

## CONTRIBUIÇÃO À ANÁLISE DA CAPACIDADE DE SUPORTE EM APOIOS DE TÚNEIS ESCAVADOS EM SOLO

CONTRIBUTION TO THE ANALYSIS OF THE BEARING CAPACITY OF TUNNELS EXCAVATED IN SOIL

**Jean Rodrigo Garcia<sup>1</sup>, Paulo José Rocha de Albuquerque<sup>2</sup>, Rodrigo Álvares de Araújo Melo<sup>3</sup>**

<sup>1</sup>Doutor em Engenharia Civil. Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil. Uberlândia, MG, Brasil. E-mail: jean.garcia@ufu.br

<sup>2</sup>Doutor em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, Brasil.  
E-mail: pjra@fec.unicamp.br

<sup>3</sup>Mestre em Engenharia Civil. Empresa Mendes Júnior. E-mail: rodrigo.melo@mendesjunior.com.br.

### RESUMO

A capacidade de suporte de fundações apoiadas em solo depende de diversos fatores, tais como: forma da fundação, profundidade de embutimento, inclinações da carga aplicada, dimensões da base e tipo de terreno. Nas escavações de túneis, o apoio da cambota distribui as tensões provenientes do maciço e dos revestimentos primários diretamente ao solo. Nestes apoios, é comum o corte horizontal do terreno, mantendo-se a base da cambota inclinada por um elemento pré-moldado de concreto que posteriormente é preenchido com concreto projetado. Por outro lado, em alguns casos, os projetos são elaborados e analisados numericamente com apoio plano inclinado, divergindo da prática construtiva. Assim, são analisados neste trabalho, pela proposta de Hansen (1961) e modelagem numérica, os efeitos da inclinação do terreno no dimensionamento e no comportamento dos apoios de túneis escavados em solo. Os resultados revelaram que a inclinação do corte do terreno influencia na capacidade de carga e na forma como ocorrem as solicitações no maciço. Apoios inclinados permitem que a distribuição das tensões ocorra externamente à seção do túnel e conseqüentemente apresentem maior capacidade de carga. Portanto, é imprescindível que as análises numéricas sejam fidedignas às etapas construtivas da forma como será executado.

**Palavras-chave:** Túneis em solo. Capacidade de Suporte. Modelagem numérica.

### ABSTRACT

The bearing capacity of foundations supported on soil depends on various factors such as shape of the foundation, depth of embedding, inclination of the load applied, base dimensions and type of soil. In excavations of tunnels, the camshaft support distributes stresses from the massif and from primary coatings directly to the soil. In these supports, a horizontal cut of the terrain is usual, and the base of the camshaft is kept at an angle by a pre-cast concrete element which is later filled with sprayed concrete. On the other hand, in some cases the projects are developed and analyzed numerically with a flat inclined support, which diverges from the common building practice. In this sense, the effects of terrain inclination in dimensioning and behavior of supports of tunnels excavated in soil are analyzed in this work by means of the proposal of Brinch Hansen and also via numerical modeling. The results showed that the inclination of the cut of the terrain influences the load capacity as well as the way stresses in the massif take place. Inclined supports allow stresses to be distributed externally to the tunnel section and, as a consequence, they have a greater load capacity. Therefore, it is critical for numerical analyses to be consistent with the building stages as they will be built.

**Keywords:** Tunnels in soil. Bearing capacity. Numerical modeling.

### 1 – INTRODUÇÃO

O crescimento populacional das grandes cidades desafia a engenharia civil e no caso deste trabalho a engenharia geotécnica, em propor soluções eficientes e sustentáveis sob o aspecto da fluidez urbana.

O principal motivo é a falta de espaço na superfície nas principais cidades, juntamente com os requisitos para conexões de tráfego mais rápidas (VYDROVÁ; VESELÝ, 2011).

A solução que tem se mostrado bastante eficaz e traz bons resultados em termos de conforto e agilidade no transporte de pessoas é sem dúvida, o metrô. Entretanto, é preciso um elevado investimento financeiro para avançar com a malha metrô interligando bairros e principalmente a zona periférica densamente povoada com o centro comercial das grandes cidades, caracterizados pela

grande oferta de empregos. Nesse sentido, grandes obras subterrâneas são necessárias para implantação da rede, como por exemplo, escavações em túneis e poços de acesso. Essas construções subterrâneas demandam grande responsabilidade dos engenheiros e técnicos da área geotécnica, pois se executam as escavações de túneis no subsolo da área urbana ocupada por edificações das mais diversas características, além das redes de abastecimento de água e coleta de esgoto. O projeto destas obras tem acompanhado a tendência da área de engenharia pelo aumento na utilização de *softwares* computacionais que aceleram e aprimoram os cálculos mais complexos, como por exemplo, simular o comportamento de um maciço de solo frente a escavação de um túnel e todo o processo de redirecionamento das tensões e deformações do maciço que ocorrem simultaneamente. Dessa forma, podem-se reduzir riscos e aperfeiçoar o prazo de uma obra de maneira segura.

