nas áreas respectivas.

Sem mais pelo presente, permanecemos ao inteiro dispor de VV.SS. para qualquer pormenorização das presentes indicações preliminares, preferivelmente mediante revisão de plano específico de trabalhos a ser elaborado pela Proponente. Ademais, oportunamente gostaríamos de receber desde logo os primeiros resultados das sondagens de reconhecimento, para prontamente submeter as conclusões e as nossas recomendações das fundações mais apropriadas a cada caso.

Subscrevemo-nos mui

Atenciosamente


/ Victor F.B. de Mello

VFBM/a.d.

VICTOR F. B. DE MELLO

ENG. CIVIL PROF. - CATEDRÁTICO
Rua Cap. Antonio Rosa, 297
São Paulo, CEP 01443,
Tel. 81-7462; res. 282-6004

Aço Minas Gerais S/A.
Rua da Bahia, 1148-11º andar
Belo Horizonte - MG.

Prezados Senhores,

Acuso recebidos os relatórios:

- 1) Relatório Geológico da visita ao local no dia 15/07/76 do Geólogo Sergio N.A. de Brito; e
- 2) Relatório de Investigações Geotécnicas Nº.BH-244/76-1 da Geotécnica S.A.

Estes relatórios mereceram nosso exame cuidadoso. Submetemos os seguintes breves comentários.

1. Concordamos com o interesse num estudo das condições futuras de estabilidade de taludes típicos da bacia perante os ritmos previsíveis de abaixamento do nível do reservatório. Os parâmetros geotécnicos que serão determinados e estimados para os solos de fundação da barragem poderão servir em primeiro grau de aproximação para os estudos de estabilidade das ombreiras, provavelmente dispensando-se investigações e ensaios complementares específicos. Cabe também visualizar que a evolução de uma Vossoroca poderá ser detida mediante o enchimento do fundo do sulco com material granular tipo filtro e pedrisco bem drenante: assim mediante custos de manutenção na operação da represa provavelmente se conseguirá obviar a progressão do fenômeno até o ponto de ameaçar as obras civis vizinhas.

2. Merece grande interesse a observação de que os saprolitos das tres rochas principais encontradas na area da Barragem, Eixo B, (xisto, granito, diques básicos) terão características geotécnicas diferentes, exigindo investigação em separado. Face à premência dos estudos permito-me adiantar que provavelmente os parâmetros de resistência e de compressibilidade não serão acentuadamente diferenciados face às solicitações a prever: o principal aspecto que a meu ver merece investigação atenciosa é a diferenciação de permeabilidades. Neste sentido parecerá que a disposição dos diques básicos paralelos ao eixo B será favorável; porem depende do fraturamento do dique e do material encaixante imediato, e poderá exigir-se a abertura de trincheira transversal para observação e ensaios.

3. É indispensável providenciar do lado de jusante uma vala profunda de drenagem em cada ombreira para evitar que a mudança da condição hidrogeológica após o enchimento do reservatório instabilize as encostas e crie Vossorocas.

4. No tocante às determinações de permeabilidades in situ, lembro que as mesmas são aplicáveis principalmente aos extremos superiores da barragem em cada ombreira, onde a sobrecarga de aterro será nula a baixa. Todavia, em grande parte da base da barragem dependeremos de ensaios de adensamento-colapso-permeabilidade, para estimar as reduções de permeabilidade que serão provocadas pelas compressões sob a sobrecarga de aterro e o colapso do encharcamento.

5. Via de regra o horizonte superior da rocha fraturada, imediatamente sob o saprolito, costuma ser o mais permeável. Haverá interesse em empregar técnicas especiais (ex. cimentando trecho do furo para bem assentar o obturador) para alcançar resultados de ensaios de perda d'água. De minha parte, face à premência dos estudos de projeto visualizei dispensar tais exigências maiores de investigação pois que segundo a experiencia de barragens análogas não acredito que se possa ou venha a dispensar da execução da linha de "furos de injeção exploratória" que ipso facto reúne as vantagens de intensa investigação e de tratamento simultâneo das fendas significativas.

6. Na exploração de caixas de empréstimo concordo com a importancia da preocupação pela estabilidade perante escorregamentos e erosões. De fato o saprolito imediatamente sob a capa de solo vermelho é bem mais erodível. O tanto quanto possível as caixas de empréstimo devem procurar "decepar morros", excluindo-se escavações de meia encosta.

201 81 76

DESTINO	VISTO
Dr. Rodrigo	
M. F. F. F.	

ACM-160876

0358

São Paulo, 16 de Agosto de 1976.

At.: - Drs. Homero Scheltino e Arquimedes Viola

Ref.: Barragem Ribeirão Soledade

7. No resultado da sondagem SPR-1 podemos considerar o substrato rochoso essencialmente impermeável: indago se no cálculo dos coeficientes de perda d'agua específica foram consideradas a carga piezométrica da boca do furo até o N.A. do subsolo bem como qualquer perda de carga eventualmente significativa. Aguarda-se com muito maior interesse a classificação do espesso manto terroso que na perfuração rotativa não chegou a ser amostrado.

Nas SPR-2 e SPR-3 aparentemente repetem-se situações semelhantes. Aparentemente porém na SPR-4 as perdas d'agua específicas seriam cerca de 10 vezes superiores: indagamos se a litologia dos testemunhos e os fraturamentos respectivos condizem com tal impressão.

Sem mais pelo presente subscrevo-me mui

Atenciosamente



Victor F.B. de Mello

VFBM/a.d.

VICTOR F. B. DE MELLO

ENG. CIVIL PROF. - CATEDRÁTICO
Rua Cap. Antonio Rosa, 237
São Paulo, CEP 01443.
Tel. 81-7402, res. 282-6004

2018/76	
DESTINO	VISTO
Ch. Reconhecimento	Para
Do Arquivo	

0357
Sete

AQ-170876

São Paulo, 17 de Agosto de 1976.

Aço Minas Gerais S.A.
Rua da Bahia, 1148 - 11º andar
Belo Horizonte - MG.

At.: - Eng. Arquimedes Viola
Ref.: - Sondagens, Usina

Prezados Senhores,

Acabados de receber os relatórios da GEOTÉCNICA S.A., de Sondagens de Reconhecimento BH-347/76, e DEPT-206/76 de Sondagens a Trado e Poços, submeto as seguintes observações.

1. Quanto ao Relatório de Sondagens a Trado e Poços, apresso-me em indagar qual seria realmente a programação e a intenção respectiva. Tratando-se de área que será cortada, empregada como empréstimo, em primeiro grau de aproximação interessa a classificação visual-tátil do material (para empréstimo) e a determinação do N.A.: quanto ao interesse em quantificar a consistência (dureza) do material para fins de classificação da escavação em 1ª e 2ª. Categoria, adiante submeto uns comentários resumidos. Quanto à extração de amostras "deformadas" do poço e dos furos a trado, visualizo que o uso principal será para alguns ensaios de caracterização como empréstimo (granulometria, limites, e Proctor) apenas para orientar a Concorrência dos serviços de terraplenagem: obviamente a maior parte dos ensaios de compactação terá que ser realizada como acompanhamento, orientador e fiscalizador, dos próprios trabalhos de terraplenagem.

Indiscutivelmente para alguns dos materiais dos Cortes haverá interesse em determinar a capacidade de suporte para estrada e pátio, exigindo-se portanto seletivamente alguns ensaios do setor rodoviário.

No tocante à extração de "amostras indeformadas em bloco" observo que foram extraídas duas do Poço 2 e uma do Poço 6. Considerando que o Poço 2 é central na área e será um morro a decepar, não vejo proveito em amostras indeformadas para qualquer ensaio de interesse direto. No caso do Poço 6, junto à divisa do terreno, compreende-se que possa haver problema de estabilidade do talude do corte, sugerindo a utilidade do bloco indeformado para ensaios triaxiais; todavia, parece-me que seria prematura a realização de tais ensaios face ao estado atual das investigações.

2. Relatório de Sondagens de Reconhecimento.

2.1 Zonas de cortes.

Os dois problemas principais a considerar são, quanto à interveniência do lençol freático na escavação, e quanto à ocorrência de Escavação de Material de 3ª. As sondagens executadas não foram do tipo que permita definir com razoável precisão quer um quer outro destes dois fatores. No tocante ao nível d'água registrado nas sondagens, como a perfuração foi feita por "lavagem", só se poderá estimar a cota real do N.A. estático ao final do furo se tivermos assegurado que as observações da profundidade da água foram observadas durante a queda por um tempo suficientemente longo para quase estabilizar. No tocante à ocorrência do substrato rochoso eventual, só se pode garanti-lo se após esbarrado com material de alta resistência à penetração SPT, ou "impenetrável à percussão", for empregada perfuração rotativa para recuperação de testemunho da rocha subjacente.

Todavia, a fim de alcançar uma primeira orientação transcrevo a seguir as impressões que seguem.

Lençol freático. Obviamente o N.A. registrado na sondagem só pode ser mais alto do que o real.

Substrato mais consistente a escavar (Material de 2ª. Categoria). Obviamente procedendo em corte aberto as resistências caem, portanto a tendência é interpretar o nível (baseado em SPT) mais alto do que resultará na obra.

Substrato rochoso requerendo explosivo (Material de 3ª. Categoria) Obviamente a tendência será encontrar tal substrato mais profundo na obra do que o final dos furos a percussão-reconhecimento.

O quadro seguinte indica que apenas nas sondagens 6 e 18 se corre o risco de eventual problema com água; nas sondagens 6 (por motivo eventual de dificuldades com água), 16 e 18 poderá haver algum tanto de escavação de 2ª.; e não parece que haverá

escavação de 3a..

Sond.	Prof.Corte aprox.	Prof. N.A.	Prof.Mat. 2a. ?	Prof.Mat. 3a.
2	14	36	36	não haveria
14	30	n.	30	não
8.	25	> 27	> 27	não
10	20	> 21	> 21	não
6	25	> 15	> 15	não
16	35	n	> 27	não
18	25	> 19	> 19	não
24	35	n	> 36	não
26	25	> 26	> 24	não
22	30	n	> 32	não

Quanto à qualidade do terreno como fundação, conforme assinalamos no relatório anterior, a investigação respectiva só pode ser realizada validamente após o movimento de terra; porém, as indicações atuais são de que o apoio direto será fácil e muito econômico.

2.2 Talwegues e baixadas.

Ficam bem definidas duas condições distintas de talwegues, uma, de erosão que leva a um solo residual muito resistente a muito pouca profundidade, e a outra, a que favoreceu a deposição de camadas de argilas moles predominantemente orgânicas. Os talwegues para a esquerda da coordenada 316500 na planta Des.Nº.1 BH 347/76, isto é entre coordenadas aproximadamente 314.500 e 316.500 são tão notavelmente mais favoráveis do que os extensos talwegues do restante da planta (coordenadas 316.500 a 319.500 aproximadamente), que sob o ponto de vista de problemas de terraplenagem para economia e pronta habilitação para fundações a sugestão seria de procurar desenvolver primeiro a parte do layout correspondente à área da "esquerda".

Nesta área apenas as sondagens 15, 19, e 27 indicam bolsões de argila orgânica, de 6 m, 2,5 m e 4 m. de espessura respectivamente.

Aparentemente a morfologia dos talwegues tem que ser reinterpretada, à luz dos presentes resultados, sugerindo uma adaptação criteriosa do programa que anteriormente sugerimos para a investigação das baixadas.

Considerando as espessuras módicas de argila mole que ocupam toda a extensão dos talwegues da área da "direita", e considerando a grande espessura de aterro que recobrirá tais depósitos, parece-me que caberia examinar com muito interesse a alternativa de uma postergação da ocupação destas áreas, de modo a permitir o lançamento direto sobre os solos moles, inclusive com um excesso de "precarregamento", e com o aguardo da finalização dos recalques mais significativos.

3. Considerações de sugestões quanto à contratação dos serviços de terraplenagem, no tocante à consideração de materiais de categoria 2.

É indispensável frisar em primeiro lugar que mesmo de posse de resultados de sondagens SPT e/ou rotativas, não é direta ou fácil a estimativa da profundidade a que determinada escavação passa de 1a. a 2a. categoria, pois os índices decorrentes das sondagens dependem muito de efeitos de profundidade (no furo) enquanto as dificuldades de escavação dependem também muitíssimo de fatores diversos de alívios de tensão no solo devidos à própria escavação, de rampas, de ritmos de escavação, etc..

2. Em segundo lugar permito-me assinalar que obviamente as dificuldades de escavação, refletidas no trabalho (energia) necessário aplicar para manter determinado ritmo de produção, varia segundo uma curva contínua à medida que aumenta a consistência (coesão) do material (mas também à medida que variam outros parâmetros de intervenção comparável, tais como rampas, firmeza do solo contra derrapagem dos pneus do scraper, etc.). Porém, embora a curva de "trabalho" seja contínua, a classificação em categorias discretas (degraus de "custos" para a Empreiteira) tem razão de ser porquanto os equipamentos postos a funcionar são unidades discretas.

Outrossim, em geral em determinado corte de saprolito e rocha decomposta uma vez imposta a necessidade de um ripper, na descida da escavação, muito do material subjacente contaria com tal disponibilidade e onus, pois que não se pode cogitar de repetidos deslocamentos de tal equipamento entre uma frente de corte e outra. Mormente no caso de solos residuais e saprolíticos (decomposição de rochas in situ) a tendência ao endurecimento gradativo com a profundidade faz com que em geral resulte suficiente anotar a que altura do aprofundamento do corte terá sido justificavelmente introduzido o ripper, daí para baixo admitindo-se inexoravelmente o material como de 2a. categoria.

3. Em terceiro lugar tomo a liberdade de assinalar que face a uma série de considerações tais como as duas acima resumidas a principal forma razoável que se admitiria para julgamento quanto a classificações seria durante a própria descida dos cortes, verificando os equipamentos em uso e sua real necessidade para produções aproximadas conforme correntes. A vantagem inegável seria a de possíveis contestações e acordos pari passu, com possibilidade de se por à prova algumas alternativas desde cedo.

O procedimento ideal compreenderia tais julgamentos conscientes em função da própria energia de escavação aplicada: bastariam algumas anotações sobre a queda de rendimento do equipamento de escavação de 1a. com o aumento da profundidade do corte, e sobre a profundidade a que o emprego de ripper viesse devolver os trabalhos ao rendimento corrente. Bastam tais anotações em alguns cortes típicos, e com relação a profundidades visualmente estimadas.

Se por um lado o emprego do complemento de Trator D 8 com ripper constitui uma alternativa para voltar a rendimentos correntes, por outro lado a empreiteira pode, até certo ponto, aceitar uma significativa queda de produção com o mesmo equipamento que fôra dimensionado para a escavação de 1a., contando com a compensação do melhor preço da passagem de material de 1a. para 2a. Ou, com a grande variedade de equipamentos e meios disponíveis, pode, por exemplo, mediante colocação de scraper e trator esteira de "push" ambos de maior potência, acabar resolvendo o problema da escavação de 2a. sem emprego ipsis literis de um ripper. Não se pode deixar de ter em mente as reais necessidades de equipamento complementar para uma produção corrente, nem as variantes disponíveis no eventual uso voluntário de outros equipamentos por livre arbítrio e/ou para compensar outras ineficiências. Cabe à Fiscalização (Proprietária e/ou Projetista) zelar para que a cada momento entre as variantes disponíveis e em uso, só se considere creditável à Empreiteira a variante mais eficiente e barata.

4. Em quarto lugar é mister assinalar que no caso específico em foco (assim como em muitos casos semelhantes) os materiais saprolíticos e de rocha decomposta tem um comportamento significativamente influenciado por alívio de tensão, velocidade de escavação, tempo de exposição sob alívio de tensão, e desintegrações e erosões por ciclos de umedecimento-secamento superficiais por exposição às intempéries. Assim, um mesmo volume a escavar pode requerer muito mais energia se o corte pretender descer rápido, do que se a cada meio metro escavado se permitir que os fatores de alívio de tensão e de desintegração intempérica tenham tempo de atuar. De mesma forma, num material silto-argiloso saturado no qual a superfície alisa com facilidade, a eficiência das máquinas em escavação cai muito por falta de atrito de contacto dos pneus a vencer a tração e resistência ao corte, podendo exigir o apoio de ripper, e isto em particular em condições de chuva leve.

Por outro lado, é indissociável da estimativa da Energia/Hora a dispendir para determinada produção aproximada, a consideração das rampas em que o scraper puder escavar, pois escavando em descida facilmente se passa a dispensar maiores energias mecânicas. No tocante às rampas disponíveis para programação de trabalhos de corte é necessário, porém, ter em conta a direção em que o material escavado terá que ser aproveitado no equilíbrio de corte-aterro para a estrada, e, assim também, o perfil final da escavação para o greide da estrada, e das plataformas da usina.

Neste particular parece-me óbvio e inescapável entender que na distinção

entre as Categorias 1 e 2 não se pode subentender tão somente uma qualidade de material, mas sim precipuamente uma condição onerosa de escavação imposta em função de fatores múltiplos. A meu ver este o motivo da redação aparentemente vaga e dúbia das Especificações Gerais para Obras Rodoviárias, Terraplenagem, DNER-ES-T-03-70 que na definição de materiais de 2a. Categoria resume "Compreendem os materiais com resistência ao desmonte mecânico inferior à da rocha não alterada, cuja extração se processe por combinação de métodos que obriguem à utilização do maior equipamento de escarificação exigido contratualmente; também provavelmente este o motivo pelo qual as mesmas Especificações no item seguinte 3. EQUIPAMENTO, só subdividem em duas condições, (a) corte em solo (englobando, segundo subentende-se, as Categorias 1a. e 2a.), e (b) corte em rocha.

Inegavelmente, portanto, qualquer postergação de discussão e decisão quanto às Classificações a serem reconhecidas face aos trabalhos em andamento, corre grande risco de incorrer em erros e iniquidades quer para um lado, quer para o outro.

5. Em quinto lugar, é indispensável frizar que obviamente qualquer concorrência realizada subentende que as Concorrentes incluam em seus preços unitários propostas o tanto quanto possível dos onus incrementais de uma Obra em comparação com outras correntes, de forma a que as Classificações possam ser menos variáveis de obra. Assim, subentende-se que a Concorrente escolhida, a Empreiteira, deve ter incluído em seus preços unitários todos os fatores adversos de conhecimento geral e obrigatório segundo os dados de Projeto e dos Documentos de Licitação. Portanto, permito-me frizar como importante o fato de que não se pode dissociar a Classificação "formal" da Comparação com o "equipamento exigido contratualmente" para a apreciação "do maior equipamento de escarificação exigido contratualmente". Assim julgamos que uma discussão "a posteriori" sobre porcentagens de Material de 2a não pode ser finalizada sem a apreciação pela Proprietária do incremento de equipamento (onus) implícito em passar de 1a. para 2a. categoria, e do incremento de um preço para o outro na planilha de preços.

Perante tal consideração merece apreciar-se as composições admitidas pelo Departamento de Estradas de Rodagem S.P., conforme folhas CP-3, pag. 41, e CP-6, pag. 50, constando para:-

" III Escavação de material de 1a. categoria, por m³.

Moto-escavo-transportadora ("moto-scraper") de 19,5 a 27 yd³, Trator ("pusher") de 15 a 20 t, Motoniveladora de 10,5 a 12,5 t, com lâmina e escarificador, etc.

Temos assim o quadro de coeficientes horários (1 moto-escavo-transportadora, 1/3 do trator e 1/3 da motoniveladora), " e;

VI. Escavação do material de 2a. categoria, por m³.

"Trator D-8 com um dente (acréscimo sobre o equipamento utilizado na composição da 1a. categoria)"

Conforme expusemos nos itens 1 a 4, não teria sentido na presente Obra discutir-se a "predominância acentuada" nos termos da Composição supra do DER quando qualifica o material de 2a. "Aplica-se quando houver predominância acentuada do emprego do ripper ou outros meios mecânicos": o emprego provavelmente passará a ser continuado, uma vez imposto na descida do corte.

O ponto chave é que pode ficar bem caracterizado o incremento de equipamento, o que permitiria a VV.SS. orçarem o onus incremental porcentual implícito.

4. Topografia e layout.

Finalizando os presentes comentários preliminares tomamos a liberdade de sugerir que para melhor podermos orientar os trabalhos, nos sejam enviados o tão logo quanto possível:- a planta topográfica baseada em conhecimento, com cotas das sondagens; uma indicação do layout em consideração.

Sem mais subscrevo-me mui atentamente.

Victor F. B. de Mello

Victor F.B. de Mello

São Paulo, 30 de Agosto de 1976.

Ago Minas Gerais S.A.
Rua da Bahia, 2148 - 11º andar
Belo Horizonte - MG.

At.: - Eng. Arquimedes Viola
Ref.: - Sondagens da Usina

Prozados Senhores,

Apressamo-nos em apresentar nossos comentários e recomendações suscitados em função dos relatórios 1/2-347/76-1 e 2/2-335/76-2 da Geotécnica S.A. que nos foram encaminhados por V.carta ISU/0321/76 de 24 de Agosto de 1976, recebida a 28/8/76.

1. Relatório 2/2-335/76-2

O relatório apresenta perfis de perfuração de poços de inspeção. Não há indicações de consistência e compactidade dos estratos atravessados, portanto esta investigação não supre o mínimo necessário para discussão de problemas geotécnicos.

Se os poços abertos chegam a saprolitos, através dos quais o geólogo melhora a sua compreensão da geologia da área, poderá haver uma função importante de tais poços na fase inicial das investigações. Caso contrário, ressaltamos que a nosso ver a execução destas poços deveria ser excluída.

Repetimos também nosso pronunciamento anterior, de que não vemos interesse na execução de ensaios de caracterização, nem os de Proctor e a determinação em separado da unidade natural. Sabemos a priori que todos os solos daquela geologia são fáceis de compactar (salvo se aparecerem veios exageradamente micáceos etc.) e que as unidades naturais estão do lado seco: se e quando (logo antes do início da terraplenagem) couber aprimorar a comprovação dos desvios da unidade em relação à ótima, o que tem que ser usado é o ensaio HILF de controle de compactação. Na presente fase de decisão os índices de plasticidade e a granulometria podem e devem ser estimados em grau de precisão plenamente adequado por classificação visual: nenhuma decisão de projeto carece de tais conhecimentos em melhor grau de aproximação.

O que se recomenda é que a Empresa encutera dos serviços separe em jarras de vidro uma vintena de amostras típicas para uma espécie de museu, do qual poderão ulteriormente ser selecionadas amostras mais frequentes para conjuntos de ensaios de aferição e confirmação.

Finalmente quanto aos ensaios CBR executados. Também julgamos que na presente fase não há interesse em tais ensaios, particularmente porque acabam sendo feitos sobre horizontes rasos que, na terraplenagem, sendo os primeiros a cortar, naturalmente acabam indo para o fundo dos aterros. Pelos índices de Consistência e granulometrias, Índice de Grupo, etc., é plenamente satisfatória a possibilidade de se aquilatar o comportamento dos materiais para construção de estradas.

2. Sondagens adicionais, Relatório 1/2-347/76-1

Analisando os novos resultados das sondagens verificamos que em nada alteram as interpretações iniciais que transmitimos por nosso AQM-170876 e que a seguir resumimos

2.1 Investigação da eventual ocorrência de escavação de Rocha (escavação da Primeira). Julgamos estar suficientemente indicado que não ocorrerá o problema.

2.2 Escavação da Segunda.

Não somos favoráveis à arbitrariedade representada por métodos rotineiros de subdivisão em categorias 1a. e 2a., e julgamos que seja fácil aplicar critérios de retribuição por aumentos de energia de escavação associados a equipamentos complementares e a queda de ritmos de produção. De qualquer forma, os métodos de investigação disponíveis (geofísica, sondagens com SPT, e sondagens rotativas) não estão ainda suficientemente correlacionados com as condições de escavação para permitir a fixação de categorias em função dos resultados.

2.3 Problemas de escavação abaixo do lençol freático.

Na maioria dos pontos sondados não nos parece que ocorrerá o problema. No canto Nordeste (T) da planta as novas sondagens recebidas indicam um problema de lençol freático muito alto em morro a ser decapado; possivelmente o problema seja secundário e/ou contornável, porém é necessário mencioná-lo.

3.4 Sondagens na periferia da area, e fora da mesma.

Não conseguimos entender qual o motivo de tais sondagens. Na hipótese de cortes limitrofes interessariam alguns furos dentro das cunhas de cerca de IV:1, SH partindo do greide da plataforma no limite da area, a fim de aquilatar a resistencia e estabilidade dos taludes de corte (que a nosso ver não apresentarão problema salvo se ocorrerem direções e mergulhos desfavoráveis de xistosidades acentuadas): em tais casos as sondagens tem que ter indicação SPT.

2.5 Sondagens de pesquisa do universo estatístico de meia encosta e transição.

Conforme explicamos, na geologia regional em apreço os horizontes ao longo da encosta são essencialmente uniformes independentemente da cota especifica a que se fará a transição de corte para aterro. Portanto, embora não tenha sido escolhida ainda a cota de greide médio, poderão ser executados alguns pares de sondagens de meia encosta, conforme sugerido em nosso AQM-230776 (item 5). Os resultados de tais investigações tem que ser aproveitados de imediato de uma forma estatística, representando um tipo de ocorrência.

2.6 Preferencia por area a desenvolver primeiro.

Conforme salientamos no AQM-170876 a única indicação geotécnica a favor do inicio do desenvolvimento da usina de um extremo em comparação com o outro resultaria da comparação dos tipos de subsolo nos vales. Parece que os dois vales situados a Oeste permitirão lançamento de aterro diretamente, sem custos, demoras, e problemas de lançamento de aterro sobre argilas muito moles. Caberá aquilatar estes fatos de preferencia em comparação com todos os demais, geralmente bem significativos e mesmo condicionantes.

Observamos porem que na hipótese de remoção e reposição de argilas moles antes de lançamento do aterro, o volume respectivo pode ser estimado como representando um custo da ordem de 5 a 8 vezes o metro cubico corrente da terraplenagem. Outrossim, o problema de disponibilidade de equipamentos (draglines) e prazos passa a ser muito sério. Assim, como os vales da metade Leste da area parecem apresentar depósitos significativamente maiores de argilas, antes de passar à etapa complementar de investigações geotécnicas será necessário discutir-se a sequencia preferida para o avanço da terraplenagem.

2.7 Investigações das baixadas.

Reiteramos recomendações anteriores quanto à necessidade de concentrar as sondagens de percussão SPT nas areas das baixadas. Dentro de cada baixada recomendamos uma interpretação geológica e geomorfológica (por foto aerea e/ou por inspeção superficial) para estimativa do tipo de depósito aluvionar recente em foco. A seguir para cada tipo de deposição visualizada, sugerimos a realização de alguns conjuntos de sondagens, para aquilatar o universo estatístico respectivo. Cabe frizar que não se concebe pesquisar em pormenor os parâmetros geotécnicos, por exemplo, de depósitos erráticos tipo talus, para os quais a única solução possível seria ou a remoção total, ou a acatitação de todo o material existente (sob espesso aterro) por raciocínio de acatitação do fator mínimo comum.

3. Aguardamos portanto uma possibilidade de receber de VV.SS. as examinações mais significativas (planta topográfica, cotas de furos programados, alternativas de layout em consideração, etc.) a fim de podermos prestar maior apoio a uma programação rápida e eficiente do restante das investigações e das interpretações relativas a problemas de terraplenagem e fundações.

Sem mais, subscrevemo-nos mui

Atenciosamente



Victor F.B. de Mello

VFBM/a.d.

VICTOR F. B. DE MELLO

ENG. CIVIL - PROF. CATEDRÁTICO

Rua Cap. Antonio Rosa, 297

São Paulo, CEP 01413,

Tel. 617-962, res. 232-6104

ACM-100976

São Paulo, 10 de Setembro de 1976.

Boa Minas Gerais S.A.
Rua da Bahia, 1148-11º andar
Belo Horizonte - MG.

At.: - Dr. Arquimedes Viola
DD. Superintendente de Implantação.

Ref.: - Investigações geotécnicas Usina, e Layout.

Prezados Senhores,

Acusamos recebidos o relatório de sondagens adicionais, Relatório A-4-PR-94/76 da Geotécnica S.A., e os elementos topográficos e de layout mais atualizados encaminhados por VV.SS. para melhora de nossa condição de interpretação paripassu dos resultados conseguidos.

1. Layout.

Em resumo compreendamos que já na primeira etapa, por motivos funcionais, as diversas unidades da Usina se distribuirão por toda a área retangular a ser preparada para a usina, deixando-se intermitentemente certos "claros" para expansões.

Todavia, segundo nosso conhecimento ocorrem grandes variações, entre uma unidade e outra, tanto com respeito a carregamentos, como particularmente com relação à aceitabilidade de recalques totais e diferenciais. O problema do carregamento pode ser secundário, dependendo de sua proporção em comparação com o carregamento inicial devido ao próprio aterro. Porém, o problema conjugado de grandes cargas, em grande área, e de recalques admissíveis menores, distingue significativamente uma área de Plate mill, de uma área de estocagem de coke, por exemplo.

Solicitamos portanto que nos seja enviada uma relação aproximada dos carregamentos a prever em cada setor, e dos recalques a considerar admissíveis.

2. Resultados das sondagens complementares.

Foram transferidos para a planta geral, para fins interpretativos, todos os novos dados de sondagens.

Repetem-se essencialmente as indicações anteriores, indicando uma certa diferenciação entre a geomorfologia da faixa à direita e à esquerda, aproximadamente, do eixo 516,500 N.S.. Na faixa da direita acentuam-se significativamente as espessuras de camadas de argila orgânica mole nos talwegues. Ora, podemos dizer que os problemas devidos às argilas moles saturadas serão proporcionais ao quadrado da espessura, de modo que não poderemos menosprezar diferenças entre cerca de 2m em média, transformados em cerca de 6m em média.

Faço ao exposto, surgem as seguintes indagações.

Quanto à aquisição da área, haveria possibilidade, por exemplo de dar uma rotação de 90° ao retângulo, ficando com o lado maior no sentido Norte-Sul, de forma a poder ocupar somente áreas à esquerda do eixo mencionado?

Quanto à explicação e confirmação das ocorrências, a fim de melhorar a possibilidade de rapidamente prosseguir nas previsões da natureza do subsolo nos talwegues, reitera-se a recomendação de que se realize prioritariamente uma interpretação geológico-geomorfológica da área em apreço.

Reputamos que a interpretação de fotos aéreas, assistida por um levantamento por geologia de superfície (assistidas por pequenas cavas em saprolito onde necessário), deva servir de apoio imediato para orientação do prosseguimento eficiente das investigações geotécnicas.

Sem mais pelo presente subscrevo-me muito

Atenciosamente


Victor F.B. de Mello

Victor F. B. de Mello
ENG. CIVIL PROF. - CATEGORÁTICO
Rua Cap. Antonio Rosa, 227
São Paulo, CEP 01443
Tel. 81.7412 res. 133-6704

AÇO MINAS GERAIS S/A
AÇOMINAS

000186 / 29/11/76
ARQUIVO DO PROJETO

AÇO-191176

São Paulo, 19 de Novembro de 1976.

Aço Minas Gerais S.A.
Rua Bahia, 1148 - 11º andar
Belo Horizonte - MG.

At.: - Eng. Arquimedes Viola
Ref.: - Area da Usina, Ensaios de Caracterização de empréstimo.

Prezados Senhores,

Tendo recebido na reunião ontem realizada com VV.SS. no escritório da Hidroservice, o relatório de Ensaios de Laboratório B4-PR-94/76 da Geotécnica S.A., submetemos prontamente os seguintes comentários após a devida análise dos dados em questão.

Cabe assinalar de início que quanto às granulometrias ocorrer uma transição muito rápida com a profundidade, em todos os furos e poços, sendo a capa superficial pronunciadamente mais argilosa, e o solo a poucos metros de profundidade uma areia silto-sa.

A transição brusca tem que ser considerada com referencia a todas as suas implicações, mormente porque ambos os solos são relativamente difíceis de compactar no campo: os argilosos, se ocorrerem excessos de umidade, chuvas etc.; os arenos-siltosos requerendo equipamento de compactação de elevada eficiência e de áreas de contacto de módicas para cima (rolos pneumáticos, tipo "tamping" etc.), mas sofrendo rápida variação da compactabilidade com desvio de umidade em relação à ótima.

Em primeiro lugar cabe assinalar que em parte em tais materiais o ensaio de laboratório (com sua exagerada trituração e desintegração de granulações do solo saprolítico) pode estar exagerando um tanto para o lado fino as condições em comparação com o que se obterá no campo. Interessará portanto conduzir o início dos trabalhos de compactação como se fossem parte de aterro experimental, forçando propositadamente condições de desvios de umidade maiores do que se admitiria por rotina, a fim de melhor investigar os extremos da gama de trabalho disponível. Nesta fase interessará proceder a maior número de ensaios de controle, por exemplo, fazendo na mesma camada umas determinações ao final de 4 passadas, 8 passadas, e 12 passadas.

Por outro lado tomamos a liberdade em reiterar recomendações anteriores de que os ensaios tipo Proctor são inúteis em tais investigações de caixas de empréstimo. É indispensável empregar diretamente o ensaio tipo Hilf para determinar o que mais interessa, que é a condição natural de desvio de umidade em relação à ótima. Naturalmente para a caracterização concomitante do tipo de solo quanto à compactação, tira-se uma (ou mais) determinações de umidade durante o ensaio de Hilf, de modo a poder obter do mesmo ensaio Hilf-Proctor, as duas curvas e toda a informação. Sendo o ensaio tipo Hilf o ensaio mais corrente das equipes de campo, não vemos porque é que não se adota tal prática automaticamente, à exclusão liminar de qualquer investigação empregando como base os ensaios Proctor.

Pelas determinações de umidades naturais, e sua comparação com as umidades "Proctor" respectivas, parece que todo o empréstimo estaria um tanto úmido. Tal fato pode ter implicações na logística dos trabalhos, a não ser que contemos com evaporação favorável. De minha parte não temo o emprego de materiais bem mais úmidos (até cerca de 3% acima da ótima, nos casos semelhantes ao presente) do que a umidade "ótima de Proctor", sob o ponto de vista de comportamento técnico do aterro (estabilidade, compressibilidade) em questão no presente projeto. Resta mencionar, todavia, que os aspectos construtivos e de Inspeção da compactação precisam ser afinados criteriosamente, para não onerar desnecessariamente.

Sem mais pelo presente subscrevo-me mui

Atenciosamente

Victor F. B. de Mello

P/ Victor F.B. de Mello

000081/10-01.77

São Paulo, 27 de Dezembro de 1976.

Aço Minas Gerais S.A.

Rua da Bahia, 1148-11º andar

Belo Horizonte-MG.

ARQUIVO DO PROJETO

At.: -Dr. Rodrigo Soares

Ref.: -Terraplenagem da Usina

Prezados Senhores,

Acusamos recebimento dos seguintes relatórios da Geotécnica S.A. A3-PR-94/76, A3-PR-94/76 contendo: o 1º., resultados dos furos de sondagens com a finalidade de investigar os depósitos de argila mole; e o 2º., furos nos topos dos espigões. Infelizmente temos que dizer que todas as sondagens já executadas até o presente não puderam ser aproveitadas no tocante a grande parte de sua utilidade de informação devido ao desconhecimento de sua locação e cota. Sugerimos que a Geotécnica forneça a cada final de etapa a locação em planta topográfica das sondagens até então executadas, e as cotas respectivas.

Este relatório tem por finalidade encaminhar com brevidade para o máximo aproveitamento nas orientações cabíveis nosso parecer preliminar sobre os três tópicos mais importantes que foram discutidos na reunião nos escritórios da Hidroservice em 18/11/76 que foram: 1º. a possibilidade de se dispensar a exigência de altos graus de compactação para as camadas mais profundas de aterro; 2º. a economia na execução da fundação de se exigir GCs altos na região de apoio das sapatas; 3º. pesquisa de material inerte para utilização como filtro.

Passamos então a transcrever o resultado de nossos estudos:

1. Compactação da parte profunda dos aterros.

Para estudo do comportamento do aterro compactado foram feitos estudos estatísticos, com um universo de dados proveniente de ensaios em blocos indeformados extraídos das seguintes barragens: Paraibuna-Paraitinga, Aguas Claras, Jaguari, Ilha Solteira, Santa Branca, Três Marias, Taguara, Volta Grande, Juqueri, Salto Osorio, etc.. A finalidade de tal estudo foi de se conhecer a pressão de pre-adensamento devido à compactação, em relação ao solo ($\gamma_o \max$) e em relação ao estado de compactação do solo (GC). Como resultado apresentamos o abaco anexo (Fig. 1). Cabe ressaltar que os assentamentos em aterros compactados geralmente tem sido analisados e discutidos sob a hipótese de um material homogêneo de comportamento contínuo. De nossa parte, porém, frisamos a necessidade de reconhecer que o comportamento é autenticamente o de um solo pré-comprimido ou preadensado, distinguindo-se o comportamento abaixo e acima da pressão de preadensamento.

Dos ensaios de laboratório já executados (rel. 4B1-PR-94/76) podemos observar que se tomarmos um valor médio de $\gamma_o \max = 1,50 \text{ t/m}^3$ teremos um valor médio bem representativo e com precisão suficiente para o nível de estudo que no presente nos propomos a apresentar a título de orientação. Adotado portanto o valor $\gamma_o \max = 1,50 \text{ t/m}^3$ podemos então, baseados no abaco da Fig. 1, traçar o seguinte gráfico: $p = f(GC)$ que apresentamos anexo (Fig. 2).

A preocupação em se avaliar a p.a. (pressão de pre-adensamento) a partir do GC foi porque, como se sabe, esta pressão representa uma fronteira para cálculo de recalques; para pressões maiores que p.a. os recalques são significativamente menores que os recalques causados por pressões menores que p.a. A ideia portanto é mostrar que quando a camada de aterro sobrejacente ultrapassa certo n.º de metros, a pressão aplicada passa a ser maior que a p.a. conseguida pela compactação qualquer que seja o GC exigido ou exequível.

Houve necessidade então de se pesquisar medidas de campo de recalque de aterros compactados. Foi escolhido a barragem de Paraibuna-Paraitinga dada a semelhança do solo com o da região de Ouro Branco e dada a quantidade de observações úteis lá executadas.

Computando os dados colhidos em campo pudemos traçar um gráfico de $e = f(p)$ que poderíamos chamar de ensaio edométrico in situ. Com os dados fornecidos pela Fig. 2 podemos completar o gráfico supondo por exemplo 3 graus de compactação por exemplo 90%, 95%, 100% que acarretariam nas seguintes pressões de pre-adensamento: 35, 43, 53 Kg/cm^2 respectivamente. Podemos então ver (Fig. 3) que fixado um GC, ficará determinada uma profundidade de aterro abaixo da qual não adiantará se exigir a mesma compactação, pois perante a recalques provocados pela carga representada pela construção da Usina o adensamento desta camada profunda (i.e. acima do valor de p.a.) de aterro se dará através da reta virgem essencialmente da mesma maneira tendo sido ou não com-

pectada.

As profundidades abaixo das quais seria possível abrandar os requisitos quanto à compactação seriam aproximadamente 18 m para um GC=90%, 22 m para um GC=95% e 28 m para um GC=100%.

O fato de admitirmos camadas profundas com um menor GC acarretará maiores recalques durante a subida do aterro; porém, terminada a terraplenagem o comportamento do aterro será praticamente o mesmo tanto compactando ou não as camadas profundas. Em tais considerações os aterros admitem-se homogêneos (lançados em camadas médias) compactados a valores GC suficientemente próximos (ex $90 < GC < 105$) de modo a relegar a segundo grau de aproximação o efeito de uma pequena redução da compressibilidade virgem em condições mais densas.

2. Compactação do horizonte superior dos aterros.

Em contraposição, no horizonte superior até as profundidades acima indicadas, que correspondem a cada pressão de p.a. correspondente a cada GC, cabe frisar que quanto maior o GC fixado, menor será o recalque devido ao carregamento da Usina. Para a escolha do GC mais adequado, deverão ser avaliados os recalques resultantes do carregamento da Usina.

Para estudo comparativo de recalques visando escolha do GC admitimos um aterro de 40 m de altura suportando uma pressão de 10 t/m^2 distribuída sobre área infinita, e calculamos os recalques supondo o aterro compactado com um GC=90, 95 e 100%. Com os resultados obtidos plotamos então o gráfico mostrado na Fig. 4 que representa $\delta=f(GC)$ para o aterro e cargas consideradas. Calculamos também os recalques fixando o GC=95% e variando a sobrecarga $\Delta p = 5, 10, 15 \text{ t/m}^2$ e assim plotamos o gráfico da Fig. 5. Faz-se necessário esclarecer que a hipótese de carga uniformemente distribuída em área infinita é extremamente pessimista e foi adotada devido a falta de maiores informações sobre as cargas aplicadas sobre o aterro. Portanto as figuras 4 e 5 devem ser observadas com o intuito de comparação entre os recalques resultantes, admitidas diversas condições de carregamento e de GC%.

Para melhor projetar as fundações é aconselhável que se separe detalhadamente os esforços na fundação em cargas permanentes, sobrecargas permanentes e acidentais, e esforços dinâmicos ou operacionais. Devido à pequena tolerância a recalques para as quais são projetadas as máquinas atualmente, é nossa obrigação deixar bem claro que máquinas que permitem nivelamento depois de estarem assentadas ou depois de um ou poucos ciclos de funcionamento, acarretam enormes economias na construção das fundações. Caso não se permita esta regulamentação, as fundações deverão ser superdimensionadas para minimizar os recalques devidos ao peso próprio da máquina, peso operacional e esforços dinâmicos.

3. Compactação das camadas próximas à cota de apoio das fundações.

Para o estudo da influência do GC% na economia do volume de concreto, das fundações rasas admitimos várias alternativas para a construção do aterro e para cada alternativa calculamos o volume de concreto da sapata necessária para suportar um peso genérico P, admitido constante para todas as alternativas. Para a primeira alternativa consideramos o aterro compactado a GC=93% e uma camada pouco profunda com GC=95%, calculamos então o volume da sapata ao qual atribuímos para fins comparativos o valor 100%. Para a segunda alternativa adotou-se o aterro compactado a GC=93% e, à medida que se aproxima da cota de apoio da sapata passou-se a admitir compactação 95% e depois a 100% de GC; com isto conseguimos reduzir o volume de concreto da sapata para 61%. Finalmente para uma terceira alternativa consideramos o GC% aumentando de 93% para 105% e calculamos que o volume de sapata será 43% do volume da 1ª. alternativa. Para melhor ilustração do exposto ver a Fig. 6 anexa.

4. Materiais para tapete drenante de talvegues.

De conformidade com o resolvido na reunião havida a 18/11/76 nos escritórios da HIDROSERVICE, foi realizada, pelo geólogo da mesma, uma visita de inspeção ao campo para aquilatar as possibilidades de alternativas ao emprego de areia lavada para execução dos tapetes drenantes no fundo dos talvegues.

Em tempo a HIDROSERVICE nos encaminhou para apreciação uma minuta do respectivo relatório de visita, no qual foram investigadas as alternativas de Rejeitos de pedreira da CSN, alteração de quartzito Ouro Branco, e Rejeitos das minas de minério de ferro. De imediato não tivemos condições para uma análise mais aprofundada, e na falta de maiores informações quanto a ritmos de subida de aterro e valor estimativo

de qualquer economia possível na constituição dos tapetes drenantes, concordamos com a minuta em questão por configurar a solução mais corrente em primeiro grau de aproximação.

Porem, à luz do Des. n.º. 485-G-02-003 ponderamos que o que está em jogo é um custo superior a 5 milhões de cruzeiros com uma finalidade exclusivamente de curta duração, de atendimento à drenagem de período construtivo, para cobrir a eventual problemas de instabilidade. Nestas condições, e tendo em mente a possibilidade de economias que quando muito chegariam a uma certa porcentagem do custo total em questão (digamos, 20% a 50%, no máximo) submetemos as seguintes ponderações decorrentes de um estudo preliminar que realizamos no assunto. Salientamos que embora a magnitude da economia não seja de impressionar, parecem-nos merecer interesse pormenorizado por um custo ligado a um problema estritamente transitório.

Em resumo, observa-se que não é bem uma condição de drenagem-escoamento que deve ser atendida, nem é necessária a função de filtro contra carregamentos internos. A função de drenagem da água expelida da argila saturada subjacente será adequadamente atendida por uma drenagem-absorção (como se o tapete drenante fosse um "mata-borrão" em sua maior parte). Para tanto o principal é uma condição "seca" (baixo grau de saturação) e elevada porosidade: por exemplo, o próprio material de empréstimo lançado e espalhado em condição pulverulenta seca ao sol e revolvida para arcar, pode atender em grande parte. O coeficiente de permeabilidade estará mais afeto à necessidade de drenagem-escoamento: mesmo este dependerá muito dos diâmetros dos vazios do solo, e, no presente caso pode ser bastante favorecido se o material em questão (alteração de quartzito de Curo Branco) for espalhado sem qualquer esforço de compactação.

A compactação é desnecessária sob ponto de vista de resistência e compressibilidade porquanto em ambos estes aspectos o que condiciona é a camada argilosa subjacente.

Tendo em mente a possível função de drenagem-absorção, muito depende do ritmo em que tiver que ser expelida a água da argila subjacente enquanto esta estiver sendo comprimida. Como é bem sabido tal ritmo de expulsão da água de compressão depende por um lado do ritmo com que se impuser a ascensão do aterro compactado em talude. Por outro lado, vemos que o ritmo de ascensão que solicita a fundação do pé do talude poderá ser atenuado realizando-se a extremidade do aterro em duas fases: primeiro, subindo rapidamente num talude, por exemplo, da ordem de IV:31; a seguir, mais lentamente e por incrementos, acrescentando a cumha de aterro entre o provisório supra e o definitivo. Por outro lado, é necessário lembrar que sob determinado carregamento (determinada altura alcançada pelo aterro) o volume d'água a ser expulso é grande só nos primeiros instantes, e a seguir rapidamente reduz de vazão.

Em resumo, prover uma ampla capacidade drenante-de-escoamento (associada a coeficiente de permeabilidade) constitui a solução de primeiro grau de aproximação empregada correntemente. No caso de haver interesse, técnico e econômico, será possível estudar soluções adequadas empregando principalmente o princípio drenagem-absorção.

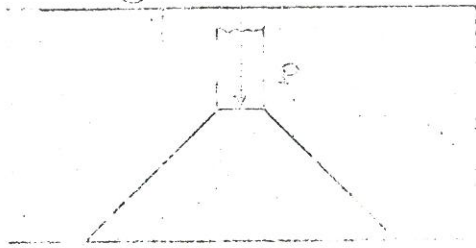
Aguardamos um pronunciamento o mais breve possível de W.S.S. quanto ao interesse em desenvolver tal estudo, para o qual também necessitamos de informações quanto a ritmos de subida previsto e necessário para o aterro junto ao pé dos taludes sobre os talveguas.

Parece-nos merecer interesse especial a hipótese do emprego inicial de um aterro abrandado visto que segundo a planta n.º. 0485-CF-02-002, depreendemos que praticamente todos os taludes da plataforma a constituir de imediato, serão no futuro estituídos a uma condição de aterro central pelo fato de que a área da plataforma será estendida. Isto posto o abrandamento provisório do talude (como se fosse mediante emprego de bermas de estabilização) não só mereceria interesse sob o ponto de vista de minimizar custos de drenagem, mas também embora representando uma certa parcela de pre-investimento, poderá ter interesse técnico e econômico com relação à extensão futura do aterro. Sem mais pelo presente subscrevemo-nos mai

Atenciosamente

Victor F. B. de Mello

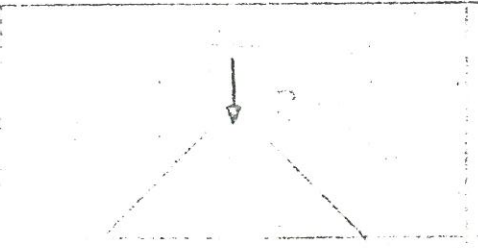
Victor F.B. de Mello



GC = 93%

GC = 93%

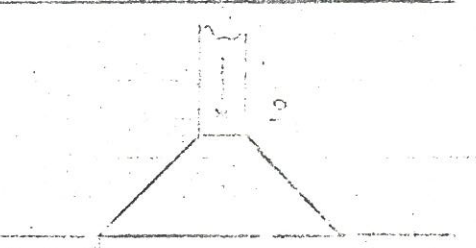
1ª alternativa



GC = 100%

GC = 93%

2ª alternativa

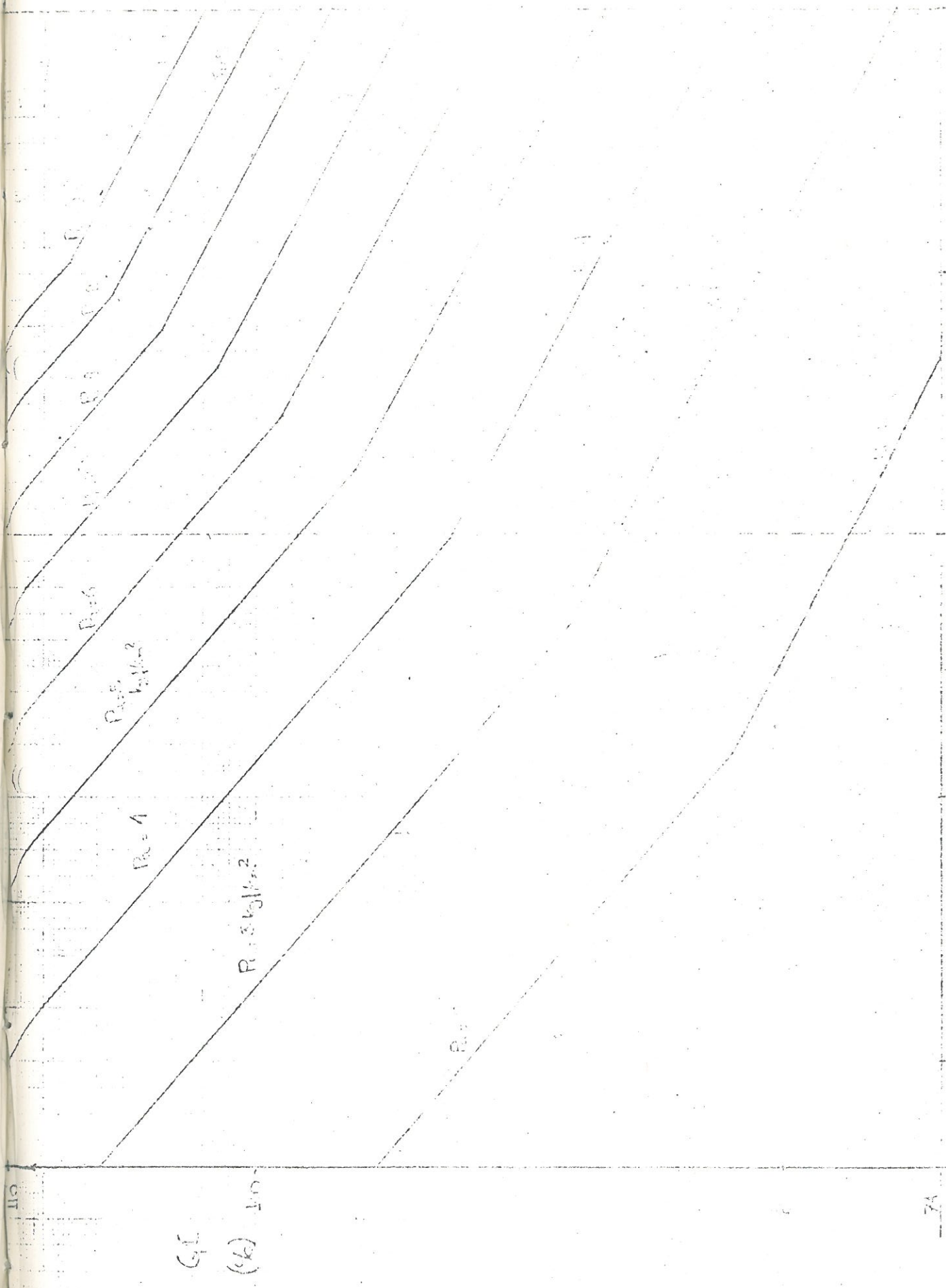


GC = 93%

GC = 93%

3ª alternativa

Fig 6



Y-axis label

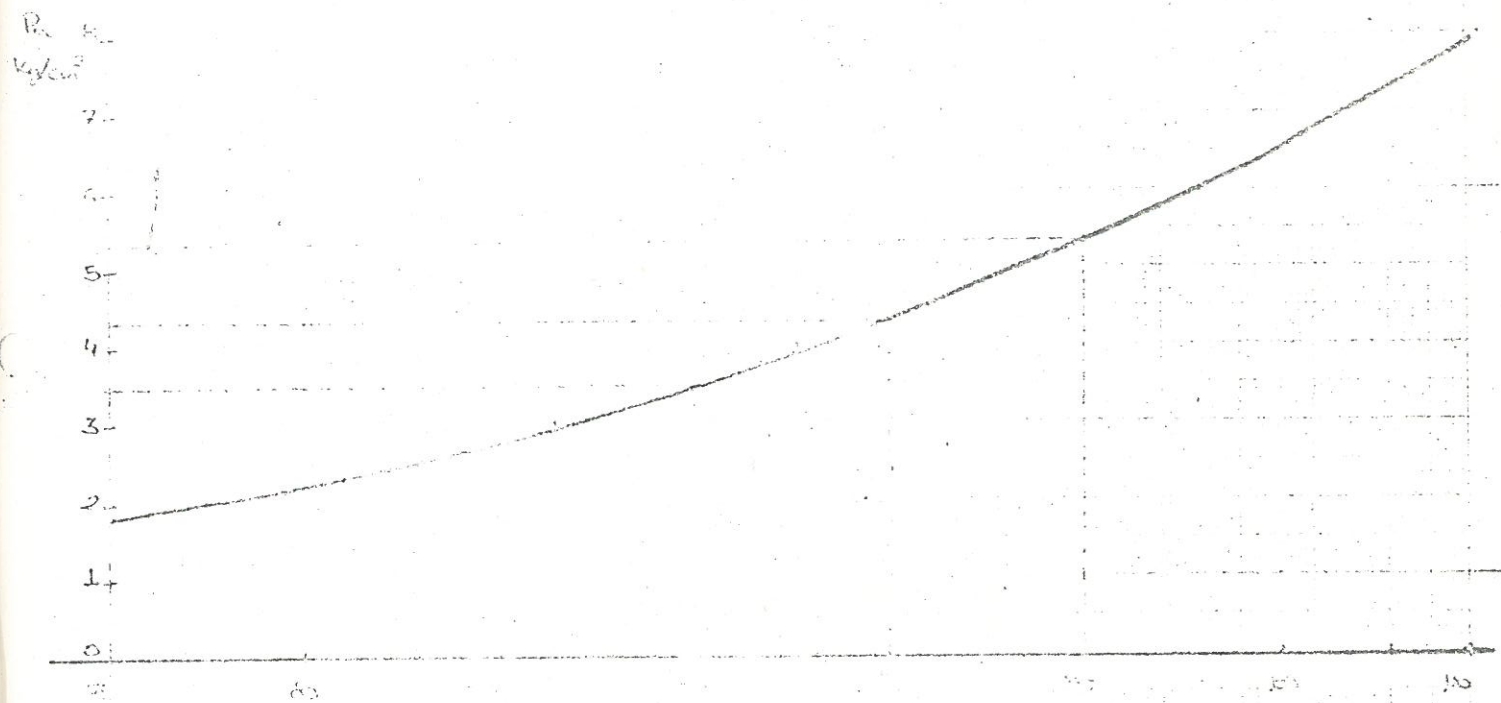
155

150

145

140

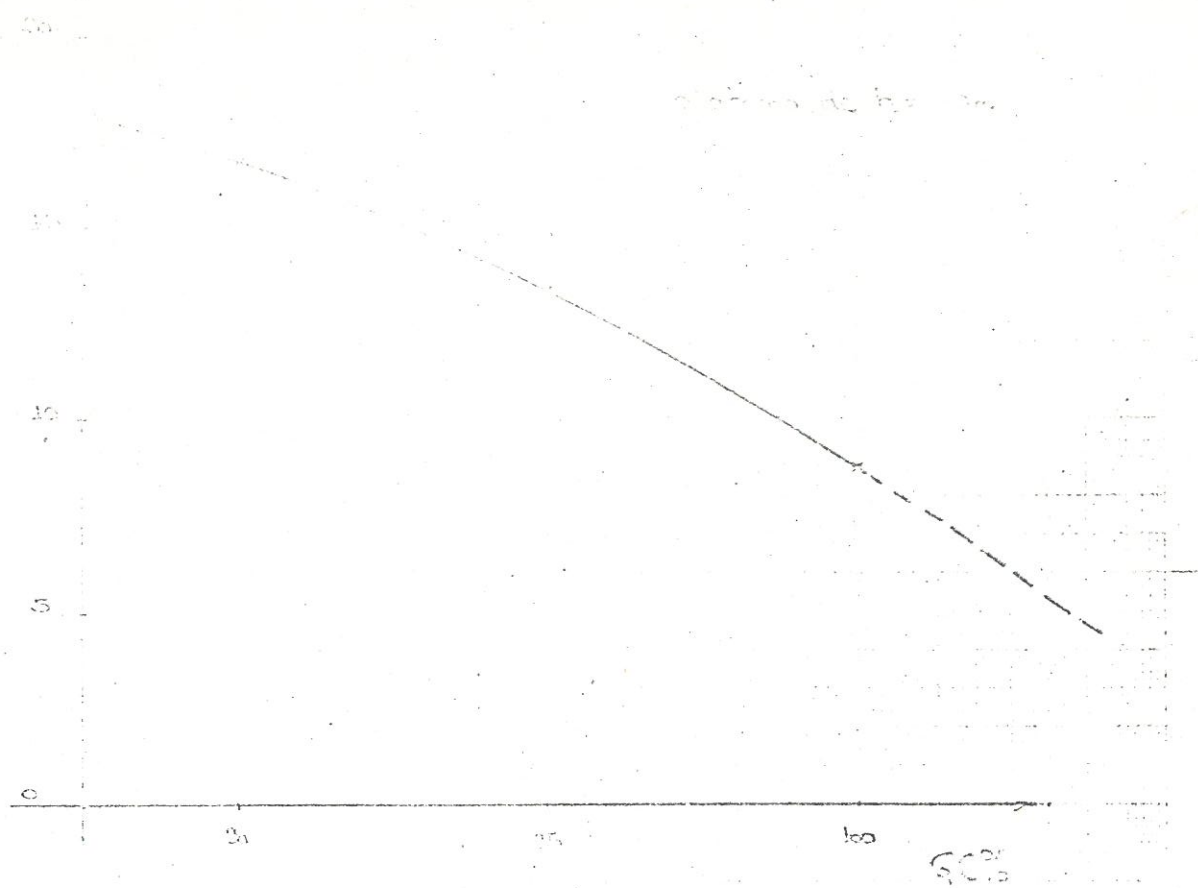
X-axis label



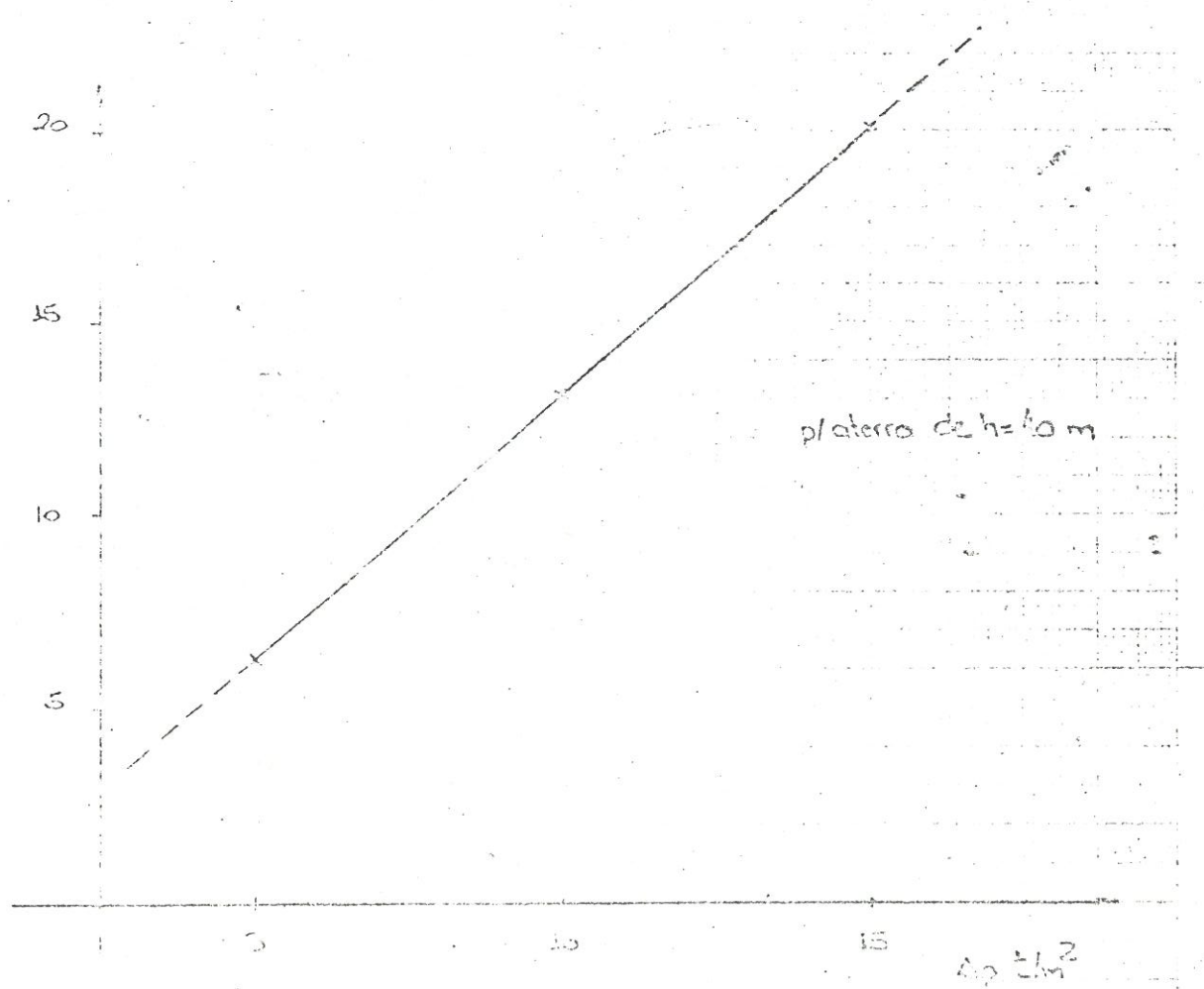
GC

Fig. 2.
ACM 271276

W_w (cm)
 100%



z (cm)
 pl GCD = 95%



VICTOR F. B. DE MELLO

AÇO MINAS GERAIS S/A
AÇOMINAS

000103/11.01.77

ARQUIVO DO PROJETO

075

AÇO-049177

São Paulo, 4 de Janeiro de 1977.

Aço Minas Gerais S.A.
Rua da Bahia, 1148-11º andar
Belo Horizonte -MG.

At.: -Eng. Rodrigo Soares
Ref.: -Barragem do Ribeirão Soledade.

Prezados Senhores,

Damos em mãos o relatório nº. 481-PR-31/76 da Geotécnica S.A. intitulado "Investigações Geotécnicas Complementares da Barragem do Ribeirão Soledade", que nos foi encaminhado por V. ISU/0994/76.

No referido relatório constam descrições dos perfis de 6 poços de inspeção que serviriam de base para a escolha de posições para a criteriosa extração de amostras indeformadas em bloco, conforme se vislumbrasse necessário. Contamos com a descrição visual-tátil pela qual os perfis foram subdivididos em horizontes aparentes. Infelizmente, porém, as descrições dos solos em aprego não foram complementadas com as indicações, que por estimativa experiente seria possível adiantar em primeiro grau de aproximação, quanto aos parâmetros geotécnicos prováveis com que deveríamos raciocinar.

Por motivo de economia tanto de prazos como de serviços eventualmente dispensáveis, havíamos sugerido recorrer a poços de inspeção, a serem executados por empresa especializada, visto que uma primeira estimativa do comportamento do solo pode bem ser fornecida através da inspeção visual-tátil, da qual resultam as identificações rápidas de quais os problemas a considerar. Por exemplo, é assim que trabalham todos os consultores (ex. Casagrande): reconhecendo que os parâmetros fundamentais de interesse são a resistência, a compressibilidade, e a permeabilidade, o consultor indicaria os parâmetros estimados de tais propriedades para cada um dos horizontes; ou, no mínimo, indicaria em que horizontes tal-e-tal comportamento não teria que ser investigado por ser aparentemente mais que satisfatório. Admitindo ser menos corrente entre nós a experiência de tais estimativas com relação a barragens, salientando que se não plenamente acatável prover indicações relativas a problemas de fundações de edifícios: por exemplo, qualquer consultor de fundações após inspecionado um poço fornece indicações para o dimensionamento de tubulões a céu aberto - indicações estas, portanto, que levam em conta os problemas de compressibilidades (recalques) bem como os de rutura (capacidade de carga); também qualquer consultor interpreta se a permeabilidade do solo é suficientemente baixa para não criar problemas de execução de perfurações abaixo do lençol freático.

Perante a lacuna constatada apressamo-nos em indagar de VV.SS. se haveria interesse numa nossa visita urgente de inspeção dos poços a fim de fornecer as diretrizes de projeto para a obra, fornecendo indicações dos parâmetros geotécnicos a adotar, bem como de quais os blocos indeformados a extrair e quais os ensaios geotécnicos a realizar para retificar ou ratificar as estimativas preliminares visual-táteis. Solicitamos nos informem imediatamente pois não desejariamos correr o risco de que por uma orientação que buscou abreviar o trabalho e tempo, ocorra justamente o oposto por se ter obviado à rotina de extração automática de blocos indeformados a cada poucos metros em cada poço. Os poços e horizontes descritos não nos parecem trazer surpresas, e portanto parece-nos podermos manter a impressão de que a barragem pretendida pode ser projetada e posta em construção essencialmente sem necessidade de ensaios específicos, aduzindo para a obra a farta experiência já coligada com solos inteiramente semelhantes.

Julgamos mais proveitoso em tais circunstâncias realizar alguns ensaios específicos na fase inicial da obra, empregando a teoria Bayesiana de probabilidades para quantificar as revisões de coeficientes de segurança dentro do processo iterativo de emprego de observações de obra para a revisão do projeto em seus pormenores, dentro dos conceitos básicos pre-estabelecidos.

Aguardando uma breve comunicação de VV.SS., subscrevemo-nos muito atentamente.

Victor F.B. de Mello

Victor F.B. de Mello

VICTOR F. B. DE NELLO

AÇO MINAS GERAIS S/A
AÇOMINAS

073
AÇM-040177

000102/11.01.77

São Paulo, 4 de Janeiro de 1977.

ARQUIVO DO PROJETO

Aço Minas Gerais S.A. - AÇOMINAS
Rua da Bahia, 1.148 - 11º andar
Belo Horizonte - MG.

At.: - Eng. Rodrigo Soares
Ref.: - Sondagens na Área da Usina, da
Ouro Branco.

Prezados Senhores,

Acusamos recebimento dos relatórios nº. A 10-PR-94/75 e A 11-PR-94 da Geotécnica S.A. que contem os resultados de quatro sondagens mistas (rotativa/percussão) sendo que as de nº. R1 e R2 no primeiro relatório e R3 e R4 no segundo.

A finalidade para que havíamos solicitado a execução de sondagens rotativas era para avaliar com mais precisão o onus de remoção do material rochoso de acordo com o que o projeto exigisse para a cota de greide: pretendia-se usar este dado como mais um fator a ser ponderado na escolha da locação da Usina, entre as alternativas A, B e C e não apoiar-se somente em dados de volume de solo terraplenado e momentos de transporte para tal escolha. Por motivos que não tivemos a oportunidade de saber foi escolhida a alternativa A e isto faz com que tenham temporariamente perdido utilidade as sondagens R1 e R2.

Quanto às R3 e R4, nada podemos adiantar pois não temos a locação das mesmas.

Reiteramos pedido do relatório anterior que a Geotécnica marque a localização das sondagens já executadas em planta topográfica, marcando inclusive a cota do terreno no local da sondagem e a cota do greide da Usina.

Sem mais para o momento subscrevemo-nos mui

Atenciosamente


Eng. Mario Cepollina

MC/ad.

Nº 125
Recebido EM 12/01
ISF
IEE
2 P. Ingo de ar.
Dr. Lino

RECEB'DO
17 JAN 1977
SECT. A

49 1011 77	
DESTINO	VISTO
Co. Relat.	

R1 → S 42

R3 → S 306

R2 → S 104

R4 → S 302

26 JUN 09 09 000278
Aço Minas Gerais S/A
Rua da Bahia, 1148 - 11º andar
Belo Horizonte - MG

São Paulo, 12 de Janeiro de 1977.

ARQUIVO DO PROJETO

At.: - Dr. Archimedes Viola
Ref.: - Compactação e comportamento de
aterro compactado.

COMPORTAMENTO DE MACIÇOS ARGILOSOS COMPACTADOS

Prezados Senhores,

Considerando o emprego cada vez mais difundido, necessário, e exigente, de aterros argilosos compactados em obras de terra, e a necessidade de se antever os comportamentos previsíveis em função da qualidade do material de empréstimo (tipo de solo) e das condições de compactação a exigir nas especificações construtivas (condições do solo, definidas em função dos parâmetros de compactação), resolvemos proceder a um estudo crítico apoiado em análise estatística de grande número de dados extraídos de publicações diversas, e de resultados de ensaios e de observações de obras de meu conhecimento pessoal.

Apresso-me em submeter-lhes o resultado de tal análise e síntese, solicitando que na medida do possível VV.SS. complementem os dados estatísticos para melhorar ou eventualmente retificar as regressões propostas para utilidade direta em projetos na fase de primeiro grau de aproximação.

1. Modelo mental de solo compactado comparado com solo não-compactado.

Uma análise bibliográfica, extensa, revela que historicamente sempre se considerou o solo compactado como um material homogêneo de propriedades melhoradas, essencialmente em analogia à comparação de areias densas vs. areias fofas. Tal modelo mental ainda perdura na grande maioria das situações quer de projeto, quer de pesquisas laboratoriais, quer de interpretações de observações de campo. Assim, por exemplo, os principais parâmetros geotécnicos num solo compactado são pesquisados e definidos (ex. c , c' , ϕ , ϕ' , $\bar{E}$, E) para todos os estados de tensão dos elementos de solo como se referindo ao mesmo material, homogêneo, seja denso (compactado) seja mais fofo (menores graus de compactação).

É fácil demonstrar que o modelo mental mais realístico, e único aceitável, é bem diferente. Um solo compactado é um solo preadensado até uma certa pressão (dependendo do rolo e do grau de compactação) e como tal é homogeneizado somente até a pressão de preadensamento. Assim, cada solo compactado tem que ser considerado como compreendendo no mínimo dois universos estatísticos distintos de parâmetros geotécnicos, os das pressões na faixa preadensada, e os das pressões na faixa de compressão virgem.

2. Mui pequena influencia de parâmetros de compactação sobre Índice de Compressão (compressibilidade virgem).

Na Fig. 1 (a) anexa reunimos a título de exemplo 10 ensaios edométricos especiais executados para investigar se na gama de variação corrente de parâmetros de compactação, ocorre uma influencia significativa e consistente, sobre os parâmetros de compressibilidade. Propositadamente selecionamos, de varias investigações semelhantes disponiveis, as referentes a solos de maiores compressibilidades. Cinco ensaios são sobre argilas de Salto Osorio, de limites de liquidez da ordem de 85%, unidade ótima da ordem de 40% : outros cinco ensaios representam um solo areno-argiloso médio muito corrente (ensaios executados pela CEMIG referentes à barragem de Emborcação).

A conclusão inescapável, de primeiro grau de aproximação, é que o Índice de Compressão C_c de dado solo pode ser aceite como essencialmente constante para dado solo, independentemente de variações de parâmetros de compactação.

3. Pressão nominal de preadensamento da compactação.

Admitida a premissa supra, procederam-se a regressões estatísticas diver-

sas, empregando dados de 168 ensaios edométricos sobre corpos de prova tallados pertencentes a blocos indeformados de maciços de barragens compactadas. As regressões fornecem meios para se estimar para qualquer solo (definido em função do valor de γ_o max respectivo) e da Porcentagem de Compactação PC% (desejada, especificada, ou registrada) qual será a pressão nominal de preadensamento da compactação. O gráfico da Fig. 1 (b) assinala melhor as tendências. É interessante notar que nos solos mais pronunciadamente arenosos (γ_o max de 1,8 e 1,9 t/m³) embora as regressões tenham dado um bom coeficiente de correlação, no caso de 1,8 t/m³, a correlação entre PC% e p_a kg/cm² não indica uma variação perceptível e consistente: o solo parece absorver uma certa pressão constante do esforço de compactação, e não mais (pelo menos no tocante ao efeito registrado que remanesce no c.p. tallado de amostra indeformada). Talvez caiba aqui uma distinção mais acentuada entre o comportamento do aterro in situ, e o que remanesce para registro em ensaios edométricos (as tensões capilares sendo menores nestes solos, a amostragem e tallagem faria perder uma maior proporção do efeito benéfico da compactação in situ).

O gráfico da Fig 1 (c) permite mais facilmente interpolar estimativas de p_a em função de PC% e γ_o max.

4. Justificativas da pressão nominal de preadensamento.

Na Fig.2 estão reunidos os principais dados que consegui extrair de bibliografia demonstrando claramente que o preadensamento provocado pela compactação é justificável em função de transmissão de pressões aplicadas à superfície da camada. Só existem dados referentes a pneumáticos; porém, cabe raciocinar que outros rôlos que provocam efeitos semelhantes (na densidade compactada) tem que ter aplicado tensões equivalentes em média. É importante observar que a medida que a camada em compactação fica mais firme, as tensões aplicadas por um pneu (com pressão interna constante) automaticamente aumentam (comparar "unyielding surface" contra "yielding surface"). Um dos efeitos de aumento de número de passadas é indubitavelmente este, além do efeito cumulativo de compressão por ciclos carga-descarga sucessivos.

Também é óbvio que a transmissão de tensões é muito maior à profundidade, em solo mais úmido, do que na compactação acentuadamente do lado seco. Na compactação do lado seco é indispensável ter muito cuidado com relações a gradientes de compactação (em barragens).

5. Compressibilidade acima da pressão de preadensamento.

Na Fig.3 forneço as bases para se estimar as compressibilidades de materiais compactados, acima da pressão de preadensamento respectiva, isto é, na gama de pressões da compressão virgem.

A correlação clássica de Terzaghi-Peck para solos sedimentares sugere de início a busca de uma correlação do Índice de Compressão C_c em função do limite de liquidez LL% do solo. De fato, observa-se que há uma boa regressão linear de C_c em função de LL, e, ademais, que as regressões resultam praticamente idênticas englobando todos os dados (incluindo as curvas em que a "quebra" na pressão de preadensamento não estava bem definida), $C_c = 0,00195(LL + 63)$, e considerando apenas os ensaios com curvas de aparência muito boa, $C_c = 0,00222(LL + 64,7)$.

É muito importante salientar alguns fatos claramente evidenciados pela estatística, e que pareceriam contrariar as impressões correntemente divulgadas, mas que sob o crivo de uma interpretação cuidadosa, vemos que coadunam perfeitamente com o comportamento físico-geotécnico visualizável. Em primeiro lugar é notável a diferença de inclinação das regressões, o que faz com que os C_c sejam essencialmente iguais em solos moderadamente argilosos ($35 \leq LL \leq 45\%$) emquanto que para um valor $LL = 70\%$ o C_c do solo sedimentar é cerca de 70% maior do que o do solo compactado. Em parte julgamos que o fenômeno confirma a observação que reiteradamente consignamos, de que os solos de empréstimos mais argilosos não se encontram in natura numa condição "totalmente plastificada" (na qual ocorrem as argilas sedimentares); o solo de empréstimo, e a seguir o mesmo solo na condição compactada, não alcança nem remotamente tal condição de desenvolvimento total das flocosferas das partículas unitárias corretamente associada a sedimentos saturados, e implícita nos ensaios de LL e LP. Em parte cabe também

ter em mente o fato de que a rotina de ensaio de LL frequentemente incorpora a separação da fração arenosa (acima de determinada peneira), o que elevaria os valores de LL enquanto a compressibilidade C_c diminuiria.

Em segundo lugar cabe reconhecer que a dispersão de resultados é grande: parece reconhecer-se intuitivamente que a dispersão deve ser maior do que a de solos sedimentares para os quais Terzaghi-Peck indicaram uma faixa de dispersão de $\pm 30\%$.

Reconhecendo que a densidade aparente seca de Proctor é um excelente parâmetro de classificação do solo, com a vantagem de não depender da plastificação total, nem de volumes totalmente dispares de amostra com alguma separação de fração grosseira, resolvi procurar uma regressão direta de C_c em função de $\gamma_{d, \max}$.

As regressões em função de $\gamma_{d, \max}$ são muito melhores do que as referidas ao LL, a ponto de que, a nosso ver, perca interesse para o caso de classificação de materiais de empréstimo, a execução de ensaios de LL. Ambas as regressões, usando apenas as curvas edométricas consideradas muito boas $C_c=0,2542(2,6688 - \gamma_{d, \max})$ e usando todas as curvas disponíveis $C_c=0,2117(2,70 - \gamma_{d, \max})$ indicam uma dispersão um tanto menor do que as regressões em função de LL, conforme se apresenta na Fig. 3 b: comparem-se também os coeficientes de correlação estatística. Merecerá interesse também o fato curioso de que as regressões puramente estatísticas indicaram uma condição fisicamente realística de que com uma eventual densidade aparente seca máxima equivalente à densidade dos grãos (portanto no limite de porosidade tendendo a zero) o índice de compressão se reduz a zero.

6. Compressibilidades relativas de materiais diversos, e absoluta desnecessidade (e mesmo contraindicação) de compactação elevada em areias.

Na Fig. 4 reunimos os dados de dois solos extremos empregados para núcleo de barragem, o mais argiloso (ex. Salto Osorio) e o mais granular (ex. Groville). Observe-se primeiro que um solo granular muito bem graduado, tal como o de Oroville (coeficientes de não-uniformidade de 1000 a 2500) chega a coeficientes de permeabilidade praticamente tão baixos quanto os de um solo argiloso: também em tais materiais muito bem graduados uma pequena variação do teor de finos provoca acentuada variação do coeficiente de permeabilidade.

Observe-se a seguir que a compactação efetivamente homogeneiza a deformabilidade de todos os materiais (até valores da pressão de preadensamento). As diferenças passam a ser grandes em barragens e aterros altos, e muito serias em barragens muito altas, pois que segundo o modelo realístico de compressibilidade discutido, a vantagem da precompressão é total para aterros até cerca de 20 a 30 m de altura; e, a seguir, nula. Portanto onde o aterro exceda de 20 a 30 m, começam a se acentuar as diferenças em função das qualidades dos materiais (ver Fig. 4).

Finalmente é importante enfatizar que qualquer areia pura, devido ao grande número de contactos grão a grão, resulta muito menos compressível do que qualquer dos solos para núcleo. A diferença não é perceptível na comparação de compressibilidades abaixo da pressão nominal de preadensamento da compactação: porém no caso de barragens altas e aterros muito espessos a diferença é muito significativa. Compreende-se portanto que é absolutamente desnecessário (e mesmo desfavorável) exigir a compactação de filtros a elevadas compacidade relativas (ex. 65% CR que corresponde a aproximadamente 96% PC): o que se deseja é apenas uma vibração prolongada e de leve para maximizar as tendências de caminhamento das partículas até seu arranjo mais estável, evitando assim interstícios maiores ou estruturas ocas em arranjos de favos.

7. Compressibilidade de campo comparada com as compressibilidades determinadas através de ensaios de laboratório.

Na Fig. 5 reunimos todos os dados pertinentes referentes a um solo dos mais compressíveis, a argila porosa vermelha de basalto decomposto empregada para a construção da barragem de Salto Osorio. Incluem-se ensaios edométricos, ensaios de compressibilidade em amostras de 4" de diâmetro realizados em câmara triaxial (com tensão anisotrópica) e os ensaios K_0 . Incluem-se amostras especialmente moldadas em laboratório, para controle de parâmetros de compactação, e também amostras talladas de blocos indeformados extraídos do aterro compactado.

As evidências são simples e confirmam as intuições ditadas pela exper-

ciência na Engenharia e é bem aplicada. Principalmente, em todos os ensaios a dispersão de resultados de corpo de prova a corpo de prova é muito grande: assim, para fins práticos recorrendo a variabilidade do maciço compactado à escala das dimensões dos corpos de prova, não tem sentido realizar ensaios pretendendo detectar diferenças de compressibilidades em função de condições de moldagem. Na mesma forma observa-se que a faixa de resultados é essencialmente a mesma para todos os tipos de ensaios: portanto, para fins práticos, basta realizar ensaios edométricos por serem os mais correntes e práticos. Em ambas estas afirmações cabe salientar que a dispersão de resultados não preocupa perante um problema de compressibilidades, porquanto o comportamento do maciço é determinado pela estatística de médias: o que interessa é realizar um mínimo de 10 a 12 ensaios, superpo-los todos num gráfico, e determinar o comportamento médio.

Finalmente a mais importante conclusão resulta da comparação da curva de compressões registradas no campo. Estas curvas tem que ser traçadas em função de $\log p$ a fim de assinalarem a pressão nominal de preadensamento. Ao extrapolar os resultados de medidas, de pressões baixas para pressões altas, é indispensável ter em conta a distinção entre os dois universos, o preadensado e o normalmente adensado. Outra conclusão extremamente importante é que a compressão no campo é significativamente menor do que a deduzida a partir de ensaios: pelo menos nas pressões baixas até um pouco acima da pressão nominal de preadensamento este fator é muito significativo. Neste particular o comportamento não difere muito do que se tem registrado no tocante a recalques de argilas preadensadas de fundação, nas quais os recalques observados tem sido da ordem de $1/3$ a $1/5$ do que seria estimado diretamente a partir do trecho inicial da curva edométrica (devido a efeitos inexoráveis de amostragem e talhagem etc.): autores diversos recomendam o emprego mais apropriado de indicações da curva de recompressão após um, dois, ou mais ciclos de carga-descarga no ensaio edométrico.

Cabe salientar que em ensaios moldados em laboratório, ocorre a tendência de uma desintegração e plastificação maior dos núcleos granulares do solo, em função do que as moldagens dos c.p. e as compressibilidades resultam desfavoráveis em comparação com os blocos indeformados do campo.

Com relação à observação da pressão de preadensamento nos dados de compressão do campo, cabe notar a necessidade da escolha de uma escala conveniente (ver Fig.5 e).

Finalmente salientamos que os recalques observados em Salto Osório foram muito uniformes, confirmando a interveniência de um comportamento médio.

A fim de melhor comprovar as afirmações referentes à pressão de preadensamento de campo, à uniformidade de recalques de campo, e às compressões de campo bem inferiores às dos ensaios edométricos, na Fig.6 acham-se reunidos os dados análogos das barragens de Paraibuna - Paraitinga, em que os aterros alcançam altura significativamente maior (favorecendo a determinação da pressão de preadensamento) e o número de dados de compressões de campo é abundante.

8. Coefficientes de permeabilidade de aterros compactados.

Na Fig.7 anexa reunimos todos os dados encontrados em publicações conjuntamente com os principais dados de nossa experiência pessoal. Uma vez reconhecido que o modelo mental de material homogêneo é inadmissível, passa a ser necessário investigar as variações de coeficiente de permeabilidade.

Embora sejam poucos os dados, registra-se que os coeficientes de permeabilidade horizontais podem ser tomados como cerca de 9 vezes os valores verticais. Também em função da compressão de um modo geral o coeficiente de permeabilidade diminui para cerca de um centésimo do valor original, sob uma pressão de cerca de 15 a 20 Kg/cm^2 .

9. Emoltoria de resistência ao cisalhamento.

Discute-se aqui apenas a equação de resistência sob pressões efetivas, pois que há cerca de 15 anos (Conferência de Resistência ao Cisalhamento da ASCE, Boulder Colorado, 1960) está bem estabelecido que problemas de estabilidade só devem ser analisados em função de pressões efetivas, deixando o parâmetro de pressões

neutras u como a variável mais importante sobre a qual aplicar estimativas críticas.

Na Fig. 8 apresentam-se as indicações obrigatórias quanto à interpretação da envoltória de resistência, tendo em conta no mínimo os dois universos estatísticos distintos, o de compressão virgem (Universo I) e o do trecho preadensado (Universo II). Regressões lineares que não reconheçam esta distinção erram: seja contra a economia seja contra a segurança, dependendo da gama de tensões para as quais a regressão for estabelecida, comparada com a gama de tensões em jogo nos círculos eventuais de escorregamento.

Cabe salientar que devemos reconhecer um terceiro Universo estatístico (Universo III) para tensões muito baixas em comparação com a pressão de preadensamento (valores de Overconsolidation Ratio OCR mais altos do que cerca de 8 a 10) pois que em tais casos ocorrem tensões neutras negativas, levando o solo a inchar. Perante fenômenos de longo prazo, particularmente em situações em que o solo tem acesso a unidade e água, a prudência manda considerar que o inchamento levará a coesão a cair a zero no Universo III. Não há, porém, motivo de admitir uma perda da coesão paramétrica da equação do Universo II.

Na Fig. 8(b) resumem-se as indicações decorrentes das correlações estatísticas das Figs. 1, 3 e 7 com respeito aos incrementos de pressões de compactação que seriam exigidos para aumentar os graus de compactação de 95% para 105% em solo mais e menos argiloso. Observa-se que num solo mais arenoso em princípio haverá necessidade de maior incremento de energia de compactação. Consequentemente, poderá esperar-se que um aumento de grau de compactação trará maiores aumentos de resistência (preadensada) num solo menos argiloso, tanto pelo maior incremento de pressão normal, como pelo ângulo de atrito efetivo virgem presumivelmente maior.

10. Pressões neutras de período construtivo.

Na Fig. 9 resumimos algumas indicações de rotina referentes ao problema de pressões neutras de período construtivo, que tem sido um dos fatores classicamente considerado como condicionante no tocante à limitação de altos teores de unidade de compactação.

Inicialmente reproduzem-se os resultados históricos de observações de piezômetros que geraram preocupações por motivo de pressões neutras muito altas (observações julgadas corretas na época, mas há muito reconhecidas erradas). Tanto por uma certa saturação ao redor da célula, como por incapacidade de resistir a sucções (e a registra-las) as melhores leituras (de laboratório e de campo) até ao redor de 1965 sempre foram erradas e exageradas na fase inicial de carregamento.

Enquanto isso a prática de análise de estabilidade empregando um coeficiente $\bar{B}$ ou $\bar{u}_u = u / \gamma z$ constante, criou dois problemas muito desfavoráveis à interpretação geotécnica. Primeiramente, como no início γz parte do zero, qualquer valor inicial de u observado, dividido por um valor próximo de zero, fornece relações absurdas tendendo para o infinito. A resposta a este problema é, obviamente, calcular $\bar{B}$ ou $\bar{u}_u$ exclusivamente na base de $\Delta u / \Delta \sigma$, aceitando como fisicamente válidos somente valores positivos. Em segundo lugar, a linearização de $\bar{u}_u$ (a partir da origem $u = \sigma = 0$) só pode ser francamente desfavorável a aterros baixos tornando-os antieconômicos, enquanto poderia correr o risco de ser contra a segurança para círculos profundos eventuais (embora o equilíbrio estático do círculo profundo seja geralmente mais favorável do que necessário para compensar a instabilidade eventual devida ao u).

Já adotando umas curvas de segundo grau $u = f(\sigma)$ conforme sugeridas por Bishop e Bjerrum 1960 (ASCE Shear Research, Boulder) e Casagrande et al. (Harvard Soil Mechanics Series 61, 65, 70, 74; 1960, 1962, 1963, 1964) é possível demonstrar que os riscos de instabilidade de período construtivo são muito remotos. A fortiori se constata tal fato, se reconhecemos que o desenvolvimento de pressões neutras $\Delta u / \Delta \sigma$ é muito lento no universo de recompressão (abaixo de pressão de preadensamento) em comparação com o universo de compressão virgem.

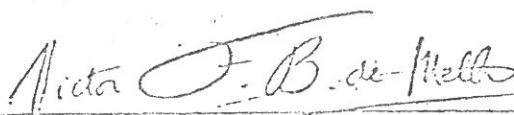
Na Fig. 9 figuram alguns dados da barragem de Salto Osório completando o quadro consistente de que o desenvolvimento $\Delta u / \Delta \sigma$ condiz com os dois universos estatísticos gerados pela compactação.

Em resumo prático pode-se visualizar que perante os equipamentos pesados de terraplenagem e de compactação atualmente empregados o condicionamento quanto a unidades máximas de compactação chega a ser aproximadamente definido pela tráfegabilidade. Se o aterro não é excessivamente úmido a ponto de "romper" (formando superfícies espelho de supercompactação) sob as pressões da terraplenagem e compactação, chegando assim a absorver energia útil de compactação refletida na pressão de preadensamento, são mui pequenas as probabilidades de uma rutura (do próprio aterro) por pressões neutras de período construtivo.

Oportunamente encaminharei uma apreciação avançada do problema de estabilidade em período construtivo.

