

## 5

# Análise via MEF de Fundações Superficiais

### 5.1.

#### Considerações Iniciais

Todas as obras de engenharia requerem sistemas de fundações para suportar as cargas estruturais que são transferidas ao solo subjacente (ou solo de fundação). A capacidade de suporte de uma fundação está relacionada à tensão máxima a ser suportada pelo solo de fundação sem que ocorra o colapso da estrutura e do solo de fundação.

Os fatores que afetam a capacidade de suporte das fundações incluem, dentre outros fatores: as propriedades do solo e a geometria (ou forma) das fundações.

Os métodos clássicos de determinação da capacidade de suporte de fundações superficiais partem do pressuposto de uma superfície de ruptura (ou colapso) conhecida, e que a massa de solo no interior desta superfície encontra-se em estado de equilíbrio limite (ou último) definido pelas tensões máximas admissíveis para o solo. Um fator de forma é aplicado aos fatores de capacidade de suporte obtidos de modo a se levar em conta a geometria da fundação.

A utilização de métodos numéricos, como o método dos elementos finitos, para análise de problemas de fundação tem sido uma alternativa aos métodos clássicos de análise, sobretudo para condições de deformação plana e axissimétricas. Estas soluções numéricas têm sido validadas a partir de resultados experimentais de ensaios de placa circulares.

Neste capítulo apresenta-se a aplicação do programa ANLOG 3D para análise da capacidade de suporte de fundações superficiais (ou rasas) sob condições de deformação tridimensional, em que os resultados obtidos são comparados com resultados numéricos obtidos via MEF por outros autores e resultados baseados na teoria do equilíbrio e análise limite.

## 5.2. Capacidade de Carga de Fundação Superficial rasa

As formulações de capacidade de carga são hoje um instrumento bastante eficaz na previsão da tensão admissível, destacando-se entre as inúmeras formulações a de Terzaghi, de Meyerhof, de Skempton, e de Brinch Hansen e Vesic.

Terzaghi (1943) foi o primeiro em apresentar uma teoria para a avaliação da capacidade máxima de suporte de uma fundação rasa rugosa. Terzaghi sugeriu que uma fundação é superficial se a profundidade  $D_f$ , da fundação é menor o igual à largura da fundação  $B$ , ou seja,  $D_f/B \leq 1$ . Mais tarde os investigadores, no entanto tem sugerido que as fundações com  $D_f$  de 3 a 4 vezes a largura da fundação pode ser considerada fundação rasa (Das, 1995)

Terzaghi expressa à capacidade máxima de suporte de uma fundação corrida com a equação geral.

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (5.1)$$

onde:

$c$  = coesão do solo ( $\text{kN/m}^2$ )

$\gamma$  = unidade de massa do solo ( $\text{kN/m}^3$ )

$q = \gamma D_f$  ( $\text{kN/m}^2$ )

$B$  = largura da fundação (ou diâmetro no caso da fundação circular) (m)

$N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  = fatores de capacidade de carga, que são adimensionais e foram dadas por Terzaghi (1943) como função do ângulo de atrito  $\phi$ , do solo.

Normalmente os fatores de capacidade de carga são encontrados em tabelas, ou através das equações dadas por Terzaghi. Hansen (1970) e Vesic (1975) fizeram importantes contribuições ao calculo da capacidade de carga de fundações superficiais, considerando os fatores de forma, profundidade da fundação, inclinação do carregamento e inclinação do terreno de fundação.

Outro aspecto a ser comentado refere-se à definição do fator de capacidade de suporte ( $q_{ult}$ ) a partir de uma curva carga-deslocamento, por exemplo, num teste de carga. A escolha de um único valor de  $q_{ult}$  para definir o “fracasso” de uma fundação rasa é difícil, diferentes locais ao longo de uma curva carga-deslocamento irá resultar em um valor diferente de  $q_{ult}$ . O local escolhido pode

ser extremamente subjetivo. Existem atualmente métodos publicados para definir o fracasso de uma fundação rasa, todos resultando em diferentes valores de  $q_{ult}$ . Lutennegger e Adams (1998) discutiram vários métodos para avaliar a capacidade de carga de uma fundação a partir das curvas carga-recalque obtida de ensaios de campo.

Entre os diferentes métodos existentes, Trautmann e Kulhawy (1988) adotaram o método da interseção das tangentes da parte elástica e plástica da curva carga-recalque para calcular a carga última das fundações, este método também é conhecido como o método das tangentes. Briaud e JeanJean (1994) propuseram como a carga última aquela correspondente a um recalque limitado de  $0.1B$ , este método é conhecido como método  $0.1B$ . Manipulando os dados de tensão-deslocamento em uma fundação, DeBeer (1970) propôs outro método conhecido como método Log-Log. A Figura 5.1 apresenta alguns destes métodos propostos.

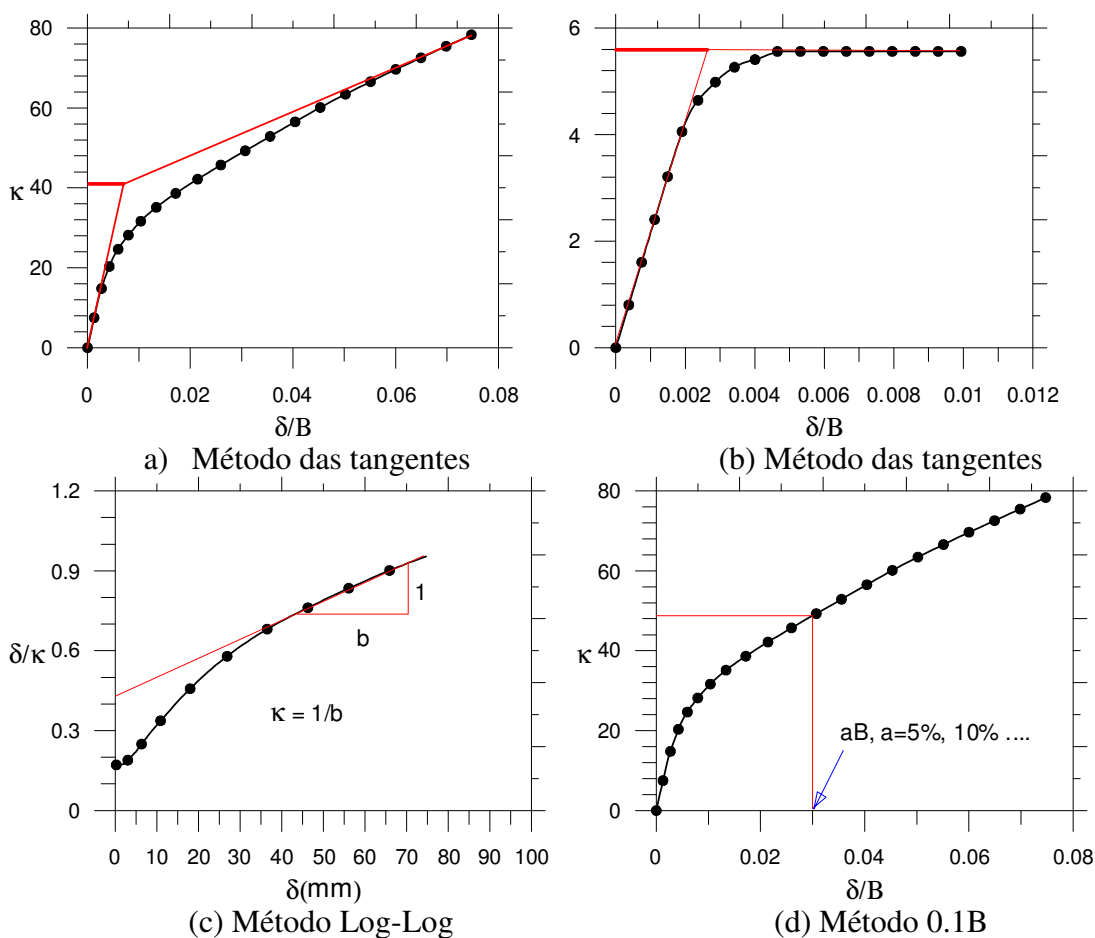


Figura 5.1 – Métodos para definição do fator de capacidade de suporte das fundações rasas, a partir das curvas carga-deslocamento. (Lutennegger e Adams, 1998)

Lutenegger e Adams (1998) concluíram que o método Log-Log forneceu o menor valor para a capacidade de suporte e o método 0.1B forneceu o maior valor. Segundo estes autores, o valor para o fator de capacidade de suporte obtido pelo método das tangentes é menor que o obtido pelo método 0.1B.