Uma das principais características da prática de engenharia é a necessidade e esforço para produzir projetos de forma ideal e eficiente. Este esforço leva à criação de modelos numéricos ainda mais complexos e detalhados de estruturas de engenharia (BTS; ICE, 2004)

Os modelos numéricos para uso em projetos de túneis melhoraram enormemente na última década e há poucas dúvidas de que eles continuarão a melhorar. No entanto, mesmo os melhores modelos são apenas aproximações da realidade e nunca devem ser considerados como um substituto para o senso comum e julgamento de engenharia geotécnica (HOEK; BROWN, 1997).

Existe ainda, a necessidade de projetistas adequarem seus modelos de cálculo às condições peculiares de como será feita a escavação in loco. A modelagem numérica por elementos finitos necessita refletir a forma como ocorre à metodologia construtiva passo a passo. Nesse aspecto, destacam-se alguns cuidados com relação ao apoio das cambotas atrelado ao modelo numérico e de que forma as divergências entre projeto, modelagem numérica e execução podem impactar em riscos para a estabilidade do maciço.

Têm sido observados problemas de ruptura do solo no apoio dos revestimento de túneis, denominados “pata de elefante”, que, segundo Vydrová e Veselý (2011), depende das características geotécnicas do solo sob o apoio e a magnitude do recalque será maior se as condições geológicas forem desfavoráveis.

O controle adequado das pressões no solo garante uma estrutura segura e econômica, bem adaptada à heterogeneidade inerente das condições do solo. Na maioria dos casos, a magnitude das deformações no solo não é crítica, e muitas vezes é benéfica, pois tende a reduzir as cargas do solo no suporte do túnel. A exploração de medidas de deformação é compatível com modernos métodos de projeto de túnel que incluem um conjunto de sistemas de escavação e suporte para cobrir o espectro esperado de condições ao longo do túnel. A seleção do sistema aplicável durante a escavação do túnel baseia-se na geologia encontrada na face do túnel, bem como na experiência das seções de túnel previamente escavadas em condições semelhantes, obtidas por medições de deformação apropriada (KAVVADAS, 2005).

Neste trabalho é utilizado o método de cálculo da capacidade de carga de fundações rasas de Hansen (1961), que introduziu diversos fatores, como inclinação da carga aplicada, inclinação da base da fundação e inclinação do terreno. E também, modelagem numérica por elementos finitos, *software* RS<sup>2</sup> (ROCSCIENCE) para análises referentes às tensões atuantes no maciço devido ao apoio da cambota.

## 2 – CAPACIDADE DE SUPORTE DE TÚNEIS

Segundo Carreira (2014), a escavação do *invert* próximo da sapata de apoio do arco representa condição de risco desta fundação. Devido à compressão do solo, ocorre uma contínua penetração da sapata e o cisalhamento vertical em volta do perímetro da mesma. O solo no entorno permanece relativamente sem envolvimento e praticamente não apresenta movimentações visíveis (MURAKAMI, 2001).

## 3 – CONTRIBUIÇÃO DE HANSEN

Para avaliação da capacidade de carga da fundação com bases inclinadas, será utilizado o modelo proposto por Hansen (1961) conforme se apresentam nas Equações 1 a 4 e esquematizado na Figura 1. A influência da excentricidade é feita a partir da redução da área real da base da fundação, considerando uma área efetiva ( $B'$  e  $L'$ ), para o cálculo da carga de ruptura. Neste ajuste, faz-se com que o centro geométrico da base da fundação coincida com o ponto de aplicação da carga.

$$q_{ult} = P1 + P2 + P3 \quad (1)$$

$$P1 = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c \quad (2)$$

$$P2 = qN_q s_q d_q i_q b_q g_q \quad (3)$$

$$P3 = \frac{B'}{2} \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (4)$$

Em que:

$q_{ult}$ : capacidade de carga última

P1, P2, P3: parcelas de carga

$N_c, N_q, N_\gamma$ : fatores de capacidade de carga

$s_c, s_q, s_\gamma$ : fatores de forma

$d_c, d_q, d_\gamma$ : fatores de profundidade

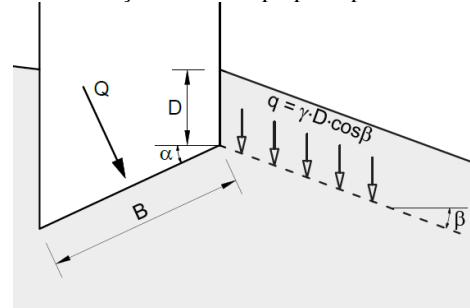
$i_c, i_q, i_\gamma$ : fatores de inclinação da carga

$b_c, b_q, b_\gamma$ : fatores de incl. base fundação

$g_c, g_q, g_\gamma$ : fatores de inclinação do terreno

$A' = B' \cdot L'$ : área efetiva de fundação

Figura 1 – Situação de análise proposta por Hansen (1961)



Em que: Q = carga aplicada na fundação; D = profundidade de embutimento; q = sobrecarga devido ao peso próprio do solo;  $\alpha$  = ângulo de inclinação da base de fundação;  $\beta$  = ângulo de inclinação do terreno;  $\gamma$  = peso específico do solo; B = largura do elemento de fundação.

Os fatores de capacidade de carga a serem empregados na metodologia de Hansen (1961) dependem fundamentalmente do ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ) e podem ser obtidos pelas Equações 5 a 7.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (5)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (6)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (7)$$

Os fatores de forma para o caso analisado serão iguais a 1,0 (um), pois se tratando de túnel tem-se apoio contínuo em forma de sapata corrida, ou seja,  $S_q = S_c = S_\gamma = 1$ .

O efeito da profundidade de embutimento da fundação é contabilizado ao não desprezar essa parcela de resistência. Dessa forma, ocorre um aumento do valor de cada termo da fórmula geral ao serem utilizados os fatores de correção do efeito de profundidade, conforme se apresenta nas Equações 8 a 13.

$$\text{Para } \rightarrow \frac{D}{B} \leq 1$$

$$d_c = d_q - \left( \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi} \right) \quad (8)$$

$$d_\gamma = 1,0 \quad (9)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D}{B} \quad (10)$$

$$\text{Para } \rightarrow \frac{D}{B} > 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \tan^{-1} \left( \frac{D}{B} \right) \quad (11)$$

$$d_\gamma = 1,0 \quad (12)$$

$$d_c = d_q - \left( \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi} \right) \quad (13)$$

Hansen (1961) propôs expressões para o cálculo dos fatores de correção da inclinação. Esses coeficientes só eram possíveis de serem utilizados para o caso de estado plano de deformações, com  $L$ , maior lado da sapata, muito maior que  $B$ , menor lado da sapata, e a inclinação da carga atuando na direção do menor lado, transversal. No caso dos apoios das cambotas de túneis tem-se a condição adequada para aplicação do equacionamento proposto por Hansen.

Os fatores de inclinação da carga são necessários para corrigir a influência da inclinação da carga na capacidade suporte da fundação apoiada diretamente em solo, conforme Equações 14 a 16.

$$i_c = i_q - \left( \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi} \right) \quad (14)$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{P}{Q + B'L'c \cot \phi} \right]^m \quad (15)$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{P}{Q + B'L'c \cot \phi} \right]^{m+1} \quad (16)$$

O valor do coeficiente  $m$  depende da direção da inclinação da carga. Caso a inclinação seja na direção de  $B$  ou de  $L$ , deve-se seguir as Equações 17 e 18.

$$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad (17)$$

$$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad (18)$$

Caso a inclinação da carga faça um ângulo  $\theta$  com a direção  $L$  tem-se as Equações 19 e 20.

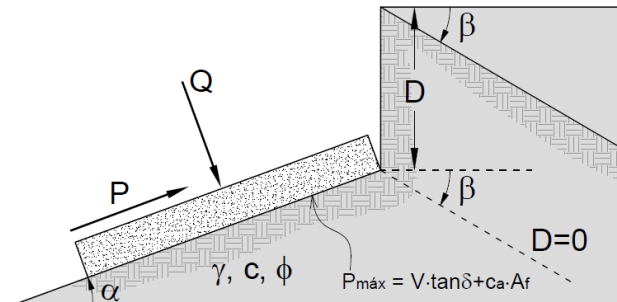
$$m = m_n = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta \quad (19)$$

$$P \leq Q \tan \delta + A'c_a \quad (20)$$

Em que:  $\theta$  é o ângulo formado entre a carga com a direção longitudinal da sapata, comprimento “ $L$ ”;  $\delta$  = ângulo de atrito no contato solo fundação;  $c_a$  = adesão no contato solo fundação.

