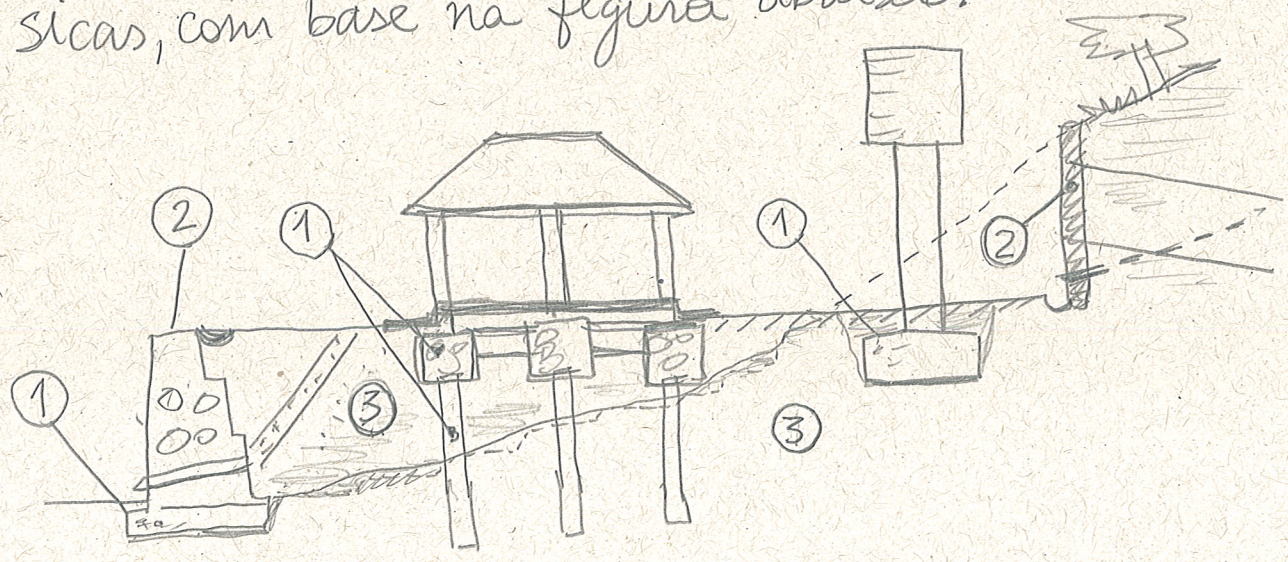


APRESENTAÇÃO

Neste documento é feita uma revisão dos conceitos básicos discutidos nas primeiras aulas da disciplina. Após definir fundações e contenções - principais tópicos da disciplina - são apresentados os princípios gerais que regem a concepção, projeto e execução destes elementos. Procura-se ainda descrever a interrelação entre solo, fundação e estrutura, exemplificando com obras civis correntes.

DEFINIÇÕES

Inicialmente são apresentadas definições básicas, com base na figura abaixo.



1. Fundações: Elementos que transferem os esforços das construções ao maciço de suporte. Podem ser rasas (ou diretas), profundas e especiais.

2. Contenções: são estruturas, ou reforços de solo, destinados a resistir aos empuxos de terra e água em maciços de escavação (corte) ou de aterro;

3. Maciço: denominação dada ao solo ou rocha de suporte de uma edificação, ou ao maciço de solo natural, ou artificial, que interage com fundações e contenções;