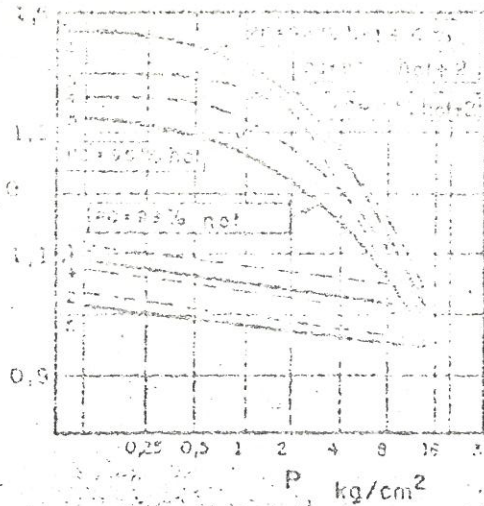
Sem mais pelo presente subscrevo-me mui

Atenciosamente

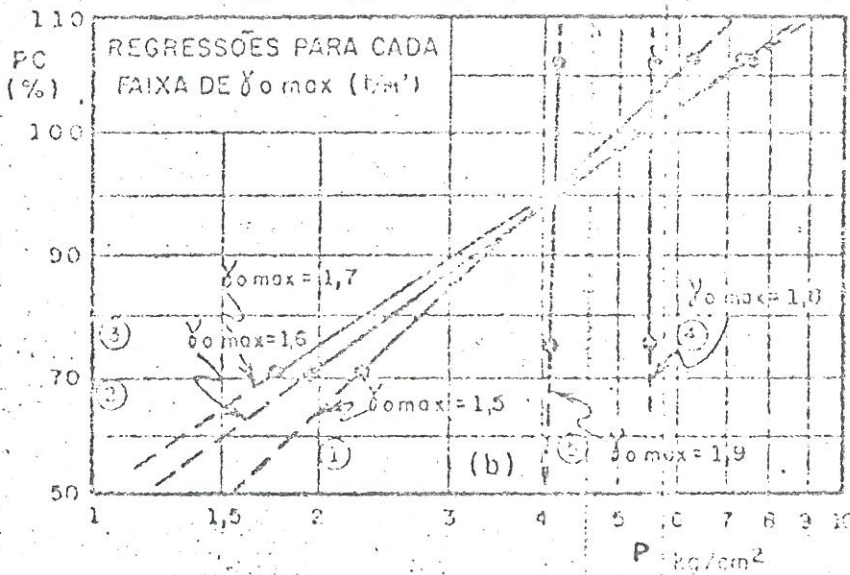
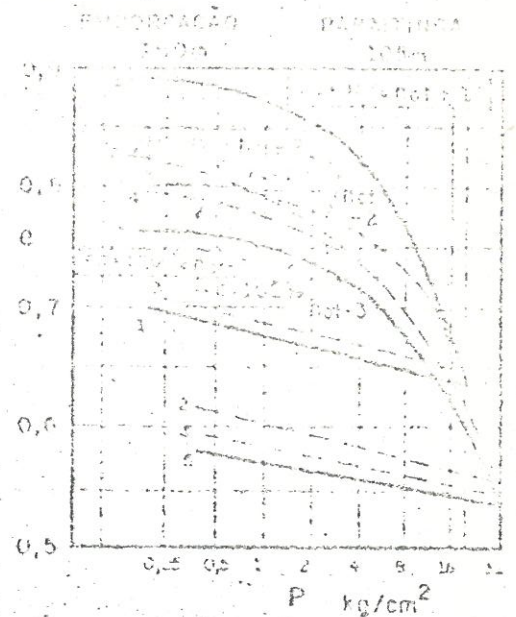


Victor F.B. de Mello

VFBM/ad.



(a)



- ① $\log P = -5.35 + 0.017 PC + 2.92 \gamma_{o \max}$
COEF. DE CORRELAÇÃO = 0.75 $n = 45$
- ② $\log P = 0.05 + 0.002 PC - 1.07 \gamma_{o \max}$
 $r = 0.83$, $n = 52$
- ③ $\log P = 4.67 + 0.004 PC + 1.74 \gamma_{o \max}$
 $r = 0.65$, $n = 51$
- ④ $\log P = 4.52 + 0.0002 PC - 2.11 \gamma_{o \max}$
 $r = 0.55$, $n = 52$
- ⑤ $\log P = 1.50 + 0.001 PC - 0.42 \gamma_{o \max}$
 $r = 0.28$, $n = 50$

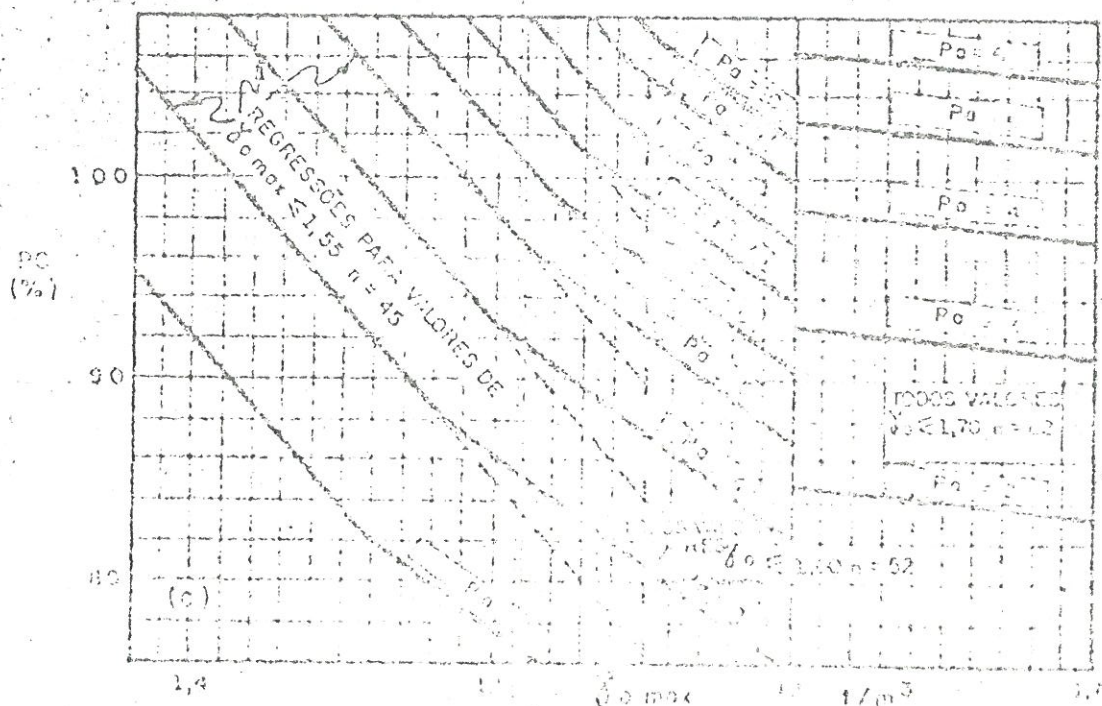
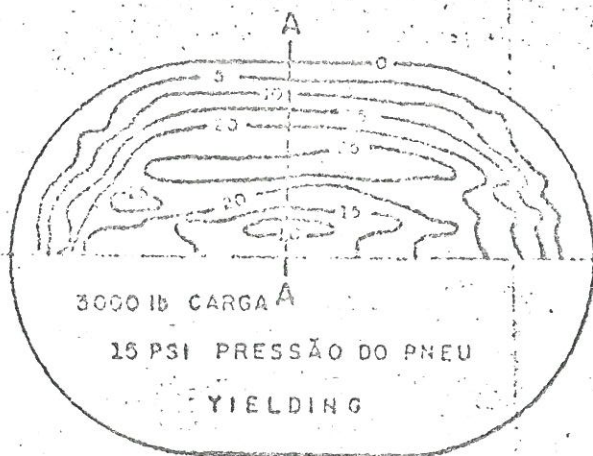
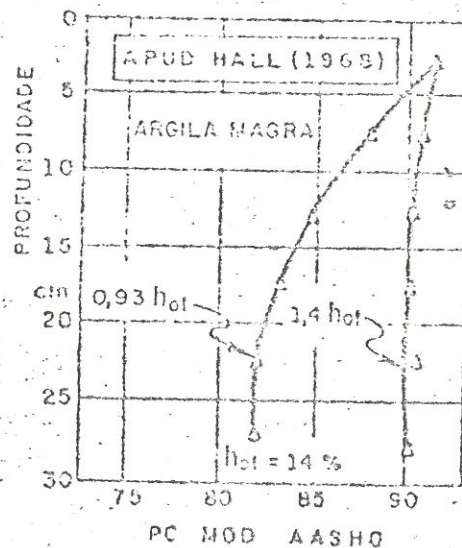
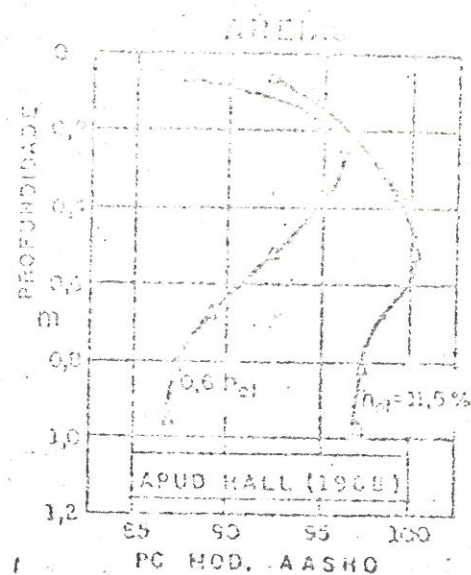
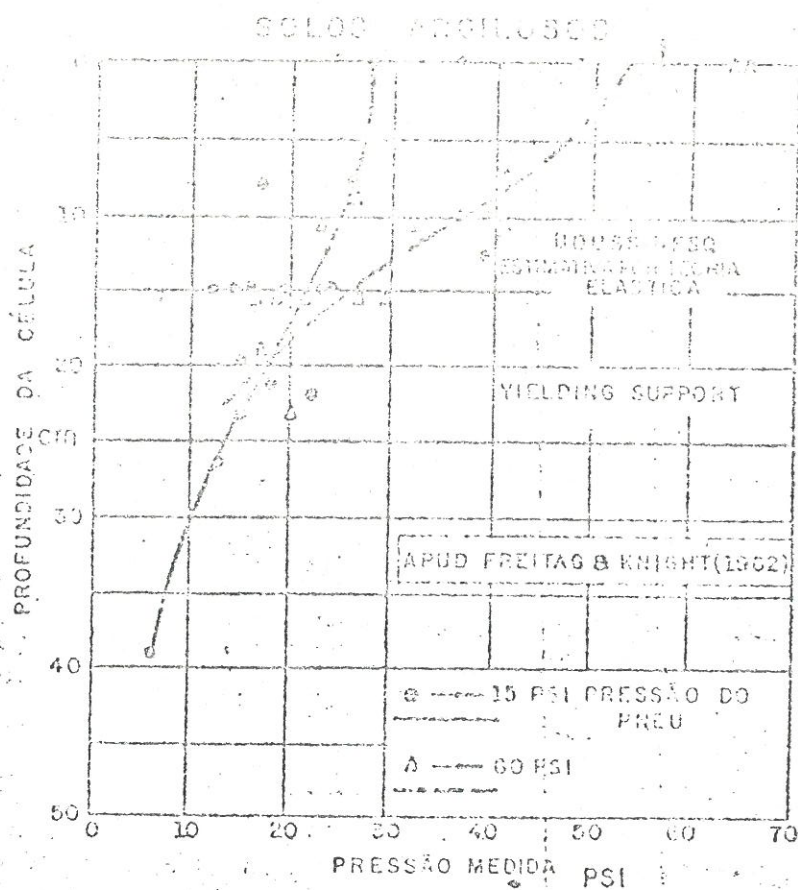
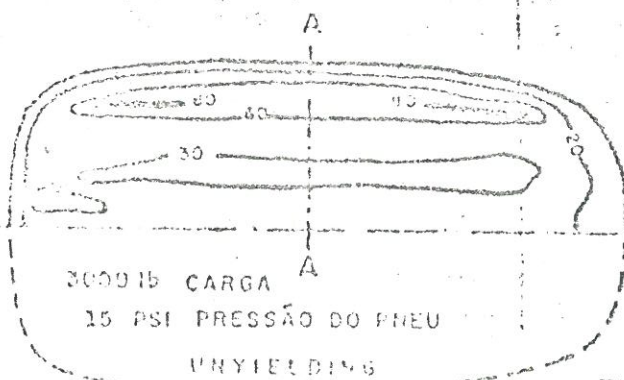


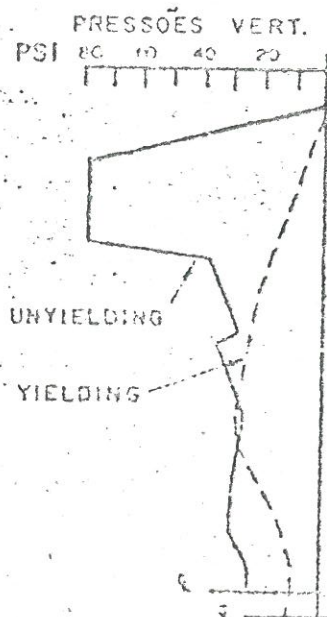
FIG. 1 BASES PARA ESTIMAR PRESSÃO DE PREADENHIMENTO DA COMPACTAÇÃO



APUD FREITAS ET AL (1965)



APUD FREITAS & GELIN (1962)



SEÇÃO A A

FIG. 2 DADOS DE PRESSÕES TRANSMITIDAS

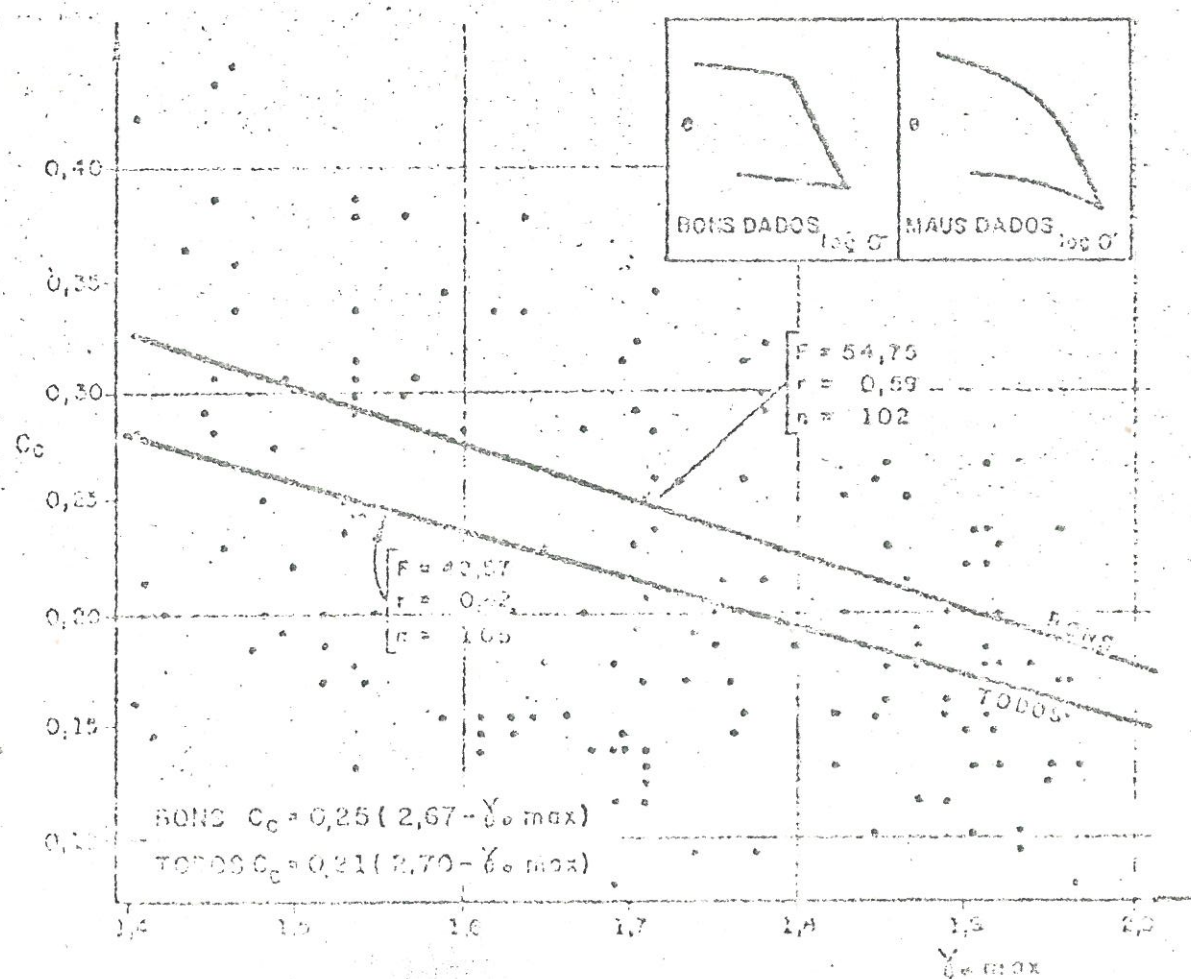
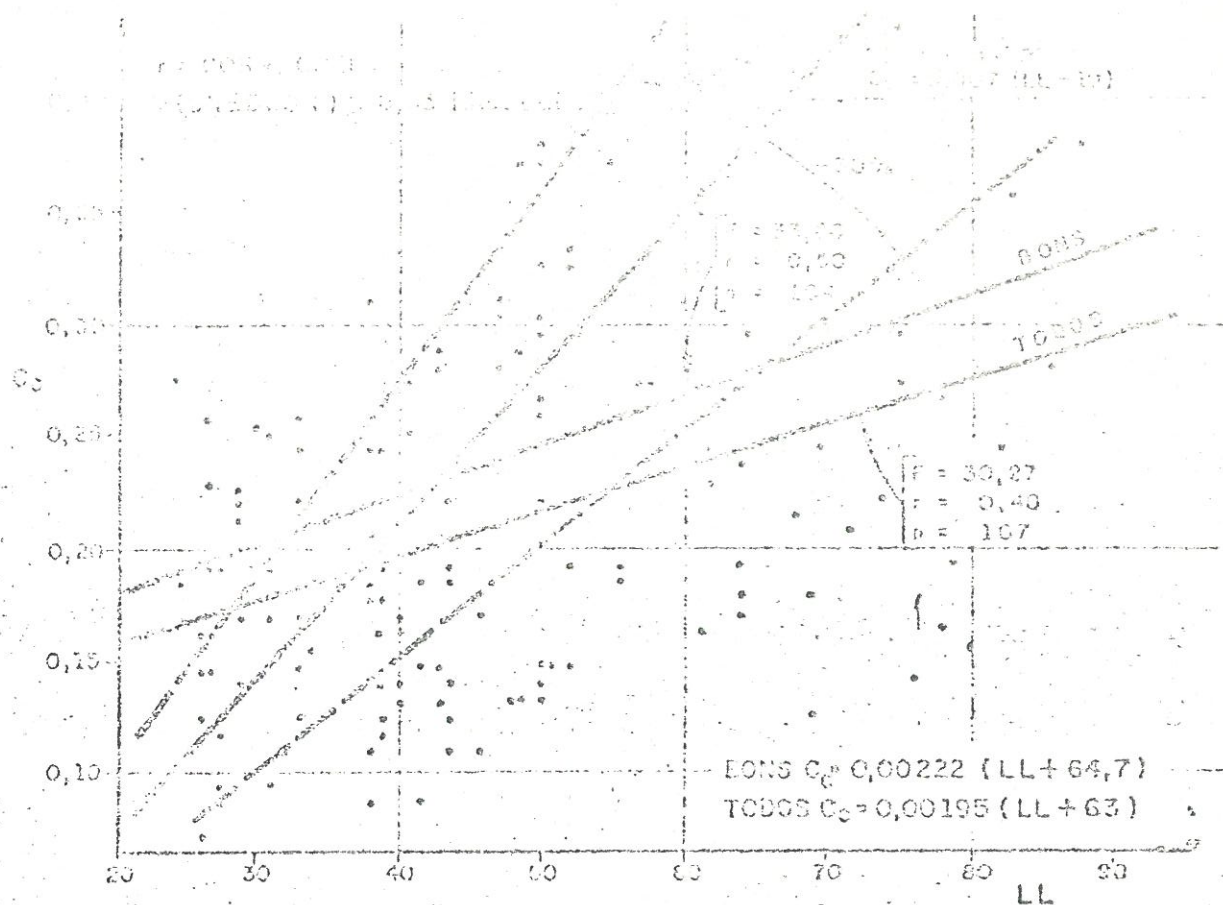


FIG. 3 BASES PARA ESTIMAR INDICE DE COMPACTAÇÃO DE SOLOS COMPACTADOS

DEFORM. ESPEC. EDCOMETRICA $\epsilon = \frac{\Delta l}{l_0}$: E $\frac{kg}{cm^2}$									
COMPRESSÃO								RECOMPRESSÃO	
σ 0,5-4,0 kg/cm ²		4,0-10,0 kg/cm ²		10,0-20,0 kg/cm ²		20,0-40,0 kg/cm ²		40,0-100,0 kg/cm ²	
ϵ	E	ϵ	E	ϵ	E	ϵ	E	ϵ	E
	3,03	120							
			3,79	160					
					8,01	210			
							1,96	460	
	0,78	450							
			0,44	1360					
	0,45	780			0,01	2600			
			0,43	1400					
					0,92	1760	0,14	6800	
	0,25	1400							
			0,06	10000					
					0,43	3500	0,15	7000	
	2,41	150							
			2,11	280					
					4,21	380			
							1,53	620	
	2,70	130							
			2,53	230					
					4,77	340	1,19	800	

ERIAS DIFERENTES

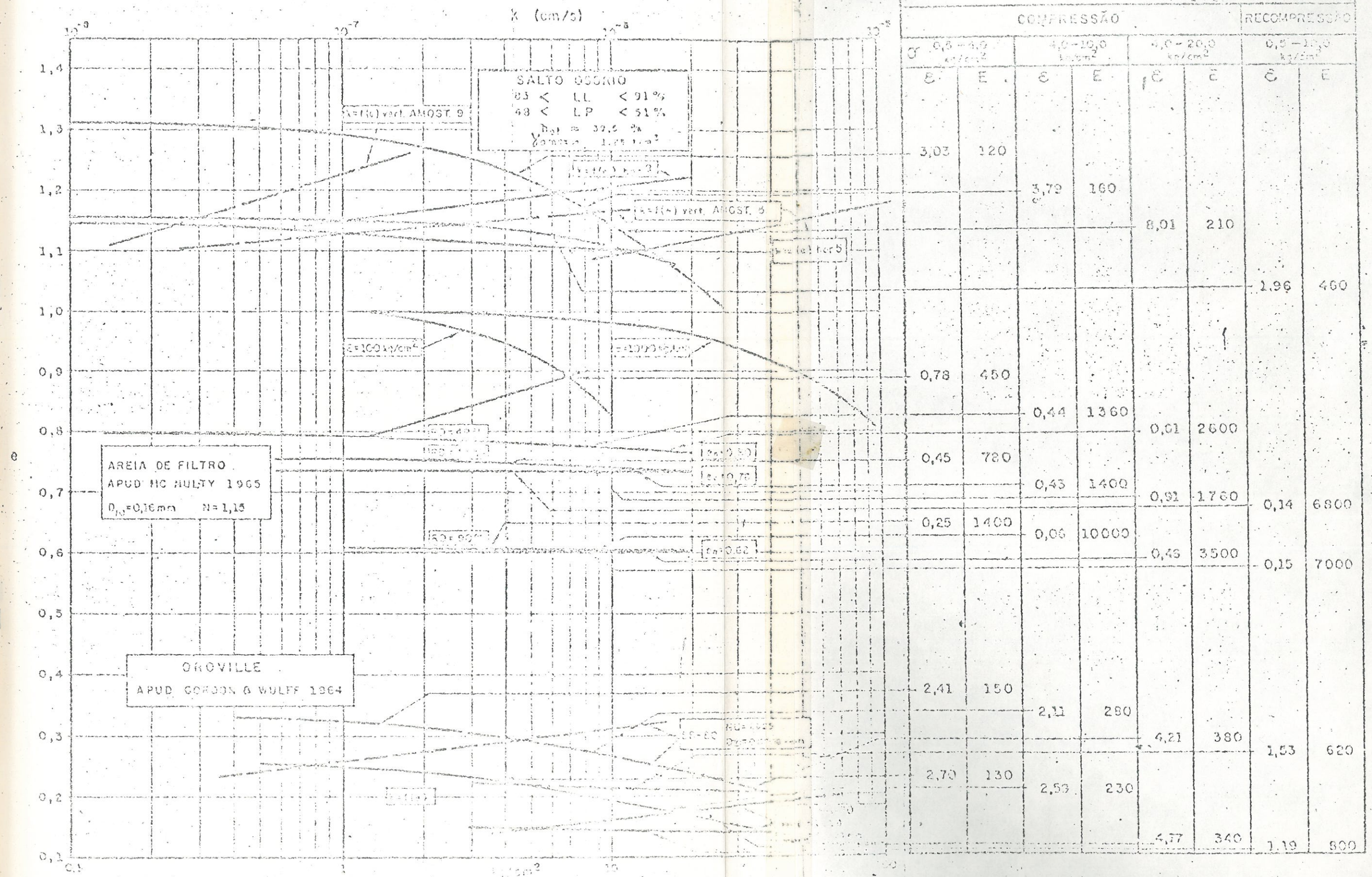


FIG. 4 COMPARAÇÃO DE COMPRESSIBILIDADES ESPECÍFICAS DE MATERIAIS DIFERENTES

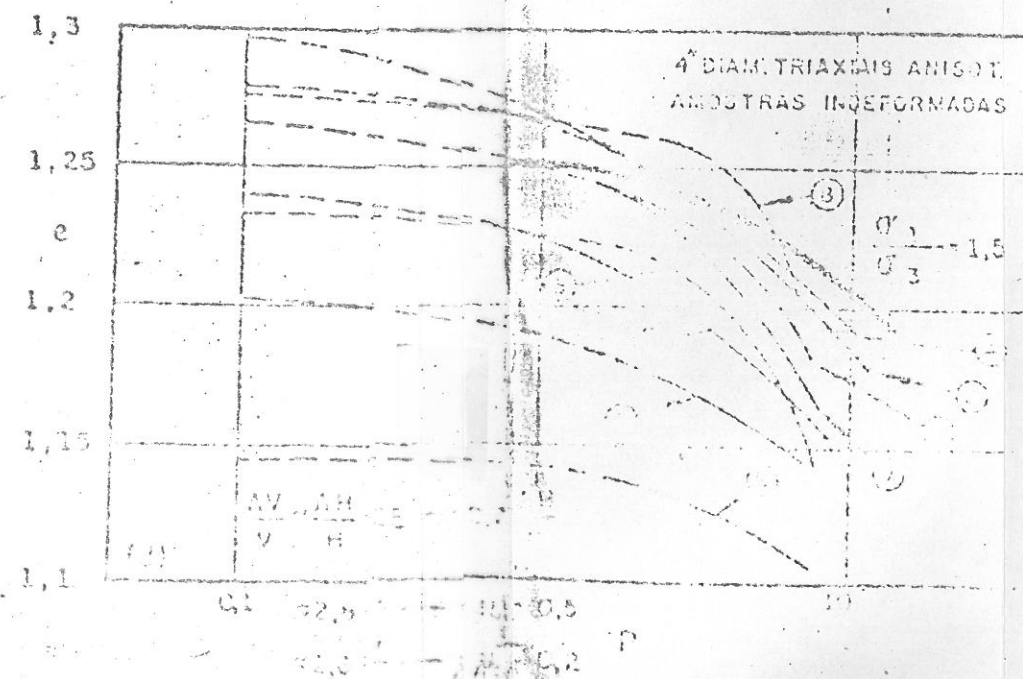
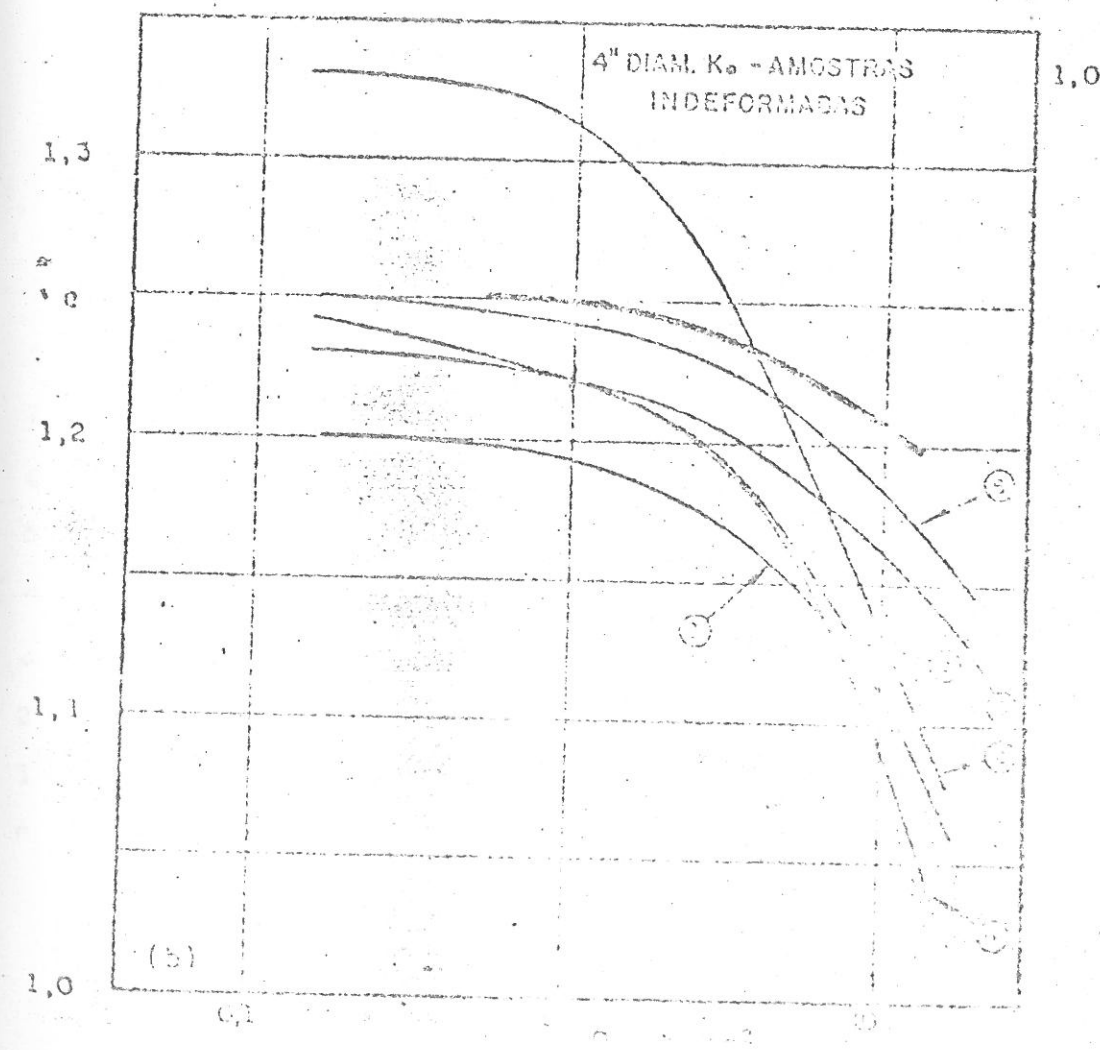
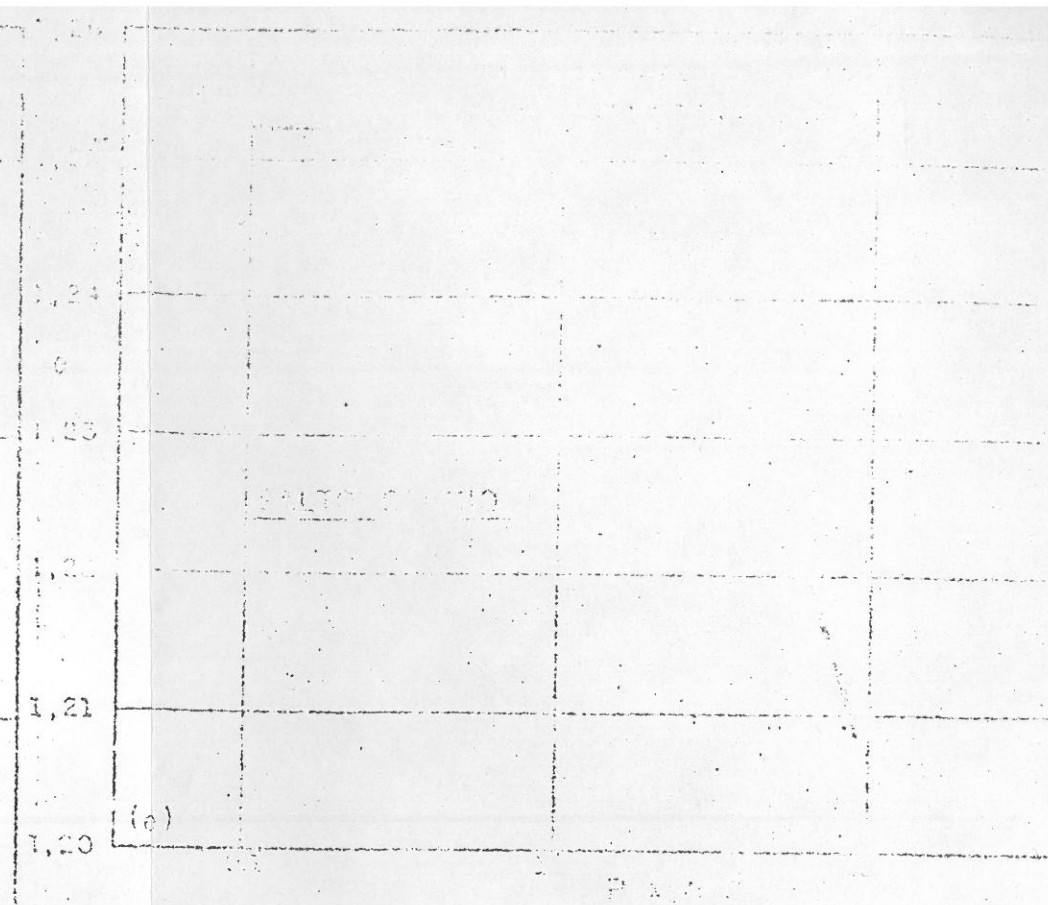
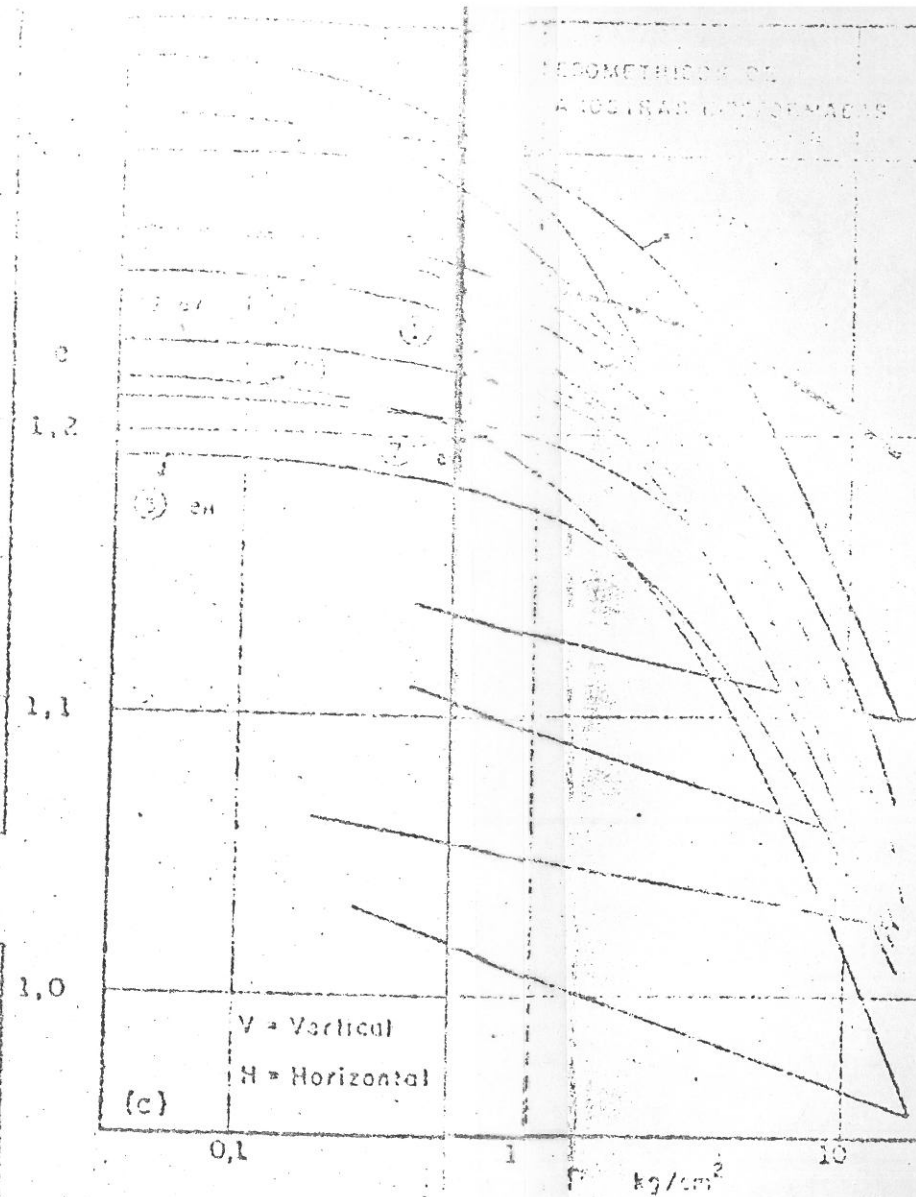
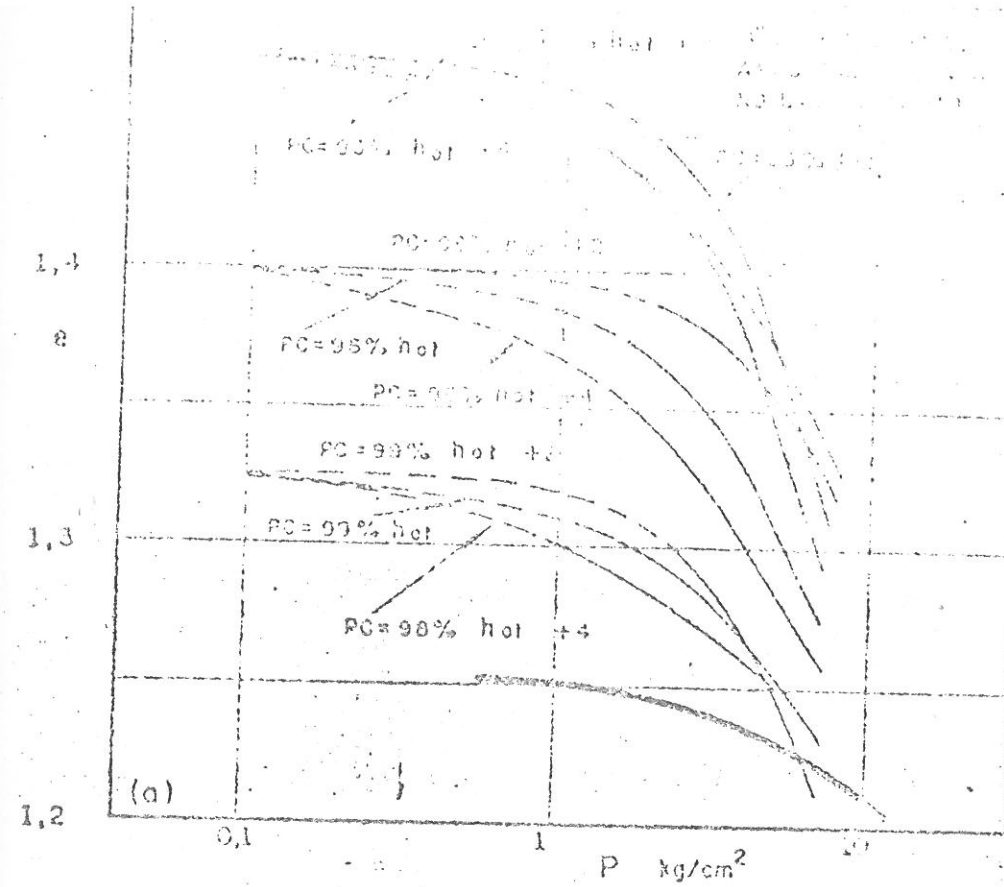


FIG. 5 COMPARAÇÃO DE COMpressIBILIDADES DE ENSAIOS DIVERSOS E CAMPO,

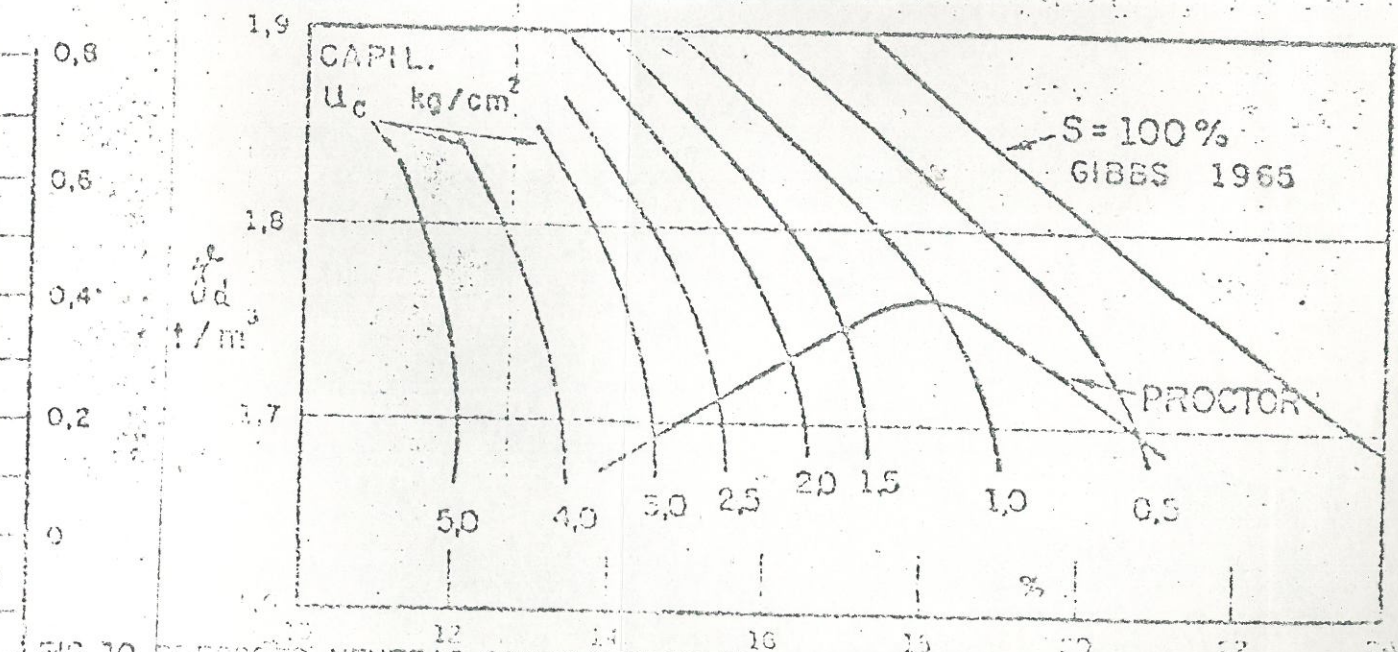
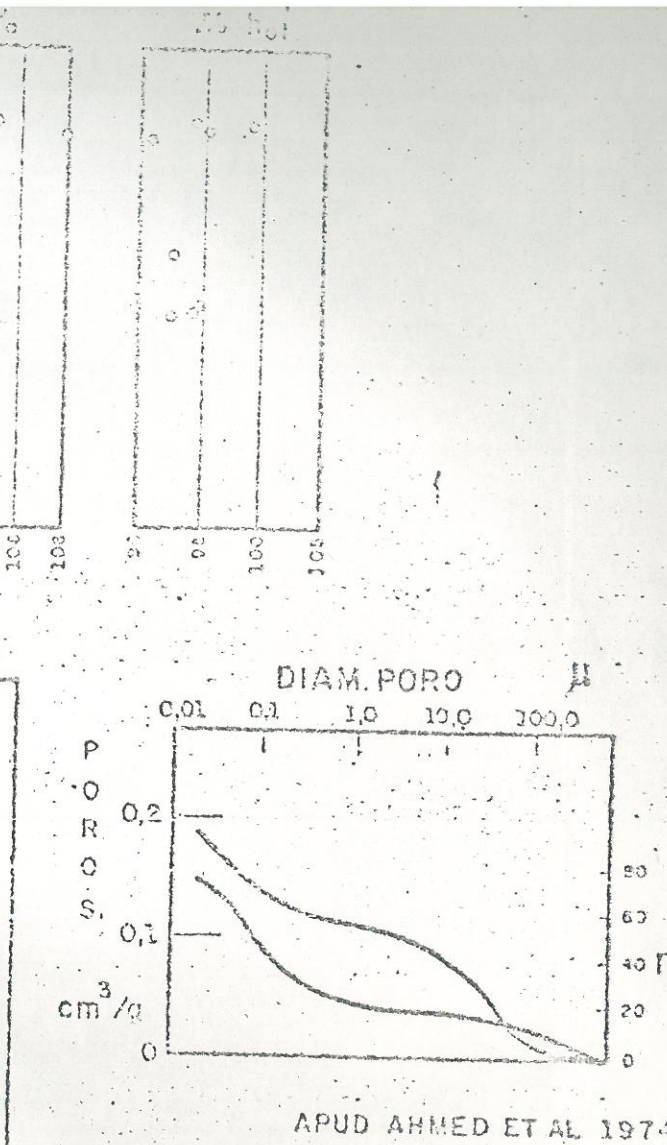
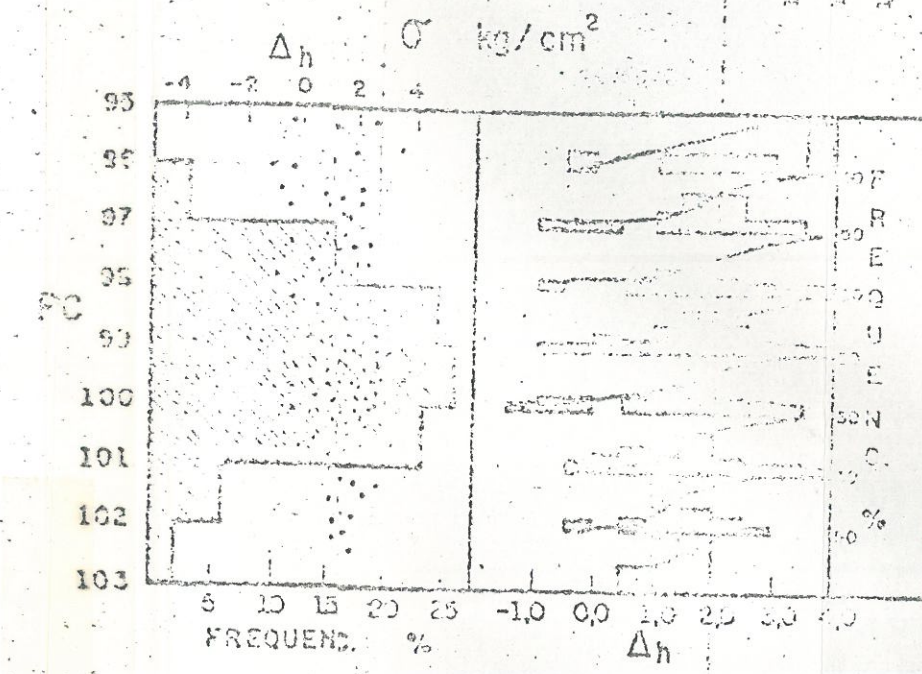
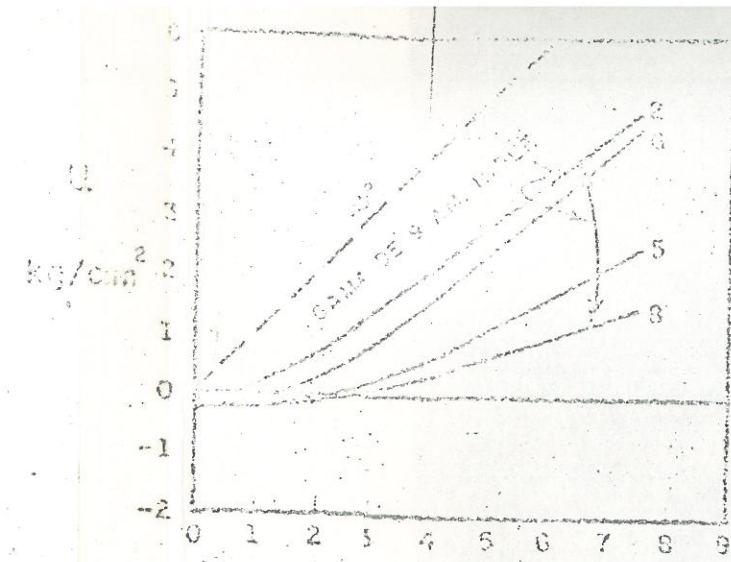
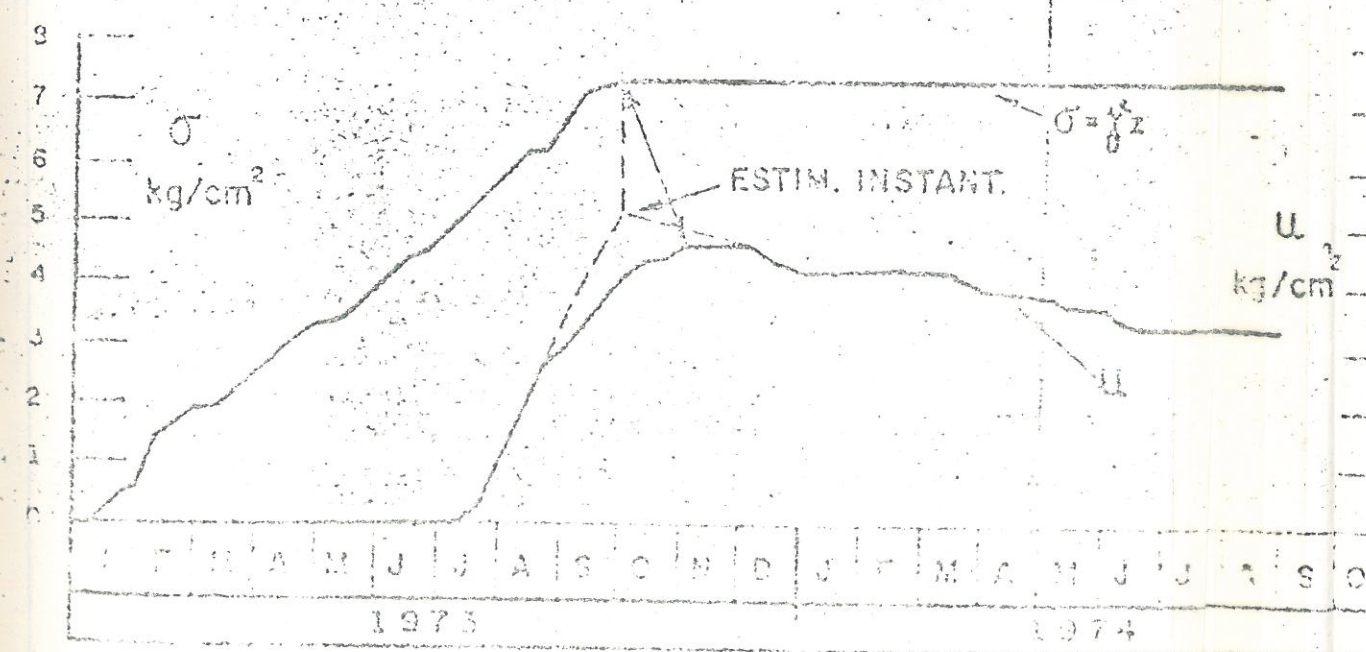
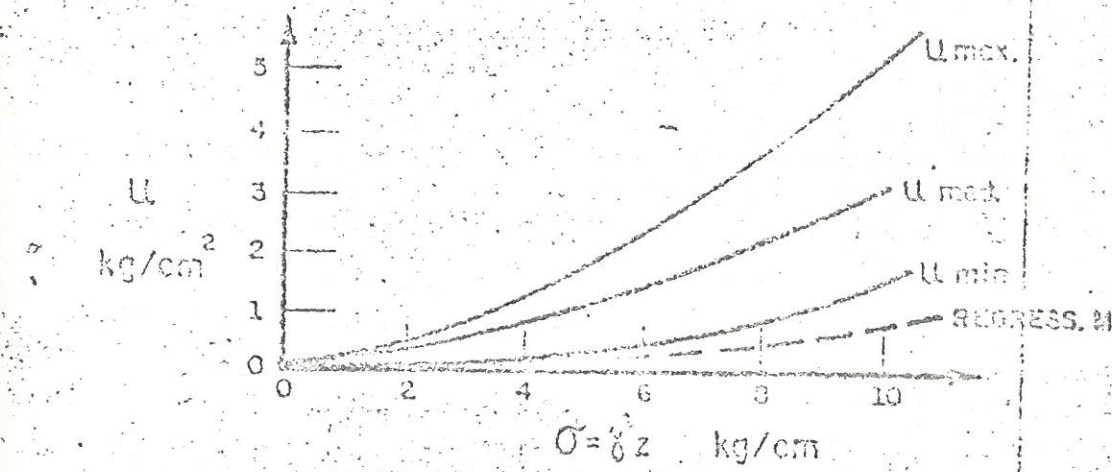
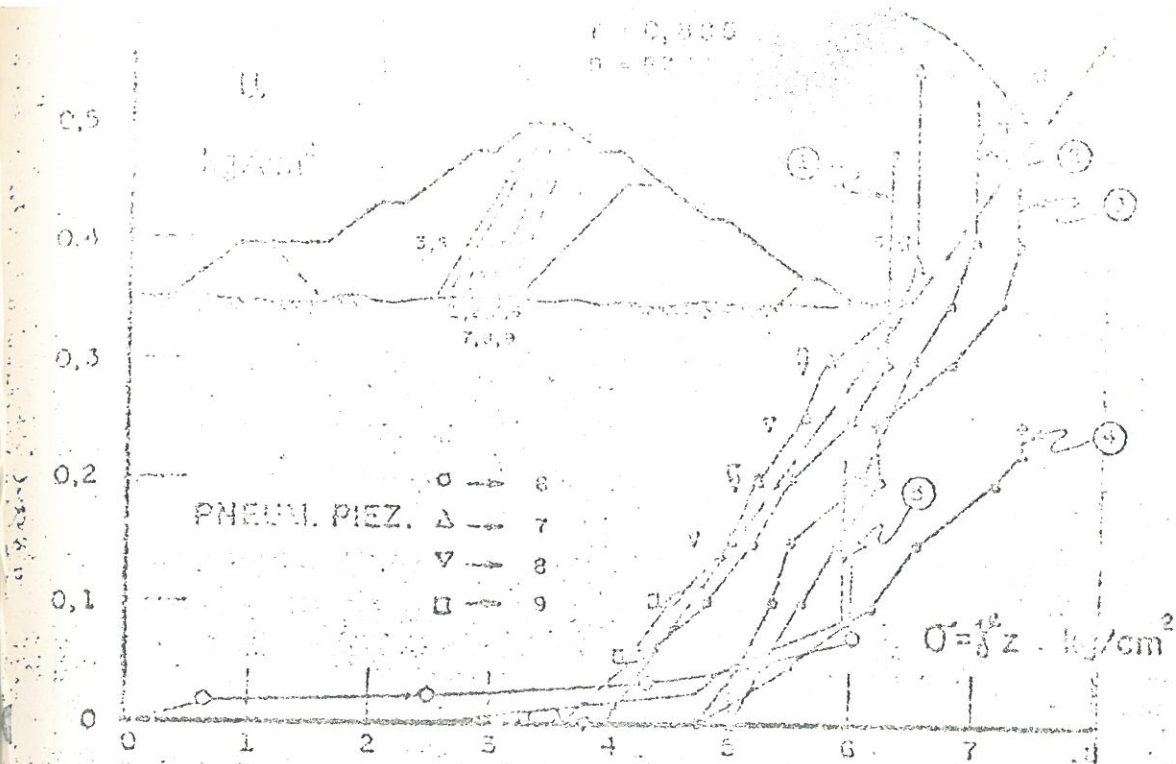
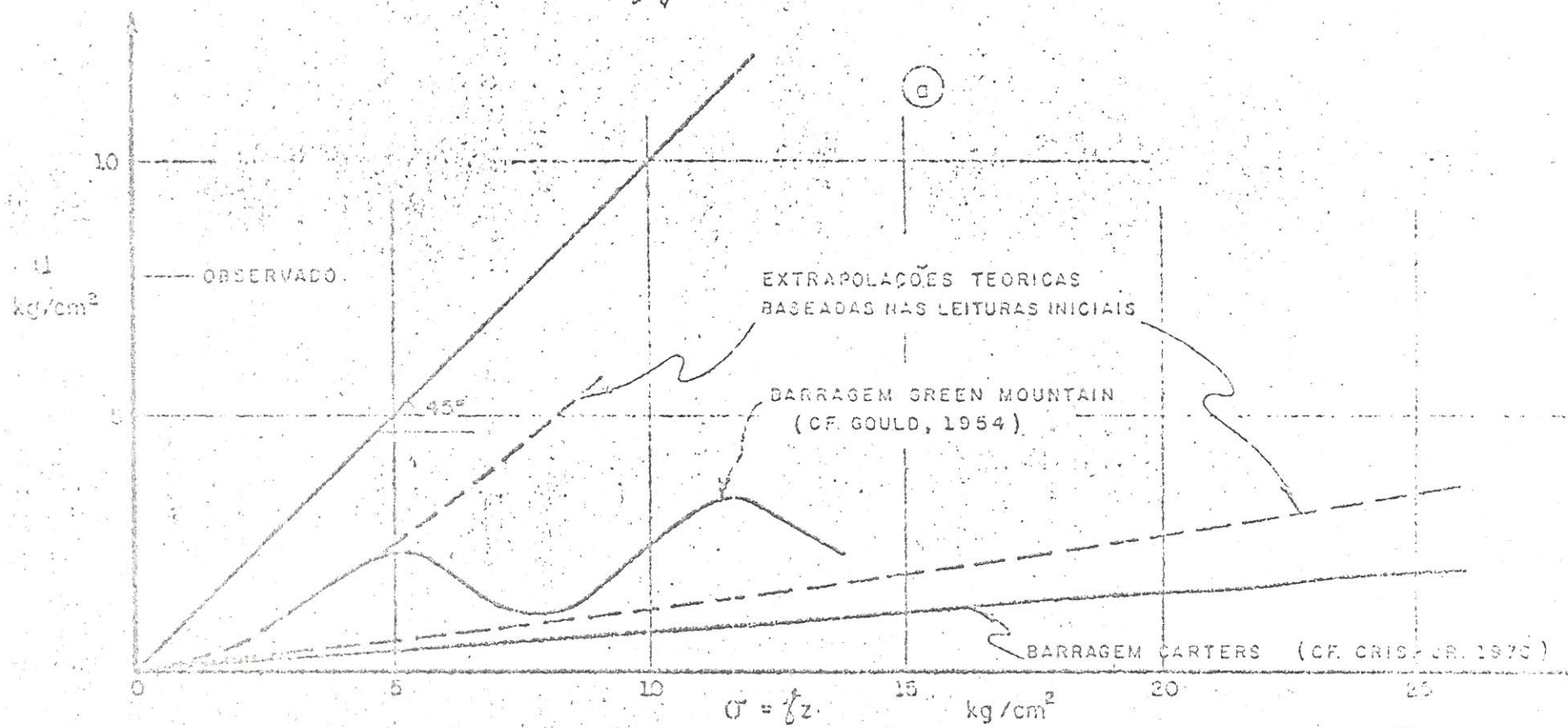
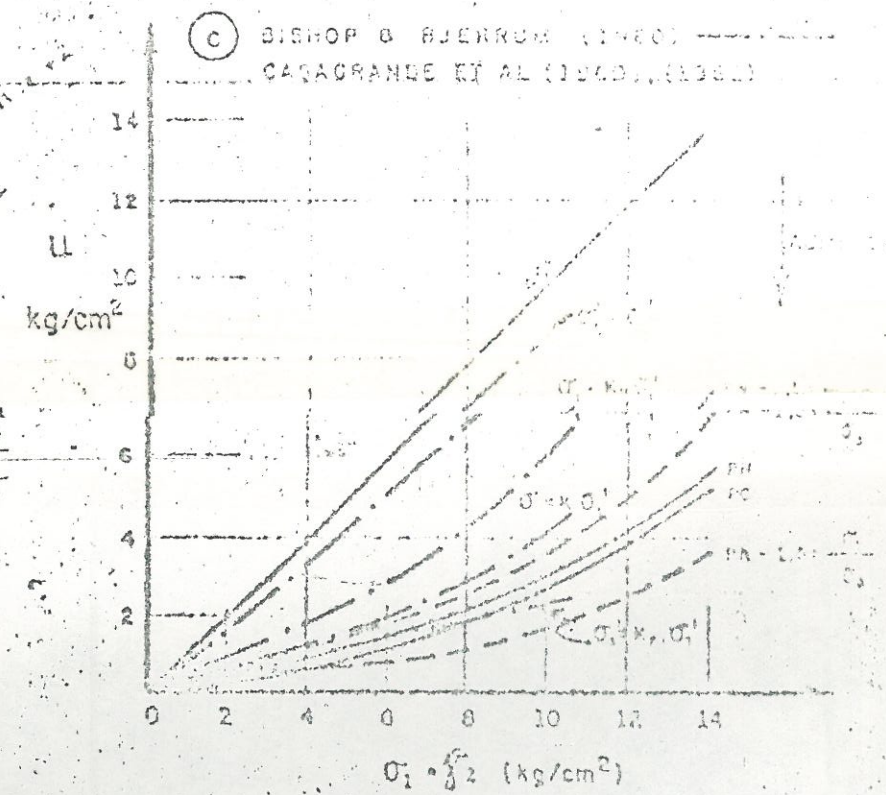
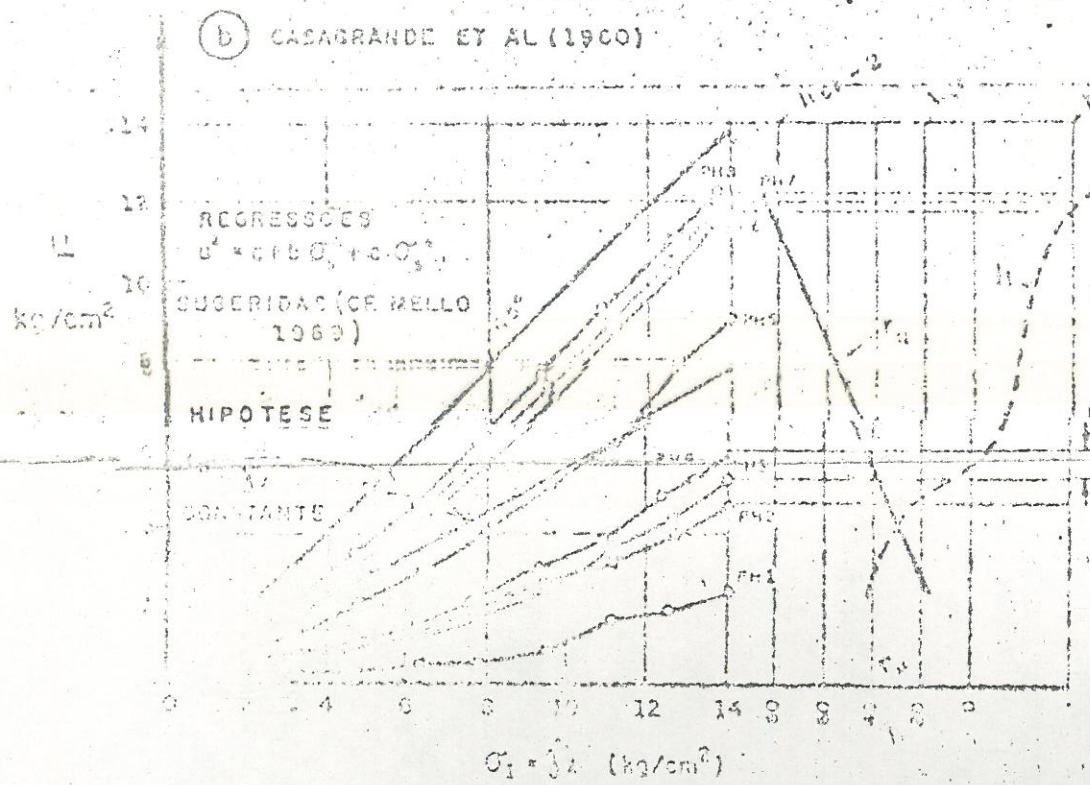


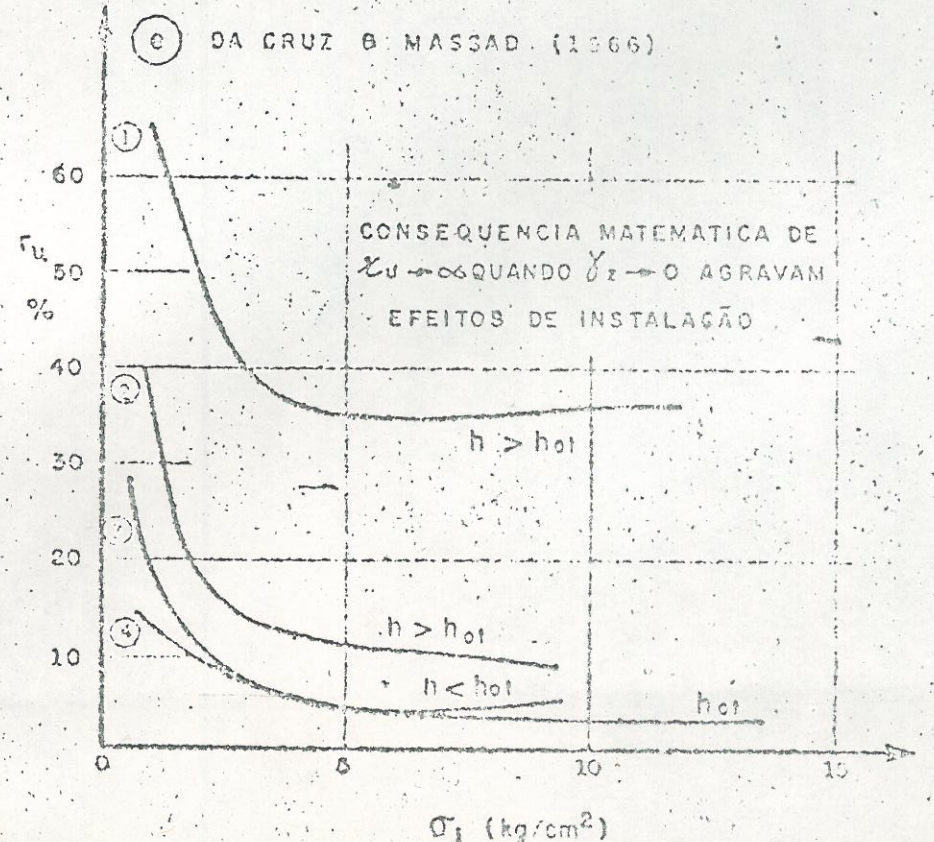
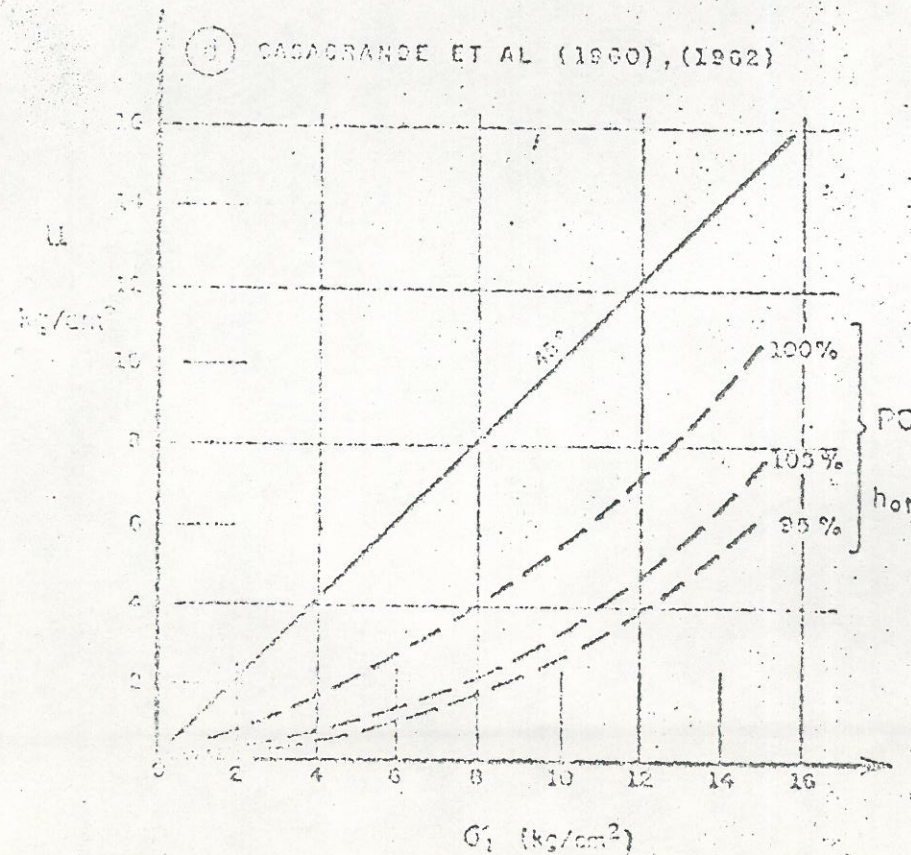
FIG. 10 PRESSÕES NEUTRAS CONSTITUTIVAS EM MATERIAL MUITO ARGILOSO. DISPERSÕES E FATORES INFLUENTES



EM MUITAS OBSERVAÇÕES INICIAIS EFEITOS DE INSTALAÇÃO REDOR CELULAS GERAM PREOCUPAÇÕES



(a), (b), (c) TENDÊNCIAS SEM DEFINIDAS SEGUNDO PESQUISAS LABORAT. ATÉ INÍCIO DÉCADA 1960



F. FIG. 9 INDICAÇÕES HISTÓRICAS SOBRE PRESSÕES NEUTRAS CONSTRUTIVAS E FALHAS CORRENTES

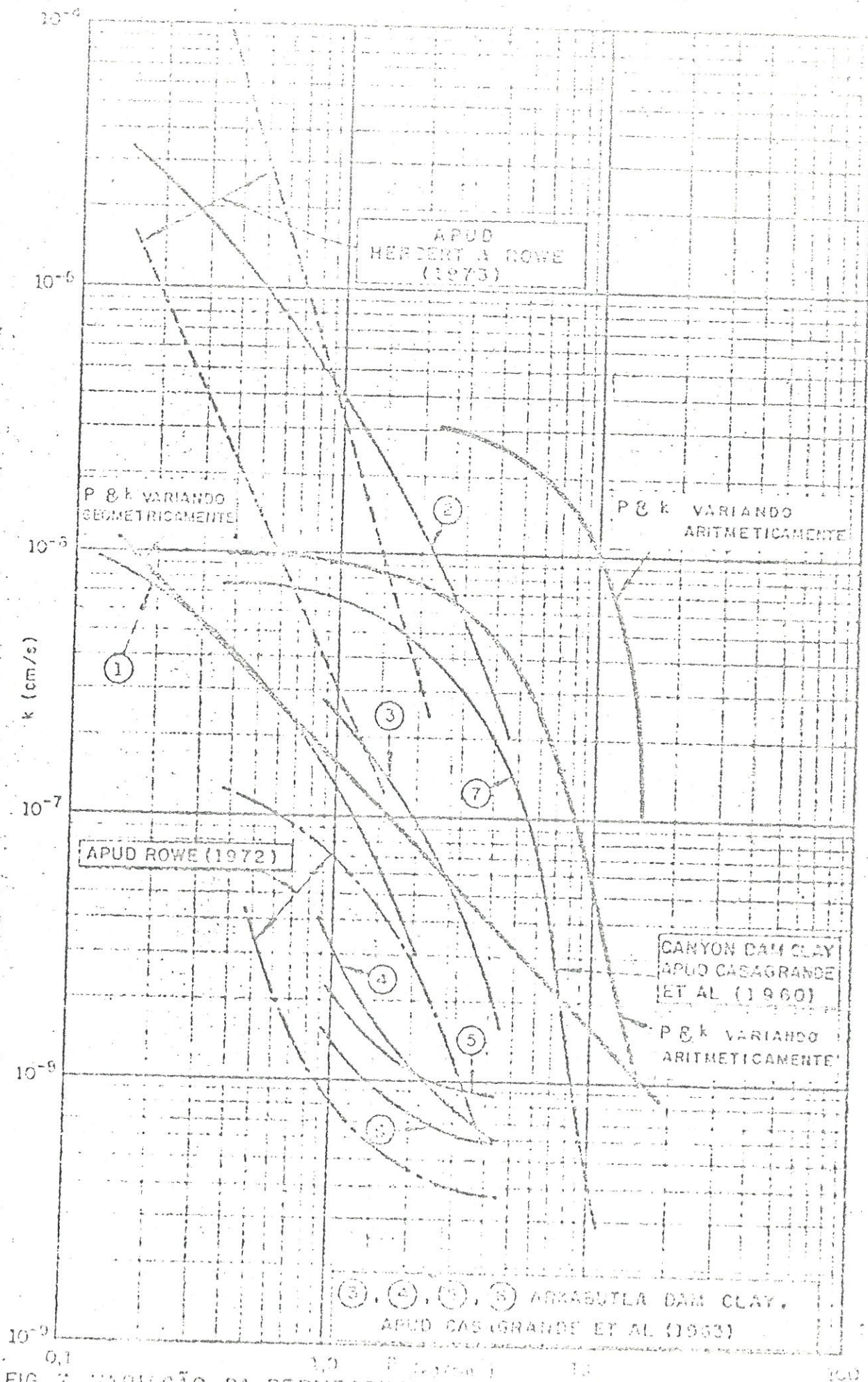


FIG. 7 VARIAÇÃO DA PERMEABILIDADE COM DEGRADU DE CONSOLIDAÇÃO

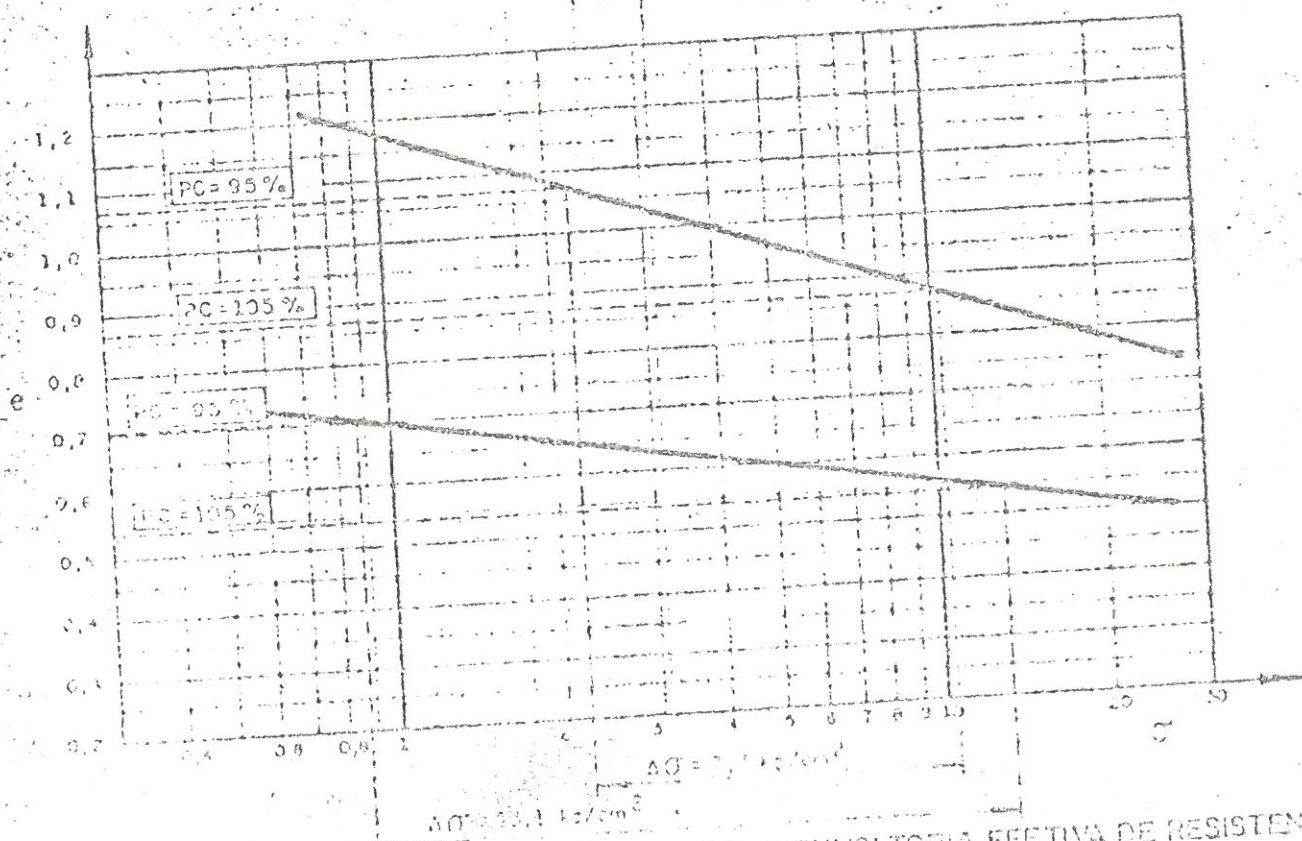
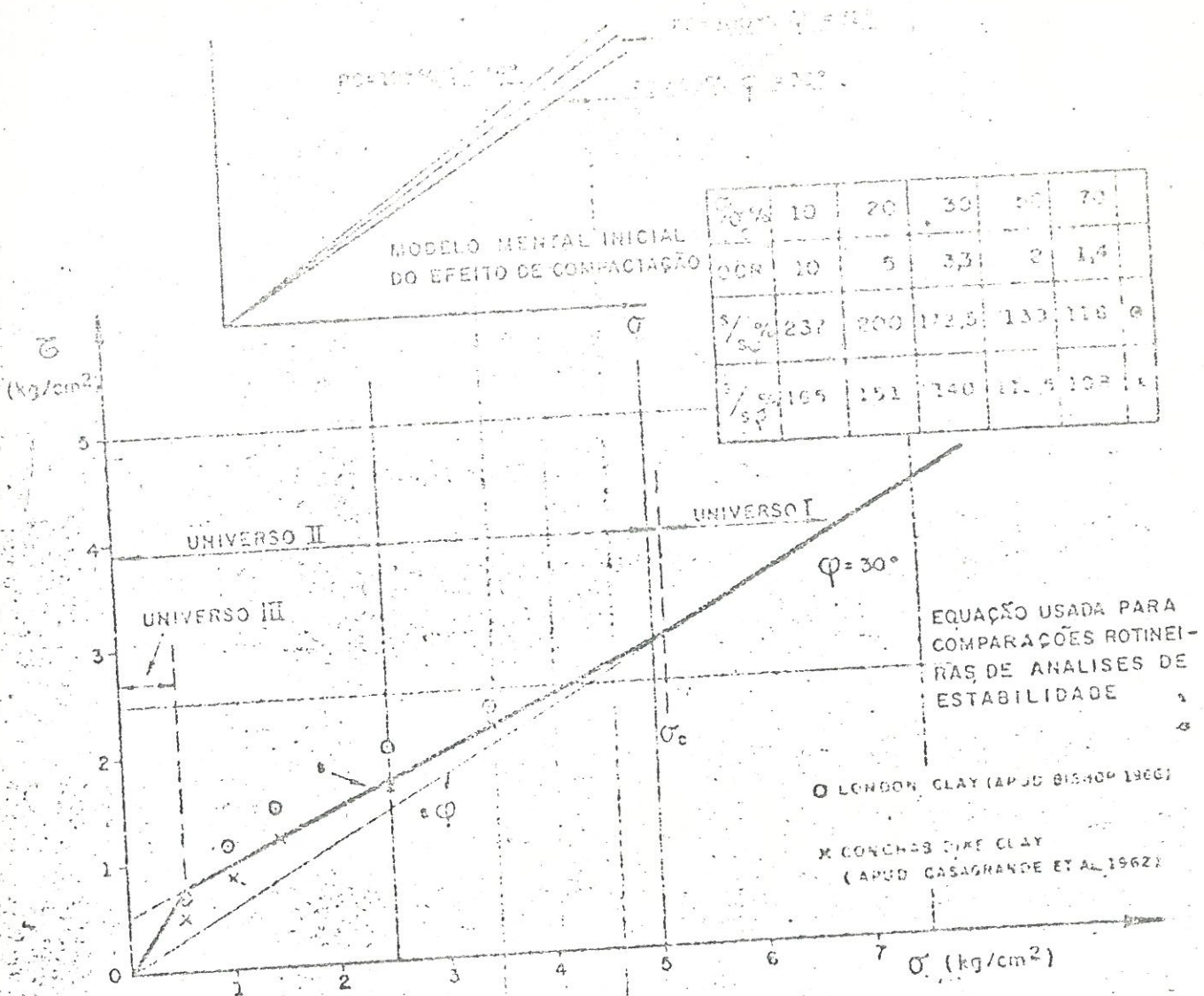


FIG 8 IMPLICAÇÕES DA COMPACTAÇÃO SOBRE A ENVOLTÓRIA EFETIVA DE RESISTÊNCIA

le 1977.

m do
e barrat-
ro-cha-

o pela
arece
ace a
ressal-
os quan-
e Salto

técni-
ar pelo
a orien
a barra
nos in-

de al-
idos
para
miza-
filtr
om re-
itui-
em
o para
a rede
de 9
altura
ala
dados

ogene
a VV.
sido
pres-
s neu
uais-
li-
pelo
e 2
os,
de

a
cola
a re

es-

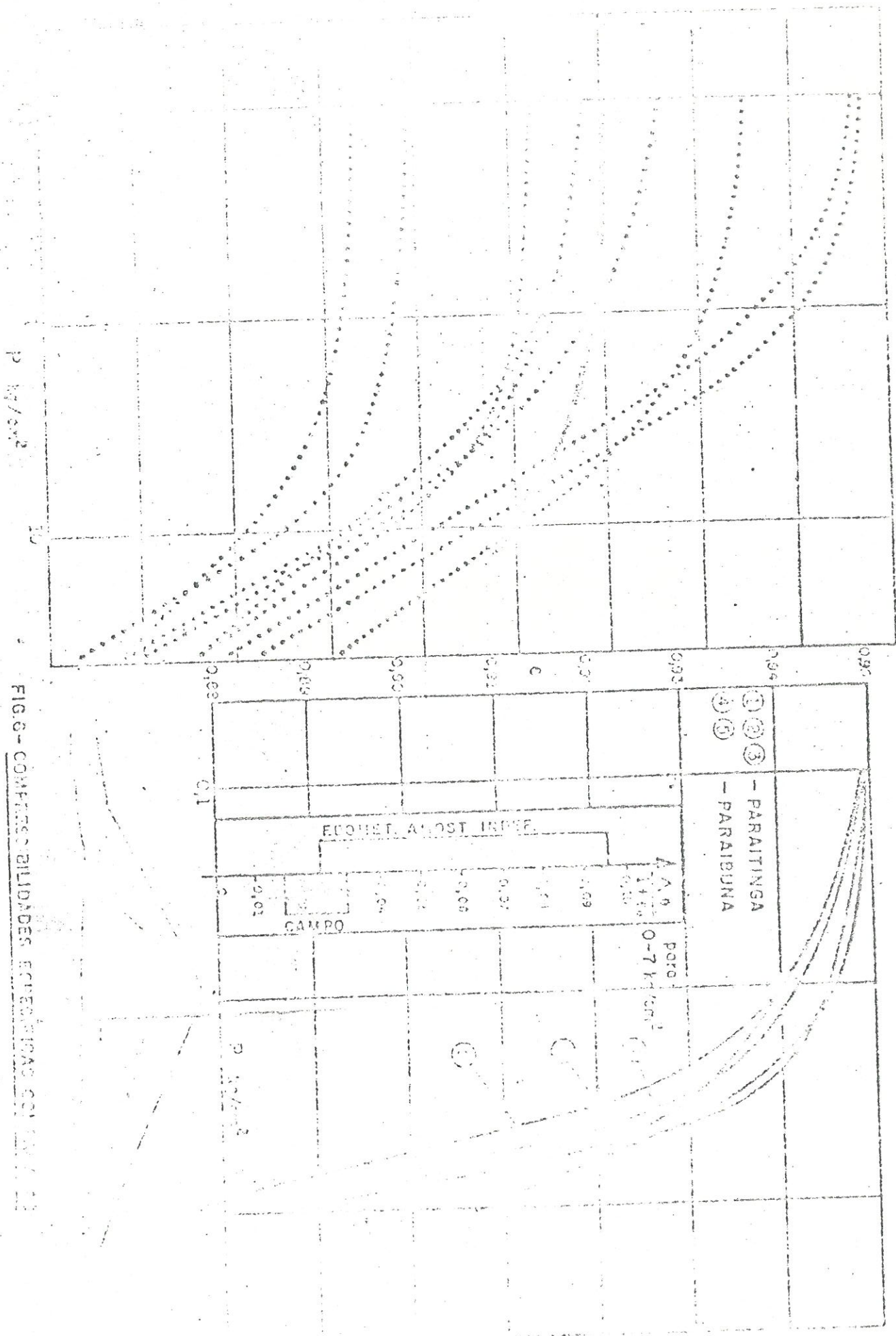


FIG. 6 - COMPARAÇÃO DE EFETIVIDADE DE TRATAMENTO

São Paulo, 17 de Janeiro de 1977.

Aço Minas Gerais S.A.

Rua da Bahia, 1148-11º andar

Belo Horizonte

26 JAN 09 06 000277

-MG. ARQUIVO DO PROJETO

At.: -Eng. Archimedes Viola

Prezados Senhores,

Em nosso primeiro relatório AÇM-190776 referente à Barragem do Ribeirão Soledade, tivemos o ensejo de sugerir a VV.SS. uma seção otimizada de barragem terrosa sobre fundação terrosa em substituição à seção clássica de filtro-chaminé vertical introduzida por Terzaghi.

Por informações preliminares depreendo que o anteprojeto em elaboração pela Geotécnica S.A. todavia não incorporou as nossas recomendações: o que nós parece compreensível, face à dificuldade de análise das vantagens da nova seção, e face à uma intenção de não divergir do que tem sido corrente entre nós. Permito-me ressaltar porem que os méritos da seção por nós proposta são enormes tanto técnicos quanto econômicos, o que motivou a sua adoção em princípio em Tucuruí, Emborcação e Salto Santiago (Barragem auxiliar).

A fim de melhor documentar para a Projetista Geotécnica S.A. as bases técnicas recém-desenvolvidas em apoio à seção proposta, tenho o prazer de encaminhar pelo presente os resultados de Análises por Elementos Finitos realizadas sob minha orientação com o fito de facilitar na otimização da escolha da seção de projeto da barragem homogênea de terra compactada dotada de sistema otimizado de filtros-drenos internos.

1) Adoção de seção aproximadamente otimizada para a "superestrutura".

Os estudos ora encaminhados tomaram por base hipotética uma barragem de 80 m de altura na escala 1 cm=5m, com nível máximo represado à cota 77 m. Mediante estudos colaterais de otimização investigando filtros chaminé que variaram desde 1:1 para montante até 1:1 para jusante, concluiu-se que uma posição aproximadamente otimizada (considerando o conjunto dos taludes de montante e de jusante) empregaria um filtro chaminé inclinado cerca de IV:0,5H para montante (inclinações são descritas com referência à seção desenhada, de cima para baixo). Como estimativa preliminar admitiu-se que serão estaveis taludes médios de 1:2,5 de montante e 1:2,2 de jusante, em terra compactada: cabe salientar, porem, que com um filtro-chaminé tão inclinado para montante a inclinação (estavel) do talude de jusante não sofre interveniência da rede de percolação. Foi adotada uma relação de permeabilidades horizontal: vertical de 9 como tem sido frequente adotar-se. Para o caso de qualquer barragem de outra altura no presente grau de aproximação do problema bastará considerar alterada a escala geométrica, para representar a altura de interesse, podendo-se extrair todos os dados de pressões neutras etc. por condições de semelhança na seção ora apresentada.

2) Casos de rotina a empregar como base para as comparações. Barragem admitida homogênea

Reconhecendo que em nossa experiencia (que se reproduzirá no caso em estudo para VV.SS.) a estabilidade dos taludes em período construtivo não é condicionante, tem sido rotina adotar a condição crítica do talude de jusante a rede sob N.A. máximo represado, e para a condição crítica do talude de montante uma condição de pressões neutras oriunda do Rebaixamento Total Instantâneo do nível da represa. Como para quaisquer cálculos de estabilidade o que interessa são as pressões neutras (e não as linhas de fluxo e equipotenciais) e como estes valores são fornecidos diretamente pelo computador na Análise por Elementos Finitos, forneço nos desenhos anexos nºs. 1 e 2 os resultados deduzidos puramente das redes supra. Com a adoção de uma fundação (rocha) totalmente impermeavel constitue a hipótese desfavoravel para estes casos, esta foi a hipótese aplicada. Para simplificação embora com um pequeno prejuízo de realismo o filtro-chaminé foi considerado infinitamente eficiente.

3) Barragem homogênea, N.A. max. rede de percolação.

Pormenores de projeto da barragem requerem frequentemente que se tenha em mente a própria rede de percolação, suas pressões de percolação e seus gradientes de percolação. Para facilitar tais apreciações elaboramos no Des. Nº 5 anexo as indicações da rede sob o N.A. máximo represado.

Embora os estudos colaterais de otimização da disposição do filtro-chaminé não es-

tenham concluídos, a rede "convencional" do Des. Nº. 5 serve para indicar a perfeita viabilidade da disposição sugerida como ponto básico de referência.

4) Barragem heterogênea: revisão dos dados providos nos desenhos 1, 2 e 5 supra.

Um fator que inexoravelmente altera as redes convencionais supra, particularmente nos casos de barragens mais altas do que cerca de 30m, decorre da própria compressão das camadas inferiores sob o peso do aterro sobrejacente.

Ensaio de adensamento-permeabilidade nos indicam que é bem frequente a redução do coeficiente de permeabilidade para um centésimo do valor atribuído ao aterro compactado à superfície do terreno. Julgo que seja suficiente analisar apenas este um caso para fins de indicar o tipo de influência e sua ordem de grandeza.

A fim de simplificar a análise por elementos finitos foi admitida uma variação da permeabilidade linear com a profundidade, chegando ao valor de um centésimo do valor à superfície sob a altura máxima do aterro (80 m).

No Des. Nº. 3 encaminho as indicações revistas das pressões neutras sob o N.A. máximo: estas afetariam a estabilidade do maciço de jusante, e, de fato, chegam a valores um tanto mais elevados do que no caso convencional de rotina.

Cabe ressaltar, porém, que face à disposição muito favorável do filtro-chaminé, esta elevação (realística) das pressões neutras não chega a afetar a estabilidade de jusante.