Em algumas situações na engenharia geotécnica, pode-se utilizar a inclinação do terreno na base da fundação com o objetivo de facilitar a transferência de cargas horizontais adequadamente ao solo. Além disso, muitas vezes pode-se construir em terrenos cuja superfície é inclinada. Nas análises da influência desses dois fatores, o ângulo  $\alpha$  será referente à inclinação da base da fundação e o  $\beta$  à inclinação do terreno, conforme mostrado na Figura 2.

Figura 2 – Efeito da condição de apoio inclinado



Em que:  $Q$  = carga aplicada na fundação;  $D$  = profundidade de embutimento;  $P$  = carga horizontal;  $\alpha$  = ângulo de inclinação da base de fundação;  $\beta$  = ângulo de inclinação do terreno;  $\gamma$  = peso específico do solo;  $\phi$  = ângulo de atrito do solo;  $c$  = coesão do solo;  $P_{\max}$  = força resistente máxima disponível;  $V$  = carga vertical perpendicular a base;  $A_f$  = área de contato solo fundação.

Os fatores de inclinação da fundação levam em consideração se a inclinação está favorável para que o bulbo de tensões se dissipe para dentro do maciço ou para condição menos favorável, ou seja, internamente à seção do túnel escavado. Os valores dos fatores de inclinação podem ser obtidos por meio do emprego das Equações 21 e 22.

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi)^2 \quad (21)$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi} \quad (22)$$

Estes fatores tratam da condição da superfície do maciço, podendo atribuir a condição de maciço íngreme de acordo com as Equações 23 e 24. Entretanto, no caso deste artigo essa condição é estável e igual a 1.

$$g_c = g_q - \frac{1,0 - g_q}{N_c \cdot \tan \phi} \quad (23)$$

$$g_q = g_\gamma = (1,0 - \tan \beta)^2 \quad (24)$$

#### 4 – MATERIAL E MÉTODOS

Para analisar o efeito da inclinação do apoio de túneis e respectivas cambotas foi considerada uma seção típica (Figura 3) de túneis escavados em obras na cidade de São Paulo, SP, Brasil e suas respectivas características geológicas e geotécnicas para os casos analisados. O subsolo local é constituído por extratos superficiais de solos terciários da Formação São Paulo, variando entre camadas arenosas e camadas argilosas. A seguir são encontrados solos terciários da Formação Resende, com camadas tipicamente arenosas e posteriormente camadas argilosas. Os parâmetros das mencionadas camadas do solo são apresentados na Tabela 1. Os parâmetros de resistência e deformabilidade do concreto projetado e tela de aço são apresentados na Tabela 2.

Tabela 1 – Parâmetros geotécnicos adotados

solo	$\gamma$	c	$\phi$	v	$E_s$	$k_0$
1	16	10	20	0.35	8	0.83
2	18	30	26	0.23	50	0.67
3	19	40	22	0.15	40	0.80

Em que: 1: extratos superficiais de solos; 2: terciários da Formação São Paulo; 3: terciários da Formação Resende;  $\gamma$  = peso específico (kN/m<sup>3</sup>); c = coesão (kPa);  $\phi$  = ângulo de atrito (°); v = coeficiente de Poisson;  $E_s$  = Módulo de deformabilidade (MPa),  $K_0$  = coeficiente de empuxo em repouso.

Figura 3 – Seção típica para escavação de túneis em solo

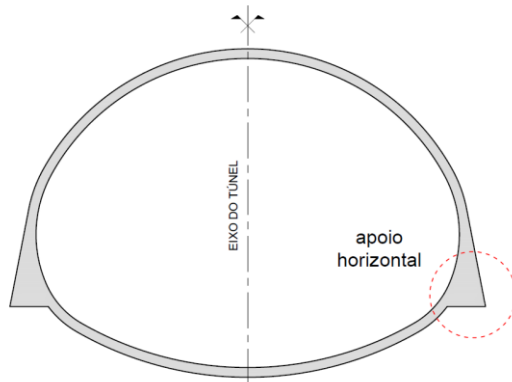


Tabela 2 – Propriedades do concreto projetado

Material	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$f_{ck} / f_{yk}$ MPa	E MPa
Concreto projetado	25	$\geq 25$	24.000
Tela de aço soldada	78,6	$\geq 600$	210.000

Em que:  $\gamma$  = peso específico;  $f_{ck}$  = resistência característica do concreto;  $f_{yk}$  = resistência característica do aço; v = coeficiente de Poisson; E = Módulo de deformabilidade.

As fundações das seções de túneis analisadas foram estabelecidas com o intuito de avaliar o ganho de capacidade de carga em função do efeito da inclinação do terreno plano, horizontal e inclinado.