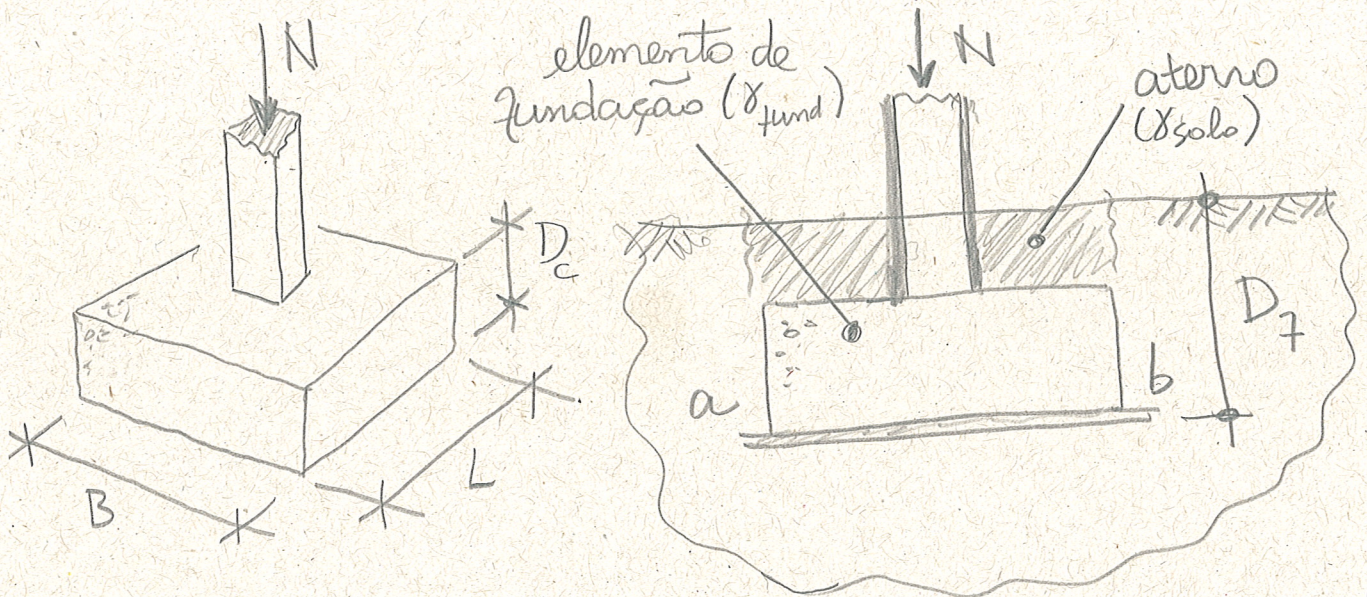
As fundações usualmente são divididas em dois tipos. As fundações rasas, que transmitem os esforços principalmente pela base e que em geral têm dimensões da mesma ordem de grandeza da sua profundidade. E as fundações profundas, que transmitem os esforços pela base e pela superfície lateral em contato com o maciço. Fundações que não se enquadram nos dois tipos acima são ditas fundações especiais.

As contenções, por sua vez, geralmente são classificadas caso se destinem a conter maciços de aterro ou de escavação, resistindo aos empuxos de terra e água. Elementos de drenagem são parte essencial das contenções.

FUNDAÇÕES RASAS

TENSÕES NORMAIS NA BASE

Como a primeira parte da disciplina trata de fundações rasas, apresentam-se aqui alguns conceitos específicos. Para isso considere-se a sapata ilustrada na figura abaixo, que se destina a transmitir esforços axiais (N) de um pilar



Admitindo que a tensão (σ) na seção ab seja vertical e uniforme, tem-se:

$$\sigma_g = \frac{N + \gamma_{fund} \cdot D_c + \gamma_{solo} \cdot (D_f - D_c)}{A} \quad (\text{KPa})$$

Onde

- $\gamma_{fund, solo}$ = pesos específicos do material da fundação e do solo de aterro;
- A = área de contato entre o elemento de fundação e o solo ($B \times L$ na figura);

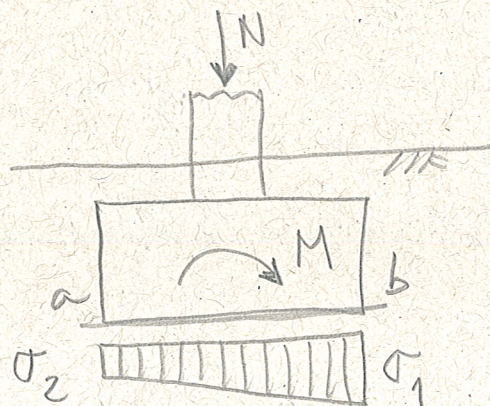
Considerando que, antes da execução da fundação a tensão normal em ab vale $\sigma_i = \gamma_{\text{nat}} \cdot D_f$, pode-se definir:

$$\Delta\sigma = \sigma_g - \sigma_i$$

Como sendo o acréscimo de tensão gerado pela fundação, normal ao plano ab.