No Des. nº. 4 encaminho correspondentemente as indicações das novas pressões neutras relativas à rede de rebaixamento instantâneo total da represa. Por mesmos motivos de uma maior concentração de perda de carga na parte inferior, as pressões neutras são piores no presente caso (realístico) do que no caso das rotinas convencionais.

Finalmente no Des. Nº. 6 apresento para fins comparativos a nova rede de percolação sob N.A. max. para o caso presentemente chamado de heterogêneo. Ve-se que as condições gerais da rede não alteram significativamente, embora a perda de carga se concentre junto ao centro do maciço e pé do filtro-chaminé.

5) Barragem com "tapete central", homogênea, convencional.

São deveras importantes as considerações que levam automaticamente à sugestão do filtro (inclinado para montante) antes de chegar à fundação. Em geral, o horizonte superior do terreno de fundação constitui um elemento preferencial de fluxo montante-jusante, mormente ao se considerar os problemas da execução do contacto impermeável do solo argiloso compactado sobre a fundação. Ademais não há qualquer interesse em reduzir as pressões neutras da rede na parte inferior do núcleo central onde as pressões totais são elevadas e onde não há qualquer problema de estabilidade.

Finalmente, não há qualquer interesse em sobrecarregar o filtro-dreno sub-horizontal prematuramente com vazões adicionais, o que requeriria reforçar a capacidade drenante para evitar subpressões sob o maciço de jusante onde a estabilidade passa a ser afetada: ao contrário, junto às incógnitas da fundação tudo indica uma preferência por tapete para aumentar a integração de efeitos de perda de carga, e em comparação com tapete externo (para montante do pé de montante) com suas francas desvantagens, o tapete central interno, com sua permeabilidade grandemente reduzida pela sobrecarga é indiscutivelmente muito preferível.

A maioria dos fatores supra não podem ser facilmente aquilatados quanto aos benefícios, por motivo de aleatoriedades estatísticas, e principalmente por estarem associados à estatística de extremos. Já alguns benefícios módicos, porém, podem ser refletidos em redes de percolação que estudam condições médias.

Para termos de comparação com o caso convencional dos Desenhos 1 e 5, foram elaborados os dados de uma Análise por Elementos Finitos constantes dos Desenhos nºs. --7. Barragem homogênea, A.A. max., filtro-dreno subhorizontal preservando um tapete central interno; Pressões neutras. 9 - Idem; rede de percolação.

A tendência favorável já é nitidamente sugerida.

6) Barragem com "tapete central", heterogênea, mais realística.

Nos desenhos Nºs. 8 e 10 repetem-se respectivamente as indicações de Pressões Neutras, e de Rede de Percolação, correspondentes ao caso convencional de rotina dos desenhos Nºs. 7 e 9 supra, porém tendo em conta o benefício adicional da diminuição da permeabilidade pela compressão do aterro compactado.

As alterações assinaladas pela rede configuram uma zona de água essencialmente para

da em todo o tapete central interno, o que porém não constitue diferença significativa com relação ao caso anterior de maciço apoiado sobre rocha admitida totalmente impermeável.

Em primeiro grau de aproximação pareceria interessante recortar o filtro-dreno subhorizontal central em dois degraus, a fim de atenuar os gradientes mais concentrados junto ao canto (pé) de montante. Não me parece conveniente, todavia cogitar de inclinação do filtro-dreno horizontal, por questões de pequenas dificuldades construtivas quando se considere a execução do maciço em camadas subhorizontais.

do 1977.

7) Barragem heterogênea, sobre fundação permeável.

Finalmente nos desenhos nºs. 11, 12 e 13 anexos configuramos, para fins comparativos, o caso mais realístico de barragem sobre uma certa espessura de horizonte de fundação mais permeável. Tal situação aplica-se particularmente às seções de barragem apoiada sobre ombreiras de solo residual, mas também não deixa de ter interesse para a seção máxima apoiada sobre rocha do talvegue pois que o mais frequentemente tal caso encontra-se o horizonte superior da rocha mais intensamente fraturado e permeável.

No Des. Nº. 11 está configurado, para fins eventuais de análise de estabilidade do talude de jusante, o diagrama de pressões neutras. Ve-se que não há qualquer intervenção das pressões neutras de rede de N.A. max. em alterar a estabilidade do maciço de jusante, o que decorre, conforme já discutido, da posição adotada para o filtro-chaminé.

No Des. Nº. 12, está configurada aproximadamente o que seria a rede de percolação sob N.A. max. para o caso do maciço heterogêneo. Como o coeficiente de permeabilidade diminui com a profundidade, para manter o princípio de que a vazão entre quaisquer duas linhas de fluxo é constante, os clássicos "quadrinhos" passariam (à profundidade) a esticar para uma forma mais retangular (com lado maior subvertical) pois à medida de a permeabilidade diminui a forma de manter a igualdade de vazão é alargar o caminho de percolação e aumentar o gradiente (apertar a distancia entre equipotenciais).

No Des. Nº. 13 está configurada, para fins de cálculo de estabilidade do talude de montante, o diagrama de pressões neutras de rebaixamento total instantâneo de nível da represa, diagrama este a considerar para apreciar as condições de instabilidade que seriam geradas em tal hipótese extrema. Ve-se que a fundação mais permeável favoreceu reduzir as pressões neutras (de rede de rebaixamento instantâneo) no maciço. Nos tres casos ora mencionados a fim de investigar diretamente a influencia extrema previsível, a fundação foi adotada como 10 vezes mais permeável do que o maciço (ambos na condição de pressão nula, e ambos variando de mesma forma com aumento de pressão, e ambos com a mesma relação de permeabilidade horizontal para vertical). Parece-me lógico concluir-se que a espessura do horizonte permeável de fundação não intervem significativamente.

8) Resumo dos conceitos incorporados nos estudos e na Seção.

Em síntese a seção otimizada compreende:

- a) inclinar o filtro-septo um pouco para dentro do maciço de montante, com grandes vantagens para a estabilidade tanto do talude de jusante como do talude de montante sob rebaixamento instantâneo;
- b) incluir o conceito de um tapete interno impermeável na zona central da barragem, com grandes vantagens para o controle do fluxo pelas fundações, bem como para minimizar as vazões a drenar e a carga hidráulica para a drenagem no tapete drenante da base do maciço de jusante;
- c) incorporar os benefícios do gradiente de permeabilidade com o adensamento pela sobrecarga de aterro (maciço considerado heterogêneo);
- d) favorecer enormemente a logística e economia construtiva aumentando a massa de jusante, isolada de qualquer problema com o represamento pelo filtro-septo, e portanto admitindo uma grande heterogeneidade de qualidades de materiais e de condições de compactação.

Sem mais pelo presente subscrevo-me mui

Atenciosamente

F. B. de Mello

São Paulo, 21 de Janeiro de 1977.

Aço Minas Gerais S.A.
Rua da Bahia, 1148-11º andar
Belo Horizonte - MG.

20 JAN 69 0 000315

ARQUIVO DO PROJETO

At.: - Eng. Archimedes Viola
Ref.: - Barragem do Rio Soledade

Prezados Senhores,

Dou em mãos o relatório PS-1-PR-97/76 de Dezembro/76 da GEOTÉCNICA S.A. apresentando o Anteprojeto do conjunto de obras da Barragem do Rio Soledade. A fim de prestar o máximo de minha colaboração do Consultoria no aguardo da oportunidade de um exame da natureza dos principais horizontes de fundação conforme revelada pelos poços de inspeção tenho o prazer de encaminhar os seguintes comentários e sugestões para que os trabalhos de investigação e de projeto tenham prosseguimento rápido e proveitoso.

As presentes apreciações são destinadas diretamente à Projetista que através do Eng. Gilberto Grillo nos contactou para tal fim: submeto-as através de VV.SS. por força de nossa atuação como Consultores de VV.SS.

1. Hidrologia

Tratando-se de bacia pequena sujeita a problemas de estatística de extremos (trombas d'água etc.) difíceis de se quantificar, assinalo que atualmente se recomenda prudência muito especial no uso de fórmulas e coeficientes transplantados de uma publicação para outra, por maior que seja a autoridade da fonte. Confirmando, todavia, que segundo estimativas preliminares de que disponho levariam a um pico afluente decamilenar da ordem de 300 m³/s (corresponderia a chuva de 1 cm por hora com 100% runoff), significativamente menor do que os 880 m³/s sugeridos, o que permitiria boas economias na capacidade efluente do vertedor.

Parece-me válido assinalar que embora os cálculos de flood routing tenham reduzido o pico da enchente catastrófica na proporção de 8,3 : 1 afluente: efluente, o que é uma redução um tanto inusitada, a prudência do projeto está satisfatoriamente resguardada pelo fato de que mesmo o volume da enchente catastrófica da GEOTÉCNICA S.A. seria totalmente absorvido num enchimento de cerca de 6 a 5 metros estando a represa perto do nível máximo. Assim o desnível de 5 m provido entre o N.A. máximo normal e a cota da crista parece atender à prudência necessária. De qualquer forma, se um avanço nos dados e/ou cálculos hidrológicos requerer algo mais, não seria nada difícil elevar a crista ainda um a dois metros sem mudanças dos taludes. Quanto a vazões a desviar para a construção, e ao conceito de projeto de desvio para acelerar as obras grandemente, proponho apresentar sugestões após conhecidas as estimativas das vazões de período de estiagem.

2. Arranjo Geral

Parece-me que o anteprojeto proposto é o mais indicado para o caso.

3. Projeto da barragem (superestrutura)

Embora o projeto apresentado compreenda uma solução convencional de filtro-chaminé vertical, muito usada entre nós, estudos recentes que encaminhei a VV.SS. fazem-me recomendar fortemente a seção com filtro-septo inclinado para montante e com tapete interno impermeável. Solicito que as indicações de redes de percolação sejam encaminhadas à Projetista, pois que as vantagens desta seção recomendada sobre a seção convencional são tão marcantes que nem caberá qualquer exame comparativo adicional.

Quanto a taludes de montante e de jusante sugiro que mediante uma apreciação do comportamento de solos compactados (relatório recente enviado a VV.SS.) ficará comprovado que o maciço propriamente dito poderá empregar taludes mais íngremes (provavelmente a média de 1:2,2 tanto a montante como a jusante), inclusive dispensando ensaios geotécnicos e análises de estabilidade, salvo para registro e confirmação. Brevemente terei possibilidade de encaminhar indicações sobre análises de estabilidade a empregar. Ressalta-se o problema da resistência e compressibilidade da fundação que poderá impor uma "berma" de base tanto a montante como a jusante (em hipótese a meu ver demasiado pessimista).

Quanto a pormenores, sugiro examinar o interesse em solo-cimento para proteção de montante em vez de transições e rip-rap. As proteções deverão recobrir uma

V. F. B. de MELLO

faixa adequada das ombreiras. Também sugiro que o Detalhe do pé do jusante possa ser simplificado, embora mantendo a trincheira drenante (que poderá talvez ser simplificada para uma linha de poços filtrantes de cerca de 40 cm de diâmetro com investimento permeável-filtrante tipo BIDIM, a espaçamentos da ordem de 1,5 a 2.0 metros centro-a-centro).

4. Projeto do tratamento das fundações da barragem.

Parece-me bem claro que temos que resolver o problema como um apoio de barragem de terra-sobre-terra, e portanto tudo depende do exame dos poços, e da execução de ensaios apropriados de adensamento-permeabilidade. Submeterei brevemente comprovação contrária a tapete impermeável externo. Se o tapete impermeável interno sugerido na minha seção não atender ao problema das vazões de infiltração talvez caiba cogitar do diafragma impermeável: pessoalmente porém só consideraria tal complemento a contragosto, por razões técnicas e econômicas.

Junto ao talvegue, onde a barragem se assentará essencialmente sobre rocha, considero indispensável o emprego de uma linha "exploratória" de injeções de cimento para excluir a estatística de extremos, de alguma fenda eventual mais importante na rocha.

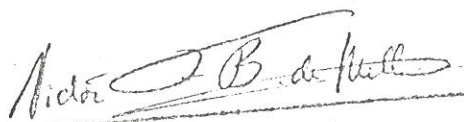
5. Ensaios geotécnicos

Creio que os únicos ensaios necessários para projeto são: ensaios sobre blocos indeformados representativos a serem extraídos dos poços de inspeção, para fins de aprimoramento de estimativas dos parâmetros geotécnicos de resistência, compressibilidade, e permeabilidade (adensamento-permeabilidade) da fundação; e, quanto ao maciço compactado, ensaios hlf-Proctor do empréstimo para orientar o início dos trabalhos de compactação.

Conforme demonstrei no relatório sobre solos compactados, ensaios de laboratório sobre corpos de prova moldados não tem qualquer utilidade real para a formulação de parâmetros de projeto. Assim que começar a compactação haverá necessidade de extrair blocos indeformados do aterro compactado, para ensaios geotécnicos menos discutíveis. A partir de tais resultados e do emprego da Teoria Bayesiana de Decisão, as observações de campo serão empregadas para confirmar ou aprimorar os taludes de projeto. Encaminharei brevemente as indicações para tais procedimentos de cálculo.

Sem mais pelo presente subscrevo-me mui

Atenciosamente



Victor F.B. de Mello

VFBM/ad.

1977.

ialho

este re-
de ser-
ta o-
fícios,
dos ao

da
das
neira
ações
de-

gura
lo
ida-

(*)
a

lida-
ten-
ene-
m,
des),
oma-
ita
da

ra

is-
es
la

ti-

o

São Paulo, 6 de Maio de 1977.

Aço Minas Gerais S.A.
Rua Inconfidentes.1001 - 4º andar
Caixa Postal-1390
Belo - Horizonte - MG.

At.: -Eng. José Flavio Fialho

ESPECIFICAÇÕES RESUMIDAS E GERAIS DE SONDAGENS À PERCUSSÃO,
PARA INVESTIGAÇÃO DO SUBSOLO COMO FUNDAÇÃO.

De acordo com o solicitado temos o prazer de apresentar, por meio deste relatório, material necessário e suficiente para uma orientação na contratação de serviços e na supervisão da execução de sondagens à percussão. Cabe dizer que esta orientação vale para a grande maioria dos casos de projeto de fundações de edifícios, industriais e bases de máquinas, altos fornos etc. Casos especiais tanto devidos ao sub-solo como aos carregamentos poderão requerer uma análise mais aprofundada da fiscalização que poderá então fixar o número, profundidade e modo de execução das sondagens que melhor se adaptem ao caso em questão: geralmente porem, uma primeira etapa de investigação de simples reconhecimento continuaria a empregar as indicações a seguir descritas, pois que as condições especiais só seriam levadas em conta depois do primeiro reconhecimento preliminar.

1. Quanto à profundidade.

Baseados do conceito de bulbo de pressão podemos correlacionar a largura do edifício (B em m.), sua carga vertical total distribuída pela área do edifício projetada no nível da fundação (p, em t/m²) com a profundidade necessária da sondagem, (Z em m).

De acordo com a solução prevista antecipadamente recomendamos:

$$0,7 (B+p) \leq Z \leq (B+p) \text{ para fundações rasas,}$$

$$10+0,5 (B+p) \leq Z \text{ para fundações profundas, tubulões ou estacas. (*)}$$

Caso não se tenha qualquer ideia do tipo de solução aplicada ao caso, a profundidade será a maior entre as duas calculadas através das fórmulas acima.

Nos casos que o solo apresentar grande resistencia antes que a profundidade inicialmente prevista seja atingida, recomendamos que se encerre o prosseguimento da sondagem quando o número de golpes seja nominalmente maior que 60 para a penetração dos 30cm para 3 medições consecutivas, ou seja cerca de 3m. Impõe-se, porem, que: (a) a geologia local não permita antever ocorrência de solos moles (ou cavidades), a maior profundidade; (b) ao longo da sondagem tenha sido totalizado no mínimo a soma-tória de 150 golpes SPT capazes de contribuir para resistencia de atrito e de ponta (c) não se tenha sondado uma profundidade inferior a 15 vezes o diametro provavel da estaca capaz de ser empregada.

2. Quanto ao número.

Para fixação do número poderemos nos apoiar de início na Norma Brasileira NB-12 (1971) que resumimos a seguir.

O número de furos será cerca de 1 para cada 200 m² de área construída, distribuídos em planta de modo a bem caracterizar o subsolo sondado. Estas prescrições valem até 1200m² de área construída. Entre 1200 e 2400m² se fará mais um furo a cada 400m² que exceder de 1200m².

Acima de 2400m² o numero de furos será fixado de acordo com o plano particular de construção. Merece atenção de que, como já sabemos, o subsolo na área em questão tem se mostrado bastante uniforme e já está sobejamente conhecido através das sondagens de que dispomos até o momento; assim visualizamos que de modo geral o

(*)-Sugestão um tanto simplificada, para os casos correntes previstos na obra.

número determinado de acordo com as indicações acima poderá ser reduzido de 30 a 50%.

3. Quanto à execução.

As sondagens serão iniciadas utilizando-se o trado concha ou cavadeira até a profundidade de 1m, seguindo-se a instalação de um primeiro segmento de tubo até essa profundidade.

O trado especial será utilizado no avanço posterior do furo até atingir o nível d'água. A perfuração então tem que ser interrompida para um mínimo de leituras sucessivas do nível da água no furo, para estimar adequadamente o N.A. estabilizado.

Somente abaixo do nível d'água a perfuração se fará através de "lavagem" utilizando-se o trépano de lavagem e a bomba d'água. É norma não se empregar lavagem acima do nível d'água pois a ação da água poderá determinar alterações de: umidade do solo, resistência à penetração, e principalmente do nível d'água. No caso de solo muito denso, que ofereça dificuldade à penetração, nada impede que se "molhe" o fundo do furo para amolecê-lo, facilitando a perfuração: tal amolecimento raso é bem distinto da aplicação de perfuração por lavagem.

Ainda em casos mais especiais, quando o avanço da perfuração com o emprego de trado espiral for inoperante se permitirá a execução da perfuração pelo método de lavagem acima do nível d'água desde que: o N.A. se encontre a mais de dezena de metros abaixo da superfície do terreno, ou o SPT seja maior que 60 golpes e haja necessidade do prosseguimento da sondagem. Em particular tais concessões só poderão ser admitidas em determinada área após as primeiras sondagens terem fornecido adequadamente os dados desejados.

Neste caso a seguinte precaução deverá ainda ser seguida: terminada a perfuração da sondagem será feita uma leitura de nível d'água. Outras leituras serão efetuadas com intervalos de tempo de algumas horas até a estabilização do nível d'água dentro do tubo de revestimento. São exigidas no mínimo três observações.

Como não se considera a cravação dos 15cm iniciais do amostrador, poderemos no presente caso permitir a utilização do trépano com descarga de fundo.

Como é sabido tal ferramenta causa dano ao solo podendo alterar o valor do SPT medido. Sabe-se porém que o dano em muitos solos não atinge a profundidade de 15cm (salvo em solos extremamente particulares) e portanto a não consideração da penetração nos 15cm iniciais nos permite aceitar tal ferramenta na execução da perfuração do furo.

Colocando-nos a disposição para quaisquer outros esclarecimentos, subscrevemo-nos mui,

Atenciosamente

Victor F. B. de Mello
Mario Cepollina

P.S.-Permitimo-nos todavia externar nosso ponto de vista de que a política mais correta (profissionalmente) e mais útil na justa repartição de serviços profissionais e responsabilidades, será ressaltar à Executante das Sondagens que o que se deseja é o "produto acabado" dos resultados da investigação do subsolo devidamente certificados. Assim, por exemplo, se o nível d'água for assinalado nos furos a 3,00m de profundidade e depois nas escavações se comprovar estar em nível bem diferente, a Executora das sondagens deverá ser chamada à responsabilidade (possivelmente com reembolso e multa sobre o valor pago, das sondagens demonstradas erradas). Em tais serviços a intromissão de imposições de fiscalizações diversas geralmente só prejudica, tirando do serviço respectivo a sua concepção de serviço profissional responsável. Não se está pagando por execução de furos segundo uma ou outra técnica, e sim pelo fornecimento de informes técnicos bem definidos como Sondagem de Reconhecimento.

São Paulo, 10 de Junho de 1977.

Ago Minas Gerais S.A.
Rua Inconfidente, 1001 - 4º andar
Belo Horizonte - MG.

Attention: Eng. Stelio Francisco da
Costa

Gerente de Engenharia
Ref.: - Special field and laboratory,
investigations, Blast Furnace. ISU/E-E-062/77

Dear Sirs,

In accordance with our oral agreements, in consideration of the fact that the special consultant on foundations for the ENGINEERS DAVY-ASHMORE INTERNATIONAL - Ashmore House, Stockton-on-Tees, Cleveland, TS18 3HA, England, is doubtless the person who oriented the request for the special complementary geotechnical investigations with respect to the Blast Furnace foundations, I am happy to submit herewith my reply to your consultation in English. It is hoped that the two special consultants on foundations may thus establish as soon as possible a satisfactory basis of exchange of technical data and viewpoints, to foster the speedy optimization of geotechnical studies and foundation solutions for the important units of the Açominas steel plant.

1. Items requested as per your letter ISU/E-E-062/77.

1.1 Special borings. (5)

I presume from the listing that five 3" diameter drillholes are requested, to a depth penetrating about 2 m into weathered rock, the average depth of perforation through saprolite soils having been estimated as 30m. Moreover I presume that the would-be undisturbed samples of saprolites and weathered rock (a total average of about one sample for every 2 meters of perforation) are to be taken in Denison samplers that would fit into the 3" diameter casing holes.

1.2 Conventional geotechnical laboratory tests.

It is interpreted that 10 representative samples are to be selected for identification tests, listed as liquid and plastic limits. The request for determinations of density and water content of ten specimens may probably be set aside, since a total of 56 specimens will automatically provide such data from the starting conditions of each of the sixteen oedometer tests and each of the twenty triaxial compression tests requested. It is strange that full grain size determinations (including sedimentation) were not automatically requested as a necessary part of any programme of identification tests, together with the Atterberg Limits.

For the presumed determination of fundamental geotechnical parameters of compressibility and shear strength, it is requested that 16 oedometer tests and 20 undrained triaxial compression tests be run. For the latter tests no indications are given of the range of chamber pressures within which the tests should be judiciously distributed.

1.3 Soil-chemical tests.

Nine tests for sulphate content and ten tests for determination of PI are listed. Since such testing has not been routine in geotechnical investigations for foundations, especially in connection with saprolite soils and weathered rock materials, a first requirement would be that the colleague consultant supply the detailed indication of the test procedure that is desired.

2. Preliminary appreciation and request.

On behalf of the QERR I wish to emphasize that we shall be most eager to conduct any and every programme of investigation (field and laboratory) and of computation, that is likely to, or even modestly capable of, leading to useful or useable results, either of immediate practical conclusions, or of medium-range investment towards forthcoming foundation studies, design, and construction.

I must confess, however, that I am quite at a loss to visualize (1) what is felt necessary, or intended, to be computed regarding the Blast Furnace foundations as "designed"; (2) how such needs or intents might be met by such a programme as detailed, even if it were perfectly conducted; (3) what evidence there is of such a

programme having been ever successfully used, even in sedimentary soils that have predominated in the developments of conventional Soil Mechanics, in predicting (or even in back-figuring for adjusting predictions) behaviour and design requirements on deep foundations (particularly for driven piles, and especially for Franki piles); (4) what evidence there is of the practical applicability of would-be undisturbed samples of saprolites (two-inch Denison samples are recognizedly close to hopeless), and of the anticipated geotechnical parameters in such computation and design exercises; (5) why spend (waste?) effort, time, and money, on testing and computations of recognized very low degree of probability of success in prediction (cf. Lambe, Geotechnique, 1973), when even with full attention concentrated on in-situ testing and load testing, one will still be facing difficult problems of developing the necessary geotechnical parameters for closer definition on design than already exists.

I take the liberty to mention that at the time of preparation for the State-of-the-Art General Report on Foundations (ISSMFE, Mexico 1969) I tried to make an exhaustive world-wide survey of publications on every aspect of foundation design, and recently as co-Reporter (with Drs. Burlan and Broms) on Foundations for the Tokyo Conference (ISSMFE, July 1977) it was my responsibility to complete the coverage on everything published in this area in the Americas since 1969. Meanwhile, in the studies for the State-of-the-Art paper on the Standard Penetration Test (Panam. Conf. SMFE, Puerto Rico, 1971) I was once again obliged to investigate any and everything that could be even remotely connected with driven penetration resistance tests and correlations with in-situ tests, driven piling, and design decisions. Finally, when preparing my Guest Lecture for the South-East Asian Conference (Hong Kong 1972) on geotechnical engineering applied to Residual Soils (saprolites), once again anything specifically applicable to geotechnical investigations, testing, and foundation design and behaviour in these soils, was investigated.

Based on all such efforts I must candidly confess that I have been unable to find a single published or professional indication that might permit expecting any success in the boring and testing programme proposed, with respect to any design computations of my knowledge, either for the foundation under construction, or for the possible alternates.

It would seem to me that the only reasonable bases for computations that might be found and developed, would rely principally on in-situ testing (e.g. static cone penetration testing, plate and pile load testing, etc.).

I should be most eager, however, to revise my thinking and position in this matter if we could be instructed as to how the ENGINEERS and their special consultant propose to use the oedometer and triaxial test results to be obtained. For instance, a typical curve of results on any of these tests may be visualized, and correspondingly the proposed use of such results may be elucidated in principle and algebraic examples even while pending the quantitative results of the specific programme requested.

Allow me to state that I never consider any testing programme valid if I cannot submit it first to a mental test, assuming some probable parameters and checking on the use I would make of them, besides analysing through parametric variations how sensitive or insensitive the engineering and construction decision is to the specific values adopted for the parameters.

Pending an elucidation on the above request, I regret to say that our experience leads me to consider the boring and testing programme requested rather incapable of furnishing useful data.

Very truly yours

W. de Mello
Victor F.B. de Mello

São Paulo, 15 de Junho de 1977.

Ago Minas Gerais S.A.
Rua Inconfidente, 1001 - 4º andar
Belo Horizonte - MG.

At.: - Dr. Ciro José Isaac

Indicações genéricas para a execução de um programa mínimo de controle de recalques dos aterros e de deformações nos taludes

De acordo com os conceitos de projeto de terraplenagem, foram tomadas duas medidas de principal importância, que iriam facilitar bastante os trabalhos de terraplenagem influenciando diretamente no tempo de execução das obras: A primeira foi a aceitação de camadas de argila orgânica sob áreas onde não seriam assentados edifícios ou máquinas, e a segunda medida foi a dispensa do controle de compactação a profundidades de aterro maiores que 20m.

Isto posto, nada mais lógico que iniciar um controle de recalque para se comprovar ou antever a estabilização de recalques dos mesmos e um controle de deformação-deslocamento dos principais taludes.

A- Controle de recalque dos aterros

A-1 Modos de controle.

Obviamente o modo mais simples e de grande importância é o controle visual da área. Os recalques poderão se fazer notar na forma de empoeamentos d'água e aberturas de trincas nos aterros. Outro modo a ser utilizado será o controle através de nivelamentos. Serão determinadas algumas linhas perpendiculares ao talvegue em regiões representativas e será feito o nivelamento (ver esquema anexo). Inicialmente poderemos fazer o nivelamento a cada 15 dias, prazo este que poderá ser dilatado depois da análise do comportamento observado depois de algumas poucas leituras. Finalmente, vemos a necessidade da instalação de alguns medidores de recalques de placas horizontais do tipo KM. Os medidores serão instalados em áreas de maior altura do aterro, deverão ter a base de referência cravada em material rígido onde os recalques serão insignificantes se comparados com os recalques da fundação e o do aterro sobrejacente, a 1ª placa deverá ser colocada no nível do terreno natural, (para a observação do comportamento da fundação), a 2ª placa ao nível de 20m de profundidade do aterro, ou seja, sobre a parcela do aterro que foi lançada sem controle de compactação e a última placa no nível final do aterro (ver esquema anexo). Com isto temos subsídios necessários para estudarmos o comportamento dos três horizontes que condicionam os recalques, ou seja: a fundação, o aterro profundo (sem controle) e a camada de aterro superior compactada a $GC \geq 95\%$.

A-2 Critério para escolha de zonas para controle.

Para a instalação dos medidores tipo KM e para o controle de nivelamento serão escolhidas certas áreas, tidas como representativas do comportamento geral do aterro, obedecendo-se os seguintes critérios.

a) onde se suspeita que tenha permanecido argila orgânica em áreas onde ela deveria ter sido totalmente removida.

b) em locais onde foi aceita a permanência da argila orgânica sob o aterro.

c) em locais cuja altura de aterro é maior que 20m e que sobre este aterro serão construídas obras de grande sensibilidade a recalques (máquinas)

d) na bacia S, onde o aterro que foi assentado sobre o escorregamento.

Baseando-se nestes critérios, a fiscalização estará apta a fixar detalhadamente os locais onde é recomendado o controle de recalques.

É importante ressaltar que acompanhando as medidas de recalque deverão estar indicações sobre o histórico da subida do aterro (gráfico altura do aterro x tempo) e o motivo pelo qual a fiscalização recomendou o controle da área.

B- Controle de deformação dos taludes

O controle da deformação dos taludes será feito quase da mesma maneira que o controle de recalque dos aterros. Muita atenção deverá ser dada à inspeção visual dos taludes. A verificação do sistema de recolhimento de águas pluviais que será instalado nas bacias poderá nos fornecer indicações de deformação quando do aparecimento de trincas na canalização ou mudança de declividade das mesmas.

Deverão ser instalados pinos de controle nas bermas, ao mesmo tempo que sob o aterro, espaçado entre si de cerca de 30 a 50m e serão feitas leituras de deslocamentos horizontais e verticais (ver esquema anexo).

Sugerimos que o controle visual seja feito logicamente em todos os taludes.

As medidas de recalque poderão ser executadas em dois ou tres taludes escolhidos entre os mais altos ou naqueles que por qualquer motivo (p.ex.: argila orgânica mal retirada, tratamento de fundação deficiente, etc.) despertem suspeitas.

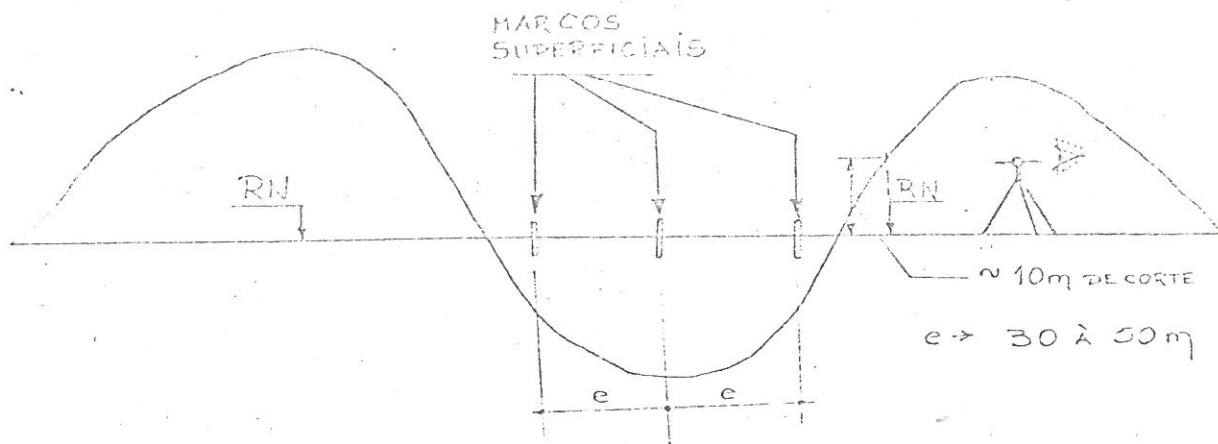
Acompanhando os dados de leitura de recalques, deverá ser apresentado pela fiscalização o gráfico da subida do aterro x tempo, sem o que as leituras de recalques perdem grande parte de sua função.

Colocando-nos à disposição para discutir com a fiscalização para a escolha dos lugares mais indicados para tais controles subscrevemo-nos, mui,

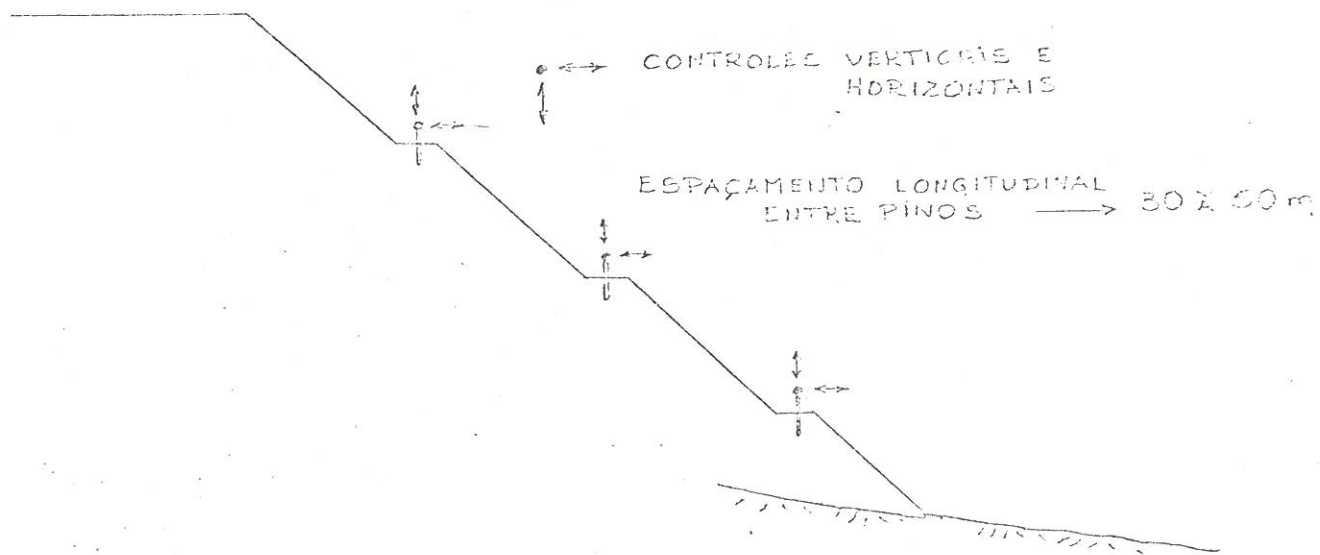
/ Atenciosamente

Victor P.B. de Mello
p/ Victor P.B. de Mello

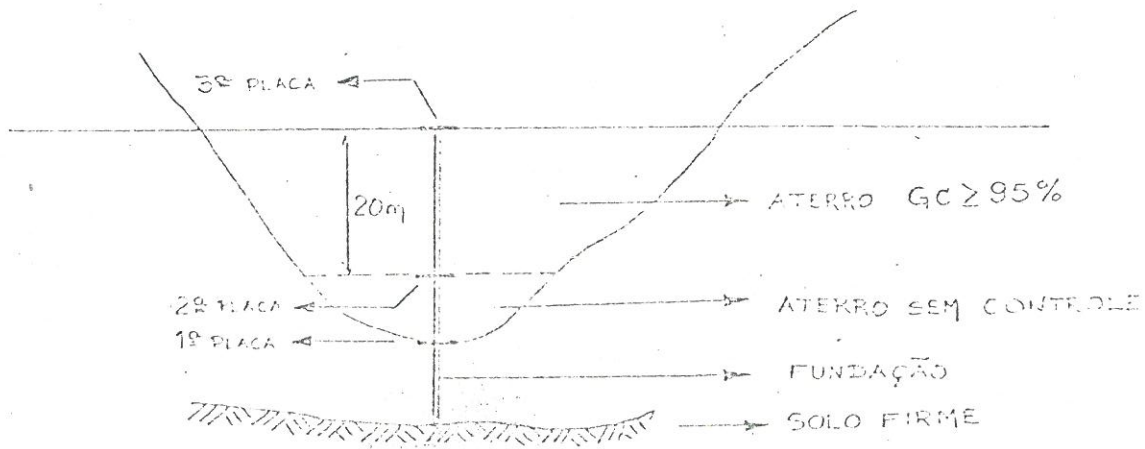
1- RECALQUES DO ATERRO:



2- CONTROLE DE DESLOCAMENTOS DOS TALUDES:



3- MEDIDOR TIPO KM :



São Paulo, 23 de julho de 1977

Agos Minas Gerais S.A.
Rua Inconfidentes, 1901 - 4ª andar
Caixa Postal, 1300
Belo Horizonte - MG

At.: - Pr. Ciro José Isaac
Ref.: - Fundação do Alto Forno

Prezados Senhores:

Considerações sobre o projeto da estrutura da fundação do alto

Forno

A - Rápida análise da solução adotada.

O projeto final, aprovado para execução, estabeleceu a cravação de 324 estacas de 60 cm de diâmetro, com capacidade de carga de até 170t, baseando-se na hipótese de que toda a carga (fundação+alto+forno) seja suportada somente pelas estacas. Em primeira aproximação (desprezando as excentricidades e os momentos que pouco influem) podemos dizer que teríamos em cada estaca uma carga de aproximadamente 115t (37055 : 324). O dimensionamento da fundação não levou em conta que a base dimensões de 34 x 34 m² é uma imensa placa que toda se apoia no terreno e não só nas estacas. Para o correto dimensionamento da fundação, e conhecimento da partição de cargas entre as estacas e o solo, há necessidade de se conhecer os coeficientes de recalque que são determinados através de provas de carga em estacas e em placas que podem ser executadas "in loco", ou então extraídos de provas de cargas executadas em outros locais que apresentem substratos semelhantes ao caso. A partir portanto de outras provas de carga, fazendo extrapolações e correções, pudemos estimar, para fins comparativos, os valores dos coeficientes de recalque do solo e das estacas. Para o solo, o valor do coeficiente poderia ser até triplicado caso as estacas tivessem sido cravadas desde o topo por percussão e não com pré-furo de até 9 m de profundidade; o deslocamento do solo na cravação de tal densidade de estacas acarreta uma compactação que influi muito no comportamento tensão-deformação do terreno.

Para a comprovação de tal melhoria no terreno, sugerimos a execução de alguns ensaios NPE bem próximos de ensaios já executados (max. 1,0 m), em áreas onde as estacas não foram cravadas com pré-furo ou onde o comprimento das estacas é muito maior que o pré-furo, para comparar os resultados dos ensaios antes e depois de cravadas as estacas e assim avaliar o efeito da cravação nas propriedades do solo.

Admitidos os valores estimados e feitos os cálculos, chegamos aos seguintes resultados: tensão no solo 7,6 t/m², carga nas estacas 87t e recalque de aproximadamente 2,5 mm. Percebe-se portanto que as estacas trabalharão com cerca de 50% da sua capacidade máxima e cerca de 75% da sua carga estimada. É imediato portanto que a consideração da reação do terreno poderia determinar uma redução de 25% no número de estacas cravadas.

Mais significativa é a economia se admitirmos que as estacas não tivessem sido cravadas com a prévia execução do pré-furo, acarretando assim uma melhora significativa na qualidade do terreno. Neste caso teríamos no terreno cerca de 17 t/m² e nas estacas somente 53 t ou seja 46% da carga inicialmente prevista, o que nos faz pensar numa economia de 54% de estacas.

Estes números que citamos, tem a finalidade de justificar nosso interesse em se executar um programa de observações do comportamento da fundação, visando utilização dos dados coletados no projeto de outras fundações semelhantes, com grandes reflexos na economia e conhecimento do comportamento do comportamento das fundações.

Para tanto cabe, recomendar que se programa um controle de recalque da fundação, que deverá ser executado de modo que se registremos recalques desde o início da concretagem de base, através de pinos soldados em placas apoiadas diretamente no terreno e sob o concreto, conforme mostra a fig.1. Os aparelhos de medida deverão ter precisão suficiente para medir milímetros pois espera-se um recalque total de cerca de 2,5 mm.

Outro tipo de controle, mais sofisticado e caro, porém infinitamente mais útil é a instalação de células de pressão no fundo da base do concreto, para medir a tensão aplicada pelo terreno na fundação. Com o conhecimento destes dados, ou seja: recalques e reação do terreno poderemos conhecer exatamente o comportamento da fundação (estacas+solo) e utilizar os dados colhidos no projeto de novas fundações.

B - Soluções recomendadas. Conceituação básica.

Visto que a análise da solução adotada nos mostrou um carregamento nas estacas muito maior que o esperado, passamos então a estudar duas alternativas para aproveitamento da contribuição do solo e consequentemente correta avaliação das cargas nas estacas que seguem:

B.1 - Substituição das estacas de concreto por estacas de brita.

Com este procedimento pode-se melhorar consideravelmente a capacidade suporte do terreno, tanto em relação a tensão máxima admissível como em relação ao comportamento tensão-deformação. As estacas seriam do tipo Franki, cravadas desde o topo, sem pré-furo e seriam preenchidas com brita apilada em vez de concreto.

Podemos admitir que se cravássemos cerca de 300 estacas de brita teríamos um coeficiente de recalque triplicado.

Feitos os cálculos chegamos aos seguintes resultados: tensão no solo de 32 t/m^2 (que é perfeitamente admissível para o caso em foco) e um recalque de cerca de 3,5 mm.

B.2 - Diminuição do número de estacas

Esta alternativa consistiria em cravar cerca de 120 estacas de deslocamento, sem pré-furo. Neste caso teríamos uma tensão aplicada no terreno igual a 20 t/m^2 , carga nas estacas de 115 t e um recalque final cerca de 3,3 mm.

Como se percebe do exposto, a consideração da contribuição do terreno, influencia de maneira bastante acentuada na economia das fundações, não podendo pois, ser esquecida, somente porque não se conhece os parâmetros necessários para o cálculo para sua correta consideração.

C - Máximo aproveitamento da capacidade suporte do Solo

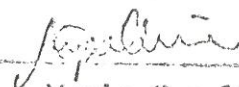
O maior problema do tipo de fundação em foco é evitar que ocorram recalques quando o equipamento mecânico já estiver montado sobre a base. De modo geral os recalques ocorrem devido ao peso das fundações e mais certa parte da carga do equipamento mecânico não causam danos no próprio equipamento ou estrutura. No caso do alto-forno por exemplo fomos informados pela Dary Ashmore que cerca de $1/3$ das 22075 t que representam o peso total do alto-forno, podem ser instalados permitindo um certo recalque, bem maior que o permitido quando todo o equipamento mecânico estiver montado. Neste caso portanto o peso da fundação somado ao terço da carga total do equipamento representa 60% da carga total.

Uma forma de se aproveitar esta característica para a economia da obra consiste no artifício de se impedir a solidarização das estacas ao bloco de fundação enquanto estamos na fase de carregamentos na qual são permitidos maiores recalques (ver esboços nas anexos). Ainda esta fase, injetamos nata de cimento pelos tubos verticais deixados (da mesma maneira que se injeta as bainhas dos cabos de protensão) e, faz-se a solidarização entre as estacas e o bloco que passa a descarregar as cargas tanto nas estacas como no solo de forma que os recalques relativos ao restantes das cargas sejam bem menores que os iniciais.

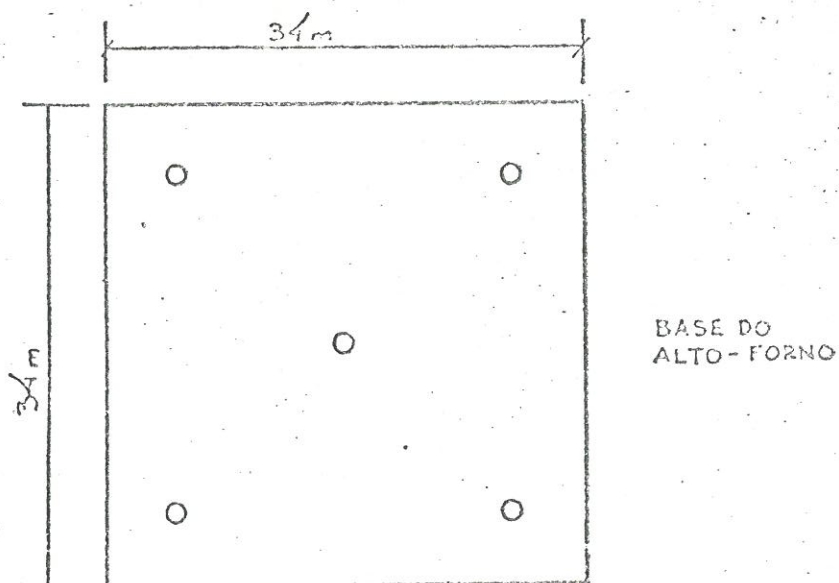
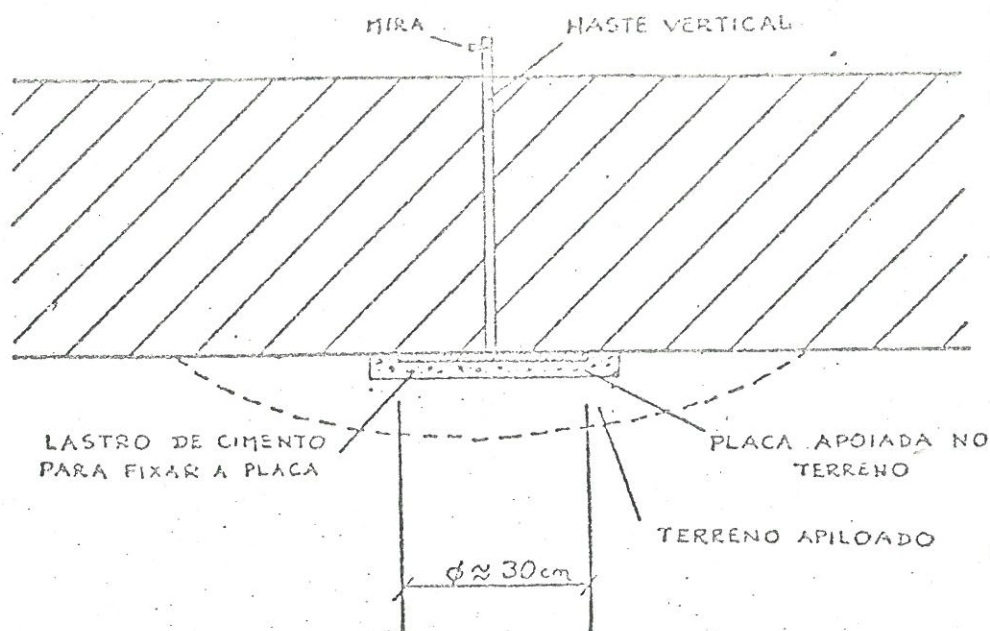
Com este artifício podemos descarregar grande parte da carga diretamente no terreno, sem problemas com recalques, e somente pequena parte de carga seria descarregada nas estacas, reduzindo consideravelmente o número de estacas necessárias.

Seja mais para o momento, subscrevemo-nos mais

Atenciosamente



Mario Cepollina



MÍNIMO DE 5 PONTOS PARA OBSERVAÇÃO
LOCADOS APROXIMADAMENTE NESTAS POSIÇÕES

FIG:1

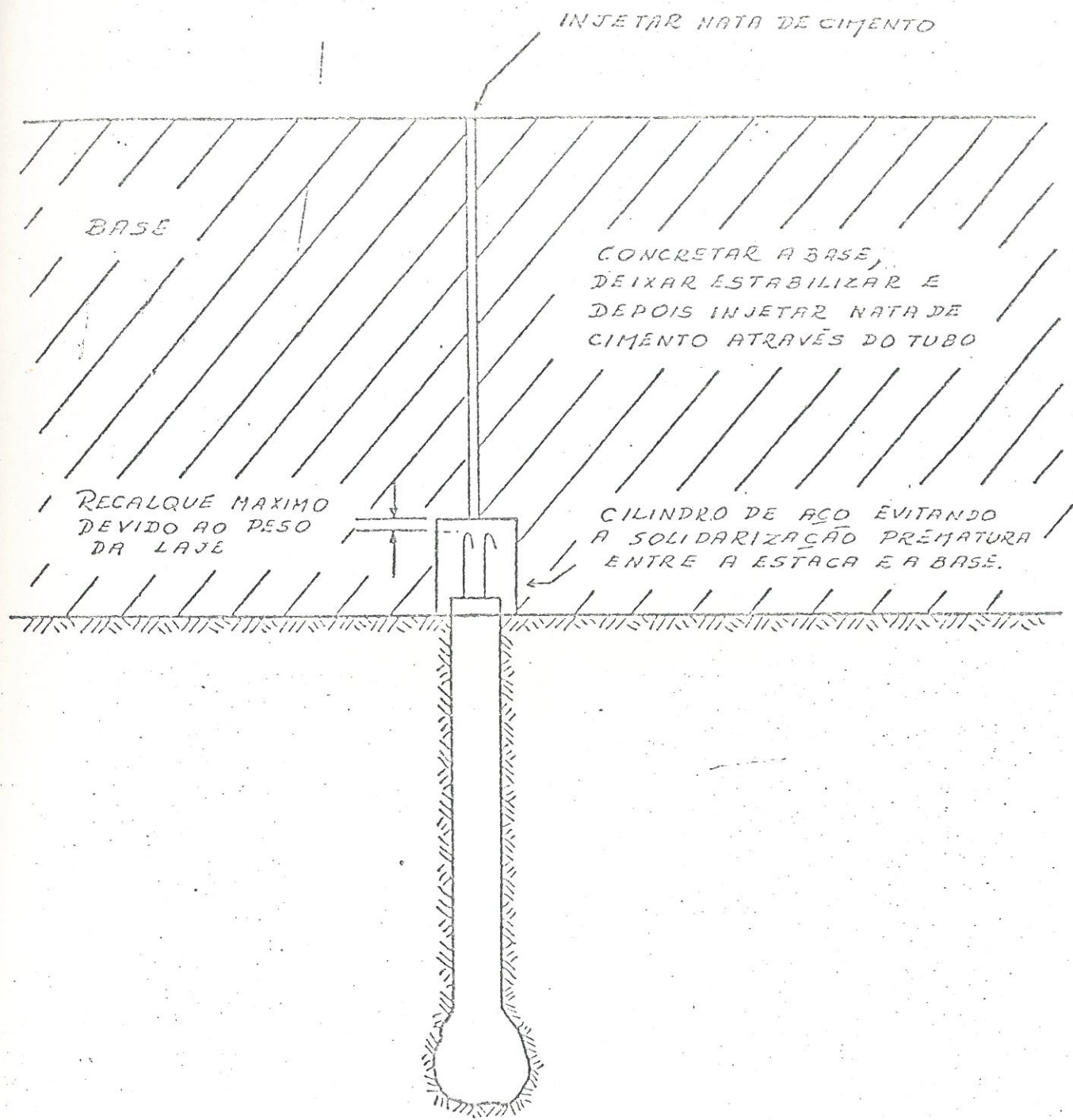
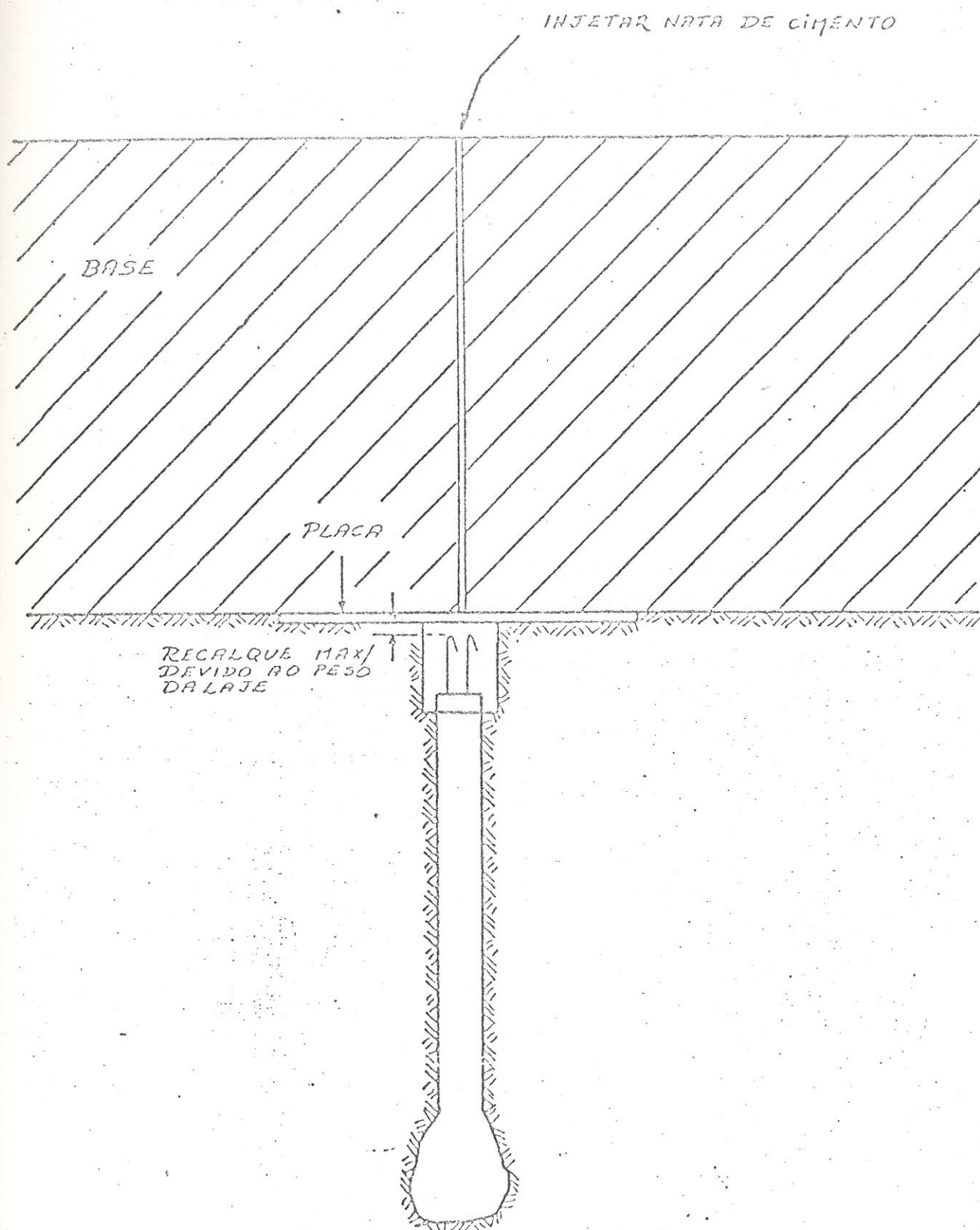


FIG: 2



. FIG : 3

AçosMinas Gerais S.A.

Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar

Caixa Postal, 11390

Belo Horizonte - MG

ARQUIVO DE PROJETO

At. Dr. Lucio Flavio B. Pinheiro

Ref.: Análise do programa de investigação proposto e
parcialmente executado para a área da Coqueria

1. Rápidos comentários sobre o programa de investigações proposto.
Da mesma maneira que aconteceu durante os estudos para a escolha da fundação para o Alto Forno, fez-se também para a Coqueria uma exigência, por parte dos projetistas, de um extenso programa de investigação de condições de subsolo, que consiste resumidamente em: extração de amostras indeformadas (Denison) e execução de ensaios de laboratório, além da execução de algumas sondagens rotativas penetrando significativamente na rocha mater sã subjacente.

Como resposta às exigências para a área do Alto-Forno, enviamos o relatório AÇO-100677 questionando (até mesmo em nível de desafio construtivo) quem pediu os ensaios, que nos mostrasse como pretendia utiliza-los para cálculos de recalques e comportamento da fundação, ou mesmo que nos indicasse alguma bibliografia onde constassem análises de comportamento de solos residuais, (e mesmo em solos sedimentares) a partir dos ensaios pedidos. De nossa parte aduzimos referências a todos os casos de nosso conhecimento, em que se demonstrou que amostras ditas indeformadas, e os ensaios laboratórios subsequentes, só levavam a calculos pessimistas, completamente alheios ao comportamento real das obras.

Infelizmente não tivemos resposta dos projetistas, e concluímos que provavelmente o programa tenha sido suspenso.

No caso da Coqueria teríamos suposto que tão logo fossem feitas as exigências de novas investigações em tom semelhante, acadêmico, poderia ter sido mostrado aos projetistas nosso relatório, inicialmente feito especificamente para a área do Alto-Forno, nas que conceitualmente merecia ser estendido às demais áreas. Com certeza, isto seria suficiente para demover-los da exigência de tais investigações, ou então provocaria uma frutífera aproximação entre os Consultores os Projetistas.

De nossa experiência sabemos que qualquer previsão de comportamento que se faça a partir de ensaios em amostras Denison nos leva a resultados extremamente pessimistas (p.ex. recalques calculados cerca de 5 vezes os reais). Isto se deve a vários fatores e que podemos rapidamente resumir:

- A - Perturbações na amostra tida como indeformada, não só no processo de extração como também no processo de talhamento, sempre afetando o solo no sentido de mascarar desfavoravelmente os índices obtidos.
- B - Representatividade inadequada de ensaios de laboratório comparativamente a solicitações reais in situ, no tocante à caracterização de comportamento tensão-deformação, salvo no tocante à condições limite, da ruptura, quando conduzidos com esmero.
- C - Aplicabilidade precária das teorias existentes (e suas hipóteses) aos solos reais e não a hipotéticos solos "puros" (argilas, areia, siltes), salvo após a introdução de significativos coeficientes de ajuste a serem determinados por comparação com comportamento em prototipos.

2. Recomendações básicas sobre investigações adicionais.

Deve ficar claro que no conceito mais criterioso e responsável atual quando se necessita de melhor investigação do subsolo, deve-se pensar em: ensaios de penetração estática (sempre conjugados a uma sondagem SPT); provas de carga no terreno (em placas ou em estacas); e finalmente em ensaios de campo que submetam o solo a solicitações análogas (ex. altas temperaturas, esforços dinâmicos, vibrações etc.) às que serão aplicadas no terreno ou nos elementos da fundação, pelos diversos equipamentos e máquinas que serão instalados.

Em síntese, procura-se o tanto quanto possível recorrer a ensaios *in situ* e a conceituações do tipo modelo-protótipo.

Quanto ao problema em foco, ou seja a Coqueria, podemos afirmar que com relação a carga estática as informações fornecidas por boas sondagens SPT, são suficientes para garantir que o terreno tem condição de suportar as cargas específicas com recalques inferiores aos máximos permissíveis. O único problema que temos pela frente é proveniente da temperatura que segundo nos foi declarado poderá atingir cerca de 350°C causando contração no solo e portanto redução de volume do solo e consequentemente recalques diferenciais.

3. Caso em foco, problema insólito de altas temperaturas. Conforme foi discutido em nossas reuniões nos dias 9, 10 e 11 de agosto, ficou claro o total desconhecimento do efeito da temperatura no solo; ou seja com os dados disponíveis e ensaios de contração não se consegue estimar com segurança qual seria o recalque da estrutura devido à contração do solo, e também, não se sabe qual a profundidade que é afetada pela temperatura.

Este desconhecimento nos limita o campo de busca de soluções mais econômicas. Por exemplo quando se pensou em substituir o material susceptível à contração falou-se em 6 m de altura necessário de substituição. Caso se conhecesse os gradientes de temperatura na dissipação do calor através do terreno, com certeza teríamos condições de determinar com melhor exatidão e segurança a espessura do material que necessitaria substituição.

A utilidade de se conhecer o efeito da temperatura no terreno não influe somente na solução por apoio direto no terreno; caso se adote a solução por estacaria seria importante saber se há realmente necessidade de se desprezar no projeto a capacidade resistente de uma camada superficial que seria afetada e que na obra implicaria na obrigação de se cravar as estacas após a execução de um pré-furo até certa profundidade. Em nossas reuniões ouvimos que seria necessário pré-furar até 5 m de profundidade. Será que 2 m não bastariam? Será que é realmente necessário o pré-furo? Parece-nos extremamente importante esta questão. Se a camada superior for suficientemente rígida para contribuir de modo importante para a resistência à cravação da estaca (consequentemente obtenção da nega) esta camada será também ipso facto muito menos sujeita a deformações por contração devido a temperatura, podendo mesmo dar-se a hipótese de que seja suficientemente rígida para excluir o problema; não havendo portanto necessidade de se executar o pré-furo. Por outro lado se a camada superficial for de baixa rigidez e portanto sujeita a posterior contração, esta camada com certeza contribuirá muito pouco para a resistência à cravação, podendo também, neste caso ser dispensada a exigência do pré-furo.

4. Ensaios de campo visualizados.

Parece-nos portanto de real importância que se inicie um programa de testes no campo para se conhecer melhor o comportamento do terreno quando sujeito à temperatura aplicada pelo próprio corpo de fundação que transmite a pressão ao apoio terreno.

Os testes consistiriam em proceder-se à queima de carvão em alguns pontos, escolhidos de acordo com a rigidez do terreno: e, através de medidas de deformações, de unidades, de índices físicos do solo, e se possível de temperaturas e de deformações ocorridas a diversas profundidades, teremos preciosos dados para melhor conhecermos o comportamento do solo quando sujeito a grandes temperaturas. Concomitantemente será indispensável realizar ensaios-índice de caracterização para correlacionar com o maior ou menor grau de interveniência do problema.

4.1 Descrição dos ensaios

Passamos então a seguir a descrever mais detalhadamente o procedimento que visualizamos para a realização de tais ensaios.

Escolhemos três áreas através da análise das sondagens e que são as seguintes:

- A - Próxima à sondagem SC-9 que apresentou material superficial pouco compacto (SPT = 5 golpes).
- B - Próxima às sondagens SC-2 ou SC-6 onde se encontrou material medianamente compacto (SPT = 14).

C - e finalmente na área das sondagens SC-7 ou SC-12 onde encontrou-se material compacto (SPT > 30).

A ideia inicial é fazer cavas com aproximadamente 2 X 2 (m) (ver figura anexa) e com profundidade de cerca de 30 a 50 cm. Serão instalados alguns pinos de nivelamento no fundo da cava (cerca de 5 por exemplo), tomando-se o cuidado de enterrá-lo no máximo 10 cm. Deverão também ser instalados termômetros de leitura à distância (eletrônicos) a cada meio metro de profundidade e também deverão ser instalados medidores de recalques do tipo KM cravados. O fundo da cava deverá ser revestido com tijolos, colocados "deitados" e sem argamassa.

Feitas as instalações se colocará fogo no carvão que deverá ser mantido aceso por período suficiente para acentuar e estabilizar os efeitos de aquecimento e contração; estimamos que se requeira um mínimo de 48 horas.

4.2 - Coleta de dados e amostras.

Durante este período deverão ser feitas frequentes leituras periódicas dos termômetros: estimamos que de início caiba proceder às leituras de hora em hora, podendo estender-se este período caso as variações sejam pequenas. Se no primeiro ensaio se constatar que as consequências iniciais de aquecimento se produzem rapidamente, nos ensaios subsequente caberá realizar as primeiras leituras com maior frequência.

Passadas as 48 horas se deixará que o solo volte lentamente à temperatura ambiente, e, quanto isto ocorrer será feito o levantamento dos recalques dos medidores KM, e o nivelamento dos pinos superficiais. A cava deverá ser limpa e retirados os tijolos e deverão ser anotados os danos apresentados na superfície do terreno; como por exemplo: se apareceram trincas no solo (neste caso anotar a profundidade e a largura das trincas), se os pinos superficiais ficaram soltos, etc..

4.3 - Ensaios de laboratório

Finalmente o local será escavado para a retirada de amostras de tipo indeformado que serão empregadas para a determinação de umidade e, na medida do possível, demais índices físicos. A finalidade é estabelecer relações entre umidade, contração e temperatura alcançada. A cada amostra retirada sob o local do ensaio, deverá ser retirada uma outra, nas proximidades, à mesma profundidade e tanto quanto possível semelhante ao que deveria ser a primeira amostra antes de sofrer os efeitos da temperatura, a fim de podermos comparar as umidades entre eles e estimar os efeitos da temperatura.

4.3.1 Pesquisa da relação entre temperatura atingida pelo solo e umidade remanescente. Será recomendável proceder-se a um extenso, porém não caro estudo da variação da umidade do material para estabelecermos uma relação entre umidade do material e a temperatura a que o material foi submetido. A ideia se baseia no fato comprovado de que a umidade dos solos depende da temperatura da estufa na qual se seca a amostra. Quanto mais alta a temperatura da estufa, mais alta será o teor de umidade calculado em função de perda de peso por evaporação; esta propriedade é tanto mais acentuada quanto mais argiloso for o solo.

O procedimento dos ensaios será o seguinte:

Para cada amostra de material que deverá ser retirada a cada 0,5 m de profundidade sob o local do ensaio, será retirado material suficiente para se proceder a 20 determinações de teor de umidade e também deverão ser colhidas 5 amostras indeformadas para determinação de índices físicos in situ e porcentagem de contração.

Iniciando-se com as determinações de umidades, as 20 amostras serão divididas em 5 grupos: o 1º será deixado secar ao ar; o 2º será secado em estufa a 40°C; o 3º será secado a 60°C; o 4º a 80°C e finalmente o 5º a 105°C (temperatura padronizada para secamento). Depois de secas nas temperaturas especificadas, as amostras (exceto as do 5º grupo) serão pesadas e então finalmente levadas a estufa a 105°C para completar a evaporação e determinação do teor de umidade restante depois do primeiro secamento. Com estes dados poderemos construir um gráfico de umidade x temperatura do primeiro secamento. Por sua vez a amostra retirada sob a área será secada na estufa a 105°C e sua umidade será determinada. Plotando o valor obtido no gráfico já traçado, espera-se que tenhamos condições de estimar qual a tempera

tura atingida na profundidade que foi retirada a amostra sob a área ensaiada. Em primeira fase admitimos, de acordo com os conhecimentos racionais da Mecânica dos Solos, que os fenômenos de contração ocorrem tão somente na gama de temperaturas até cerca de 105°C : porém, poderão realizar-se poucos ensaios de "queima" até temperaturas maiores, para comprovar ou ajustar tal conhecimento.

Deve-se chamar a atenção de que os ensaios deverão ser executados com grande precisão para conseguirmos resultados satisfatórios. Deverá também ser feita uma tentativa para a construção de 2 ou 3 gráficos de $W\%$ vs. $t^{\circ}\text{C}$, caso não se consiga precisão suficiente, (no caso da umidade do solo em estudo ser pouco sensível a diferentes temperaturas de secamento) o procedimento deverá ser abandonado e a seguir deverão ser simplesmente determinadas as umidades em procedimento normal (estufa a $100-105^{\circ}\text{C}$).

4.3.2 Pesquisa da contração do solo em relação à temperatura de secamento.

Das 5 amostras indeformadas deverão ser talhados corpos de prova da forma geométrica definida, podendo sugerir-se as dimensões de 8 cm de altura por 4 cm de diâmetro, e serão deixados secar da mesma forma que os anteriores ou seja: uma secada ao ar, outra em estufa a 40°C , outra em estufa a 60°C , a 80°C e outra a 105°C . Será medida então a contração dos corpos de prova e poderá então ser traçado um gráfico de percentagem de contração contra temperatura de secamento do corpo de prova. Nesta série de ensaios é indispensável controlar a velocidade de secamento evitando que uma maior rapidez de secamento provoque fissuramentos nos corpos de prova.

4.4 Pesquisa da influência da presença de água na contração do solo.

Uma outra idéia que vale a pena ser pesquisada no ensaio de campo, in situ é a de se manter o nível de lençol freático elevado de modo a minimizar e possivelmente excluir os efeitos da contração. Para tal sugerimos que nas proximidades da área de sondagem SC-9 (que apresentou material mais mole) se faça outro ensaio, além do já mencionado, porém com a adição de uma canaleta perimétrica junto ao limite da área a ser aquecida e "queimada", mantendo-se tal canaleta cheia de água por pelo menos 10 dias antes do ensaio, para essencialmente estabilizar uma rede inicial de percolação de infiltração. A seguir, manter durante o ensaio de aquecimento a constância da condição de infiltração-saturação circundante. A comparação dos resultados deste ensaio, com os do ensaio sem a utilização da água poderá nos mostrar se há ou não possibilidade em se utilizar uma solução que conte com o nível d'água alto (que seria mantido) para minimizar os efeitos da temperatura.

4.5 Pesquisa da influência do grau de compactação, in situ na contração do solo. Paralelamente à execução destes ensaios deverá ser feita uma tentativa para relacionar o grau de compactação (GC%) em sua condição indeformada, com a sua contração quando seco em estufa. O procedimento que visualizamos é o seguinte:

Deverão ser extraídas amostras indeformadas, através da cravação dos cilindros usados para determinação de densidades em controle de compactação dos aterros. Será então determinada sua densidade natural:

O material será então cuidadosamente retirado do cilindro e será talhado um corpo de 8 cm de altura e 4 cm de diâmetro. A seguir este corpo de prova será colocado na estufa e depois de evaporada sua umidade será medido para se conhecer o percentual de contração.

O restante do material deverá ser bem homogeneizado e será então feito o ensaio de compactação executado sem secamento e sem reuso, partindo sempre da umidade natural e acrescentando água ou deixando evaporar lentamente, porém empregando o equipamento e procedimento "miniatura Harvard" (devido a pouca quantidade de material). Determinado o grau de compactação in situ do material e já medida sua contração deverá ser traçado um gráfico de GC % vs. PC% (percentagem de contração). Em tempo, sugerimos no presente definir como PC % a relação $(V_i - V_f) \div V_i \%$. Será interessante aproveitar os corpos de prova moldados na execução do ensaio Harvard e determinar as suas PC% para avaliar o efeito do amolgamento devido à compactação na alteração da tendência à contração do material.

Nó interesse em correlacionar o estado de compactidade (ou GC%) do solo com sua contração por perda de umidade está relacionado com dois problemas que iremos en-

contrar:

O primeiro diz respeito à necessidade ou não de execução de pré-furo na cravação de estacas. Devido à compactação do terreno imposta pela cravação das estacas e deslocamento, é possível que o efeito de contração seja de tal modo minorado ao redor da estaca, que dispensa a execução de pré-furo. Feitos os ensaios acima descritos, faltariam somente dados sobre o terreno ao redor da estaca após a cravação desta. Estes dados podem ser colhidos extraindo-se amostras indeformadas do solo junto à estaca e em aros concêntricos apropriados. Se compararmos os CCI das duas amostras, saberemos então se houve ou não melhoria na compactação do material, e no caso de ter havido o que indubitavelmente ocorre em graus distintos, saberemos quanto melhora. Cabe enfatizar que as amostras que serão comparadas deverão ser criteriosamente escolhidas, pois devido à grande variação de compactação de ponto para ponto nos solos residuais, é possível que a variação devido à cravação seja mascarada diante da variação natural existente em tais solos.

O outro problema é saber-se como o material compactado se comporta quando sujeito a altas temperaturas, visto que parte da ampliação da coqueria cairá sobre aterros compactados.

5. Considerações finais.

Cabe salientar que dependendo dos resultados que vierem sendo alcançados em cada tipo de ensaio, caberá rever dinamicamente a própria programação, para a máxima eficiência da extração de conclusões. Portanto, parece-nos indispensável que se solicite da executora dos ensaios que preencha as folhas de ensaio com papel carbono para obter cópia automática que nos será entregue o mais prontamente possível. Pressentimos que após a obtenção e interpretação dos primeiros resultados de cada tipo de ensaio, a programação total poderá ser grandemente abreviada sem perda de proveito.

Outrossim, salientamos que para a finalização da investigação do assunto poderá exigir-se a execução de ensaios edométricos sem e com a aplicação conjugada de aquecimento-secamento. No fundo, haverá necessidade de aquilatar a conjugação dos efeitos de pressão e de calor, sobre as variações volumétricas e os recalques. De imediato solicitamos portanto que os volumes remanescentes das amostras indeformadas em bloco, após as talhagens dos corpos de prova acima mencionados, sejam cuidadosamente preservados para vícios poucos ensaios laboratoriais complementares a definir-se oportunamente.

Concomitantemente à execução dos ensaios estaremos fazendo um levantamento bibliográfico sobre o problema, tarefa perante a qual ficaríamos gratos se V. Sas. para maior eficiência de conclusão solicitassem uma contribuição de projetista com as referências bibliográficas de seu conhecimento. Analisados os resultados dos ensaios à luz das teorizações disponíveis, teremos condições de equacionar satisfatoriamente o problema de modo a julgar as possibilidades de utilização de cada tipo de solução visualizada para as fundações, e mesmo, definida a fundação, atuar decisivamente no sentido de otimizar a solução adotada.

Sem mais para o momento, subscrevemo-nos,

Atenciosamente.

Victor F. B. de Mello
c/ Victor F. B. de Mello

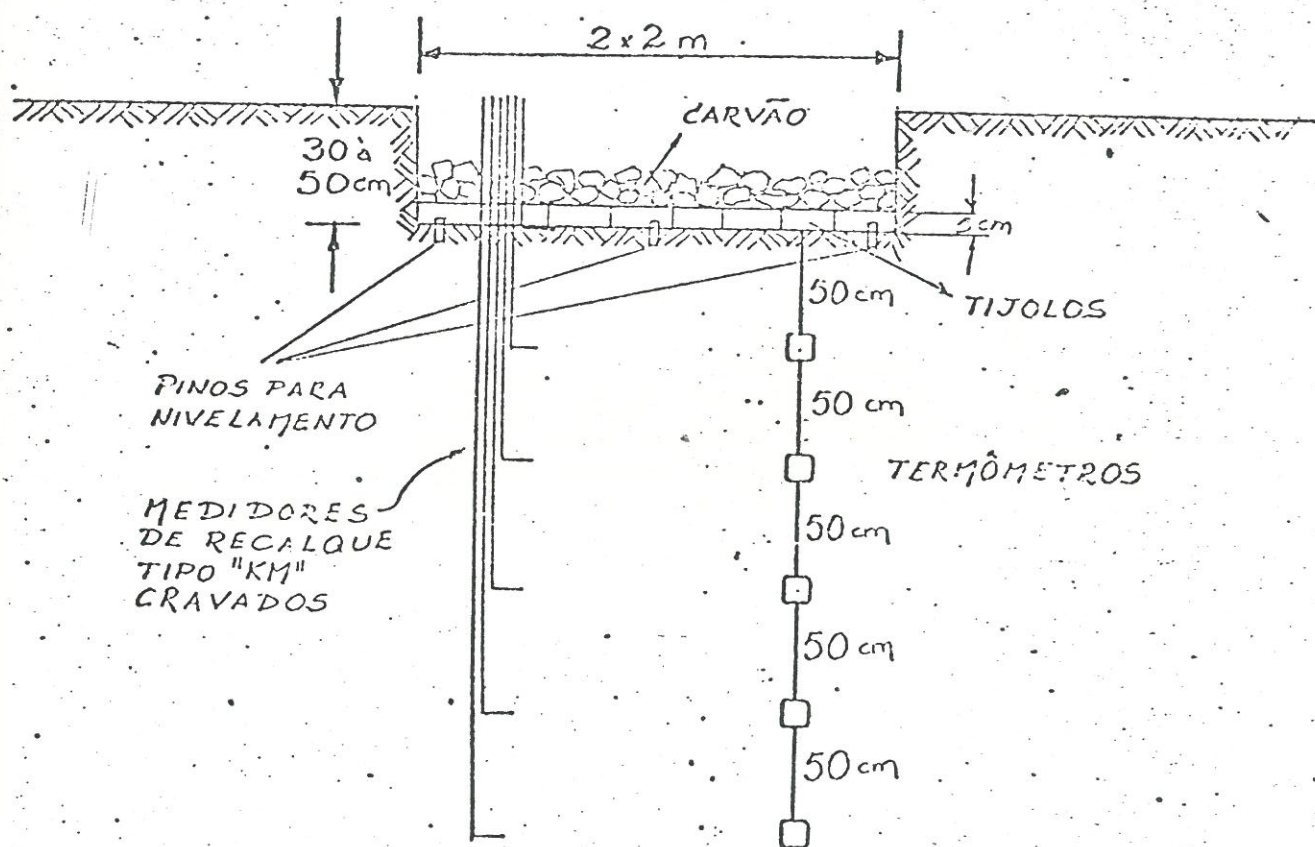


FIG 1

ACQ-C-120377

São Paulo, 21 de agosto de 1977

A-06

Aços Minas Cerais S.A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
Caixa Postal, 1390
Belo Horizonte - MG

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: Instalação de instrumentos na base do Alto-Forno

Prezados Senhores:

Em complementação ao nosso relatório AQO-260777, o qual abordou a conceituação utilizada para a execução do projeto da fundação do Alto-Forno e que levou a V.Sas. nossas recomendações para aproveitar ao máximo a capacidade de suporte do terreno, estamos enviando o presente para esclarecer de modo mais preciso como influiriam os resultados das medidas de pressão sugeridas naquele relatório em benefício do projeto de bases de outros equipamentos que serão instalados na Siderurgica.

No caso específico do Alto-Forno onde o próprio bloco de concreto da base representa 40% da carga total prevista, é de se esperar que tão logo a base esteja pronta já se tenha possibilidade de proceder a leituras das células de pressão, de modo a comprovar que a carga da base é sustentada parcialmente pelas estacas e parcialmente pelo terreno sob a base. Caso se queira acelerar os carregamentos, poderíamos sobrepor à base minério de ferro até uma altura de cerca de 4 m o que corresponde ao carregamento total do Alto-Forno, ou seja cerca de 22000 t. Com a carga operacional agindo na fundação, mesmo por prazo de apenas uma dezena de dias, teríamos condições de colher dados de pressão e recalques de forma a conhecer com exatidão o comportamento da fundação, as parcelas de carga absorvidas pelas estacas e pelo terreno e a curva tensão-deformação do solo e das estacas.

Em princípio porém bastariam as primeiras leituras, ou seja, as efetuadas logo após o término da concretagem da base, para mostrar que a hipótese de se considerar somente as estacas suportando a carga, é falha, incompleta e deve ser revista a favor da economia de fundações semelhantes que com certeza tornarão a ocorrer em sua obra. Reconhecemos que não deixa de ser um tanto difícil e onerosa a logística da obtenção de um carregamento morto tão grande sobre tão grande área. Salienta-se porém relevância técnica e econômica da revisão de um conceito de projeto oneroso, reconhecido como superado por autoridades, mas que não será fácil de suplantar sem documentação convincente de prototipo; as vantagens econômicas de inovação tornam o ônus do ensaio um pequeno investimento de alta rentabilidade, considerando o grande número de blocos de estacas a projetar e executar.

Os valores observados de pressões e de deslocamentos, servirão para determinar os parâmetros nominais de elasticidade do solo sob a base do Alto-Forno; para outros equipamentos, localizados em outras áreas, os parâmetros serão extraídos a partir de dados extraídos de provas de carga sobre placas (de vários diâmetros) diretamente sobre o local onde se assentará a fundação projetada, sempre ajustando para a grande "prova de carga" de prototipo que teria sido realizada no Alto-Forno.

Repetindo o exposto resumidamente podemos dizer que as leituras das células de pressão servirão de imediato para alertar sobre a necessidade de revisar conceitos antigos de projetos de fundações sobre estacas. Aceita a nova conceituação, deverão ser executadas provas de carga no campo, para conseguir os parâmetros de comportamento do solo necessários para a execução do projeto.

Para otimizar economicamente a possibilidade de empregar com proveito os resultados da grande "prova de carga" de prototipo, será indispensável empregar algum ensaio in situ como ensaio-índice de referência básica. De conformidade com a melhor experiência internacional da atualidade, sugerimos que o ensaio-índice de referência seja o de Penetração Estática de Cone (EPE). Assim recomendamos que após a cravação das estacas Franki na base do Alto-Forno, sejam realizados alguns ensaios EPE para aquilatar o aumento de densidade provocado pela cravação da estacaria (estacas de deslocamento) e para servir de interpretativa dos parâmetros nominais de elasticidade do solo de suporte do bloco. Demais provas de carga diretas sobre placa deverão ser programadas de conformidade com a gama de variação de densidades dos solos típicos locais, sempre com referência básica a valores EPI. Em separado submetemos a programação ampla e "completa" de investigação complementares que julgamos dever recomendar como investimento de rentabilidade indiscutível para a otimização técnica e economia de todas as unidades da Siderurgica.

Sem mais para o momento, subscrevemo-nos,

Atenciosamente



Mario Cepollina

MC/XMO

São Paulo, 31 de agosto de 1977

A-02

Aços Minas Gerais S.A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
Caixa Postal, 1390
Belo Horizonte - MG

ANEXO I - PROJETO

At. Eng. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: Investigações complementares
nas chaminés da coqueria

Prezados Senhores:

RECEBERAM COPIAS				
IEE-C	IAA			

Vimos por meio deste encaminhar a V.Sas. nosso parecer em relação às investigações necessárias a fim de executar o projeto das fundações das chaminés da coqueria.

Em relação à topografia original do terreno, o lay-out da coqueria exigiu a execução de cortes na área mencionada. Os cortes, executados a fim de se atingir a cota + 996.00 m de projeto, tiveram na área em questão, uma altura média de 10 a 12 m e por conseguinte representam um alívio médio de tensões da ordem de 16 t/m² (devido à não saturação do solo).

Efetuada os cortes necessários foi executada uma sondagem de reconhecimento com medição de golpes SPT (SC-1 e SC-2), no centro de cada chaminé.

Conforme informação fornecida por V.Sas. a carga na fundação das chaminés parece ser estimada em 20 t/m².

Com base na única sondagem disponível nos é muito difícil dar uma orientação quanto à solução otimizada das fundações da obra mencionada devido à potencial heterogeneidade dos solos residuais.

Assim sendo, em reunião com V.Sas., foi sugerida a execução de investigação complementar simples nas bases das chaminés a fim de se comprovar a existência ou não de material de comportamento inferior. Cabe ressaltar que tanto sondagem SPT como ensaios EPE (Deep Sounding) só podem servir de índices para termos comparativos de comportamento, visto que, caso bolsões de material de pior qualidade sejam detectados, ocorrerão problemas quanto a recalques e recalques diferenciais de tombamento na área acima mencionada, por motivo da grande relação de altura para base das chaminés. Lembramos também o fato que, na fase inicial de uma investigação de subsolo, as sondagens SPT, por permitirem a identificação do tipo de solo, são preferidas em relação aos ensaios EPE (por fornecerem índices de melhor qualidade são usualmente feitos em menor número e lado a lado com as sondagens para a comparação sistemática com os valores SPT).

Sugerimos portanto a execução de 3 sondagens SPT por base de chaminé, posicionadas no perímetro e igualmente espaçadas em relação ao centro e atingindo profundidade de cerca do diâmetro da base. Assim que tivermos em mãos os resultados destas sondagens poderemos aventar a possibilidade da ocorrência de recalques diferenciais e assim ponderar sobre a solução da fundação da base.

./..

Caso a solução se encaminha para fundação direta, recomendariamos tanto para a otimização respectiva, como para a documentação cabal perante a Projetista estrangeira a utilização de resultados de provas de carga executadas nas áreas de corte - vide relatório ACO-G-050977 a ser encaminhado brevemente - para o cálculo aprimorado dos recalques da base. Cabe ressaltar que só proporíamos a fundação direta no caso de estimarmos um recalque pequeno, justificando o pequeno investimento adicional na prova de carga para comprovar a decisão de rentabilidade pretendida.

Cabe lembrar que o uso dos índices SPT e/ou EPE para a estimativa direta dos recalques e recalques diferenciais não é recomendado pois, se porventura chegarem a valores grandes de recalques estimados, de pouca valia será concluir que a variação possível de recalques de um extremo a outro da base se limite a 10% ou 20% do recalque. Baseados na nossa experiência de inúmeros casos de fundações em solos residuais, calculadas baseadas em informações fornecidas por SPT, EPE e provas de carga, lembramos que quase todas vezes o cálculo de recalques através de índices SPT ou Rp (resistencia de ponta do EPE) pelos processos publicados na bibliografia internacional, como por exemplo de Schmertmann, Terzaghi e Peck, Terzaghi e Peck modificado, Peck e Bagaraa, Alpan e finalmente Parry não representa a realidade e pode apresentar valores de 1 a 50 vezes o valor medido, devido principalmente às hipóteses inseridas em cada processo de cálculo.

Como exemplificação, estimamos, com base nos valores máximos e mínimos de SPT (18 e 10 respectivamente) encontrados nas sondagens da área da coqueria, na cota da fundação, os recalques e recalques diferenciais máximos que poderão ocorrer. Através dos processos de cálculo acima mencionados chegamos a recalques variando entre 1 cm e 35 cm; recalques diferenciais máximos variando de 1.5 cm e 26 cm e distorção angular máxima variando de 1/60 a 1/1000. A experiência de nosso escritório em relação ao comportamento destes solos residuais nos leva a suspeitar destes valores obtidos.

Assim sendo aguardamos o resultado desta investigação complementar do subsolo sob as chaminés a fim de encaminhar a V.Sas. nossa indicação sobre a otimização da fundação em epígrafe. Reiteramos nossa posição, externada na reunião com V.Sas. e a Projetista estrangeira, de que para fins de cálculos de recalques, em nada contribuem as sondagens especiais com retirada de amostras indeformadas Pitcher ou Denison e ensaios laboratoriais respectivos. Para a estimativa do recalque médio necessitamos de provas de carga diretas, preferivelmente associadas a ensaios-índice tipo SPT ou EPE.

Uma vez aceita a estimativa do recalque médio (o que frequentemente conseguimos alcançar por correlação intuitiva à base de nossa "experiência"), emprega-se com muito proveito a mera comparação de resultados SPT e/ou EPE em extremos da área carregada como índice de recalques diferenciais.

Sem mais de momento, firmamo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. R. DE NELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Vitor F. R. de Nello

VM/rmo

VM

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS E/C LTDA.

Rua Capitão Antonio Rosa, 297
Tels.: 250-8223 - 852-9280
São Paulo - CEP 01443

AQO-C-301077 (annex)

São Paulo, October 30, 1977

To Woodall - Duckham

Dears Sirs:

1. We have on hand your Drawing no 1/4081/8112 Rev.A, dated 20/9/77 and entitled COKE OVEN AND BUNKER: FOUNDATION PHILOSOPHY, and have just received from MPL Engenharia de Projetos Ltda. their Drawings NTS 09/77 - 0004 and 09/77-0005 emitted as Piling Drawings.

As is recorded in summary in the Minutes of the meeting of Sept. 30, it was understood that a central part of the unit has high static loading and essentially no subsequent effect from operation temperature and loading, and meanwhile the two lateral "galleries" for waste gas flue would receive very little static loading but would be subject to the most significant loading due to temperature. In particular, it was stated that in the central area the cold stage dead loading could amount to about 90% of the total static loading.

Correspondingly despite item 6.4 of the said Minutes, it seemed important, as stated in items 14 and 22 of the same Minutes, to reappraise the said Foundation Philosophy.

2. We feel certain that your Civil Engineering Department has sought the desired and necessary revision of design philosophy. However nothing has formally transpired from such efforts. Incidentally, in case the Process Engineering Department were to present difficulties that could be surmounted rather than accepted and justified, it was agreed that Dr. Burland of BRS would be kept informed, so that if necessary he could participate in a final discussion, on our behalf.

We have not been informed of any such steps or their consequences.

3. Finally, even if the design philosophy were maintained essentially as written in the said Drawing, it was agreed that the specifications regarding differential settlements would be detailed in more realistic terms. During an initial phase of loading, when no equipment is being installed and anchored, obviously there are no restrictions on moderate settlements: it is the increments of settlements upon application of increments of loads and/or operation stresses, that must be carefully restricted. It was agreed, and is hoped, that such more realistic specifications on permissible settlement behaviour would be shortly detailed in order to permit progressing with design computations and decisions.
4. With regard to the effects of heating, we wonder if you have been able to procure any more specific information in favour of the top 5 m of inactive pile length, than as stated at the end of item 3.2.7.1 of CP 2004 (an item which hardly appears applicable).

Moreover, it would be of interest to know what is your official reaction to what is set specifically in item 3.2.8 Heating, of the said code CP 2004,

./..

wherein it appears that the transmission of heat "may also cause damage to the foundation material, particularly concrete", and therefore does not appear to be accepted, inasfar "insulating materials may be adequate, but in many cases some form of forced ventilation or cooling by circulated water may be required".

5. Pending our receiving more specific and detailed information on the questions raised and agreed to, we regret that we do not consider ourselves sufficiently documented with regard to the basic requirements of the Foundation Design.

Very truly yours.

São Paulo, 1º de setembro de 1977

AQOS MINAS GERAIS S.A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
Belo Horizonte - MG

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

INVESTIGAÇÕES GERAIS E INICIAIS NAS ÁREAS DE ATERROS
PARA O PROJETO DE FUNDAÇÕESA - Considerações iniciais

Para a implantação da Siderurgica foi escolhida uma área com topografia acidentada, o que implicou na execução de cortes e aterros de grandes alturas. Deve-se então iniciar um programa de investigações específicas complementares que nos possibilitem projetar as fundações dos edifícios industriais e equipamento, do modo mais apropriado técnica e economicamente, tendo em mente os problemas característicos e as possibilidades de utilização das propriedades decorrentes do movimento de terra.

Este relatório inicial trata somente de ÁREAS DE ATERRO, de modo genérico, e será completado a seguir por outro que tratará das áreas de corte.

1. Problemas envolvidos.

- a)- Como principal problema, vemos o adensamento de camadas de solos compressíveis saturados da fundação, inclusive as mais sérias, de argila orgânica mole, que existem sob certas áreas do aterro, ou por ter sido permitida a permanência das mesmas, ou por não terem sido localizadas e retiradas de locais onde em princípio toda a "argila mole" deveria ter sido retirada.
- b)- Cabe mencionar também que poderemos ter recalques devido ao adensamento do próprio aterro que terá em algum grau desenvolvido sob as pressões neutras (principalmente em áreas onde foi executada a compactação com material com umidade bem acima da ótima, especialmente quando proveniente de horizonte submerso e saturado na caixa de empréstimo): a rapidez da subida dos aterros da presente obra leva a que, alcançado o greide, ainda possam sobrar significativas parcelas de deformações de tal tipo. Poderemos incluir também neste item a possibilidade de uma acomodação ou densificação de certas áreas que possam ter sido aterradas com material muito fofo, ou onde o aterro foi assentado sobre material resultante de escorregamentos (por exemplo: Bacia nº 5).

Neste caso será necessária a instalação de piezômetros em áreas onde se sabe que a compactação foi feita com o solo apresentando umidade acima da ótima e portanto provavelmente desenvolveram-se pressões neutras, cuja dissipação será controlada pelos piezômetros, e conforme necessário acelerada localmente por bombeamentos.

mto
avaliado
12/11/77

Todas as sondagens SPT que forem (e estão sendo) executadas nos aterros devem ser aproveitadas como piezômetros. Sabe-se que muitas delas já executadas apresentaram artesianismo, ou seja, o nível d'água quando atingido acusou uma rápida subida dentro do tubo de revestimento. Dados como estes são importantíssimos e devem ser mostrados em destaque.