A forma como se efetuará o apoio é de simples entendimento, entretanto, a questão está em avaliar os riscos inerentes em ter sido projetado de uma forma e executado de outra. Ou seja, o apoio pode ser escavado horizontalmente e somente a armadura da treliça

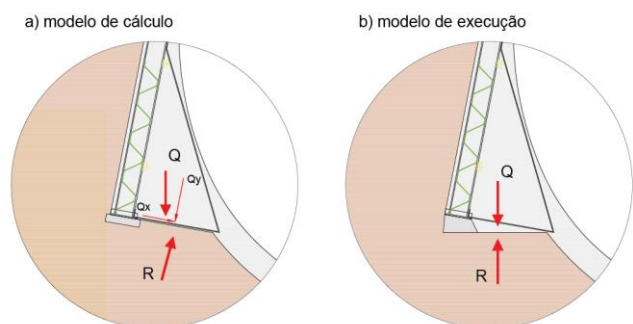
permanecerá inclinada por um elemento de concreto pré-moldado.

Apesar de ambas as situações serem passíveis de execução, é comum que, quando o apoio foi projetado como inclinado, Figura 4a, tal condição não seja respeitada integralmente durante a escavação da seção do túnel. Por outro lado, sabe-se que em termos práticos e construtivos, a escavação é executada para apoio horizontal e posteriormente utiliza-se um elemento pré-moldado de concreto, que permitirá que a cambota fique inclinada e na sequência todo o “nicho” deste apoio seja preenchido com concreto projetado, Figura 4b.

Nesta condição, a forma como se transfere a carga “Q” para o solo é diferente, e consequentemente, suas respectivas reações também serão, como mostrado na Figura 4a. Devido ao apoio inclinado, ocorre o surgimento da componente “ $Q_x$ ” que contribui para estabilidade do túnel, uma vez que devido a tensão vertical atuante sobre o túnel tende a comprimi-lo gerando esforços nas laterais da seção na mesma direção de “ $Q_x$ ” porém em sentido oposto. Em decorrência da força “ $Q_x$ ” há uma diminuição da componente “ $Q_y$ ”, ou seja, menor sollicitação da fundação sobre o solo.

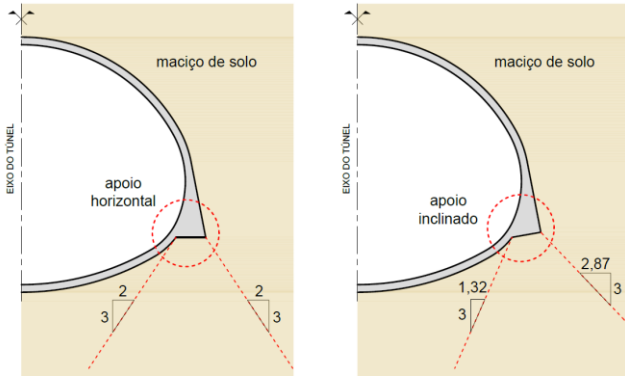
Os dois tipos de seção analisadas são passíveis de execução, entretanto sob o aspecto prático, é usual executar fundações em base horizontal, Figura 4a e Figura 4b. Entretanto, as diferenças entre projeto e execução impactam diretamente na capacidade suporte destes apoios em solo, uma vez que a direção de tensões no apoio inclinado se afasta da região escavada do *invert* e direciona para o maciço a distribuição das tensões (Figura 5). Tal condição revela que a situação do apoio inclinado, tende a ser mais favorável a absorção de carga em relação ao apoio horizontal.

Figura 4 – Modelos de cálculo analisados



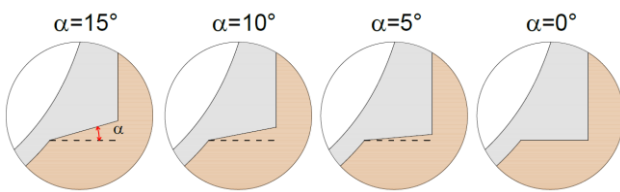
Neste trabalho foram feitas análises da capacidade suporte de acordo com variação do ângulo de inclinação do apoio com o plano horizontal, conforme mostrado na Figura 6. Apesar de não ser usual inclinações menores que 10°, adotaram-se tais valores com o intuito de avaliar a tendência de comportamento e melhorar o entendimento sobre o efeito da inclinação em relação a capacidade suporte do solo.

Figura 5 – Espreadimento de tensões



De forma complementar foram efetuadas análises numéricas no intuito de melhor avaliar e interpretar os resultados analíticos e, portanto, foi empregado o modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb. Para o concreto adotou-se o modelo Plástico Parabólico, disponível pelo *software* RS2 da Rocscience.