No presente trabalho foi escolhido o método da interseção dos tangentes para obter os valores dos fatores de capacidade de suporte, a partir dos gráficos obtidos da simulação numérica, que são apresentados neste capítulo.

### **5.3. Análise Numérica**

A história de soluções para problemas de capacidade de carga em areias remonta-se ao início do século 20. Kotter (1903) foi o primeiro a derivar equações para o caso de deformação plana. Prandtl (1920) utilizou essas equações para obter uma solução de forma analítica, Reissner (1926) estendeu o seu trabalho para o caso de um material puramente friccional. Ambas as teorias foram utilizadas por Terzaghi (1943).

Desde esse tempo tem havido muitos pesquisadores usando análise numérica para determinar as relações entre os fatores de capacidade de carga  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  e o ângulo de atrito  $\phi$ . A maioria dos estudos baseada nos trabalhos de Prandtl e Terzaghi ou com alguma outra consideração incorporada ao modelo. Soluções baseadas em diferentes abordagens tais como análise limite, plasticidade, elementos finitos e método de equilíbrio limite estão disponíveis. Por exemplo, Chen (1975) usou a teoria de limite superior da análise limite e empregou o mecanismo simétrico e continua de Prandtl. Saran e Agarwal (1991) utilizaram o método de equilíbrio limite e desenvolveram uma teoria racional para o cálculo da capacidade última de fundações corridas, submetidas a cargas excêntricas e inclinadas, incluindo o caso de uma fundação submetida a uma carga central, com verificações experimentais. Bolton e Lau (1993) através do critério de Mohr Coulomb, para avaliação da capacidade de suporte no que diz respeito a fundações circulares e corridas, com base rígida e rugosa. Eles propuseram uma expressão para  $N_\gamma$  de uma fundação corrida com base rugosa.

Michalowski (1997) usou uma abordagem cinemática de análise limite com o teorema de limite superior, considerando tanto o mecanismo de Prandtl original

e o mecanismo multi-bloco simétrico para avaliar os fatores de capacidade de carga para fundações corridas rugosas. Da mesma forma Soubra (1999) avaliou os fatores de capacidade de carga para condições estáticas e dinâmicas utilizando mecanismo cinematicamente admissível vinculado na análise limite superior. Há muitos outros autores que propuseram os valores de capacidade de carga usando outros métodos numéricos baseados em modelos diversos.

Neste trabalho, através do ANLOG 3D, é estudada a capacidade de carga de uma fundação rasa sem embutimento,  $D_f = 0$ , o peso do solo não é levado em conta, pelo qual a equação 5.1 é reduzida a.

$$q_{ult} = cN_c \quad (5.2)$$

Os resultados obtidos pelo ANLOG 3D, estão apresentados em termos do fator  $\kappa$  definido pela expressão.

$$\kappa = \frac{Q/A}{c} \quad (5.3)$$

em que,  $c$  é a coesão do solo,  $A$  é a área da fundação,  $Q$  é a carga de reação da fundação,  $q_{ult} = Q/A$  e  $k_{ult} = N_c$ .

No caso das análises com controle de carga, a carga de reação é tomada como uma parcela do carregamento aplicado; e, no caso das análises com controle de deslocamento, a carga de reação é avaliada como o somatório das componentes verticais da força nodal equivalente ao estado de tensão ( $\sigma_e$ ) dos elementos imediatamente abaixo da fundação. Ou seja, calculando-se.

$$Q = \sum_{e=1}^n \left( \int_{V_e} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma}_e dV_e \right) \quad (5.4)$$

A coesão é usada a fim de normalizar as tensões, mas no caso em que ela seja nula a pressão atmosférica de 1atm (1atm=101.325 kPa) é adotada.

#### 5.4. Capacidade de suporte de fundações quadradas

Uma fundação quadrada, sem embutimento (ou rasa ou superficial) com dimensões 2m por 2m ( $B \times B$ ), é analisada neste item, podendo ser rígida ou flexível assim como lisa ou rugosa.

A malha de elementos finitos, constituída por 343 elementos isoparamétricos C20 de 20 nós e 1856 pontos nodais, foi definida tomando-se partido da simetria do problema, como pode ser visto na Figura 5.2. Condições de contorno com deslocamentos prescritos nulos foram adotados nas direções normais aos planos de simetria e na direção normal na base da malha.

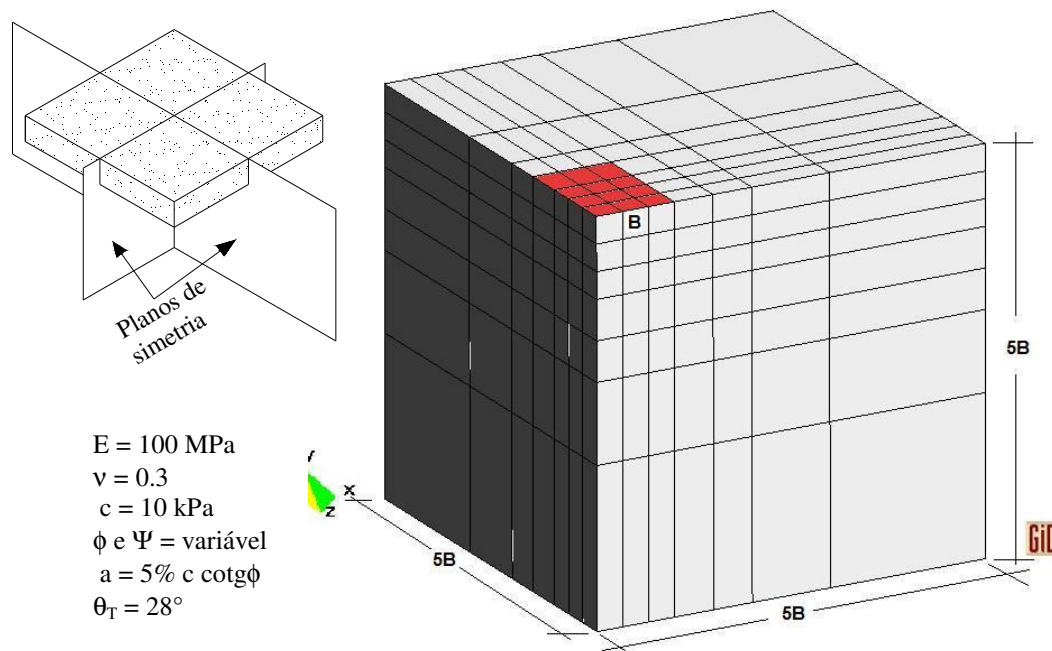


Figura 5.2 – Malha de elementos finitos - fundação superficial quadrada

Para simulação das fundações rígidas foi adotado o controle de deslocamento, aplicando-se um deslocamento prescrito ( $\delta$ ) uniforme para todos os pontos sob a fundação (ver Figura 5.3a). Já na simulação das fundações flexíveis foi adotado o controle de carga, aplicando-se um carregamento normal ( $\Delta Q$ ) uniformemente distribuído sobre a fundação (ver Figura 5.3b). No que diz respeito à simulação da fundação rugosa, foi adotada a condição de contorno em

deslocamento horizontal prescrito nulo para os pontos sob a fundação, enquanto que para a fundação lisa estes deslocamentos foram liberados.

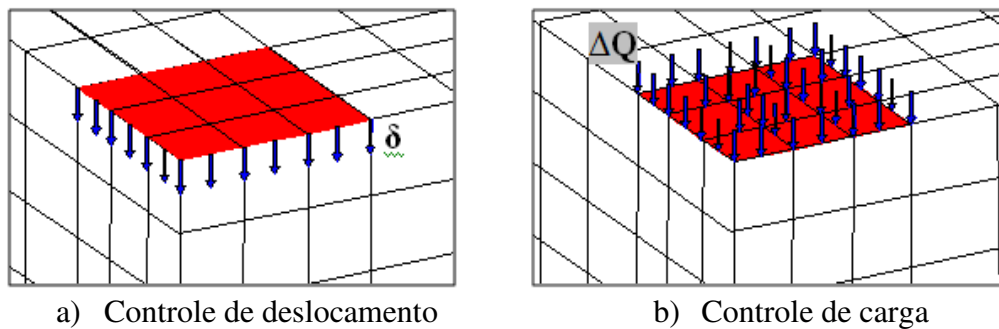


Figura 5.3 – Simulação de fundações rígida (a), flexível (b)

O solo de fundação é considerado homogêneo e sem peso. Seu comportamento constitutivo é descrito pelo modelo Mohr-Coulomb Modificado, Oliveira (2006), cujos parâmetros são apresentados na Figura 5.2. Os ângulos de atrito e de dilatância são variados de modo a se observar sua influência na capacidade de suporte.