Para melhor observação destes casos há necessidade de se esgotar o furo de sondagens e de se acompanhar a subida do nível até a estabilização. Esta técnica de esgotamento costuma ser obrigatória quando se pretende determinar com exatidão o nível d'água em sondagens onde foi utilizada a perfuração por lavagem antes de ser encontrado o N.A. do terreno. Conforme o caso repetir duas ou três vezes sucessivamente a mesma profundidade de esgotamento, após intervalo apropriado de tempo, para verificar se há deceleração do tempo de subida do nível com a repetição dos esgotamentos.

c)- Finalmente há que se ter em mente a possibilidade de ocorrência de compressões adicionais no terreno natural (argilas porosas) que servirá de fundação para o aterro. Este problema será tanto mais importante quanto menor for a altura do aterro. Admitindo (justificadamente) que os aterros apoiados sobre terreno natural insaturado cheguem aproximadamente à estabilização pouco após alcançado o greide (recalques quase instantâneos) resta ainda considerar as consequências de carregamentos sobre o greide. O acréscimo de carga devido às cargas dos edifícios industriais pode representar uma parcela significativa comparada com a carga do aterro; além disto sendo pequena a altura do aterro, não há boa distribuição de cargas, podendo atingir o terreno natural tensões que podem levar a recalques significativos. bk

d)- Comparando-se os itens anteriores podemos dizer que os de maior importância são os que dependem da dissipação lenta de sobrepressões neutras: via de regra tal fator poderia ficar restrito ao caso do item a) supra, visto que em geral as acomodações b) do próprio aterro costumam ser rápidas. No caso em apreço, porém, três fatores contribuíram para situações inusitadas do caso b), isto é, as unidades altas de compactação, os empréstimos essencialmente saturados, e a rapidez de subida. Os casos a) e b) atuais exigem, portanto, um acompanhamento por medidas de recalques e por indicações piezométricas, para julgar do comportamento do próprio aterro, cujas condições de drenagem (de dissipação) são insuficientemente definidas.

2. Vantagens do aterro.

A principal vantagem apresenta por aterros compactados é a homogeneidade, o que possibilita reduzir consideravelmente os programas de investigações; acarreta um comportamento analogo para as fundações de pilares diversos, etc..

Outra vantagem é abrir a possibilidade de termos em mãos a possibilidade de se criar o solo onde serão apoiadas as cargas. Conforme necessário poderemos alterar as especificações de compactação de forma a conseguirmos até certo ponto a "rigidez" que quizermos.

B - Programa de investigação, genérico.

Conforme nosso relatório AÇO-150677, recomendamos que se execute um controle de recalque nos aterros onde deverão ser assentados edifícios ou equipamentos. Os controles deverão ser feitos de duas maneiras: a instalação de medidores de recalque tipo JM, e o nivelamento topográfico rigoroso. Colateralmente serão procedidas observações piezométricas em furos de sondagens e em piezômetros que se tenha instalado segundo indicações da PROJETISTA.

Ao contrário da recomendação acima, a programação que passaremos a descrever deverá ser executada em determinadas áreas tomadas como representativas de todos os aterros e as conclusões extraídas das investigações nestes locais deverão ser estendidas a todos os outros aterros semelhantes. Serão executadas sondagens à percussão, ensaios de penetração estática (deepsounding) e prova de carga em placas. Os dados colhidos serão todos correlacionados de modo que para outras áreas de aterros analógos bastará executar-se SPT ou EPE para se ter, com precisão suficiente a estimativa do comportamento tensão-deformação dos aterros (coeficiente de recalque) que fixará os CRITÉRIOS E AS DECISÕES DE PROJETO.

O programa de investigação e ensaios consiste em:

- a)- Análise de todas as sondagens SPT já executadas nos aterros, para que se conheça a gama de variação da "qualidade" do aterro medida pelo SPT. De posse deste conhecimento deverão ser escolhidas três áreas que apresentaram: baixa, média e alta resistência à penetração segundo um critério formado depois da análise de todas as sondagens executadas em aterros disponíveis até o momento.

Uma análise inicial nas sondagens executadas na área do Pátio de Coque nos mostra uma certa constância dos resultados do SPT em torno de $SPT = 14$.

Provavelmente, com a execução de outras sondagens se certifique que a variação dos valores de SPT entre várias áreas de aterro não seja de tal ordem significativa para justificar a classificação baixa, média e alta conforme sugerida acima e, neste caso passaríamos a considerar somente um tipo de material, representando, no que diz respeito ao SPT, em comportamento médio para todos os aterros, em certo grau ajustável em função do SPT mediante experiência correlata.

- b)- Executar EPE nas proximidades (cerca de 1 m) de cada FURO REPRESENTATIVO SPT, cujos resultados condicionaram a escolha da área em questão para as presentes investigações especiais genéricas. O ensaio EPE não precisará ir além dos 15 m de profundidade do aterro (Admitimos disponíveis os conhecimentos conforme AÇO-G-200977, item 1.2).
- c)- Será então executada uma prova de carga imediatamente contígua sobre placa de 0,8 m de diâmetro. A prova de carga deverá ser levada até a ruptura (inclusive se necessário definida na base de uma deformação da ordem de 12 cm) ou até a tensão de 7 kg/cm^2 .

./..

- d)- Serão feitas no mínimo duas provas de carga em cada caso, em locais distintos que tenham apresentado baixa, média e alta resistência à penetração SPT e EPE.
- e)- Com estes dados estabeleceremos interpretativamente uma relação entre coeficiente de recalque e os resultados das sondagens tanto SPT como EPE. Falta porém pesquisar a VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE RECALQUES EM RELAÇÃO ÀS DIMENSÕES DA ÁREA CARREGADA. Para esta pesquisa visualizamos a execução de mais algumas provas de carga (mínimo de 6) em áreas que tenham apresentado uma resistência à penetração média, e com a utilização de diâmetros diferentes que 0,8 m: sugerimos a utilização dos seguintes diâmetros 0,30m, 1,5 m e 2,5 m aproximadamente. Como se sabe, a tendência de diminuição do coeficiente de recalque com o aumento da área carregada é diferente dependendo se o solo é mais argiloso ou mais arenoso. Será de grande valia que se execute as provas de carga com diâmetros diferentes tanto em aterros que apresentaram altos valores de densidade seca (solos arenosos) como em áreas que apresentaram baixos valores de densidades (solos argilosos).

Cada prova de carga deverá se repetir pelo menos uma vez em áreas diferentes e que apresentem aproximadamente os mesmos resultados em sondagens SPT e as mesmas características (argilosas ou arenosas, que serão aferidas em função de densidades aparentes secas máximas de compactação HIL-PROCTOR ou HILF-HARMIN)

- f)- Nas proximidades das provas de carga serão retiradas: um bloco indeformado da mesma cota onde será executada a prova de carga, e um segundo bloco à profundidade ϕ (onde ϕ é o diâmetro da placa da prova de carga. Com o material dos blocos serão executados os seguintes ensaios (a serem descritos pormenorizadamente conforme necessários):
- típicos de caracterização: limites de Atterberg, granulometria, umidade, densidade natural e dos grãos, etc.;
 - HILF-PROCTOR, sem secamento e sem reuso do material (Se conveniente substituir pelos HILF-HARMIN, segundo relatório AÇO-G-200977)
 - ensaio edométrico, obrigatoriamente com curva de descarga;
 - 4 triaxiais $\bar{R}$ (adensado rápido com medida de pressão neutra).
- g)- Posteriormente poderá ser executado, em alguns locais próximos as provas de carga já executadas, investigação por meio de PRESSIOMETROS que poderão ser o Menard ou o Camkometer. Oportunamente enviaremos recomendações detalhadas sobre tal investigação (ver relatório AÇO-G-290977).
- h)- Quanto aos EPE (deepsounding), devido à premência da necessidade de informações aceitamos que tais ensaios sejam executados de acordo com técnicas que vem sendo empregadas e com os equipamentos existentes, porém deve-se mencionar que inúmeros aperfeiçoamentos vem sendo alcançados principalmente pela utilização de equipamentos mais modernos e técnicas mais cuidadosas na execução de ensaios. Oportunamente enviaremos relatório com recomendações e comentários sobre tal tipo de ensaio (AÇO-G-300977).

C - Investigações específicas ulteriores para determinados aterros, ou determinadas fundações.

Antes da fixação de um programa específico de investigação é imprescindível que se analise a planta "as built" que está sendo executada.

Deverão também ser analisados criteriosamente os resultados de controles de recalques executados na área.

Só depois da análise destes dados é que se pode determinar um PROGRAMA ESPECÍFICO COMPLEMENTAR de investigações e que deverá liminarmente compreender um conjunto mínimo de sondagens SPT (ver item 1.2.6, AÇO-G-200977). Presume-se que através de correlações já determinadas em investigações prévias, se conseguirá conhecer com aproximação adequada os parâmetros necessários para a escolha e otimização das fundações em estudo.

Continuando a ser utilizada a vantagem do aterro ser "homogeneo", visualizamos que em cada caso seja necessário um mínimo de sondagens à percussão por exemplo uma a cada 3000 a 5000 m² e estas deverão se concentrar em áreas de aterro mais alto (correspondendo a antigos fundos de vales, visando a localização de possíveis bolsões de argila que tenham permanecido sob o aterro) e em zonas de transição corte-aterro onde as fundações poderão se apoiar em terreno natural, ou melhor, onde se deverá contar com o terreno natural para sustentar as cargas. A PLANTA DE CARGAS DO LAYOUT também influirá, sugerindo sondagens em posições de unidades especialmente pesadas, sensíveis a recalques, e com grande relação altura/base.

No caso de se constatar a existência de argila compressível confinada sob o aterro, deverão ser instalados piezômetros (tipo Casagrande) para fornecer o acompanhamento do adensamento, que será feito baseando-se em dados de recalques superficiais e em controle de dissipação das pressões neutras, acusadas pelo piezômetro.

Em resumo, o conceito do programa de investigações que deverá ser executado PRIORITARIAMENTE é o seguinte: aproveitar da homogeneidade dos aterros e executar imediatamente em programa básico e genérico de ensaios, sondagens e provas de carga, que deve ser aproveitado em todos os outros aterros. Com o aproveitamento dos resultados deste programa inicial, todos os outros programas poderão ser grandemente simplificados e reduzidos sem perda de conhecimentos necessários para os projetos de fundações.

Sem mais para o momento, subscrevemo-nos,

Atenciosamente.

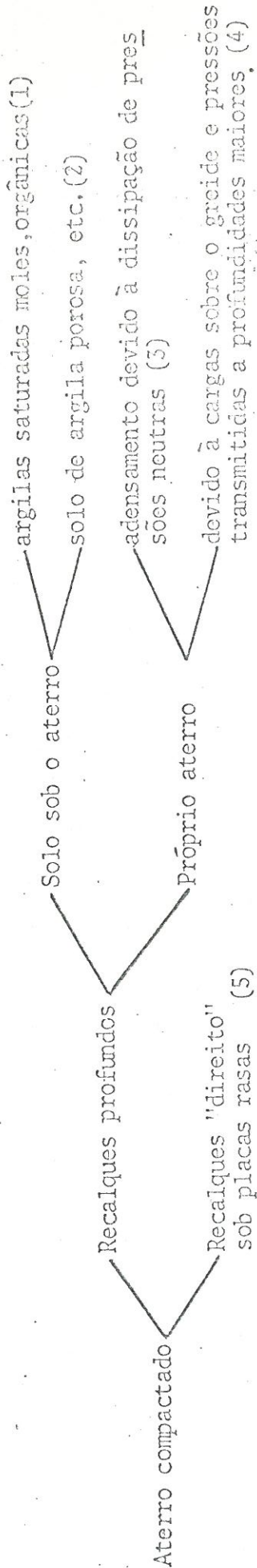
VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Victor F. B. de Mello

Victor F. B. de Mello

ESQUEMA (1)

PROBLEMAS-EFEITOS-INVESTIGAÇÕES E SOLUÇÕES

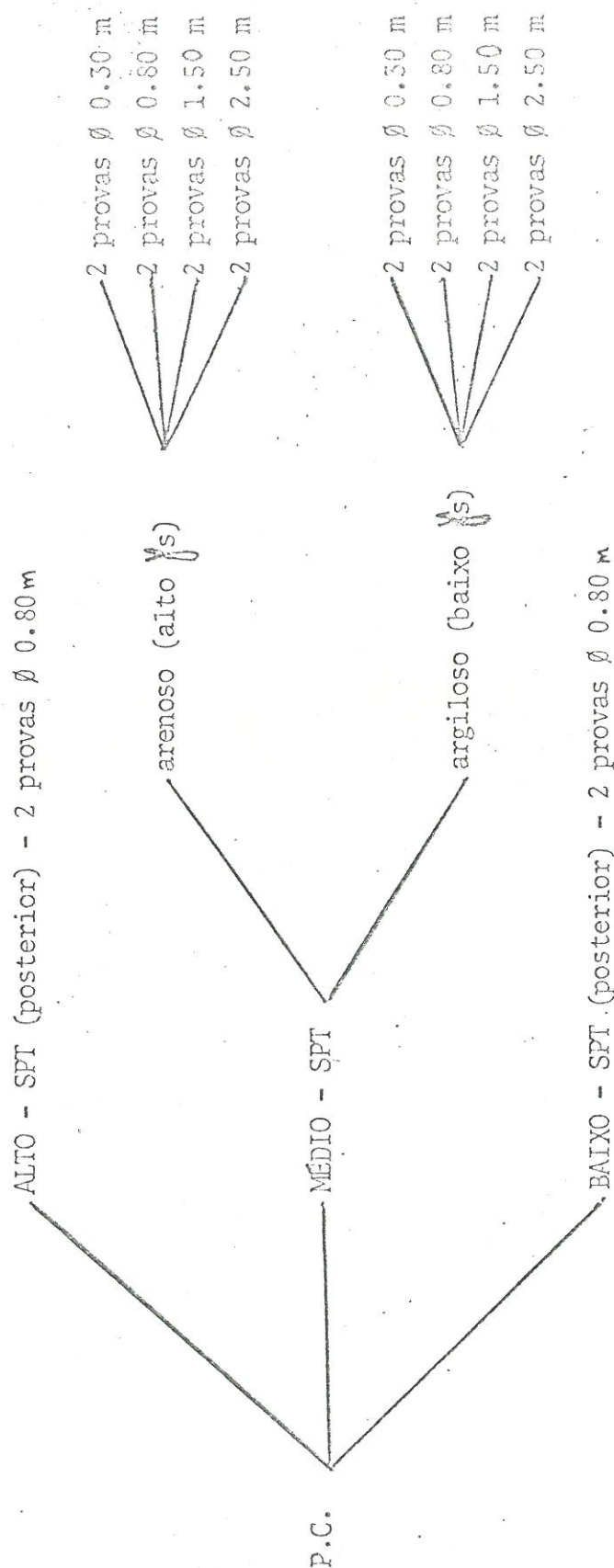


	EFEITOS	INVESTIGAÇÕES INICIAIS	POSSIBILIDADES DE SOLUÇÕES
(1)	Recalques lentos e excessivos (dependem da espessura da camada em compressão)	Análise da planta "as built" sondagens nos talwegues (SPT), (EPE) instalação de piezômetros, controle topográfico	bombeamento sobre cargas mudança do lay-out
(2) e (3)	Recalques mais rápidos e menores que o item anterior	idem	bombeamento sobrecarga
(4)	Recalques instantâneos	Sondagens SPT EPE medidores KM controle topográfico	sobrecarga
(5)	Recalques "elásticos" e pseudo-elásticos, "diretos".	provas de carga in situ relacionadas com SPT, EPE e ensaios de laboratório (interpretativo)	resultados das provas de carga fornecidos para otimização de projeto

ESQUEMA (2)

PROVAS DE CARGA EM ATERROS

$\sigma \rightarrow$ até ruptura ou $\sigma \approx 7 \text{ kg/cm}^2$

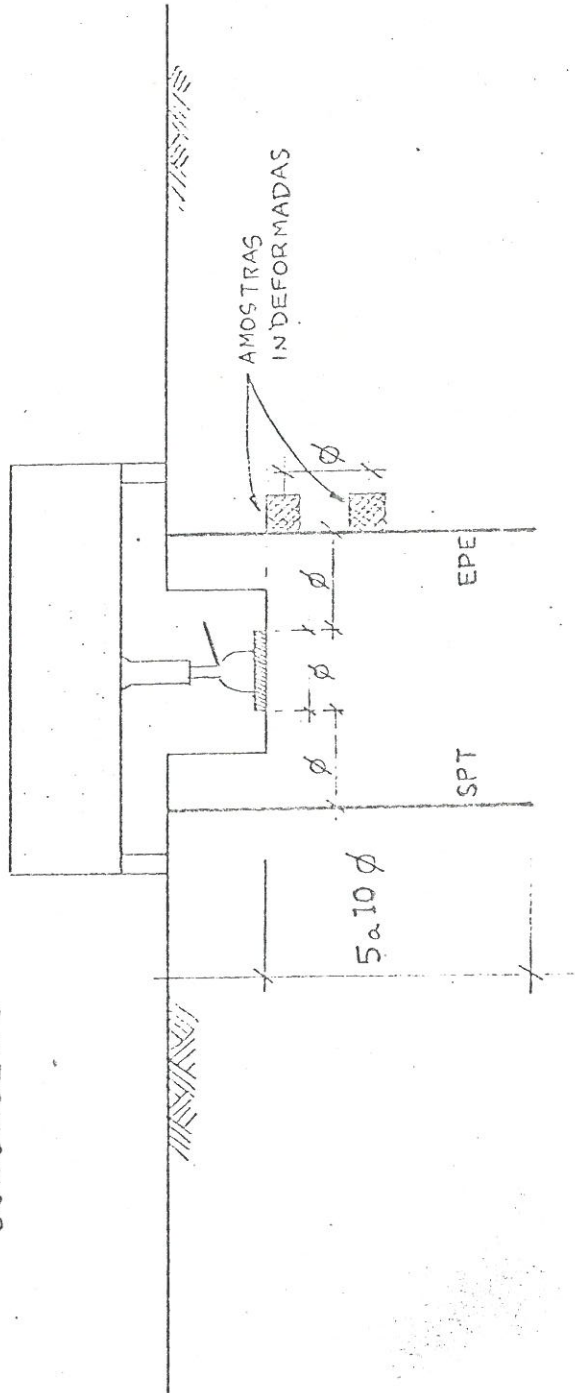


N.B.: Por enquanto, só se considerou PLACAS RASAS ou POUCO PROFUNDAS.

Para casos eventuais de tubulões profundos, poderão ser consideradas PROVAS DE CARGA DE PLACAS PEQUENAS NO FUNDO DE PERFURAÇÕES, A VARIAS PROFUNDIDADES.

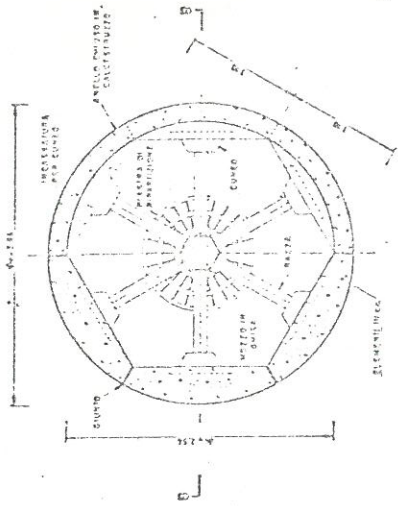
ESQUEMA 3

a) PROVA DE CARGA
EM PLACA E
SONDAGENS

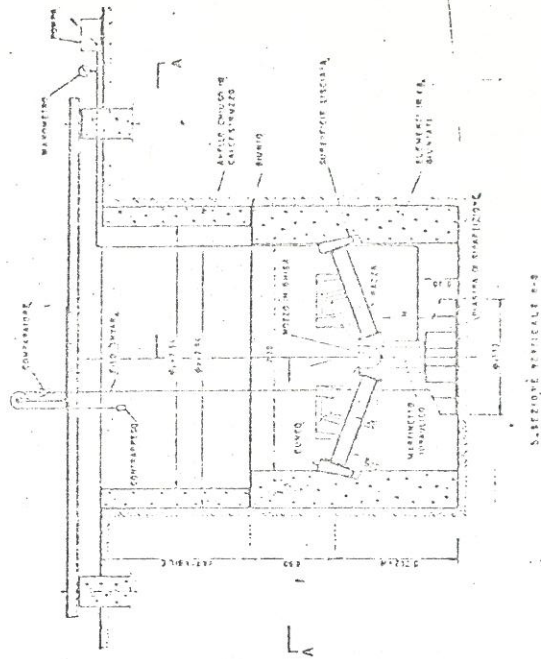


AMOSTRA
INDEFORMADA
E
TALHAGENS

GRANULOMETRIA
LL, LP
 w_p
 w_L
HILF-PROCTOR
EDOMETRICO
TRIAXIAIS $\bar{\sigma}$



SEÇÃO CRISTALINA A-A



SEÇÃO VERTICAL B-B

b) ALTERNATIVA DE CARRE-
GAMENTO PARA PROVA
DE CARGA EM PLACA.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Rua Capitão Antônio Rosa, 297

Tele.: 280-8223 - 852-9280

São Paulo - CEP 01443

ACO-G-050977

São Paulo, 05 de setembro de 1977

ARQUITETO

Aços Minas Gerais S.A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
BELO HORIZONTE - MG

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: Investigações Gerais e Iniciais nas áreas
de corte para projeto de fundações.

Prezados Senhores:

RECEBERAM CÓPIAS				
1EE	1SE			

1. Considerações Iniciais

Da mesma forma que fizemos para áreas de aterro, elaboramos este relatório tratando de modo genérico dos problemas, vantagens e investigações imediatas necessárias para as áreas de corte.

1.1 - Problemas envolvidos.

- 1.1.1- Os solos residuais, sendo provenientes de decomposição por ата que físico e químico de rochas com seus sistemas de folhas, são em potencial heterogêneos num mesmo horizonte podendo existir zonas mais, e outras menos, resistentes do que o comportamento médio da área.
- 1.1.2- Os edifícios e equipamentos que serão instalados são de modo geral de grandes dimensões e extremamente exigentes quanto a recalques máximos permissíveis. As grandes dimensões fazem com que aumente a probabilidade do mesmo equipamento varrer uma gama muito grande de tipos e condições de solo (principalmente quanto a suas propriedades de resistência e compressibilidade) dada a heterogeneidade dos solos do local.
- 1.1.3- Outra consequência das grandes dimensões é o fato de que os equipamentos estarão quase sempre assentes em cortes de diferentes alturas. Por exemplo: num extremo o corte pode ter sido de 5 m, enquanto no outro extremo pode ter chegado a 15 m de altura. É de se esperar que a compressibilidade seja menor onde o corte foi de maior altura.
- 1.1.4- Possibilidade de ocorrência de inchamentos por alívio de tensões devido ao corte, que serão investigados através de observações sugeridas em nosso relatório ACO-G-210977: a estimativa de recalques em áreas de cortes inclui inexoravelmente uma recompressão inicial em função de tais inchamentos do alívio devido a terraplenagem.
- 1.1.5- Ocorrência de níveis d'água elevados dificultando a execução da terraplenagem e/ou escavação para execução de bases dos diversos equipamentos. O problema deverá ser resolvido de caso em caso, dependendo do tipo de solo do local e do tempo que se dis-

põe para execução das fundações. De qualquer forma ressalta-se como liminarmente indicado em solos residuais, muito susceptíveis a prejuízo por fluxo d'água, o possível emprego de sistemas de rebaixamento do lençol através do bombeamento, recurso que talvez seja obrigatório em certas áreas para que fluxos d'água ascendentes não prejudiquem o solo da fundação.

- 1.1.6- Necessidade de se iniciar um programa de investigações constituído basicamente de PROVAS DE CARGA SOBRE PLACAS e mesmo sobre estacas, para otimizar os conhecimentos de comportamento geotécnico específico e local. Cabe mencionar que poderá também ocorrer necessidade de se utilizar os dois tipos de fundação em um mesmo edifício ou equipamento (devido aos comprimentos e heterogeneidades de terreno) e quando esta solução mista for utilizada será ainda mais aguda a necessidade de conhecer-se o comportamento carga-deformação tanto das estacas como do terreno sujeito a carregamento por placa, para as compatibilizações indispensáveis.
- 1.1.7- Finalmente cabe mencionar a SIGNIFICATIVA ALTERAÇÃO DO VALOR DO SPT executado num terreno que sofreu corte acentuado, com significativo alívio de tensões e alteração do comprimento de hastes para chegar à cota de apoio em questão. Como se sabe ambos fatos tendem a causar uma diminuição no valor do SPT em relação aos valores apresentados na mesma cota antes do corte. Além do fator de variação de energia transmitida ao amostrador em penetração, parte da diminuição é diretamente explicada pelo fato de que a sondagem SPT mede resistência do solo, e principalmente resistência de atrito lateral e portanto a tendência de diminuição de resistência é coerente com a diminuição de tensões confinantes. Por outro lado, apesar da sondagem de SPT medir resistência e não compressibilidades, costuma-se relacionar o SPT com tensão admissível para fundação direta. O que se costuma esquecer é que a tensão admissível é na grande maioria das vezes condicionada por problemas de compressibilidade (portanto recalques) e não por rutura do terreno. Quando um solo sofre alívio de tensão, fica prejudicada a sua resistência, porém sua compressibilidade (na recompressão) quase não sofre prejuízo, isto é, pode ser muito baixa até se alcançarem as tensões anteriormente aplicadas pelo peso de terra que atuava sobre este solo. O que queremos dizer é que as correlações semi-empíricas que relacionam SPT com pressões admissíveis não valem para locais em cortes grandes, e além de não valerem podem nos levar a resultados anti-econômicos (não aproveitando o pré-carregamento do terreno sobrejacente). Além disto, as teorizações desenvolvidas e publicadas na bibliografia, relacionando os índices SPT e/ou EPE com capacidade de carga e recalque apresentam resultados reconhecidamente pessimistas e com diferenças muito grandes entre os vários métodos empregados, quando aplicadas em nossos solos residuais (como por exemplo mostramos em nosso relatório AÇO-G-310877). Deve-se portanto iniciar IMEDIATAMENTE UM PROGRAMA MÍNIMO GERAL GÊNICO DE ENSAIOS E PROVAS DE CARGA INTERRELACIONADOS para estabelecer correlações entre os vários parâmetros resultantes. Somente um programa genérico bem concatenado dará correlações aplicáveis posteriormente a casos diversos, com vantagens técnicas, logísticas e econômicas indiscutíveis, enquanto que programações in-

dependentes e casuísticas para cada unidade só representarão o-nus proporcionalmente muito maior com rentabilidade muito menor.

1.2 - Vantagens do corte

A principal vantagem de execução de fundações em corte está na possibilidade em se aproveitar a baixa compressibilidade que geralmente devemos encontrar devido ao pré-carregamento do terreno retirado. O assunto carece, porém, de parâmetros para quantificação, cabendo ressaltar que mesmo para tensões verticais idênticas, são significativamente diferenciados os estados de tensão despertados por sobrecarga de peso de terra e por sobrecarga de sapata.

2. Programa de investigação genérico

2.1 - Casos de tipos de solo e condições de solo a investigar.

Da mesma maneira que para os aterros, há necessidade de se executar um programa básico de investigações, incorporando no mínimo ensaios EPE e provas de carga em placas em locais escolhidos através de análise de sondagens executadas na área. Uma análise de todas as sondagens SPT já executadas nos cortes (por ex.: área do Alto-Forno, Coqueria, etc.) poderá nos revelar em primeira aproximação zonas que poderemos classificar como de: baixa, média e alta resistência à penetração. Além disso poderemos subdividir entre solos arenosos e solos argilosos, inicialmente através de análise visual-tátil e confirmados através de execução de ensaios Hilf-Proctor ou Hilf-Harmin.

Podemos citar como recomendação inicial a seguinte classificação e como exemplo algumas sondagens onde foi encontrado o material:

2.1.1- Solos arenosos :

- a) $8 < \text{SPT} < 12$: FSA - 2, FSA - 14,
- b) $12 < \text{SPT} < 20$: FSA - 4, FSA - 5,
- c) $\text{SPT} > 20$: SC - 2, SC - 7

2.1.2- Solos argilosos:

- a) $8 < \text{SPT} < 12$: FSA - 1, FSA - 3,
- b) $12 < \text{SPT} < 20$: FSA - 9, SC - 6,
- c) $\text{SPT} > 20$:

Estas sondagens são citadas meramente como exemplo pois sabemos que nas áreas onde estas foram executadas, brevemente se iniciará os trabalhos de fundações (ou já foram iniciados).

Identificado aproximadamente o local desejado, deverá ser executado um furo de trado a fim de coletar material suficiente para a execução de um mínimo de 3 ensaios Hilf-Proctor (ou Hilf-Harmin) a fim de com-

provar através da densidade a classificação inicial de argiloso ou arenoso. De preferência referir a Porcentagens de Compactação e Desvios de Unidade, apenas como índices, mesmo em se tratando de solo indeformado em área de corte (e não aterro).

2.2 - Informação liminar SPT e EPE local.

Escolhido o local, e confirmado, deverá ser executado um EPE a cerca de 1 m de cada FURO REPRESENTATIVO SPT, cujos resultados condicionaram a escolha de área em questão para presentes investigações especiais genéricas. O ensaio EPE não precisará ir além dos 15 m de profundidade (Ver relatório AÇO-G-200977).

2.3 - Provas de carga sobre placa padrão.

Será então executada uma prova de carga imediatamente contígua, sobre placa de 0.8 m de diâmetro. A prova deverá ser levada até a rutura (inclusive, se necessário definida na base de uma deformação da ordem de 12 cm) ou até a tensão de 10 kg/cm².

De forma idêntica à prova supra será realizada uma segunda prova. Assim, serão feitas duas provas de carga com diâmetro de ϕ 0.8 m em cada caso (1a, 1b, 1c, 2a, 2b e 2c).

2.4 - Influência da dimensão da placa.

Quanto ao estudo da variação do coeficiente de recalque dependendo das dimensões da área carregada, espera-se que as conclusões colhidas nas provas de carga sobre placas de diferentes diâmetros a serem executadas no aterro possam ser estendidas com alguma adaptação criteriosa aos cortes. Para comprovação ou aferição, serão necessárias no entanto umas 2 provas de carga sobre placa de 2,5 m de diâmetro, sendo uma em material argiloso e outra em arenoso, e ambas em solos que tenham indicado $12 < \text{SPT} < 20$.

2.5 - Ensaio de laboratório para referência

Ver item Bf) relatório AÇO-G-010977.

2.6 - Ensaio PRESSIOMETRICOS (futuros)

Ver item Bg) relatório AÇO-G-010977.

2.7 - Correções (futuras imediatas) dos ensaios EPE

Ver item Bh) relatório AÇO-G-010977.

3. Investigações específicas posteriores para determinados aterros, ou determinadas fundações.

Um PROGRAMA ESPECÍFICO COMPLEMENTAR de investigações e que deverá liminarmente compreender um conjunto mínimo de sondagens SPT (ver item 1.2.6, AÇO-G-200977) poderá então ser determinado. Presume-se que através de correlações já determinadas em investigações prévias, se conseguirá conhecer com aproximação adequada os parâmetros necessários para a escolha e otimização das fundações em estudo.

Deve-se programar de início uma sondagem a cada 2000 a 3000 m² para se ter uma ideia básica do perfil do sub-solo. Tendo em mãos estes resultados será possível julgar a necessidade ou não de se executar mais sondagens de acordo com: o grau de heterogeneidade mostrado pelas primeiras sondagens; a plan-ta de cargas do layout (sugerindo sondagens em posições de unidades especial-mente pesadas, sensíveis a recalques ou com grande relação altura/base); e o tipo de solução inicialmente visualizada. Por exemplo - caso a análise das primeiras sondagens mostre que a fundação mais apropriada é por estacas cra-vadas, não serão necessárias mais sondagens ou ensaios.

Seguem anexo esquemas de resumo explicativo do programa básico inicial de en-saios e provas de carga.

Sem mais para o momento, subscrevemo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Victor F. B. de Mello

VM/rmô.

ESQUEMA Nº 1

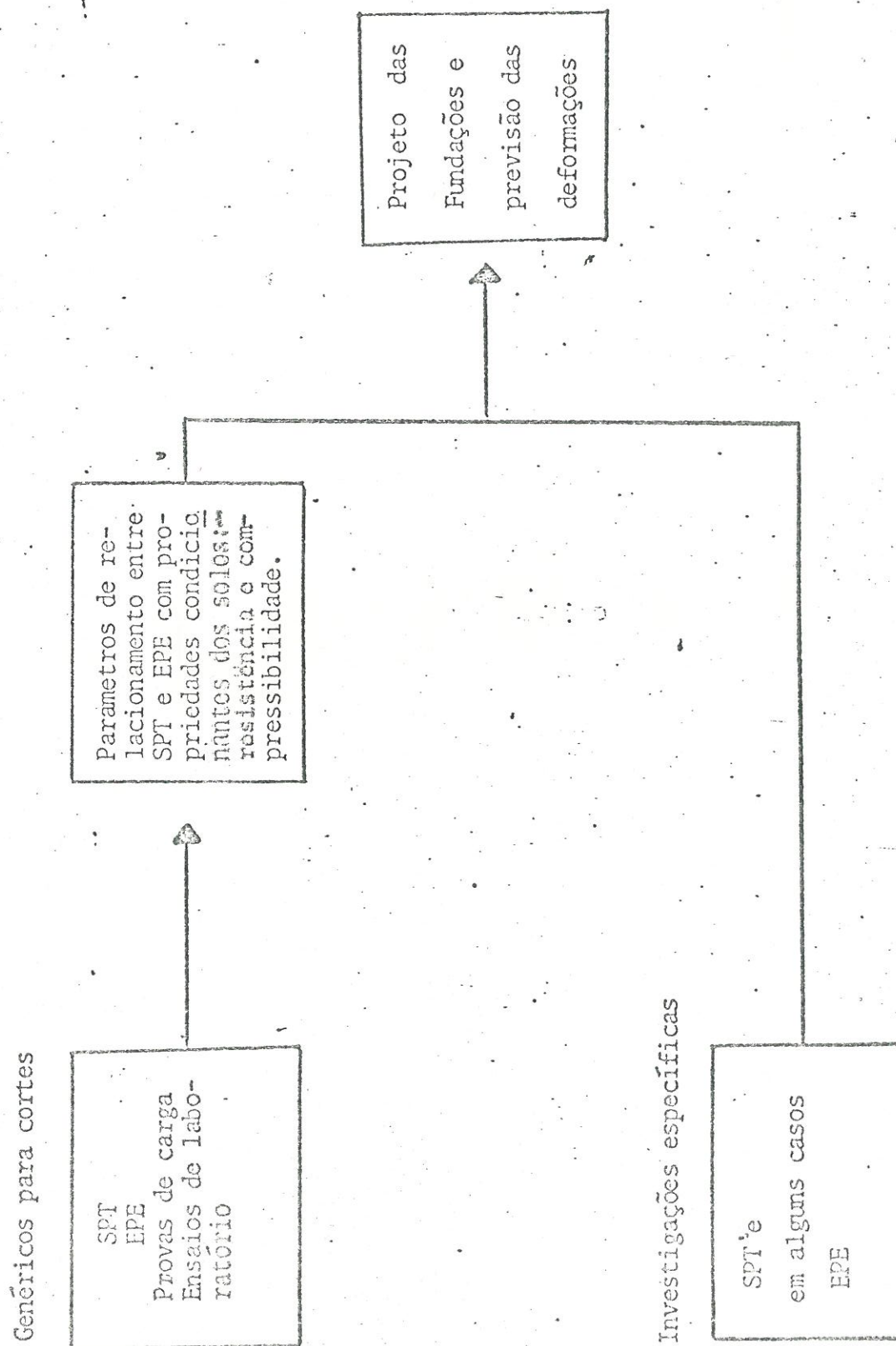
Problemas envolvidos

- | | |
|------|---|
| 1º - | Heterogeneidade de resistências e compressibilidades |
| 2º - | Grandes dimensões dos edifícios |
| 3º - | Inchamento (função de tempo e de condição de água do subsolo) |
| 4º - | Interferência com N. A. |
| 5º - | Necessidade de se aferir os valores de SPT em regiões de corte. |

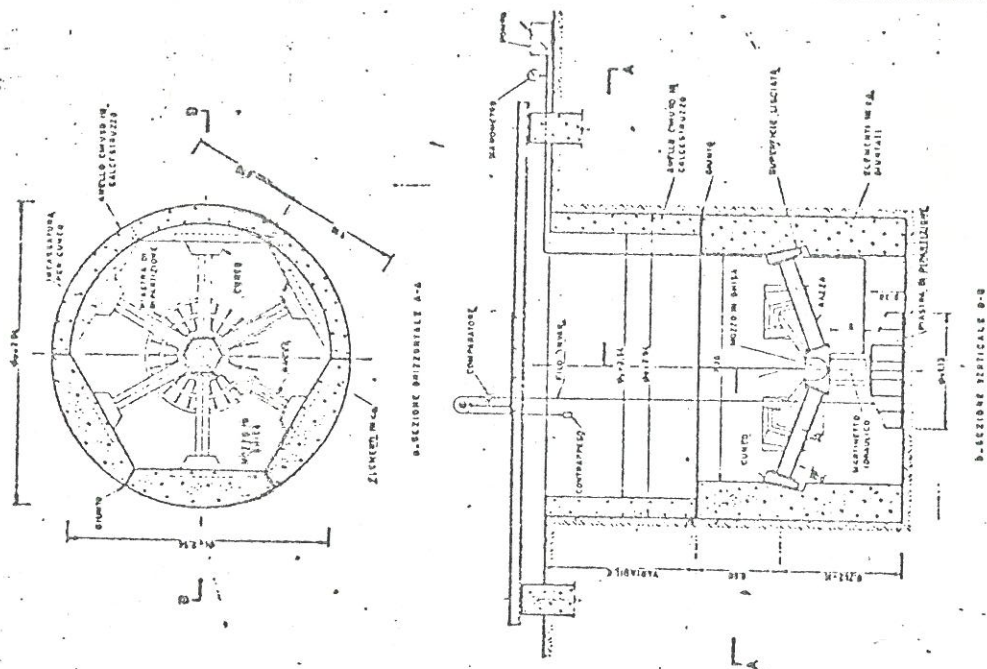
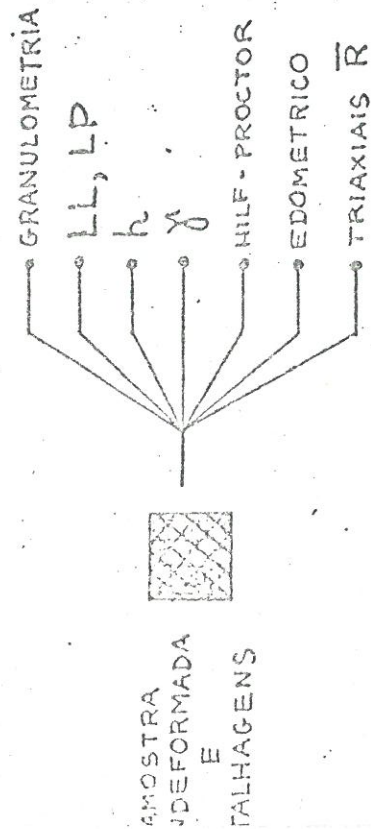
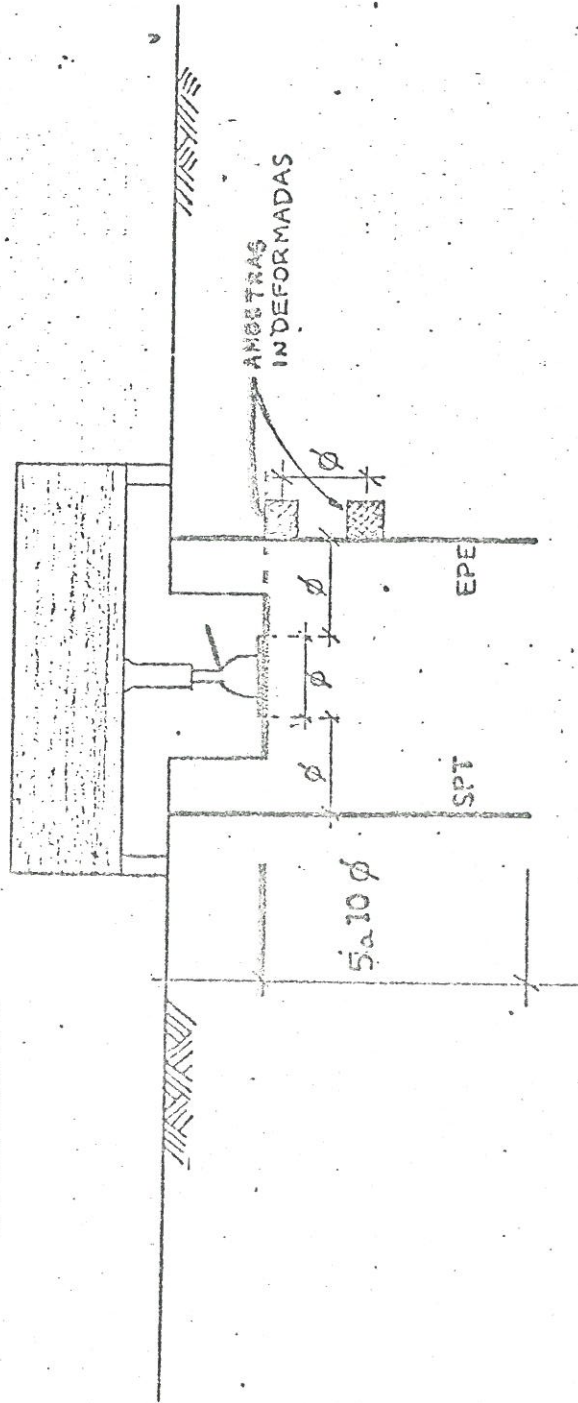
FUNDAÇÕES EM ÁREAS DE CORTE

ESQUEMA Nº 2

Conceituação do programa básico de investigações



c) PROVA DE CARGA EM PLACA E SONDAGENS

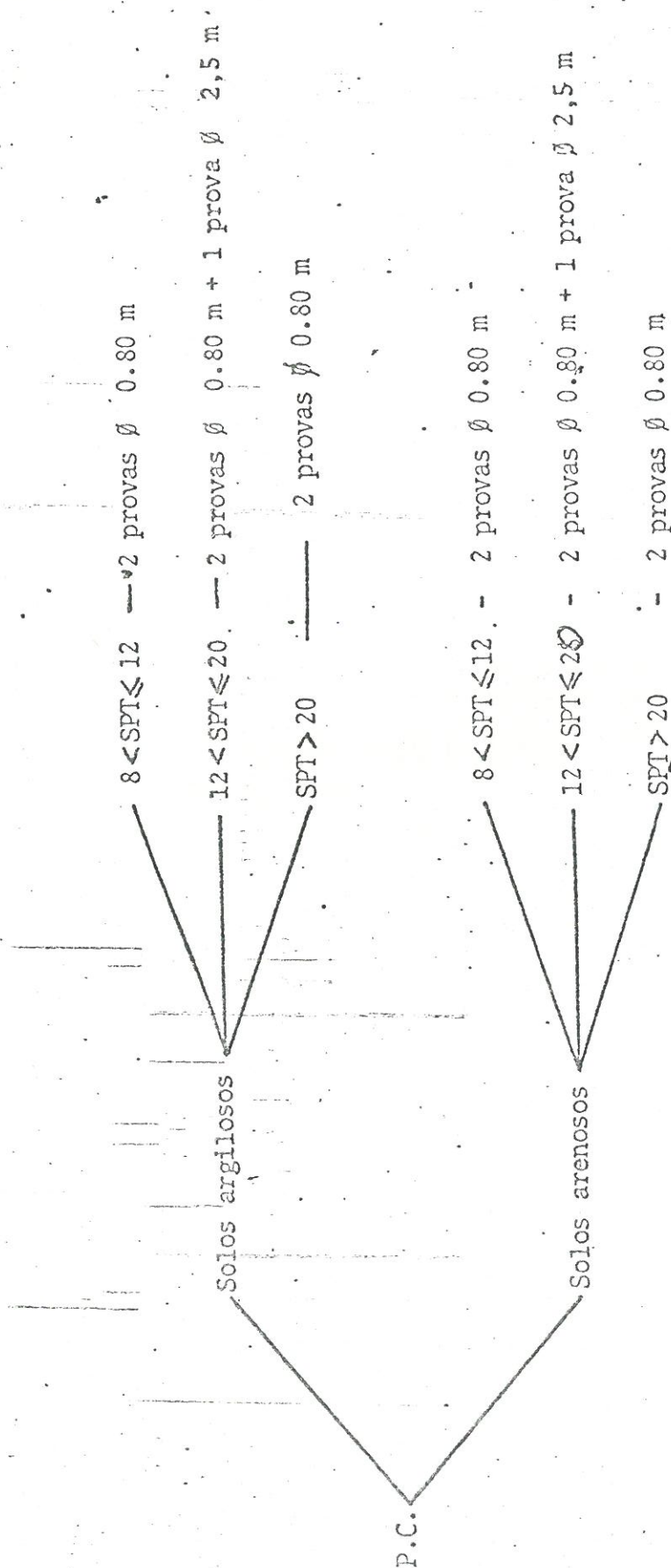


b) ALTERNATIVA DE CARREGAMENTO PARA PROVA DE CARGA EM PLACA.

ESQUEMA Nº 4

PROVAS DE CARGA EM CORTES

↙ → até rutura (12 cm de recalque) ou $\sqrt{\approx 10 \text{ kg/cm}^2}$



N.B.: Por enquanto, só se considerou PLACAS RASAS ou POUCO PROFUNDAS.

Para casos eventuais de tubulões profundos, poderão ser consideradas PROVAS DE CARGA DE PLACAS PEQUENAS NO FUNDO DE PERFURAÇÕES, A VARIAS PROFUNDIDADES.

EMPRESA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA S.A.

Rua Capitão Antônio Romão, 227

Telef.: 286-8223 - 852-9230

São Paulo - SP - CEP 01113

004656

AQO-G-170977

São Paulo, 17 de setembro de 1977

Aços Minas-Gerais S.A. - RTO
Rua Inconfidentes 1001 - 4º andar
Belo Horizonte - MG

RECEBERAM COPIAS			
ISE	FEEC	LEE	PREB

At. Eng. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: JUNTAS DE CONSULTORES

ANEXO COM ISE

Prezados Senhores:

De conformidade com o exposto e combinado por ocasião de nossas recentes reuniões de discussão de problemas de Projetos de Fundações, tenho o prazer de submeter as indicações solicitadas por V.Sas..

1. Dentro da prática profissional mais corrente e comprovada em grandes obras civis, particularmente com interveniências em nível internacional, são bem reconhecidas as 3 naturezas distintas de serviços profissionais que se complementam para a consecução da obra otimizada:

CONSULTORES ESPECIALIZADOS

PROJETISTAS

EMPREITEIRAS DE SERVIÇOS (inclusive as de SERVIÇOS ESPECIALIZADOS).

2. Não obstante muita confusão é "wishful thinking" com relação ao assunto de responsabilidades, efetivas, pela Lei do País a única diretamente responsável é a EXECUTORA, materializadora final, e a que via de regra acaba sendo a única responsável na prática é a PROPRIETÁRIA, pelo princípio inexorável de que lucros e perdas são apenas as duas faces da mesma moeda, o RISCO DO EMPREENDIMENTO.

Indiscutível, porém, que REGRESSIVAMENTE as diversas participantes são chamadas às responsabilidades por suas partes do todo (presumivelmente nas proporções de suas retribuições reais).

3. Desnecessário será frizar que da mesma forma como não se pode permitir que uma EMPREITEIRA CONSTRUTORA condicione as decisões de PROJETO etc. das quais emanam os serviços que tocam a seus interesses diretos logísticos e comerciais, também não cabe permitir a intervenção de EMPREITEIRAS DE SERVIÇOS ESPECIALIZADOS, remuneradas a preços unitários, nas decisões de Consultoria que estabelecem as bases de Projeto etc..

Assim, são os Consultores Especializados que recomendam as bases de Projeto: as Projetistas elaboram os cálculos em torno das recomendações, acatando-as, absorvendo-as como suas próprias, e submetendo-as conforme necessário a ulteriores graus de aprimoramento: finalmente, as Empreiteiras zelam pelas acomodações iterativas do próprio Projeto às realidades da Obra.

Ocorre assim que em cada nível (dos 3 acima apontados), as apreciações, contestações, e/ou decisões são de natureza distinta, devendo ser desafiadas e dirimidas no próprio nível, e não numa contraposição com orientações próprias dos níveis subsequentes e consequentes.

4. Admite-se que Consultores Especializados constituem, perante os problemas especializados respectivos, nada mais do que membros do próprio corpo técnico da PROPRIETÁRIA como se funcionários dela fossem, apenas a tempo parcial. O mesmo vale para a hipótese de CONSULTORES ESPECIALIZADOS estrangeiros que venham a ser chamados a constituir uma JUNTA DE CONSULTORES da Proprietária.

Se aos Consultores Especializados cabe recomendar as bases do Projeto (face aos problemas, por vezes especiais, levantados pela Projetista), parecerá que se estaria retirando da "responsabilidade integral" contratual da Projetista por seu projeto.

A resposta é simplesmente que caberá à Projetista desafiar o parâmetro recomendado o tanto quanto couber, mas uma vez atendidos os desafios, e acatado um parâmetro (iterativamente acordado entre Consultores e Projetista) nenhuma repartição de responsabilidades ocorreu pois que a Projetista incorporou como seu próprio o parâmetro adotado.

5. Como se processam os "desafios" supra, e os atendimentos respectivos, sem pesar gravemente na responsabilidade que a Proprietária assume através de seus Consultores Especializados?

Poderíamos admitir a seguinte ordem de mérito:

- 5.1- O Consultor Especializado individual merece a confiança (em grau probabilisticamente aceitável, em função de seu curriculum vitae, etc.).
- 5.2- Constitue-se uma JUNTA DE CONSULTORES de nível compatível e um tanto complementar, para grandemente beneficiar com gama de experiência mais lata e específica.
- 5.3- O próprio parâmetro é rapidamente submetido à comprovação perante práticas mais recomendadas, correntes e documentadas, quer por referências bibliográficas etc., quer por ensaios: ex.,
- a)- de laboratório (especialmente programados);
- b)- de campo (ex. Prova de Carga, Ensaios in situ, EPE, etc., com parativos antes e depois da cravação de estacas para comprovar efeitos de execução, etc...);
- 5.4- Conduzem-se observações do comportamento, para ressalvas de responsabilidades "a posteriori" e para constituição de acervo rentabilíssimo para casos subsequentes.

Obviamente o grau probabilisticamente aceitável de confiança aumenta gradativamente, mas em troca de custos e prazos etc. correspondente maiores.

6. JUNTA DE CONSULTORES

Constitue uma solução muito empregada, e circunstâncias diversas a tornam particularmente recomendável no caso específico da AÇO MINAS. Tomo portanto a liberdade de a recomendar, com as seguintes considerações específicas.

Quando as Projetistas são estrangeiras, geralmente temos encontrado muita dificuldade em alcançar um grau otimizado de entrelaçamento de nossa experiência local, com o que nos é declarado ser a prática e a experiência da rotina profissional do país estrangeiro em questão. Conhecemos profundamente toda a bibliografia dos países em questão, mas não poderíamos afirmar se tal e tal prática de rotina tem ou não sido acatada como aceitável. Ora, em geral, em tais casos, a melhor defesa é o ataque. Proponho que será altamente rentável a constituição de JUNTAS DE CONSULTORES incorporando em cada caso um ou dois Consultores Especializados, de competência e renome indiscutíveis, e pertencentes ao próprio país da Projetista: assim, em cada situação em que nos forem contrapostas sugestões ou discussões baseadas "na experiência local" Inglesa, Francesa, ou Alemã, contaremos com um ou dois categorizadíssimos Consultores Ingleses, Franceses, ou Alemães, de nosso lado, como Consultores da AÇO MINAS, para rebater, acomodar ou concordar com as alegações em questão.

Assim, para os casos presentes em que somos chamados a discutir práticas de projeto de fundações com Projetistas INGLESAS, FRANCESAS e ALEMÃS respectivamente, tomo a liberdade de encaminhar umas sugestões que no meu amplo e profundo conhecimento do corpo profissional especializado da internacional, melhor atenderão às necessidades e/ou conveniências da AÇOMINAS.

6.1- Para o caso da firma Projetista Inglesa sugiro em ordem de mérito os nomes dos Consultores altamente renomados 1) Dr. John B. Burland, Head of the Geotechnics Division, Building Research Station. 2) Professor N. E. Simons, atualmente Presidente da British Geotechnical Society.

6.2- Para o caso de firma projetista Alemã, indica-se os nomes igualmente renomados na Alemanha,

3)- Prof. Dr. Edgard Schultze

4) Prof. Dr. H. Breth.

6.3- Para o caso de firma projetista Francesa, indica-se os nomes igualmente renomados na França.

5)- Dr. Y. Tcheng, Chefe do Centre Études Batiments e Travaux Publics

6)- Prof. M. Bachelier.

7. Apenas do primeiro citado possuo um Curriculum Vitae recente, solicitado com vistas a um apoio de consultoria nas obras do Metrô do Rio. Para prover um mínimo de documentação recente quanto aos outros tirei cópias xerox (Anexas) de capas de livros recentes (Prof. N.E. Simons) e da primeira página de artigos contribuídos aos Congressos, Internacional de Moscou 1973, e Europeu de Viena 1976.

Em casos de Consultores Individuais Especializados julgo de nosso interesse máximo não só procurar os nomes de maior competência e experiência, mas preferivelmente os que estão associados a (ou à testa de) grandes organizações que tem produzido e estão produzindo os maiores avanços da tecnologia em questão. Assim indiretamente e com grande rentabilidade poderemos contar com o apoio logístico das organizações em questão.

Não haverá, seguramente, necessidade de ressaltar a posição dos centros:

BUILDING RESEARCH STATION, grande Londres;

CENTRE D'ETUDES TECHNIQUES DU BATIMENT et des TRAVAUX PUBLICS, Paris;

TECHNISCHE HOCHSCHULE AACHEN, Alemanha.

Os três nomes indicados em segunda linha para cada país são igualmente ilustres, sendo indicados para o caso de se pretender mais do que uma opinião do país em questão.

8. No caso de se concordar com a sugestão terei muito gosto em encaminhar qualquer correspondência imediata, para obtenção de curriculum vitae e demais condições etc.. Conheço-os todos muito bem pessoalmente.

Seria necessário cogitar de uma viagem próxima futura dos consultores estrangeiros para visita do local e para discussões conosco. Subsequentemente grande parte dos entendimentos poderá ser eficientemente conduzida por correspondência, minimizando despesas. Será útil para as próprias Projetistas poderem recorrer a Consultor Especializado do próprio país para dirimir dúvidas pequenas intermitentes, durante o desenvolvimento dos trabalhos de dimensionamentos de projeto.

9. Tenho o prazer de encaminhar anexo um exemplar do General Report da Sessão Técnica de Fundações no qual recentemente colaboramos o Dr. Burland e eu.

Sem mais pelo presente, subscrevo-me

Atenciosamente.
VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Victor F. B. de Mello

Victor F. B. de Mello

N.B.: O mesmo principio vale e se estenderá com proveito aos casos de quaisquer outros países dos quais venham a ser obtidos fornecimentos de equipamentos com imposição de responsabilidades do projeto das fundações. Poderei oportunamente oferecer recomendações de nomes quer de Italianos, Japoneses, Escandinavos, quer de quaisquer outros países exportadores de tecnologia siderúrgica, em todos dos quais tenho conhecimento pessoal de Consultores de nível internacional.

São Paulo, 18 de setembro de 1977

Aços Minas Gerais S.A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
Belo Horizonte - MG

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: Considerações e recomendações referentes
a ENSAIOS DE LIMITE DE CONTRAÇÃO.

Prezados Senhores:

1. INTRODUÇÃO

1.1 - Fenomenologia

A propriedade de contração no secamento decorre diretamente das tensões capilares (pressões neutras negativas) criadas pelos meniscos da água intersticial que se retrai nos poros da superfície do terrão de solo. As pressões neutras negativas geram pressões efetivas equivalentes de compressão, provocando as compressões, lineares e volumétricas. A compressão se verifica até que a estrutura "intergranular" do solo adquira resistência suficiente para evitar compressões adicionais. A perda ulterior de água no prosseguimento do secamento se dá por perda de grau de saturação.

Face à explicação fenomenológica, é óbvio que a contração se produz mais acentuadamente nas argilas, pois o diâmetro de poro menor conduz a tensões capilares maiores, e concomitantemente a "estrutura intergranular" é mais compressível. Também é óbvio que numa mesma argila o amolgamento leva a uma contração maior tanto porque resulta uma porosimetria efetiva menor (comparem-se as permeabilidades da argila amolgada vs. indeformada) como pela compressibilidade muito maior da amolgada. Compreende-se portanto que Taylor (1948) fazia menção do Limite de Contração L.C. como um bom índice da "estrutura" das argilas, usando para este fim a comparação dos valores de L.C. da argila em estado indeformado vs. amolgado. Quanto maior a diferença, mais potente fica a evidencia de "estrutura". Por motivos óbvios de simplicidade, a prática geotécnica passou a empregar só a Sensibilidade como índice de Estrutura.

Estendendo os raciocínios a partir da fenomenologia indiscutível acima mencionada parece lógico, embora nunca investigado e comprovado, que muito depende da condição PELICULA SUPERFICIAL, onde fica condicionado o desenvolvimento do menisco capilar, isto é, o desenvolvimento

da tensão de compressão devida ao secamento. Por sua vez Haefeli e Amberg (1948) demonstraram que a mesma argila exibe Limites de Contração bem diferentes dependendo da unidade de amassamento, isto é, do índice de vazios inicial (POROSIMETRIA INICIAL) sob o qual a água intersticial estará em equilíbrio com a pressão atmosférica: tal comportamento é tido como explicável principalmente em função da compressibilidade diferenciada (segundo as clássicas retas e vs. $\log p$ de argilas saturadas amolgadas a altos e iniciais) sem considerar possíveis variações das próprias tensões capilares da película superficial. Finalmente cabe ressaltar que, obviamente, no caso de volumes de argila "indeformada" em que a POROSIDADE INICIAL é prefixada, ademais de zermarmos pela condição da PELÍCULA SUPERFICIAL, deveríamos reconhecer a influência importante e inexorável de TENSÕES INTERNAS RESIDUAIS, inclusive com suas ANISOTROPIAS; como a relevância de tal fator não foi ainda suspeitada nem investigada, mas é inexorável, ressaltá-se que qualquer ensaio laboratorial não passará de um ensaio-índice para a estimativa de graus comparativos da incidência do problema, e que para uma medida adequada do comportamento quantitativo deveremos recorrer a ENSAIOS IN SITU.

1.2 - Problemas consequentes

O problema liminar está associado as próprias retrações lineares, e consequentemente volumétricas: por exemplo, os movimentos diferenciais de recalques gerados pelas compressões (verticais). Cabe ressaltar que se o secamento for muito lento, somente na superfície horizontal, e portanto a tensão capilar resultar apenas vertical, (e/ou o terreno estiver dotado de tensões internas residuais mais elevadas de compressão lateral) a compressão será meramente vertical, sem variação de dimensão lateral. Tal fato, associado às anisotropias acima referidas, faz com que se dê preferência sempre à investigação de RETRAÇÕES LINEARES, e apenas em segundo grau de interesse às CONTRAÇÕES VOLUMÉTRICAS.

São poucas as referências bibliográficas a recalques de unidades industriais aquecidas por motivo de contração do solo. Uma única por nós encontrada refere-se a uma chaminé que sofreu um recalque diferencial de 10 cm. (Torres e Vercelli, 1968) como consequência do mau funcionamento do isolamento térmico, estando apoiada em fundação direta num "silte-argiloso de baixa plasticidade".

O outro problema principal associado ao comportamento de contração é o FENDILHAMENTO em horizontes superficiais (p.ex. podendo prejudicar as barragens de terra e a estabilidade de taludes sujeitos a chuvas após estiagem acentuada). Como o fissuramento representa uma rutura à tração, sua ocorrência in situ depende das tensões internas: se o secamento for muito lento (a seguir definido), o fissuramento ocorrerá, nos planos subverticais, na medida em que o solo coesivo adquirindo resistência passe a sustentar "paredes verticais" sem empuxo lateral. Porém, tanto in situ, como em corpos de prova, o fenômeno do fendilhamento é frequentemente associado ao secamento rápido, conforme a seguir explicado: um secamento lento tem implícito um equilíbrio permanente de velocidades de evaporação da água na superfície, e de acesso de água intersticial a esta superfície por percolação através do solo. Quando o secamento é demasiado rápido comparado com a lentidão do fluxo d'água em solos argilosos, abrem-se fendas encurtando os caminhos de percolação, procurando manter o equilíbrio entre a água eva

porada às superfícies e a água trazida às superfícies a partir do interior do solo, esta última inversamente proporcional ao quadrado das distâncias de percolação. Conclui-se que quanto maior a rapidez de secamento tanto menor teria que resultar as distâncias entre fendas provocadas.

1.3 - Parâmetros a definir

O L.C. inicialmente definido por Terzaghi seria "o teor de umidade que uma amostra seca (homogênea, portanto cuidadosamente secada sem fendilhamento) teria se todos os vazios estivessem complementamente cheios de água". Tal definição porém peca por ser volumétrica (não permitindo reconhecer variações anisotrópicas) e por presumir comparação com amostras saturadas. Isto porque ninguém usaria um índice L.C. salvo para comparar com outros índices físicos, tais com LL, LP ou h_{nat} : ora não tem cabimento comparar um LC mentalmente saturado com amostra de h_{nat} etc. que muito frequente e provavelmente não está saturada (nem é saturada mentalmente). Por exemplo, o que mais interessa sempre é a comparação antes vs. depois do secamento: e o que interessa é comparar os índices de vazios, permitindo assim lidar diretamente com materiais saturados, aterros compactados, etc.. O caso de solo saturado é um caso particular em que, como é bem sabido, o Índice de Vazios de Contração está diretamente amarrado ao Limite de Contração na proporção direta do peso específico dos grãos.

Em resumo, em casos genéricos o que interessa medir é 1) contrações lineares, provavelmente diferenciadas em função de anisotropias etc.; 2) índice de vazios de contração para comparação com outros índices de vazios (volumétricos) antes e depois de qualquer solicitação.

2. ENSAIO DE CONTRAÇÃO VOLUMÉTRICA CONVENCIONAL, E CÁLCULO DO ÍNDICE DE VAZIOS DE CONTRAÇÃO.

Referindo às Normas ABNT e/ou ASTM de execução do ensaio convencional, recomenda-se o uso somente da seguinte fórmula, correntemente referida ao L.C. (umidade %):

$$\Delta LC \% = \left(\frac{V_2}{P_2} - \frac{1}{\gamma} \right) \times 100$$

sendo: V_1 = volume inicial da "pastilha"

V_2 = volume final, seco, da pastilha

P_2 = peso seco da pastilha

h = teor de umidade da amostra

γ = densidade dos grãos.

Outras fórmulas correntemente citadas têm implícito o grau de saturação da amostra como 100%, não devendo ser usadas jamais porquanto justamente uma das grandes dificuldades (e causas de imprecisões) é conseguir-se a saturação perfeita da amostra. De posse do valor calculado de L.C. pode-se calcular diretamente o Índice de Vazios de Contração $EC = (LC) \gamma \times \frac{1}{100}$. Obvia-

mente o único item em que medições de laboratório podem apresentar dificuldade e/ou imprecisões é o volume seco V_2 : sugere-se para menor imprecisão proporcional o uso de "pastilhas" maiores. O princípio da medição mais corrente é pelo deslocamento de mercúrio. Outro princípio aplicável é o de revestir a "pastilha" com película que não penetre nos poros e que seja estanque (graxa grossa, etc.) de modo a submeter a pastilha revestida a pesagem sem e com o empuxo de Arquimedes (e corrigindo pelo peso e volume da própria película revestidora).

3. ENSAIOS DE LABORATÓRIO RECOMENDADOS.

Face ao discutido supra o que muito interessará sempre é a estrutura interna do solo, e o estado da superfície. Para a estrutura interna recomenda-se reconhecer no mínimo os três estados convencionais mais divulgados: estado "in deformado", estado totalmente amolgado, e estado compactado a 100% da energia Proctor à unidade natural. Para o estado indeformado a película superficial pode ser "natural" de terrão rompido a tração; pode ser de corpo de prova cortado com fio de piano; finalmente pode ser de corpo de prova alisado à superfície por espatula metálica. Trabalhando com corpos de prova inicial suficientemente grande também se pode provocar os mesmos três tipos de superfícies em casos amolgado, e/ou compactado.

Temos portanto genericamente um mínimo de nove casos a pesquisar em caso de solo homogêneo sem anisotropia nem tensões internas.

No ensaio recomendado o que interessa principalmente são contrações lineares. As faces não precisam ser lisas para facilitar medida de variação de comprimentos: o que precisa é haver (ou criar) pontos ligeiramente salientes, bem identificados, para usar como referências para as medições: conforme o caso embutir nas faces opostas da "pastilha" antes de iniciar a secagem uns pequenos preguinhos cujas cabeças ligeiramente salientes se empregarão com bases para as medições.

4. INVESTIGAÇÕES DA INFLUÊNCIA DE TENSÕES INTERNAS

O ensaio edométrico nos indica procedimentos fáceis para se obter, em determinada argila, o mesmo índice de vazios inicial sob pressões equivalentes bem diferentes: terminado de adensar sob pressão até determinado índice de vazios convém secar ao redor do corpo de prova antes de proceder à descarga, assim se aproximando de uma retirada de amostra "indeformada" a volume constante. Se a curva edométrica de descarga-recarga for relativamente inclinada poderemos obter 3 condições de pressão equivalente para um mesmo índice de vazios; se a descarga-recarga for subhorizontal duas das condições acima se assemelharão, e ficaremos com um mínimo de 2 condições bem distintas para ensaio.

Assim, como passo preliminar numa investigação mais ampla do assunto sugere-se comparar as propriedades de contração de corpos de prova de solo levados no edometro ao mesmo índice de vazios inicial sob duas ou três pressões equivalentes embutidas na estrutura intergranular pelo adensamento.

5. ENSAIOS DE CONTRAÇÃO NO CAMPO

Conforme se discutiu nos comentários introdutórios, em última análise só nos interessa realmente pesquisar a contração in situ. É fundamentalmente inte-

ressa as contrações lineares. Finalmente, como pesquisa de antídotos contra a contração, o que nos interessará será, por exemplo, a que ponto é que:

- a) um tratamento de condição da película superficial;
- b) Alguma cravação superficial de "tocos tronco-conicos" de compactação;

afetarão as observações de contração.

Assim, sugere-se que a contração de solo in situ seja provocada por secamento, aquecimento ou queima (ex. de carvão ou lenha) à superfície. Inicialmente instalar um serie de pinos embutidos na superfície, e medir suas distâncias, e nivelar com precisão seus topos. Após o secamento ou queima, repetir as medições para observar os recalques e as reduções de distâncias: anotar e medir as trincas intermediárias.

Repetir os ensaios em áreas analogas em que a superfície tenha sido manipulada quer para uma película superficial mais porosa, quer para uma mais lisa.

Repetir ainda outros ensaios em áreas analogas em que o horizonte superficial tenha sido submetido à cravação de tocos tronco-conicos de compactação.

Em casos de tais ensaios in situ a caracterização do terreno será devidamente registrada mediante ensaios convencionais de classificação da Mecânica dos Solos.

Referências:

- 1 - ASTM Designation D 427-61 (Reapproved 1967) Standard Method of Test for SHRINKAGE FACTORS OF SOILS.
- 2 - Haefeli, R. e Amberg G, 1948 "Contribution to the theory of shrinking" Proc. 2nd Intern. Conf. Soil Mech. and Found Eng'g, Rotterdam, Vol I p. 13 - 17.
- 3.- V.F.B. de Mello, 1958 Conferência "Propriedades geotécnicas dos solos argilosos compactados" Anais 2º Cong. Brasileiro de Mecânica dos Solos Recife - Campina Grande - Vol II p. 218 a 220.
- 4 - Juarez- Badilha, E. 1959, Teoria de Grietas de Tensio, 1º Cong. Panamericano de Mec. Suelos y Cimentaciones, Mexico, Vol. I p. 65.
- 5 - Torres, F. L. e Nercelli, H.J., 1968 "Accion de la temperatura sobre el suelo de fundacion de una chimenea", Memoria, L.E.M.I.T. Sociedad Argentina de Mecânica de Suelos, La Plata, P.265.

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.



VICTOR E. DE MELLO & ASSOCIADOS GLO LTDA.

Rua Capistrano Antonio Roza, 297

TELE: 280-8223 - 652-9280

São Paulo - CEP 01443

1350
AQO-G-200977

- 101 São Paulo, 20 de setembro de 1977

Aços Minas Gerais S.A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
Caixa Postal, 1390
Belo Horizonte - MG

PROJETO

RECEBERAM CÓPIAS				
1EE	15E			

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: Recomendação para o procedimento a adotar para o desenvolvimento de: Investigações geotécnicas, Fixação de critérios de decisão, Projetos de fundações, e Conjugação de responsabilidades.

Prezados Senhores:

Atendendo ao solicitado tenho o prazer de submeter pelo presente um roteiro-resumo que V.Sas. poderão adotar perante problemas (em curso e futuros) de PROJETO e EXECUÇÃO das fundações da USINA, de forma a:

- a)- Otimizar a colheita de dados e critérios básicos, que embora suscitados de caso em caso, são aplicáveis a toda a USINA;
- b)- Centralizar com V.Sas. a sistemática da contratação de serviços realmente necessários ou úteis, sem qualquer interferência com o princípio e a prática da RESPONSABILIDADE DIRETA de cada PROJETISTA e/ou EMPREITEIRA de serviços;
- c)- Repartir as tarefas, com limites razoavelmente definidos, de onde começam e cessam as responsabilidades de cada entidade participante;
- d)- Dispor de um veículo de acúmulo inexorável de EXPERIÊNCIA ESPECÍFICA, de caso em caso sucessivamente, de modo a extrair a máxima rentabilidade dos serviços parceladamente em execução.

Para maior conveniência empregamos o tanto quanto possível uma forma de apresentação sintética com "referência cruzada" a outros documentos.

1. INDICAÇÕES GEOTÉCNICAS INICIAIS E PRIMEIRAS NECESSIDADES.

1.1- Área de corte.

Temos:

1.1.1 - Topografias inicial e final configurando alívio de peso de terra segundo seções representativas:

1.1.2 - Sondagens com classificação rudimentar visual-tátil de tipos de solo:

- 1.1.3 - Valores SPT para a condição topográfica inicial:
- 1.1.4 - Indicações do lençol d'água geohidrológico. (N.B. Se precárias nas sondagens primitivas, complementar no decorrer da própria terraplenagem).

Necessitamos:

- 1.1.5 - Novos valores SPT com a topografia alterada, para verificar efeitos de profundidade e de pressão. REALIZAR NOVAS SONDAGENS, a cerca de $(1+0,07 z)$ metros de sondagens primitivas, sendo Z a profundidade máxima prevista: para interpretações mínimas razoáveis necessitaremos um total de 10 sondagens completando par com as primitivas, com um mínimo de 10 m de trecho em superposição.
- 1.1.6 - Maior número de sondagens para cobrir adequadamente o layout de cada unidade, investigando a variabilidade do subsolo. FIXAR PLANO DE SONDAGENS em cada caso, após recebido cada layout com indicações aproximadas dos carregamentos.
- 1.1.7 - Indicações referentes ao inchamento gerado pelo alívio da sobrecarga. Convém obter um mínimo de 6 dados, para alturas diferentes de cortes, 3 em solo insaturado acima do lençol freático e sua franja capilar, e 3 em solo saturado submerso.
INSTALAÇÃO IMEDIATA de medidores KM (ou similar) INVERTIDO. (Ver relatório AÇO-G-210977).

Convém também:

- 1.1.8 - CONFERIR AS CLASSIFICAÇÕES VISUAL-TACTEIS de horizontes ou amostras representativas, e estabelecer dois MUSEUS paralelos de cerca de 20 amostras mais representativas, guardadas em vidros brancos transparentes (de cerca de 500 ml no mínimo), um conjunto no escritório de campo e um no escritório central de BH.
ENCOMENDAR de um LABORATÓRIO GEOTÉCNICO especializado que ajuste a técnica de ensaio HILF-HARVARD MINIATURA, chamemos HILF-HARMIN, comparada com a técnica HILF-PROCTOR, mediante 30 pares de ensaios, e regressão estatística, cobrindo bem a gama de variação dos solos locais. Ajustar semelhança de densidades aparentes secas máximas, mesmo que unidades ótimas não coincidam.

Os pontos ótimos das curvas de compactação servirão como bom índice de classificação. Ver relatório AÇO-G-280977 para comentários sobre ensaios HILF-PROCTOR e análogos, para fins de classificação e de controle de compactação.

As 20 amostras-museu estarão entre o grupo ensaiado para ajuste. Sobre as mesmas realizar, de uma vez por todas, o conjunto "completo" de ensaios convencionais de caracterização (granulometria, peso específico dos grãos, limites de líquidos e de plasticidade). Ver relatório AÇO-G-30977 compreendendo precauções de técnicas de ensaio e de interpretação segundo experiência nos solos em questão.

- 1.1.9 - MANTER AMBIENTE DE RESPONSABILIDADE e DE COMPETIÇÃO no desempenho das empreitadas dos serviços especializados, de campo e de laboratório, mediante:

Contratar 2 ou 3 empresas em paralelo, para serviços análogos em Unidades e/ou Áreas contíguas;

Pagar só pelo serviço como produto acabado, profissional, satisfatório;

Fiscalizar apenas por "spot-checking" com relação a eventuais desvios na boa prática recomendada (a critério dos CONSULTORES ESPECIALIZADOS da AÇOMINAS), sem interferir de qualquer forma na ordem interna da Empresa;

Reter pagamento em qualquer caso de erro sistemático observado, até que correção cabal seja dada.

1.2. - Área de aterro.

Temos:

- 1.2.1 - Topografias inicial, e escavada para remoção (ver dados "as built" para confirmar), bem como de greide executado.

- 1.2.2 - Dados de Grau de Compactação GC % e desvio de unidade $\Delta h\%$ do aterro conforme executado, dando indicações preliminares de um aterro que deveria ser bem homogêneo e conhecido. No presente caso condicionamento primordial é de GC%, em segundo grau de aproximação de $\Delta h\%$ e tipo de solo (caracterizável em função da densidade aparente seca máxima de compactação).

OBSERVAR CORREÇÕES a aplicar segundo ensaios sugeridos no Relatório AÇO-G-190977.

OBSERVAR HETEROGENEIDADES e ERRATICIDADES maiores do que inicialmente previstas no projeto.

- 1.2.3 - Indicações dos tipos de solo em posições diversas dos aterros, em função dos dados de controle da compactação. A despeito dos erros consistentes e erráticos (ex. uso do Speedy etc.) podemos basear nossas estimativas de caracterização em valores aproximados de pontos ótimos de ensaios Proctor extraídos dos Hilf-Proctor (ver Relatório AÇO-G-190977).

- 1.2.4 - Algumas sondagens SPT executadas em aterros. CONFERIR e AJUSTAR quanto a técnicas não ortodoxas.

- 1.2.5 - Indicações rudimentares de sobrepressões neutras devidas ao carregamento de zonas saturadas (insuficientemente drenadas) da fundação compressível, e em parte devidas às próprias pressões neutras construtivas do aterro executado umido e muito rápido. Observações de "artesianismo" e de níveis d'água altos em sondagens de aterros.

Necessitamos (imediato, para conferir aterros)

- 1.2.6 - Mais sondagens SPT judiciosas. Visto que simultaneamente se são necessárias sondagens SPT para melhor grau de conhecimento, em função de LAYOUTS ESPECÍFICOS, sugere-se conjugar as duas finalidades.

Usando as amostras representativas extraídas quer por trado-espiral quer pelo próprio amostrador, fazer alguns SPOT-CHECKS de classificações visual-tactéis baseado no HILF-HARMIN mencionado no item 1.1.8. Sugiro um mínimo de duas sondagens completas de cerca de 25 m preferivelmente em área que será submetida a carregamento mais significativo.

- 1.2.7 - ENSAIOS EPE (Preferivelmente com penetrometro de luva especial que permite determinar valores conjugados de R_p e AL , atrito local) para conferir qualidade do aterro e das sondagens SPT. Sugiro um mínimo de 6 pares de perfurações conjugadas, a distâncias $(1+0.07 Z)$ entre a SPT e a EPE respectiva, com profundidades da ordem de 15 a 20 metros.

- 1.2.8 - Observações de recalques (Ver relatório AÇO-150677).

- 1.2.9 - Melhores observações de dissipação de sobrepressões neutras: rudimentarmente, esgotar os próprios furos com registro de níveis d'água altos, e tornar a esgotar de tempos em tempos, acompanhando tempos de restituição etc. (Ver Relatório AÇO-G-010977).

1.3- Solo circundante a estacas, efeitos de execução.

Tanto em cortes como em aterros, no caso de emprego de fundações profundas, um dos grandes problemas em aberto é a estimativa do EFEITOS DE EXECUÇÃO da própria fundação em questão, alterando grandemente as condições representativas do próprio terreno. Tais efeitos de execução constituem o fator mais condicionante do comportamento das fundações profundas: dependem grandemente do tipo de "estaca" (se for de deslocamento-cravada, ou de perfuração), da qualidade da concretagem (concretos "secos", ou não, alteram significativamente o atrito lateral de aderência, em função de alterações na umidade e "coesão" do solo argiloso aderente etc.), e da densidade da estacaria e sequência construtiva respectiva.

Temos:

- 1.3.1 - Indicações sobre condições dos terrenos antes da cravação ou perfuração (conforme itens 1.1 e 1.2 supra).
- 1.3.2 - Intuições sobre os EFEITOS, baseadas em escassa bibliografia internacional, e interpretações aproximadas de cálculos-ao-revês a partir de provas de carga em casos anteriores semelhantes.
- 1.3.3 - Único recurso imediato compreende a FISCALIZAÇÃO das técnicas construtivas para identificar casos que tenham resultado mais desfavoráveis, e comprovação indireta a posteriori, por PROVA DE CARGA. Conceitualmente insatisfatório por ser comprovação A POSTERIORI DE FATO CONSUMADO.

Necessitamos:

- 1.3.4 - Ensaios EPE imediatamente contíguos às paredes das estacas, para comparação com ensaios EPE contíguos anteriores. Foram sugeridos no relatório AÇO-A-170877. Convém ensaiar contíguo a estacas de execução bem documentada.

Em cada posição sugere-se um mínimo de 2 ensaios EPE complementares após cravação, em posições correspondentes a círculos concêntricos com a estaca, com diâmetros da ordem de 1,5 e 2,0 vezes o diâmetro da estaca.

As primeiras interpretações poderão ser avaliadas a partir da disponibilidade de 4 conjuntos comparativos antes-depois.

- 1.3.5 - Igualmente, conjuntos de ensaios Pressiométricos antes e depois (ver técnica, AÇO-G-290977).

- 1.3.6 - Igualmente, conjuntos de sondagens SPT antes e depois.

Convém também

- 1.3.7 - Abrir poços de inspeção e de colheita de amostras indeformadas em bloco para ensaios geotécnicos especiais, contando com a parede da estaca como uma das faces do poço. Tal programa especial será elaborado oportunamente, após as primeiras conclusões a partir dos itens 1.3.4 e 1.3.5.

A grande vantagem destas investigações será a de se poder comprovar a validade aproximada de uma estacaria mediante ensaios in situ, correntes, no terreno imediatamente contíguo às estacas; obvia-se assim ao ônus de provas de cargas em maior número, com sua crítica inexorável de constituírem comprovação retardada a posteriori.

2. PARÂMETROS FUNDAMENTAIS ESTIMADOS

Em termos genéricos poderão ser solicitados os parâmetros fundamentais de ensaios convencionais: resistência (rápida, adensada-rápida, drenada); compressibilidade; deformabilidade; permeabilidade; outros menos frequentes?

Temos:

Para os solos mais característicos elaboramos DESENHOS-RESUMO fornecendo de imediato nossas estimativas preliminares baseadas em experiência de outros aterros. Submetemos tais desenhos mediante nosso Relatório AÇO-G-230977.

Os comportamentos estimados são indicados em faixas de linhas pontilhadas, configurando a margem de incerteza.

Necessitamos:

PROGRAMAS DE INVESTIGAÇÕES COMPLEMENTARES para ATERRO - Ver Relatório AÇO-G-010977; CORTES (SOLOS SAPROLITICOS) Ver. Relatório AÇO-G-050977.

Os novos dados que forem sendo obtidos serão inseridos (em traços cheios) nos próprios gráficos dos desenhos AÇO-G-230977, permitindo uma gradativa revisão dos parâmetros em questão, e da própria programação de ensaios ulteriores: quando se demonstrar que com ensaios adicionais a faixa de imprecisão de definições dos parâmetros não reduza, estará indicada a desnecessidade de prosseguir no programa de ensaios.

Conforme discutimos nos relatórios AÇO-G-010977 e AÇO-G-050977, bem como no item 5 a seguir, parece-nos pouco provável que Projetistas experientes solicitem grande número de ensaios convencionais, pois que a experiência de fundações mostra que seus resultados são aplicáveis através de grandes coeficientes de ajuste, pouco conhecidos para o presente caso.

3. INDICAÇÕES DAS CARGAS A SUSTENTAR.

De unidade em unidade as indicações de bases para projeto das fundações só poderão ser fornecidas, conscientemente, em função dos seguintes dados a serem solicitados prontamente das Projetistas:

- 3.1- Grandeza e área de apoio de carregamento que vem distribuídos ao nível do terreno;
- 3.2- Grandeza de cargas que chegam à cota de apoio através de colunas (puntiiformes).
- 3.3- Cortes esquemáticos indicando cotas de escavações e apoios, particularmente de elementos contíguos.
- 3.4- Relação de altura/base dos elementos estruturais.
- 3.5- Decomposição de cargas em parte MORTA, e incremento de carga VIVA que não deve exceder determinado recalque total e diferencial A PARTIR DE QUE FASE DE FIXAÇÃO.
- 3.6- Indicações sobre tolerâncias e possibilidades de AJUSTES em fase operacional.

Salientamos que não necessitamos, de imediato, de informações ditas "completas" ou "corretas" etc.. aceitando inexoravelmente a condição de trabalho, de toda a engenharia, em fases de aprimoramentos sucessivos. Se as Projetistas tem experiência com equipamentos e estruturas semelhantes, desejamos as informações práticas e realísticas de comportamentos observados e seus níveis de aceitação, e não postulações teóricas que geralmente são demasiado apertadas.

4. CRITÉRIOS DE DECISÃO PARA PROJETO E DIMENSIONAMENTO.

- 4.1- Os CONSULTORES ESPECIALIZADOS da AÇOMINAS fornecerão as bases de decisão, com suas faixas prováveis de imprecisão atinentes a cada etapa dos estudos:

- 4.1.1 - De imediato, com base em EXPERIÊNCIA em estimar os parâmetros e comportamentos em questão (ver comentários no relatório AÇO-G-170977);

- 4.1.2 - Após a realização dos programas complementares específicos de investigações (AÇO-G-010977 e AÇO-G-050977) mediante fornecimento dos relatórios interpretativos respectivos;
- 4.1.3 - Conforme surgir necessidade de ajuste de estimativa de comportamento ao caso real específico, e conforme surgir conveniência técnica-econômica para a AÇO MINAS, realizando cálculos exemplificativos e/ou de otimização para pilar(es) representativo(s) e/ou especial(is).
- 4.1.4 - Revisando de tempos em tempos, as bases atuais e ulteriores de recomendações, em função do reexame interpretativo das próprias observações de comportamento de unidades anteriormente completadas da obra.
- 4.2- Os CONSULTORES ESPECIALIZADOS da AÇOMINAS assumirão, em nome da PROPRIETÁRIA, a responsabilidade direta pelas indicações fornecidas; e INDICARÃO SEMPRE, por estimativa, PROBABILIDADE DE CUSTO E PRAZO para cada APRIMORAMENTO PERCENTUAL previsível:

Admitido que o comportamento do greide (aterro ou corte) seja liminarmente comprovável, em função principalmente de observações de recalques etc., nas escolhas de tipos específicos de fundações as recomendações dos CONSULTORES serão fundamentalmente comprováveis:

- 4.2.1 - Em casos de apoios diretos (rasos ou profundos) por provas de carga diretas: no restante o comportamento depende do Dimensionamento dos carregamentos e das bases pela Projetista, da Fiscalização das bases escavadas, das condições de concretagem pela Construtora, etc..

Em tese poderá recorrer-se a ensaios-índice correlacionados com as provas de carga sugeridas no programa especial do item 2 supra.

- 4.2.2 - No caso de apoio por estacas premoldadas cravadas, em primeiro grau de aproximação, por interpretações criteriosas de negas na cravação dinâmica.

Se ocorrem danos à estaca, cabe à Executora substituir a estaca quebrada, às suas expensas.

Em segundo grau de aproximação, mediante provas de carga sobre uma ou outra estaca representativa. No caso de estacas premoldadas é natural que o custeio das provas seja pela AÇOMINAS.

- 4.2.3 - No caso de estacas executadas por processos especiais da EMPRESA EXECUTORA, a responsabilidade integral é da executora, porquanto de seu processo e dos cuidados em sua execução dependem todas as alterações provocadas no solo circundante, bem como a própria integridade da estaca moldada - in - loco.

Em tais casos, visto que quaisquer insucessos via de regra só se originam nas peculiaridades da própria estaca e Executora, é obvio que todas as provas de carga eventualmente necessárias ou desejáveis corram por conta da Executora. (Ver relatório AÇO-G-220977).

A validês das indicações dos CONSULTORES ESPECIALIZADOS no caso de estacas moldadas-in-loco só pode ser confirmada mediante repetição de ensaios em terreno contíguo, natural, admitido homogêneo. As estacas de furação, e as concretagens com elevados fatores água-cimento, amolecem o terreno imediatamente circundante, de que depende o comportamento da estaca: em contraposição, as estacas de deslocamento (ex. tipo Franki) e as concretagens "secas" geralmente densificam muito o terreno circundante.

5. ATENDIMENTO A SOLICITAÇÕES DAS PROJETISTAS P OR ENSAIOS e/ou ESTUDOS ADICIONAIS.

Em relatório separado (AÇO-G-260977) sugerimos a conceituação e o procedimento a adotar em linhas gerais em tais casos, sempre exigindo que a Projetista defina suas "necessidades e/ou pretensões" antes de formalizada a sua contratação, comprovando a necessidade dos dados complementares face aos dados já fornecidos e/ou fornecíveis rotineiramente, e sua rentabilidade provável.

Desnecessário será ressaltar que na escolha da contratação entre duas ou mais Projetistas pesa grandemente não só o preço proposto para o dimensionamento, mas a) o custo e prazo de dados (por vezes inúteis etc.) a mais que uma peça em comparação com outra; b) o custo pesadamente maior da própria solução final de fundação e executar, face aos desconhecimentos e/ou inseguranças, alegadas por uma Projetista em comparação com outra.

Esperando ter atendido a solicitação de um esquema geral compreensivo, e colocando-nos ao inteiro dispor de V.Sas. para esclarecimentos e ajustes destas sugestões, subscrevemo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Victor F. B. de Mello

Victor F. B. de Mello

23-11-1977 004858

AOO-G-210977

São Paulo, 21 de setembro de 1977

Atos Minas Gerais S.A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
Belo Horizonte - MG

RECEBERAM COPIAS				
DEAC				

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: Pesquisa de deformabilidade do terreno
em função de alívio e inchamento.

Prezados Senhores:

De acordo com nosso relatório AOO-G-200977, vimos por meio deste solicitar a rápida instalação de instrumentação que possa nos fornecer dados sobre o inchamento devido ao alívio de carga pela execução de cortes, do material encontrado na área.

O conhecimento do comportamento do solo no que diz respeito à curva tensão-deformação, mesmo se pesquisando um alívio de tensão e não um acréscimo, é um dado extremamente importante para o projeto das fundações dos equipamentos que serão instalados em áreas de corte. Em ordem de idéias, os equipamentos mais sofisticados e tidos como ultra sensíveis a recalques diferenciais foram atribuídos, nos layouts, preferencialmente a tais áreas de corte.

Sugerimos que se inicie tão rápido quanto possível o programa que resumimos a seguir, visto que dada a velocidade de andamento da terraplenagem, é provável que dentro em breve, todos os cortes significativos já tenham sido executados.

O procedimento consiste em:

1. Escolha de alguns locais onde serão executados cortes de altura maior que 20 m. No caso de já estarem em andamento, desde que o ritmo de descida significativa seja recente (e conhecido), preferimos aceitá-los para a observação pretendida, considerando que a maior parte do "inchamento" se dá com algum retardo após o alívio da tensão, é função um pouco demorada do tempo, e origina-se principalmente pelo alívio final correspondente aos últimos 10 a 5 m a escavar. Não existe qualquer informação quantitativa no assunto, com relação a solos residuais.

Sugerimos um mínimo de 6 locais, para alturas diferentes de corte, 3 em solo insaturados acima do lençol freático e sua franja capilar, e 3 m em solo saturado submerso. A definição dos locais poderá ser feita através de sondagens já anteriormente executadas, ou no caso de não existir sondagens (SPT) no local é necessário que se proceda a execução das mesmas para comprovação se há interesse em executar o controle na área inicialmente escolhida. Durante a própria execução do furo para instalação da referência para observação serão obtidas as amostras SPT como no caso de sondagem.

./..

2. Uma sondagem profunda que servirá também para estabelecer RN. Não será necessário, e será executada até uma profundidade que confira um RN de cerca de 3/10; deverão ser tomados cuidados visando a correta determinação do nível d'água.

A partir daí, prossegue-se a perfuração, por lavagem, até uma profundidade onde se torne impossível o avanço da perfuração. Introduz-se então no tubo uma barra de diâmetro 1/2", que será ancorada ao fundo por meio de argamassa, e que se constituirá então a referência de nível para a medição dos recalques elásticos e incremental. O revestimento deve ser mantido precipuamente para proteção do RN, e o espaço anular restante servirá para controle do nível d'água durante o período de observação.

Apesar de não estarmos a par do andamento da obra podemos sugerir como exemplo os locais para execução dos controles, e que relacionamos na la sondagens: S-300, S-310, S-314, S-318, S-326, S-330, S-332, S-334, S-134, etc..