Figura 6 – Variação da inclinação dos apoios

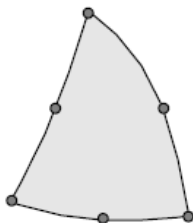


As análises numéricas realizadas neste trabalho foram subdivididas em duas etapas. A primeira corresponde à calibração dos parâmetros geotécnicos no modelo constitutivo de Mohr-Coulomb e a consequente obtenção dos parâmetros para o dimensionamento e moldagem das bases inclinadas. A segunda fase corresponde ao grupo de análises numéricas realizadas para o apoio plano horizontal e inclinado.

Existem diversos tipos de elementos finitos e estes apresentam formas geométricas diversas, ex: triangular, quadrilateral, cúbico etc., em função do tipo e da dimensão do problema.

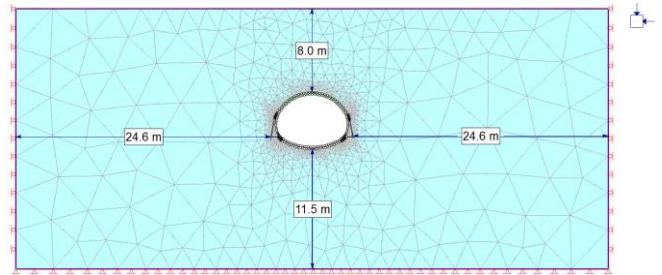
A malha de elementos finitos foi discretizada por elementos do tipo triangular, compostos por seis nós, conforme apresentado na Figura 7. Este tipo de elemento permite realizar interpolação quadrática não linear, adequado para bem caracterizar análises tensão e deformação de túneis em solo.

Figura 7 – Elemento triangular com seis nós



A malha de elementos finitos resultante é apresentada na Figura 8.

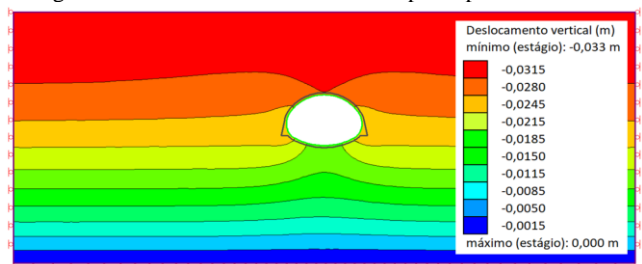
Figura 8 – Malha de elementos finitos



## 5 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados das análises realizadas no plano bidimensional em termos de deslocamento total são apresentados na Figura 9.

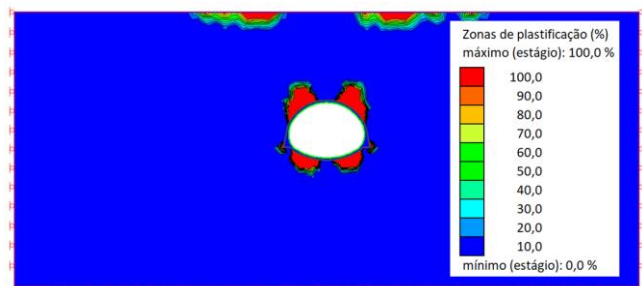
Figura 9 – Deslocamento vertical total para apoio horizontal



Observa-se, na Figura 9, um deslocamento vertical acentuado na superfície da escavação e que se reduz abaixo da base do *invert*. A simulação numérica forneceu valores de deslocamento elevados, da ordem de 1,4 m. Este valor elevado obtido, indica um sinal de alerta caso se tenha algum tipo de edificação e que deve ser avaliado no decorrer da execução do túnel.

As zonas de plastificação são aquelas não passíveis de retorno à posição original, são apresentadas na Figura 10, em termos de deslocamento vertical, o apoio plano inclinado, Figura 10, favorece a distribuição de esforços de maneira adequada, ou seja, não induz o aparecimento de deslocamento mais acentuados na região do apoio das cambotas, o mesmo já não ocorre com o apoio plano horizontal, em que se nota na Figura 9, que existem deslocamentos maiores sob o apoio.