Para a solução em nível global utilizou-se o processo incremental-iterativo com incrementos automáticos de carga, Nogueira (1989). O critério de convergência adotado é definido pela relação entre a norma euclidiana do vetor de forças desequilibradas na iteração corrente e a norma euclidiana do vetor de força externa. A tolerância na convergência do esquema de Newton- Raphson modificado foi de  $10^{-4}$ . O processo de integração de tensões foi utilizado com uma tolerância no erro das tensões STOL de  $10^{-6}$ , e com uma tolerância na função de plastificação FTOL de  $10^{-6}$ .

Os resultados obtidos da simulação com o ANLOG 3D são apresentados em gráficos, onde são plotados os valores de  $\kappa$  versus deslocamento vertical normalizado pela largura da fundação ( $\delta/B$ ).

As Figuras 5.4, 5.5 e 5.6 apresentam as curvas  $k$  versus  $\delta/B$ , obtidas neste trabalho para fundações rígida e flexível com base lisa, para diferentes valores de ângulo de atrito e com fluxo associado e fluxo não associado. Dos gráficos pode-se observar que as fundações rígidas fornecem valores de  $k_{ult}$  maiores que as fundações flexíveis, assim como os recalques na ruptura são maiores para as

análises com fluxo não associado ( $\psi=0^\circ$ ), tanto para fundações rígidas como flexíveis.

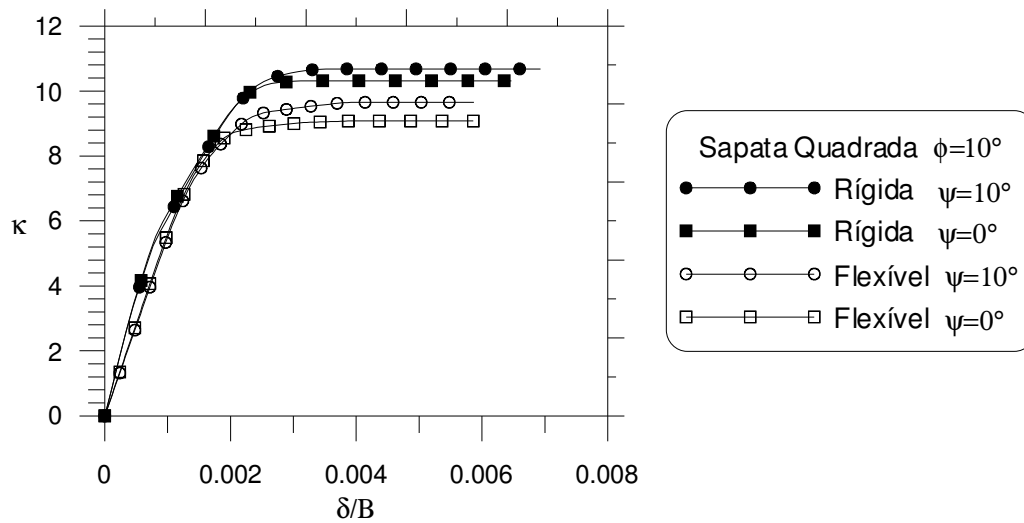


Figura 5.4 – Fator  $k$  versus deslocamento para fundações rígida e flexível com base lisa. (para,  $\phi = 10^\circ$  e  $\psi$  variável)

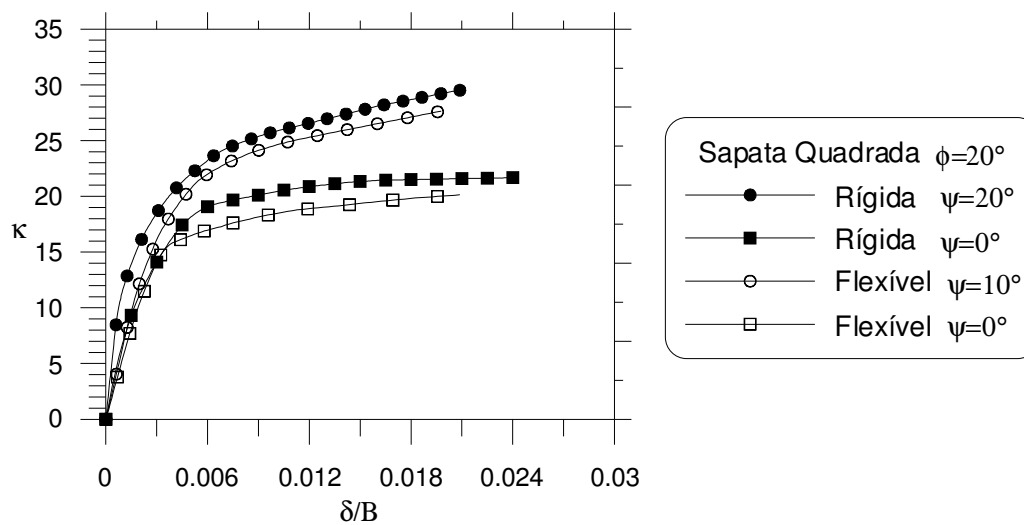


Figura 5.5 - Fator  $k$  versus deslocamento para fundações rígida e flexível com base lisa. (para,  $\phi = 20^\circ$  e  $\psi$  variável)

A Tabela 5.1 apresenta o fator de capacidade de suporte, para as fundações rígida e flexível com base lisa. Pode-se observar que para as análises com fluxo associado os fatores de capacidade de carga para fundações rígidas são em média 8,3% maiores que os fatores de capacidade de carga de fundação flexível, já para a análise com fluxo não associado, o fator de capacidade de carga das fundações



rígidas são em média 10,2% maiores que o fator de capacidade de carga de fundações flexíveis.

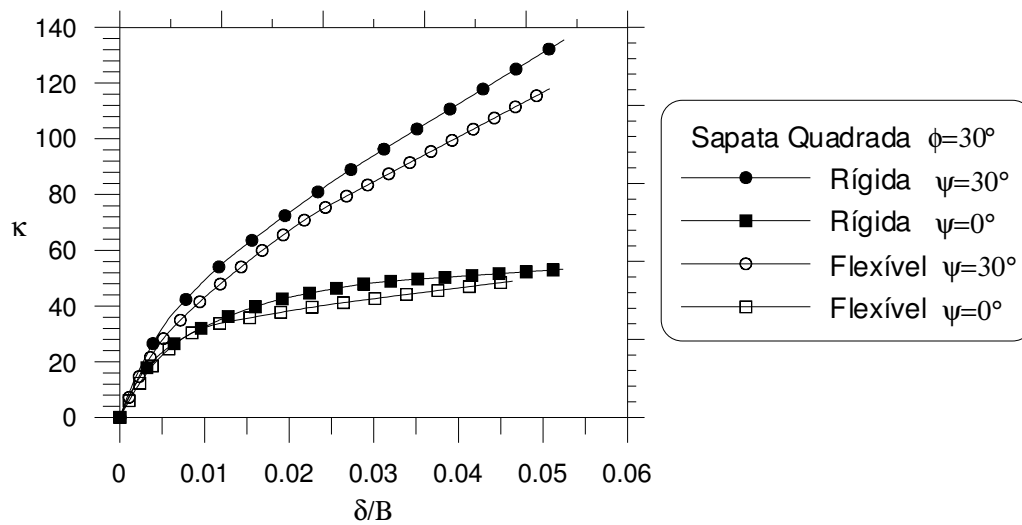


Figura 5.6 – Fator  $k$  versus deslocamento para fundações rígida e flexível com base lisa. (para,  $\phi = 30^\circ$  e  $\psi$  variável)

Tabela 5.1 – Fator de capacidade de suporte ( $N_c$ ) – fundação quadrada lisa

$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	Flexível	Rígida
10	0	9,08	10,31
	10	9,65	10,67
20	0	20,13	21,92
	20	21,84	23,85
30	0	44,83	48,60
	30	48,68	51,30

As Figuras 5.7, 5.8 e 5.9 apresentam as curvas  $k$  versus  $\delta/B$ , para fundações rígidas e flexíveis, considerando uma base rugosa. Dos gráficos pode-se observar a diferença dos valores de  $k$ , entre uma fundação rígida e flexível, é menor em comparação com as fundações com base lisa. Os deslocamentos na ruptura são maiores para as análises com fluxo não associado ( $\psi=0^\circ$ ), como apresentado no caso de fundações com base lisa.

Os valores de  $k_{ult}$ , para fundações rígida e flexível com base rugosa, obtidos a partir dos gráficos pelo método da tangente são apresentados na tabela 5.2.