3. A seguir, em torno daquela sondagem, serão instalados medidores de recalques. Estes medidores serão instalados de acordo com a seguinte técnica: serão executados furos por lavagem e revestidos com tubos de 2 1/2" até as profundidades previstas a seguir. Em cada furo será introduzida uma barra de 1/2", que será ancorada ao fundo do furo através de argamassa. Estas barras deverão atingir a superfície, onde serão assinaladas as referências para nivelamento topográfico (vide esquema em anexo). Em princípio, serão executados 4 medidores, e suas profundidades de ancoragem determinarão o perfil local do subsolo. A título de se oferecer uma ordem de grandeta, apresentamos o seguinte escalonamento de cotas: um deles ancorado à cota +1,00 m desta cota, e os outros dois, a 4 e 8 m abaixo dela. Evidentemente, estas cotas poderiam ser alteradas conforme o substrato rochoso se apresente mais ou menos próximo da cota do greide previsto (vide esquema em anexo). Ficamos à disposição para analisar qualquer outra ideia que seja apresentada para execução do controle visualizado, aceitando-se variantes em favor de premência máxima.

As leituras deverão ser efetuadas, por exemplo, a cada estágio de escavação que corresponda a 20% da altura total a ser retirada. Essas leituras devem se prolongar mesmo após o término da terraplanagem, com frequência a ser fixada após uma análise das primeiras leituras efetuadas.

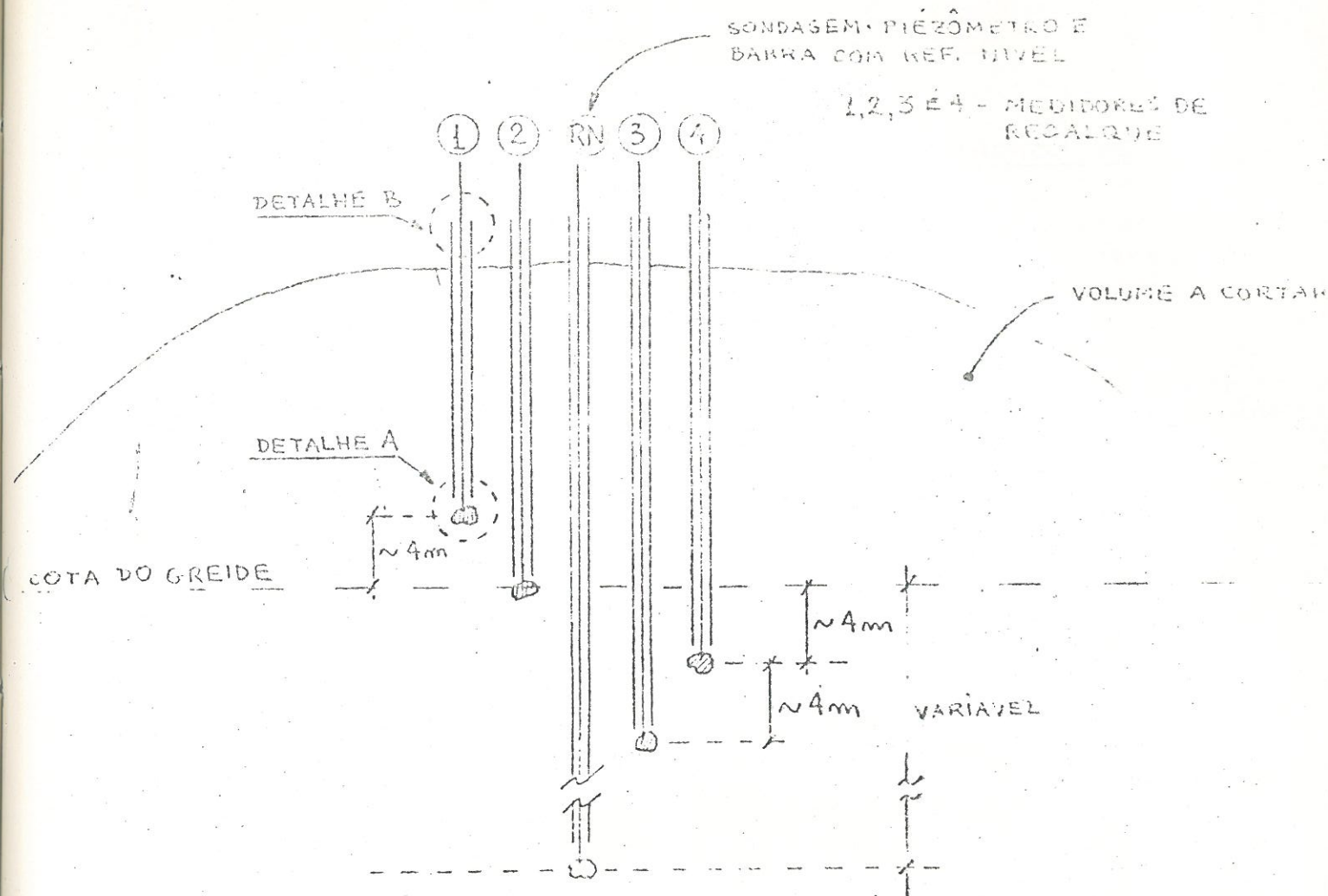
Os resultados deverão ser usados na construção de gráficos "tensão-de-formação", tanto de medidores entre si, como de cada um deles em relação ao R.N., acrescidos da data de execução das leituras, altura do corte nesta data e profundidade do nível d'água (conforme esquema anexo).

Sem mais para o momento, firmamo-nos,

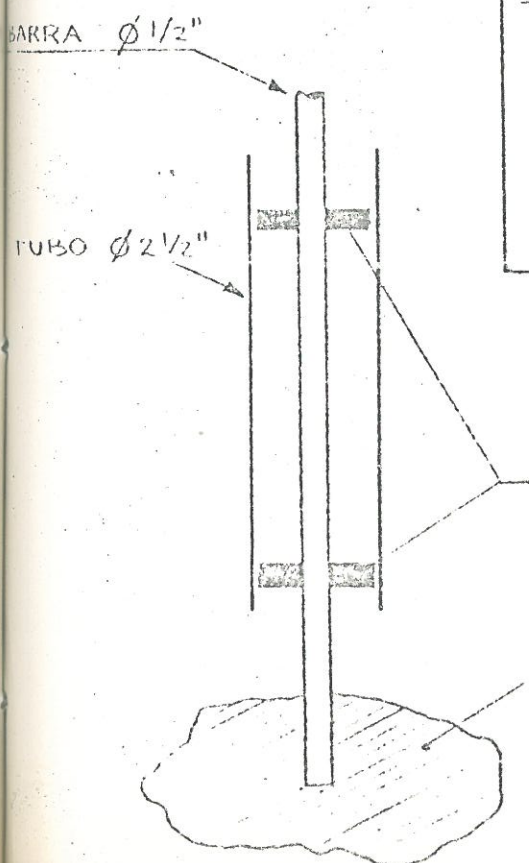

Atenciosamente.

MARIO CEPOLLINA

MC/rno



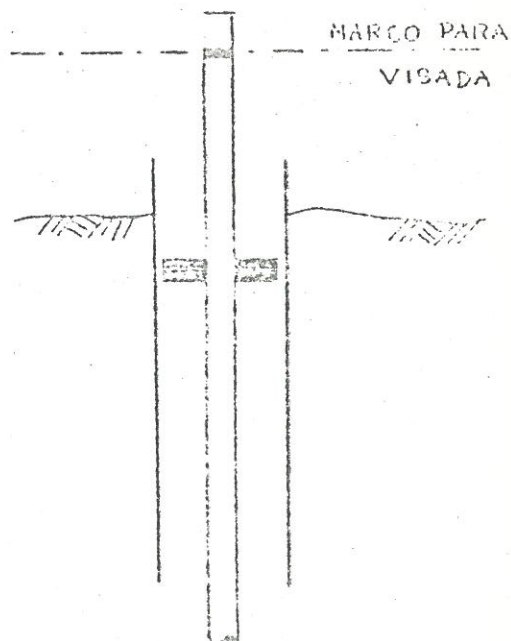
DETALHE A



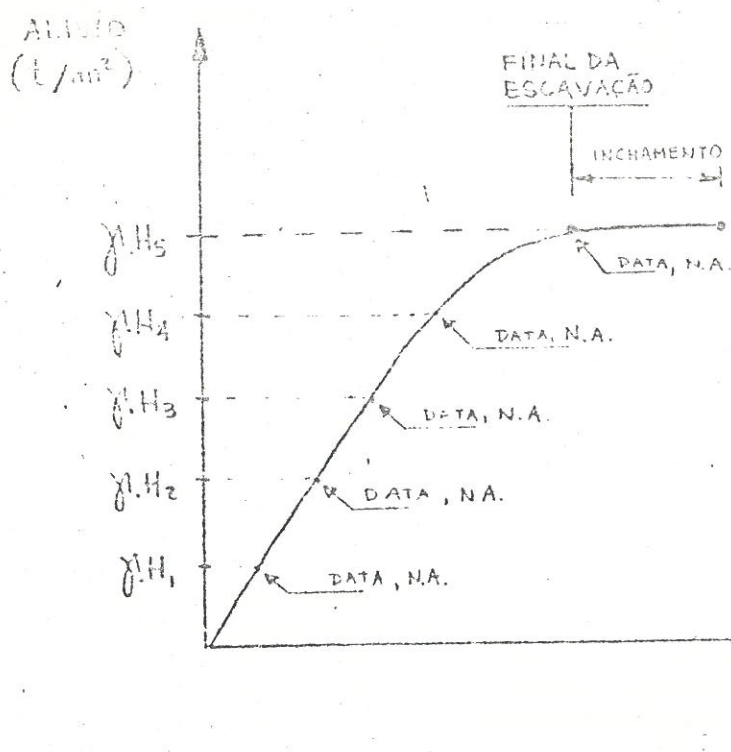
OBS: PARA GARANTIA DE LIBERDADE DA BARRA:

- LUBRIFICAÇÃO NAS PAREDES DO TUBO.
- TOTAL INDEPENDÊNCIA ENTRE ANCORAGEM E REVESTIMENTO.

DETALHE B



EXEMPLOS TÍPICOS DOS GRÁFICOS

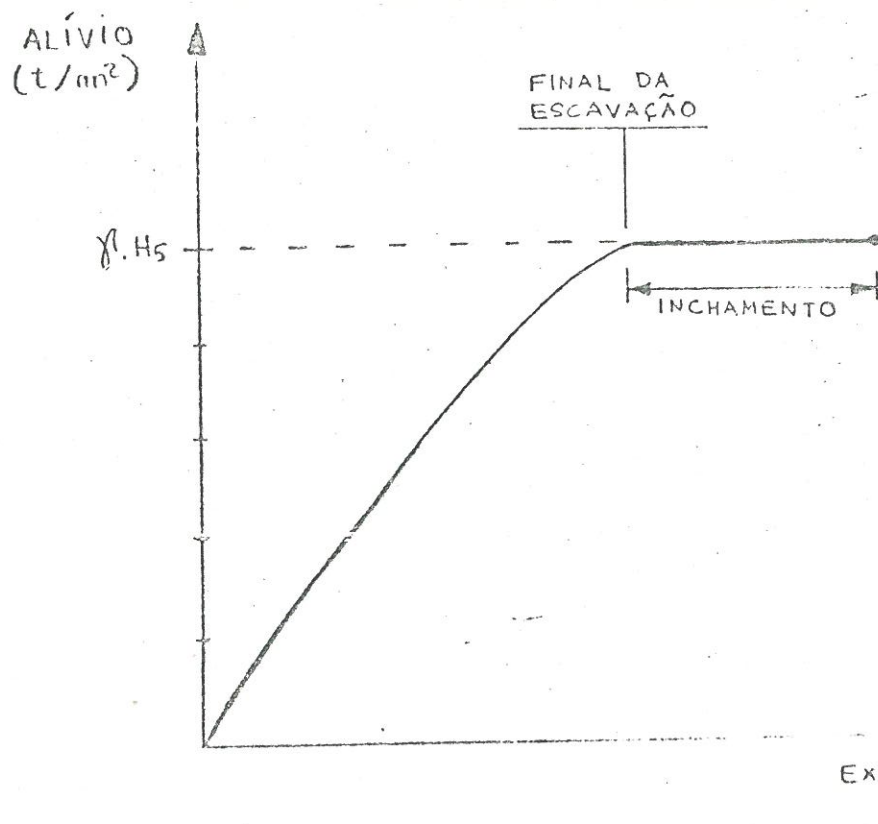


a) EXPANSÃO RELATIVA

$\delta_{i,j}$ = DIFERENÇA ENTRE LEITURAS DE DOIS MEDIDORES.

$H_{i,j}$ = ESPESSURA DA CAMADA ENTRE OS DOIS MEDIDORES.

Ex: PARA OS MEDIDORES 1,2



b) EXPANSÃO ABSOLUTA

δ_A = EXPANSÃO ACUSADA POR UM MEDIDOR, REFER. AO R.N.

Ex: MEDIDOR (1)

IEC-C

VICTOR E. H. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Rua Capitão Antonio Rosa, 297
Tels.: 280-8223 - 852-9280
São Paulo - CEP 01443

AQD-G-230977

São Paulo, 23 de setembro de 1977

000020

ANEXO 1

RECEBERAM COPIAS				
IEC	IEP	ISO		

Aço Minas Gerais S.A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
Belo Horizonte - Mg

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Prezados Senhores:

Afim de atender com o máximo de brevidade a quaisquer pedidos de ensaios convencionais que venham das Projetistas, elaboramos os desenhos-resumos anexos em que procuramos retratar o conjunto de resultados típicos dos diversos ensaios para cada solo de possível interesse.

Não pretendemos de forma nenhuma que em função de tais indicações, extraídas de análises estatísticas de dados de nossos arquivos de solos análogos, se julgue possível evitar de todo a realização de novos ensaios. Porém, como primeiro passo tais resultados servirão para que as Projetistas realizem cálculos estimativos com duas finalidades:

- a)- Sentir a importância de cada parâmetro e suas variações paramétricas.
- b)- Submeter para nossa apreciação a justificativa quantificada do interesse de ensaios ulteriores e/ou complementares.

Relembramos que de acordo com nossa experiência é muito maior a necessidade de "coeficientes de correção" no emprego de quaisquer destes parâmetros convencionais para cálculos de fundações do que a de aprimoramentos comparativos de um ensaio a mais ou não.

Sugerimos já mandar cópia dos desenhos-resumos para cada Projetista, explicitando que os cálculos iniciais devem ser feitos baseados nestes parâmetros e que novos ensaios só deverão ser recomendados caso uma melhoria do conhecimento de qualquer parâmetro tenha "importância" para o projeto em questão; "importância" esta que obviamente se refletirá na comparação entre o custo dos ensaios contra a otimização conseguida no projeto em questão.

Assim sendo passamos a uma breve explicação dos desenhos-resumo:

1 - Dividimos os solos típicos da área em:

- a)- Material de aterro - admitido de condições médias.
- b)- Material de corte argiloso.
- c)- Material de corte de comportamento médio.
- d)- Material de corte arenoso.

2 - As envoltórias de resistência podem ser assim resumidas, para ensaios drenados:

./..

2-a) - Material do aterro:para $\sigma' > 10 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 32^\circ$$

$$c' = 0$$

para $0.7 < \sigma' < 10 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 23^\circ$$

$$c' = 1 \text{ kg/cm}^2$$

para $\sigma' < 0.7 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 52^\circ$$

$$c' = 0.3 \text{ kg/cm}^2$$

2-b) - Material de corte argiloso

(i) com SPT médio de 10 golpes

para $\sigma' > 3 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 27^\circ$$

$$c' = 0$$

para $0.5 < \sigma' < 3.0 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 20^\circ$$

$$c' = 0.45 \text{ kg/cm}^2$$

para $\sigma' < 0.5 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 44^\circ$$

$$c' = 0.2 \text{ kg/cm}^2$$

(ii) com SPT médio de 16 golpes

para $\sigma' > 4.5 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 27^\circ$$

$$c' = 0$$

para $0.8 < \sigma' < 4.5 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 21^\circ$$

$$c' = 0.65 \text{ kg/cm}^2$$

para $\sigma' < 0.8 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 34^\circ$$

$$c' = 0.4 \text{ kg/cm}^2$$

(iii) com SPT médio de 24 golpes

para $\sigma' > 7.0 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 30^\circ$$

$$c' = 0.2 \text{ kg/cm}^2$$

para $1.0 < \sigma' < 7.0 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 21^\circ$$

$$c' = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

para $\sigma' < 1.0 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi' = 50^\circ$$

$$c' = 0.7 \text{ kg/cm}^2$$

2-c) - Material de corte de comportamento médio.

(i) com SPT médio de 10 golpes

$$\text{para } \sigma' > 3.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{aligned} \phi' &= 30^\circ \\ c' &= 0 \end{aligned}$$

$$\text{para } 0.5 < \sigma' < 3.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{aligned} \phi' &= 18^\circ \\ c' &= 0.9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{para } \sigma' < 0.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{aligned} \phi' &= 42^\circ \\ c' &= 0.5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

(ii) com SPT médio de 16 golpes

$$\text{para } \sigma' > 4.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{aligned} \phi' &= 32^\circ \\ c' &= 0 \end{aligned}$$

$$\text{para } 0.8 < \sigma' < 4.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{aligned} \phi' &= 20^\circ \\ c' &= 1.35 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{para } \sigma' < 0.8 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{aligned} \phi' &= 46^\circ \\ c' &= 0.8 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

(iii) com SPT médio de 24 golpes

$$\text{para } \sigma' > 7.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{aligned} \phi' &= 35^\circ \\ c' &= 0.3 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{para } 1.0 < \sigma' < 7.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{aligned} \phi' &= 18^\circ \\ c' &= 2.9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{para } \sigma' < 1.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{aligned} \phi' &= 67^\circ \\ c' &= 1.0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

2-d) - Material de corte arenoso

(i) com SPT médio de 10 golpes

$$\text{para } \sigma' > 3.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{aligned} \phi' &= 32^\circ \\ c' &= 0 \end{aligned}$$

$$\text{para } 0.5 < \sigma' < 3.0 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{aligned} \phi' &= 15^\circ \\ c' &= 1.15 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{para } \sigma' < 0.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{aligned} \phi' &= 63^\circ \\ c' &= 0.2 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- (ii) com SPT médio de 16 golpes
- | | |
|--|--|
| para $\sigma' > 4.5 \text{ kg/cm}^2$ | $\phi' = 35^\circ$
$c' = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ |
| para $0.8 < \sigma' < 4.5 \text{ kg/cm}^2$ | $\phi' = 18^\circ$
$c' = 1.9 \text{ kg/cm}^2$ |
| para $\sigma' < 0.8 \text{ kg/cm}^2$ | $\phi' = 63^\circ$
$c' = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ |
- (iii) com SPT médio de 24 golpes
- | | |
|--|--|
| para $\sigma' > 7.0 \text{ kg/cm}^2$ | $\phi' = 35^\circ$
$c' = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ |
| para $1.0 < \sigma' < 7.0 \text{ kg/cm}^2$ | $\phi' = 20^\circ$
$c' = 3.0 \text{ kg/cm}^2$ |
| para $\sigma' < 1.0 \text{ kg/cm}^2$ | $\phi' = 68^\circ$
$c' = 0.8 \text{ kg/cm}^2$ |

3 - As outras propriedades características de cada solo LL, LP, P_a ; assim como o comportamento edométrico, tempo-recalque e tensão-deformação se acham suficientemente detalhados nos resumos.

Colocando-nos a sua inteira disposição para quaisquer esclarecimentos, subscrevemo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. S. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Eng. Luiz Guilherme F. S. de Mello
ENG. LUIZ GUILHERME F. S. DE MELLO

LG/rmo

74-1111-100077

São Paulo, 24 de setembro de 1977

Aços Minas Gerais S.A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
Belo Horizonte - MG

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: Apresentação de resultados de ensaios
geotécnicos pelos Laboratórios

Prezados Senhores:

RECEBERAM COPIAS				
IEE	ISO			

Acusamos recebidos a 23/9/77 os relatórios de ensaios geotécnicos da COQUERLA, submetidos pela Geotécnica S.A. com data de 31/agosto/77, com as designações seguintes:

ESBEL - 653/77, Relatório I-12-AT-136/77

ESBEL - 654/77, Relatório I-13-AT-136/77.

Em separado encaminharemos o mais breve possível os seguintes relatórios: 1) Recomendações Gerais e Especiais para a apresentação de resultados de ensaios geotécnicos; 2) Análise interpretativa preliminar dos referidos resultados de ensaios.

Pela presente sentimo-nos na obrigação de solicitar as mais urgentes providências para que se evite que outros ensaios em execução e em curso de apresentação sofram das lacunas ora observadas.

Favor solicitar que se observe a praxe (ou mesmo obrigação) de que os "pontos" correspondentes a observações tem que ser plotados, e não apenas as curvas traçadas sem indicação dos pontos. No caso de curvas tensão-deformação de ensaios de cisalhamento (triaxial e/ou direto) não é tão importante, visto que pouco uso se faz das curvas. É indispensável a exigência nos gráficos edométricos, nos gráficos de compactação (Proctor ou outro), nas curvas de distribuição granulométrica, etc..

Também numa tabela tal como a do Desenho nº 1, BH-357/77-1 onde são apresentados os resultados de LL e LP de apenas duas amostras, indago se foi porque por ventura não tivessem sido pedidos os respectivos ensaios nas amostras indeformadas (em comparação com as amostras de "sacola") ou por terem apresentado algum comportamento "não-plástico" (N.P.). Pessoalmente duvido que seja o segundo caso, parecendo ser tão somente resultado de programação insuficiente.

Não conheço a programação que regeu a execução dos presentes ensaios, mas é evidente que quem a emitiu não possui bases para tal. Basta atentar para o absurdo de pretender ensaios triaxiais rápidos em amostras saturadas, argilosas (ex. Des. nº 3, BH-357/77.1 ou Des. nº 6 BH-357/77.2).

./...

Ressalto a necessidade de peneirar os pedidos de serviços, para que só sejam emitidos por quem conheça o assunto: o caso aqui apontado lamentavelmente indica o desconhecimento liminar da teoria e prática de resistência ao cisalhamento dos solos. Será que em função do Des. nº 6 mencionado vamos concluir que o solo (de $SPT \approx 33$) a 9,0 - 9,5 m de profundidade exibe uma coesão da ordem de 1 t/m^2 e um ângulo de atrito da ordem de $6,05$ (seria zero, teórico e prático, se o ensaio fosse realmente "rápido" sobre corpo da prova saturado)!!?

Sem mais pelo presente, subscrevo-me,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Victor F. B. de Mello

VM/rmo

- 6001 1030 004933

São Paulo, 25 de setembro de 1977

ARQUIVO DE PROJETO

RECEBERAM COPIAS				
1EE	150			

Aços Minas Gerais S.A.

Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar

Caixa Postal, 1390

BELO HORIZONTE - MG

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: Ensaio compressibilidade, blocos
indeformados. Programa básico.

Prezados Senhores:

Atenção ao combinado na visita que realizamos com V.Sas. ao canteiro em 15/ setembro/1977, e de acordo com as comunicações recebidas da CAB - Consultores Associados Brasileiros S.A. (carta C/507/795/77 - S 8) e do Laboratório Rankine, tenho o prazer de resumir as indicações que me solicitaram referentes ao programa de ensaios a realizar com urgência.

Lamentamos a informação de que alguns dos blocos sofreram fraturas de transporte, e que alguns blocos vieram sem qualquer identificação. Solicitamos envio imediato da relação dos blocos extraídos e enviados (unidades e dimensões) para que possamos identificá-los. Segundo informações orais do Laboratório Rankine, eles estão emitindo correspondência direta à CAB quanto à identificação e durabilidade de qualidade das amostras "ditas indeformadas" recebidas. Admitindo que tenham sido extraídos quatro blocos para representar cada condição de compactação, possivelmente seriam as seguintes as quatro condições que se pretendia ensaiar:

- a)- 4 blocos, 4% umidos;
- b)- 4 blocos, 7% umido;
- c)- 4 blocos, 5% umido;
- d)- 4 Pista Normal, conforme especificação anterior.

Em cada condição compactada o programa compreende:

- 1)- Dois ensaios edométricos em anel de diâmetro e altura máximas disponíveis (não menos do que 4 polegadas e 2 cms).

Os ensaios visam bem definir a pressão de preadensamento e o índice de compressão. Serão feitos com um mínimo de 4 pontos bem definir a curva de descarga: porém, a descarga será ensaiada em duas condições distintas, num corpo de prova com continuação de submersão em água, e no outro corpo de prova com retirada de toda a água de submersão do redor do corpo de prova (apenas mantendo-o protegido de secamento) ao final do último estágio de carregamento, antes de iniciar a descarga.

- 2)- Um ensaio de compressibilidade triaxial anisotrópica em amostra de 4 polegadas de diâmetro, usando relação de tensões principais de 1,5. Nas apli-

cações de pressões de câmara serão medidas pressões neutras para obtenção de indicações de coeficientes B , por Δu função de ΔU .

- 3)- Em cada corpo de prova dos 12 acima previstos para ensaio, ao final do ensaio será feita uma separação de fragmentos pedregosos retidos na peneira nº 4, para pesagem separada e cálculos corretivos dos índices físicos dos grãos grossos descontínuos de maior densidade. Cada corpo de prova terá portanto uma pesagem de material retido na peneira nº 4.

Bastará umas 3 determinações de pesos específicos típicos do material retido na peneira nº 4, para uso em todos os cálculos corretivos.

- 4)- Em cada condição compactada serão realizados para fins de obtenção de um quadro razoavelmente completo de parâmetros-índice convencionais, os ensaios correntes de :

4.1- Granulometria completa.

4.2- Compactação Hilf-Proctor sem secamento nem reuso.

4.3- Limites de líquidos e de plasticidade.

4.4- Limite de Contração de corpo de prova indeformado.

- 5)- Por motivo da urgência de necessidade de estimativas interpretativas, o Laboratório nos encaminhará cópia xerox da própria folha de ensaio assim que terminar cada ensaio das séries (1) e (2) acima.

Sem mais para o momento, firmamo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.



Victor F. B. de Mello

c/c.: Laboratório Rankine
At. Dr. Luciano Decourt

CAB - Consultores Associados Brasileiros S.A.

São Paulo, 06 de outubro de 1977

Asa Fibras Gerais S.A.
Rua Inconfidentes, 1021 - 4º andar
Caixa Postal, 1300
Belo Horizonte - MG

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: Provas de carga sobre placas

Prezados Senhores:

Em complementação aos nossos relatórios ACO-G-010977 e ACO-G-050977, vimos por meio deste recomendar (por sugestão do Dr. J. Burland) a instalação de medidores fixados no terreno sob a placa de prova de carga, com a intenção de medir a compressibilidade de uma camada de solo sujeita ao carregamento imposto e co-
nhecido.

O cálculo da compressibilidade é feito a partir dos resultados de leituras de dois medidores de recalques que deverão ser instalados de acordo com esquema anexo.

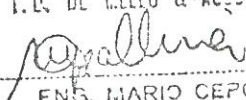
Deve-se observar que os medidores devem ser instalados bem próximos ao centro da placa e, para tal deverá ser previsto um cavaleta para apoio do macaco hidráulico.

A profundidade dos medidores, (conforme indica o esquema) foi fixada de modo que na camada em estudo (entre os medidores) as tensões horizontais sejam muito próximas de zero, só agindo tensões verticais. Medindo-se a compressão da camada e calculando-se as tensões verticais atuantes consegue-se calcular o módulo de elasticidade do solo.

Colocando-nos a disposição para quaisquer esclarecimentos, subscrevemo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR E. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA


ENG. MARIO CEPOLLINA

São Paulo, 26 de setembro de 1977

Aços Minas Gerais S.A.
 Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
 Caixa Postal, 1390
 Belo Horizonte - MG

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

ATENDIMENTO A SOLICITAÇÕES DAS PROJETISTAS

PARA ENSAIOS E ESTUDOS ADICIONAIS

De imediato quaisquer comunicações de tal natureza merecem atenção especial pela PROPRIETÁRIA assistida por seus CONSULTORES ESPECIALIZADOS visto que liminamente existe o grande interesse TÉCNICO em estabelecer os parâmetros geotécnicos mais diretamente aplicáveis aos cálculos de projeto de qualquer obra de grande porte e relevância técnica; ademais tem que ser examinado e devidamente atendido e/ou afastado o problema, frequentemente invocado, da RESPONSABILIDADE.

Lamentavelmente, não é comum no campo da prática de fundações e obras de terra encontrar muita concordância entre CONSULTORES e PROJETISTAS quanto à visualização dos problemas a enfrentar, embora neste setor os pontos de acordo qualitativo são bem amplos. A discordância, mesmo presa ao melhor dos intuitos de bem servir (e talvez precipuamente por tal intuito) diz respeito especialmente aos PARÂMETROS GEOTÉCNICOS NECESSÁRIOS às soluções vislumbradas, e à PROGRAMAÇÃO DE ENSAIOS que pareceria levar a tais parâmetros. Possivelmente tal fato resulte da nitida e considerável diferença de tipos de atividade, e de experiência resultante, nos dois casos: em resumo caracterizável no caso de Projetistas como tarefa de detalhamento e aprofundamento quantitativo em grande volume para proporcionalmente poucos casos, com pequenissima proporção de contacto com o comportamento futuro da obra; no caso de Consultores, uma predominância de contactos com grande número de pequenos episódios, o mais frequentemente associados a dificuldades e insucessos, e com muita correlação entre decisões-ações e os comportamentos consequentes.

Talves caiba lembrar, um tanto repetitiva e insistentemente, que como fruto da experiência internacional bem documentada dos últimos 20 anos na Mecânica dos Solos Aplicada, particularmente no caso de solos residuais, solos insaturados, e os solos compactados (ver p.ex. Rankine Lecture "Predictions in soil engineering" T. W. Lambe, Geotechnique June 1973, 13, 149) a conclusão a que chegamos é de pequenissima concordância de resultados de ensaios laboratoriais acoplados a rotinas de cálculo, com os resultados observados em obra. Procura-se melhorar em tais práticas: a) empregando "coeficientes de correção" da experiência (local); b) dando preferência a ensaios sobre blocos indeformados em comparação com corpos de prova moldados e amostras de tipo indeformado; c) recorrendo a ensaios in situ, particularmente do tipo conceitual que configura o aspecto modelo-prototipo em comparação com a obra.

Porém, é indispensável ainda reconhecer que toda a nossa estrutura de PROJETO e de aproveitamento de resultados de ensaios em análises diversas não passa de modelos mentais nominais cuja maior ou menor valia só se comprova em função de uma frequência mínima de "casos bem sucedidos". Indiscutivelmente devemos pugnar por inovação e avanço: imprescindível, porém, que devamos avancar em função de teorias e/ou hipóteses, e que nos compete sempre questionar a rentabilidade provável de cada iniciativa.

Reconhecendo que nem sempre poderai estar presente às discussões prévias à formulação e aceitação de determinado programa de investigações, proponho que se submeta cada caso à seguinte série de indagações, para melhor se distinguir entre:

- a)- o inútil, de frustração inexorável;
- b)- o aplicável pragmaticamente, com rentabilidade para a própria obra;
- c)- o válido como tributo à pesquisa esperancosa, para maior ou menor aplicabilidade em teorizações de que desfrutarão obras próximas futuras;
- d)- o válido como tributo à pesquisa "pura" à qual se dá sem nada pretender de direto.

Certo de que sob qualquer das hipóteses supra caibam aprovações de programas, porém em graus diferentes e com exigências prévias diferentes, postulo, por exemplo, a seguinte sucessão de indagações.

1. Qual é o problema realmente vislumbrado?
Encontra-se demasiado frêquente a fuga à definição, misturando-se subconscientemente problemas de deformabilidade com os de resistência etc., de forma que os ensaios não chegam a visar nada de específico, e os resultados acabam não atendendo a nada, por presumirem atender a tudo.
2. Perante o problema em cogitação, existem procedimentos de quantificação (cálculo) disponíveis e empregados correntemente? Admito-se que o emprego em questão tenha sido razoavelmente comprovado em publicações: em caso afirmativo, por princípio sempre desafiar, solicitando documentação; uma obra de grande responsabilidade não pode ficar condicionada a "receitas secretas" eventualmente declaradas disponíveis dentro de determinada Empresa, ou Instituição.
3. Mediante as estimativas de parâmetros geotécnicos intervenientes, já foram feitos os cálculos preliminares, e a que resultados levaram? Que faixa de imprecisão (de estimativa) caberia adotar nos parâmetros, em função do grau de desconhecimento de ensaios? Se tal faixa de imprecisão fosse reduzida, alguma decisão condicionante do projeto mudaria, teria obrigação de mudar, ou teria o direito de mudar: face a que conhecimentos?

Por exemplo, é muito comum solicitarmos determinado ensaio assim que nos sentirmos insuficientemente documentados, mas, se parássemos para admitir a faixa máxima de dispersão tecnicamente admissível; poderíamos, mesmo sem qualquer ensaio, chegar à conclusão de que nenhuma decisão do projeto alteraria (tais decisões muito frequentemente são de molde a atender ao "fator mínimo comum").

Finalmente, cabe ainda perguntar: a dispersão é realmente condicionada pelo menor ou maior número de ensaios de determinado tipo, ou, por exemplo, dependeria muito mais do fato de que o próprio ensaio teria erros consistentes?

4. Em que medida existem observações de comportamento em obra confirmando aproximadamente a aplicabilidade dos ensaios e cálculos em questão, na estimativa do comportamento? De um modo geral, admitir que nenhuma comprovação existe, salvo quando comprovada (documentadamente) em contrário. Se determinada rotina tem sido adotada, não significa que a aplicabilidade é válida e respec

tiva esteja comprovada: pode meramente ter acontecido que o problema nunca tenha sido solicitado a ponto de ser condicionante.

5. Os resultados são de alguma forma insólitos, suscitando o problema em grau considerado mais sério do que em casos análogos? A pesquisa complementar destina-se a prover melhor quantificação do problema sem indicação de critério de aceitação, ou atenderia simultaneamente, em nível compatível, às duas facetas, à do cálculo, e à da formulação da aceitabilidade do resultado calculado?

—o-o-o-o—

Passando ao caso específico do programa a realizar, julgo de interesse consignar os passos básicos de decisão em jogo:

1. Que solos ensaiar.

De um modo geral após pesquisada a "família" de solos que compõem o subsolo ou o empréstimo, tem-se selecionado um mínimo de três, para ensaios mais completos: preferivelmente, a mais "argilosa", a intermediária, e a menos "argilosa". Por motivos diversos atualmente dou maior importância à densidade aparente seca máxima de ensaio Hilf-Proctor como o melhor índice para a classificação da dita argilosidade do solo (nem as curvas de distribuição granulométrica nem os ensaios de limites de liquidês e de plasticidade chegam a ser comparavelmente representativos, particularmente tendo em mente os solos residuais). É indispensável garantir que se busque em cada caso a amostra representativa respectiva. Em caso de pouca amostra (ex. sondagem SPT) sugere-se ajustar ensaio Hilf-Harmin de classificação quantificável.

2. Que condições de compactação ou de compacidade-consistência ensaiar

2.1- Compactação

Obviamente se procuraria investigar condições representativas da média, máxima e mínima, perante os principais comportamentos. Não existem, porém, facilidades de simplificação de quais os parâmetros de compactação ($GC\%$ e $\Delta h\%$) que levariam aos comportamentos visados em corpos de prova compactados. Admite-se que quanto maior o $GC\%$ para dado desvio de umidade $\Delta h\%$, melhor o comportamento perante resistência e incompressibilidade: também, que para dado $GC\%$, quanto maior a umidade de compactação, tanto pior o comportamento. Porém, nos teores de umidade mais elevados a compactação de campo se distancia muito conceitual e praticamente da compactação confinada em molde metálico. No campo a condição que controla é a capacidade de carga (rutura por resistência ao cisalhamento) sob a pressão do rolo: enquanto isso, no laboratório o molde metálico exclui a interveniência de problema de resistência. Assim sendo, é justamente nas condições de compactação de maior necessidade de investigação (condições mais úmidas e menos resistentes) que o emprego de moldagem em laboratório, muito usada em fase de projeto para concorrência, sofre maiores críticas.

2.2- Solos de fundação ("indeformados")

Obviamente se procurará investigar condições representativas da média, máxima e mínima (estas segundo um desvio padrão razoável do universo, e

nunca pretendendo o caso extremo eventual): possivelmente se empregará índices SPI e/ou EPE para o julgamento quanto às diferenças de compactação-consistência. Ressalta-se porém o fato de que em nenhum dos dois ensaios-índice existem facilidades de simplificação para tal julgamento. O SPI reflete principalmente fatores de atrito lateral dinâmico, dependendo muito da profundidade, tanto para efeitos de comprimento de hastes como por reflexo nas tensões internas (horizontais) do terreno. O EPE depende muito da resistência de ponta R_p a carregamento pseudo-estático, com forte dependência em compressibilidade instantânea e na proporção de fatores c' e ϕ' (inferíveis a partir da comparação de R_p e AL , atrito local). Como soe ocorrer, quanto mais simples e corrente o ensaio-índice, tanto mais sua interpretação depende de fatores complexos e EXPERIÊNCIA.

3. Que amostras ensaiar

3.1- Solos compactados

Face a nossa experiência, não podemos deixar de frizar que para a tentativa de determinação de parâmetros de comportamento de nossos aterros argilosos compactados, já possuímos bases de estimativa adequada em primeiro grau de aproximação, de forma que só cabe: 1) ensaiar mediante amostras moldadas em laboratório os solos insólitos; 2) empregar amostras indeformadas em bloco extraídas do próprio aterro em sua fase inicial; 3) empregar amostras moldadas, especificamente, para aquilatar as variações provocadas por um parâmetro em outro; assim se fugiria um pouco das dificuldades de interpretação quando cada corpo de prova sofre de uma variabilidade estatística, inevitável em amostras extraídas da compactação de campo.

3.2- Amostras de camadas do subsolo

Indiscutivelmente empregar só amostras de "tipo indeformado". Reconhecer, porém, que as amostras de diâmetros menores do que 3" (ex. shelby, inclusive com Relação de Áreas, Área Ratio, menor do que 5%) são apenas aceitáveis em solo eminentemente argiloso plástico pouco sensível (sensibilidade inferior a cerca de 5) e quando retiradas de camada com Overconsolidation Ratio OCR inferior a cerca de 3. A qualidade da amostra depende da capacidade da tensão capilar de superfície em evitar inchamento do inexorável alívio de tensão, sendo portanto tanto pior quanto maiores os poros junto à superfície e as alterações da tensão atuante: solos insaturados, os que incluem granulometria areno-siltosa, os fortemente preadensados, etc., sofrem efeitos significativos imediatos embora por variação volumétrica aparentemente pequena.

Usar, portanto, as amostras "indeformadas" disponíveis, porém com máxima atenção para a qualificação consciente e criteriosa do grau em que a amostra merecerá fé. Registrar estimativas de um GRAU DE CREDIBILIDADE PONDERAL.

Cabe salientar o interesse em ENSAIOS EM ESTÁGIOS; isto é, o emprego do mesmo corpo de prova para sucessivos ensaios em condições diferentes. Considerando a frequente heterogeneidade de solos a cada poucos centímetros, a forte variação da qualidade de amostragem de amostra para amostra, e o pequeno volume de corpos de prova disponíveis em sondagens, ressalta-se que o maior interesse de ensaios laboratoriais está em se pesquisar a mudança de comportamento com mudança de condições: aplica-

se portanto, com maior proveito, o emprego do mesmo corpo de prova em duas condições distintas a comparar (ex. para determinação de um ϕ como $ds/d\sigma$) do que dois corpos de prova admitidos semelhantes.

4. Ensaiair corpos de prova sob que condições

Ao programar ensaios sobre corpos de prova talhados de blocos indeformados, é fundamental pretender reproduzir em tais corpos de prova a visualização de solicitações a que ficarão sujeitos elementos de solo no maciço. Duas são as atitudes do engenheiro face a tais problemas: por um lado, sempre que possível, procurar representar o tão fielmente quanto viável; por outro lado, por prudência, procurar reproduzir condições admitidas como um pouco mais desfavoráveis do que as vislumbráveis para elementos de solo no prototipo.

Todavia, perante qualquer das duas orientações é inescapável formular-se o modelo mental referente às solicitações a que ficam sujeitos os elementos de solo. Os ensaios triaxiais correntes (únicos citados em publicações, etc.) partem subconscientemente da hipótese de que os elementos de solo na obra comecem com carregamento geostático a partir de tensões zero.

A Mecânica dos Solos moderna procura melhorar sua capacidade de quantificar previsões de comportamentos, principalmente através do reconhecimento de que: a) o subsolo não é perfeitamente (deterministicamente) homogêneo, quer em qualidade quer em estados de tensão de peso de terra; b) tensões internas nos solos podem ser bem diferentes das geostáticas presumidas; c) no comportamento tensão-deformação de um maciço terroso, obviamente a repartição de tarefas entre elementos de solo mais e menos rígidos depende muito das tensões internas iniciais de cada, e da relativa rigidez. Tais conceitos foram propostos com relação a solos "residuais" (cf. "Thoughts on soil engineering applicable to residual soils", V.F.B. de Mello, Third Southeast Asian Conf. Soil Mechanics, Proc., Hong Kong 1972, p. 5-34), mas são obviamente aplicáveis a todos os solos "residuais de algum histórico complexo", tal como preadensamento demorado, lateritização, ressecamentos e insaturações, lixiviações e cimentações, etc. Também recentemente tive ocasião de resumir documentação de que: 1) aterros compactados são preadensados; 2) indubitavelmente o estado de tensões inicial no maciço inclui tensões internas, horizontais maiores do que verticais, como primeiro passo antes de que comecem a aumentar as tensões geostáticas verticais.

Isto posto, se pretendemos empregar ensaios de laboratório para melhorar estimativas deformabilidades e deformações, é indispensável respeitar tais realidades, que fogem muito significativamente aos pessimismo do modelo mental anterior (no qual o corpo de prova era considerado como suficientemente representativo do elemento de solo na obra, meramente pela garantia da densidade equivalente, sem cuidar também da equivalência de tensões): o chamado stress-path antigo não é válido, por desprezar o "initial stress".

Aliás, uma das descobertas dos últimos 12 anos na mecânica dos solos, é de que os ensaios triaxiais felizmente reproduzem muito bem as condições de ruptura, mas carecem de qualquer condição de reproduzir condições de tensão-deformação, salvo mediante ajustes muito especiais. O assunto da adulteração da natureza tensão-deformação de amostras ditas indeformadas em comparação com elementos de solo perfeitamente indeformados por enquanto só foi investigado com relação a argilas sedimentares: as principais investigações são de:

- Skempton e Sowa 1963, Geotechnique;
- Noorany e Seed 1965, ASCE;
- Ladd e Varallayay, 1965. M.I.T. e resumo ASCE;
- Davis e Poulos (1967), "Laboratory investigation of the effects of sampling", Civil Engineering Transactions, Institution of Engineers, Australia, Vol. CE 9, nº 1;
- R.I. Chandler, Imperial College (Londres), trabalhos em publicação (de meu conhecimento por comunicações pessoais).

Em resumo, o assunto nunca foi investigado com relação à maioria dos solos de nosso interesse prático:

- a) Solos areno-argilosos e siltosos;
- b) Solos fortemente preadensados e insaturados;
- c) Solos residuais maduros e saprolíticos,
- d) Aterros argilosos compactados.

Porém, em função dos resultados supra é inescapável a conclusão de que o efeito deletério da amostragem e talhagem para ensaio é muito significativo (quanto a deformações, embora felizmente sem afetar os valores de rutura, de pico segundo a teoria Mohr-Coulomb). Parecerá, portanto, importantíssimo, programar quaisquer ensaios especiais da forma a incluir algum histórico de tensões compatível com as do elemento de solo.

Em aterro compactado poderá conceituar-se que comece a aplicação de tensão (total) vertical a partir do zero respectivo sobre corpo de prova com tensão confinante horizontal da ordem de metade da pressão (aprox. 5 kg/cm^2) de compactação vertical.

Em terreno natural pode conceituar-se a necessidade de ensaiar cada corpo de prova sob pares de tensão nitidamente (ex. 30 a 50%) maiores do que as admitidas como reinantes no terreno, só para fugir da gama de condições em que se registraram os traumas da amostragem e talhagem. Admite-se que tais traumas "cicatrizem" ou percam relevância, e que o comportamento a determinar se possa obter por extrapolação para trás a partir de comportamentos definidos sob as tensões mais elevadas que se investigaram.

5. Que ensaios realizar.

Reconhecendo que todo e qualquer ensaio e análise nunca escapa de ser "nominal" é importante respeitar certos princípios básicos na programação de quaisquer ensaios. Primeiramente, mesmo que tenhamos interesse direto em alguma faceta especial (como por exemplo, ensaios de deformabilidade triaxial) sempre necessitamos primeiro de um conjunto geral de ensaios correntes para aquilatar a natureza do comportamento geotécnico. Ademais, em particular, precisamos de ensaios que definam aproximadamente os Universos (estatísticos) I (normalmente adensado), II (preadensado porém ainda compressível no cisalhamento), e III (altamente preadensado, dilatante no cisalhamento). Na programação e interpretação de ensaios, faz uma diferença significativa, técnica e econômica, saber se os ensaios dizem respeito a um ou outro dos Universos mencionados.

Assim, como primeiro passo, iniciar a elaboração de um desenho-síntese, de conjunto de ensaios já disponíveis para definição do comportamento geotécnico (nominal) estimável como rotina, com suas faixas de imprecisão, afim de melhor expor os pontos específicos de interesse a pesquisar.

Permito-me frizar, também, que muito embora se suspeite de que grande porcentagem de ensaios com medidas de pressões neutras errem algum tanto nas pressões neutras medidas, só cabe realizar ensaios mais sofisticados com medidas de pressões neutras, afim de procurar interpretar comportamentos em termos de pressões efetivas.

6. Que interpretações empregar

Finalizando, julgo que indiscutivelmente só caberá empregar interpretações associadas às teorizações (nominais) mais válidas de cada época. Cabe aqui apenas resumir alguns exemplos. Distinguir entre Universo normalmente adensado e preadensado é indiscutível. Empregar só análises de estabilidade em função de pressões efetivas (permitindo, ademais, o controle efetivo do comportamento mediante piezometria) é indiscutível. Empregar equações Mohr-Coulomb deduzidas a partir do valor máximo de obliquidade $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}_3$ é uma forte preferência conceitualmente aceitável em comparação com qualquer definição de resistência em função de deformações (excessivas, ex. 20%): por um lado já frizamos no item 4 supra, que enquanto valores de rutura-pico não são afetados por efeitos de amostragem-talhagem, as curvas tensão-deformação o são grandemente: em segundo lugar, não cabe julgar que uma obra sujeita a grandes recalques e deformações (cumulativas) esteja sujeita a grandes deformações cisalhantes, pois que as diferenças de deslocamentos cisalhantes entre um ponto e outro continuam a ser diminutas, mesmo que cu mulativamente indiquem magnitudes apreciáveis.

Em resumo, os ensaios "Nominais", associados a interpretações nominais correntes, e inseridos em cálculos e critérios de aceitação nominais constituem a base principal de apoio às decisões. Antes de se partir para novas orientações, mesmo que possivelmente mais apropriadas, haveria interesse em se conhecer para fins comparativos a) os resultados a que chegariam ensaios-cálculos nominais já empregados em outras obras, b) os resultados a que chegariam, em obras realizadas, os ensaios-cálculos nominais novos propostos.

7. Conclusões em resumo

Perante quaisquer solicitações de investigações complementares e especiais que se receba das PROJETISTAS, examinar:

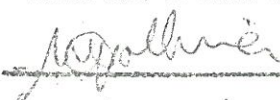
- 1 - A que ponto se utilizam procedimentos documentados e com "coeficientes de ajuste" aferidos, e declarados com antecedência.
- 2 - A que ponto os procedimentos constituirão inovação, e com que probabilidade de sucesso. Existe uma obrigação intrínseca de que se demonstre, antes de inovar, que se está de pleno conhecimento das bases para tal.

Sem mais, subscrevo-me mui,

Atenciosamente.

VICENT E. E. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

VM/rmo



VICTOR E. H. DE MELO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Rua Capitão Antonio Rosa, 297

Tels.: 280-8223 - 852-9280

São Paulo - CEP 01443

20.10.15 008530 AÇO-G-141077

São Paulo, 14 de outubro de 1977

Aço Minas Gerais S.A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
Belo Horizonte - MG

RECEBERAM CÓPIAS				
IEEC	IEP	ISE	ISOS	ISO

At. Eng. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: Minutas de cartas genéricas às Projetistas

Prezados Senhores:

Tendo sido frequente o problema de relacionamento e particularmente de atrasos em passos sucessivos entre a AÇO MINAS GERAIS e as PROJÉTISTAS nas solicitações por parte destas de investigações e/ou ensaios geotécnicos necessários para a execução dos projetos de fundações de unidades da obra, vimos por meio desta recomendar o envio imediato a cada uma das projetistas envolvidas um "dossier" de dados já disponíveis (ver minuta anexa) para que de posse destes dados fornecidos a projetista possa elaborar o seu plano de investigação e também já iniciar os estudos das fundações em forma de ante-projeto. O encaminhamento destes dados será feito através de uma comunicação cuja minuta transcrevemos a seguir:

MINUTA 1 - Carta encaminhando dados às projetistas.

Prezados Senhores:

Anexo a esta estamos enviando os seguintes dados já disponíveis na área em questão para sua apreciação e utilização.

1. Planta da topografia original do terreno.
2. Plantas de terraplenagem (configuração final).
3. Planta de locação e resultados das sondagens (SPT) já executadas na área em questão.
4. Relação e resultados de ensaios especiais ou de laboratório que foram executados na área (no caso de não se dispor de nenhum ensaio, talvez seja oportuno enviar ensaios realizados em outras áreas de características geotécnicas semelhantes).

:/..

5. Especificações para a compactação.
6. Planta e relatórios de fiscalização da execução da terraplenagem ("as built")
7. Leitura dos medidores de recalques.

Os itens anteriores 5, 6 e 7 só deverão ser enviados às projetistas cujos equipamentos serão assentes em áreas de aterros.

8. Desenhos - resumo de propriedades dos solos, elaborados por nossos Consultores a partir dos dados já disponíveis em nossa obra e de análises estatísticas de dados de outras obras que apresentaram solos análogos, retratando o conjunto de resultados típicos dos diversos ensaios para cada solo de possível interesse.

Não pretendemos de forma nenhuma que em função de tais indicações, se execute o projeto das fundações. Porém como primeiro passo tais dados servirão para a elaboração de cálculos estimativos com duas finalidades:

- a)- Sentir a importância de cada parâmetro e suas variações paramétricas.
- b)- Submeter para nossa apreciação a justificativa quantificada do interesse de ensaios ulteriores e/ou complementares.

Como se pode notar devidimos os solos típicos da área em:

- Material de aterro - admitido em condições médias de resistência e compressibilidade.
- Material de corte argiloso.
- Material de corte de comportamento médio
- Material de corte arenoso.

Os envoltórios de resistência, comportamento edométrico, tempo - recalque, tensão deformação, bem como as outras propriedades características de cada solo (LL, LP, P_a , granulometria.)

9. Aproveitamos para enviar o resumo do programa de investigação genérico que está sendo executado tanto em áreas de corte como em áreas de aterro.

O programa de investigação genérico está sendo executado em determinadas áreas tomadas como representativas de cortes e aterros e as conclusões extraídas destes locais deverão ser extendidas a todas as áreas de características semelhantes. Estão sendo executadas sondagens à percussão, ensaios de penetração estática (despsounding) e provas de carga em placas.

Seguem anexo os esquemas explicativos do programa de investigações em execução. (enviar às projetistas os Esquemas n.ºs. 2 e 3 do relatório ACO-G-010977 e os Esquemas n.ºs. 2 e 4 do relatório ACO-G-050977).

A medida que obtivermos resultados do programa em execução estes serão prontamente enviados a V. Sas. para utilização mais breve possível.

Solicitamos que V.Sas. analisem o material que está sendo enviado e que baseando-se nele determine o programa de investigação (locação e profun-

didade de sondagens, ensaios padrões de campo ou laboratório ou ensaios especiais) específico e necessário para o estudo da área onde não instalados os seus equipamentos.

Sem mais para o momento.....

-O-O-O-O-O-O-O-

Recebido o programa básico elaborado pela projetista, poderemos de imediato analisá-lo e liberar a execução de um número mínimo de sondagens à percussão. No caso dos projetistas solicitarem a execução de um programa de ensaios além dos genéricos já em execução, recomendamos o imediato envio de uma comunicação como a seguinte:

MINUTA 2 - Resposta ao programa de investigação solicitado pela Projetista.

Prezados Senhores:

Em relação a sua comunicação nº-....., datada de....., solicitando ensaios de campo e de laboratório para a investigação do subsolo da área em questão, para fins de fornecer os elementos desejados por V.Sas. para a elaboração do projeto da fundação, temos a comentar:

1. A locação, o número e a profundidade das sondagens de reconhecimento com medida de valores de SPT, está sendo analisada por nosso departamento e providências já foram tomadas para o início imediato em obra da execução das que foram consideradas indispensáveis como mínimo a fim de identificar a natureza do subsolo e suas heterogeneidades de consistência e compacidade. Encaminhamos em anexo o desenho revisto com indicação das que já estão em andamento, e aguardamos seu pronunciamento justificativo no caso de qualquer divergências de opiniões.
2. No caso de V.Sas. realmente pretenderem de imediato algo mais ou menos preciso do que o já fornecido, considerando o grande número que no total a AQO MINAS GERAIS tem a apreciar e considerar oriundos de solicitações diversas ressaltamos só poderemos atender na medida em que nos seja documentado uma resposta resumida às seguintes indagações:
 - a)- Qual o problema realmente vislumbrado?
 - b)- Perante o problema em cogitação, existem procedimentos de quantificação (cálculo) disponíveis e empregados correntemente? Em caso afirmativo - Onde se encontram publicados?
 - c)- Mediante as estimativas de parâmetros geotécnicos intervenientes por nós fornecidos, já foram feitos os cálculos preliminares, e a que resultados levaram? Que faixa de imprecisão (de estimativa) caberia adotar nos parâ

metros, em função do grau de desconhecimento dos ensaios? Se tal faixa de imprecisão fosse reduzida, alguma decisão condicionante do projeto mudaria, teria obrigação de mudar ou teria direito de mudar: face a que conhecimentos?

- d)- Em que medida existem conhecimentos de comportamento em obra confirmando aproximadamente a aplicabilidade dos ensaios e cálculos em questão, na estimativa do comportamento?
- e)- Os resultados são de alguma forma insólitos, suscitando o problema em grau considerado mais sério do que em casos análogos? A pesquisa complementar destina-se a prover melhor a quantificação do problema sem indicação de critério de aceitação, ou atenderia simultaneamente, em nível compatível, às duas facetas, à do cálculo, e a da formulação da aceitabilidade do resultado calculado?

No aguardo de resposta, subscrevemo-nos.....

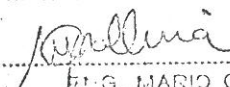
-O-O-O-O-O-O-

Esperamos ter abrangido de modo qual o relacionamento de V.Sas. com as projetistas no que diz respeito aos problemas de solicitações de programas de investigações. Logicamente haverá necessidade de pequenas adaptações nas minutas aqui esboçadas, conforme for o caso e a projetista envolvida.

Colocando-nos à disposição para quaisquer esclarecimentos, subscrevendo-nos muito

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.


.....
ENG. MARIO CEPOLLINA

ACM-151077

São Paulo, 15 de outubro de 1977.

Aço Minas Gerais S.A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.000 - BELO HORIZONTE - MGAt. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro
Dr. StélioRef. BARRAGEM DE SOLEDADE

RECEBERAM COPIAS				
IEE	IEE	IEE	1505	

Prezados Senhores:

Atendendo ao solicitado por V.Sas. temos o prazer de encaminhar uma nova via do relatório ACM-070477 no qual apresentamos nossas justificativas técnicas a favor de um filtro-septo inclinado (ligeiramente) para montante, em barragem de terra de seção dita "homogenea" em que se havia convencionado que a "experiência Brasileira" houvesse consagrado o emprego de filtro vertical.

Coube-nos enfatizar que em barragens baixas e/ou sujeitas a apenas pequenos recalques totais e diferenciais, não se salientam as vantagens acima mencionadas; ou melhor, somente em barragens mais altas e/ou as sujeitas a maiores problemas eventuais de recalques totais e diferenciais, é que se acentuariam as vantagens intrínsecas, de maior garantia de bom comportamento, da barragem com filtro inclinado para montante.

A despeito de termos tido a honra de colaborar com V.Sas. no assunto da barragem em epígrafe desde a sua concepção inicial, antes mesmo que fossem adjudicados os trabalhos de Projeto, permitimo-nos assinalar que decorrem já cerca de nove meses desde que tivemos ocasião de prestar a nossa colaboração pela última vez. Qualquer que seja a decisão de projeto que determinada Projetista, tome, por mais conceituada e experiente que seja, a função típica de consultoria que exercemos em nada interfere salvo em prover uma apreciação independente de fatores que possam continuar a merecer atenção mais atenta. No caso específico da Barragem de Soledade os problemas a enfrentar eram única e exclusivamente os de fundação nas ombreiras: são justamente estes os que infelizmente sofrem de maior erraticidade de comportamento dando margem a maiores possibilidades de dúvidas e dissabores eventuais.

Cientes do grande volume de serviços prementes que V.Sas. enfrentam julgamo-nos no dever profissional de assinalar que como nossa atuação infelizmente só é gerada por solicitações específicas, no caso de decorrer um grande prazo sem que tenhamos conhecimento do andamento dos trabalhos será diminuída a possibilidade de prestarmos a colaboração que eventualmente seja desejada.

Gratos pela atenção, subscrevemo-nos mui cordial e

Atenciosamente.

VICTOR E. D. DE MELO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

No 3481	
Recebido em	
IEE	Re
IEE-C	

VM/mno

RECEBIDO
03 NOV 1977
187

Relatório nºAssuntoBARRAGEM DE SOLEDADE

AQM-190776	Apreciação preliminar das condições geotécnicas e de eng. civil para implantação da barragem.
AÇO-220776	Anexo I e II - Considerações mais pormenorizadas ref. investigações do sub-solo e de materiais terrosos de empre <u>s</u> timo.
AQM-160876	Comentários sobre os relatórios 1 - Rel. geológico da visita do geólogo "Sergio Brito" 2 - Rel. Investigações geotécnicas nº BH-244/76-1
AÇO-051176	Barragem - Investigações geológicas complementares.
AÇO-040177	Comentários sobre o relatório nº 481-PR-81/76
AÇO-120177	Compactação e comportamento de aterros compactados.
AÇO-170177	Resultados de Análises por elementos finitos: Otimização da escolha da seção de projeto.
AÇO-210177	Comentários e sugestões: Hidrologia, arranjo geral; super-restrutura; fundação; ensaios geotécnicos.
AQM-070477	Otimização da posição do filtro-Septo.
AQM-280477	Análise de estabilidade de taludes de barragem
AQM-100577	Filtros e critérios de filtros, piping e erodibilidade.
C-080-77	Solicitação de uma maior organização da geotécnica no tocan <u>te</u> à referência de relatórios.

COQUERIA

AÇO-C-120877	Análise do Programa de Investigação proposto e parcialmente executado para a área da Coqueria.
AÇO-G-310877	Investigações complementares nas chaminés da Coqueria
AÇO-C-180977	Considerações e recomendações referentes a ensaios de limite de contração.

ALTO-FORNO

AÇO-100677	Special Field and Laboratory, Investigations, Blast Furnage.
AÇO-170677	Sondagens - Alto Forno
C-084-77	Instrumentação na base do Alto-Forno
AÇO-120777	Estacas do Alto Forno
AÇO-A-170877	Instalação de instrumentos na base do Alto-Forno.

Sendo só que tínhamos para o momen to, firmamo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

M. Cepollina

ENG. MARIO CEPOLLINA

MC/rmo

INSTITUTO DE ENGENHARIA DE MATERIAIS E ASSOCIADOS S/C LTDA.

Rua Capitão Antônio Rosa, 291
Tel.: 280-8111 - 851-9286
São Paulo - CEP 01411

ACO-G-171077
31 OCT 1977 003838
October 17, 1977

ACOMINAS S.A. - LITO

ACO MINAS GERAIS S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.000 - BELO HORIZONTE - MG

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

RECEBERAM COPIAS				
IEE	IEEC	ISE	ISO	IOS PRE-A

Ref.: International Board of Consultants, Foundations

Dear Colleague:

I am writing to you on behalf of my Client, Aço Minas Gerais S.A. - ACOMINAS (address: Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar; 30.000 - BELO HORIZONTE - MG - BRASIL) who have requested me to help them constitute an International Board of Consultants for special problems that may arise in connection with the Foundations of the heavy and/or sophisticated units of a big Steel Mill.

Some of the design and supply of the special units of this Plant is associated with English, French, and German companies, and consequently some of the problems foreseen, and that have already arisen in part, are connected with adjusting the necessary Civil Engineering (and, particularly, Foundation) Design to our local conditions and specifications, while respecting the really significant requirement of the Suppliers and the stated precedents and design routines to which the Suppliers feel obliged to refer.

It is therefore desired that the International Board should include one Colleague of recognized national and international stature from each of the three countries, besides myself as the local member. Because of an urgent need a couple of week ago the English Member has already been contacted and engaged, in the person of Dr. J. B. Burland of the Building Research Station.

The plant site is in deeply weathered residual soils (saprolites) of gneisses, and the plant grade has been established by extensive earthmoving, so that the units will in some cases be founded on areas of deep cutting (up to about 30 m deep) and elsewhere on thick fills of compacted moderately clayey sand-silts, compacted and inspected in accordance with routine Proctor specifications.

Based on my knowledge of your participation in published papers, and international research and development reports on analogous problems, it is thought that you could give invaluable assistance to Acominas as a member of this special Board of Consultants, in particular, in helping us appraise, revise, and meet the fundamental requirements associated with the units in which are engaged Companies from your

:/..

country. Acominas (and myself) would be much honoured and obliged if you would accept the invitation.

The approval of your appointment, and terms and conditions of payment in foreign currencies, requires a number of administrative steps with local authorities, which unfortunately may not be as speedy as desired. Every effort will be made, however, to finalize the contract within a couple of months.

The working schedule anticipated would probably comprise the following sequence:

- 1)- Our remitting to you the essentials of the basic data presently available on soil tests and field and laboratory parameters of direct interest to foundation designs.
- 2)- Convening a meeting of the entire Board in Belo Horizonte and on site, for personal inspections of subsoil conditions, and for a briefing and discussions on the principal foundation problems, as well as the program of investigations and design studies that is being conducted. As a conclusion of the meeting the Board would prepare a detailed joint report considering the overall problems and solutions, as well as the specific problems and solutions of each unit within the total context.
- 3)- Subsequent work will be conducted as far as possible by correspondence, for speed, efficiency, and economy. It is hoped that each Consultant will act locally as a spokesman for the Board in case of smaller problems that may be resolved locally with the companies of the particular nationality, as a follow-up of Board consensus. In fact, by relying on such local spokesmen for the Board it is hoped that even on slightly more difficult or new questions a quick consensus may be reached between Board Members by correspondence, telex, or telephone, and, thereupon, classification in detail may be provided to the local companies by the specific Board Member of the national area concerned.
- 4)- Depending on developments there may be need of a further Meeting within 4 to 6 months, either on site or in one of the design offices abroad where the biggest design problems may appear.
- 5)- Finally, depending on developments, ACOMINAS may like to consider adding a second stand-by Member of each national area, both to permit local exchange of views and reinforcement of position on solutions preferred by the Board, and to meet possible sudden and urgent demands on time and answers, when the principal Board Member may be found engaged in other commitments.

If you find that you may consider accepting this invitation and consequent assignment, we would be much obliged if you would send us, by urgent return mail:

- a)- Your Professional Curriculum Vitae.
- b)- Indications of your acceptance, accompanied by the conditions regarding consulting fees.
- c)- Indications of your calendar within the next four months, so that we may seek a week that is compatible in all calendars for the first Board Meeting.

For your information the Colleagues that are being contacted as principal Board Members are: Dr. J. B. Burland, Prof. E. Schultze and Dr. Y. Tcheng; and as possible complementary local consultants, Prof. N. E. Simons, Prof. H. Broth, and Prof. M. Bachelier. As soon as the letters of acceptance are received (hopefully) we shall confirm the appointments and furnish all references for communications.

Awaiting your earliest possible reply, we thank you in anticipation and remain

Very truly yours

Nick J. Ba. Wells

Victor F. B. de Mello
Prof, Consultant to AQOMINAS

1EE-C
VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Rua Capitão Antonio Rosa, 297
Tels.: 280-8223 - 852-9280
São Paulo - CEP 01443

AÇO-G-181077

São Paulo, 18 de outubro de 1977

Aço Minas Gerais S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30000 - BELO HORIZONTE - MG

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: Leituras de medidores de recalques

Prezados Senhores:

Damos em mãos a correspondência nº FLA 716 da TENENGE - BECHTEL do Brasil que nos encaminhou os resultados das leituras dos seguintes medidores de recalques:

MR - 1	Lote 5	Bacia 1
MR - 2	Lote 4	Bacia 2 - Sul
MR - 3	Lote 4	Bacia 2 - Norte
MR - 6	Lote 2	Bacia 6

Passamos então imediatamente a comentar e analisar os resultados já obtidos até então:

1 - Análise da apresentação dos resultados:

a)- Estranhamente a localização dos medidores em termos de lotes e bacias indicadas na carta de encaminhamento difere das indicações das folhas de campo, e por estas é a seguinte a relação:

MR - 1	Lote 5	Bacia 1
MR - 2	Lote 4	Bacia 2
MR - 3	Lote 2	Bacia 6 (?)
MR - 6	Lote 4	Bacia 2 (?)

Podemos notar portanto que os dois últimos diferem da primeira relação.

Se porém tentarmos localizar os M.R. através das coordenadas indicadas, chegaremos às seguintes locações:

./..

MR - 1	Lote 5	Bacia 1
MR - 2	Lote 4	Bacia 2 - Norte (?)
MR - 3	- Futura coqueria - área não terraplenada (?)	
MR - 6	Lote 4	Bacia 2 - Sul (?)

com toda a disparidade de informações não conseguimos saber realmente a locação e por conseguinte a altura de aterro total que se aplicará na área das placas.

- b)- Pode-se notar que a apresentação das leituras está bastante confusa. Há necessidade urgente de se melhorar os esquemas para que se consiga ler e entender os dados obtidos com segurança. Para cada medidor deve ser desenhado o perfil geológico do terreno (tanto da fundação como do aterro), locando as placas e o 1º tubo de referência no perfil que deverá ser desenhado em escala.
- c)- No caso de ter sido executada uma sondagem com medida de SPT para a fixação profunda do tubo de referência, os resultados de SPT deverão constar no esquema.
- d)- Os dados deverão ser plotados em dois gráficos: no primeiro será plotada a subida do aterro em função do tempo; no segundo será plotado o recalque entre as placas e o recalque acumulado em função do tempo.
- e)- O intervalo de tempo entre duas leituras é condicionado primeiramente pela velocidade de subida do aterro e posteriormente pelo tempo. Podemos recomendar que se execute leituras a cada 2 metros de subida do aterro ou a cada 2 semanas no caso da execução do aterro estar parada.
- f)- Finalmente cabe mencionar que será de grande utilidade o conhecimento das condições de compactação do aterro que se está medindo os recalques ou seja o grau de compactação e a unidade na qual o aterro foi compactado.
- g)- Como exemplo de apresentação de resultados V.Sas. poderão seguir o controle de recalques que foi executado nas Barragens de Paraibuna-Paraitinga a cargo da Hidroservice.

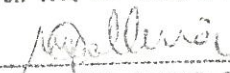
2 - Análise dos dados coletados.

Com os dados disponíveis pudemos plotar o gráfico anexo que relaciona altura do aterro sobre a placa. Quando se dispuser de leituras em duas placas consecutivas e próximas poderemos calcular a compressibilidade do material do aterro. Por enquanto, com os dados disponíveis poderemos somente estimar o recalque instantâneo do conjunto aterro + fundação. Os recalques lentos e portanto finais so poderão ser estimados quando se dispuser de um certo número (dependendo do tipo de solo de fundação e das condições de compactação do aterro) de leituras.

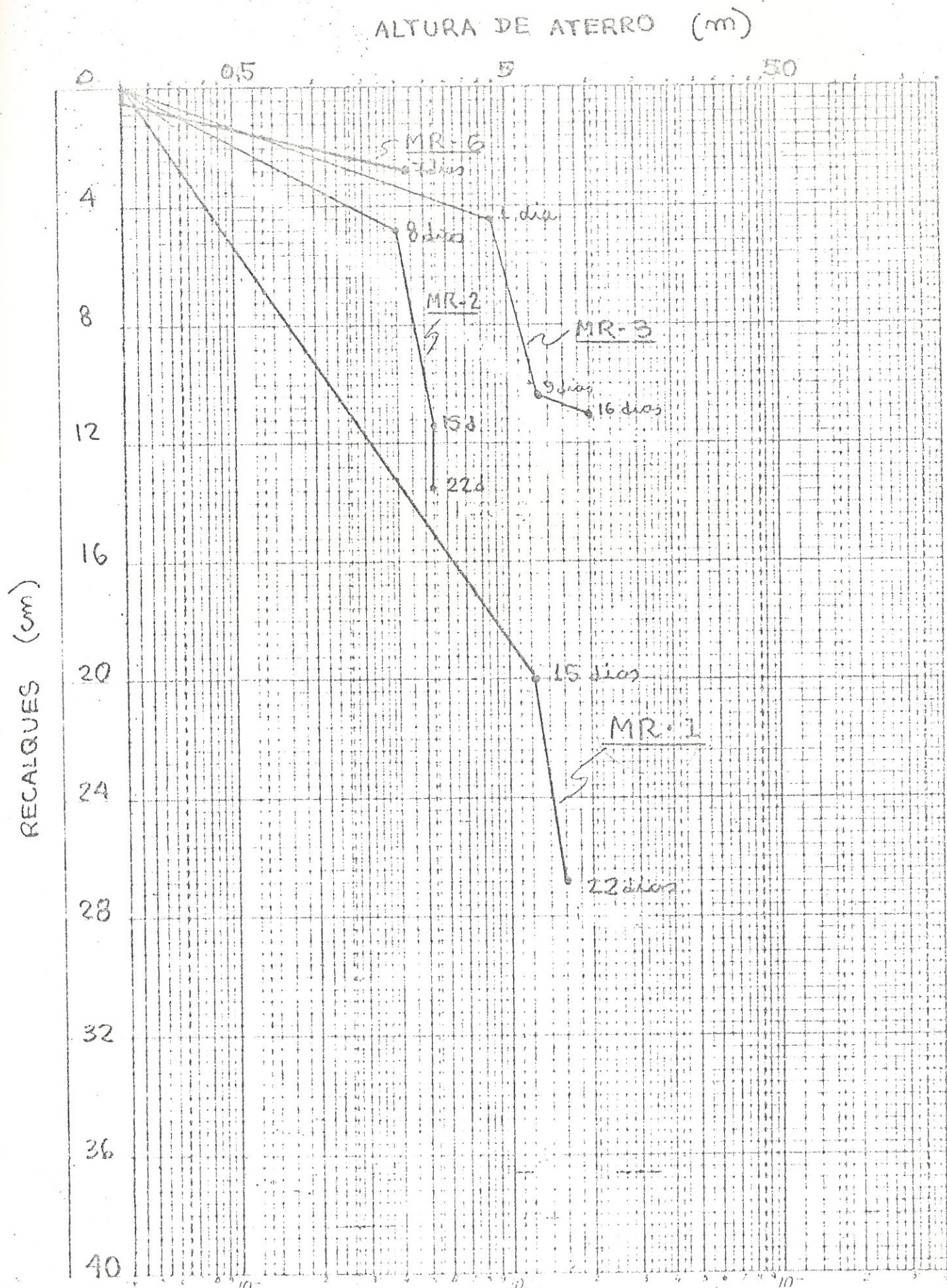
Sem mais para o momento, firmamo-nos,

--Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.


ENG. MARIO CEPOLLINA

MC/rmo



VICTOR F. B. DE MELO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Rua Capitão Antonio Rosa, 297
Tels.: 280-8223 - 852-9260
São Paulo - CEP 01443

AÇO-A-181077

A-06

São Paulo, 16 de outubro de 1977

Aço Minas Gerais S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
50.000 - BOM HORIZONTE - MG

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

CONSIDERAÇÕES SOBRE O QUE REALMENTE CONDICIONA O PROJETO
DAS FUNDAÇÕES DO ALTO FORNO.

Prezados Senhores:

Vimos pelo presente encaminhar a V.Sas. nossas considerações sobre o projeto da fundação do Alto Forno. Estas considerações se fazem necessárias devido a que foi esta uma primeira obra dentro da AÇOMINAS, e dela muito pode ser aprendido e utilizado nas restantes fundações similares da obra visando sua economia e otimização. Vide fluxograma anexo.

1 - Introdução

É importante sempre ter-se em mente que o Alto Forno se situou em zona de corte, cortes estes que variaram entre 24 m e 16 m em média de profundidade.

Devido às características tanto da base necessária para o Alto Forno quanto do subsolo em questão, o comportamento condicionante da fundação da obra será o de DEFORMAÇÕES, visto que o problema de RITURA está excluído devido às dimensões da fundação e ao tipo de subsolo.

O memorial de cálculo, intitulado "Blast Furnace Foundation" - "Structural Calculation" de 20.7.77, apresentado pelo projetista somente satisfaz aos itens XI e XII do fluxograma anexo, sem demonstrar fazer parte de um processo iterativo de decisão, visto que não apresenta estimativas de recalques totais e diferenciais esperados ou previstos para tal bloco de fundação.

A eventual aceitação destes recalques perante os limites impostos pelos fornecedores de equipamentos é impossível visto que desconhecemos, até a presente data, quais são estes limites.

Em nossos relatórios AÇO-260777 e AÇO-A-170877 encaminhamos a V.Sas. sugestão de instrumentação da base a fim de aquilatarmos informação da repartição de cargas entre o contacto base/solo propriamente dito e as cargas realmente transmitidas pela estacaria. Visava-se estudar a contribuição exercida pela estacaria em reduzir-se os recalques de uma placa e ao mesmo tempo tentar-se quantificar o quanto a compactação do solo causada pela cravação de estacas de deslocamento tipo Franki estaria melhorando a deformabilidade deste mesmo solo e por conseguinte reduzindo a carga de trabalho de cada estaca.

No presente pretendemos levar o estudo mais adiante, tentando equacionar o problema a fim de buscar a existência de um ponto, a partir do qual o aumento do número de estacas praticamente não contribua para a diminuição dos recalques do conjunto. Obviamente uma análise de custos de fundação se faz necessária em paralelo para que decisões possam ser tomadas.

O aumento do número de estacas em uma base tem três efeitos danosos para a ótima coparticipação estacas/solo:

- 1.a)- Uma danificação da estrutura do solo prejudicando a capacidade deste receber carga.
- 1.b)- Com o aumento do número de estacas sob a base, as colunas de solo restantes entre as estacas ficam de tal forma confinadas que não mais tem a possibilidade de "trabalhar", isto é, através do atrito desenvolvido na interface solo/concreto, de receber parte da carga; assim fundação passaria então a se comportar como bloco rígido à profundidade do bulbo das estacas.
- 1.c)- Um efeito deletério adicional, muito sério em cravação rápida de grande densidade de estacas moldadas in loco, que seria o prejuízo e mesmo rutura provocado em uma estaca pela cravação de estacas contígua.

Assim passamos a um estudo da otimização do número de estacas sob uma base de dimensões fixas (para o caso específico do Alto Forno), otimização esta sempre baseada nos recalques totais e diferenciais da base pois, como já mencionamos anteriormente, o critério de deformações permissíveis é que condiciona tal tipo de obra junto com as especificações de fornecedores / projetistas de equipamentos.

2 - Cálculo da fundação para referência básica.

Como todo estudo será sempre comparativo escolhemos o comportamento de uma fundação direta sobre o mesmo subsolo como referência básica.

- 2.1- Os recalques totais e diferenciais foram calculados para esta fundação direta para valores mínimo, médio, e máximo dos índices de compressibilidade típicos esperados para os solos em questão.

Foram utilizadas duas hipóteses extremas quanto ao comportamento da infraestrutura:

- a) - pressão uniforme
 - b)- deformação uniforme.
- 2.2 - Devido que os cortes executados na área tiveram alturas diferentes em relação à topografia original, foi também admitida a possibilidade de variação em planta do índice de compressibilidade. Foi então calculado um recalque diferencial estimado de tombamento da base do Alto Forno.
 - 2.3 - Com base neste primeiro estudo, sintetizado nas figuras em anexo, o projetista tem em mãos ferramentas suficientes para decidir qual o índice de compressibilidade limite a partir do qual a utilização de fundação direta deixa de atender aos "design criteria" que tenham sido ou sejam impostos pelos fabricantes.

Obviamente será necessário aferir-se tais índices de compressibilidade com os dados obtidos do programa genérico de investigações em áreas de corte (nosso relatório ACO-G-050037) a fim de melhor caracterizar as informações através do índice de compressibilidade $K = f(SPT)$ e/ou de $K = f(Rp)$. Como bem salientamos, porém, na premência em que foi conduzido o caso, pelo menos teria cabido realinhar os cálculos estimativos conforme acima indicados, e ora submetidos por nós.

Caso o projetista conclua que certa área seria incompatível com a solução de fundação por sapata direta, caberia a decisão entre a introdução de estacas como elementos redutores de recalques da fundação ou um melhor conhecimento da área unido a qualquer processo de melhoria de características do subsolo (por exemplo: estacas de compactação do terreno, pre-carregamento da área, etc.)

3 - Estacas como elementos redutores de recalques

Conforme acima mencionado pode e frequentemente deve o projetista optar pela introdução de estacas como elementos redutores de recalques da fundação. Será quase sempre o caso sob grandes áreas com grande número de estacas.

Novamente adotamos duas hipóteses extremas quanto ao comportamento da infraestrutura:

- a)- pressão uniforme
- b)- deformação uniforme

Nas figuras anexas mostramos o efeito da introdução de estacas no recalque do conjunto.

Todos os cálculos foram executados tendo-se em vista o Alto Forno: sua geometria e suas cargas. Obviamente os gráficos poderão ser utilizados para outros casos desde que seja mantida a proporcionalidade de fatores carga/dimensão típica.

Uma análise de custos feita conjuntamente poderia utilizar o preço de CR\$ 1000,00 / metro linear de estaca Franki de Ø 600 mm.

4 - Análise dos resultados.

Analisando os gráficos apresentados podemos observar:

- 4.1 - Função do tipo do solo, representado pelo seu índice de compressibilidade K , para qualquer hipótese de cálculo de igual carga ou de igual deformação, poderemos ter recalques previsíveis superiores aos máximos estabelecidos pelos fornecedores (aguardamos informação específica, in dispensável).

Lembramos que por analogia para cada caso futuro poder-se-ia fixar um valor mínimo de índice de compressibilidade, a ser verificado através das provas de carga in situ dos programas genéricos, para o qual se poderia pensar na solução da fundação através de seu apoio direto (passo inicial obrigatório sempre, vide item VII do fluxograma)

- 4.2 - Caso a utilização de fundação direta não possa ser aceita pelos "design criteria" a serem obedecidos, o emprego de estacas como elementos redutores de recalques pode ser cogitado e conforme mostra a fig. nº 4 o número de estacas a serem cravadas também passa por um ponto ótimo a partir do qual o aumento do número de estacas em pouco contribue em relação aos recalques de bloco rígido profundo. O mecanismo em funcionamento do conjunto, devido à proximidade e ao número de estacas, passa a não mais se utilizar da capacidade portante do solo.

No caso do Alto Forno visualizamos estar este número máximo proveitoso de estacas na ordem de 144 (bloco de 12) pois a partir deste número nota-se no gráfico que o aumento do número de estacas pouco benefício traz para a infraestrutura (em termos de seus recalques).

- 4.3 - Baseados neste estudo genérico, baseado em nossa experiência das características de comportamento dos solos típicos em questão prevemos para o Alto Forno, executado conforme projeto da MPL Engenharia de Projetos Ltda., recalques possíveis variando entre 2 a 10 centímetros e recalques diferenciais possíveis variando entre 1/500 e 1/2000. Isto sem consideração, conforme já salientamos, quaisquer problemas de danos do solo e principalmente às próprias estacas pela grande densidade e rapidez de cravação em subsolo contraindicado para tal.

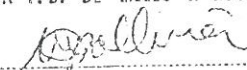
Obviamente, devido à heterogeneidade dos solos residuais estes valores são médios de comportamento esperado, podendo oscilar em torno de cada valor.

- 5 - A despeito de nos referirmos agora, a posteriori, o caso já executado, sentimos na obrigação de trazê-lo urgentemente a atenção seria de V.Sas. porquanto o conceito de pseudo-dimensionamento da fundação por estacaria que teria sido empregado como projeto respectivo realmente não passou de um primeiro passo (item XI) do fluxograma de cálculos e decisões indispensáveis. Salientamos que toda a bibliografia especializada internacional dos últimos 15 anos tem insistentemente demonstrado e enfatizado tal conceituação inteiramente distinta para o caso de pequenos e de grandes blocos e estacarias.

Sem mais de momento, firmamo-nos,

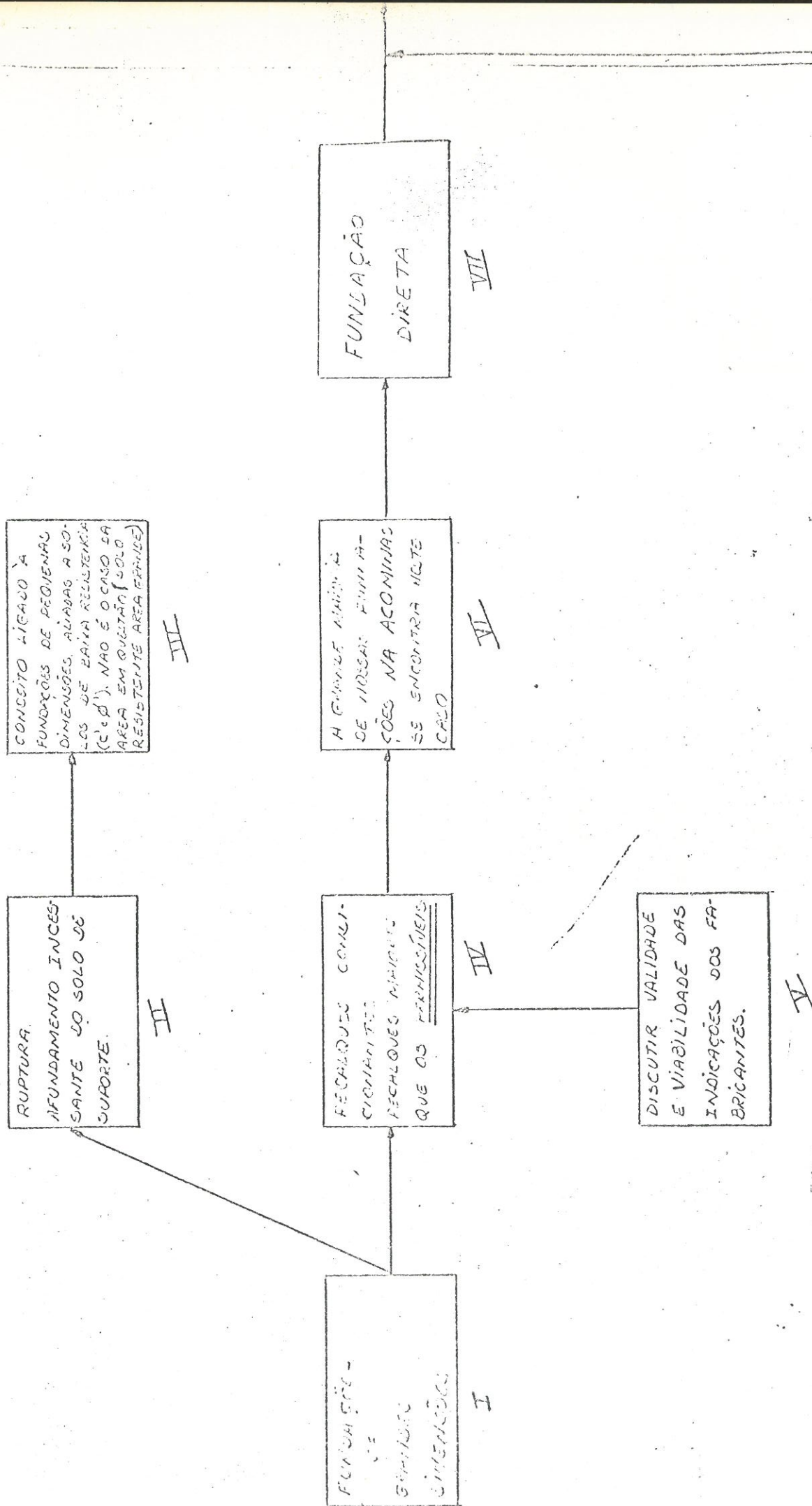
Atenciosamente.

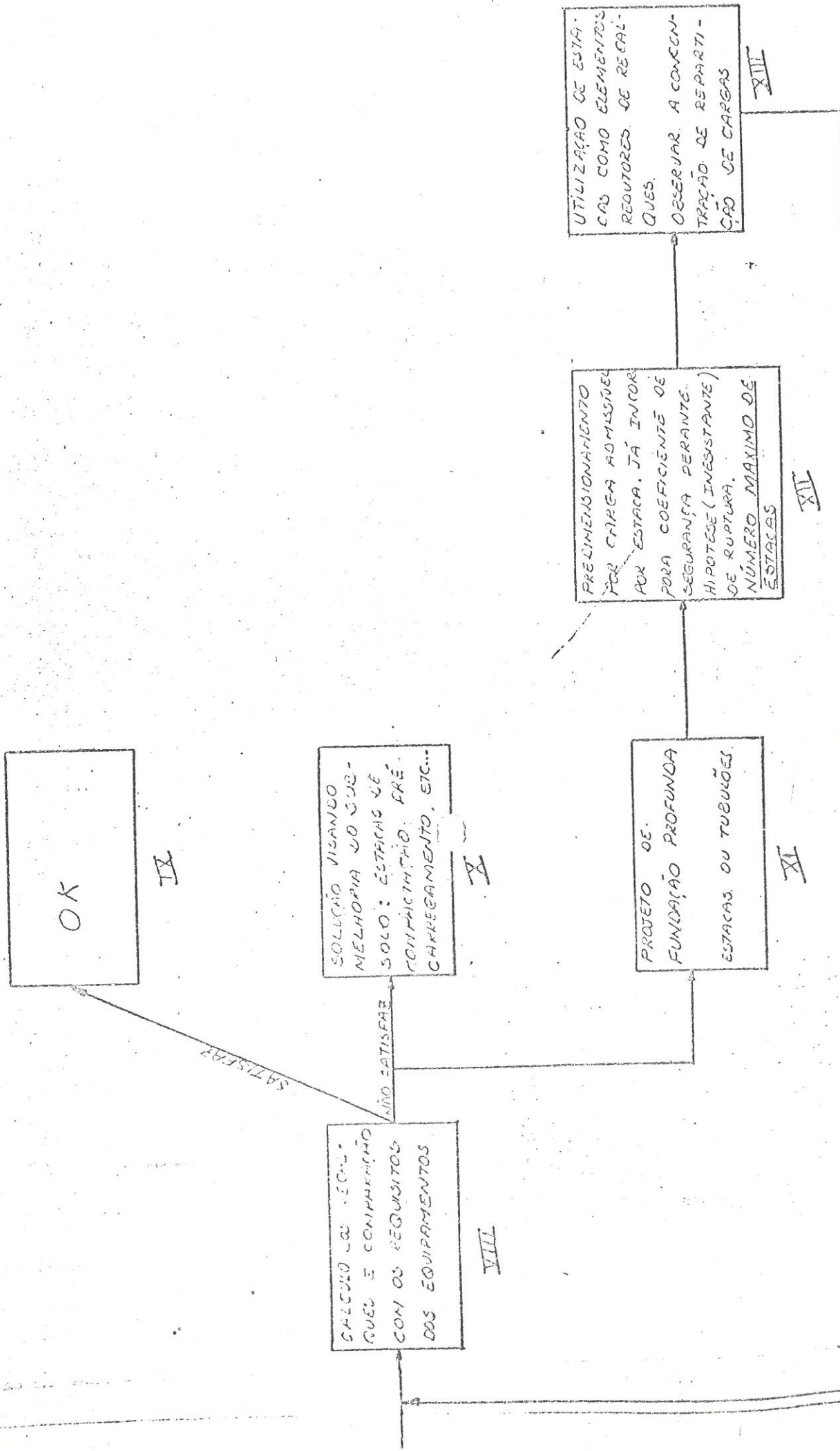
VÍCTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.


ENG. LUIZ GUILHERME F. S. DE MELLO

Anexo: Fluxograma de projeto de fundações;
desenhos e gráficos dos recalques estimados (Fig. 1, 2, 3 e 4).