Figura 10 – Zonas de plastificação do maciço para apoio plano horizontal

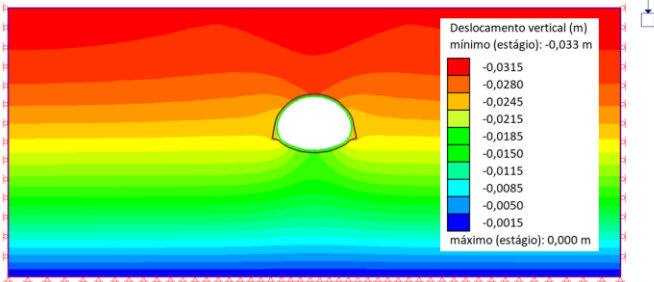


Na Figura 11 são apresentados os deslocamentos obtidos no apoio inclinado. Observa-se por esta figura uma redução dos deslocamentos, quando comparado ao apoio



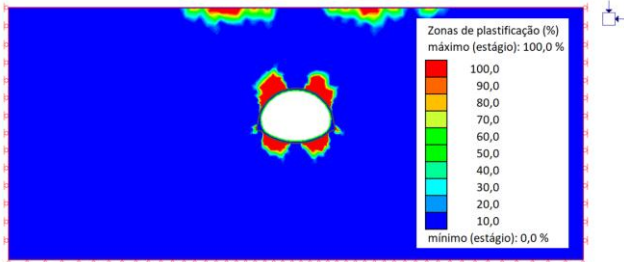
horizontal e que sua dissipação é mais atenuada em profundidade, diferente do observado na Figura 9.

Figura 11 – Deslocamento vertical total para apoio inclinado



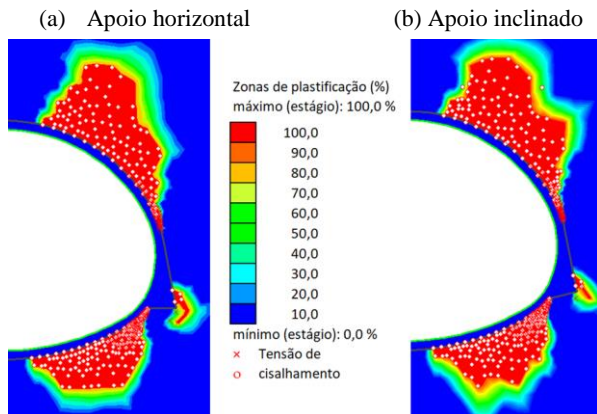
As zonas de plastificação mais abrangentes ocorrem no apoio plano inclinado (Figura 12), uma vez, que este tipo melhora a distribuição das tensões. Entretanto, a magnitude desta plastificação é de menor intensidade e concentração quando comparada ao apoio plano horizontal (Figura 10).

Figura 12 – Zonas de plastificação do maciço para apoio plano inclinado



Na Figura 13 é possível verificar que a plastificação do maciço é uniforme e “neutra” sob o apoio inclinado, ao passo que no apoio horizontal se tem zonas afetadas por deformações, o que não lhe confere um melhor desempenho para dissipação das cargas provenientes do maciço.

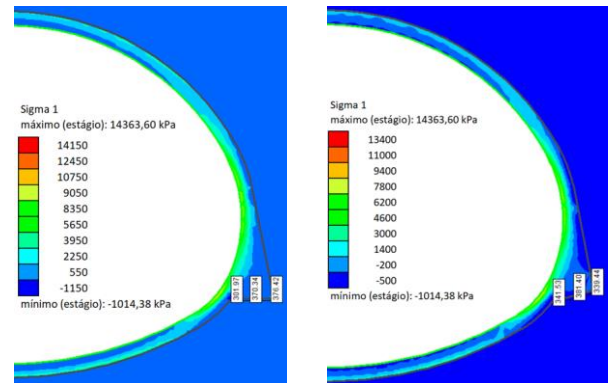
Figura 13 – Zonas de plastificação do maciço para apoios horizontal e inclinado



Outro aspecto a ser destacado é o referente às tensões normais ao apoio, que se mostram uniformemente distribuídas quando se tem o apoio plano inclinado, conforme se verifica na comparação estabelecida na Figura 14. No caso do apoio plano horizontal as tensões normais

ficam menores na região próxima do *invert* e são maximizadas no próprio apoio junto a extremidade vertical.

Figura 14 – Tensões normais para apoios horizontal e inclinado



De acordo com a aplicação das equações propostas por Hansen (1961), os resultados demonstraram que para um mesmo tipo de solo, a capacidade suporte da fundação, se elevou com o aumento do ângulo de inclinação do apoio, conforme apresentado na Tabela 3.