Pode-se observar que os resultados do fator de capacidade de carga para fundações rígidas são maiores que para as fundações flexíveis. Em media estes valores são 10,0% maiores para a análise com fluxo associado e 10,4% considerando fluxo não associado.

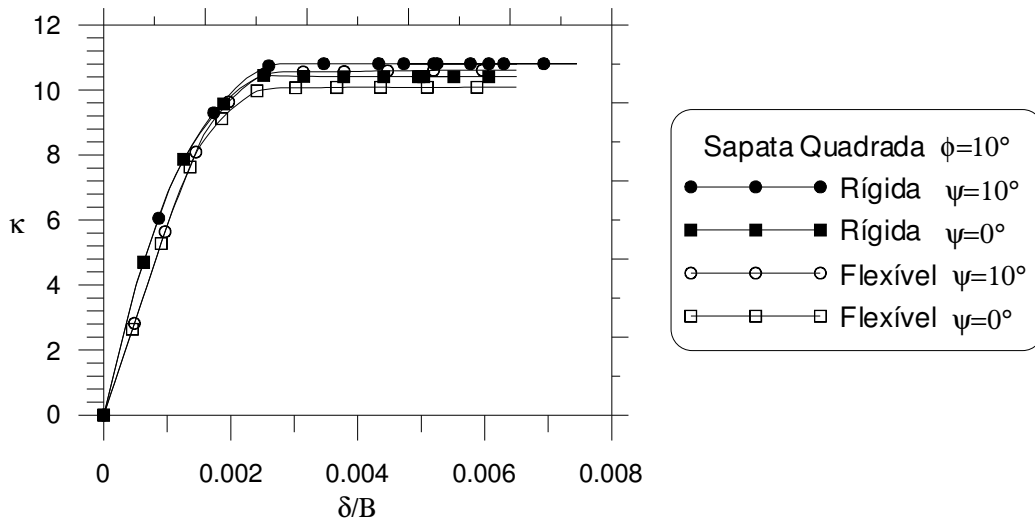


Figura 5.7 - Fator  $k$  versus deslocamento para fundações rígida e flexível com base rugosa. (para,  $\phi = 10^\circ$  e  $\psi$  variável)

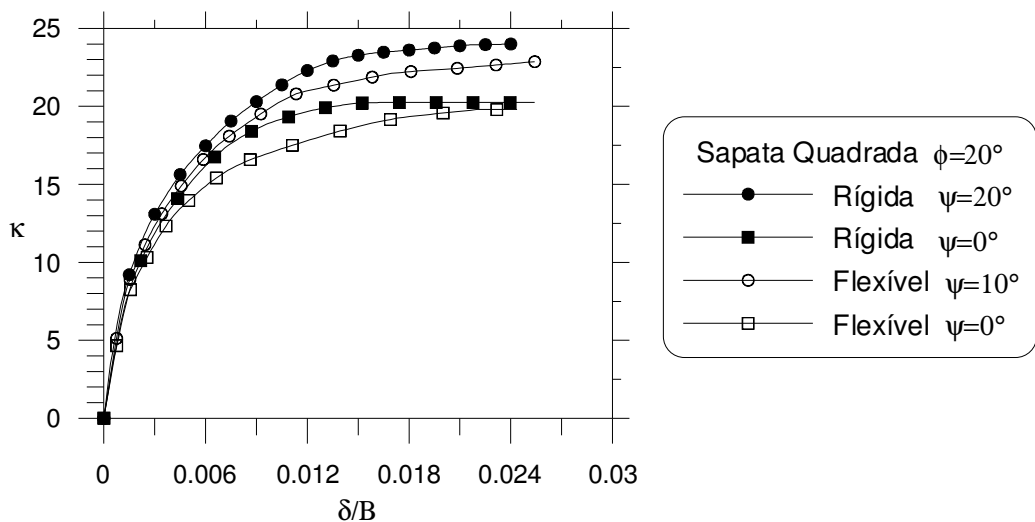


Figura 5.8 - Fator  $k$  versus deslocamento para fundações rígida e flexível com base rugosa. (para,  $\phi = 20^\circ$  e  $\psi$  variável)

No caso das fundações rígidas com base rugosa, os fatores de capacidade de carga obtidos com fluxo associado e não associado variam em media 9,7% fornecendo valores menores para fluxo não associado, e estas diferenças aumentam conforme o ângulo de atrito vai aumentando, como se pode observar dos resultados da tabela 5.2.

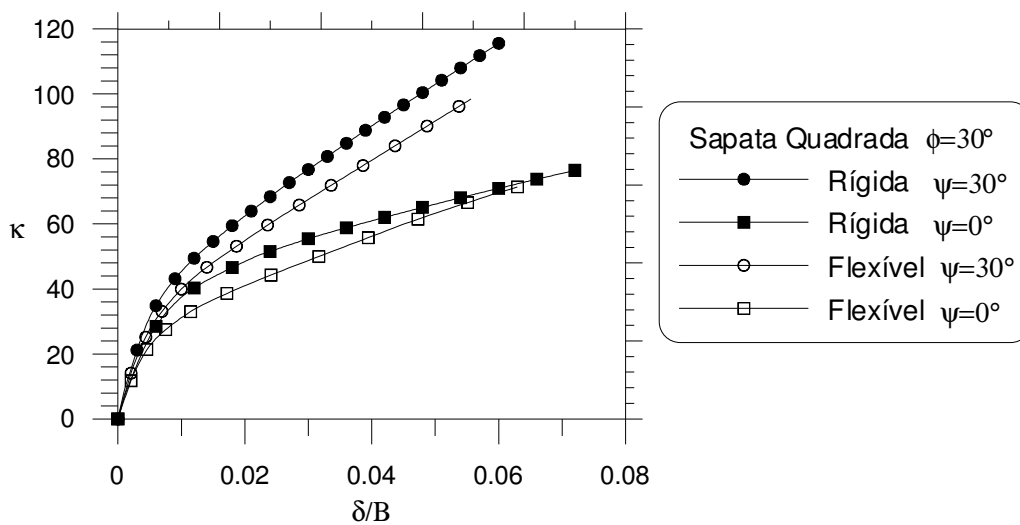


Figura 5.9 - Fator k versus deslocamento para fundações rígida e flexível com base rugosa. (para,  $\phi = 30^\circ$  e  $\psi$  variável)

Tabela 5.2 – Fator de Capacidade de suporte ( $N_c$ ) – fundação quadrada rugosa

$\phi(^{\circ})$	$\psi(^{\circ})$	Flexível	Rígida
10	0°	9,97	10,41
	10°	10,51	10,80
20	0°	19,73	21,34
	20°	21,80	24,03
30	0°	38,81	46,12
	30°	44,35	52,10

Houlsby (1991) apresentou um estudo sobre a influência da dilatância no comportamento dos solos. Nesse trabalho, Houlsby ressalta que a dilatância é um fator importante em problemas geotécnicos, nos quais as restrições cinemáticas são impostas ao movimento do solo. Em ordem crescente do confinamento do solo e de influência da dilatância, podem ser citados problemas como: estabilidade de taludes, capacidade de carga de fundações superficiais, túneis e capacidade de carga de estacas. Diversos trabalhos utilizando o MEF para análise da influência da dilatância são encontradas na literatura, dentre eles podem ser citadas, Zienkiewicz et al (1975) e Monahan Desgupta (1993).

Zienkiewicz et al (1975) analisaram o problema de capacidade de carga de fundações circular e corrida em um solo homogêneo com ângulo de atrito de  $40^\circ$  e de dilatância de  $20^\circ$ . Eles verificaram que a capacidade de carga da fundação circular obtida da análise com fluxo associado era aproximadamente 13% maior que a obtida da análise com o fluxo não associado.

Monahan e Desgupta (1993) apresentaram um estudo da capacidade de suporte de fundações superficiais rígidas (corrida e circular) utilizando o MEF com formulação viscoplástica. Análises com lei de fluxo associado e não associado, utilizando ângulos de atrito de  $0^\circ$  a  $35^\circ$  foram conduzidos, considerando apenas o ângulo de dilatância igual a  $0^\circ$  para os casos de fluxo não associado. Com o aumento do ângulo de atrito, o valor do fator  $\kappa_{ult}$ , com uma lei de fluxo associada foi superestimado em relação ao valor obtido para o fluxo não associada, tal como observado por Zienkiewicz et al (1975). Eles observaram ainda que as análises com lei de fluxo não associado conduziram a recalques na ruptura superiores à lei de fluxo associado.