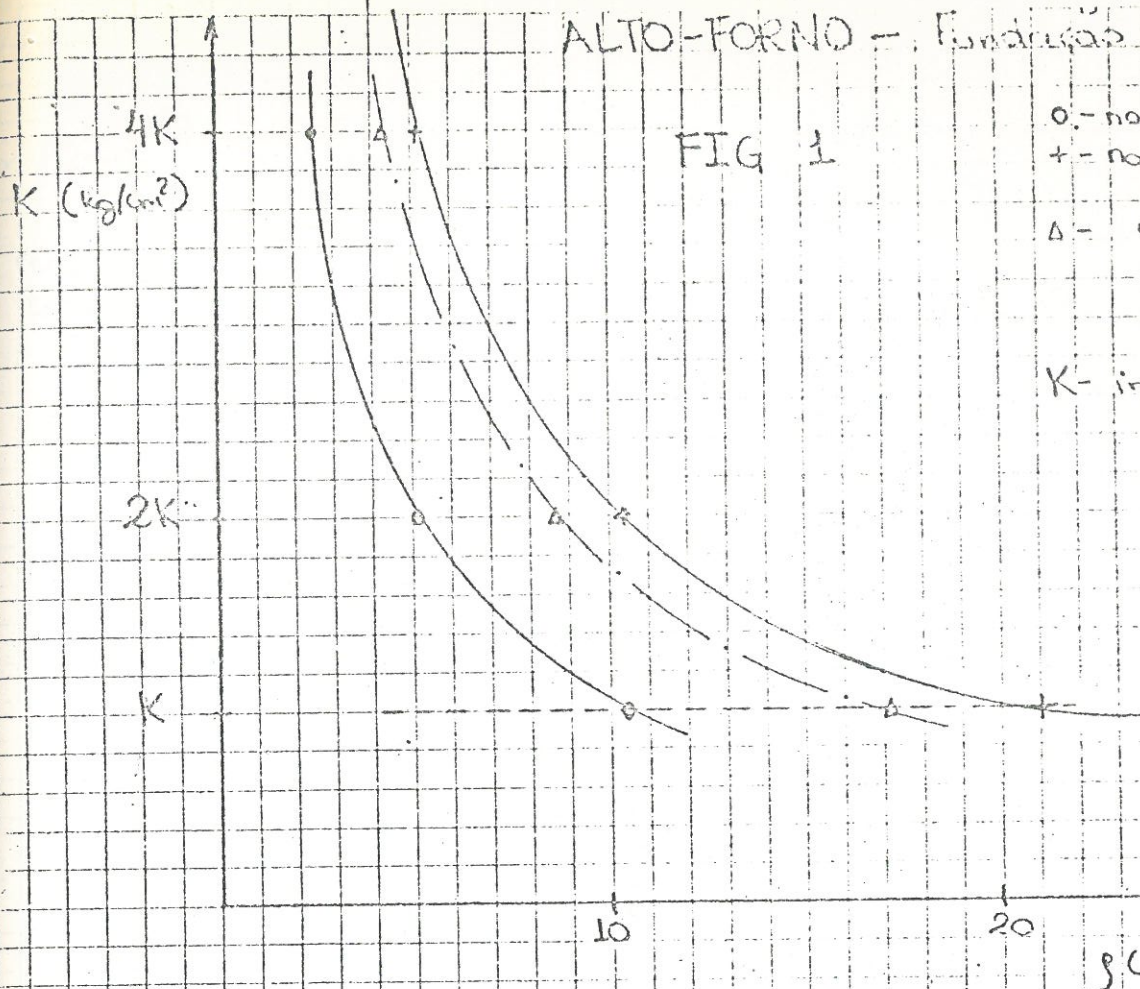
LG/rmo





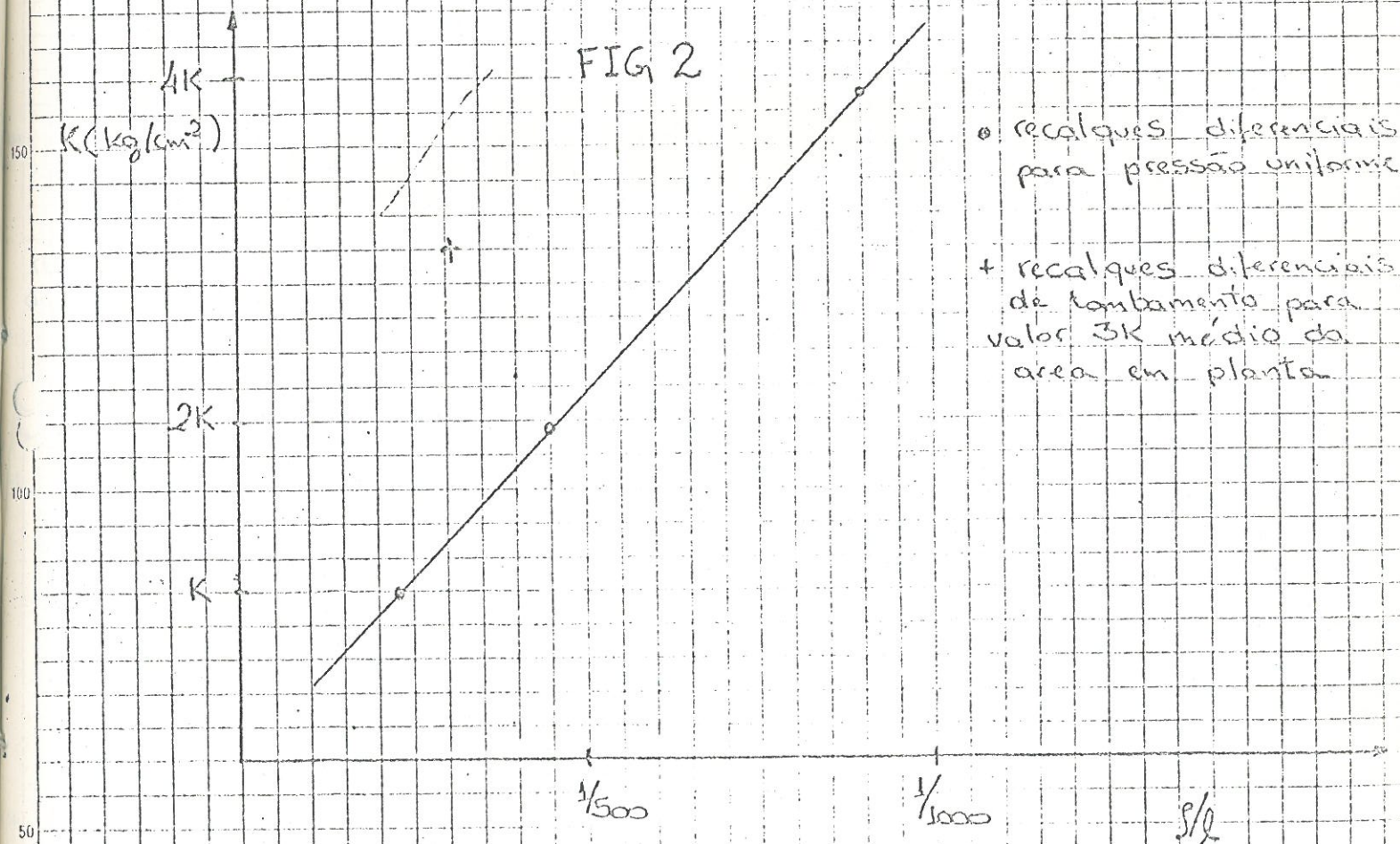
ALTO-FORNO - Fundações como Sapata direta

FIG 1



$\circ$ - no centro } pressão uniforme
 $+$ - no canto }
 Δ - deformação uniforme
 K - índice de compressibilidade

FIG 2



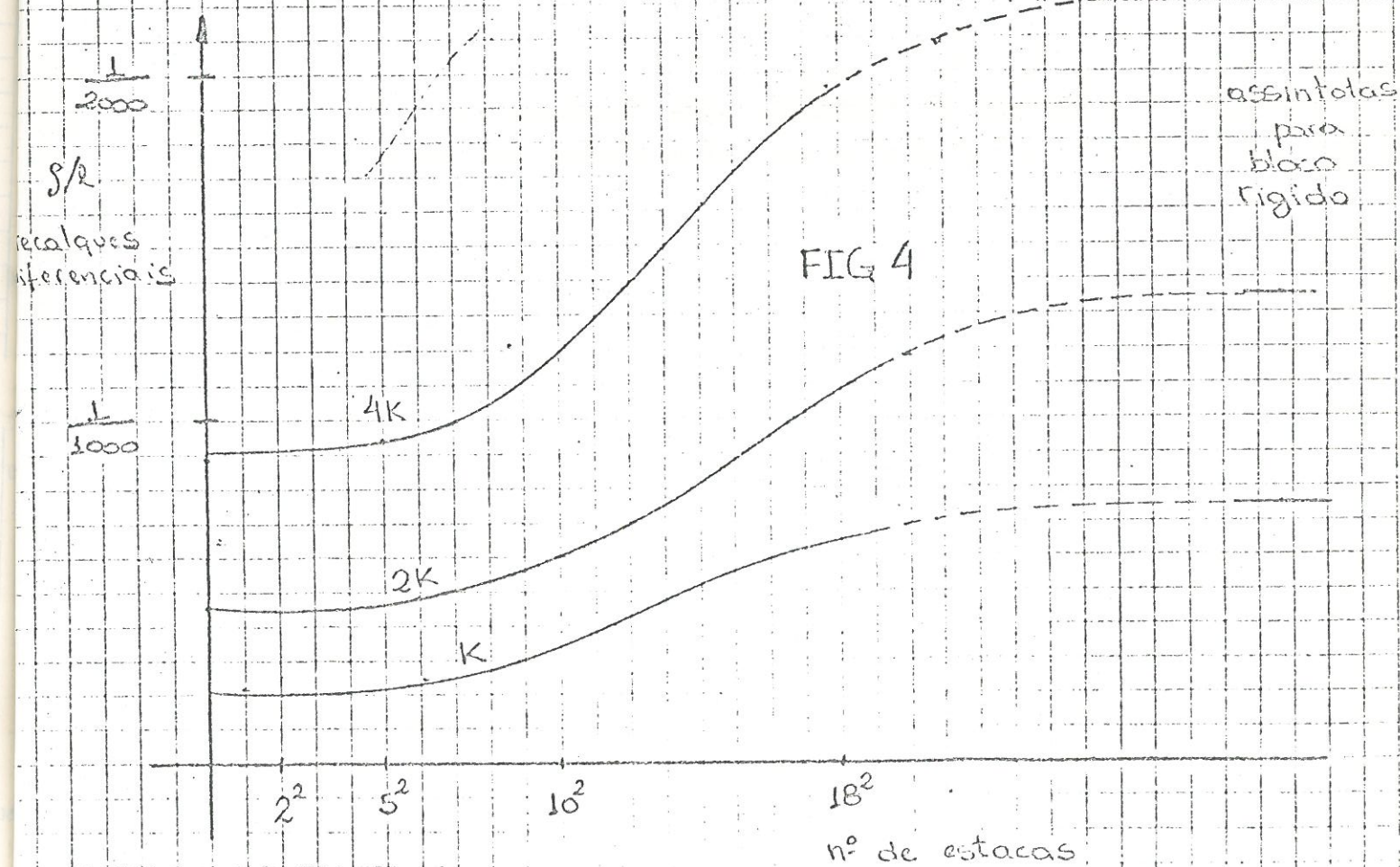
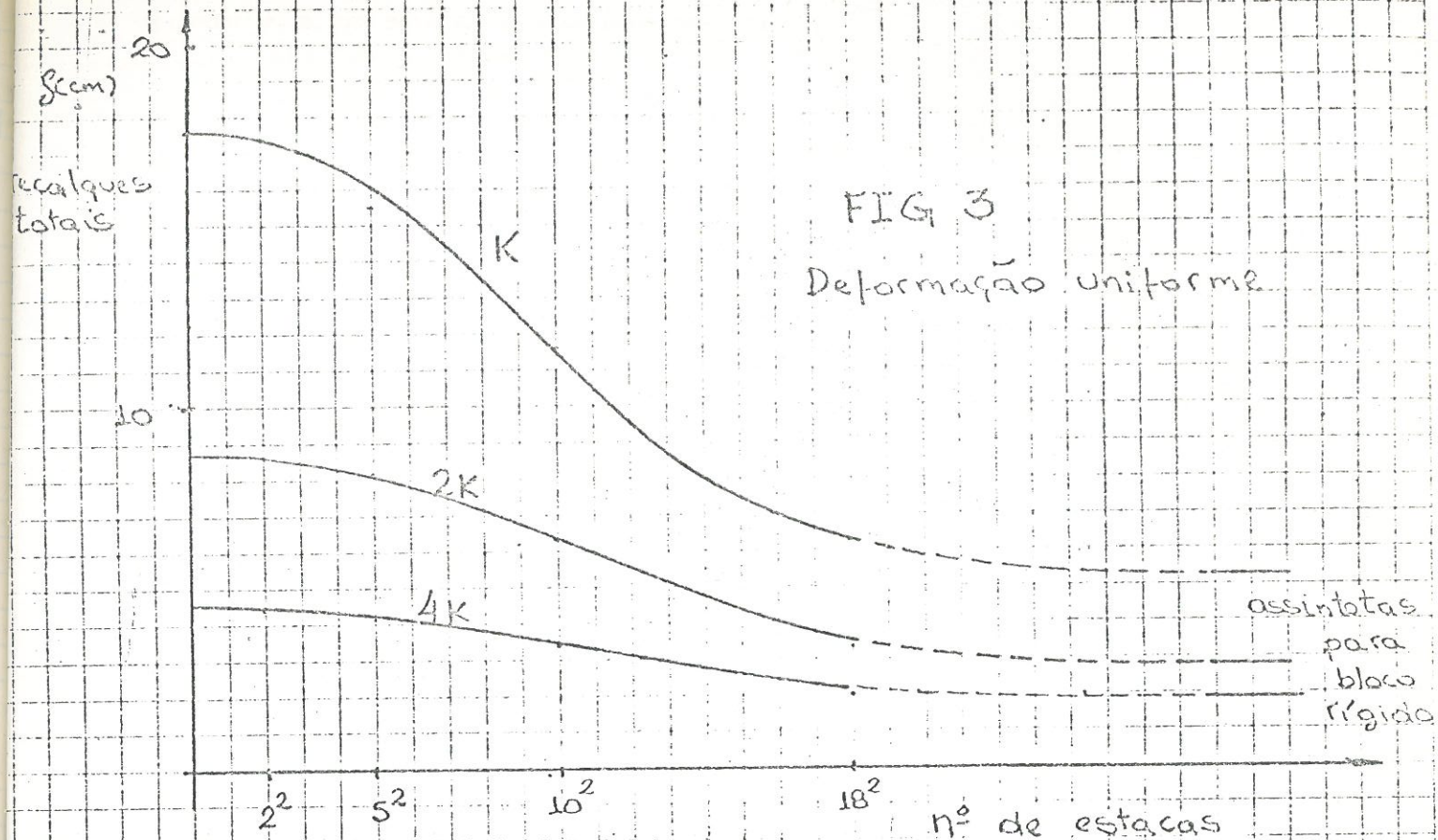
$\circ$ recalques diferenciais para pressão uniforme
 $+$ recalques diferenciais de tombamento para valor $3K$ médio da área em planta

EXEMPLO ILUSTRATIVO

Na área da sondagem S-26 AF estimamos que o índice de compressibilidade médio seja K , para tal estimamos os seguintes recalques:

$s_{\text{centro}} \approx 10 \text{ cm}$
 $s_{\text{canto}} \approx 20 \text{ cm}$

$s_{\text{perif.}} \approx 10 \text{ cm} \rightarrow \frac{1}{340}$
 AÇO-A-181077



ALTO-FORMO

Introdução de estacas como
elementos redutores de recalques

AÇO-A-181077

1EE-C

VICTOR F. R. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Rua Capitão Antonio Rosa, 297
Tels.: 280-8223 - 852-9280
São Paulo - CEP 01443

AÇO-C-191077

São Paulo, 19 de outubro de 1977

A

AÇO MINAS GERAIS S.A.

Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar

Belo Horizonte - MG

At. Eng. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: Amostras a ser retiradas

Prezados Senhores:

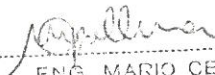
Vimos através deste esclarecer V.Sas. em relação às amostras a ser retiradas sob a área aonde serão executados os ensaios de contração in situ.

Sob o centro de cada vala deverão ser retiradas 5 amostras indeformadas, uma a cada 0.5 m de profundidade, de dimensões (50 x 50 x 50)cm. Em área exatamente vizinha (3 metros da borda) e semelhante em tipo de solo a cada vala deverão também ser extraídas 5 amostras indeformadas, nas mesmas profundidades e de mesmas dimensões.

Sem mais, de momento, firmamo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. R. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.


ENG. MARIO CEPOLLINA

c/c.: CAB - Consultores Associados Brasileiros Ltda.

MC/rio

VICTOR F. B. DE NELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Rua Capitão Antonio Rosa, 297
Tels.: 280-8223 - 852-9280
São Paulo - CEP 01441

11C
AÇO-A-291077

São Paulo, 29 de outubro de 1977

005356

Eng. Dirceu Velloso
a/C. Estacas Franki Ltda.
Av. Rio Branco, 311
20.000 - RIO DE JANEIRO - RJ

ARQUIVO DO PROJETO

Nº	
Recebido EM	
IEE	RJ 14/11/77
IEE-C	

RECEBERAM CÓPIAS				

Caro amigo Dirceu:

Agradeço imenso o envio das sugestões para revisão das normas NB-20 e NB-51, referentes, respectivamente, a Prova de Carga em Estacas e Projeto e Execução de Fundação.

Louvo imenso o esforço que a Comissão, e Você em particular, fizeram na elaboração destes documentos. Indago, porém, em que pé está a tramitação, pois que infelizmente tenho muitas sugestões e ressalvas a fazer. Examinei os textos com muito cuidado, tendo em vista principalmente os casos de fundações industriais com exigências sofisticadas, tais como tenho enfrentado repetidamente nos últimos poucos anos. Apesar da frase inicial que bem limita o escopo. "Ela aborda apenas as técnicas já consagradas no país", cabe lembrar que na Norma não ficará constando que gama de técnicas e de período de consagração está implícito, e, muito naturalmente haverá emprego da Norma em tudo quanto é caso. Indispensável, portanto, ter em conta também a "experiência mundial", pelo menos para apontar ressalvas importantes: assim, tendo em conta os "State-of-the-Art" de fundações e de resistência à penetração SPT que me obrigaram a extensa e intensa pesquisa bibliográfica de "tudo" quanto se publicou no mundo nos últimos 20 anos, acho que haveria interesse e necessidade, a bem do país, de incluir um bom número de aspectos tanto conceituais como práticos muito importantes.

Indago quais as outras Normas do mundo que foram consultadas para o trabalho, pois gostaria de reexaminá-las com referência ao assunto específico em foco. Por exemplo pareceu-me que o CODE OF PRACTICE da British Standards Institution, 1972, CP 2004, é um documento exemplar para ser imitado com os ajustes locais cabíveis.

Peço desculpas por qualquer implicação de ressalvas, que só submeto e explicitarei no sentido de melhor servir ao país e aos colegas profissionais.

Um abraço cordial do amigo certo.

VICTOR F. B. DE NELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Victor F. B. de Nello

c/c.: Aço Minas Gerais S.A.

Victor F. B. de Nello

A-02

São Paulo, 30 de outubro de 1977

Aço Minas Gerais S.A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.000 - BELO HORIZONTE - MG

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: PROJETO DA FUNDAÇÃO DA COQUERIA

Prezados Senhores:

Recebemos em mãos a 24/10/77 os documentos que constituiriam as bases finais para o projeto executivo das fundações para a Coqueria, nº 1 Coke Ovens, compreendendo os seguintes elementos:

- 1)- Drawing nº 1 /4081/8112 Rev. A da Woodall - Duckham, intitulado Foundation Philosophy, datado de 20/9/77 (recebido na reunião de 30/9/77 e não alterado).
- 2)- Dois desenhos "Preliminary, Unapproved", intitulados Battery nº 1 Piling Drawing, e Battery nº 2 Piling Drawing, elaborados pela MLP Engenharia de Projetos Ltda., numerados 09/77 - 0004 e 09/77 - 0005, ambos datados de 14/10/77.
- 3)- Cópia xerox de 4 folhas da MPL intituladas Açominas - Cokery nº 1, Battery nº 1 and Battery nº 2, Piling - Justifications for Design.

Examinados os documentos em questão lamento ter que sugerir que não caiba recebê-los como documentos que tenham preenchido as incumbências contratuais e combinadas. Em tais casos, quanto mais rápida a reação, melhor, para que fiquem devidamente caracterizadas as (eventuais) inadimplências e os onus dos atrasos.

Em justificativa resumida de nossa opinião supra assinalo o seguinte:

1. No desenho da Woodall - Duckham observamos que o setor de Process. Engineering da referida empresa não terá emitido qualquer pronunciamento específico com relação à possibilidade de se desligar funcionalmente as fundações das duas partes distintas, de carregamento inteiramente diferenciado (central com grande carga estática e sem efeito de temperatura, e lateral praticamente sem cargas estáticas mas com efeito de temperatura importante).

Cabe aqui referir às Atas das reuniões com V.Sas., Projetistas, e com o Dr. J. B. Burland, a 30/9/77 embora sejam elas bem resumidas.

Salienta-se que por ser demasiado óbvia a vantagem da solução acima resumida, a Woodall - Duckham ficou de instar junto a seu departamento de Process

Engineering para que autorizasse o desligamento pretendido. E, caso surgissem dificuldades, teria acesso ao Consultor Dr. J. B. Burland, para esclarecimentos, e para que se pudesse prssionar a favor da solução mais conveniente à Açominas.

Não vejo, portanto que tenham sido atendidos os itens 6.3, 6.4,¹⁴ e 12 da Ata supra referida. Mesmo que admitamos ter havido o pronunciamento do setor de Process Engineering para o respectivo setor de Civil Engineering, em parte não vemos justificativa para o pronunciamento emitido e portanto podemos supor que o ponto de vista Civil não tenha sido agressivamente defendido, e, em parte, não houve "tradução" dos requisitos operacionais para requisitos civis. Assim, ficamos impossibilitados de apreciar, mesmo que fosse para acatar e concordar.

Considerando o interesse em mantermos o Dr. Burland informado destas transações, para quaisquer providências que se fizerem necessárias, preparei uma carta em Inglês com relação ao assunto, da qual envieí cópia diretamente ao Dr. Burland.

2. Nos desenhos que constituiriam o Piling Drawing ocorrem cálculos e afirmações incompatíveis com o conceito de projeto de fundações por grupo de estacas. Sob o ponto de vista estrutural admite-se que as estacas diretamente sob colunas, e as estacas a meio caminho entre colunas, receberão exatamente a mesma carga: tal hipótese (conforme exposta no memorial) só seria válida se a estrutura fosse infinitamente rígida e a estacaria se comportasse como colunas de compressão exatamente igual apoiadas na base sobre rocha são absolutamente indeformável.

A seguir, fixa-se que devam ser "estacas Franki" de 600 mm com capacidade de carga de até 170 ton/estaca". Nada se considera quanto aos recalques que sofrerão as estacas unitárias para sustentar tal carga, ponto este que não está implícito na fixação da "capacidade de carga" (N.B. De passagem observe-se que o termo capacidade de carga é empregado em Mecânica de Solos e Fundações para a carga, ou pressão, de rutura, e o que se pretende no presente texto é mencionar carga de trabalho).

Admitamos, porém, que alguma Executora, contratada pela Açominas, execute e garanta estacas de carga de trabalho 170 t para um recalque de até 10 mm. A quem cabe partir de tal dado (imposto pela Projetista através da fixação da estaca a empregar) e chegar aos cálculos referentes ao efeito de grupo segundo "especificado" no texto inserido em cada desenho?

Se, feitos os cálculos, o projeto não atender aos requisitos, a quem caberá refazer o projeto, iterativamente, para chegar ao desiderato? Como podemos aceitar como "projetado" aquilo que obviamente podemos antever que terá que ser re-projetado, porque o presente "projeto" se limitou a cálculos preliminares sob hipóteses ideais, obviamente incapaz de atender aos requisitos formulados?

Cabe de qualquer forma salientar que nas reuniões de 30/9/77 se concluiu que uma boa parte da carga morta pode ser aplicada provocando recalques in-consequentes: só a partir de um certo momento, o recalque complementar sob as cargas e solicitações complementares será nocivo e portanto obrigado a restringir-se. A que serviu a referida reunião, se nada disto foi inserido nos cálculos do "projeto" em questão?

3. Em conclusão parece-nos que não se deu sequer o menor passo para frente pois que: a) nem a "design philosophy" foi reapreciada; b) nem foram consagradas por comunicação escrita hábil os requisitos técnicos reais, limitando os recalques diferenciais adicionais, após que carregamentos; c) nem se promoveu quaisquer cálculos de projeto referentes aos recalques que sofreria a estacaria preconizada e "projetada", mesmo que se garantam estacas Franki de 600 m para recalque unitário máximo sob carga de trabalho de 170 t.
4. Em separado preparamos para envio a V.Sas. tão pronto quanto possível um resumo dos dados geotécnicos disponíveis para o local em apreço; uma parte significativa de tais dados originou-se exclusivamente de pedidos das Projetistas. Caberá repetir-lhes a solicitação de que demonstrem como pretendiam usar e como estão usando os dados em questão a favor do projeto em discussão.

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Victor F. B. de Mello

Anexo: Minuta da carta em Inglês à Woodall - Duckham, cópia da qual foi remetida da direto ao Dr. J. B. Burland.

VM/rmo

VICTOR E. B. DE MELO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Rua Capitão Antonio Rosa, 297
Tels.: 280-8223 - 852-9280
São Paulo - CEP 01443

AQO-C-301077 (annex)

São Paulo, October 30, 1977

To Woodall - Duckham

Dears Sirs:

1. We have on hand your Drawing no 1/4081/8112 Rev.A, dated 20/9/77 and entitled COKE OVEN AND BUNKER: FOUNDATION PHILOSOPHY, and have just received from MPL Engenharia de Projetos Ltda. their Drawings N^{rs} 09/77 - 0004 and 09/77-0005 emitted as Piling Drawings.

As is recorded in summary in the Minutes of the meeting of Sept. 30, it was understood that a central part of the unit has high static loading and essentially no subsequent effect from operation temperature and loading, and meanwhile the two lateral "galleries" for waste gas flue would receive very little static loading but would be subject to the most significant loading due to temperature. In particular, it was stated that in the central area the cold stage dead loading could amount to about 90% of the total static loading.

Correspondingly despite item 6.4 of the said Minutes, it seemed important, as stated in items 14 and 22 of the same Minutes, to reappraise the said Foundation Philosophy.

2. We feel certain that your Civil Engineering Department has sought the desired and necessary revision of design philosophy. However nothing has formally transpired from such efforts. Incidentally, in case the Process Engineering Department were to present difficulties that could be surmounted rather than accepted and justified, it was agreed that Dr. Burland of BRS would be kept informed, so that if necessary he could participate in a final discussion, on our behalf.

We have not been informed of any such steps or their consequences.

3. Finally, even if the design philosophy were maintained essentially as written in the said Drawing, it was agreed that the specifications regarding differential settlements would be detailed in more realistic terms. During an initial phase of loading, when no equipment is being installed and anchored, obviously there are no restrictions on moderate settlements: it is the increments of settlements upon application of increments of loads and/or operation stresses, that must be carefully restricted. It was agreed, and is hoped, that such more realistic specifications on permissible settlement behaviour would be shortly detailed in order to permit progressing with design computations and decisions.
4. With regard to the effects of heating, we wonder if you have been able to procure any more specific information in favour of the top 5 m of inactive pile length, than as stated at the end of item 3.2.7.1 of CP 2004 (an item which hardly appears applicable).

Moreover, it would be of interest to know what is your official reaction to what is set specifically in item 3.2.8 Heating, of the said code CP 2004,

./..

wherein it appears that the transmission of heat "may also cause damage to the foundation material, particularly concrete", and therefore does not appear to be accepted, inasfar "insulating materials may be adequate, but in many cases some form of forced ventilation or cooling by circulated water may be required".

5. Pending our receiving more specific and detailed information on the questions raised and agreed to, we regret that we do not consider ourselves sufficiently documented with regard to the basic requirements of the Foundation Design.

Very truly yours.

17 NOV 1977 006091

AÇO-O-031177

ARQUIVO DE PROJETO

São Paulo, 03 de novembro de 1977

Aço Minas Gerais S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.000 - BELO HORIZONTE - MG

RECEBERAM COPIAS				
15/11/77				

At. Eng. Lúcio Flávio B. Pinheiro
Eng. José Maria

Ref: BARRAGEM DE TRATAMENTO DE ESGOTOS

Prezados Senhores:

Vimos por meio deste encaminhar a V. Sas. as especificações de praxe em obras de terraplenagem, que no caso da barragem de tratamento de esgotos poderão ser adaptadas à realidade local desde que a conceituação básica seja mantida:

Assim sendo passamos às nossas considerações:

A - Preparação do Terreno

A-1 - Deverão ser removidos ou eliminados os troncos, raízes, matéria vegetal em geral do local sobre o qual se trabalhará em aterro.

A-2 - As nascentes de vazão significativa (superior a $1\text{cm}^3/\text{seg}$) deverão ser isoladas previamente ao lançamento do aterro construindo-se um poço drenante temporário, assentado sobre um colchão de brita de características determinadas pela Fiscalização e constituído por um ou mais tubos de concreto superpostos de diâmetro mínimo necessário para permitir um bombeamento contínuo ou periódico de água de modo a manter rebaixado o nível d'água até a obturação do poço, que só poderá ser feita quando o nível do aterro circundante ultrapassar os quatros metros acima do nível d'água estático no interior do tubo.

A-3 - Durante a execução do colchão de brita e do poço deverão ser instalados nos mesmos tubos de ferro galvanizado ou PVC rígido de diâmetro igual ou superior a 1", com seus trechos inferiores de 0,5 m perfurados (4 furos de 1/4" cada 10 cm), através do qual serão realizadas as injeções de calda de cimento para obturação; os tubos deverão ser instalados com frequência superior a 1/po m^2 de superfície do colchão, não se admitindo menos de 2 tubos por poço.

A-4 - Previamente à injeção de calda dever-se-á instalar um tubo adicional no interior do poço que será preenchido com pedregulho lavado.

A-5 - A injeção, que será feita a baixa pressão com mistura de água e cimento e eventuais aditivos fixados pela Fiscalização, se iniciará pelos tubos mais afastados do poço; progredindo-se para o mesmo à medida que se observar a surgência de calda nos vizinhos ou a rejeição da mesma.

RECEBIDO

7 NOV 1977

B - Área de Empréstimo

- B-1 - Os materiais a serem escavados deverão ter suas unidades enquadradas em faixas de tolerância a serem fixadas pela Fiscalização, antes de sua escavação para transporte para o aterro.
- B-2 - As faixas de tolerância serão estabelecidas de tal forma que os materiais chegados ao aterro não exijam, para atingir a umidade média de compactação acréscimos ou decréscimos de umidade superiores a 2%.
- B-3 - No início dos trabalhos e até que sejam coletadas informações suficientes para confirma-los ou modifica-los, os limites das faixas de tolerância serão de 1,0% abaixo de 3,0% acima da umidade, ótima, admitindo-se uma evaporação em transporte de 1%. Em condições de maior ou menor evaporação cabe reestudar os limites.
- B-4 - Os materiais que não se enquadrarem nas faixas de tolerância deverão sofrer tratamento no empréstimo para garantia de uma observação homogênea da variação de umidade exigida mediante rega ou secamento.
A homogeneidade da condição do horizonte de empréstimo a ser trabalhado será comprovada pela Fiscalização.

C - Construção do Aterro

- C-1 - As operações de lançamento e espalhamento do material deverão ser executadas conforme segue:
 - C-1-a)- O lançamento de toda e qualquer camada inicial sobre a fundação só será realizado após a aprovação do preparo da mesma.
 - C-1-b)- O lançamento e espalhamento será feito em camadas longitudinais (paralelamente ao maior eixo do aterro) de preferência, com espessura não superior, em qualquer ponto a 34 cm para o rolo pneumático e 25 cm para o pé-de carneiro; que atendam ao especificado no item C-2.
 - C-1-c)- Não serão permitidos caminhos preferenciais de circulação do equipamento nas áreas em lançamento devendo-se deslocar as pistas de tráfego sistematicamente, de modo a impedir a laminação por supercompactação.
 - C-1-d)- Em áreas restritas, em que deverá processar a compactação manual, a espessura da camada lançada não deverá exceder 15 cm.
 - C-1-e)- As camadas iniciais serão lançadas de modo a preencherem adequadamente as depressões existentes, atendendo ao fixado nos itens precedentes quanto à espessura, até estabelecer-se uma superfície uniforme com inclinação máxima de 8%.
 - C-1-f)- O lançamento de uma camada só poderá ser iniciado após a liberação pela Fiscalização da camada subjacente.
 - C-1-g)- Toda camada que ficar exposta durante tempo suficiente para o encharcamento superficial terá que ter sua umidade corrigida previamente ao lançamento da camada seguinte, correção esta a ser feita pelo ressecamento natural.

- C-1-h)- Toda camada que apresentar superfície lisa, resultante da compactação ou tráfego do equipamento de terraplenagem, terá que ser escarificada previamente ao lançamento da camada seguinte.
- C-1-i)- As camadas deverão ser lançadas de forma a manter uma inclinação de 2 a 5%, caindo para as zonas vizinhas, para facilitar o escoamento das águas de chuvas.
- C-1-j)- Na eminência de chuvas toda a área lançada e não compactada deverá ser alisada de forma a diminuir a infiltração e possibilitar o escoamento das águas de chuva, antes de períodos prolongados de interrupção dos trabalhos deverá ser lançada camada solta sobre o aterro compactado alisado de forma a evitar o ressecamento.
- C-1-k)- Não serão permitidos desniveis que excedam a 3 camadas, a não ser em casos excepcionais, examinados e aprovados pela Fiscalização, adotando-se então taludes de 1 V : 3H.
- C-1-l)- As correções de h_v necessárias para se satisfazer as faixas de tolerancia específicas para a compactação deverão ser processadas de forma sistemática de modo a obter uma distribuição uniforme da umidade em toda a espessura da camada previamente à compactação.
- C-2 - A compactação dos aterros deve obedecer às prescrições que seguem:
 - C-2-a)- A compactação da camada lançada só deverá ser processada se a umidade média da mesma se enquadrar na faixa de tolerância.
 - C-2-b)- Para inicio dos trabalhos a faixa de tolerância de umidade será de 2% abaixo a 1% acima da ótima de ensaio Proctor normal. Tal faixa de tolerância é aqui colocada por se tratar de uma média para terrenos normais; em cada caso particular deverá ser fixada a faixa de tolerância da umidade com base nos ensaios executados sobre o material da área de empréstimo.
 - C-2-c)- A compactação poderá ser realizada com rolo pé-de-carneiro ou pneumático.
 - C-2-d)- O rolo pé-de carneiro recomendado é o tipo U. S. Bureau of Reclamation, de tambor duplo com dimensões não inferiores a 1,5 m de diâmetro e 1,2 m de comprimento com cerca de 3.000 kg de peso por metro de largura do tambor que transmitem pressões nominais da ordem de 22 a 29 kg/cm² vazios e cheios, respectivamente.
 - C-2-e)- O rolo pneumático deverá ter 50 t de peso, 4 rodas com eixos independentes de modo a se ajustarem às irregularidades do terreno, com distância entre pneus não superior à metade da largura de um pneu, quando cheio, e pressão nos pneus regulável entre 50 e 90 lb/pol².
 - C-2-f)- Os rolos compactadores deverão passar sempre em direção paralela ao eixo maior do aterro, cobrindo uniformemente a área em compactação com o número de passadas fixado.

- C-2-g)- Como controle rotineiro da qualidade do produto acabado serão realizados ensaios de verificação da porcentagens de compactação em relação ao máximo do Proctor normal e do desvio de unidade em relação à unidade ótima; tal controle pode ser feito através de ensaios de tipo Hilf-Proctor.
- C-2-h)- Em princípio recomenda-se a execução de 1 ensaio a cada 500 m³ de aterro compactado; fica a critério da fiscalização a decisão sobre uma amostragem maior ou menor tendo em vista as condições locais.
- C-2-i)- A porcentagem de compactação média a se obter será fixada com base nos ensaios feitos sobre o material recolhido da área de empréstimo; também será fixada com base nos ensaios o critério de rejeição quanto a mínima porcentagem de compactação. No caso em apreço, devido à inexistência de ensaios das caixas de empréstimo indicamos, até que se façam as investigações necessárias, um Grau de Compactação maior que 95% (GC > 95%).
- C-2-j)- O controle da qualidade do aterro será realizado e interpretado em paralelo ao andamento da obra a fim de ser utilizado para eventuais modificações nos processos construtivos.
- C-2-k)- O número de passadas dos rolos compactados dependerá das análises interpretativas a serem procedidas no início dos trabalhos; como indicação preliminar recomenda-se adotar 12 passadas para o rolo pé-de carneiro e 6 para o rolo pneumático; em nenhuma circunstância deverá reduzir o número de passadas abaixo de 9 e 4 respectivamente para o pé-de carneiro e o pneumático.
- C-2-l)- Nos locais inacessíveis aos rolos ou onde não se possa assegurar um funcionamento adequado dos mesmos deverão utilizar compactadores manuais tipo "sapo", preferencialmente.
- C-2-m)- Os taludes deverão ser construídos com as dimensões em excesso em relação as de projeto, de modo a possibilitar se atingir aquelas, após as operações de acerto dos taludes, nas quais deverá eliminar as irregularidades dos taludes e remover as faixas externas de aterro inadequadamente compactadas devido à falta de contenção lateral.
- C-2-n)- Obras de proteção superficial deverão ser executadas nos taludes assim como as obras de saneamento básico (captação e melhor destino às águas pluviais, etc.). Para a proteção superficial dos taludes recomenda-se o plantio de gramíneas; o método de execução de melhores resultados é o plantio de mudas isoladas diretamente sobre o talude ao invés do método corrigueiro de placas de grama assentadas sobre uma camada de terra vegetal.

Sem mais, colocando-nos a sua inteira disposição para quaisquer esclarecimentos, subscrevemo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Eng. Guilherme F. S. de Mello
 ENG. GUILHERME F. S. DE MELLO

São Paulo, 03 de novembro de 1977

Ass. Gerais S.A.
Rua Esmeraldas, 1801 - 12 andar
S.A. - ALTO MOGIANO - SP

Nº 3845	
Tipo EM	
CCO	
IEF-G	Divisão

At. Dr. Stelio Francisco da Costa
Eng. Lucio Flávio S. Pinheiro

Ass.: CO PORTAMENTO GEOTÉCNICO DE ATERRO
COMPACTADO PROPOSITIVAMENTE SEM
RELATÓRIO Nº 094/77 DO LABORATÓRIO
RANKINE.

RECEBIDO
30 NOV 1977
ISE SECRETARIA

Prezados Senhores:

1. A visita realizada ao aterro em 15/set/77 foi os chamados a opinar sobre a possibilidade de se admitir no restante dos trabalhos de compactação do aterro da usina nos termos da unidade mais elevados do que consignado nas Especificações Construtivas críticas pela projetista Hidroservice.

Em primeira etapa, de observação, criou-se aprovar a compactação feita de-
sejando, baseado na observação visual-tátil. As fotos das trincheiras de
inspeção não permitiam detectar diferenças perceptíveis de aparência visu-
al-tátil entre as camadas declaradas compactadas a 43, 51 e 73 acima da
ótima, em comparação com a camada tida como "normal" (isto é, dentro da es-
pecificação).

Com o fito de bem documentar tal decisão sugeriu-se prontamente submeter
blocos indeformados representativos das camadas em questão a ensaios conven-
cionais de laboratório de programação um tanto específica. Referimo-nos a
nosso ACC-G-250977 com anexos, e à carta LIX-164/77 do Lab. Rankine, quanto
a questões de identificação dos blocos indeformados e das camadas que repre-
sentariam. Não nos consta ter havido melhor esclarecimento das questões le-
vantadas. Portanto ficam sendo "nominais" os resultados dos ensaios do rel.
nº 094/77 Lab. Rankine, só podendo ser discutidos em termos comparativos.

Ademais, na ocasião depreender-se que a técnica de execução dos ensaios da
fiscalização do aterro compactado apresentava alguma margem a erros tanto
consistentes como erráticos. Sugeriu-se a realização imediata de um conjun-
to de cerca de 50 pares de ensaios, lado a lado, com técnica corrigida e
com a que vinha sendo empregada rotineiramente, para estimar os possíveis
fatores de correção de aplicar à enorme quantidade de ensaios já realiza-
dos de controle dos cerca de 50 milhões de metros cúbicos já compactados.
Apresentamos ainda os resultados de tal "pesquisa", mesmo que dela não se pos-
sa pretender extrair mais do que impressões gerais sobre os trabalhos pre-
gressos. É mister ressaltar portanto, que ao denominarmos os blocos indefor-
mados ensaiados como pertencentes a camadas com determinadas característi-
cas de Desvio de Unidade e de Grau de Compactação, estamos conscientemente
empregando as designações da fiscalização, qualquer que seja o erro a corri-
gir.

2. Programa de ensaios de interesse.

Porque os problemas de fundação e a questão interdisciplinar principalmente os fenômenos de compressibilidade: inclusive, para substituir os problemas de carga e ruptura, necessitava desenvolver o desenvolvimento de estruturas dos materiais de carregamento similares a um carro e a máquina, e a máquina a ser usada para a determinação da rigidez e da pressão de contato. Com o lançamento colateral havia investigar a influência de umidade no comportamento do solo e a tensão de compressão e a rigidez, para o caso das fundações da Lapa, e parâmetros da construção no solo.

O presente trabalho se documenta os ensaios de verificação dos dados básicos do controle e compactação.

Este é o sentido dos dados listados no relatório 41-1-23077.

3. Apresentação dos resultados

Para manter a coordenação com a correspondência anterior, no presente referimo-nos às amostras mediante as designações numerais com que nos vieram, - 43, - 53, 73 e Normal. Entendemos porém que as últimas (especiais) haviam sido compactadas a unidades supostas de 43, 53 e 73 acima da ótima. Ora, como no ensaio 115 - 13, realizou-se a análise da ótima, julga-se que tenha sido o sinal 13 o que se usou para a unidade real - 73, isto é, 73 acima da ótima.

Alguns valores que todos os valores dos parâmetros de compactação são totalmente diferentes dos presumidos.

4. Comportamentos propostos de interesse: comparações.

4.1 - Contração no seco seco.

Vê-se a tabela no topo da Fl. 2 do relatório do Laboratório Público. As contrações lineares (média) variaram entre 0,33 e 1,53, o que constitui cerca de 1% de deformação, provavelmente, de relativamente baixa contração (para a interpretação do material como argila compactada muito úmida).

4.2 - Compressibilidade edométrica em carregamento direto.

A fim de analisar comparativamente as compressibilidades edométricas das pistas experimentais compactadas provisoriamente unidas, em comparação com a pista tida como normal, calcularam-se as deformações específicas $\Delta h/h_0$ edométricas para intervalos de tensões 0,1-1,1-2, 2-4, e 4-8 kg/cm².

As deformabilidades específicas em questão foram em seguida expressas como proporções das respectivas deformações específicas da amostra Normal (comportamento médio de duas amostras). Tais valores estão configurados na Fig. 1 (a) anexa: mostram em primeiro lugar que as pistas experimentais compactadas (supostamente) com "unidades" 4 e 53 acima da ótima não teriam ficado mais compressíveis (indecisível) do que a pista tida como normal; entretanto nos ensaios sobre amostras da pista suposta compactada a 73 acima da ótima constatou-se uma acentuada menor na compressibilidade; podemos notar pontos onde a compressibilidade aumentou cerca de 99% e em média pode-se dizer que houve 40 a 50% de aumento, comparando-se com a média dos resultados dos outros ensaios.

Cabe ressaltar porém que os resultados não configuram tendências consistentes principalmente nos ensaios das pistas: 4 e 5. No conjunto não são expressivos. Adiante referir-se-á às suspeitas quanto aos dados dos ensaios de Fiscalização.

4.3 - Cabe ressaltar os três altos valores da compressibilidade especifica, obter finais, pois que as variáveis em questão nos parecem ultrapas-sar significativamente entre as que tem sido associadas a ateros anais os com portados. Cabe nos alertar sempre a tal fato tanto a V. 54, a Fiscalização construída por V. 54, e as e mais, e que virão a considerar projetos de uniões sobre os aterros.

4.3 - Experimento na descarga. Possível analogia nos recalques de recompressão no caso de escavações.

Por um lado é mister reconhecer que a despeito de pressões de preaden-samento da compactação, ocorrerá recalques por recompressão no caso de qualquer arolo sobre o aterro compactado. Via de regra a compressão e princípio carregamento não ser inibida em grau análogo ao de uma recompressão, perdendo porém uma parte deste benefício na medida em q ue por excesso de rigidez de compactação geramos sobrepressões neu tras e assim: a, os efeitos da descarga por qualquer escavação para as regiões (e portanto as sobrepressões) se acentuam quando es-tiver a compactação circular.

No Fig. 2 apresentamos as análises específicas para vários intervalos de pressões verticais, e também incluímos (nas condições de pressão e de tensão) os elementos com o seu acesso a pressão (Laminar).

Bastará frisar que os valores do Índice de Expansão C_e variaram ao redor de 14 a 22 dos respectivos Índices de Compressão, não se de-tectando porém qualquer alteração consistente e compreensível em função da rigidez do material de compactação. Como era de se esperar, o acesso a pressão não se perde /aumentando a expansão (e futura re-compressão) sob tensões baixas.

4.4 - Adensamento

Na tabela da Fig. 3 estão resumidos os principais parâmetros resultan-tes dos ensaios de adensamento.

Poderemos observar que quanto à pressão de o, pre-adensamento (P_0), há uma constância em torno do valor 3,9 kg/cm² para os seis primeiros ensaios, enquanto que para os dois últimos (7%) nota-se valores mais bai-xos.

Em relação ao coeficiente de compressibilidade (C_c) da rota virgem, pode-se dizer que os valores oscilam dentro de uma faixa estreita e em torno de um valor médio (0,327); somente o último (7%) ensaio apre-sentou uma compressibilidade significativamente maior que a média.

No tocante a ambos estes parâmetros básicos que definem a compressibi-lidade de aterro compactado, a semelhança das condições tais como mais unidas (4 e 5) acima da ótica) com a "condição normal" é nitida, refor-çando a aceitabilidade de tais casos em comparação com a especificação técnica. A contraposição fica confirmada a inaceitabilidade de compac-tação da pista a 7% umido (resultados erráticos, incluindo um de compres-sibilidade grandemente piorada).

Quanto ao coeficiente de adensamento de (C_v) que afeta o tempo de recalque, com exceção do último ensaio (74), notou-se que os ensaios apresentaram valores próximos e constantes em torno do valor 0,20 cm²/s. Como exemplo podemos citar que um aterro de 40 metros de altura levaria cerca de 2 anos para completar cerca de 90% dos recalques. Para tal estimativa preliminar admitiu-se o apoio sobre substrato impermeável, drenagem apenas vertical hipoteticamente até o topo do aterro, e a teoria simples de adensamento unidimensional primário de Terzaghi. Em muitas áreas o início das construções das unidades sobre os aterros se dará num prazo muito menor que dois anos. Reiteramos a menção da conveniência em se instalar piezômetros para controle do adensamento e dependendo do observado talvez haja necessidade de se acelerar o adensamento (p.ex. através de bombeamento em poços profundos auxiliado por vácuo, ou por pre-carregamento de área).

Caso seja comprovada a existência de áreas aterradas com material semelhante ao material do último ensaio, então os problemas deste tipo serão provavelmente aumentados, pois o tempo de adensamento aumentaria em cerca de 100 vezes, sendo então neste caso imprescindível a aplicação de intensos artifícios para a aceleração dos recalques.

Ressaltamos o receio de que quando o recalque pode ser muito lento, se não dispusermos de piezômetros poderemos confundir as baixas velocidades de recalques com uma impressão de que já tenha terminado a drenagem de sobrepressão neutra: tal dúvida só pode ser excluída através de observações e interpretações criteriosas com relação a piezômetros.

4.5 - Desenvolvimento de pressões neutras - triaxiais.

A análise dos resultados dos ensaios triaxiais rápidos anisotrópicos ($\sigma_1 / \sigma_3 = 1,5$) conforme resumidos no gráfico da folha nº 74 do Laboratório Rankine nos levaria a uma conclusão incompressível que indicaria não se confirmar o desenvolvimento indesejável das maiores pressões neutras na pista de 7%. Era de se esperar que quanto maior o desvio de unidade, maior o desenvolvimento de pressões neutras. Conforme se pode notar no gráfico da folha nº 74 (Lab. Rankine) ao contrário do esperado se percebe uma aparente diminuição de pressão neutra para os materiais mais "úmidos" (ver fig. 5).

4.6 - Comportamento tensão-deformação.

No gráfico da Fig. nº 4 anexa (ou folha nº 73 do Relatório do Lab. Rankine) podemos notar o mesmo tipo de discrepância e aleatoriedade nos resultados, não se observando um aumento de compressibilidade com aumento da "umidade" de compactação. Até certo ponto haveria mesmo a possibilidade de se admitir que a condição "normal" de compactação teria levado às compressibilidades maiores: o que, não merece consideração particular.

4.7 - Parâmetros relevantes da compressibilidade edométrica. Confronto com comportamentos estabelecidos por estatística referente a aterros compactados de barragens.

Por um lado podemos considerar adequadamente cumprida a finalidade da comprovação de que em termos comparativos de comportamentos, as pistas de unidades 43 e 53 acima da ótima não oferecerão problemas de natureza e magnitude perceptivelmente diferente do representado pela pista "normal".

Todavia, por outro lado todos os parâmetros determinados parecem configurar um aterro compactado bem diferente, e "pior", do que os aterros compactados de barragens, aos quais está associada a maior parte da experiência local. Procuramos comparar os resultados dos ensaios atuais, as correlações estatísticas estabelecidas com base em ensaios sobre 168 blocos indeformados de maciços compactados de barragens (ver nosso relatório AQH-120177). Saliente-se de início a condição média de cerca de 88% de Grau de Compactação que se deduz dos corpos de prova ensaiados no laboratório adotando o valor de densidade aparente seca máxima de compactação Proctor (sem secamento e sem reuso) de 1,57 t/m³ de acordo com o Laboratório Rankine. Ora um valor tão baixo corresponde quase a um aterro lançado em camadas, sem compactação. O valor de 1,57 t/m³ do ponto ótimo fica situado ao longo da "curva de máximos" de ensaios Proctor, e não pode assim ser diretamente criticado. Considera-se francamente estranhos porém, os baixos graus de saturação (da ordem de 90%) calculados para os corpos de prova, pois que na compactação nitidamente acima da unidade ótima de Proctor, costuma-se deduzir graus de saturação ao redor de > 95%. Tais indicações levam a crer que o aterro "incha" facilmente por não contar com suficiente tensão capilar.

As pressões de preadensamento a da ordem de 3,2 kg/m² estimadas a partir das correlações estatísticas não estão distantes das registradas nos ensaios.

Merece ressaltar-se porém o fato de que os índices de compressão C_c dos atuais ensaios são da ordem de 50% mais elevados do que seria estimado ($C_c = 0,23$) pela estatística em questão,

Em resumo, há algo de estranho a investigar e explicar, nas discrepâncias entre ensaios de controle da compactação no campo, e os dados deduzidos a partir dos blocos indeformados. Outrossim, o aterro evidencia um comportamento quanto a recalques significativamente pior do que o que é associado estatisticamente às barragens de terra de nossa experiência.

Adiante investiga-se sumaria e preliminarmente a eventual suspeita de validos dos ensaios da Fiscalização.

4.8 - Tensões desviatórias máximas "estáveis".

No gráfico da fig. 6 plotamos em abcissas o valor desvio de unidade nominal e em ordenadas o valor de $\sqrt{1} - \sqrt{5}$ do último estado de "tensões estabilizadas" que antecedeu a rutura. A mesma aleatoriedade de que vem sendo notada nos gráficos anteriores, relativos aos ensaios triaxiais; também pode ser notada neste. Seria esperada uma queda gradativa de tal tensão com o aumento da unidade.

5. Conclusões.

Conforme foi exposto, os ensaios realizados nos mostraram que os aterros compactados com unidades nominais acima da inicialmente especificada ter-
rão de modo geral propriedades semelhantes aos aterros compactados dentro
da faixa de unidades especificada. Para o material proveniente da pista ex-
perimental mais úmida (7%) notou-se um aumento de compressibilidade (nos
dois ensaios realizados) e também um aumento no Coeficiente de adensamen-
to (em um dos dois ensaios), o que representa um aumento no tempo de aden-
samento. Considerações construtivas já haviam sugerido não aceitar a com-
pactação a unidades tão altas, e esta indicação encontra-se confirmada nos
ensaios.

Isto posto, podemos recomendar que se evite a compactação com desvios de u-
nidades maiores que 5% do lado úmido. Ressalvamos porém que (conforme vere-
mos mais adiante) o controle de compactação de campo parece ter apresenta-
do qualidades suspeita e uma tendência sistemática de apresentar como re-
sultados desvios de unidades menores que os observados nas determinações
de laboratório. Dai termos sempre denominado as unidades indicadas nos blo-
cos enviados como nominais. Isto significa que provavelmente o desvio de
unidade máximo aqui recomendado (5%) seja na realidade maior. Reiteramos
portanto a recomendação urgente da execução dos pares de ensaios lado a la-
do conforme já solicitados para podermos reaver o assunto.

6. Análise preliminar e sucinta do controle da compactação de campo.

6.1 - Graus de compactação determinados em laboratório.

Analisando a folha nº 17 onde estão apresentados os resultados dos
ensaios de compactação Proctor, podemos notar que os materiais ensaia-
dos apresentam como densidade máxima valores muito próximos da média
que é 1,57 g/cm³; tomamos este valor como médio e determinamos o GC
observado nos corpos de prova ensaiados. Os resultados encontram-se
na tabela abaixo:

Folha	Anostr	GC %
18	1	88
23	1	85
28	6	91
34	6	88
40	9	89
45	9	87
49	11	91
54	11	87
65	2	91
67	7	94
69	8	92
71	11	90

Como se vê na análise amostra apresentou um $C_u > 0,75$ que é o valor mínimo aceitável pelas especificações da compactação.

6.2 - Comparação entre unidade e desvio de unidade.

Foram automaticamente feitas em laboratório determinações de unidade dos 15 blocos recebidos.

Visto que o material das amostras apresenta características semelhantes (comprovado nos ensaios), é de se esperar que quanto maior a unidade, maior o desvio de unidade em relação à ótima. Esta relação entretanto não é constatada conforme mostra o gráfico da fig. 7.

6.3 - Comparação entre o desvio de unidade obtido no campo e o obtido no Laboratório.

Constatou-se também nos 4 ensaios Proctor (executados sem secamento e sem reuso) que o desvio de unidade determinada em campo é menor que o desvio medido em laboratório (ver fig. 8). Notar que na folha nº 17 o Lab. Rankine apresenta 5 curvas de Proctor, entretanto na tabela das folhas 3 e 4 e nas folhas 13 e 16 só apresenta o resultado de 4 ensaios. O ensaio excluído deve ter sido provavelmente executado e apresentou resultados suspeitos e foi portanto eliminado.

Pelos resultados obtidos, parece que teria havido sistematicamente uma perda significativa de unidade por secamento do material na execução dos ensaios de campo, e que faria com que os resultados obtidos indiquem um desvio de unidade menor do que a real, representada pelos blocos indeformados.

6.4 - Análise dos dados de controle de compactação de campo.

Tomou-se um conjunto de 143 ensaios, tomados aleatoriamente entre todos os ensaios Nif-Proctor já executados. (Das poucas folhas que nos foram recentemente remetidas por V.Sas.).

Destas folhas de controle extraiu-se dados para a execução do gráfico da fig. 9 onde estão plotados γ_{LL} (máxima) x $\log t$. Para se avaliar a dispersão dos resultados plotou-se a curva de máximos da densidade úmida γ_{LL} máxima diretamente calculada a partir da curva de máximos. Além disto construiu-se o histograma de dispersão dos ensaios; plotou-se também para comparação os resultados dos 4 ensaios Proctor realizados em laboratório. Para referência apresentamos o mesmo gráfico, com dados extraídos do controle de compactação das Barragens de Paraibuna-Paraitinga (fig. 10) que apresentaram solos com características semelhantes aos da área da AQCHIAS.

Comparando os dois gráficos percebe-se claramente que os valores do gráfico representando o controle em Paraibuna-Paraitinga tem aderência muito maior à curva de máximos internacionalmente comprovada que os dados de controle da obra da AQCHIAS.

7. Do exposto somos obrigados a confirmar nossa impressão da visita à obra de que os ensaios para controle de compactação possivelmente não tenham sido realizados de acordo com as práticas recomendadas e desejáveis.

Como maiores fontes de erros, conforme constatado em nossa visita à obra, citamos os enumerados:

- a)- Peneiramento da amostra que influi de duas maneiras. Eliminando os pedregulhos e assim fornecendo ilusórias áreas de compactação maiores que as reais. A outra influência do peneiramento é o secamento a que se submete a amostra pelo manuseio e contacto com o ar na operação de peneiramento. Esta operação poderá influir nos resultados de modo a observar-se um desvio de unidade menor que o real (quando se compacta do lado úmido). Cabe ressaltar que por coincidência os blocos ora ensaiados não apresentaram parcela perceptível de pedregulhos.
- b)- Na homogeneização do material do aterro que servirá para a execução do ensaio Hilt-Proctor. Note-se que a homogeneização deverá ser bem feita, porém tendo-se o cuidado de fazer com que o material perca o mínimo de unidade possível. Recomenda-se que se manipule o material rapidamente, sob sombra e em lugar protegido de vento. Depois de homogeneizada a amostra deverá ser utilizada o mais rapidamente possível.

Finalmente poderemos reunir as principais conclusões:

- a)- As especificações iniciais quanto à unidade de compactação podem ser revistas aumentando a faixa de aceitação da unidade de compactação. Recomendamos que se evite materiais que apresentem unidade maior que 5% acima da ótima. (ratificamos a recomendação já transmitida)
- b)- Suspeita-se que o controle de compactação de campo apresentaria críticas de importância: verificou-se que o aterro está sendo executado em condição nitidamente mais compressível do que seria esperado provavelmente com CC% menor que o especificado pela Projetista. A investigação e confirmação de tal confronto entre ensaios bem executados vs. executados segundo rotinas simplificadas de campo será imprescindível, bem como possivelmente a ampliação do programa de investigação do aterro compactado mediante ensaios sobre blocos indeformados.

Sem mais para o momento, firmamo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR M. M. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Anexo: 7 folhas com gráficos

W/E/mo

Fig. 1a - comparação da compressibilidade edométrica

onde: $\epsilon = \frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1+e}$

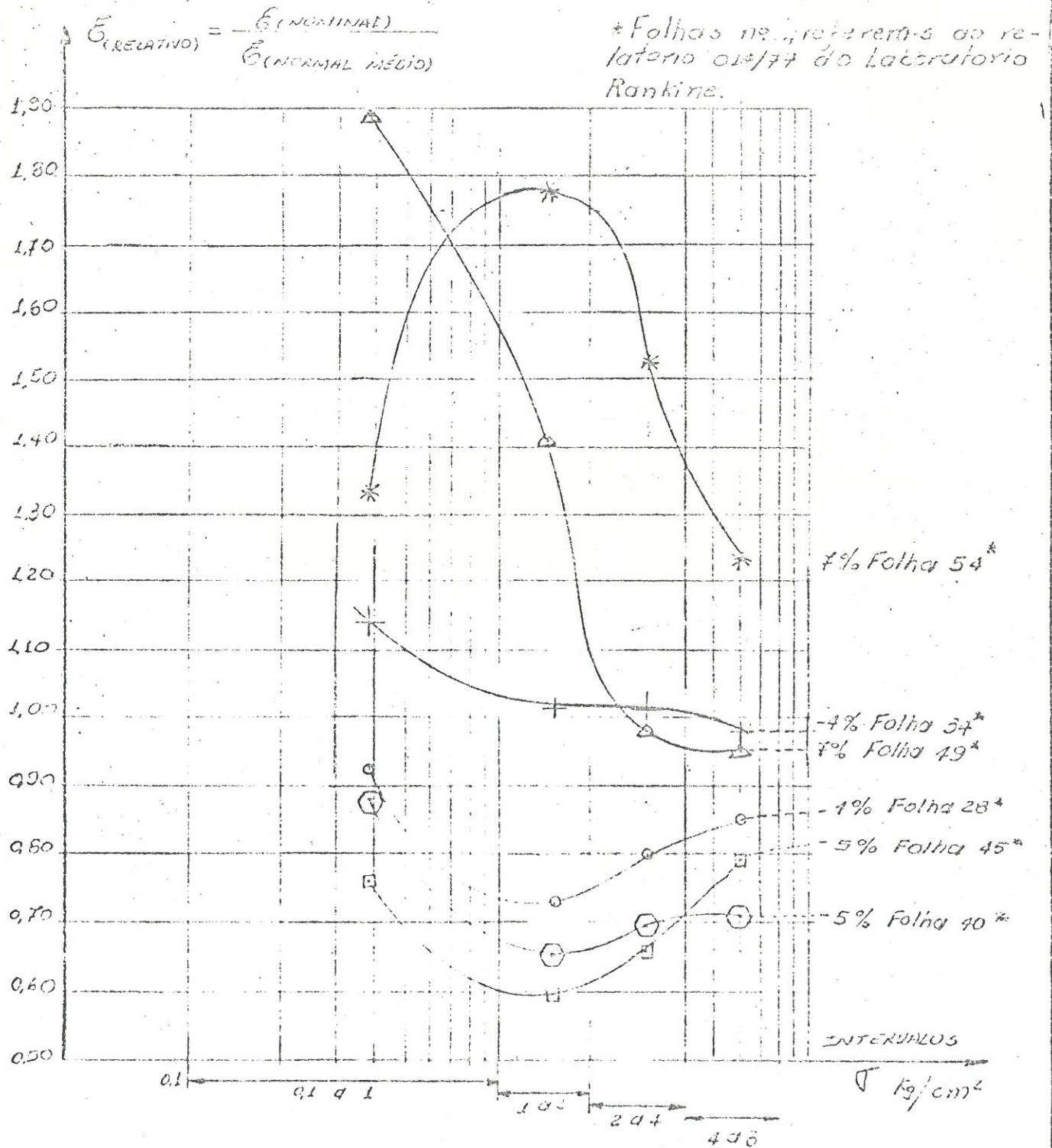


Fig. 1a

AÇO-G-08/1177

Fig. 1b - compressibilidade específica

* Folhas nº., referência
do relatório 014/77 do
Laboratório Rankine

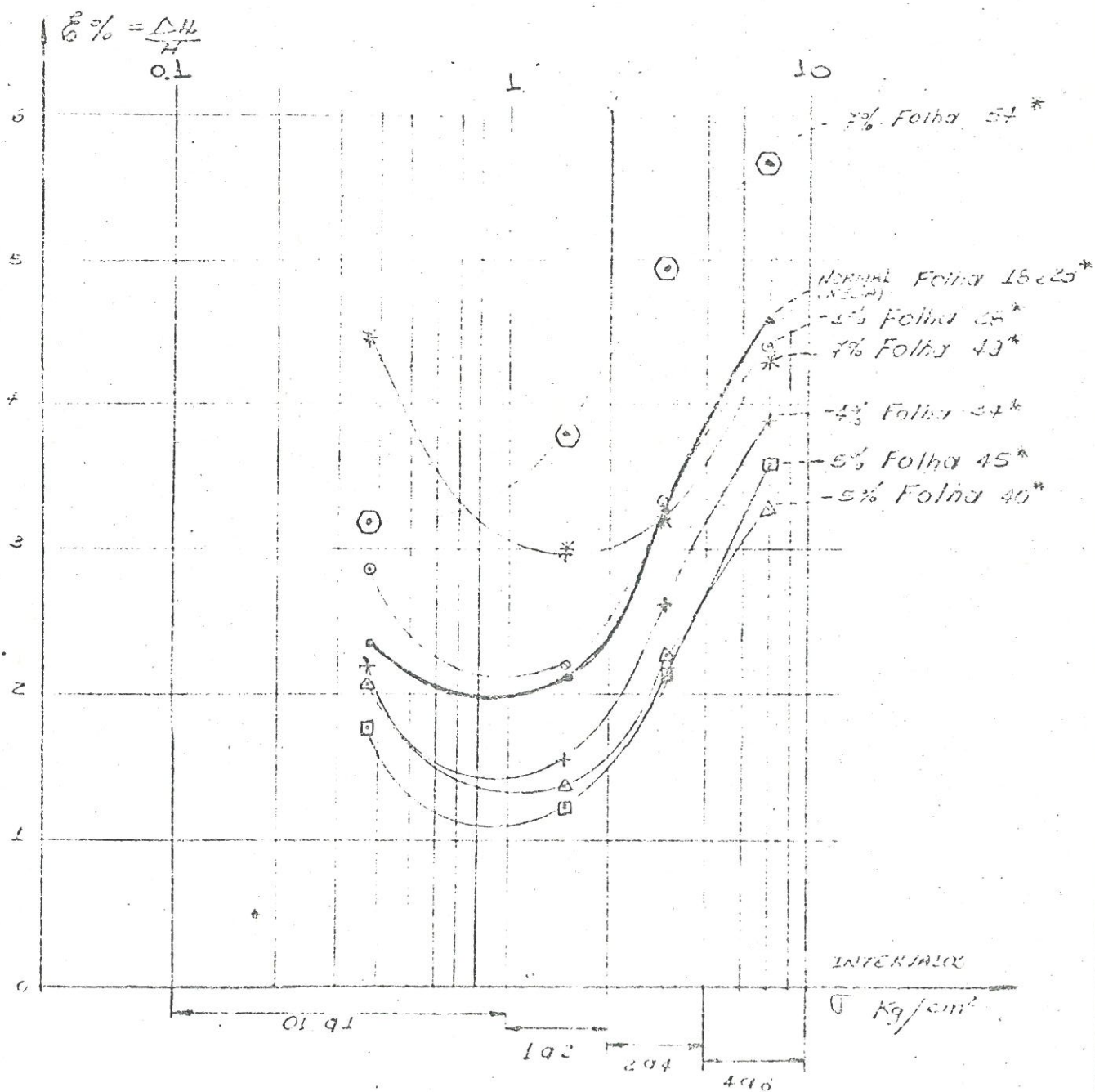


Fig. 1b
ASFO - G - com 77

Fig. 2. - Expansão específica na descarbonização
comparação da "com" e "sem" inundação
circumferência de 50"

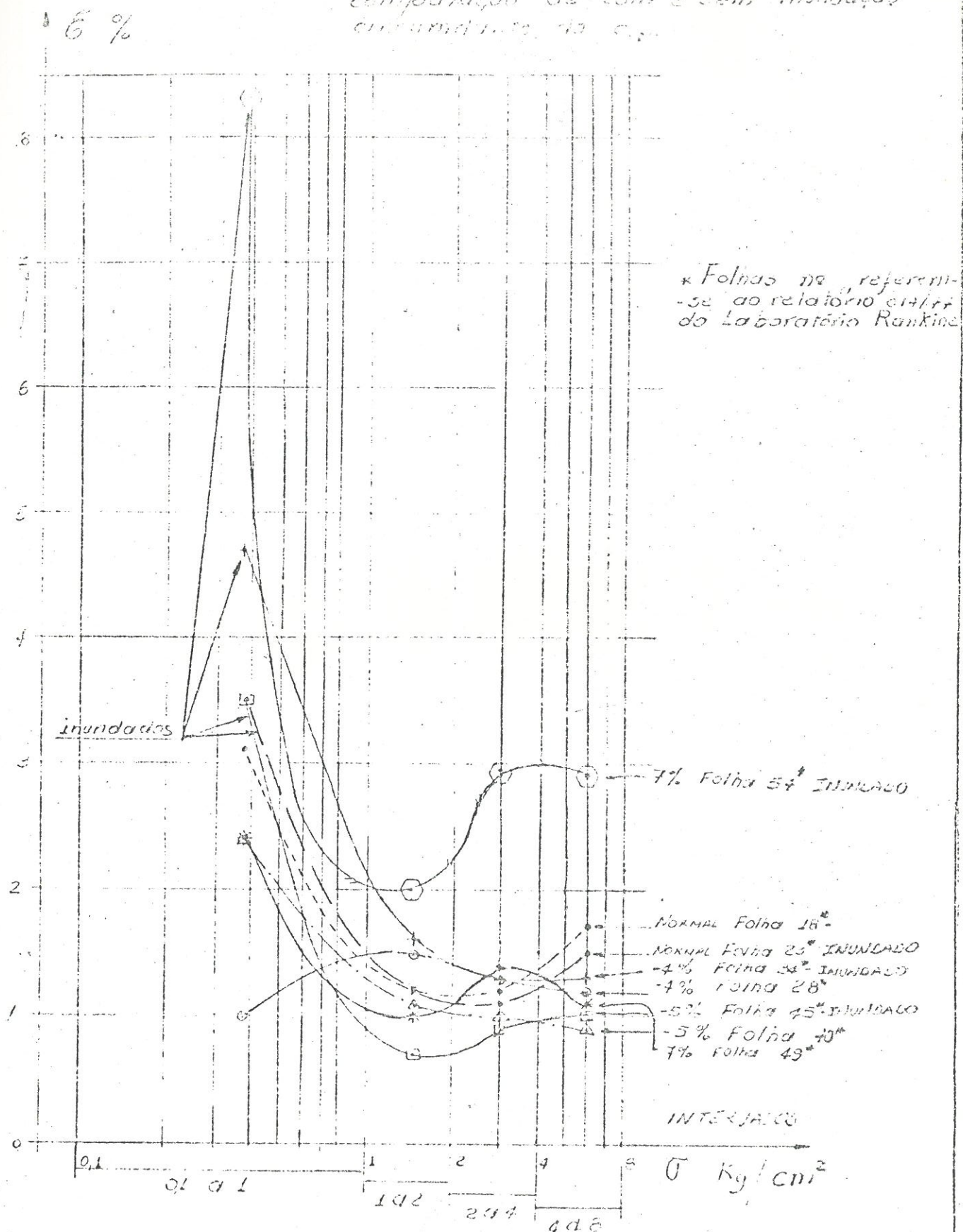


Fig. 2

AÇO - G - 0811-77

Fig. 3 - resumo dos ensaios de adensamento
 * Valores extraídos do relatório 014/77 do Ldb. Rankine

AMOSTRA	P_v * kg/cm^2	C_c *	C_v (cm/seg) $P/5 = 4 \text{ kg/cm}^2$	C_v (cm/seg) $P/7 = 6 \text{ kg/cm}^2$	PISTA (ΔH) nominal
1	3,0	0,343	0,109	0,111	NORMAL
1	3,0	0,332	0,167	0,223	NORMAL
6	2,4	0,316	0,167	0,225	- 4%
6	2,7	0,335	0,084	0,160	- 4%
9	4,0	0,316	-	0,134	- 5%
9	4,0	0,330	-	0,167	- 5%
11	1,9	0,305	-	0,257	7%
11	2,1	0,425	0,004	0,003	7%

Fig. 4

Folhas n.º..., referentes ao relatório 014/77 do Ldb. Rankine

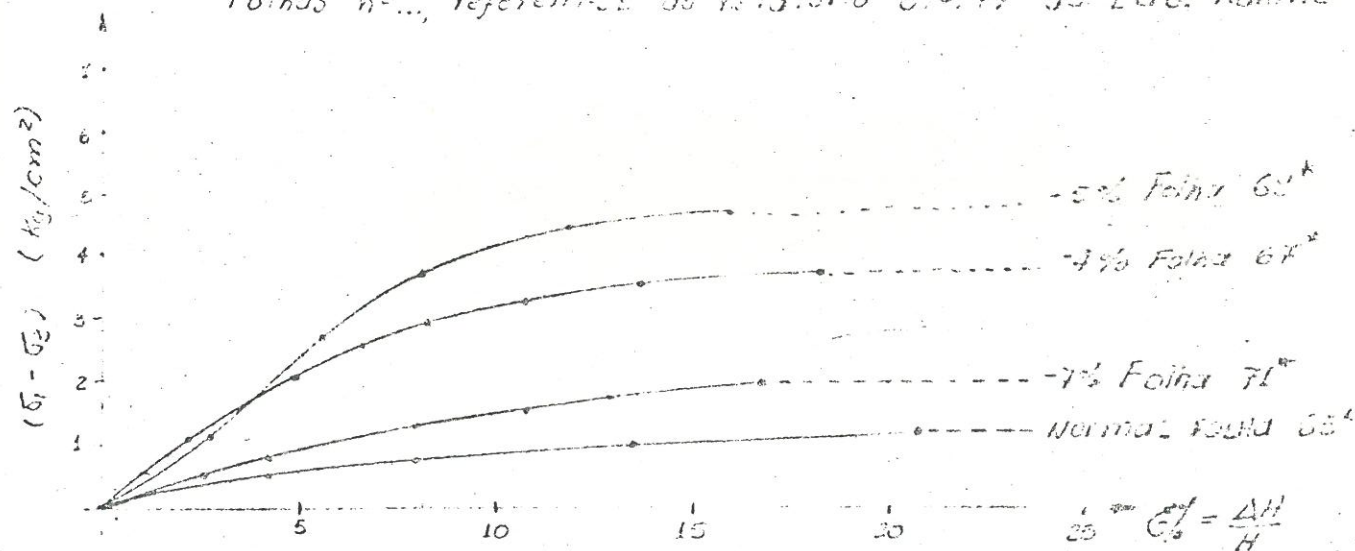


Fig. 5

Folhas n.º..., referentes ao relatório
 014/77 do Ldb. Rankine.

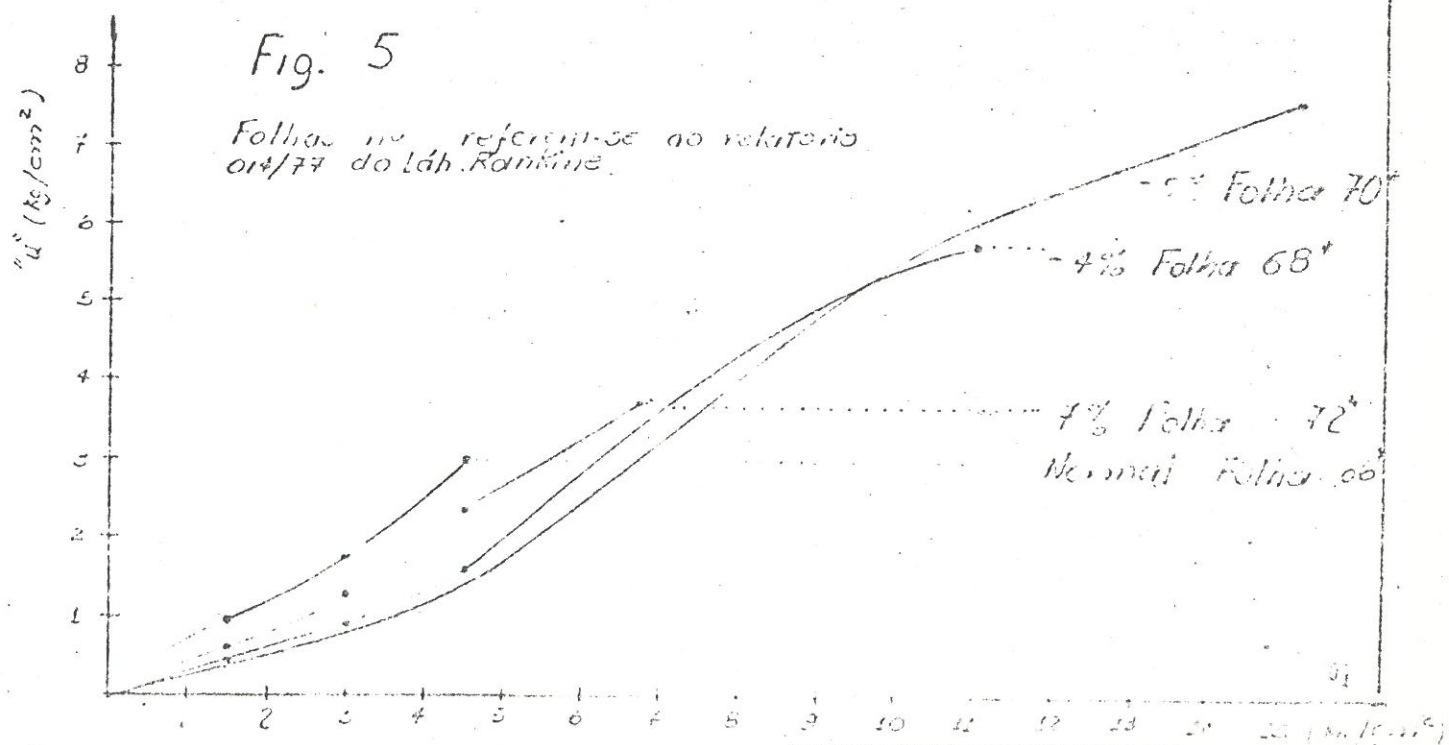


Fig. 6 comparação da tensão desviatória máxima "estável" das
várias condições de compactação.

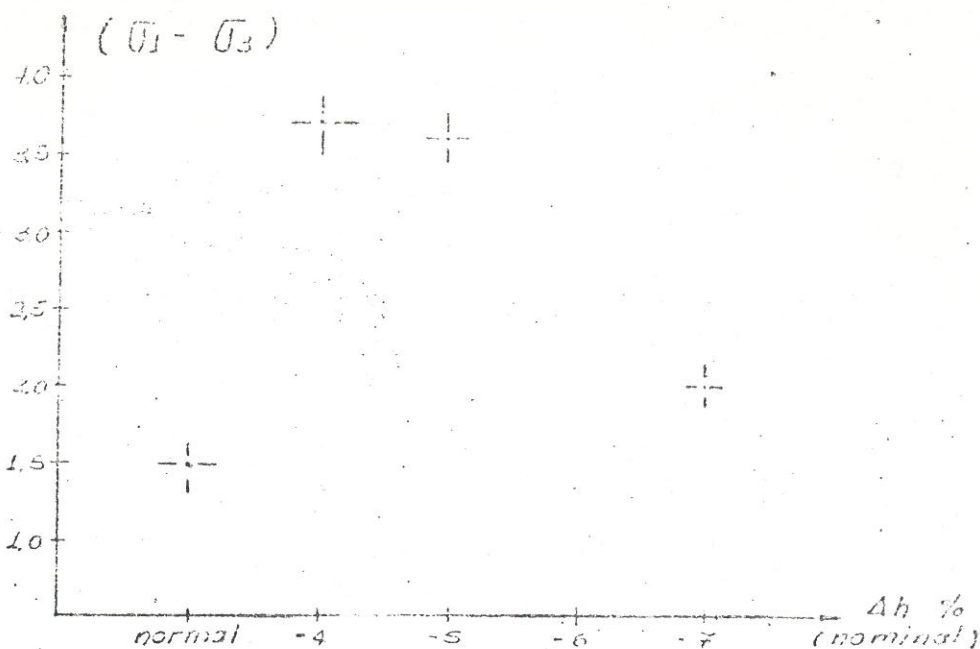


Fig. 7

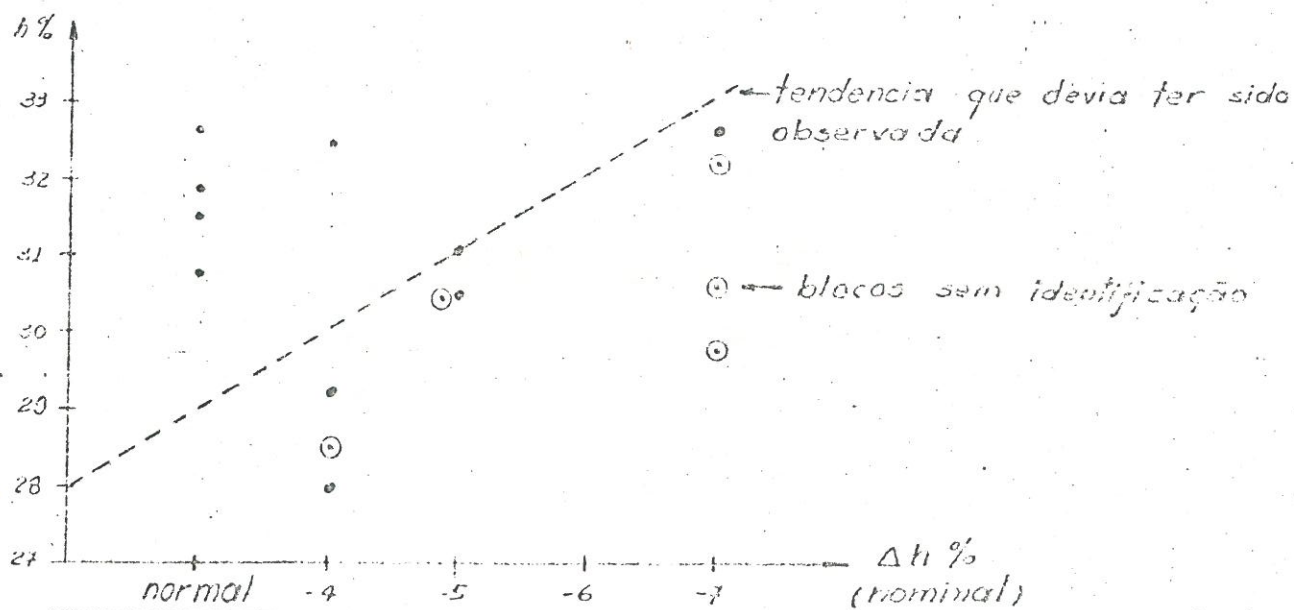
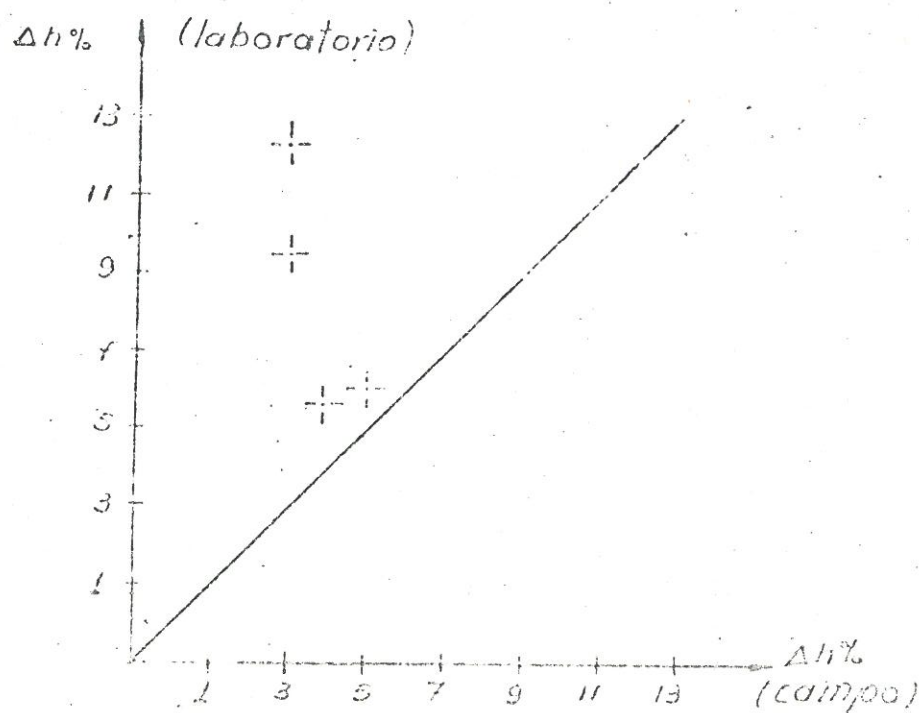


Fig. 8 - comparação dos desvios de unidade determinados em campo e em laboratório



Figs. 6, 7 e 8

AÇO-6-081171

Fig. 9 — Histograma da distribuição dos picos (ensaio IIIIF) em torno da curva de máximos de Kuczynski (V_{max}) ajustada para a curva (natural) respectiva. Total: 143 ensaios Apominas

⊙ → dados dos ensaios executados pelo Lab. Rankine

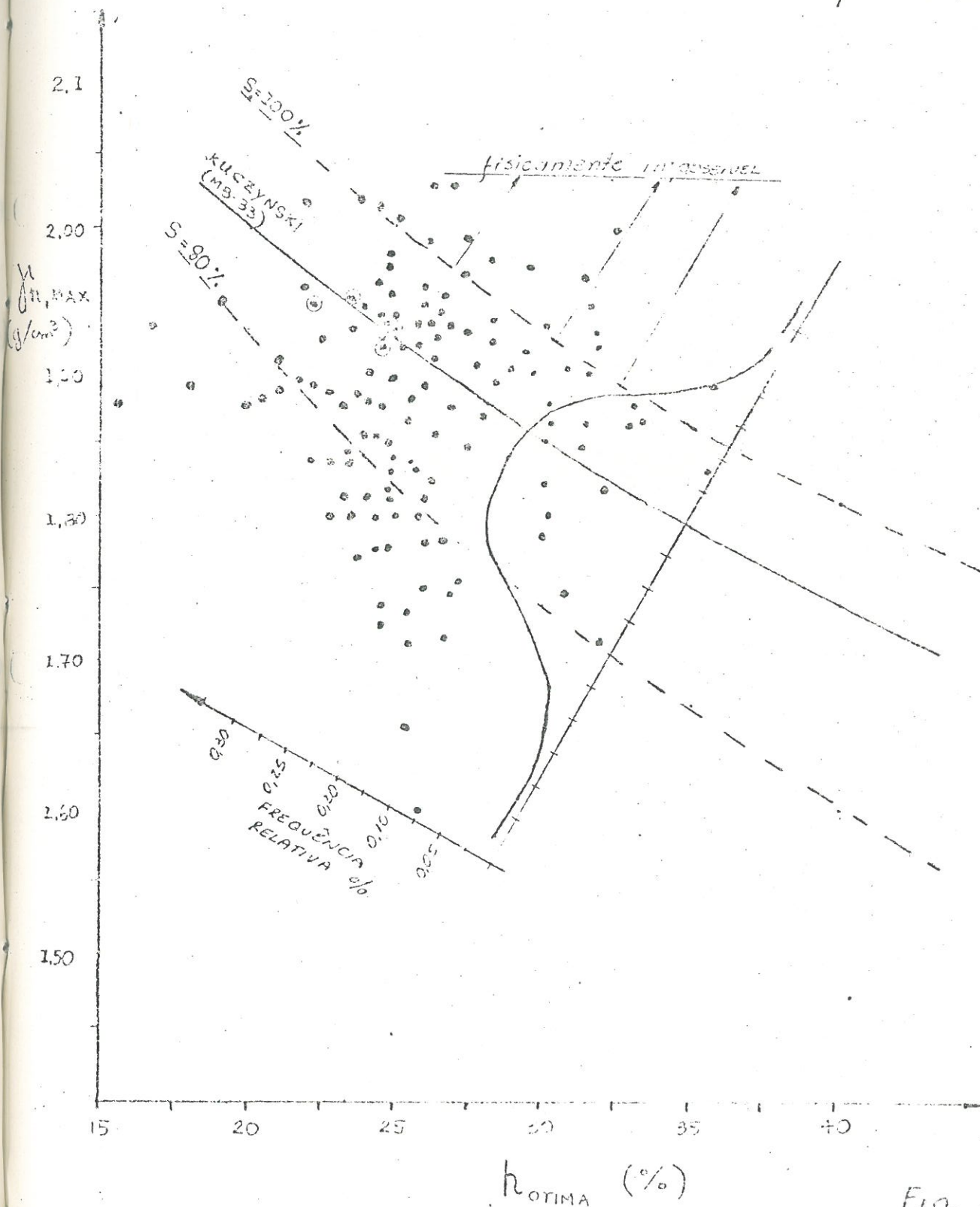
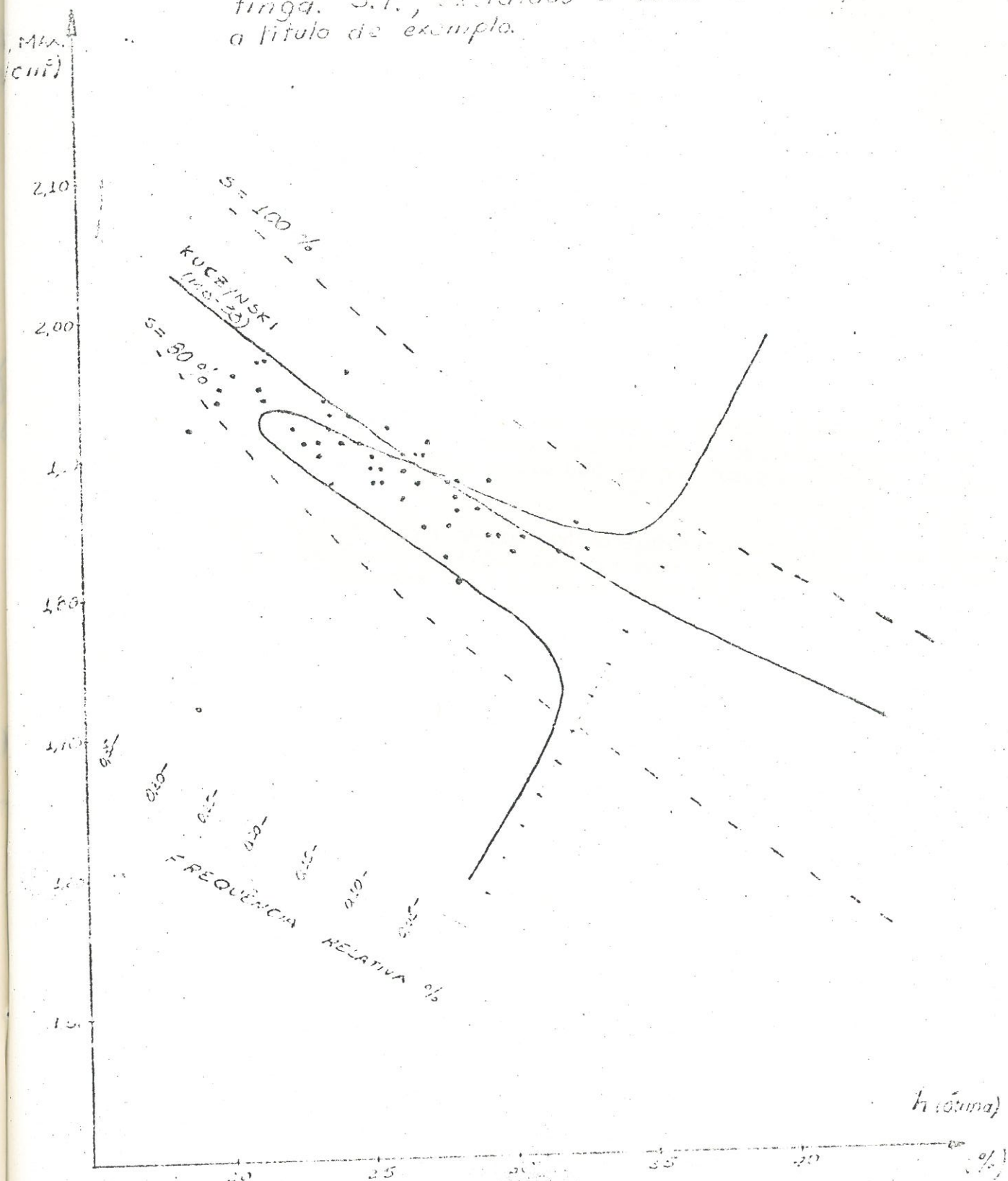


Fig. 9

AÇO-G-08/177

Fig. 10 - Histograma da distribuição dos picos (ensaio HIRF) em torno da curva de máximos de KUCZYNSKI (Mecco) ajustada para a curva natural respectiva. Total: 59 ensaios Paraíba, Farditinga, S.P., extraídos a esmo das arquivos, apenas a título de exemplo.



$h_{(0.01\%)}$

Fig. 10

AÇO - 6-061177

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/O LTDA.