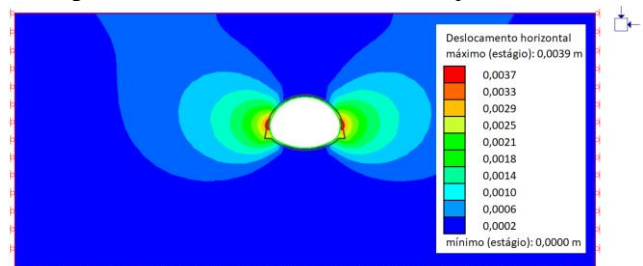
Tabela 3 – Capacidade de suporte em função de  $\alpha$

Caso analisado	Ângulo $\alpha^*$	$\left[ \frac{q_{ult}}{q_{ult,0}} \right] - 1$
1	0°	0%
2	5°	8,9%
3	10°	18,2%
4	15°	29,1%

\*Ângulo de inclinação do apoio com o plano horizontal.

As diferenças entre apoios planos, horizontal e inclinado também implicam na resposta ao deslocamento horizontal. Na Figura 15 verifica-se que para o apoio plano horizontal o deslocamento solicita camadas superiores e conseqüentemente com menor estado de tensões e resposta ao empuxo lateral.

Figura 15 – Deslocamento horizontal do apoio horizontal



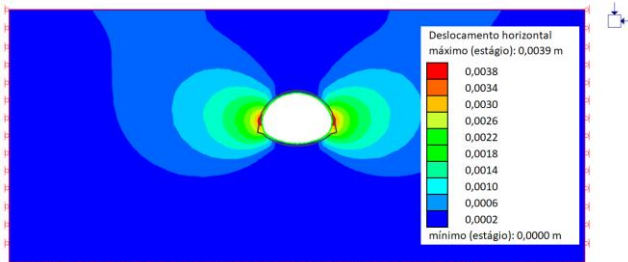
Por outro lado, quando se tem o apoio plano inclinado, o deslocamento horizontal se mantém nas camadas adjacentes, favorecendo a resposta em termos de tensões e empuxo lateral, conforme mostrado na Figura 16.

Verifica-se que existe uma evidente diferença de comportamento entre o apoio horizontal e inclinado, sobretudo na forma mais eficiente, com a carga convergindo ao maciço quando se tem o apoio inclinado. Tal diferença revela que os modelos e considerações adotados no

dimensionamento devem ser apresentados no projeto. Por outro lado, os projetos devem ser seguidos integralmente quando da sua execução.

No caso analisado verifica-se que em situações em que um projeto seja dimensionado com fundação em apoio inclinado, mas executado como apoio horizontal, suas fundações estarão com capacidade de suporte superdimensionada em cerca de 30%.

Figura 16 – Deslocamento horizontal do apoio inclinado



## CONCLUSÕES

A partir das análises realizadas é possível concluir que:

Apoios planos de cambota com determinada inclinação tem sua capacidade suporte aumentada e as tensões alteradas em direção à seção do túnel;

Verifica-se que, em projetos dimensionados com fundação em apoio plano inclinados de 5°, 10° e 15° frente aos executados com apoio horizontal, suas fundações estarão sob o risco de negligenciar em até 30% da capacidade de suporte destas, oferecendo risco a estabilidade da escavação;

A equação de Hansen se mostrou adequada em determinar capacidade suporte de fundação no apoio de cambotas para túneis, levando em consideração diversos fatores, como por exemplo, a inclinação do terreno na região do apoio;

O projeto deve ser respeitado durante a fase construtiva pois foi observado neste trabalho que existem diferenças de comportamento significativas de acordo com processo executivo adotado para escavação do apoio de cambotas.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Universidades Estadual de Campinas (UNICAMP) e a Universidade Federal de Uberlândia (UFU).

## REFERÊNCIAS

BTS; ICE. **THE BRITISH TUNNELLING SOCIETY – BTS AND THE INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS – ICE**. Tunnel lining design guide. The Institution of Civil Engineers, 2004.

CARREIRA, W. **Análise dos deslocamentos no maciço, em túnel executado pelo método NATM**. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2014.

HANSEN, J. B. A general formula for bearing capacity. **The**

**Danish Geotechnical Institute**, v. 11, n. 5, p. 38-46, 1961.

HOEK, E.; BROWN, E. T. Practical estimates of rock mass strength. **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences**, v. 34, n. 8, p. 1165-1186, December 1997. [https://doi.org/10.1016/S1365-1609\(97\)80069-X](https://doi.org/10.1016/S1365-1609(97)80069-X).

KAVVADAS, M. J. Monitoring ground deformation in tunnelling: Current practice in transportation tunnels. **Engineering Geology**, v. 79, n. 1-2, p. 93-113, June 2005. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2004.10.011>.

MURAKAMI, C. A. **Noções básicas para o acompanhamento técnico de obras de túneis**. [s.l.] Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2001.

VYDROVÁ, L.; VESELÝ, J. Optimization of the numerical modeling utilization for the design of underground structures. **Geotechnical Engineering: New Horizons**, 2011.