No presente trabalho, as fundações rígidas forneceram fatores de capacidade de suporte maiores em relação às fundações flexíveis (ver Tabela 5.1 e 5.2). Pode-se observar, ainda, que os valores de  $\kappa_{ult}$  para a lei de fluxo não associado são menores e esta diferença é maior quanto maior for o ângulo de atrito, tanto para as fundações rígidas e flexíveis.

O campo de deslocamento vertical e os níveis de tensão correspondentes ao estado último são apresentados nas Figuras 5.10 e 5.11a (para o fluxo associado) e 5.11b (para o fluxo não associado), obtidos através do pós-processamento com o programa comercial GID.

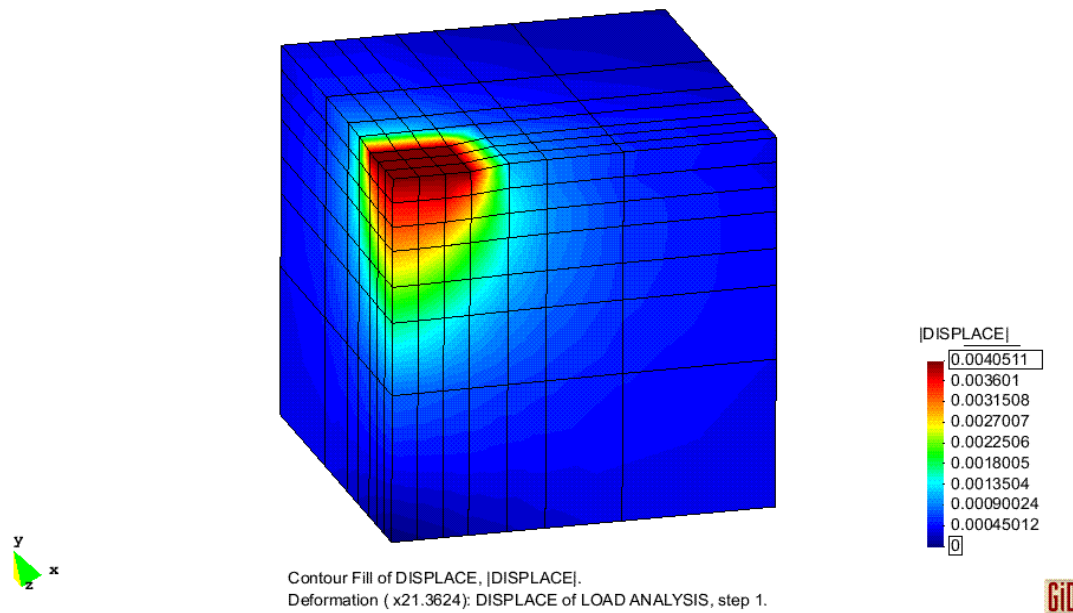


Figura 5.10 - Campo de deslocamento vertical (m)

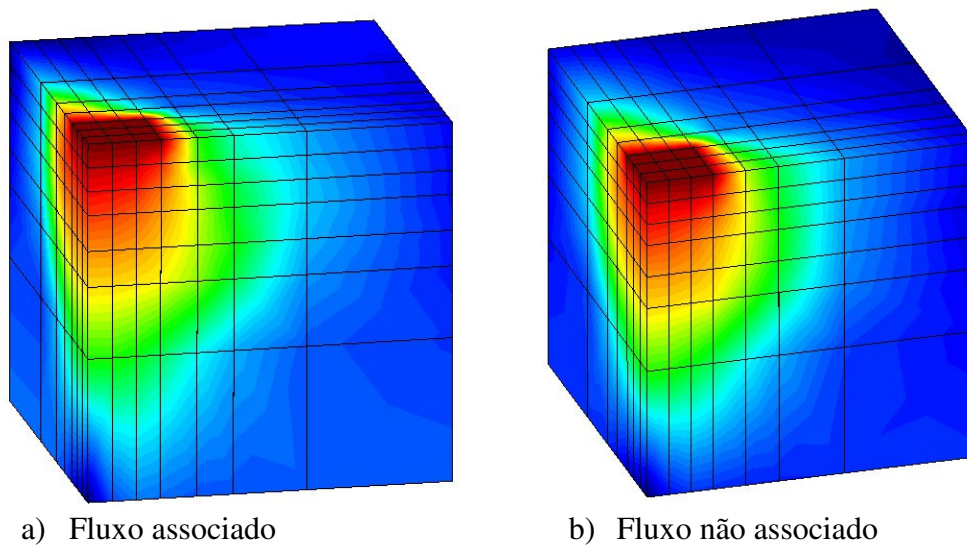


Figura 5.11 – Campo de tensões

Os problemas apresentados foram estudados por Terzaghi (1943) através do método do equilíbrio limite e por Chen (1975) através da análise limite. Na Tabela 5.3 e a Figura 5,12 apresenta-se comparações entre resultados obtidos por estes autores assim como os obtidos no presente trabalho para fundação rígida e lisa (com fluxo associado). Pode-se observar a proximidade dos resultados obtidos neste trabalho, com os resultados da literatura. Cabe mencionar que as análises de Terzaghi, (1943) e Chen, (1975) são em condições de deformação plana

bidimensional, multiplicados pelo fator de forma para o caso das fundações quadradas.

Tabela 5.3 – Comparação do fator de capacidade de suporte  $N_c$  com outros trabalhos para uma fundação quadrada

$\phi=\psi(^{\circ})$	Presente trabalho	Terzaghi (1943)	Chen (1975)
10	10,67	10,86	9,98
20	23,85	19,29	20,10
30	51,3	39,18	49,30

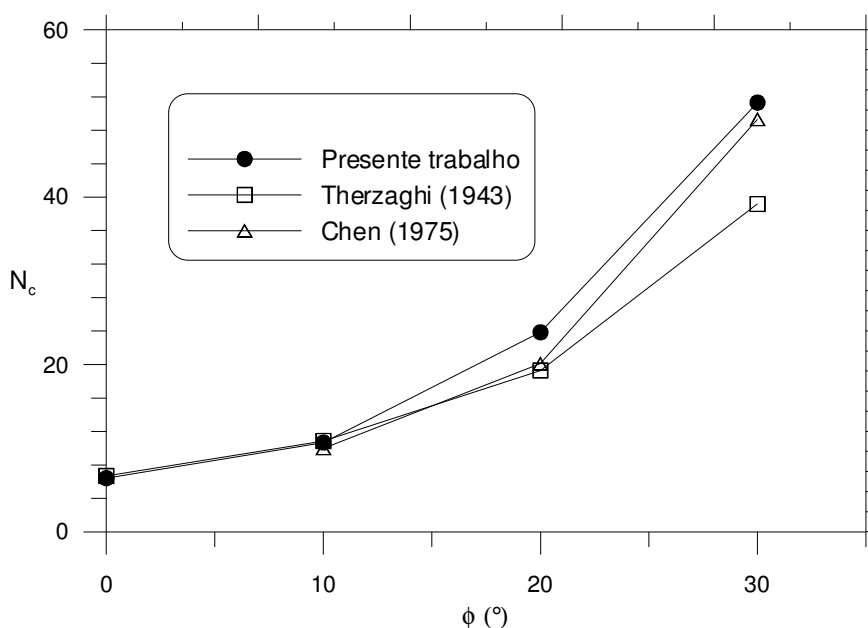


Figura 5.12 – Comparação dos valores de  $N_c$  com outros trabalhos para uma fundação quadrada, obtidos a partir de análise limite e método de equilíbrio limite.

A Tabela 5.4 e a Figura 5,13 apresentam valores de fator de capacidade de carga obtidos neste trabalho, assim como por outros autores através de análise tridimensional, com fluxo associado em fundações rígidas com base lisa. A diferença dos valores se deve às considerações mencionadas anteriormente relacionadas ao método de obtenção do fator  $\kappa_{ult}$  e dos critérios de plastificação adotados, mas pode-se observar uma boa concordância com os resultados existentes na literatura. Pode-se observar também que estas diferenças aumentam com o aumento do ângulo de atrito.