Rua Capitão Antonio Rosa, 29

Tele.: 280-2223 - 852-9280

São Paulo, CEP 01443

AÇO-G_091177

São Paulo, 09 de novembro de 1977

ARQUIVO DO PROJETO

Aço Minas Gerais S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.000 - BELO HORIZONTE - MG

RECEBERAM CÓPIAS				
IEEC	IEPC			

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: RELATÓRIO DE 20/09/77 DA SEEBLA À
DAVY LOEWY LTD., REF. LAMINAÇÃO DE
TARUGOS.

Prezados Senhores:

100
7 NOV 1977
SECRETARIA

Acusamos recebido o relatório supra intitulado DIRETRIZES PARA ESTUDO DAS FUNDACOES, o qual depreendemos ter resultado de trocas de opiniões havidas com a equipe da DAVY LOEWY e da SEEBLA (entre outros) por convocação e sob coordenação de V.Sas.

Embora lamentavelmente não tenhamos podido elaborar o presente resumo de considerações mais prontamente, premidos que estávamos no atendimento a casos mais urgentes de V.Sas., julgamos oportuno ainda encaminhar o presente para que fiquem melhor esclarecidas certas posições não só perante o caso em foco mas também perante casos analogos que venham a surgir.

É mister começar por louvar a SEEBLA pela elaboração valiosa e louvável do documento em questão pois que é exatamente assim que a AÇOMINAS poderá melhor se valer dos préstimos das empresas Projetistas. É indispensável que a alguém caiba a iniciativa de propor, e a outrem a de reapreciar, rever e dispor, perante o conjunto dos trabalhos: ora, por mais a AÇOMINAS procure se adiantar, só poderá saber às Projetistas propor, e à AÇOMINAS a tarefa de coordenar a revisão e decisão (sem que uma diferença de posição ou opinião implique em menor valia da opinião preterida).

Para maior conveniência, resumo os comentários com referência aos itens do documento básico mencionado.

1. Item 2.1(a) - De acordo, porém lembrando que isto se fará para que a AÇOMINAS e seus CONSULTORES recebam desde logo as primeiras indicações, ganhando-se tempo para uma rápida iteração na formulação do programa que realmente será cumprido; em tal formulação final prevalecerá a decisão da AÇOMINAS, devidamente apreciadas todas as justificativas que o Projetista submeter demonstrando o uso valido que fará da informação pretendida.

Cabe mesmo ressaltar que a comparação entre duas ou mais PROPONENTES A PROJETISTA para determinada Unidade será feita pela AÇOMINAS em bases que incluem o volume e a natureza dos serviços de investigações geotécnicas que cada uma submeter como indispensável. Admitida a necessidade de um certo mínimo de informações para todas as Proponentes, obviamente uma PROPONENTE que tenha maior

experiência e conhecimento no caso em pauta poderá ser mais limitada e específica na exigência de investigações complementares: tal fato obviamente deve pesar na balança da decisão.

2. Item 2.1 (b) - A AÇOMINAS executará dos trabalhos "requeridos pelos fornecedores" apenas aqueles que se demonstrarem realmente indicados, e que não tiverem sido providos em outro programa paralelo. Em caso de divergência de pontos de vista com a Projetista, caberá a esta demonstrar a aplicabilidade do(s) parâmetro(s) solicitado(s) e o interesse técnico econômico respectivo. Quanto à aplicabilidade, bastará que se demonstre, quer por referências a artigos especializados internacionais, quer por apresentação de históricos de casos (case histories) de seus próprios arquivos técnicos, que método de cálculo de previsão de projeto teria sido empregado e com que grau de sucesso comprovado no comportamento subsequente da obra. Quanto à rentabilidade técnico-econômica caberá ter admitido liminarmente um valor numérico para o parâmetro em questão, com sua faixa de incerteza provável, insinuando assim que benefício resultaria de um estreitamento da faixa de incerteza.
3. Itens 2.1(c) e (d) - É necessário apreciar os dois em conjunto. Liminarmente parece que a ordem dos dois deveria ser invertida, discutindo-se primeiro o (d). Em primeiro lugar a AÇOMINAS se responsabilizaria, perante a PROJETISTA, pela correção dos resultados dos ensaios realizados; isto porque quem é responsável por eles, e por eles se responsabilizou, é uma empresa executora dos serviços especializados em questão. Na contratação da empresa executora pela AÇOMINAS deve ter havido uma cláusula de que (a) a AÇOMINAS se reserva o direito de fiscalizar etc.. mas (b) sem que tal fiscalização em nada diminua ou reparta a responsabilidade total e indivisível da EXECUTORA pela correção dos trabalhos por ela executados.

Em segundo lugar, no tocante à interpretação dos resultados e escolha consequente das fundações, prevalece o mesmo princípio, agora porém com a nova contratada que será a PROJETISTA. Os trabalhos de interpretação de ensaios para fins do projeto de fundações são contratados com a PROJETISTA. Os Projetistas e/ou Fornecedores de fato farão sua própria interpretação, que é uma das tarefas de projeto objeto do contrato. Todavia, terão obrigação contratual de submeter tal interpretação ao crivo da apreciação conjunta da AÇOMINAS: o que corresponde à cláusula de fiscalização supra mencionada. Remanesce o princípio apontado em (b) supra que apesar de tal fiscalização poder e dever gerar uma interpretação conjunta, em nada se diminui ou reparte a responsabilidade total da Contratada (a Projetista) quanto à nova tarefa ora em questão. Em cada etapa a intromissão da "Fiscalização" prevalece apenas sob o princípio de prudência, de antecipar as correções o tanto quanto possível e de trabalhar por mini-iterações de entendimentos e revisões, com participação das partes diretamente interessadas (AÇOMINAS sempre, como Proprietária, e a Contratada Responsável em cada caso). Também em cada etapa formalmente se admite que a interveniência da Proprietária em nada subtrai da "responsabilidade integral" assumida pela Contratada Responsável, pois que se admite que as interveniências da Proprietária só terão prevalecido na medida em que a Responsável as tenha absorvido como suas próprias*.

4. Item 2.2(a) - A bem da verdade caberia reconhecer que o projeto dos aterros teria pretendido, sim, "atender a necessidades diretamente ligadas a sua utilização como suporte de fundações".

./..

* Veja-se os comentários que como técnico sumeto na busca de um realismo perante o absurdo do formalismo legal que atualmente imperaria no assunto.

Obviamente, no desconhecimento do que seriam as exigências das fundações, o projeto só pode pretender atender a um nível médio presumido de exigências, sem possibilidade de particularização.

Um aspecto de indiscutível interesse era a relativa homogeneidade.

O resto das afirmações prevalece, apenas com a ressalva de que na última linha se deva ler "investigações geotécnicas programadas pelos Fornecedores e pelos Consultores Especializados da ACOMINAS".

Cabe ainda ressaltar porém, que entre as intenções do projeto da terraplenagem e a realidade a enfrentar atualmente, ocorreram problemas construtivos (ritmo de construção e emprego de materiais de empréstimo saturados provenientes de abaixo do lençol freático e de saturação capilar) assim como problemas de fiscalização geotécnica a confirmar (ver Relatório AÇO-G-081177) tais que os próprios aterros compactados devam ser apreciados menos rotineiramente do que seria esperado.

5. Item 2.3 (c)

Não vejo que a Projetista da terraplenagem tenha tido condições de estimar os recalques e tempos de recalques tal como foi feito. Permito-me dizer que em estimativas oralmente emitidas em reuniões, há uma tendência inescapável de reproduzir valores numéricos extraídos da experiência de barragens de terra compactada.

Ora tanto sob o ponto de vista do terreno de fundação sob o aterro, como sob o do próprio aterro compactado, as condições da ACOMINAS foram significativamente diferentes (e para pior) das condições típicas de qualquer de nossas barragens.

Recomendo portanto que se examinem amiúde algumas seções típicas "as built", com registro adequado das camadas saturadas e modicamente compressíveis de fundação que remasceram (admitidas devidamente retiradas as "argilas orgânicas moles"), bem como das espessuras de aterro compactado do lado umido (com empréstimos provenientes de horizontes saturados), assim como o ritmo real de subida. Assim se poderão melhorar as estimativas do quanto faltará recalcar após concluído o aterro.

A estimativa de que 90% dos recalques se processam durante a própria subida do aterro só prevalece quando tivermos praticamente obviado à criação de sobrepressões neutras de período construtivo. No presente caso receio que foram instaladas em diversas áreas elevadas sobrepressões neutras construtivas tanto nos solos de fundação, como em espessos horizontes do aterro. Caberia obter algumas indicações de tais pressões mediante piezômetros. Como não contamos com facilidades de drenagem de tais sobrepressões neutras, receio que a parcela de recalque lento após alcançado o greide possa ser bem mais significativa do que imaginado no projeto da terraplenagem.

Cabe mesmo salientar que se nos basearmos somente em observações de recalques com o tempo para concluir quanto à estabilização (finalização) dos recalques, a lentidão da dissipação das sobrepressões neutras e quaisquer imprecisões de registros de recalques poderão levar a conclusões ilusórias. De um modo geral, face ao que me coube observar esporadicamente por indicações ocasionais e indiretas, parece-me que seria muito otimista a hipótese de que "somente 5% do valor total do recalque" tenha real interesse como condição inicial (sem qualquer efeito adicional da obra sobrejacente) perante o comportamento operacional futuro.

Em resumo, recomendo a instalação de alguns piezômetros, por rudimentares que sejam, para complementar as observações de campo (recalques; e sugiro a realização imediata de cálculos estimativos baseados em seções "as built".

6. Item 2.3(d) - Como acima mencionado, parece-me demasiado otimista a estimativa, salvo para o caso de terreno de fundação essencialmente saturado. Parece-me que em muitos locais terão sido criadas sobrepressões neutras próximas às de um coeficiente $\bar{B} = 100\%$.
De pleno acordo com relação à segunda parte do parágrafo.
7. Item 2.3(e) - Quanto ao problema do atrito negativo, em fundações profundas, indiscutivelmente haverá necessidade de tê-lo em consideração. Cabe salientar porém, que a solução não será necessariamente a de admitir que o carregamento aja sobre as fundações em questão, mas talvez (conforme projeto a otimizar) a de fazer com que tal carregamento seja significativamente atenuado.
8. Item 2.23(g) - Desnecessário será frizar que a hipótese de solução mediante precarregamento (mediante sobre-aterros) só é razoavelmente aplicável na medida em que os recalques sejam rápidos, sem problemas de criação e dissipação de sobrepressões neutras. É este mais um motivo pelo qual se requisitam alguns piezômetros, com urgência. Se for iniciado qualquer sobre-aterro, será indispensável corrigir a grande lacuna atual do conhecimento de parâmetros $\bar{B}$ de geração de sobrepressões neutras Δu em função do acréscimo $\Delta \sigma' z$.
9. Item 3 (e) e (g) - Confesso que não consigo visualizar a ocorrência quer das estruturas de concreto tão profundamente enterradas (até 25 m de profundidade) salvo como um "poço", quer da necessidade de pavimentação em concreto (rígida) para as pressões distribuídas uniformes da ordem de 15 t/m^2 . Neste último caso visto que o greide facilmente admite o carregamento em questão, não se vê motivo para que se empregue pavimentação rígida desde a fase inicial sujeita a assentamentos de acomodação que a rachariam inapelavelmente: porque não usar, por exemplo, piso em blocrete ou semelhante?
10. Sentença final do item 3
Caberá as Projetistas justamente propor, em termos quantitativos aproximados, quais os "critérios práticos" de limitação de recalques totais e diferenciais que pretenderá empregar em qualquer das fases dos trabalhos. Ora, o que nos cabe ressaltar é que só interessam, ou preocupam, os recalques totais e diferenciais complementares após a fixação da peça respectiva, e assim, quando se dispõe de poucas soluções para minimizar os próprios recalques totais e diferenciais, a maior ajuda que pode advir da Projetista Estrutural e dos Fornecedoros reside justamente em oferecer, mesmo desenvolver, procedimentos especiais de projeto e construção para retardar ao máximo a hora da fixação da peça que não deva sofrer o movimento excessivo.
11. Item 4.1, 4a. linha da página 06
Os solos em questão são muito pouco expansivos, porém muito susceptíveis a efeitos do fluxo d'água, incluindo-se em tal tanto a perda de resistência como uma expansão significativa em cavas em que o fluxo se daria de baixo para cima.
12. Item 4.1, 6º parágrafo da página 06
Cabe frizar que o regime geohidrológico da área está em ajuste, não cabendo de imediato qualquer afirmativa com relação às elevações em que se encontrará o lençol freático. Desde o início do ano em curso que tivemos ocasião de sugerir, repetidamente, que se procedesse a uma estimativa das alterações prováveis do panorama geohidrológico em função da terraplenagem: a Projetista da terraplenagem, HIDROSERVICE ficara de apresentar tal estudo. Não tenho conhecimento da apresentação de tal trabalho.

13. Item 4.1 último parágrafo da página 06.

Cabe frizar que os índices de penetração SPT em quaisquer materiais sofrem de ajustes tanto em função da alteração de pressão de peso de terra sobrejacente, como em função de profundidade refletida no comprimento de hastes.

Merece destaque de louvor a elaboração de uma seção tal como a do Desenho 00-A1 - CG-02 como primeiro elemento de apreciação das condições de fundações para qualquer projeto de qualquer projeto de qualquer unidade.

14. Item 4.2

Embora nos caiba sugerir uns certos ajustes nas conclusões interpretativas, em função do fato acima apontado de que os índices SPT tem que ser corrigidos, merece ressaltar-se que esta parte do documento da SEEBLA constitui justamente o que se deseja como primeiro passo de apreciações de qualquer proponente a projetista das fundações.

Com base em tal estudo o ideal seria promover-se uma reunião para discussão dos problemas e do programa consequente.

Apenas a título de exemplo resumo algumas considerações pequenas que seriam melhor submetidas e discutidas oralmente.

- (a)- Pode bem dar-se que não seja tão extenso o emprego de fundações diretas na Região A, salvo se forem empregados recursos engenhosos correntes para a limitação de recalques. Cabe ressaltar que sapatas assentes em terreno que foi beneficiado com um alívio de tensão por escavação geral, recalcam não só em função de uma recompressão, mas também em função da diferença de estados de tensão (principalmente cisalhantes). Ademais, em nossa experiência geralmente haverá interesse em fugir ao emprego de radiers.
- (b)- A grande questão a investigar-se e debater-se pormenorizadamente será o emprego de fundações profundas rotineiras na Região C; com os problemas de atrito negativo a enfrentar, e das grandes profundidades, a otimização técnico-econômica destes casos constituirá o maior desafio do projeto de fundações.
- (c)- Está bem situada a necessidade de se apreciar os problemas de rebaixamento do lençol d'água. Não conhecemos, porém, históricos de casos que tenham comprovado a validade da aplicação (particularmente em solos saprolíticos) dos ensaios de permeabilidade como base para projeto de sistema do rebaixamento do lençol. Geralmente são suficientes as estimativas de coeficientes de permeabilidade porquanto qualquer "projeto" tem que ser ajustado à realidade na fase de construção.

15. Programação de estudos geotécnicos

Possivelmente tal programação merecerá revisão pela própria proponente uma vez que lhe sejam encaminhadas :

- (a)- as informações mais recentes da área em questão;
- (b) os resumos de parâmetros estimados que foram elaborados a priori em função de experiência de solos análogos, afim de ganhar tempo nas formulações de primeiras estimativas.

- (c)- indicação do programa de investigações geotécnicas genéricas já empreendidas pela ACOMINAS afim de atender em primeiro grau a todas as unidades da usina.

De qualquer forma, merece resumir-se algumas observações em antecipação.

- 15.1 - Os ensaios de caracterização mencionados no parágrafo (b) obviamente tem que ser realizados, sobre um mínimo de amostras selecionadas como representativas. Mesmo que já seja sobejamente reconhecido que em saprolito as indicações de tais ensaios convencionais sejam geralmente muito pouco realísticas, a realização de tais ensaios é um tributo à convenção e ao passado. Sugiro que se realizem também ensaios de compactação (ex. Proctor) sem secamento e sem reuso como um ensaio de caracterização mais aproveitável.
- 15.2 - Cabe ressaltar que a amostragem dita indeformada mediante amostradores tipo shelby precisaria ser especificada com muito mais detalhes para que começasse a ser proveitosa. Salvo em argilas plásticas essencialmente saturadas tal amostragem está sujeita a toda sorte de crítica, segundo muita experiência prática, principalmente se forem empregados diâmetros inferiores a cerca de 3". Servem as amostras para determinação de parâmetros de resistência (mas não de compressibilidade, salvo com ajustes ditados por experiência); mas convenhamos que para o caso de camadas profundas já submetidas a grande sobrecarga de aterro, não estará em questão problema adicional de resistência.
- 15.3 - Os "ensaios de infiltração" são de muito pouco proveito. Conforme geralmente executados e interpretados não fornecem parâmetro realístico ou aproveitável. Pode ter muito mais proveito o emprego de uma "amostragem" quase continua, mesmo em amostrador de percussão tipo SPT, e a estimativa visual-táctil de coeficientes de permeabilidade, de amostra em amostra, para uma estimativa do efeito cumulativo a admitir.
- 15.4 - Quanto ao item 5.3 Especificações, indiscutivelmente cabe respeitar algumas normas na execução de ensaios estritamente convencionais, pelo menos para estabelecer o elo com a "experiência" porventura existente. Cabe ressaltar, todavia, que as Normas atuais se encontram em processo de revisão em profundidade, e isto não por motivos formais, mas pelo fato de que ao longo de uma vintena de anos a experiência demonstrou serem muito pouco realísticos e aplicáveis os resultados dos ensaios convencionais em questão. Temporariamente a Mecânica dos Solos Aplica da se apoia no conceito da preferência pela realização de poucos ensaios bem conceituados, programados e executados, ao invés de maior número de ensaios rotineiros convencionais: e, na programação dos poucos ensaios em questão, se visualiza imitar as solicitações a que ficariam sujeitos os elementos de solo representativos (aplicando ainda por cima as indicações de ajustes segundo a experiência modulo-protótipo coligida no comportamento de outras obras).
16. Considerações resumidas referentes às RESPONSABILIDADES e a praticabilidade de sua aplicação (rodapé do item 3).

Em primeiro lugar, obviamente não há mandamento nem responsabilidade onde não houver aplicação de penalidade. Dizer-se Responsável é muito fácil, porém nada significa se não houver "prêmio" ou "multa" nas alternativas de bom ou mau atendimento.

Ora, nas atividades profissionais em questão, o prêmio existe, tanto nos "lucros" que a atividade implicitamente gera, como no prestígio auferido, currículo acumulado, etc.

O problema está na fixação e na aplicação da "penalidade". Sempre que a penalidade é compreensivelmente demasiado pesada, acaba não sendo aplicada nenhuma. Ora, parece-me que caberia reconhecer que as penalidades razoáveis tem que ser fixadas em proporção ao custo do serviço, e nunca em proporção da rentabilidade respectiva.

Também caberia indiscutivelmente reconhecer diferenças de graus de responsabilidade realística (embora se formalize o termo contratual de que toda a responsabilidade é indiscutivelmente da CONTRATADA) dependendo do grau de interveniência da ACOMINAS em fazer prevalecer determinada decisão. A título de exemplo sugiro que: 1) a responsabilidade da Contratada corresponda ao montante dos serviços contrados; 2) no caso de que a decisão adotada tenha prevalecido por interveniência da Proprietária sobrepujando recomendações documentadas arroladas pela Contratada, a Proprietária reconhecerá o direito da Contratada a uma atenuante no valor de 30% do montante supra mencionado; 3) no caso de que a decisão adotada prevaleça contra a opinião da Proprietária, por exigência da Contratada, o onus dos serviços adicionais será por conta da Contratada, e, no caso de qualquer comportamento indesejável, a responsabilidade da Contratada será aumentada em 30% do montante dos serviços, a título do equivalente a uma penalidade.

Saliento que ofereço tais sugestões apenas para que V.Sas. iniciem um exame realístico do assunto para implementação o mais rápido possível em todos os contratos vindouros.

Sem mais pelo presente, subscrevo-me mui,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Victor F. B. de Mello

VM/rmo

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Rua Capitão Antonio Rosa, 29
Tels.: 280-8223 - 852-9280
São Paulo - CEP 01443

ND-ML-161177

São Paulo, 10 de novembro de 1977

Apo Minas Gerais S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.007 - Belo Horizonte - MG

RECEBERAM CÓPIAS				
IEEC	IEPC			

3818
Assinado EM

At. Dr. Stelio Francisco da Costa
Eng. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: BLOOMING E SLABBING MILL

Prezados Senhores:

A fim de melhor atender V.Sas. passamos prontamente às nossas análises sobre o programa de investigações de solos solicitado pela Secim para a área mencionada. Atendendo à urgência em, primeiro lugar de prioridade, reservamo-nos o direito de uma análise ulterior mais detalhada conforme for conveniente e possível.

Para nosso melhor posicionamento em relação ao problema das fundações do Blooming-Slabbing Mill e em específico à firma Secim, pediríamos as seguintes informações:

- 1)- Referências básicas (endereço, curriculum, etc.) da Secim e de seus principais engenheiros;
- 2)- Idem do fornecedor do equipamentos da área;
- 3)- Informação quanto à fase em que se encontra a contratação dos projetos, etc. do Blooming-Slabbing Mill no conjunto das Laminagens. A Secim já foi contratada como projetista ou o presente servirá apenas como proposta de candidata à tarefa?

Assim, passamos as nossas análises em minuta de carta já em inglês a fim de melhor atender V.Sas.. Esta minuta prevê que a Secim já tenha sido contratada como projetista, caso contrário cabe redigir a mesma de maneira a indicar as futuras solicitações.

-O-O-O-O-O-

MINUTA

Dear Sirs:

We have just received your program of Geotechnical Survey for the Blooming-Slabbing Mill of the Ouro Branco Iron and Steel Plant, and together with our consultants in the geotechnical field we bring you the following points:

- 1 - We are forwarding the basic soil properties of the area, divided in fills and cuts. (these being referenced through their SPT value).

First estimatives of bearing capacity, settlements, etc. shall be made based on these parameters and wherever the refinement of any particular parameter proves itself necessary or economically justifiable, we shall promptly order the necessary tests.

An extensive generical investigation of behaviour of fill and cut areas is being done at the site. The investigation is being carried through borings with SPT blow counts and Dutch Cone Tests in order to identify typical soil conditions, in each typical condition plate load tests on various plate diameters are being done and also undisturbed block samples near each test will be taken in order to characterise the soil through the parameters: grain size, limits (PL, LL), density, compaction curve, oedometer tests and triaxial consolidated-undrained tests with pore-water pressure measurements.

The data furnished by these generical investigations will be used in all cuts and fills using the SPT blow counts as to identify the soil conditions.

The data will be at your disposal as soon as the program yields the results.

- 2 - In order to better position ourselves we would ask you to please inform us, at your earliest convenience, of the GENERAL and SPECIAL CONDITIONS given to you by the suppliers of the equipment, for instance which are the restrictions that their structures impose on the foundation design. The need to know these specifications makes itself apparent when special testing is required. We have to be kept closely informed of such details.

- 3 - Referring specifically to your program of survey we have to comment:

- 3.1 - When you mention the need of 17 borings by Double core barrel for undisturbed sampling it is probably asked for denison samplers to be used. We agree that the so called "undisturbed" sample could be of use in some places but it is widely known in Brazil, through statistical regressions of the behaviour of numerous compacted fills, that the values obtained from the sampler could not be used as representative of the behaviour. Even considering that tests on the "undisturbed" samples were done, we would like to ask you to indicate in what calculations are they going to be used and based on what Bibliographic references are these calculations based.

Finally considering the number of undisturbed samples asked we would suggest to use for instance, only 2 holes with essentially continuous sampling side by side with SPT boreholes and then correlate through the SPT blow count number to the rest of the area. We would suggest then, that find SPT borings are criteriously positioned in the area.

- 3.2 - The steel-lined pit 35 meters deep asked for may encounter problems of existing construction pore pressures in the fill which may cause the heave and softening of the bottom of the pit during lining of each segment and may therefore significantly soften the presumed "undisturbed" block sampling. We suggest the installation of a piezometer in a borehole and after the pore pressures of construction dissipate a pit could be open in the vicinity.

- 3.3 - It is mentioned the need of the parameters C and ϕ (cohesion intercept and angle of internal friction). We would like to ask you from what type of triaxial tests should these parameters be obtained - undrained, consolidated-undrained, consolidated-drained with pore pressure measurements or drained tests.
- 3.4 - On the execution of Dutch Cone Tests with total lateral friction measurements we would again ask you to please give us the bibliographic references to be used with the data.
- 3.5 - We suggest you to plot cross sections going through the area, as fig. 1 enclosed, in order to configurate all information of topography, lay-out, applied loads, SPT borings done before cut or fill and SPT borings done after the earthwork, all in just few drawings.
- 4) - Another information that we would ask you is according to which Code of Practice are your design calculations going to be conducted.

Sincerely yours

-0-0-0-0-0-

Anexo a carta ã ser enviada devem seguir, caso ainda nã tenha seguido, cõpias dos desenhos resumo das propriedades dos solos tãpicos da regiã (nosso relatório AÇO-G-230977); e toda informaã jã obtida da área em questã (sondagens, especificaães e controle de compactaã, etc.).

Sem mais de momento, firmamo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Guilherme F. S. de Mello

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Anexo: corte pela área do Blooming - fig. 1

LG/nro

996

A
O

SP-046-C

SP-046-B

SP-002-B

SP-002-A

S-511 SP-018-A

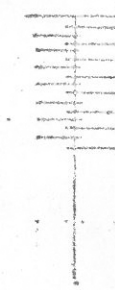
SP-019-A

S-512

S-318
(não medido STP)

STP - VALORES DE 1m EM 1m.

STP-COTAS
ALTERNADAS



A-06

VICTOR F. B. DE NELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Rua Capitão Antonio Rosa, 297

Tele.: 280-8221 - 852-9239

São Paulo - CEP 01443

AÇO-A-151177

A-06

003671

São Paulo, 16 de novembro de 1977

Aço Minas Gerais S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.000 - Belo Horizonte - MG

RECEBERAM COPIAS				
IEEC	ISE	IEPA	IBUS	ISU - 150

Nº 3671
Recebido EM
22/11
IEE-G

At. Dr. Stélio Francisco da Costa
Eng. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: BLAST FURNACE FOUNDATIONS, CARTA
DAI-001/77 DE 12/5/77 E RELATÓRIO

RECEBIDO
9 NOV 1977
ISE SECRETARIA

Prezados Senhores:

No decorrer da reunião realizada com V.Sas. e a DAI a 14/nov/77 foi-nos dado conhecimento da existência de uma correspondência (supra citada) específica com referência a "opinions.... which conflict with DAI philosophy and experience related to the design of blast furnace foundations". Como tal correspondência e seu teor deveria ter-nos atingido com interesse direto e enfático na qualidade de consultores da V.Sas. para assuntos de solos e fundações, em particular considerando que a partir de uma reunião com V.Sas. havida a 04/5/77 havíamos sido chamados a assistir na questão das fundações em questão, concluímos que deva ter ocorrido um lamentável lapso no fato de que uma cópia da citada correspondência não nos tivesse sido encaminhada de imediato.

Tendo recebido a cópia desejada no decorrer da própria reunião de 14/11/77, e tendo em consideração a importância que passou a assumir o assunto em foco, tanto administrativa como tecnicamente, submeto prontamente as seguintes observações.

1. Não se chega a qualquer indicação de qual seria a "filosofia e experiência relativa a projeto de fundações de alto fornos" da DAI, nem, em particular, quais teriam sido as "opiniões conflitantes" com tal filosofia e experiência. De nossa parte consideramos sumamente importante que todas as partes diretamente associadas em assunto técnico de tal magnitude e responsabilidade, exponham e conheçam detalhadamente os contextos técnicos dos demais participantes na tarefa conjunta. Julgamos que seria de máximo interesse, e mesmo indispensável, que tenhamos conhecimento dos "curriculum vitae" técnicos tanto das Empresas participantes (DAI, e seus consultores de solos e fundações) como especificamente dos ilustres técnicos destacados para a tarefa.

Indubitavelmente a DAI possui seus folhetos de apresentação com discriminação das obras projetadas; indubitavelmente também se disporá a apresentar, mesmo que apenas por empréstimo, os relatórios técnicos dos casos mais semelhantes ao nosso em que tenham desenvolvido projetos de fundações e memoriais de cálculos respectivos.

./..

Ademais, se o ilustre colega engenheiro Walter Whiting pertence a uma firma consultora de fundações, convocada pela IAI, supor-se que segundo as normas usuais de repartição de tarefas a "subcontratada", ou seja a AJOULAS, ser plenamente documentada quanto às qualificações da subcontratada. Confesso que não sei se o Sr. Whiting não pertence diretamente ao quadro da IAI, mas fiquei com a impressão bem marcada de que ele não tomou conhecimento de nada do que ocorreu entre maio e agora.

A necessidade de que se documentem e qualifiquem claramente as empresas e os técnicos participantes tem facetas administrativas de grande importância, que, porém, me excusou sequer de mencionar porquanto se enquadram dentro das preocupações, responsabilidades e prerrogativas de V. Exs., e inevitavelmente estão a merecer-lhes a atenção devida. De minha parte saliento a mesma necessidade sob o prisma técnico. O campo do projeto de obras de terra e fundações ainda não é uma ciência técnica objetiva, e na prática profissional o que mais conta e interessa são os contextos profissionais da experiência de cada um. Tendo sido salientada a "filosofia e experiência" da IAI em tais questões, assinalo a fortiori como indispensável que nos sejam dados a conhecimento os textos hábeis mediante os quais possamos nos inteirar dela.

2. Passando aos assuntos técnicos cabe esclarecer que:

2.1 - A visão da geologia expressa na primeira página do Report, General Geology, é completamente falsa. Não há depósitos aluviais recobridos a rocha mater granito-gneissico. Também é falsa a interpretação de pressões de adensamento, que nada tem a ver com depósitos aluviais adensados sob o peso próprio, que teriam sido posteriormente erodidos. Também, se porventura houver sulfatos e cloratos em bolsões, no meio dos saprolitos em questão, não se trata de depósitos e concentrados tais como ocorreriam em sedimentos e evaporitos, tais como estão mais especificamente mencionados no item (d), topo da segunda página, do relatório Interim Report Foundations. Finalmente quanto a bolsões tais como a certa profundidade (tais como os mencionados no 3º parágrafo, segunda página do Interim Report Foundations, interpretados como uma "camada" mole a 21 m de profundidade) também é falsa a visão interpretativa da condição e origem em questão.

2.2 - O temor por recalques de adensamento a longo prazo ("risk of long term consolidation settlement" mencionado no 3º parágrafo da página 2 do relatório REPORT, Blast Furnace and Stoves Foundations) compreende-se agora face a hipótese acima mencionada de aluviões argilosos normalmente adensados: mas, corrigida a concepção falsa da geologia conforme mencionado em 2.1 acima, caberá rever toda a previsão em questão. De qualquer forma, salienta-se que não há consistência na interpretação do próprio problema de recalques diferenciais: um dos motivos frizados pelo REPORT seria o de espessuras variáveis de solo compressível ("risk of differential settlement across a foundation due to consolidation of the different depths of alluvial material"); não são sequer considerados outros fatores igualmente significativos ou mais. Por exemplo, a influência da escavação para o greide é mencionada, mas em termos do valor médio, e não da variação respectiva que ocasiona tensões resultantes (descontadores alívios) bem diferentes. Também não se menciona a significativa variação de tensões aplicadas ao terreno ao longo da base, e ainda mais as tensões transmitidas ao interior do terreno que são grandemente diferentes mesmo quando a tensão aplicada for uniforme. Finalmente, cabe ressaltar que a própria compressibilidade do terreno é muito variável enquanto o relatório parece admiti-la essencialmente constante, quicá mercê da hipótese de depósito aluvionar.

- 2.3 - Quanto a estimativas de recalques da fundação por estacas Franki, adiante tomarei a liberdade de assinalar um aspecto administrativo-legal insólito. Limito-me aqui aos aspectos técnicos. No primeiro lugar, é óbvio que qualquer "método empírico da Franki" para antecipação de carga de trabalho da estaca (sob determinado recalque) só poderia referir-se a estaca individual. Masro sem recorrer ao trabalho básico aliado, tal conclusão é insofismável e transparece nas afirmações: a) "Calculations carried out by Estacas Franki Ltda have shown: that piles of the order of 14-12 metres long will be required to carry loads of up to 130 tonnes" (1º parágrafo, 2a. página do RPT-MT). b) "Based on a continual compilation of data (só podia ser de provas de carga) from contracts out in Brazil, Estacas Franki Ltda. have produced empirical methods of correlating the SPT values with driving resistance and probable settlement.....".

Todavia, o relatório evidencia uma incompreensível insensibilidade aos problemas de recalques de grupos de estacas. A Franki jamais poderia fornecer correlações empíricas para recalques de grupos de estacas, salvo se compilasse dados muito mais amplos e complexos sobre os projetos e subsolos em questão, e sobre os recalques observados das fundações em questão. Ademais, a definição do "REPORT", página 2, segundo parágrafo, é como consideraria o recalque do bloco de estacas ("A normal assumption is to consider that the load applied to the piles.... etc., etc.") demonstra um grau de simplificação inadmissível, inclusive de que a pressão transferida ao plano inferior seria constante ("constant load"). Finalmente cabe ressaltar a estrutura de que se passa ter adotado (REPORT, terceira página, topo) que as correlações empíricas da Franki fossem de "probable settlement of a ground mass containing their piling system", independentemente do projeto do grupo de estacas.

Cabe ressaltar a frase final ressaltando a necessidade de investigações geotécnicas e provas de carga ("methods of calculation are empirical and must be substantiated by reliable site investigation procedures and by load testing of the piles") embora não haja transparecido como caberia empregar os resultados respectivos.

- 2.4 - No final da página 3 do Interim Report Foundations tomamos conhecimento de que DAI mandou amostras de solo para ensaios na Inglaterra e que "The preliminary examination of the samples clearly indicated that chemical analysis of soil samples should be made.... (ref.) aggressive to normal mixes of Portland cement". Gostaríamos de conhecer os resultados das análises que teriam tão claramente evidenciado etc.... etc. Deputo que seja obrigação da Projetista responsável não só mencionar conclusões de ensaios eventuais, mas submeter diretamente à AÇOMINAS os resultados em questão.

- 2.5 - No fundo da página 2 do Interim Report Foundations, Scope of site investigation, está mencionada a expectativa de que a Geotécnica S.A. realizaria investigações geotécnicas e daria um relatório interpretativo ("finally produce a written report"). A frase seguinte indicando que o relatório abrangeria "discuss the results of the work but will not make any recommendations as to bearing capacity" etc.... etc. faz presumir que tais recomendações caberiam à DAI. Ora, seria conveniente que ficasse bem claro que tanto a DAI quanto outras Projetistas não encontram qualquer resistência da AÇOMINAS a que fizessen qualquer investiga-

ção que quisessem, contratada com que empresa que quisessem: apenas o fariam às suas expensas, sob a responsabilidade do projeto que assumiram, enquanto não comprovassem a necessidade, aplicabilidade, e confiabilidade dos trabalhos em questão. Não se entende porque é que a ACO-MINAS teria que custear investigações e ensaios eventualmente necessários para que alguém se conscientize de que um saprolito não é um depósito aluvionar: e assim por diante.

5. Assunto técnico de profunda implicação administrativa-legal.

Um aspecto que me preocupou indistigavelmente é saber que, quebrando uma rotina sempre respeitada de relações contratuais a DAI tenha recorrido diretamente a Empreiteiras de Serviços (e, entre estas, às que estavam diretamente interessadas nos próprios serviços a submeter à licitação e adjudicação) para realizar seus "Projetos". Não sei se a praxe na Inglaterra admite tais procedimentos, mas duvido. Não me refiro apenas à afirmação de menor importância (REPORT, fundo da 1a. página) "Further information was obtained from meetings with Geotécnica and Estacas Franki Ltda.", mas permito-me ressaltar que aparentemente as duas facetas básicas do "Projeto" das fundações da estacaria do Alto Forno teriam sido providas pela Estacas Franki Ltda.

"Calculations carried out by Estacas Frankipiles Ltda. have shown that piles of the order of 14-18 metres long will be required to carry loads of up to 150 tonnes" (estacas individuais, carga de trabalho interpretada como garantindo o coeficiente de segurança perante ruptura); e

"Two such calculations have been made by Franki for the Açominas blast furnace foundation and these indicate a probable settlement of between 10 and 15 mm". Pela frase "blast furnace foundation" poderia concluir-se que o cálculo teria sido para o grupo; mas, conhecendo a publicação da Franki, e vendo a menção de "two such calculations", só posso concluir que foram, de novo, recalques de estacas individuais (talvez calculados sob dois perfis da sondagem SPT).

Ora, se as Empreiteiras vão participar da concorrência e são candidatas a serem chamadas à execução dos serviços a preços unitários, como podem elas ser procuradas pela Projetista para que lhes façam os cálculos de "projeto"? A DAI que é remunerada para fazer as interpretações, os cálculos, etc. e o projeto consequente, buscaria da Empreiteira, gratuitamente, as bases de seu projeto? Não me consta que na Inglaterra a ética profissional em assunto de tal responsabilidade seja diferente do que é internacionalmente, e, no que nos concerne, em nosso meio.

Excusando-me ter sentido a necessidade de submeter tais considerações, que só apresento afin de que o infeliz exemplo sirva para indicar situações a serem evitadas em casos futuros, permaneço sempre ao dispor de V.Sas. no desejo de contribuir para o sucesso da obra em todas as suas componentes próximas ao campo de minha colaboração, e subscrevo-me mais,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Victor F. B. de Mello

Victor F. B. de Mello

Vide abaixo anexo, ref. V Congresso Panamericano de 'bc. Solos e Fundações, Buenos Aires, 1975, Vol. 1 - p. 367

Anexo cópia xerox trabalho citado e publicado pela Franki (Dr. Dirceu Veloso) indicando claramente tratar-se de capacidade de carga de estacas individuais.

AN APPROXIMATE METHOD TO ESTIMATE THE BEARING CAPACITY OF PILES

UM MÉTODO APROXIMADO PARA ESTIMATIVA DA CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS

Nelson Aoki

Eng. "Estacas Frankl"; Lecturer in Foundation Engineering, "Instituto Militar de Engenharia", Rio de Janeiro, Brazil

Lincoln de Almeida Velloso

Eng. "Estacas Frankl"; Assoc. Professor, COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brazil

SUMMARY

The paper presents a method to estimate the bearing capacity of piles of different types from the results of dynamic penetration tests.

Making use of some correlations, we obtain from those results the values of point resistance and lateral friction that would otherwise be measured in a static penetration test. Then, we estimate the bearing capacity of the pile. Furthermore, by means of corrective factors, the results obtained by the established method were tentatively adjusted to those obtained with the load tests.

A comparative table gives the results obtained by the method and in the field. When the load did not reach the ultimate load as it generally happens, the Van der Veem method was used to determine that load.

The method is easily programmed, even for small computers.

SUMÁRIO

O trabalho apresenta um critério de estimativa de capacidade de carga de estacas de diferentes tipos a partir dos resultados dos ensaios de penetração dinâmica.

Utilizando-se de algumas correlações, obtêm-se a partir dos resultados de ensaios dinâmicos as correspondências nos ensaios de penetração estática e, daí, passa-se à determinação da capacidade de carga da estaca. Além disso, mediante a introdução de coeficientes de correção, procuramos ajustar os resultados obtidos pelo critério estabelecido aos de provas de carga. E apresentamos um quadro comparativo entre as estimativas feitas e os resultados de provas de carga. Quando essas provas de carga não foram levadas até a ruptura, o que ocorreu na maioria das vezes, utilizou-se o método de Van der Veem para a estimativa da carga de ruptura.

O critério é facilmente programável, mesmo para pequenos computadores.

1 - INTRODUCTION

The dynamic penetration test is widely used in foundation engineering practice in Brazil. In current cases, it is, almost always, the sole information element on the nature of the soil available for the study of a foundation.

It is only natural, therefore, to search for an adequate criterion to estimate the length of foundation piles based only on the results of this test - description of layers crossed, duly classified, water table location and sampler's penetration test (number of blows per 30cm). This is, precisely, the object of this work. A complete study on the present state of the art of the dynamic penetration test can be found in [1].

The authors would like to note, beforehand, that criticism presented does not take into consideration some facts that may seem important, besides those derived from errors inherent to the penetration test. Particularly, no distinction has been made between the indexes N obtained with the two samplers commonly used in Brazil: a) Mohr's - external diameter 4.13cm, internal diameter 2.5cm; b) Raymond - Turzaghi's - external diameter 5.08cm, internal diameter 3.48cm. Notwithstanding, as it will be shown, the comparison between estimates and the results of load tests indicates a satisfactory approximation for practical purposes.

The knowledge of correlations between the SPT and Q_p and local friction, has allowed the elaboration of an automatic program, aiming at determining the depth of a pile of known geometry.

It should also be pointed out that when applying this criterion - valid only for a single pile - one should not forget to consider the group effect. The analysis is made in terms of ultimate bearing capacity, being the allowable load established by the application of an adequate factor of safety.

2 - ULTIMATE BEARING CAPACITY OF PILES

As in [2], the ultimate bearing capacity of a pile of perimeter U and base area S can be estimated by the semi-empirical static formula (Fig. 1):

$$PR = Q_p + PL$$

where

$$PR = \text{ultimate load}$$

$$Q_p = \text{load carried by the point}$$

$$PL = \text{load carried by friction}$$

$$\text{being } Q_p = S \cdot r_p$$

$$PL = \frac{U \cdot \Delta l \cdot r_o}{2}$$

r_p = point resistance

r_o = soil-pile lateral friction

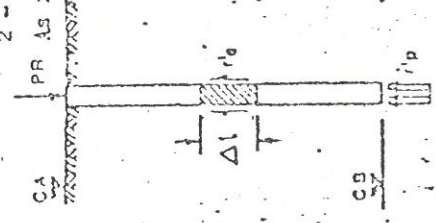


Fig. 1

soil	∞ (%)
fine and medium sands	1.2 - 1.6
silty sands	1.6 - 2.2
clayey sandy silts	2.2 - 4.0
clays	> 4.0

The knowledge of these correlations allows the estimation of r_p and r'_e values according to the following expressions:

$$r_p = \frac{r_p}{r'_e} = \frac{K \cdot N}{A}$$

$$r'_e = \frac{r'_e}{r'_p} = \frac{\infty \cdot K \cdot N}{A^2}$$

Corrective coefficients r_1 and r_2 take into consideration the difference in behavior between the pile (prototype) and the duct cone (model) (11). The determination of the numerical values can be done from comparison with actual values (2) or by means of load tests on different kinds of piles.

The general formula for the ultimate load can, thus, be expressed as:

$$PR = 3 \cdot \frac{K \cdot N}{A} + \sum_{i=1}^n U \cdot \Delta l \cdot \frac{\infty \cdot K \cdot N}{A^2}$$

The allowable load will be:

$$\bar{P} = \frac{PR}{F.S.}; \quad F.S. = \text{factor of safety}$$

3 - COMPUTATION PROCESS

For the calculation process, which can be made with a small computer, the following elements are needed:

3.1 - Data of the Pile

Base area, S , and perimeter, U , are basically required, besides the top of pile level (CA). In case of Franki piles, perimeter is calculated from shaft's diameter (ϕ) and base area from base volume (V), assumed to be spherical.

$$U = \pi \cdot \phi$$

$$S = \pi \cdot \left[\frac{3 \cdot V}{\pi} \right]^{2/3}$$

3.2 - Data of the Ground

The ground level and the number of layers are needed, followed by depth and classification of each layer and the penetration resistance (5).

In (2) one finds numerical values recommended for several kinds of soils. Values of r_p and r'_e can also be evaluated from static penetration tests. In this last case, one must consider the effect of foundation's depth, of its dimensions and of the way it is executed.

For cohesionless soils and small depths, it has been verified that (3):

$$r_p < r'_p$$

where r_p = point resistance in the static penetration test.

For great depths:

$$r_p \approx r'_p$$

According to professor De Zor's important work (4), the influence of foundation's size, in case of cohesionless soils, is a function of the depth and density of the soil. The difference between r_p and r'_p lessens as depth grows or as density diminishes.

In spite of any criticism that can be made in regards to the static penetration test, it is largely used for the interpretation of the ultimate load of piles as shown in (4) (5) (6). In Brazil, the static penetration test is not as largely used as the dynamic penetration test and, in general, the decision on the depth of the foundation must be based on the data of this last test. For this, it is necessary to know the correlations between the two sets of data obtained from both kinds of tests. As an example, Brazilian experience (3) shows that it is possible to express:

$$r_p = K \cdot N$$

where r_p = point resistance in kg/cm^2

N = number of blows per 30cm in the dynamic penetration test

and

soil	K
Clays, silty clays and clayey silts	2.0
Sandy clays and sandy silts	3.5
Sandy silts	5.5
Clayey sands	6.0
Sands	10.0

In Sanglerat (9), one can find a review of values obtained in different countries.

As for the value of the lateral friction, Degeernann (10) has concluded that this value is a function of the kind of the soil and of the point resistance and that one can write:

$$r_e = \infty \cdot r_p$$

where

r_e = local lateral friction

and ∞ obtained from:

The following types of soils have been considered according to the following K and ∞ values:

Soil	code	K	∞
Sand	100	10.0	1.4
Silty sand	120	8.0	2.0
Silty clayey sand	123	7.0	2.4
Clayey sand	130	6.0	3.0
Clayey silty sand	132	5.0	2.8
Silt	200	4.0	3.0
Sandy silt	210	5.5	2.2
Sandy clayey silt	213	4.5	2.6
Clayey silt	230	2.3	3.4
Clayey sandy silt	231	2.5	3.0
Clay	300	2.0	6.0
Sandy clay	310	3.5	2.4
Sandy silty clay	312	3.0	2.8
Silty clay	320	2.2	4.0
Silty sandy clay	321	1.3	3.0

3.3 - Formulae Used

Computations are made at each depth multiple of Δl , using the general formula and adding the following considerations:

- The lateral friction at depth l is equal to the suspended value of lateral friction to depth $(l - 1)$ added to the friction value of segment Δl (Fig. 2)

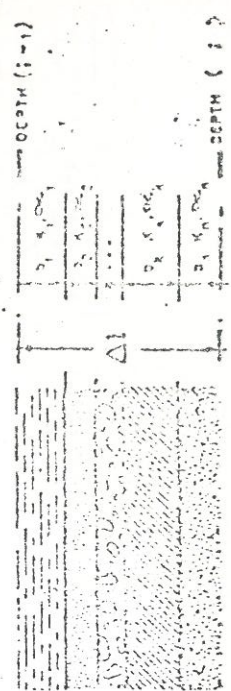


FIG 2

Denominating

$$\left(\sum_{i=1}^{n-1} \right) \cdot U \cdot \Delta l \cdot \frac{\infty \cdot K \cdot N}{F_2} + A$$

the portion referring to

the suspended value between top of pile level and depth $(l - 1)$, one will have:

$$PLI = \sum_{i=1}^{(l-1)} U \cdot \Delta l \cdot \frac{\infty \cdot K \cdot N}{F_2} + A + \frac{U \cdot \Delta l}{F_2} \left[\frac{N(l-1) + N(l)}{2} \right] \cdot \sum_{i=1}^b \frac{\infty \cdot K \cdot b}{K \cdot K}$$

- The value of the part of lateral friction, A, that is the one corresponding to the part between the top of pile level and the depth which corresponds to the first multiple of Δl , immediately beneath, is computed by the expression (Fig. 3):

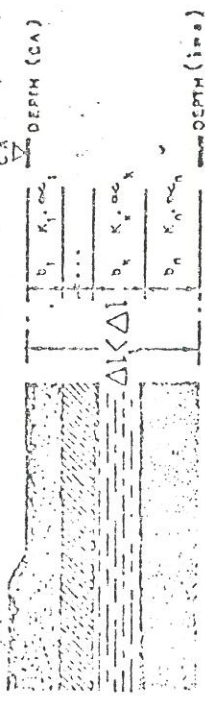


FIG 3

$$A = \frac{U}{F_2} \cdot \Delta l \cdot \left[\frac{N(1)}{2} \right] \cdot \sum_{i=1}^b \frac{\infty \cdot K \cdot b}{K \cdot K} \cdot \sum_{i=1}^b \frac{b}{K}$$

As it can be noted, it has been considered $N(CA) = 0$. The portion of point resistance at depth l is defined by the expression (Fig. 4):

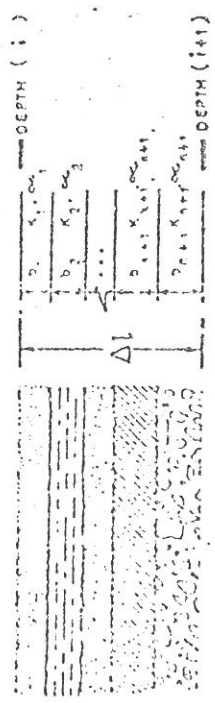


FIG 4

$$FP = \sum_{i=1}^{(l-1)} \frac{b}{K} \cdot \frac{N(i+1)}{K} \cdot \sum_{i=1}^b \frac{b}{K} \cdot N(i)$$

The value of point resistance for the last depth is defined by (Fig. 5):

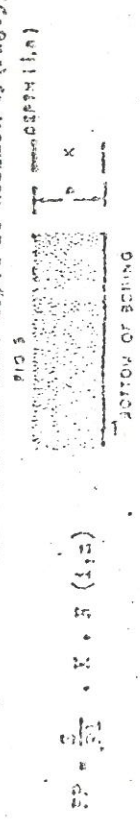


FIG 5

$$FP = \sum_{i=1}^{(l-1)} \frac{b}{K} \cdot N(i+1)$$

134-C
AQU-G-181077.5 000200

São Paulo, 19 de novembro de 1977

3738
AQUINAS GERAIS S. A.

Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar

30.000 - BELM HORIZONTE - RJ

RECEBERAM CÓPIAS				
IEE	BO			

At. Dr. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: LEITURAS DE MEDIDORES DE RECALQUES

Prezados Senhores:

Acusamos recebimento das novas leituras dos medidores de recalques MR1, MR2, MR3 e MR6 e passamos aos breves comentários:

- 1 - Reconhecemos que quando da emissão do mencionado relatório de medições (11 de outubro de 1977) a firma encarregada de fazer as medições ainda não tinha em mãos cópia de nossa primeira análise de dados (AQU-G-181077) no qual solicitamos melhoria da apresentação das leituras a fim de ser possível uma análise útil à obra. No caso particular do MR-6 é difícil a compreensão do esquema apresentado, sendo obscuras as informações: qual é a cota do terreno natural, qual é a cota de instalação do medidor de recalque, o que é o PONTO FIXO.
- 2 - Reiteramos assim nossos pedidos que são de simples rotina na leitura de medidores do tipo KM, para que possamos passar à interpretação de todos os enviados.
- 3 - Recomendamos a instalação de piezômetros ao lado de cada medidor de recalque. Vale deixar claro que a instalação deverá ser criteriosa, executando-se ensaios de recuperação, ora enchendo o tubo piezométrico, ora esvaziando para que se consiga notar as tendências de abaixamento e de subida do nível d'água dentro do tubo até se determinar o ponto que se nota estabilização do nível. A partir de então será controlada a movimentação do N.A. dentro do tubo no decorrer do tempo.

Recomendamos também a instalação de outros piezômetros nas seguintes áreas:

- a)- onde a fundação do aterro se encontrava saturada quando se iniciar os trabalhos de terraplenagem.
- b)- nos locais onde vem se executando o aterro com material com alta umidade, às vezes saturado.
- c)- nas áreas de aterros altos onde serão apoiadas fundações (ex. Blooming).
- d)- outras áreas que se apresentem.

Sem mais, de momento, firmo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR E. B. DE NELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Luiz Guilherme de Nello
ENG. LUIZ GUILHERME DE NELLO

A-06

São Paulo, 21 de novembro de 1977

AO M. R. S. S. A.

Rua Inconfidência, 1001 - 4º andar

S. A. - 111 - 111 - 111

3837
Recebido EM
11/11/77
IEE-G

RECEBIDO
20 NOV 1977
ISE
SECRETARIA

Dr. Sérgio Francisco da Costa
Eng. Lúcio Flávio L. Ribeiro

Ref.: PROJ. T. M. ALTO FORNO

RECEBERAM COPIAS			
IEEC	ISE	IEP	IEPA

RECEBERAM COPIAS			
150	150.5	150	

Prezados Senhores:

1. A fim de atender a V.Sas. passamos prontamente a uma breve e simples análise do problema de distribuição de carregamento na base do Alto Forno assim como dos recalques resultantes da distribuição acarretaria caso o bloco não redistribuísse os carregamentos no grupo de sua rigidez. Tal estudo se faz necessário visto que, de acordo com seus escritórios em 14/11/77, foi levantado o problema, pois que é essencial tanto como hipótese de cálculo estrutural. Laje assim como do carregamento individual nas estacas. Isto tudo ora apresentado, a fim de atender o mais rapidamente possível a V.Sas. é feito o primeiro grau de aproximação e apenas para conscientizar da existência do problema, e reservando-nos o direito de uma análise ulterior mais pormenorizada conforme for conveniente e possível.

Assim os resultados das nossas análises.

2. Baseados na planta de distribuição de esforços na fundação do Alto Forno - DRG-C1001 A/L/7/02/1 e na planta, fizemos uma hipótese simplificada da distribuição de cargas através da laje de espessura constante e igual a 4.5 m chegando finalmente a uma distribuição de pressão na base da laje do AF heterogeneamente distribuída e que se acha representada na fig. 1 anexa.

Simplificadamente poderíamos então assumir um carregamento assim distribuído:

- a) - 15 t/m^2 - sobre a base toda
- b) - 63 t/m^2 - adicionais sobre retângulos nos cantos da base devido aos apoios das torres.
- c) - 99 t/m^2 - adicionais sobre a área central da base.

Nota-se facilmente um diferencial de carregamentos atuante na base do Alto Forno, diferencial este que nos suscitou a dúvida quanto a possíveis recalques diferenciais dentro da área da base caso esta não fosse solidarizada por concretagem, mas recalques estes que se transformam em esforços no caso da concretagem como estrutura única.

Assumindo a estacaria conforme projetada e executada - desenho - Blast Furnace Foundation - Piling Drawing, e delimitando as áreas de carregamento conforme a figura 1, empregamos como primeiro passo um cálculo dos recalques eventuais das áreas como se fossem isoladas.

Os parâmetros de compressibilidade do solo foram retirados do estudo interpretativo das 3 Provas de Carga realizadas em estacas até o momento em nosso poder (Geotécnica RJ-727/77 e Franki 28657 e 28659) (nosso relatório AÇO-A-181177).

2.1 - Recalques dos cantos da base.

Neste caso teríamos uma área de (7.5×7.5) m sujeitos a $q = 73 \text{ t/m}^2$ e com um número de estacas Franki de 600 mm igual a 16.

Para este grupo de estacas poder-se-ia prever um recalque de aproximadamente 6.1 cm.

2.2 - Recalques da área central da base.

Neste caso teríamos uma área circular de $\phi = 14$ m sujeita a um carregamento de $q = 105 \text{ t/m}^2$ e com aproximadamente 36 estacas.

Para este grupo de estacas preveríamos analogamente um recalque de aproximadamente 10.4 cm.

2.3 - Recalques do restante da base.

Isolando agora a área intermediária como retângulos de (10.5×19.5) m, sujeitos somente a um carregamento mínimo distribuído de $q = 15 \text{ t/m}^2$ e com 60 estacas Franki de $\phi = 600$ mm preveríamos analogamente um recalque de 1.5 cm.

Todos estes valores foram estimados em condições de recalques médios sob as parcelas hipotéticas da base e, considerando-se estes recalques como atuantes no centro geométrico de cada uma das partições, tem-se condição de se estimar recalques diferenciais entre as partições da base.

Assim, referindo-se a figura 1 para localização, teríamos:

RECALQUES	DISTÂNCIA	RECALQUES DIFERENC. ESPECIF.
$\rho_A = 6.1 \text{ cm}$	$L_{AC} = 19 \text{ m}$	$\Delta \rho_{AC}/L_{AC} = 1/413$
$\rho_B = 10.4 \text{ cm}$	$L_{BC} = 14 \text{ m}$	$\Delta \rho_{BC}/L_{BC} = 1/157$
$\rho_C = 1.5 \text{ cm}$	$L_{AB} = 13 \text{ m}$	$\Delta \rho_{AB}/L_{AB} = 1/302$

Lembramos que cada cálculo considerou tão somente as pressões transmitidas ao terreno pela área individual carregada, sem ter em conta o efeito cumulativo das áreas adjacentes também carregadas. Assim os valores supra seriam ainda majorados, e, em particular aumentaria proporcionalmente mais o recalque da área central, ρ_B , já agora o maior de todos.

De posse de tais resultados nos parece importantíssimo indagar até que ponto o projeto estrutural da base do Alto Forno teria levado em consideração essa distribuição heterogênea de carregamento e de suas consequências em comparação com a presente distribuição puramente geométrica das estacas.

A flexibilidade do bloco da base com um todo servirá como fator atenuante entre estes recalques diferenciais e assim poderíamos chegar a prever uma diminuição do recalque do centro ($\sqrt{3}$) digamos para aproximadamente 2 e assim como o aumento dos recalques das áreas nos carregadas para digamos aproximadamente 2.5 cm. Não nos parece caber no momento estender e aprimorar tais estimativas porquanto são muito superiores aos valores indicados como admissíveis.

3. Lições particulares e gerais

De tal cálculo estimativo dos recalques de áreas isoladas da base do Alto Forno nos servimos para discutir com V.Sas. a sequência típica de estudo de um bloco de grandes dimensões, estudo este que deve ser baseado na iteração de comportamento solo-estrutura.

- 3.1 - Primeiramente deve-se dividir a área por zonas de carregamentos essencialmente similares. Sob a hipótese de flexibilidade de cada uma das áreas de subdivisão deve-se estimar os recalques de cada zona tornando-os tão semelhantes quanto possível.

A seguir utilizar-se da união destas áreas isoladas a fim de enrijecer o conjunto a fim de tentar minimizar os efeitos diferenciais de tais recalques. Obviamente um dado de extrema valia nesta fase é o de até que fase de montagem dos equipamentos pode-se ir antes de solidarizar as áreas individuais, portanto até que carregamento e que recalques poderão completar-se antes da solidarização, isto é, antes de obrigar o enrijecimento a "trabalhar".

- 3.2 - Na fase de projeto o comportamento unitário de estacas e os parâmetros necessários para os cálculos estimativos de recalques seriam extraídos através de estudo interpretativo de obras anteriores (no presente caso, por exemplo, o trabalho publicado pela Franki no Congresso Pan Americano de Mecânica dos Solos e Fundações - Buenos Aires 1975 seria excelente fonte de dados devido às Provas de Carga nele publicados) em solos similares.

A Projetista visaria então uma homogeneização de comportamento da infraestrutura utilizando, caso fosse necessário, fundações diferentes em áreas diferentemente solicitadas a fim de atender ao requisito básico de comportamento uniforme da fundação de sua estrutura. A homogeneidade desejada é de comportamento e não de nome e dimensão de estacas.

- 3.3 - Subsequentemente, com a execução das fundações da obra e com a obtenção de resultados de testes in situ nestas fundações (por ex. Provas de Carga), seria necessária uma mera revisão das hipóteses de cálculo de projeto.

- 3.4 - No presente caso, a fundação do Alto Forno, como a sequência lógica de otimização de projeto se encontra totalmente invertida, fizemos

os cálculos estimativos já para a condição existente adotando tanto a geometria de estacaria estalome executada como também os parâmetros, oriundos da interpretação das Provas de Carga existentes já excluídas as deformações exageradas que seriam atribuídas a uma possível ruptura de fuste em compensação do empolamento presurido. Deste estudo resultaram os valores acima tabelados. Visto que o pre carregamento das estacas só absorveria uma parte dos recalques já acima excluída, temos que procurar prever o que ocorreria do restante.

- 3.5 - Finalmente trazemos a V. Sas. o fato que no caso particular do Alto Forno o estudo continua a requerer exame tanto da área de fundações propriamente dita, como da estrutura em questão.

Sen. mais de momento, firmamo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

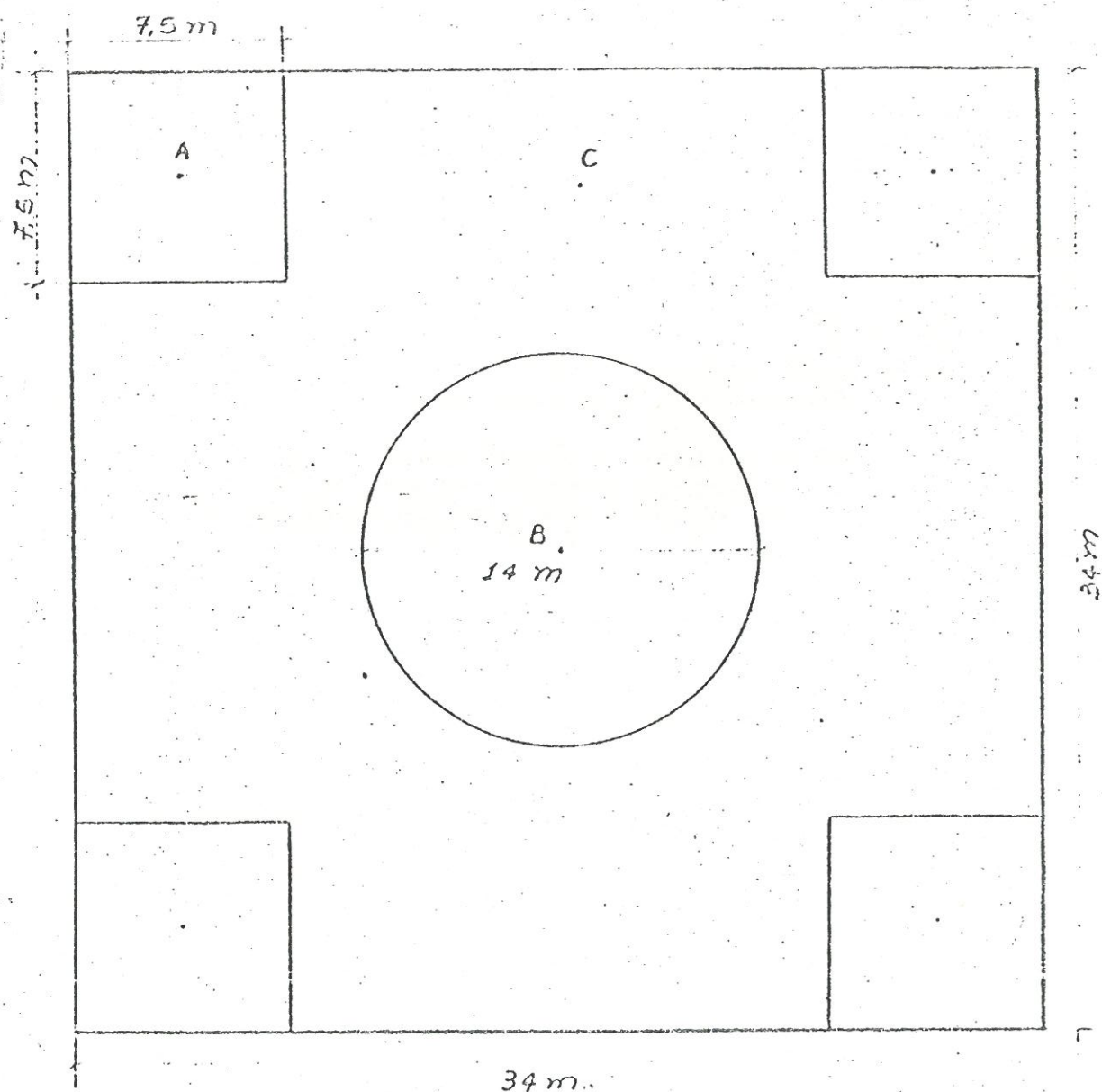
Luiz Guilherme F. S. de Mello

ENG. LUIZ GUILHERME F. S. DE MELLO

LG/rmo.

Anexo: Esquema simplificado de distribuição de cargas na base do AF - fig. 1.

Fig. 1 - Esquema simplificado de distribuição de cargas na base do Alto Forno.



$$g_A = 15 + 63 = 78 \text{ t/m}^2$$

$$g_B = 15 + 90 = 105 \text{ t/m}^2$$

$$g_C = 15 \text{ t/m}^2$$

152 53 maio, 23 de novembro de 1977

Ago. Linhas Gerais S.A.
R. Inconfidentes, 1001 - 4º andar
39.000 - MDO. HORIZONTE - MG

At. Eng. Lúcio Flávio B. Pinheiro

00
07 DEZ 1977
195
SECRETARIA

Ref.: MEDIDORES DE RECALQUES,
INTENSIFICAÇÃO DO PROGRAMA

RECEBERAM COPIAS				
IEEC	IEF	IEP	ISO	

Prezados Senhores:

De acordo com o que foi exposto em nosso relatório AQO-G-081177 o aterro compactado tem se mostrado com propriedades geo-mecânicas inferiores às anteriormente previstas baseando-se em trabalhos de terraplenagem executados em barragem. Os parâmetros que caracterizam o comportamento do aterro compactado não podem mais ser estimados por interpolações e extrapolações diretamente da observação em nossas barragens de solos argilosos compactados.

É necessário então uma intensificação no programa de controle de recalques para conhecermos melhor o comportamento do aterro e aferirmos os parâmetros que anteriormente vinhamos automaticamente adotando. Em particular ressalta-se o fato de que aparentemente sobrarão marcas mais significativas de recalques a desenvolver com o tempo, após alcançado o gradiente.

Seguem portanto nossas recomendações resumidas, de conceito.

- Melhorar definitivamente a qualidade das leituras e apresentação dos medidores de recalques já instalados (ver relatórios AQO-G-131077 e AQO-G-101177).
- Instalação imediata de novos medidores (enquanto ainda restam aterros para serem executados).

Os medidores poderão ser do tipo KM, ou do tipo magnético que parece ter inúmeras vantagens sobre o KM e que vem sendo instalado pelo IPT-Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo.

Qualquer que seja o tipo instalado, o medidor deverá ter placa ou anel (dependendo do tipo) a cada 3 m de altura de aterro para que se consiga registrar as compressibilidades de camadas de 3 m de espessura.

A locação dos novos medidores poderá ser decidida na própria obra. Em conceito obviamente se obterá melhores dados para aquilatar o problema nas posições em que a espessura do aterro é maior, a colocação de aterro terá sido mais rápida e mais recente, os dados da terraplenagem tenham indicado proveniência de empréstimo de horizontes saturados e/ou submersos no corte, e, finalmente, os resultados dos ensaios de controle de compactação tenham indicado os maiores desvios de unidades acima da ótima e os menores graus de compactação. Em função de tais conceitos, admitidos óbvios, caberá a alguma empresa ou pessoa por nomear as indicações para materialização urgente das presentes recomendações: caso V.Sas.

39,00
F-C
G. Pinheiro

o desejem poderemos cooperar com a ida de um de nossos engenheiros (inclusive à obra) para exame conjuntamente com V.Sas. do programa a executar, para máximas rentabilidade da informação indispensável.

Ressaltamos que na perfuração de cada caso de instalação de medidor pro fundo, o furo deve ser usado como sondagem com medições de SPT (preferivelmente de meio em meio metro) para melhor qualificar o aterro na própria posição em que estará sendo observado. Só assim poderemos esperar extrair conclusões razoáveis a despeito das heterogeneidades que aparentemente interferiram no aterro conforme executado, heterogeneidades essas contrárias à previsão e à programação do projeto da terraplenagem.

Sem mais para o momento, firmamo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA

Victor F. B. de Mello
ENG. MARIO CEPOLLINA

MC/mt

ASSUNTO

Aço Minas Gerais S. A.

Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar

30.000 - BELO HORIZONTE - MG

RECEBERAM COPIAS

156	157	158	159	160
-----	-----	-----	-----	-----

At. Eng. Stélio Francisco da Costa
DD. Gerente de EngenhariaRef.: CONSULTORIA ESPECIALIZADA ESTRUTURAL

ANEXO COM 156.....

Prezados Senhores:

1. Em atendimento recentes salientou-se o interesse em se contar com o apoio de Consultores Especializados estrangeiros, para problemas de FUNDAMENTAÇÕES.
2. Ora, é mais que reconhecido atualmente que o problema principal e grande reside na interação ESTRUTURA-FUNDAÇÃO, e que enquanto o calculista estrutural antigo se refugiava na hipótese de fundações inamovíveis e/ou exageradamente rígidas, os conhecimentos avançados dos últimos 15 anos tem demonstrado que tais fugas ao problema não só são tecnicamente ilusórias como economicamente caríssimas. Assim, dentro de concepções modernas é indispensável contar-se com uma ENGENHARIA ESTRUTURAL conceitualmente flexível e dinâmica, para bem coordenar a concepção estrutural à interação mais favorável ESTRUTURA-FUNDAÇÃO.

3. No decorrer dos últimos seis meses depreendeu-se a partir dos episódios do Alto Forno e da Coqueria, que as fornecedoras e projetistas Davy-Ashmore e Woodall-Luckham não parecem se esforçar (seja por falta de interesse seja por falta de meios) pelo necessário reexame lógico e flexível das concepções estruturais inicialmente propostas para apoio hipotético sobre rocha sã.

Isto posto, parece-nos fundamental recomendar a nomeação de um Consultor Especializado Estrutural Inglês, estendendo ao campo da interação estrutura-fundação o conceito de dispormos de um elemento de mais alto nível técnico especializado, no país fornecedor, para defesa dos interesses da Aço Minas.

4. A Aço Minas Gerais conta atualmente com a consultoria local muito valiosa do ilustre Prof. Estevão Pinto Rodrigues. Não pretendo de forma nenhuma me estender à área muito bem atendida por ele; prefiro portanto que V. Sas. o ouçam primeiro, e sigam prioritariamente qualquer indicação dele.

Porém, apenas como subsídio eventualmente útil tomo a liberdade de informar que me adiantei em solicitar alguma sugestão do Dr. J. B. Burland, e assim posso já adiantar para sua apreciação um nome e curriculum vitae.

3601

Spbroto em anexo um Curriculum Vitae do Eng. Dr. Edmund C. Hambly, que acabo de receber do Dr. Burland. Cabe Salientar que o referido Consultor colaborou recentemente com o Building Research Establishment na elaboração de um documento de interesse analogo, da interação fundações-estrutura; DRAFT COMMENTARY ON CURRENT PRACTICE IN DESIGN OF BRIDGE FOUNDATIONS AND SUBSTRUCTURES, e é autor do recente livro importante muito bem comentado nas revistas técnicas Inglesas e Francesas.

5. No caso de V.Sas. aprovarem a ideia, sugere-se o contacto directo, possivelmente com cópia para o Dr. Burland.
6. Quanto a indicações de modus operandi e de provaveis despesas, julgo que caiba considerar este caso como inteiramente analogo aos dos Consultores Especializados de Fundações. Tenho certeza que as despesas e retribuições profissionais serão sempre muitissimo menores do que as economias que advirão de reformulações inteligentes do conceito estrutural: basta economizar centena de metros cúbicos de concreto armado para cobrir todas as despesas de uma atuação de consultoria.
7. No caso de se elevatarem problemas especiais de tecnologia de materiais de concreto para enfrentar temperaturas elevadas, etc., provavelmente se cogitaria do nome do famoso consultor Americano Roy Carlson, já muito conhecido nas grandes obras locais.

Sem mais, subscrevo-me,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Victor F. B. de Mello

Victor F. B. de Mello

Vf/mno

São Paulo, 01 de dezembro de 1977

Aço Minas Gerais S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.000 - BELO HORIZONTE - MG

At. Eng. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Prezados Senhores:

Damos em mãos os Relatórios BH-408/77 e BH-513/77 da Geotécnica apresentando o resultado de 4 provas de carga que tinham sido programadas durante a visita do Dr. J. B. Burland, visando colher rapidamente dados para melhor equacionamento do problema das fundações da Coqueria. Infelizmente, devido aos problemas de organização que aparentemente dificultam a demarcação de cada novo serviço, mesmo quando programado propositadamente para simplificar e acelerar (com aceitação de alguma perda de conteúdo mais amplo de dados, os resultados que esperavamos em cerca de uma semana, máximo duas, levaram 2 meses para chegar.

Esperamos que estes resultados já estejam em Londres para ajudar na determinação e otimização da fundação da Coqueria.

1. Cumprimos a obrigação de submeter uma breve análise crítica sobre a execução e apresentação das provas de carga, visando melhoria das informações para as próximas provas de carga que vierem a ser executadas na área:
 - 1.1 - Seria necessário esquematizar posição e dimensões da área carregada (esteiras do trator D9 de reação) para se avaliar as possíveis interferências nos resultados das provas de carga. De nossa parte estamos levantando as características do trator D-9 e, oportunamente voltaremos ao assunto.
 - 1.2 - A fixação dos cavaletes de referência deverá estar a uma distância mínima de ordem de duas vezes o diâmetro da placa a partir do centro da placa. Veja-se a dimensão da área anular, ao redor da placa, que segundo teorias clássicas sofreria influências mais significativas de deslocamentos.
 - 1.3 - É interessante constar do relatório pelo menos um gráfico de recalque contra tempo em algum estágio de carregamento, ou de preferência uns dois gráficos em pressões bem diferenciadas. Obviamente os efeitos de tempo são mais acentuados nos estágios mais elevados de carregamento.
 - 1.4 - Parece que as leituras de recalques estão sendo realizadas em tempo diferentes dos recomendados pela Norma Brasileira. Como se sabe as leituras devem ser executadas a: 1,2,4,8,15,30 minutos, 1, 2, 4, 8.... horas.

:/..

Ao que parece, as leituras estão sendo executadas de hora em hora depois da primeira hora. Assim sendo o critério de "estabilização" sob cada estágio segundo a norma perde validade, e uma maior parcela do recalque de um carregamento é transferido para o próximo. Em particular no caso de tais materiais essencialmente argilosos compactados quase saturados, considerando nosso interesse primordial em recalques, podemos ter que insistir em maiores tempos de carregamento.

1.5 - Para as próximas provas de carga, e no se executar sondagem próxima ao local da P.C. para estabelecimento de correlações entre SPT e coeficiente de compressibilidade do solo, é recomendável que se determine o SPT de meio em meio metro até uma profundidade da ordem de 3 vezes o diâmetro da placa medida para baixo da cota de apoio. Após este trecho bastam as determinações normais a cada metro. O comportamento total da sondagem poderá ser de cerca de 8 vezes o diâmetro da placa, com bastante folga pois que absolutamente nenhuma influência perceptível deve ser contribuída por volumes inferiores a cerca de 5 vezes o diâmetro abaixo do apoio.

1.6 - As leituras dos recalques das referências enteiradas aparentemente não estariam sendo executadas com precisão compatível com os valores de recalque. Podemos notar que nas PC-1 e PC-2 as duas referências indicaram diversos valores sucessivos absolutamente idênticos o que seria probabilisticamente pouco concebível.

Recomendamos a instalação de extensômetros para as leituras dos recalques das referências; fixar as referências às profundidades de 1/2 e 1 vez o diâmetro em vez de 1/3 e 2/3 como foi feito; as referências devem ser fixadas o mais próximo possível do centro do macaco, mesmo que isto implique na utilização de um cavalete para apoio do macaco.

1.7 - Para a P.C. executada sobre aterro, solicitamos os dados da fiscalização do aterro compactado sobre o qual foi feita a P.C. Além disto, solicitamos que se determine o GC% e o Δh % (desvio da unidade em relação a clima) do aterro sob a placa, no volume correspondente ao bulbo de pressão respectivo. No presente caso, não tem interesse direto a determinação do Δh , pois ademais deve ter havido variação de umidade do material (umidificação-chuvas, ou secamento-sol) e o que interessa é o GC de compactação.

2. Análise dos resultados.

Paralelamente à principal finalidade das provas de carga, que é fornecer subsídios para o projeto da Fundação do equipamento locado na área, aproveitamos os resultados para iniciar um estudo de relacionamento de investigações de sub-solo.

Para as 3 provas de carga realizadas em área de corte da Coqueria e ao lado de sondagens já anteriormente executadas, trazemos os gráficos que se encontram anexos.

Na figura 1 podemos ver o relacionamento entre SPT e coeficiente de recalque conforme foi apresentado pelo Prof. Victor F. B. de Mello no IV PNAM-CSMFE (1971); os pontos no gráfico representam os resultados das

provas de carga ora analisadas; percebe-se que estas demonstraram resultados coerentes com o panorama anteriormente formado pela análise estatística de outras provas de carga.

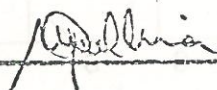
Na figura 2 apresentamos os mesmos dados porém em outra forma. Apesar de muito poucos os dados transparece alguma proporcionalidade entre SPT e coeficiente de recalque, que poderá não ser distante da realística.

3. Os dados ora obtidos deverão ser somados aos dados obtidos dos programas genéricos de investigação para serem levados em conta no computo geral dos dados e definição do panorama de comportamento do subsolo na área.

Sem mais de momento, firmamo-nos,

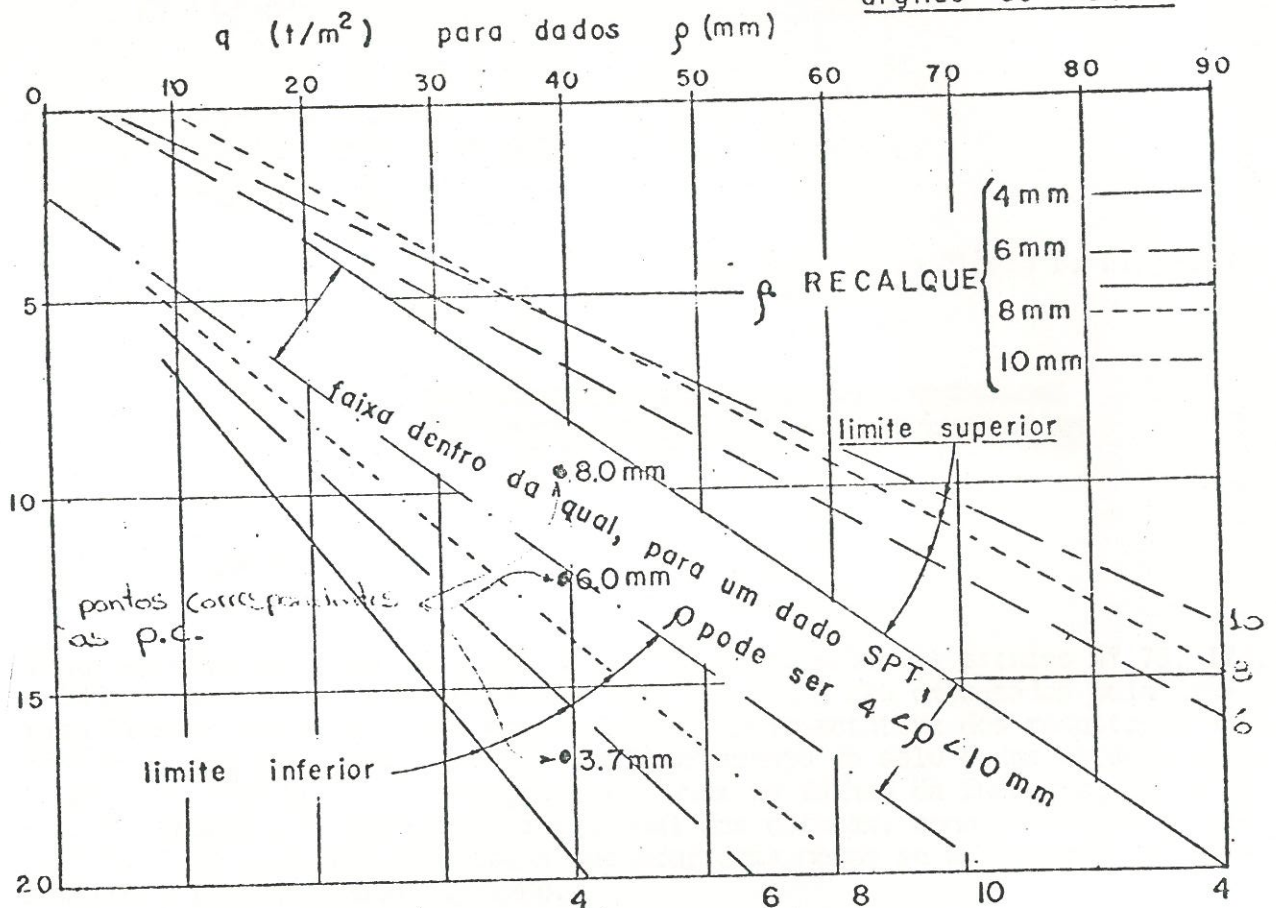
Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.



VM/MC/rmo

CORRELAÇÃO ENTRE RECALQUES DE P.C. EM PLACAS E SPT
argilas de S. P.



Segundo Teixeira (1966)

FIG. 1

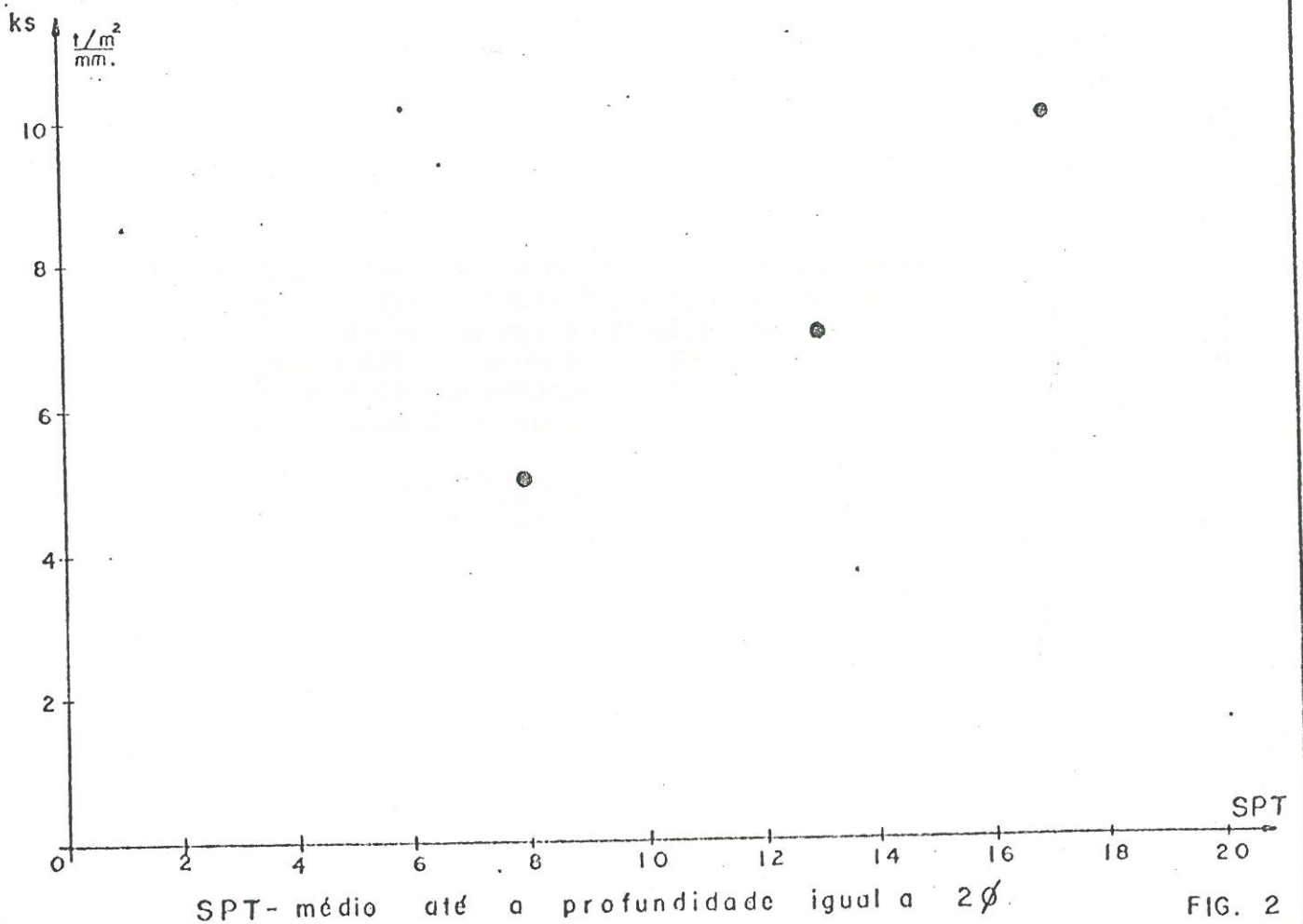


FIG. 2

Cópia

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Rua Capitão Antonio Rosa, 29
Tels.: 280-8223 - 852-9280
São Paulo - CEP 01443

AÇO-A-051277

A-06

São Paulo, 05 de dezembro de 1977

Aço Minas Gerais S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.000 - BELO HORIZONTE - MG

At. Eng. Lício Flávio B. Pinheiro

Ref.: INTERPRETAÇÃO ROTINEIRA DOS RESULTADOS
DAS PROVAS DE CARGA EM ESTACAS, ALDO FORZI

Prezados Senhores:

Tendo em mãos os resultados das provas de carga sobre as estacas nº 73, 172, e 248 executadas pela Geotécnica e nºs. 99, 104 e 276 executadas pela própria Franki, passamos a uma breve análise interpretativa dos resultados a fim de se extrair conhecimentos do comportamento do solo e das estacas para auxílio no estudo de uma solução para sanar as falhas da fundação, tanto no que diz respeito à capacidade individual das estacas, como devido ao recalque final do conjunto de estacas que ocorreria mesmo se as estacas estivessem com o comportamento esperado.

1 - Sobre as Provas de Carga

1.1 - As três provas de cargas executadas com a cargueira apresentaram resultados significativamente melhores do que as realizadas com a utilização de tirantes, o que mostra que o efeito de alívio de tensões para a abertura do furo e fixação do tirante realmente prejudicou o comportamento da estaca. O que também ficou claro é que não se pode atribuir aos tirantes mais do que uma parcela de responsabilidade das deficiências das estacas, pois as provas de carga executadas com cargueira também mostraram resultados abaixo dos esperados.

1.2 - Fica patente que o comportamento das estacas no segundo carregamento (ver estacas 99, 104, 276 e mesmo a 172) é incomparavelmente melhor que o primeiro carregamento, sendo este fato de demonstrativo de afundamento do fuste elevando à conclusão de que o problema das estacas é devido ao levantamento sofrido durante a cravação de estacas contíguas.

Podemos dizer definitivamente que não se trata de ruptura do terreno nem da estaca, pois em qualquer um destes casos o comportamento do segundo carregamento seria essencialmente semelhante ao primeiro.

1.3 - Foi efetuada uma pesquisa bibliográfica para determinar a carga de trabalho recomendada por diversos Códigos e Normas, para as estacas que foram submetidas à prova de carga. Segue anexo tabela contendo o resultado de tal pesquisa. Tal procedimento é dos prentencioso em conceituação teórica, porém fortemente documentado pela prática.

Se calcularmos a média das cargas permitidas pelos códigos chegariamos ao valor de 98 t. Notar que não tem sentido falar-se em média dos valores permitidos, e seu valor é aqui citado somente como referência.

O que se notou é que a maioria dos códigos consultados condiciona a carga admissível a recalques, uns permitindo mais outros menos, daí a diferença. Ora, na elaboração de códigos e normas, supõe-se que os limites de recalques sugeridos são determinados para utilizações usuais, ou seja, fixa-se o recalque que pode-se permitir para um edifício, ponte, fundação, etc. de características "normais". Parece ficar claro que para fundações de estruturas ou máquinas sensíveis poder-se-ia fixar comportamento mais exigente a ser verificado, nas provas de carga. DE qualquer forma nenhum código tem em conta tão grande grupo de estacas: ademais, quanto maior o número de estacas maior o condicionamento a recalques e menor a remota interveniência de problema eventual de ruptura.

1.4 - Voltamos a solicitar o fornecimento pela Franki, através de V. Sas. dos controles de levantamento executados durante a cravação das estacas. Se a Franki não apresentar tais dados deverá ser admitido que não houve controle de levantamento. Neste caso solicitamos que nos seja então enviado tal controle, mesmo que só esteja feito agora, na cravação de estacas de outras unidades, mais recentes, das quais não temos recebido qualquer informação.

2 - Rápida análise conceitual da influência da rigidez do bloco de base do Alto Forno.

A rigidez de blocos de fundação deste tipo condiciona os esforços no bloco e os esforços transmitidos ao solo (ou elemento de fundação).

Para explicar simplifadamente a influência da rigidez vamos tomar como exemplo o caso do apoio de uma base infinitamente flexível sobre o solo aplicando tensões iguais em toda a área. É sabido através de Teoria da Elasticidade e de medidas de campo que as tensões se transmitem ao terreno de forma que a zona central da área carregada fica sujeita a tensões elevadas por profundidades maiores que as bordas (bulbo de pressões), portanto o recalque na área central é maior que nas bordas (para base infinitamente elástica). Ora se enrigicemos a base, impondo que o recalque das bordas seja igual ao do centro é lógico que estamos impondo um carregamento maior nas bordas; e isto implicará diretamente no cálculo dos esforços da base.

Nos "projetos" apresentados até o presente há uma incompatibilidade de hipóteses: placa infinitamente rígida e pressão uniformemente distribuída no terreno. Conforme explicado a hipótese de placa rígida implica na consideração de diagrama com maiores tensões nas bordas que no centro; por outro lado a hipótese de cargas uniformemente distribuídas implica em bloco infinitamente flexível.

Na Fig. 1 mostramos a influência da rigidez da base no desenvolvimento de momentos na própria base. Na fig. 2 mostramos um exemplo de diagrama de tensões na base.

Uma rápida análise estimativa mostrou que o bloco de base, conforme projetado é suficientemente rígido para impor nas estacas periféricas uma carga maior que nas estacas centrais.

Uma forma de se impor cargas uniformes nas estacas seria concretar-se o bloco deixando juntas de modo que o comportamento final seria o de bloco flexível. A solidarização dar-se-ia através de injeções de calda de cimento e protensão no instante a partir do qual os recalques diferenciais entre os blocos passa a ser indesejado.

A intenção da abordagem ao assunto de rigidez tem as seguintes finalidades:

- Chamar a atenção aos projetistas da possibilidade de se rever os cálculos levando em conta a rigidez do bloco, e não impondo hipóteses extremas de rigidez ou flexibilidade infinitas.
- Aventar a possibilidade para alívio de peso do bloco transformando-o em grelha.
- Postular o artifício de concretagem com juntas para otimizar o projeto do reforço das fundações, visando estudar uma distribuição não geométrica de estacas extras (caso venha a ser esta a solução a ser adotada) e sem uma concentração maior de estaca sob as áreas mais carregadas.

Sem mais de momento, firmamo-nos,

Atenciosamente,

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

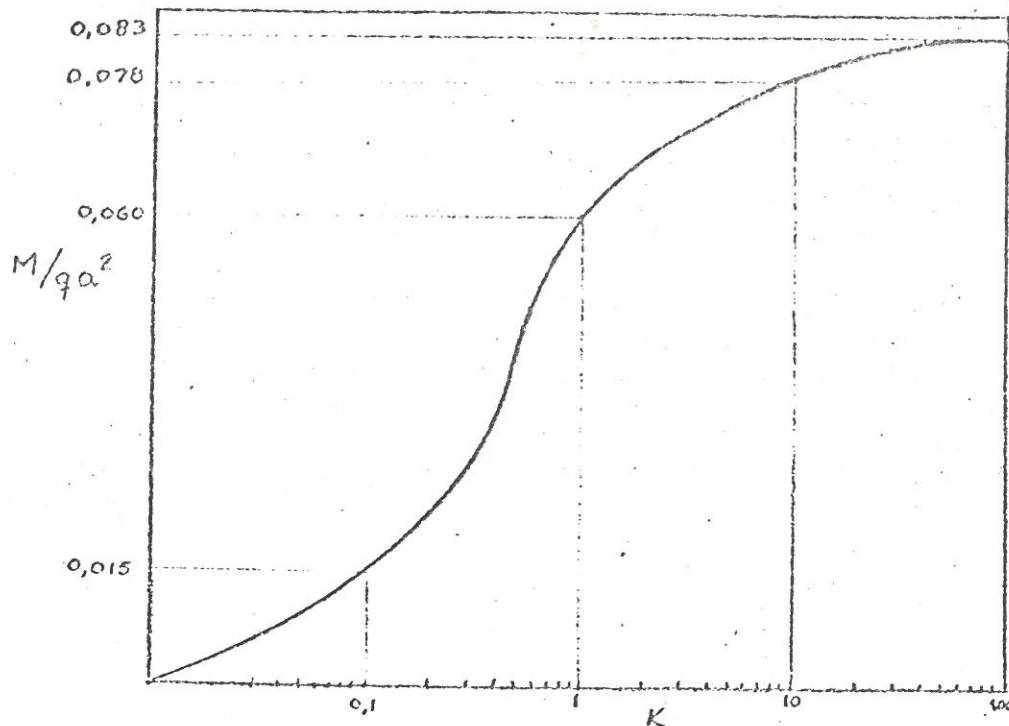
Victor F. B. de Mello

ENG. MARIO CEPOLLINA

MC/rmo

CARGAS DE TRABALHO DAS ESTACAS (t)

NORMAS OU CÓDIGOS	248	172	75	99	276	104	Média
Norma Brasileira NB-20 (revisão)	120	65	100	102	100	125	122
Boston Building Code	75	28	88	102	85	125	84
Department of Public Works, State of California	130	35	105	130	113	125	106
AASHTO	140	40	160	170	135	200	141
Building laws of the City of New York	130	35	105	130	113	125	106
Pacific Coast Uniform Building Code	130	35	105	130	113	125	106
New York Department of Public Works	80	20	80	85	67	100	70
Chicago Building Code	130	35	105	130	113	125	106
Los Angeles Building Code	70	20	80	85	67	100	70
Louisiana Department of Highways	80	20	80	85	67	100	70
	G.E.O.T.E.C.N.I.C.A			F.R.A.N.K.I			98



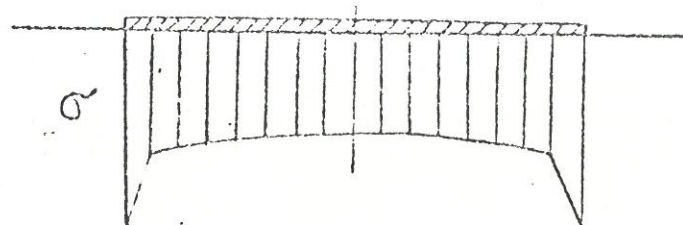
SEGUNDO
J.A. HOOPER,
GÉOTECHNIQUE
VOL. XXIV
Nº 4
DEZEMBRO 74.

FIG. 1: VARIAÇÃO DO MOMENTO (ADMENSIONALISADO EM RELAÇÃO À CARGA) PARA UMA PLACA CIRCULAR DE RAIO "a" SUJEITA A UM CARREGAMENTO UNIFORME "q", E COEFICIENTE DE POISSON $\nu_s = 0,499$.

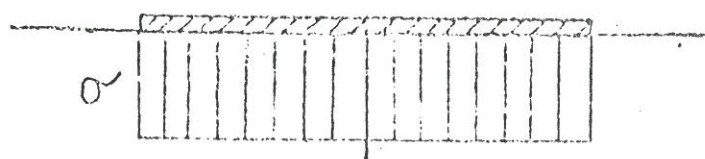
$$K = \frac{E_c (1 - \nu_s^2)}{E_s} \left(\frac{t}{a} \right)^3$$

E_c, E_s → MÓDULOS DE ELASTICIDADE DA PLACA E DO SOLO.
 t → ESPESURA DA PLACA.

FIG. 2 SEGUNDO IX-ICSMFE (1977-TOKYO)



DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DE CONTATO NUMA PLACA SUPOSTA INFINITAMENTE RÍGIDA.



DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DE CONTATO NA MESMA PLACA, PORÉM AGORA, SUPOSTA INFINITAMENTE FLEXÍVEL.

A50-A-051277

São Paulo, 16 de dezembro de 1977

Aço Minas Gerais S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.000 - BELO HORIZONTE - MG

At. Dr. Stélio Francisco da Costa
Eng. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: 1 - Sondagens recebidas da Fábrica
de Oxigênio, Aciaria, Pátio de
Coque e Recirculação de Água
do Alto Forno.

2 - Considerações referentes a es-
tes e outros programas de investi-
gações de subsolo.

Prezados Senhores:

É o presente para encaminhar a V.Sas. seções aproximadas de subsolo por nós le-
vantados das áreas da Fábrica de Oxigênio, Pátio de Coque, Recirculação de Água
do Alto Forno e Aciaria. Em tais perfis plotamos a topografia original, o grei-
de final de projeto, sondagens executadas antes e após terraplenagem executada.
Vimos através deste tecer comentários e orientar V.Sas. em como proceder nestes
e nos demais casos análogos.

- 1 - Primeiramente o Fornecedor de equipamentos deverá no futuro sempre continu-
ar a encaminhar a V.Sas. o lay-out do equipamento, e fazê-lo com sugestão
de locação e número de sondagens. Isto deve ser obrigatoriamente acompanha-
do de cortes através do equipamento com indicação dos carregamentos a serem
impostos pelo particular equipamento, cortes estes baseados na topografia
original e greide de projeto.

Deverá também a Fornecedora, mesmo que em caráter preliminar e sujeito a
possíveis e inevitáveis reajustes, fornecer a V.Sas. já nesta fase inicial
as "operational specifications" de seu equipamento. Independentemente do
que seja a conceituação atualizada interna da AÇOMINAS quanto reais respon-
sabilidades e repartições respectivas, é de todo interesse da AÇOMINAS man-
ter o clima aparente de que toda a responsabilidade de cada pronunciamento
caiba a cada participante.

- 2 - De posse de tal informação a AÇOMINAS deve estudar e visualizar, em primei-
ro grau de aproximação, os problemas que as fundações a serem projetadas

./..

na área viriam a ter e se for o caso encaminhar ao Fornecedor uma justificativa de satisfação do número, tipo ou locação da investigação a ser efetuada na área. Interessa manter o clareza de que se a Fornecedor não discordar, justificada ente, do programa final proposto pela ACOMINAS, "quem cala consente"; isto é, permanece a responsabilidade, mesmo que tenham surgido revisões significativas.

- 3 - Assim a Executora da investigação aprovada passa a executar o serviço.
- 4 - Finalizado o programa de investigação do subsolo em questão cabe à Executora apresentar seus resultados. Trazemos a V.Sas., o fato de que, em todas as investigações efetuadas até o presente momento, não foi fornecida pela Executora a Seção de Subsolo que sempre acompanha tal investigação. Segundo nos consta, sendo a Executora responsável pela elaboração de sua melhor interpretação da seção do subsolo e não meramente pela execução de furos de investigação, seria indispensável exigir-se que a seção de subsolo acompanhe cada relatório de apresentação de dados de sondagens. Isto vale mesmo que em etapas iniciais a seção seja dada como "Preliminar".
- 5 - Sugerimos que V.Sas. entrem em contato com as firmas executoras de investigação de subsolo na obra e salientem tal entendimento de que elas, além de fornecer a seção de subsolo por elas levantados, também o relacionem com o perfil topográfico original e as sondagens nele realizadas - conforme perfis anexos. Provavelmente tal serviço implicará em pequena taxa adicional a ser cobrada, mas somos da opinião de tal serviço caiba inexoravelmente exigir-se da Executora, e possa, da maneira mais expedita, ser efetuado pelas mesmas. Desnecessário será frisar que está em questão a entrega de um serviço profissional, em nível profissional, e com responsabilidades profissionais implícitas. Sob o ponto de vista técnico em questão prática cabe lembrar que qualquer discrepância que venha a ser observada entre uma amostra classificada e outra, ou entre condições numa sondagem e noutra, etc., só pode ser criteriosamente apreciada, e ajustada ou discutida conforme necessário, com acesso às amostras em vidro, às folhas de campo, à eventual necessidade de inquirir o sondador, etc.. Portanto é sempre nesta fase que cabe às empresas executoras realmente esgotarem os meios disponíveis para fornecerem interpretação profissional responsável.

Desnecessário será lembrar a pequena valia adicional de evitar que maiores volumes de serviços recaiam sobre a ACOMINAS. Na forma proposta a ACOMINAS se mantém na posição de mero exame para ratificação (ou eventual retificação) dos resultados já convenientemente interpretados e apresentados.

Colocando-nos a sua inteira disposição para quaisquer esclarecimentos, subscrevemo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Luiz Guilherme F. S. de Mello

ENG. LUIZ GUILHERME F. S. DE MELLO

Anexos: Seções aproximadas do subsolo nas áreas da Aciaria, Fábrica de Oxigênio, Pátio de Coque e Recirculador de Água do Alto Forno.

São Paulo, 20 de dezembro de 1977

AÇO MINAS GERAIS S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.000 - BELO HORIZONTE - MG

At. Dr. Stêlio Francisco da Costa
Eng. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: COMPORTAMENTO ESTACAS METÁLICAS
EM SEÇÃO II E TUBULARES

Prezados Senhores:

Vimos através deste encaminhar a V.Sas. uma primeira fase de estudo comparativo de comportamento de estacas metálicas tubulares e em seção II.

Baseados em estudo da bibliografia internacional apresentamos dados referentes à estacas cravadas e ensaiadas, sem nos delongar nas comparações de vantagens e desvantagens de cravabilidade em função do tipo de terreno, das possibilidades que cada tipo de estaca ofereceria de garantir-se e verificar-se o prumo, através da possibilidade de escavação interna nas estacas tubulares de se desembuchar a estaca e com isto continuar a cravação, enfim de inúmeras discussões que dentro do futuro breve encaminharemos a V.Sas.

Lembramos que historicamente os perfis II evoluíram dos perfis I devido ao grande aumento de momento de inércia conseguido e de grande utilidade no cálculo de vigamentos. Tais perfis não foram desenvolvidos para utilização como colunas função, esta atribuída originalmente aos perfis tubulares e duplo I.

Passamos então aos nossos comentários baseados nas figuras anexas:

1 - Na figura 1 apresentamos resumo de dados coletados de estacas, cuja energia de cravação (EM), nega (S) e carga de ruptura eram apresentadas. Através do parâmetro $WM/S = \text{energia} / \text{nega}$, chamada de energia nominal de cravação que tenta assim reunir em um só universo estacas cravadas por diferentes equipamentos e em diferentes tipos de solo e compará-las com sua carga de trabalho obtida em prova de carga. A tendência apresentada nos dados levantados é de maior capacidade de carga das estacas tubulares para uma mesma energia nominal de cravação.

2 - A Fig. 2 relaciona diretamente a nega atingida em cravação com a carga de ruptura observada em prova de carga.

Os perfis tubulares apresentam para a mesma nega maior capacidade portanto do que os perfis II. Tal fato pode ser compreendido como devido tanto à melhor condição de embuchamento conseguida nas proximidades da ponta, quanto pela maior superfície de contacto existente nas estacas tubulares.

- 3 - Uma comparação entre a energia de cravação dos equipamentos típicos do mercado norte-americano contra a carga de rutura é apresentada na Fig. 3.

Uma grande dispersão dos valores foi observada para maiores energias de cravação o que se deve principalmente as maiores perdas de energia no processo quando da utilização de equipamentos de maior potência.

- 4 - Passando agora o enfoque para condições de trabalho das estacas levantamos na Fig. 4 dados sobre as tensões agentes nos perfis para cargas equivalentes à deformações de 0.5 polegadas (1.2 cm) em prova de carga.

Como as estacas tubulares mostraram atingir maior carga de rutura para uma mesma carga (Fig. 2) sua condição de trabalho, sendo aqui limitada por uma deformação, é de menores tensões estáticas o que poderia ser interpretado como uma maior eficiência das estacas tubulares neste particular aspecto.

- 5 - Baseados nos tipos e dimensões de perfis metálicos disponíveis na praça de São Paulo mostramos na Fig. 5 o sensível aumento de momento de inércia conseguido nos perfis tubulares em relação aos perfis H, quando do aumento da área de aço da seção.

A enorme vantagem de se almejar um maior momento de inércia de uma estaca é devido aos problemas de cravação da mesma visto que a flambagem do perfil ou mesmo as vibrações nele são função do momento de inércia. Obviamente durante a cravação de estacas em solos não arenosos pretende-se diminuir ao máximo as vibrações de cravação a fim de minimizar o descolamento do solo na interface solo/estaca, descolamento este que poderá vir a cicatrizar e reatingir a condição inicial mas que também poderá ser de tal ordem que não mais volte a estabelecer bom contacto entre o solo e a estaca.

- 6 - Comparando-se estacas de mesmo comprimento, apresentamos na Fig. 6 uma relação entre as tensões críticas de flambagem dos perfis tubulares e H em função da área do perfil.

Tal comparação indica que a relação mínima entre tensões críticas de flambagem é de 3,50 para estacas de área de 175 cm^2 .

Novamente fica mostrada a vantagem, no que diz respeito a cravabilidade (tensões, vibrações, etc.) dos perfis tubulares em relação aos perfis H.

Nós apressamos em apresentar esta breve análise a V.Sas. devido aos projetos de fundações em andamento para a Usina de Ouro Branco.

Colocando-nos a sua inteira disposição para quaisquer esclarecimentos, subscrevemo-nos,

Atenciosamente.

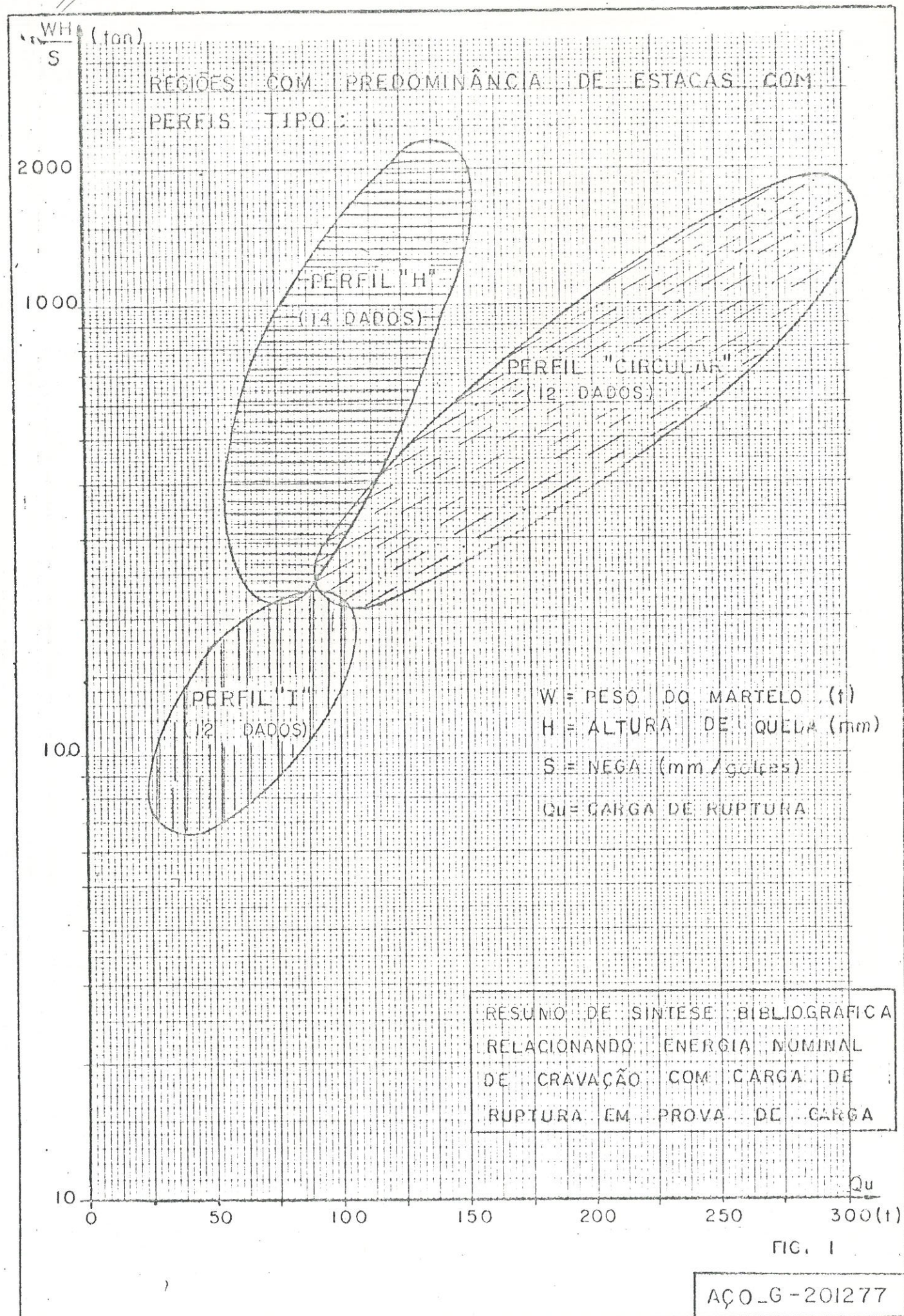
VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

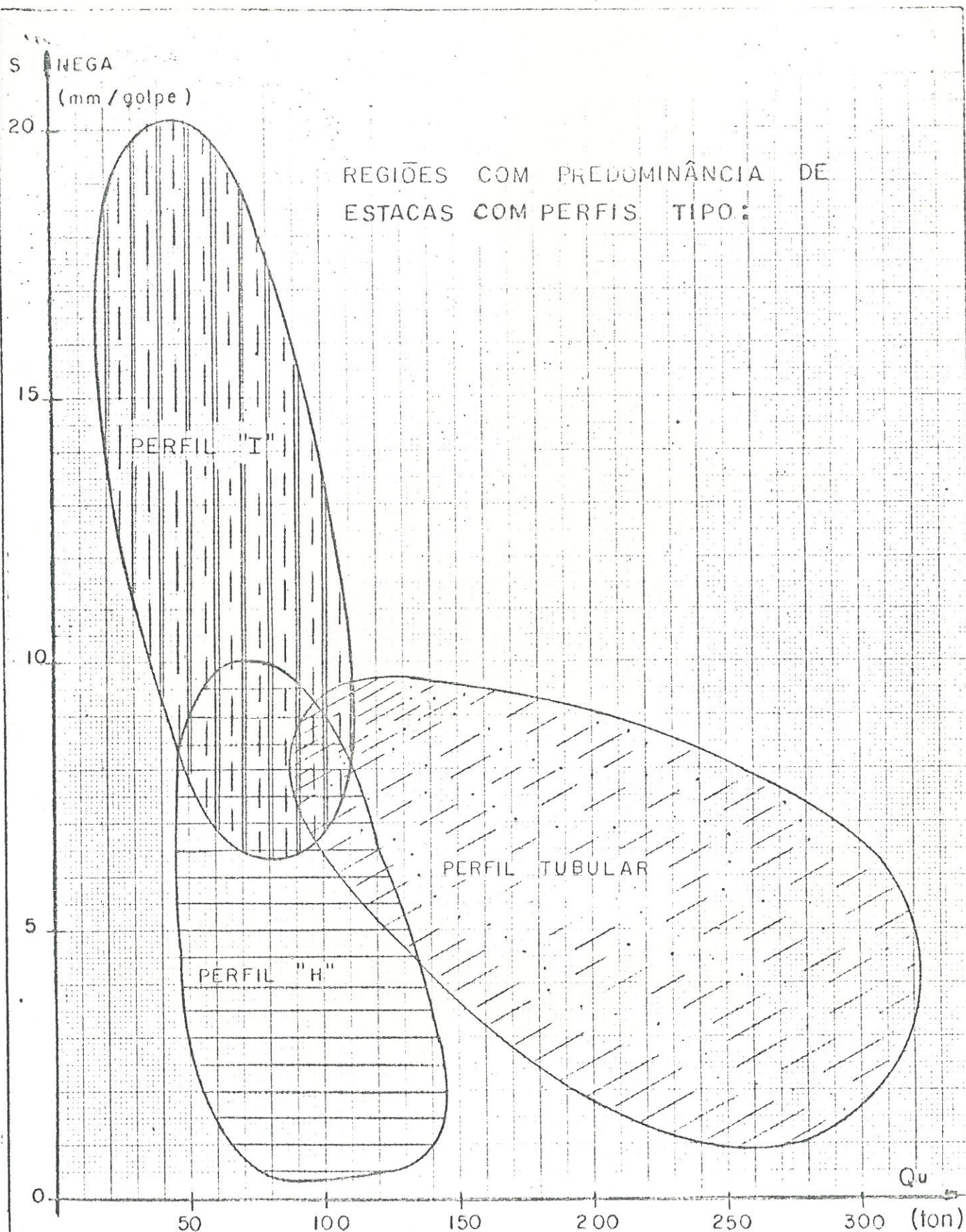
Victor F. B. de Mello

ENG. LUIZ GUILHERME F. S. DE MELLO

Anexo: Desenhos Fig. 1 a 6

LG/rmo

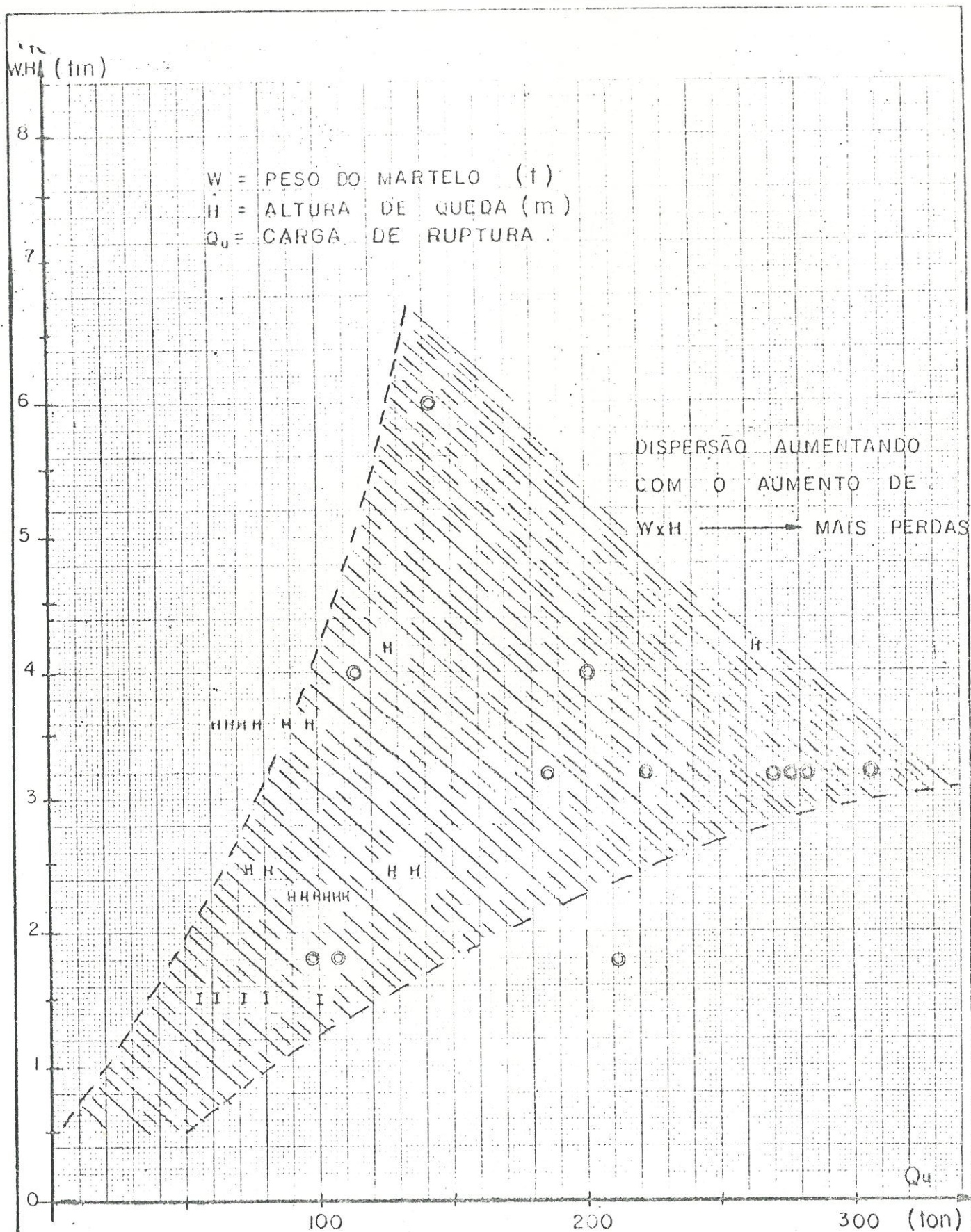


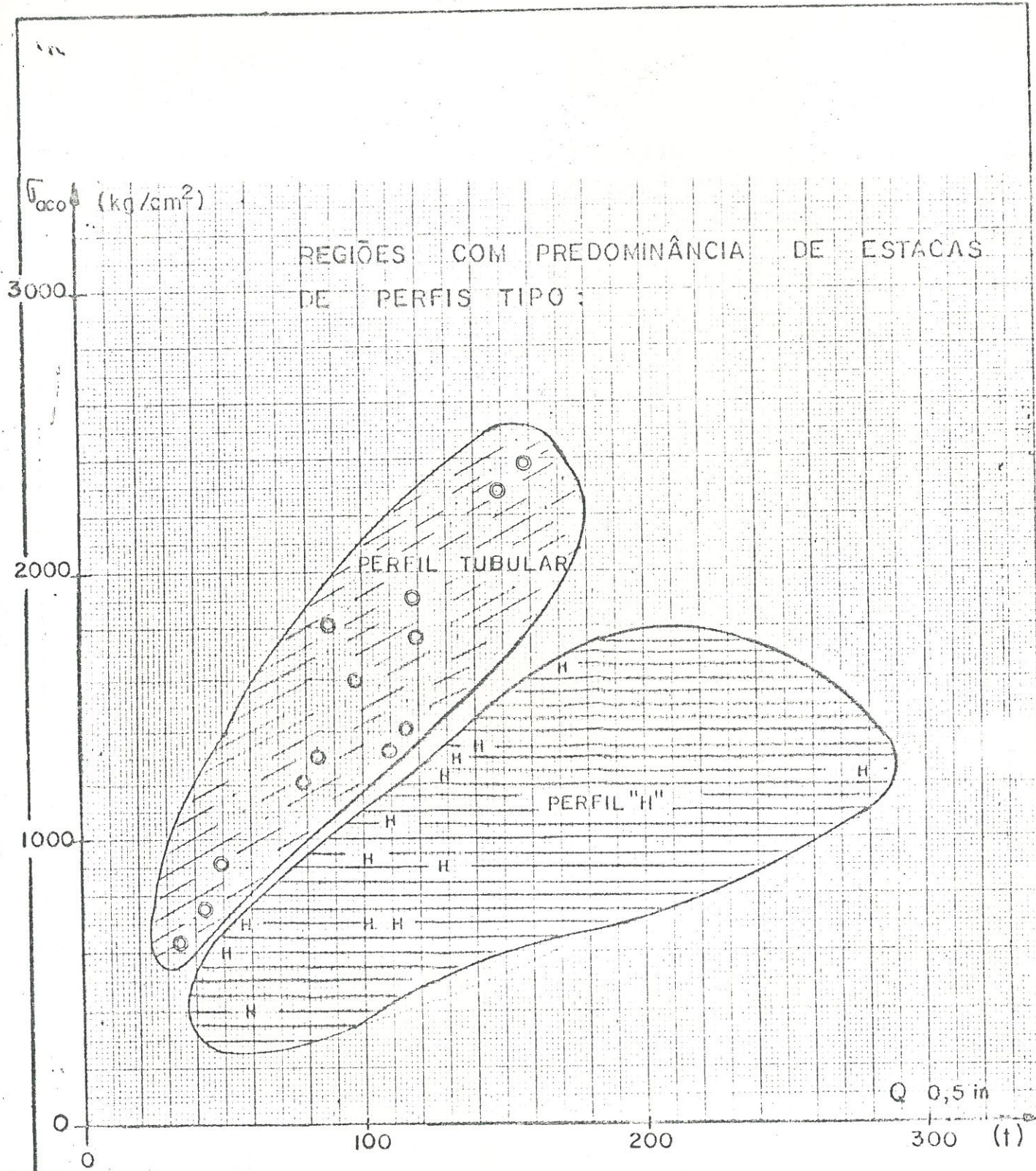


"COMPARAÇÃO ENTRE A CARGA DE RUPTURA (Q_u) CRITICA
EM PROVA DE CARGA COM A NEGA (S) NA CRIVAÇÃO"

FIG. 2

AÇO-G-201277





"COMPARAÇÃO ENTRE AS TENSÕES ESTÁTICAS NO AÇO PARA PERFIS TUBULARES E PERFIS "H" QUANDO DA APLICAÇÃO DA CARGA QUE CAUSOU 0,5 POLEGADA (12 mm) DE RECALQUE.

FIG. 4

AÇO-G-201277

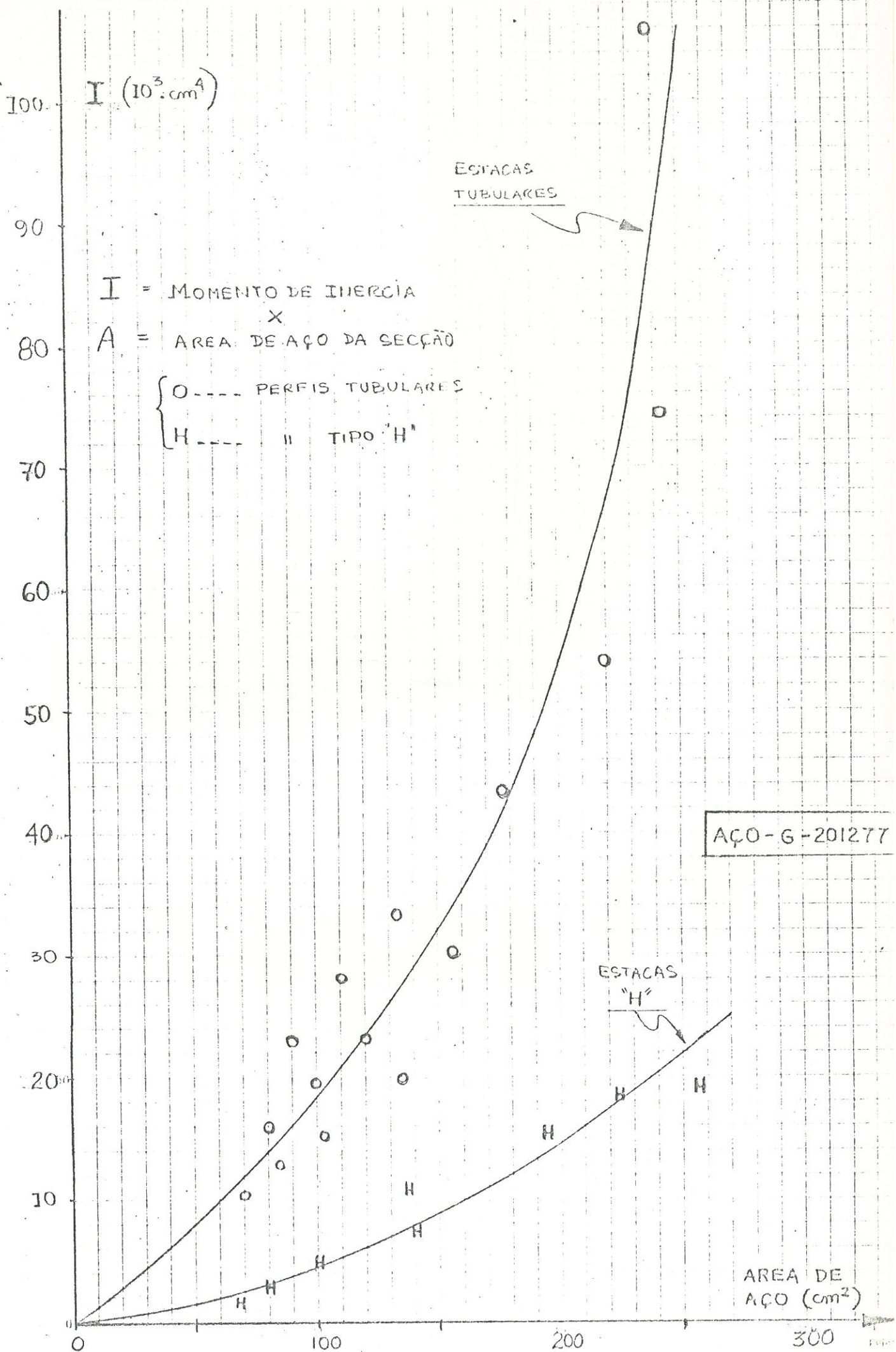


FIG. 5

$\sigma_{crit, \text{tubular}}$

$\sigma_{crit, H}$

COMPARAÇÃO TEÓRICA ENTRE AS TENSÕES CRÍTICAS
DE FLAMBAGEM DE PERFIS TUBULARES E TIPO "H",
CORRENTES NO MERCADO, EM FUNÇÃO DA ÁREA DE
AÇO DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS. (BASEADO NO

GRÁFICO $I = f(\text{AREA})$).

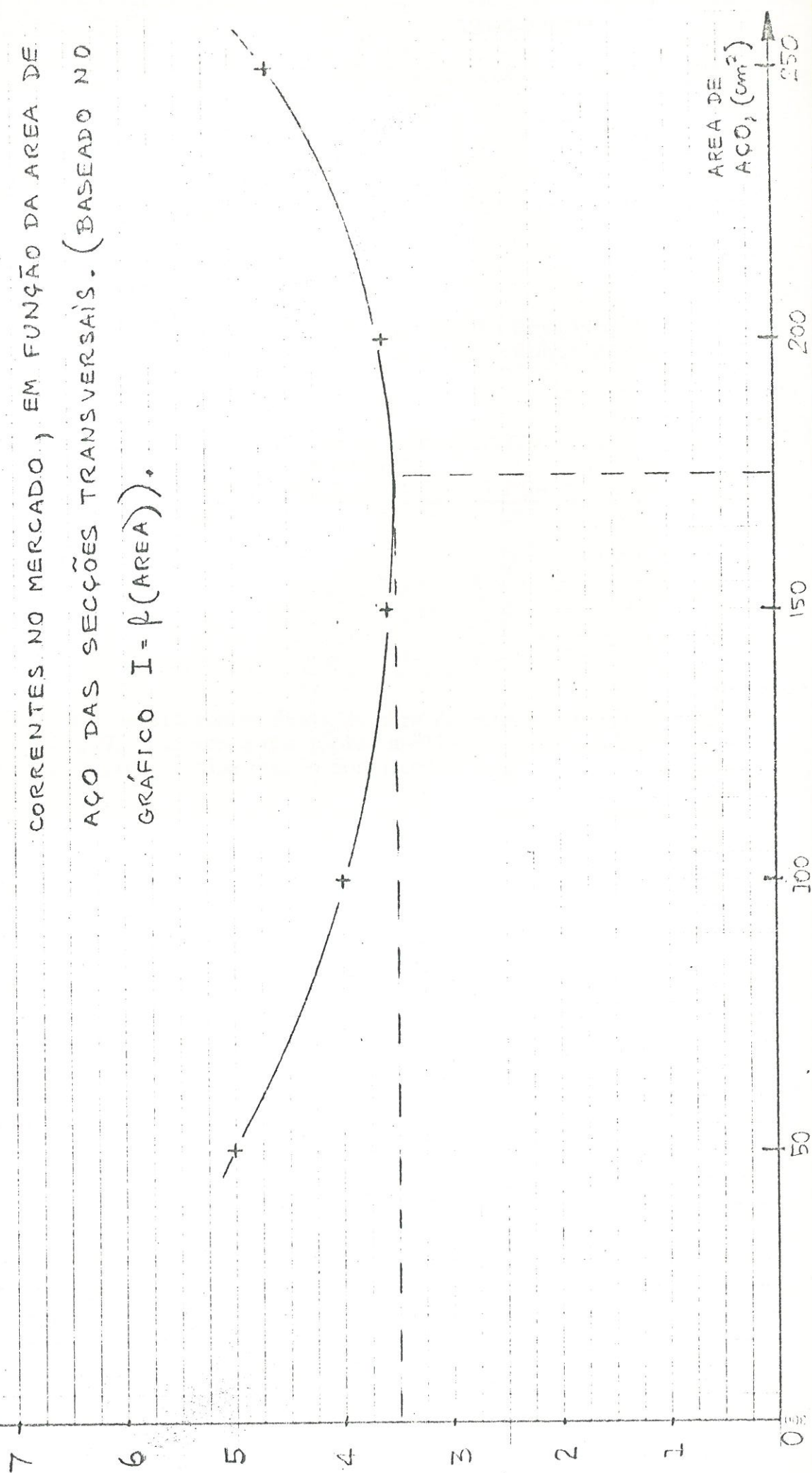


FIG. 6

AÇO-G-201277

COPIA

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Rua Capitão Antonio Rosa, 297
Tels.: 280-8223 - 852-9280
São Paulo - CEP 01443

AÇO-G-201277

São Paulo, 20 de dezembro de 1977

Aço Minas Gerais S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.000 - BELO HORIZONTE - MG

At. Dr. Stélio Francisco da Costa
Eng. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: MATERIAL RECEBIDO EM BELO HORIZONTE
NO DIA 20/12/77
"EXAME EXPEDITO E PROVIDÊNCIAS IMEDIATAS"

Prezados Senhores:

Tendo recebido material de diferentes áreas da obra durante visita ao seu escritório no dia 20/12/77, passamos a uma rápida análise do material recebido assim como a solicitar providências quando for necessário:

1 - Relatório da CAB sobre investigação de contração in situ. Constatamos que nesta nova cópia de relatório já consta a indicação do RN utilizado (foi solicitado em nosso AÇO-C-071277). Lamentamos profundamente o fato da firma executora do ensaio não ter utilizado um RN realmente fixo, visto que o utilizado, por se situar em zona de corte recente, não pode ser admitido como fixo.

2 - Memorando ISO-897/77 da Gerência de Obras e seus anexos:

Juntamente com os dados anteriormente enviados sobre os medidores de recalque RM, os marcos superficiais e os poços de alívio, estão sendo analisados.

Valam como observações primeiras as contidas nos relatórios AÇO-G-081177 e AÇO-G-281177, assim como nossas solicitações de INTENSIFICAÇÃO DO PROGRAMA DE MEDIÇÃO DE RECALQUES.

3 - Relatórios BI 521/77 e BI 515/77 da Geotécnica referentes a sondagens na área do Alto Forno.

Toda informação recebida sobre o Alto Forno esta sendo utilizada na conclusão das indicações sobre a cravação dos perfis M como parte da fundação.

4 - Memória de cálculo da Geotécnica referente ao reforço da fundação do Alto Forno.

Recebida para análise e providências necessárias sendo tomadas.

./..

- 5 - Carta da CAB nº C/507/1132/77 - S 8 e seus anexos - referente ensaios Hilf-Proctor feitos com e sem peneiramento.

Análise geral sobre as condições do aterro seguirá em breve.

- 6 - Chaminé da Coqueria.

Servimo-nos do presente para solicitar de V.Sas. informação quanto a existência ou não de investigação planejada de Provas de Carga nas estacas Franki. Caso exista tal plano solicitamos sermos informados em tempo hábil a fim de, baseados nas informações sobre a sequência de cravação obedecida e do boletim diário, podermos indicar quais estacas a ser ensaiadas.

Solicitamos também informação quanto a existência ou não de acompanhamento da cravação das referidas estacas através de levantamento topográfico a fim de podermos julgar e quantificar possível levantamento das estacas.

- 7 - Alto Forno

7.1 - Solicitamos confirmação da locação da sondagem S-EST-248 visto que, apesar de teoricamente ser adjacente à ESTACA 248, sua locação em planta a posicionaria junto à ESTACA 209, com um afastamento de aproximadamente 7 metros da estaca ensaiada.

7.2 - Com referência ao relatório BI 515/77 da Geotécnica no qual existem 3 sondagens numeradas SPAF 26, 35 e 36 temos a solicitar as seguintes informações:

Apesar das sondagens acima referidas coincidirem em nomenclatura e em locação (com boa aproximação) com as sondagens 26, 35 e 36 - AF os valores dos índices SPT não são os mesmos o que vem a sugerir que foram executadas novas sondagens próximas às antigas. Solicitamos confirmação.

Sem mais, de momento, firmamo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Vicente Guilherme de Mello

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Rua Capitão Antonio Rosa, 297
Tels.: 280-8223 - 852-9280
São Paulo - CEP 01443

ACO-G-261277

São Paulo, 26 de dezembro de 1977

Aço Minas Gerais S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.000 - BELO HORIZONTE - MG

At. Dr. Stélio Francisco da Costa
Eng. Lucio Flávio B. Pinheiros

Ref.: INDICAÇÃO DE LOCALIZAÇÃO DE ÁREAS
A SEREM PESQUISADAS NOS PROGRAMAS
GENÉRICOS DE INVESTIGAÇÃO

Prezados Senhores:

É o presente para encaminhar a V.Sas. sugestão de locais aonde possam ser executados os ensaios solicitados em nossos relatórios sobre investigação genérica de cortes e aterros (ACO-G-010977 e ACO-G-050977).

Conforme consta nos relatórios acima mencionados dividiremos a área da AÇOMINAS em áreas de CORTE e de ATERRO e nossas sugestões seguem baseadas nos relatórios de sondagens até o momento por nós recebidos. Considerando-se que as áreas investigadas terão em futuro próximo obras em andamento as áreas por nós sugeridas serão próximas ou compreendidas entre sondagens existentes.

1 - CORTE

1.1 - ARENOSO

1.1.1 - ALTA RESISTÊNCIA

1.1.1.a)- Área da Aciaria próximo S-80 e S-94

1.1.1.b)- Área da Coqueria entre S-2, S-3 e S-7.

1.1.2 - MÉDIA RESISTÊNCIA

1.1.2.a)- Área da Aciaria entre as S-80, S 132, S 154 e S 84.

1.1.2.b)- Área da Fábrica de Oxigênio entre a S-15, S 17 e S 18

1.1.3 - BAIXA RESISTÊNCIA

1.1.3.a)- Área da Aciaria próximo as S 21, S 29 e S 32.

./..

1.2 - ARGILOSO

1.2.1 - ALTA RESISTÊNCIA

1.2.1.a)- Área do Soprador próximo as S 7 e S 17

1.2.1.b)- Área da Fábrica de Oxigênio próximos a S 8 e S 13, com a ressalva de que tal terreno se encontra à profundidade de -4 m em relação ao greide. Neste caso escavação deverá ser feita a fim das provas de carga não sofrerem efeito de confinamento.

1.2.2 - MÉDIA RESISTÊNCIA

1.2.2.a)- Área da Fábrica de Oxigênio próximo as S 7 e S 8.

1.2.2.b)- Área da Aciaria próximo a S 170.

1.2.3 - BAIXA RESISTÊNCIA

1.2.3.a)- Área da Aciaria próximo as S 143, S 168, S 161, S 48 ou S 100.

1.2.3.b)- Área do Soprador do Alto Forno próximo às S 19, S 29, ou S 28.

2 - ATERRO

2.1 - ALTA RESISTÊNCIA

2.1.a)- Área do Pátio de Coque próximo às S 6 e S 8.

2.1.b)- Área do Recirculador de Água do Alto Forno próximo a S 4.

2.2 - MÉDIA RESISTÊNCIA

2.2.1 - ARENOSO

2.2.1.a)- Área do Pátio de Coque próximo às S 13, S 17, S 21 e S 26.

2.2.2 - ARGILOSO

2.2.2.b)- Área do Pátio de Carvão próximo à S 66 ou S 73.

2.3 - BAIXA RESISTÊNCIA

2.3.a)- Área do Recirculador de Água do Alto Forno próximo às S 2 e S 3.

2.3.b)- Área do Pátio de Carvão próximo às S 87 e S 88.

Ressaltamos que tais indicações de locais a serem investigados poderão ser otimizados por V.Sas. com os dados mais recentes de sondagens executadas na obra.

Para a quantificação, discriminação e elaboração dos programas genéricos de investigação recomendamos que V.Sas. se utilizem dos nossos relatórios específicos AÇO-G-010977 e AÇO-G-050977.

Colocando-nos a sua disposição para quaisquer esclarecimentos, subscrevemo-nos,

LG/rmo

Atenciosamente.
VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.
Luiz Guilherme F. S. de Mello
ENG. LUIZ GUILHERME F. S. DE MELLO

São Paulo, 27 de dezembro de 1977

Aço Minas Gerais S. A.

Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar

30.000 - BELO HORIZONTE - MG

At. Dr. Stélio Francisco da Costa
Eng. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: CONTROLE DE COMPACTAÇÃO DO ATERRO

*Ver nossos relatórios AÇO-G-200977;
AÇO-G-081177 anteriores sobre mes-
mo assunto.

Prezados Senhores:

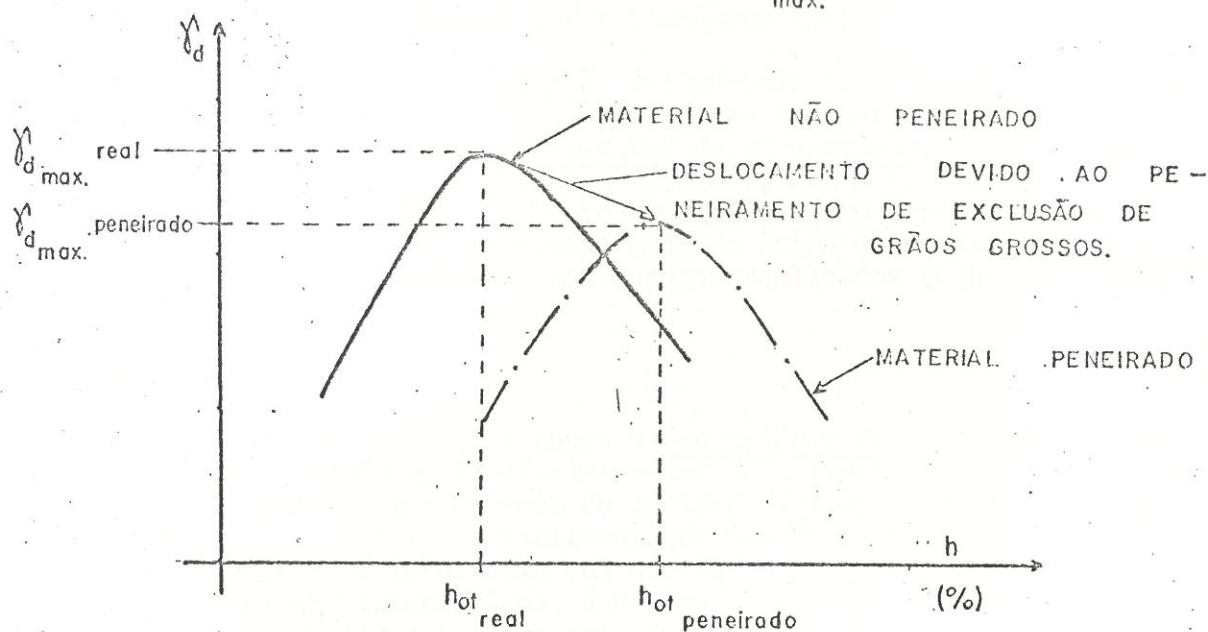
Tendo recebido de V.Sas., em 20/12/77 as cópias de ensaios de compactação (Hill-Proctor), realizados pelo CAB sobre 15 amostras retiradas do aterro compactado, com e sem peneiramento do material para cada amostra, passamos a investigar com maior profundidade a influência de tal procedimento nos "indicadores da qualidade" do aterro, sobre o que passamos a discorrer. O problema denominado "com e sem peneiramento" decorre do fato de que a "Norma" do ensaio de compactação exclue (por peneiramento) partículas maiores do que a malha da peneira n°4 (4.8mm) enquanto tais partículas participam no volume usado para a determinação dos índices físicos in situ no aterro. Os "indicadores de qualidade" são correntemente o GC % e Δh %.

- 1 - Inicialmente relembremos a importância de um aterro compactado homogeneamente (minimização de investigações, de diferença de soluções, e de eventual erraticidade de comportamentos) e a graus de compactação elevados (elevando o nível do "fator mínimo comum" das soluções supra).
- 2 - Os propósitos supra costumam ser liminarmente atendidos por um controle de compactação por ensaios durante a própria terraplenagem.

Porém conforme já mencionado em nosso relatório AÇO-G-081177 deparou-se com um lapso na execução dos ensaios de controle em que se estava confiando. Especificamente trata-se da influência do peneiramento (e mesmo em certos casos o sequeamento a que se submeteria a amostra durante o mesmo) resultando valores de GC% maiores que os reais em decorrência da obtenção de γ_d max menores, (em consequência da condição teoricamente injustificável de utilizar apenas os finos em sua determinação), há um deslocamento de curva de Proctor (curva real), conforme indicado esquematicamente no esquema (a).

./..

Esquema —(a)—.

EFEITO DO PENEIRAMENTO DA AMOSTRA NA DETERMINAÇÃO DE γ_d max. e h_{ot} 

Apresentamos nos gráficos em anexo os resultados de nossas investigações acerca da influência do peneiramento sobre a determinação do GC% e Δh_{ot} do aterro compactado, considerando por enquanto apenas uma pequena intervenção de grãos pois que nos poucos casos recebidos a porcentagem de grãos grosseiros foi muito pequena (até 1,5%) apesar de que porcentagens da ordem de 15% poderiam ocorrer com alguma frequência, segundo nosso conhecimento acerca da granulometria do solo das áreas de aterro, particularmente quando os cortes atingirem maiores profundidades, o que pode geralmente coincidir com os níveis mais elevados, finais dos aterros contíguos.

2.1. - Gráficos apresentados:

2.1.1 - Gráficos n°s. 1, 2, 3 e 4 (vide fig. 1 em anexo); indicam a variação (%) do GC % (real) em função da umidade do material retido na peneira n° 4 (por enquanto, valores admitidos, por falta de dados). Foram empregados apenas dois valores de densidade secas (aproximadamente correspondentes às densidades dos minerais em questão ajustadas por pequena porosidade) $\gamma_{d_s}^1 = 2,70 \text{ g/cm}^3$; $\gamma_{d_s}^2 = 2,30 \text{ g/cm}^3$ em condição mais intemperizada; estes valores são considerados limites (máx e mín) mais prováveis de ocorrência entre os materiais retidos na peneira n° 4. Os gráficos n°s 1, 2, 3 e 4 diferem apenas quanto a porcentagem de material retido na peneira n° 4, tendo sido determinados para 0,5%, 1%, 2% e 10% respectivamente.

2.1.2 - Gráficos n°s 5 e 6 (vide fig. 2 em anexo): indica a variação (%) do GC % (real) em função da porcentagem de material retido na peneira n° 4, para densidades secas igual a $2,3 \text{ g/cm}^3$ e $2,7 \text{ g/cm}^3$ respectivamente, considerando alguns valores de umidade do material retido (3%, 9% e 15%) estimados a partir de pequena variação de porosidade do material.

./..

2.1.3 - Gráfico nº 7 (fig. 2 em anexo) : indica a variação de Δh % (real) em função da porcentagem de material retido na peneira nº 4, para os mesmos valores de umidade do material retido já mencionados (ver item anterior).

Na presente investigação foi adotado para h_{ot} o valor de 30%, com a finalidade de avaliar o universo dos resultados obtidos nos ensaios de compactação, Hilf-Proctor (plotados nos gráficos nº 5, 6 e 7, com a finalidade de investigar as "possíveis" tendências), visto ser este o valor mais representativo para umidade ótima entre as amostras peneiradas constantes nos ensaios realizados (CAB-C/507/1132/77-58).

3 - Considerações finais

3.1 - Comprova-se das indicações supra a necessidade de mais ensaios para definir tendências prováveis dentro do universo teoricamente definido por relações inexoráveis de índices físicos (apresentados nos gráficos nº 5, 6 e 7). Ressaltamos que "volumen de ensaios" não traduz em geral nível de informação tal que diminua o grau de incerteza sobre os parâmetros envolvidos, é necessário que se questione a todo instante a "qualidade" dos ensaios executados. Dentro deste conceito solicitamos que nos sejam enviados o mais breve possível os resultados de ensaios complementares de compactação (Hilf-Proctor), realizados com materiais peneirados e sem peneiramento. Conceitualmente tal solicitação já havia sido transmitida em nosso AÇO-G-200977. Porém, à vista das presentes conclusões que indicam devemos considerar o aterro compactado como um tanto mais heterogeneo do que inicialmente desejado e previsto, sugere-se que esta pesquisa se concentre no material ao redor das posições em que estão sendo e serão realizadas as investigações genericas de aterro compactado (AÇO-G-010977 e AÇO-G-261277). Em cada posição selecionada para prova de carga, sugere-se a execução de 5 ensaios com e sem peneiramento, a profundidade de interesse, isto é, cerca de 1 diâmetro abaixo da cota escolhida para a prova (futura ou em execução). Recomendamos ainda que para cada amostra peneirada sejam determinados: (%) do material retido na peneira nº 4; a densidade natural deste material bem como umidade, com a finalidade de limitarmos, "se possível", o universo real dos indicadores de qualidade do aterro.

3.2 - Face ao fato de que o aterro estava praticamente concluído quando da constatação do problema supra, fica demonstrada a necessidade de um programa um tanto maior de investigação sobre o aterro para definir suas propriedades em condições estatísticas aceitáveis.

Uma destas definições, através de índices SPT, é discutida com orientação conceitual da Teoria de Decisão mediante os dados já disponíveis no relatório AÇO-G-120178.

3.3 - Objetivando tornar de prática corrente a utilização da correção dos "indicadores de qualidade", segundo o conceito descrito, apresentamos a seguir um exemplo de aplicação dos gráficos em anexo:

* Resultados dos ensaios de compactação Hilf-Proctor com peneiramento (PB-33) dados coletados.

- a) - $\gamma_{d \max_1}$ - que juntamente com γ_d obtido in situ resultará no GC% do aterro.
- b) - h_{q_1} - que juntamente com a h obtida "in situ" resultará no Δh % do aterro (este resultado já é dado com valor positivo para aterro do lado úmido, tendo sido invertida a indicação direta do ensaio Hilt).
- c) - (%) de material retido na peneira nº 4 = 2%
- d) - Densidade natural do material retido na peneira nº 4 : $\gamma_{n_2} = 2,55 \text{ g/cm}^3$.
- e) - Unidade natural do material retido na peneira nº 4 : $h_2 = 5\%$
sabe-se que: $\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1 + h}$

$$\therefore \gamma_{d_2} = \frac{2,55}{1 + 0,05} = 2,43 \text{ g/cm}^3$$

entrando no gráfico nº 3 (da fig. 1), correspondente a 2% de material retido na peneira nº 4, com o valor de $h_2 = 5\%$ na curva de $\gamma_{d_2} = 2,43 \text{ g/cm}^3$ (obtida interpolando-se linearmente entre as curvas de $\gamma_{d_2} = 2,30 \text{ g/cm}^3$ e $\gamma_{d_2} = 2,70 \text{ g/cm}^3$), obtemos para o $\Delta \text{GC} \%$ o valor de:

$$\Delta \text{GC} \% = -1,24 \%$$

dessa forma o GC% calculado anteriormente deverá ser corrigido com o valor obtido. Assim sendo:

$$\text{GC}_{\text{real}} \% = \underset{\substack{\uparrow \\ \text{peneirado}}}{\text{GC}_1 \%} + \Delta \text{GC} \%$$

Para correção de Δh % utiliza-se o gráfico nº 6:

entrando com a (%) retida na peneira nº 4 = 2% e com a unidade natural do material retido (interpolando entre as curvas apresentadas) obtemos:

$$[\Delta h_{\text{real}} - \Delta h_{\text{peneir.}}] \% = 0,66\%$$

$$\therefore \underset{\substack{\uparrow \\ \text{obtido no ensaio}}}{\Delta h_{\text{real}}} = \underset{\substack{\uparrow \\ \text{obtido do gráfico nº 6}}}{\Delta h_{\text{pen.}}} + [\Delta h_{\text{real}} - \Delta h_{\text{peneir.}}]$$

- 4 - Conclue-se dos gráficos e da exemplificação supra um fato bem importante: o GC% real do aterro é sempre menor do que o nominal sem correção, nominal este que havia sido tomado como base para o controle de campo.

Obviamente, enquanto as dimensões dos grãos grossaíros e a porcentagem total respectiva não interferirem na "estrutura" da massa compactada circundante, o que mais convém, teórica e praticamente, é não peneirar, realizando os ensaios de compactação para obtenção do pico com material tão próximo quanto possível do material que entrou na determinação dos parâmetros (γ_0 e $h\%$) in situ.

- 5 - Embora a correção sugira que o aterro esteja realmente menos unido do que indicado pelos ensaios sem correção (Gráfico 7) é indispensável lembrar que o $\Delta h\%$ serve apenas de índice para estimativa de sobrepressões neutras de compressibilidade, e o volume de material disponível para tais compressões é reduzido pela presença dos grãos grossaíros. A conclusão sobre tal comportamento é mais complexa podendo bem continuar a dar-se comportamento semelhante ao do material mais úmido mesmo quando o desvio de unidade $\Delta h\%$ real, corrigido, for menor.

Sem mais, de momento, firmamo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Victor F. B. de Mello

GRÁFICO 1

% MATERIAL RETIDO # 4 = 0,5 %

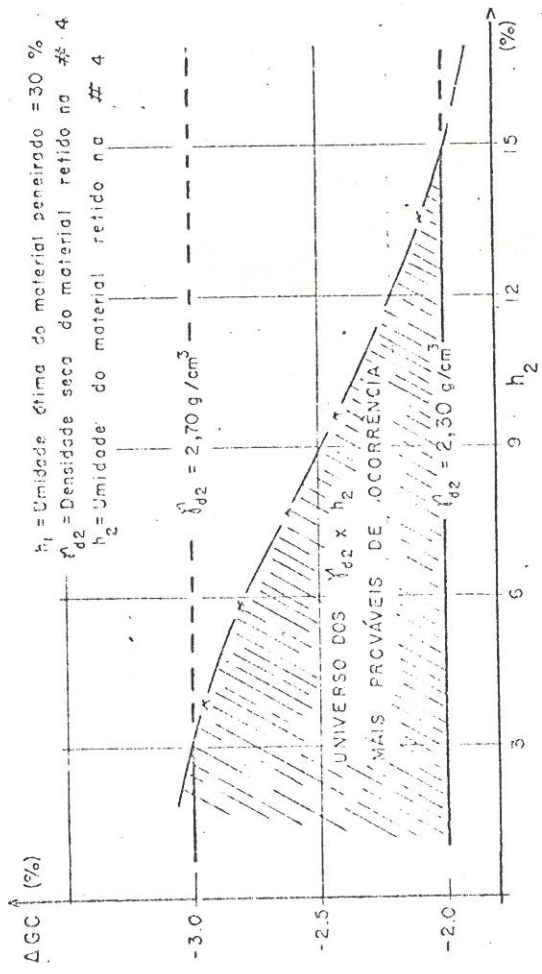


GRAFICO 3

% MATERIAL

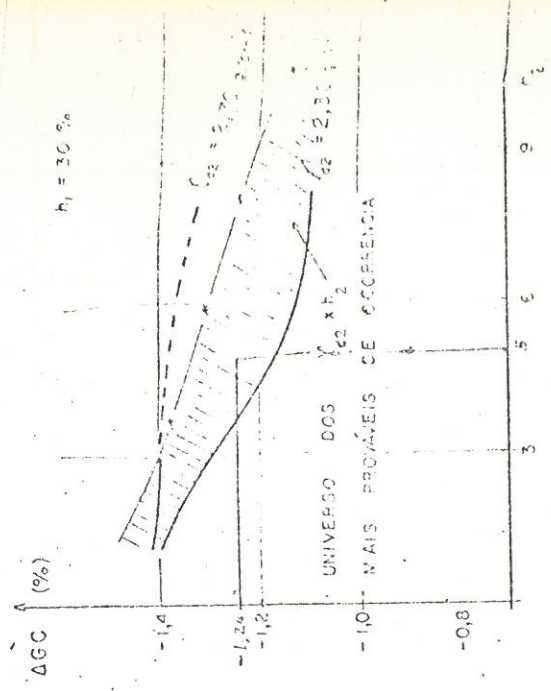


GRAFICO 2

% MATERIAL RETIDO # 4 = 1 %

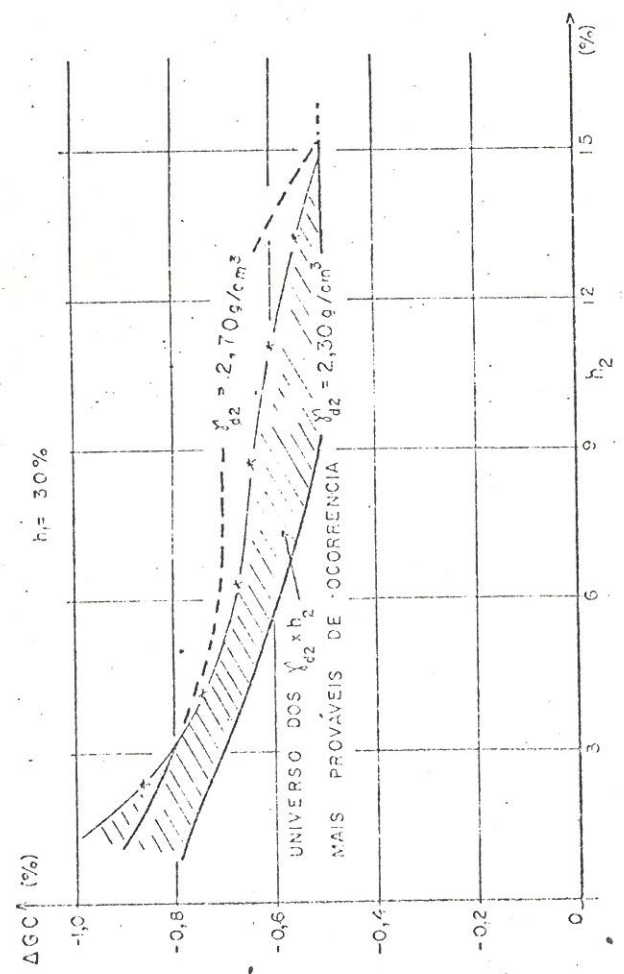


GRAFICO 4

% MATERIAL

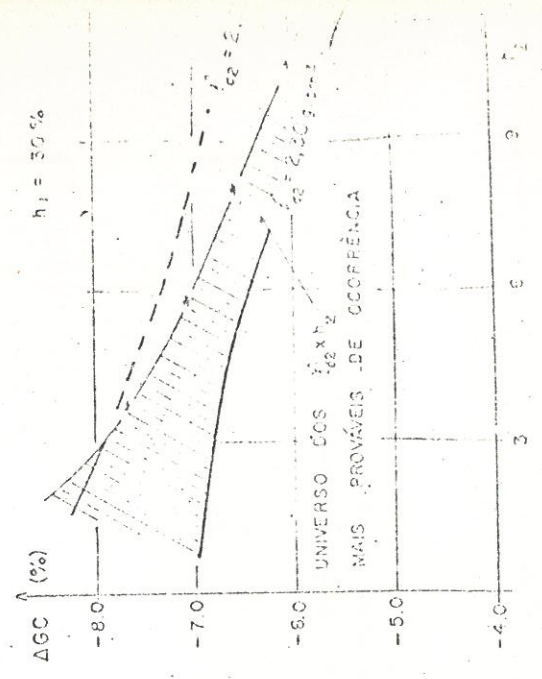


GRAFICO 3

% MATERIAL RETIDO # 4 = 2%

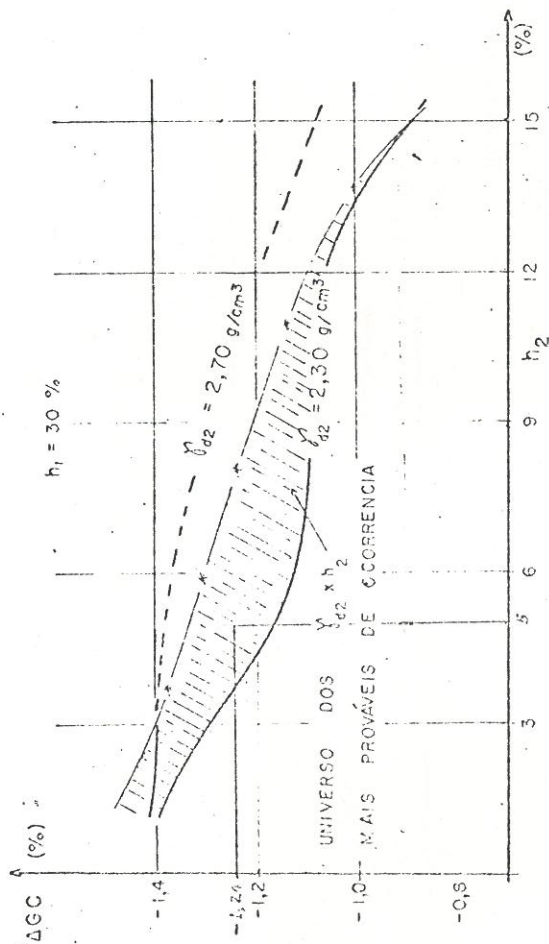
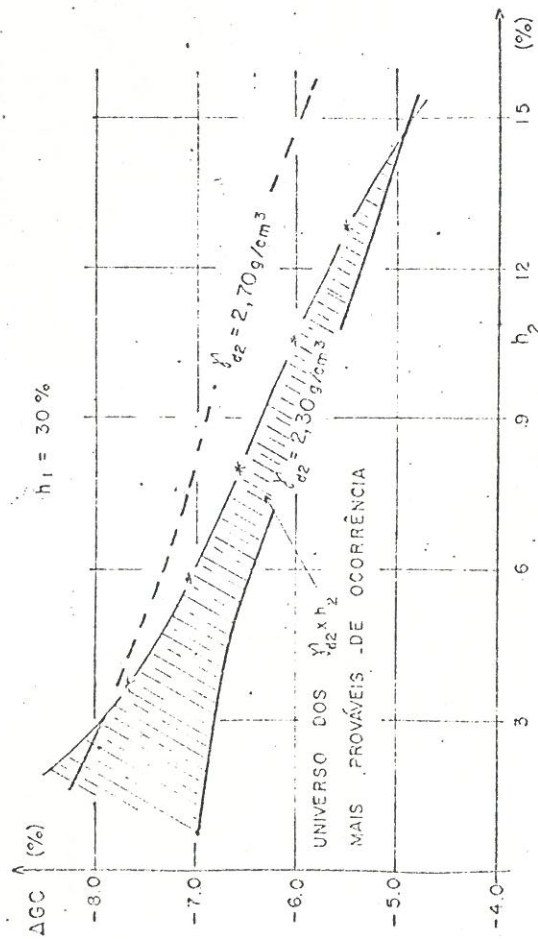


GRAFICO 4

% MATERIAL RETIDO # 4 = 10%



VICTOR F. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA		
Interessado	ACOMINAS	
Obra	USINA DE OURO BRANCO	
Local	ATERROS	
CONTOLE DE COMPACTAÇÃO DO ATERRO		
data	FIGURA	codig
27/12/77	1	ACC-0-271277

GRAFICO 5

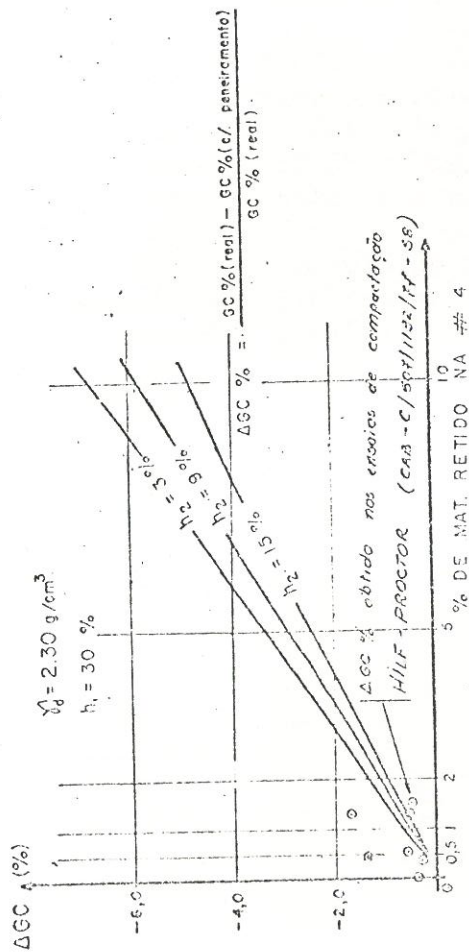


GRAFICO 6

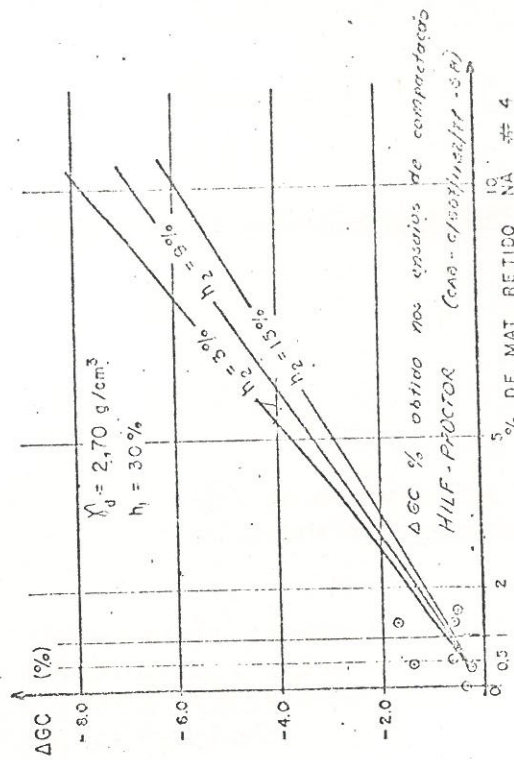
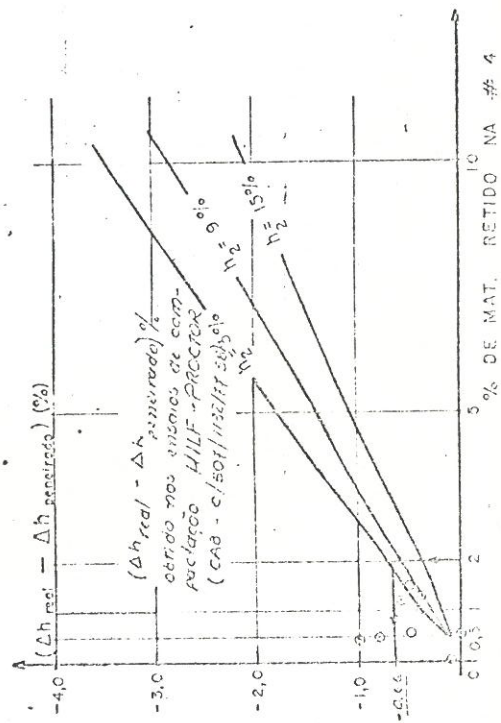


GRAFICO 7



VICTOR F.B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.
Interessado
Obra
Local
CONTELE DE COMPACTAÇÃO DO ATERRO
data
FIGURA
2
27/12/77
ACO-S-27 12 77

- 123 12 000218

São Paulo, 28 de dezembro de 1977

ARQUIVO - LTO

AO DEUS GERAIS S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.000 - BELO HORIZONTE - MG

RECEBERAM COPIAS				
KEC	IEP	160	IEF	

A-06

At. Eng. Lucio Flávio B. Pinheiro

Ref.: PROVAS DE CARGA DA FRANKI, ALTO PORCO

Prezados Senhores:

- 1 - Há muito tempo vimos solicitando com urgência o envio das tabelas de leituras de tempo-recalque em alguns dos incrementos representativos de carregamento das provas de carga.

Aguardamos ainda tais dados referentes às provas de carga executadas pela Geotécnica S.A.. Tendo ontem recebido as tabelas em questão das provas de cargas executadas pela própria Franki, temos condições de encaminhar a V.Sas. de imediato os desenhos anexos, acompanhados das seguintes considerações, que bem assinalarão a extrema importância do assunto.

- 2 - A análise de curvas de tempo-recalque tem duas finalidades extremamente importantes. Primeiramente o entendimento conceitual da estabilização, segundo conceito implícito em toda a norma e particularmente em nossa própria norma que trata "até a estabilização dos deslocamentos a ser determinado através do traçado da respectiva curva tempo x deslocamento. A estabilização poderá ser admitida quando a diferença entre duas leituras sucessivas corresponder a um máximo de 5% do deslocamento havido no estágio". Em segundo lugar a finalidade principal do entendimento do comportamento da estaca, isto é, a interação estaca-terreno circundante, que em casos de solos argilosos pode requerer tempos maiores para desenvolvimento dos deslocamentos em questão.

No próprio texto acima transcrito da norma de prova de carga, o conceito inalterável é o da estabilização. A simplificação codificada referente aos 5% de recalque entre duas leituras sucessivas está implicitamente associada ao comportamento tempo-recalque essencialmente logarítmico, ou seja, de tempos aumentando em progressão geométrica e não aritmética, o que faz uma grande diferença. Todos os fenômenos de exaustão da Natureza, e em particular, os que estão em jogo na Mecânica de Solos, costumam indicar variação com o tempo grandemente decelerante, o que torna extremamente importante respeitar-se os intervalos de tempos indicados por normas. Como menção às observações de meu relatório AÇO-A-511077.

- 3 - No desenho nº 1 anexo, apresentamos curva tempo-recalque de 2 estágios de carga representativos para cada estaca, dando preferência obviamente a ensaios próximos a cargas de trabalho das mais elevadas de interesse. Observamos nitidamente que há comportamentos distintos, alguns indicando tendência à estabilização, enquanto outros definitivamente indicam tendência à plasticização ou ruptura.

De qualquer forma verifica-se que a letra da imposição de 53 citada pela norma não foi cumprida. O comportamento da curva 104 a é mais ou menos típico de um caso em que ocorre a estabilização. Em contraposição bem acentuada, registra-se o comportamento da curva 276 a que indica nítida plastificação.

- 4 - No desenho nº 2 apresentamos as curvas tempo-recalque sob a carga máxima de ensaio de cada prova. De novo observam-se comportamentos nitidamente distintos. Por exemplo no caso da curva 276 c há uma indicação de tendência de estabilização, apesar de se estar carregando com 258 toneladas: ora esta mesma prova tinha indicado plastificação sob a carga muito inferior no desenho nº 1, sob a curva 276 a. Evidências deste tipo tornam absolutamente óbvio o fato de que a rutura se deu por atrito ao longo do fuste de uma estaca que sofreu levantamento pela cravação de estacas contíguas, sem cuidados especiais; e, no entanto, após ter sido absorvido o deslocamento correspondente à subida do fuste, quando a estaca reencontrou a sua base alargada, o comportamento do conjunto não indica plastificação nenhuma sob carga muito maior segundo a curva 276 c no desenho nº 2.

Em contraposição a curva 104 c no desenho nº 2 já indica uma tendência à plastificação sob a carga 257 t.

- 5 - Muito se tem discutido sobre o aproveitamento a se dar às estacas que foram cravadas de acordo com o projeto da MPL.

Lamentavelmente todas estas discussões foram estéréis porque as próprias provas de carga não haviam sido executadas com os cuidados exigidos por norma e necessárias para uma interpretação adequada da fenomenologia em questão.

Para finalizar os estudos indispensáveis a tal aproveitamento de importância econômica significativa, aguardamos urgentemente a chegada das tabelas tempo-recalque das provas de carga iniciais, isto é, executadas pela Geotécnica S. A..

- 6 - É indispensável frisar que a aplicação de novos carregamentos antes da estabilização adequada sob o carregamento anterior automaticamente piora a aparência e os próprios resultados da prova. Obviamente os recalques que não tiveram tempo de se evidenciar sob determinado carregamento passam a se acumular com os recalques provados pelos carregamentos maiores: assim, na aparência gráfica da prova de carga os recalques sob cargas maiores são proporcionalmente aumentados, aumentando a aparência de uma plastificação (rutura) sob carga total menor.

Também, sob o ponto de vista de comportamento de solos silto-argilosos saturados, sabe-se que em tal condição a rutura realmente ocorre sob carga menor. Não ter havido estabilização de recalque significa perdurar uma certa parcela de sobrepressão neutra ainda por dissipar, o que faz com que a resistência do solo circundante seja menor perante o próximo incremento de carga.

- 7 - Finalmente, cabe ainda lembrar que é bem estabelecido que a rutura "da base" só se efetiva com recalques (da base) de uma certa percentagem (digamos geral

mente cerca de 10%) do diâmetro de base. Ora, se considerarmos um recalque total (até o fim do carregamento máximo) de 5 cm, daria impressão de estar nos discutindo um recalque da base de 5" D. Ora se realmente os primeiros 2 cm (digamos) tiverem ocorrido sem que o fuste (presumivelmente levantado) tivesse reconectado a base, o recalque real a que a base teria ficado submetida seria de 3 cm ou seja da ordem de 3" D. Quanto menor esta proporção, mais se compreenderá não ter sentido uma interpretação de que ao final da prova a estaca tenha rompido (fuste e base).

Seu mias pelo presente, subscrevemo-nos,

Atenciosamente.

VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.



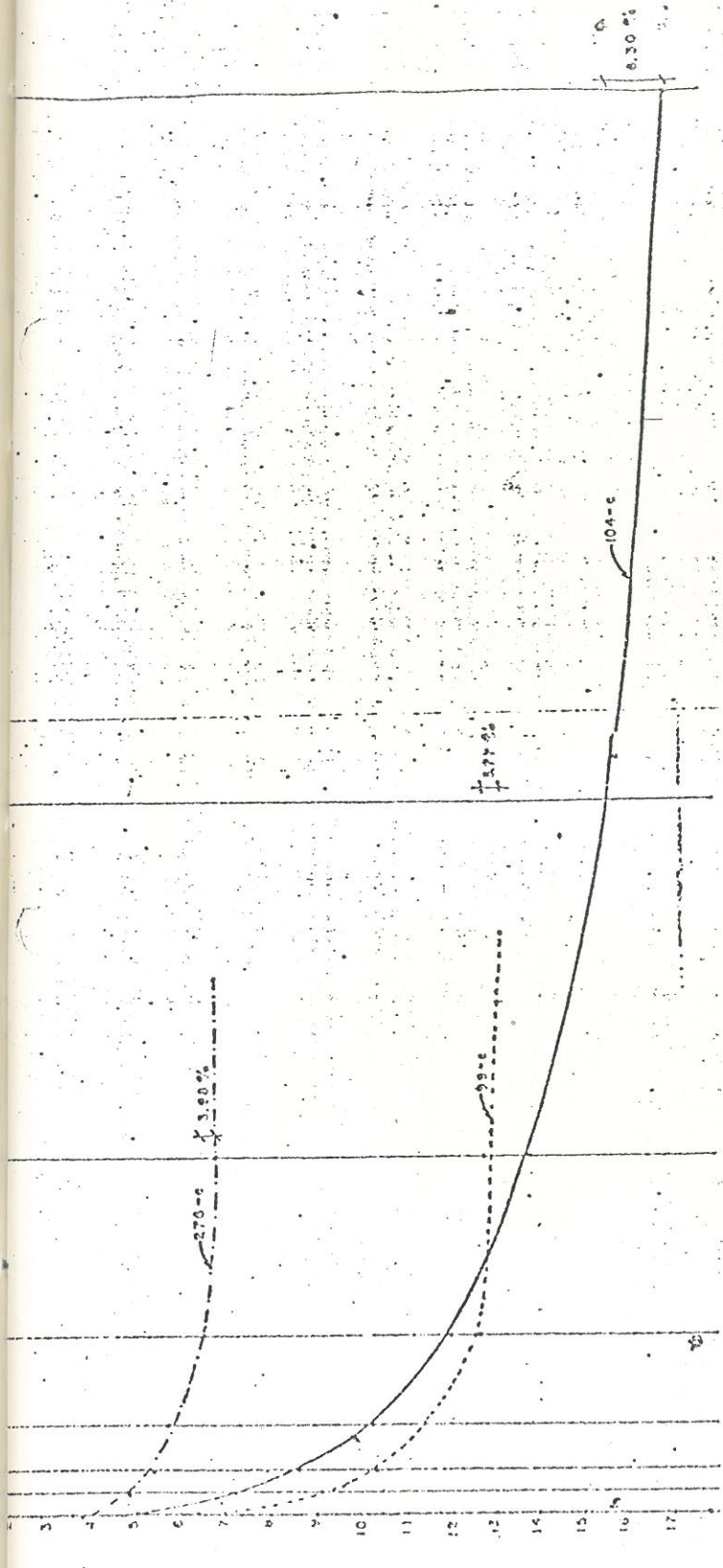
Victor F. B. de Mello

Anexo: 2 desenhos

VM/lmo

NOMENCLATURA UTILIZADA

99-c-a marga 99 em carga de 2371
 104-c-a " 104 " " 2371
 176-c-a " 176 " " 2371



VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C. L132			
INTERVENÇÃO	ACOMINAS		
USO	USINA DE OURO BRANCO		
LUGAR	ALTO FORNO		
CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA CARGAS			
MÁXIMA DAS PROVAS DE CARGAS			
DATA	2	USINA	ACO-AF-261277
12/12/77			

[illegible]

UNIVERSITY	1	ASS-AP-294277
DATE	2010	
PROXIMAS	AS DE TRABAHO	
CURVAS	TEMPO-BALANCE PARA CARGAS	
GENI	ALTO FORNO	
USINA	DE CURO BRANCO	
ACUMINAS		
UNIVERSITY	2	ASS-AP-294277
DATE	2010	
PROXIMAS	AS DE TRABAHO	
CURVAS	TEMPO-BALANCE PARA CARGAS	
GENI	ALTO FORNO	
USINA	DE CURO BRANCO	
ACUMINAS		

São Paulo, 29 de dezembro de 1977

Aço Minas Gerais S. A.
Rua Inconfidentes, 1001 - 4º andar
30.000 - BHLO HORIZONTE - MG

At. Dr. Stélio Francisco da Costa
Eng. Lúcio Flávio B. Pinheiro

Ref.: MEDIDORES DE RECALQUES E PIEZÔMETROS
INSTALADOS NO ATERRO

Ver nossos relatórios: AÇO-G-181077
AÇO-G-101177
AÇO-G-281177

Prezados Senhores:

Acusamos o recebimento das novas leituras dos medidores de recalques MR-1, MR-2, MR-3 e MR-6 e passamos a breves considerações:

- 1 - Os recalques indicados pelos medidores KM instalados no aterro nas áreas de talvega, vem ocorrendo principalmente pelo aumento da pressão total, pois em nenhum ponto de aterro já havia atingido a cota final do greide. Contribui também para ocorrência dos recalques em algumas áreas porém no estágio atual com menos participação que a elevação do aterro, a dissipação de pressões neutras, conforme indicação dos piezômetros: P-1/2; P-2/2 e P-2/3 próximos aos medidores de recalque MR-1 e MR-6.
- 2 - Objetivando uma aceleração dos recalques no aterro superiores que sejam iniciados ensaios de bombeamento utilizando os tubos dos medidores de N.A. como bocas de alívio, segundo a programação na própria instalação respectiva. A importância de tais ensaios não está apenas no aumento da velocidade dos recalques, já demasiadamente comprovada pela experiência em outras obras, mas também pelos importantes dados (permeabilidade, etc.) acerca do aterro que possam ser obtidos durante a execução dos mesmos, desde que se observe a sequência de operações e leituras indicadas no esquema (a) (em anexo). Sugere-se que inicialmente os ensaios sejam efetuados nos tubos de medidores de N. A. denominados "piezômetros" P-2/2 e P-2/3 que estão mais próximos do medidor de recalques MR-6; como na área circundante o aterro já está quase à sua cota final de greide (aprox. 3 m.) o efeito de sobrecarga será nulo, permitindo salientar comparativamente o efeito da depressão do lençol d'água e das pressões neutras.

/./.

Solicitamos que antes da data, a ser fixada por V.Sas., para o início dos ensaios, sejam avisados a fim de enviarmos sugestão para a tabulação de dados, bem como, se necessário, eventual acompanhamento na obra e as primeiras fases de ajuste de ensaio às condições locais.

- 3 - Visando uma investigação mais detalhada do comportamento do aterro quanto a recalques e dissipação de pressões neutras, que será objeto de relatório próximo futuro, ficamos no aguardo do recebimento das leituras conforme especificado na reunião de 19/12/77, pela Tenenge - Bechtel.

Sem mais para o momento, firmamo-nos,

Atenciosamente.

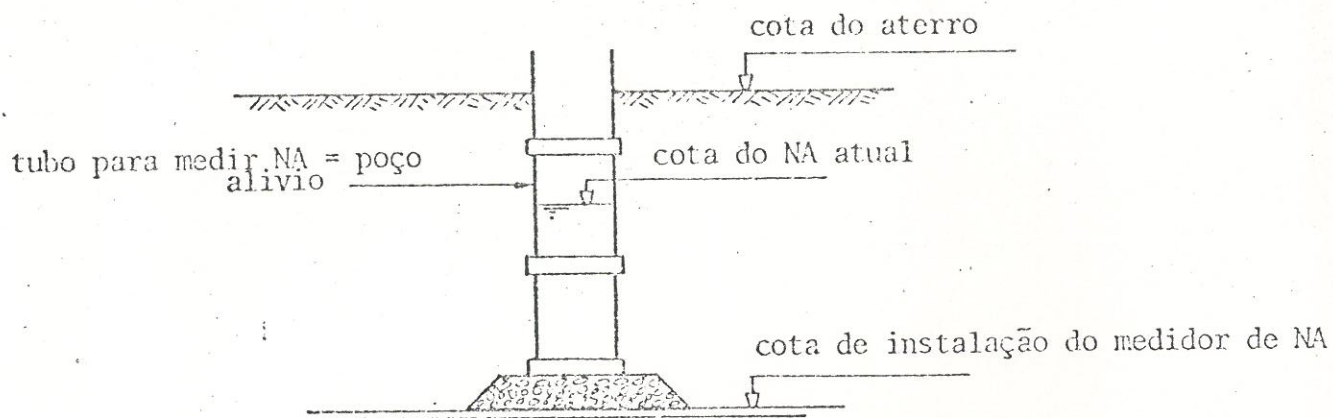
VICTOR F. B. DE MELLO & ASSOCIADOS S/C LTDA.

Vitor Guilherme B. de Mello

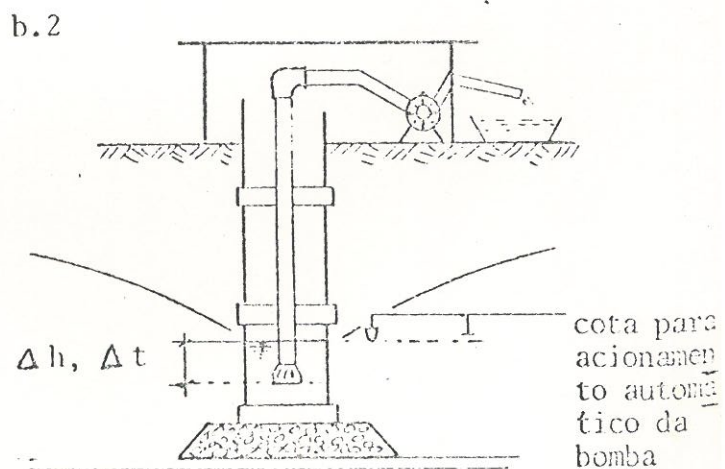
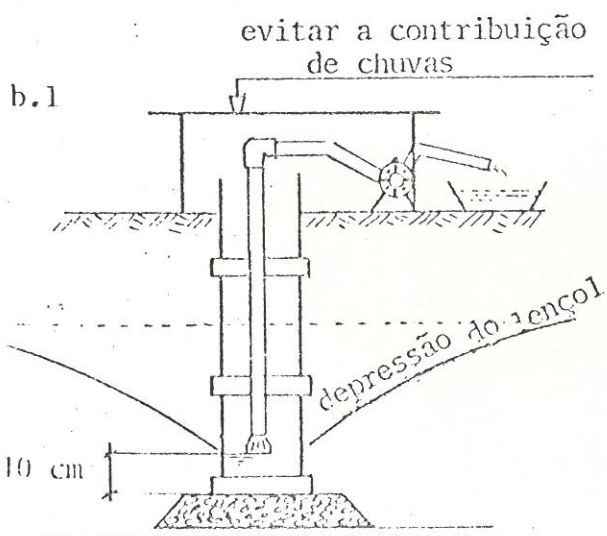
anexo: figura explicativa ff

ESQUEMA (a)

a)- Leitura do NA no tubo instalado, antes do início do bombeamento.



b)- Esgotamento do poço até aproximadamente 10 cm do fundo por meio de bomba com controle automático, acumulando a água bombeada para medida de volume e registrando o tempo de recuperação para uma pequena elevação do NA.



(*) N.B.: Estes tubos tem sido chamados de piezômetros, mas erroneamente.