Tabela 5.4 – Comparação com outros trabalhos fator de capacidade de suporte  $N_c$  – fundação quadrada – Análise 3D

$\phi$ (°)	Presente trabalho	Michalowski (2001)	Yang et al (2003)
10	10,67	12,66	9,77
20	23,85	31,84	19,47
30	51,30	104,01	42,07

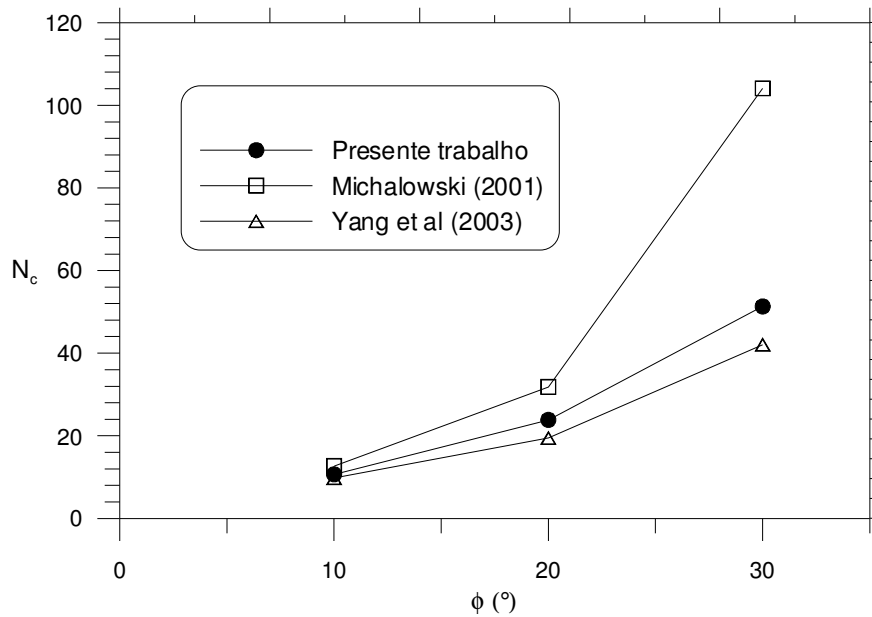


Figura 5.13 - Comparação dos valores de  $N_c$  com outros trabalhos para uma fundação quadrada, obtidos a partir de análise tridimensional.

## 5.5. Capacidade de suporte de fundações em condições não drenadas

Prandtl (1920), baseado na teoria de equilíbrio limite, definiu o mecanismo de ruptura indicado na Figura 5.14 para uma fundação corrida rígida atuando sobre uma argila não drenada.

Os primeiros testes experimentais em fundações quadradas e retangulares foram realizados por Golder (1941), que indicaram que o mecanismo de colapso na superfície do solo se assemelha ao indicado na Figura 5.9a, e os contornos desse mecanismo é mostrada na Figura 5.9b.

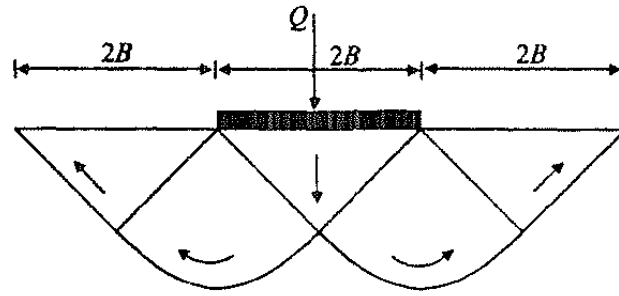


Figura 5.14 – Mecanismo de ruptura de Prandtl, para sapata corrida - Potts e Zdravkovic (2001).

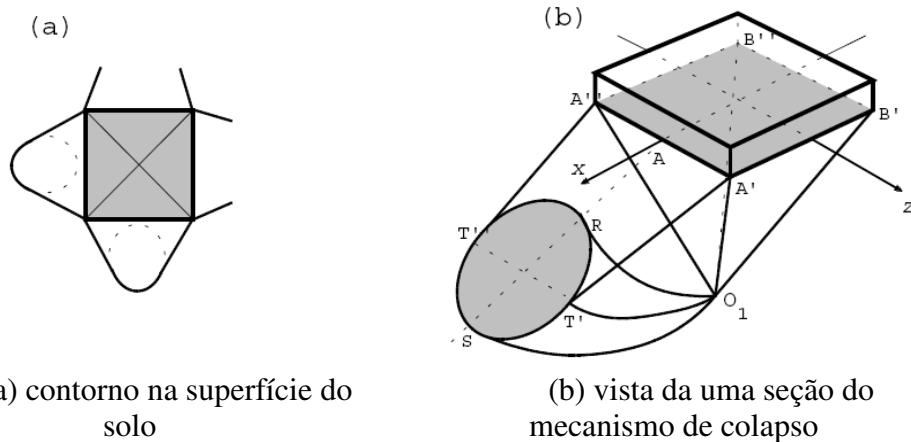


Figura 5.15 – Mecanismo de colapso para fundação quadrada (Michalowsky 2001)

Potts e Zdravkovic (2001) analisaram este problema considerando a fundação rígida lisa e rugosa, cabe mencionar que as análises foram feitas considerando a malha bidimensional. Já Yang et al (2003) e Michalowski (2001) estudaram o mesmo problema considerando a fundação rígida e rugosa e em condições 3D.

Considerando-se a mesma malha e as condições de contorno do item anterior (Figura 5.2) foram conduzidas análises com um solo homogêneo, sem peso, puramente coesivo ( $\phi=0^\circ$ ) sob condição não drenada ( $\nu=0.49$  e  $S_u=100\text{kPa}$ ).

As Figuras 5.16 e 5.17 apresentam as curvas fator  $\kappa$  versus  $\delta/B$  para as fundações lisa ou rugosa e rígida ou flexível. O valor do fator de capacidade de suporte foi adotado como o valor máximo do fator  $\kappa$  e é apresentado na Tabela 5.5 juntamente com os resultados obtidos por Potts e Zdravkovic (2001), Yang et al (2003) e Michalowski (2001). Os resultados obtidos neste trabalho apresentam uma boa concordância com os resultados das publicações existentes.



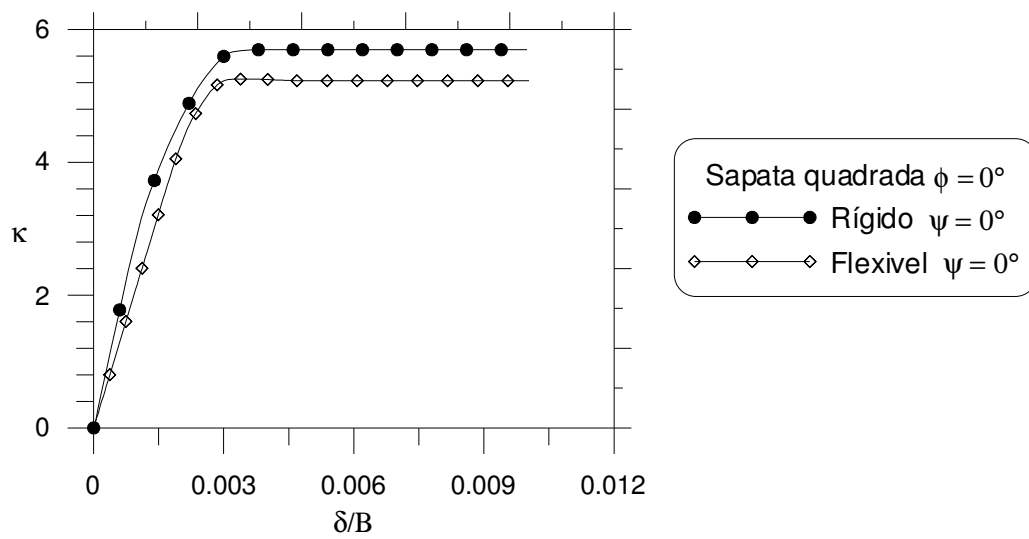


Figura 5.16 – Fator  $\kappa$  versus  $\delta/B$  para fundação rígida e flexível com base lisa.

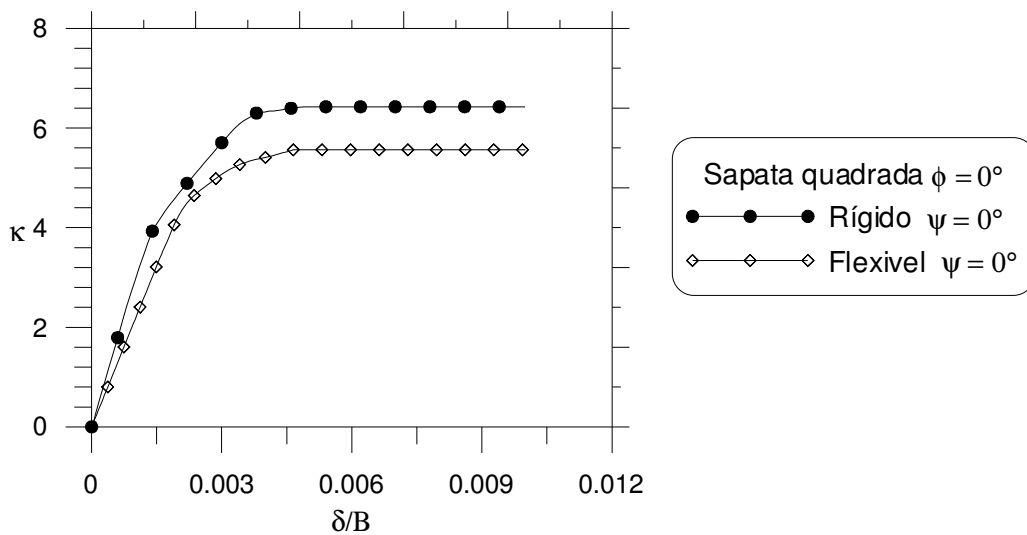


Figura 5.17 - Fator  $\kappa$  versus  $\delta/B$  para fundação rígida e flexível com base rugosa.

Tabela 5.5 Comparação com outros trabalhos do fator de capacidade de suporte  $N_c$  análise para  $\phi = 0^\circ$  (solo puramente coesivo)

Fundação		Presente trabalho	Potts e Zdravkovic (2001)	Yang et al (2003)	Michalowski (2001)
Rígida	Lisa	5.69	5,72	-	-
	Rugosa	6.42	6,37	6,174	6,830
Flexível	Lisa	5.26	-	-	-
	Rugosa	5.56	-	-	-

## 5.6. Influência do tipo de análise (2D ou 3D) na determinação da capacidade de suporte de fundações

Com o objetivo de verificar a influência da forma da fundação no fator de capacidade de suporte, foi realizada uma análise paramétrica para diferentes relações  $L/B$  (comprimento/largura) da fundação, como é apresentada na Figura 5.18.

A malha de elementos finitos utilizadas nesta análise, igualmente considerando a simetria das fundações, é constituída por 588 elementos C20 e 3056 nós e é apresentada na Figura 5.10, os parâmetros do solo são as mesmas que a análise anterior, Os resultados desta análise, em termos das curvas carga-recalque normalizadas e fatores de capacidade de suporte, são apresentados, respectivamente, na Figura 5.19 e na Tabela 5.6.

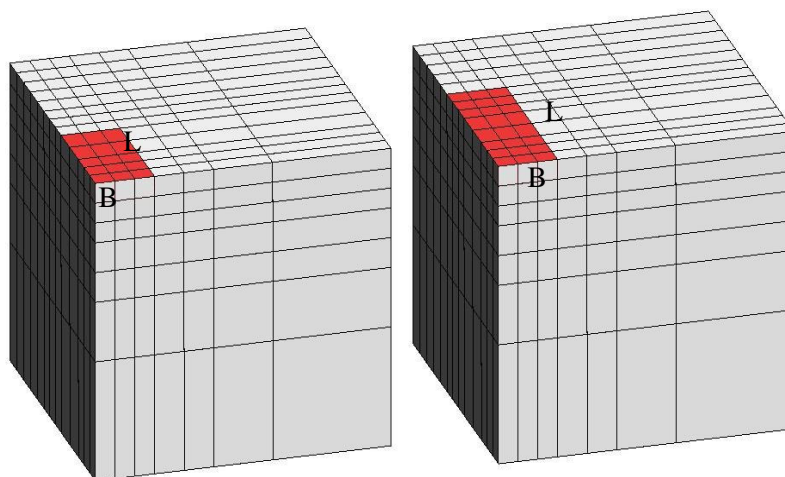


Figura 5.18 - Malha para fundação rígida-lisa com diferentes relações de  $L/B$ .

Tabela 5.6 – Fator de capacidade de carga para diferentes valores de  $L/B$  fundação de base lisa.

$L/B$	$K_{ult}$
1	51,30
2	44,60
3	39,10
5	35,63

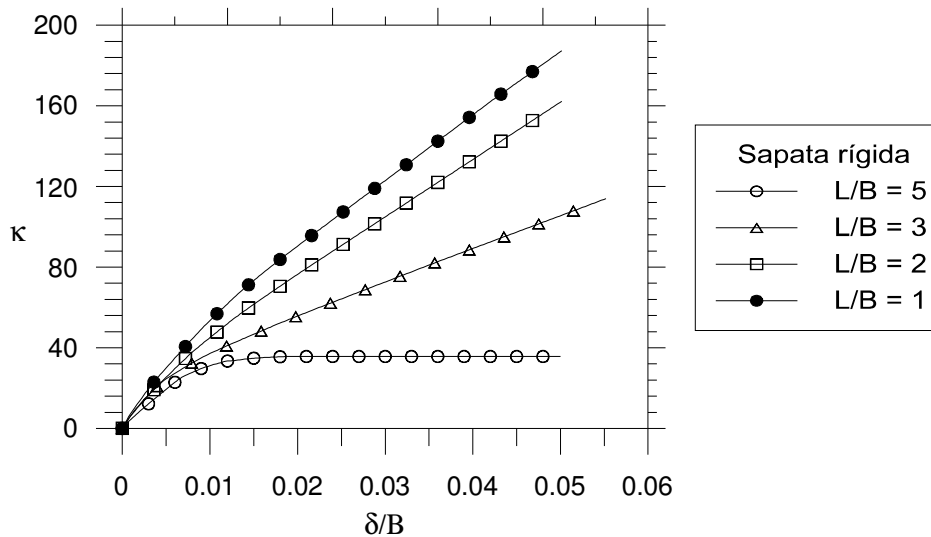


Figura 5.19 - Fator  $\kappa$  versus  $\delta/B$  para fundação rígida lisa com diferentes relações de L/B.

A análise foi feita para uma fundação de base lisa e o ângulo de atrito do solo de  $30^\circ$ , com fluxo associado, variando a relação comprimento/largura. Pode-se observar na Figura 5.19 que quanto maior for o valor da relação L/B (comprimento/largura) da fundação, mais brusca é a variação da inclinação da reta tangente à curva carga-recalque normalizadas. Isto faz com que o valor do fator de capacidade de suporte obtida pelo método das tangentes, diminua. Para a relação L/B igual a 5, o fator de capacidade de suporte é de 35.63 (ver Tabela 5.6), o qual se aproxima do valor de 32.4 obtido por Oliveira (2006) para o fator de capacidade de suporte de uma fundação (rígida e lisa) em condição de deformação plana. Pode-se concluir que a condição de deformação plana se verifica para valores de relação L/B maiores que cinco.

Qi-Yi Zhang (2008), e Salgado et al (2004) estudaram a influencia da relação L/B, na obtenção do fator  $N_c$ , através de análise 3D, em solos puramente coesivos,  $\phi = 0^\circ$ . Neste trabalho usando as mesmas malhas da Figura 5.18, foram conduzidos análises em fundações com base rugosa, e em solos puramente coesivos, onde os parâmetros de solo considerado são as mesmas do item 5.5 (Capacidade de suporte de fundações em condições não drenadas), além de considerar variações de L/B, como mostrado na tabela 5.7.

Os valores de  $k_{ult}$  obtido são apresentados na tabela 5.7 e Figura 5.20. Pode-se observar a variação do fator de capacidade com a variação da relação L/B, onde

para  $L/B = 12$  foi obtido  $k_{ult} = 5.14$  que é igual ao valor proposto por Terzaghi,  $(2+\pi)$  para uma fundação corrida através de uma análise de deformação plana.

Tabela 5.7 – Fator de capacidade de carga para diferentes valores de  $L/B$  fundação rígida rugosa(solo puramente coesivo)

$L/B$	$k_{ult}$
1	6,42
2	5,79
3	5,56
5	5,38
8	5,29
12	5,14

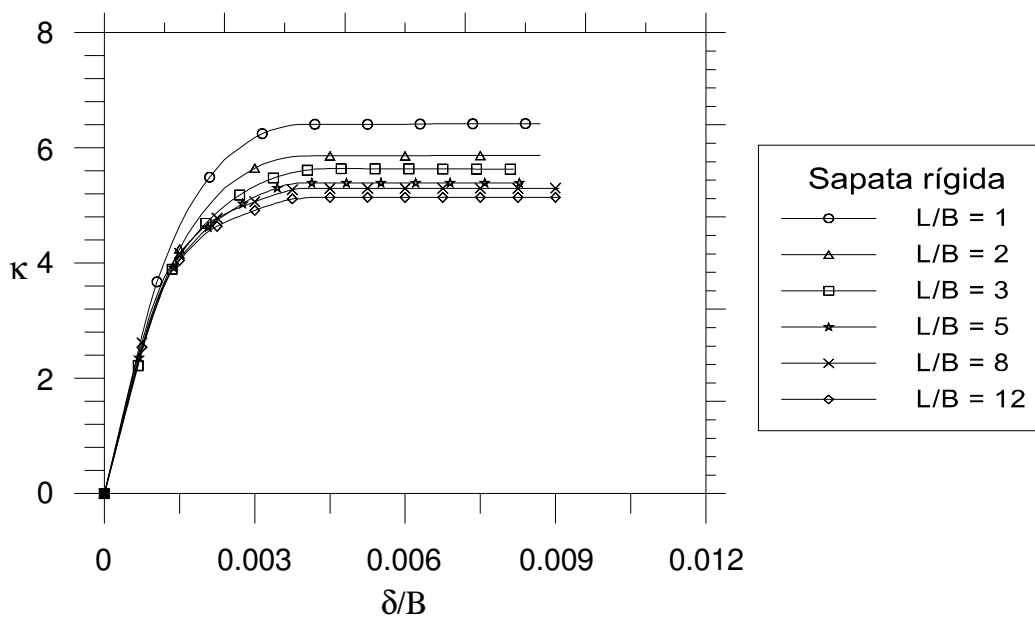


Figura 5.20 - Fator  $\kappa$  versus  $\delta/B$  para fundação rígida rugosa com diferentes relações de  $L/B$ . (solo puramente coesivo)

A tabela 5.8 e a Figura 5.21 apresentam as comparações com outros trabalhos. Pode-se observar que os valores obtidos no presente trabalho são maiores, mas as tendências são correlacionadas com os valores comparados. Cabe mencionar que os resultados obtidos por Qi-Yi Zhang (2008) e Salgado et al (2004) são também através de análise 3D.

Tabela 5.8 - Comparação com outros trabalhos do fator de capacidade de suporte  $N_c$  (solo puramente coesivo) com  $L/B$  variável.

L/B	1	2	3	5	8	10	12	$\infty$
$N_c$ (Presente Trabalho)	6,42	5,79	5,56	5,38	5,29	--	5,14	--
$N_c$ (Qi-yi Zhang, 2008)	6,08	5,61	5,45	5,33	--	5,14	--	5,14
$N_c$ (Salgado et al, 2004)	5,76	5,45	5,35	5,26	--	--	--	--
$N_c$ (Skempton)	6,00	5,50	5,33	5,20	--	5,10	--	5,00
$N_c$ (Terzaghi)	--	--	--	--	--	--	--	5,14

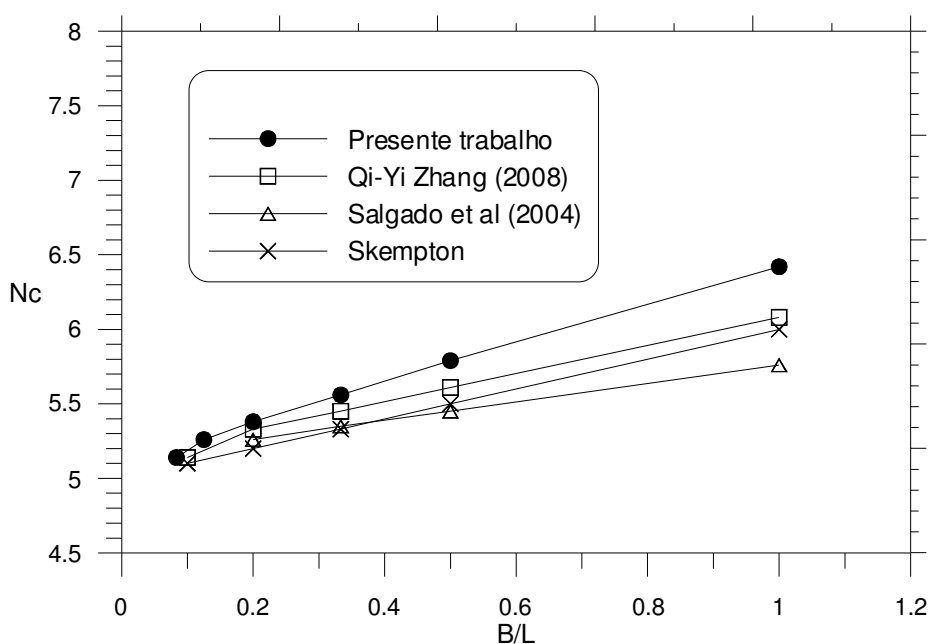


Figura 5.21 - Comparação dos valores de  $N_c$  com outros trabalhos para uma fundação com  $B/L$  variável, obtidos a partir de análise tridimensional

Ainda com o intuito de se verificar os resultados da análise 3D, foi feita uma comparação entre os resultados obtidos de uma análise plana axissimétrica e uma análise 3D com geometria axissimétrica para uma fundação circular (rígida e lisa) de raio 2m. Para tanto, as mesmas propriedades indicadas na Figura 5.2 foram adotadas fixando-se o ângulo de atrito em  $30^\circ$  e variando-se o ângulo de dilatação de  $0^\circ$  (fluxo não associado) a  $30^\circ$  (fluxo associado).

A malha de elementos finitos utilizada é apresentada na Figura 5.22 e é constituída por 537 elementos isoparamétricos C20 de 20 nós e 2806 pontos nodais.

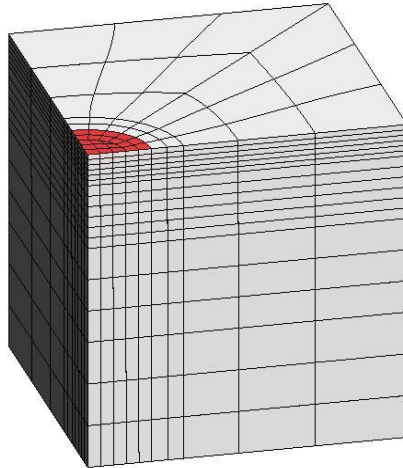


Figura 5.22 – Malha de elementos finitos para fundação circular rígido e liso.

As curvas carga-recalque normalizadas são mostrados na Figura 5.23 e os fatores de capacidade de suporte, obtidos pelo método das tangentes, foram de 50.2 e 47.9 para lei de fluxo associado e não associado, respectivamente. Oliveira (2006) através do ANLOG obteve os valores 55.3 e 49.5, respectivamente, para análise axissimétrica 2D com fluxo associado e não associado respectivamente.

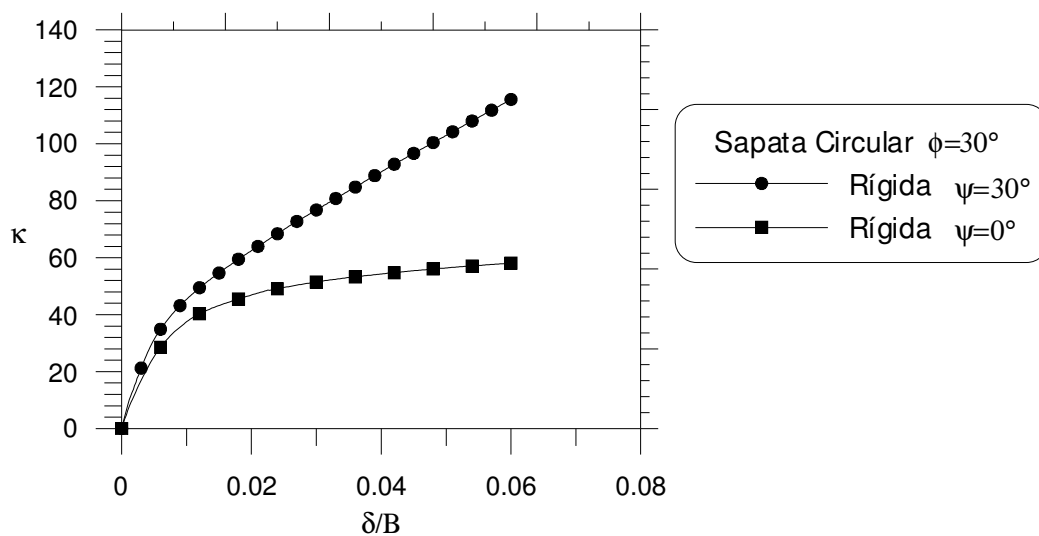


Figura 5.23 - Fator  $\kappa$  versus  $\delta/B$  para uma fundação circular rígida.

Tabela 5.9 – Comparação com outros trabalhos ( $N_c$  para fundação circular)

$\phi$ (°)	$\psi$ (°)	Presente Trabalho	Oliveira (2006)
30	0	47,9	49,5
30	30	50,2	55,3