Caso, além de N , o pilar também transmita um momento M para a fundação, as tensões normais no plano ab passam a ser não uniformes. Se a fundação for rígida, normalmente se admite distribuição linear, sendo:

$$\sigma_{g(1,2)} = \frac{\sigma_g}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

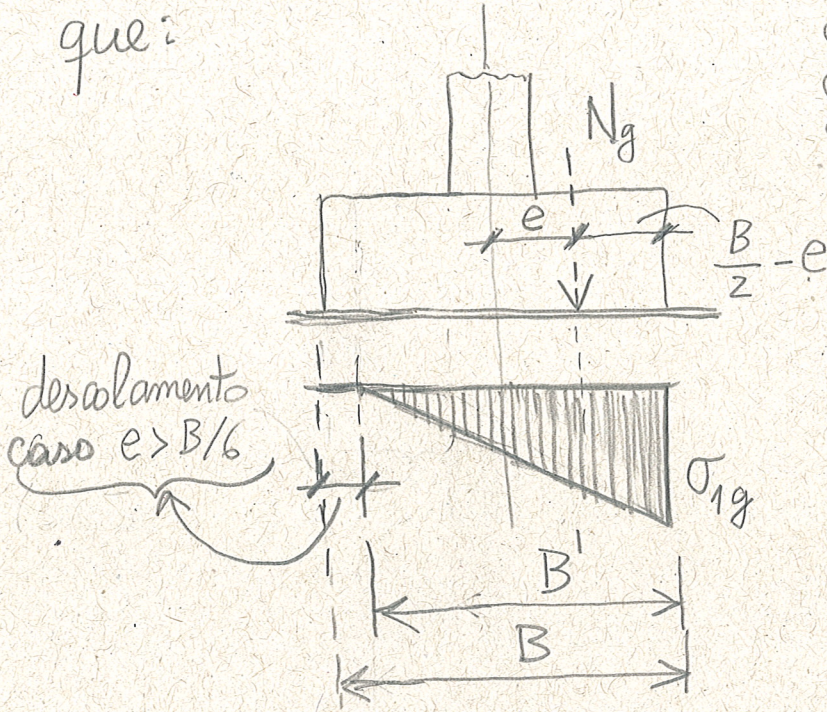


Onde:

$$e = M/N_g = M/(\sigma_g \cdot A)$$

A expressão de $\sigma_{g(1,2)}$ é válida se $e \leq \frac{B}{6}$, ou seja, a excentricidade "cair" no núcleo central da área de contato entre fundação e solo.

Usualmente as fundações rasas são dimensionadas de maneira que essa condição seja satisfeita. Caso a excentricidade caia fora do núcleo central há verá descolamento da sapata. O cálculo seria tal que:



$$B' = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

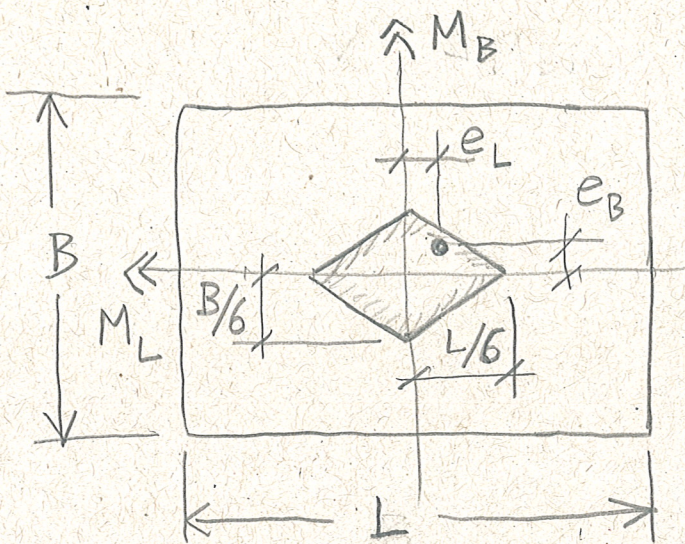
$$\sigma_{1g} = \frac{2 N_g}{B' \cdot L}$$

ou

$$\sigma_{1g} = \frac{2 N_g}{3L \left(\frac{B}{2} - e \right)}$$

Pela expressão acima, vê-se que $e < \frac{B}{2}$, caso contrário o equilíbrio não se verifica. A boa prática consiste em limitar $e \leq B/3$. Caso haja excentricidade nas duas direções, e " $e > k$ ", o cálculo deve ser feito por tentativa, ou com gráficos auxiliares (v. p.ex. CAPUTO, H.P. Mecânica dos solos, v.2). Para outras formas de seção a expressão de σ deve ser adequada, assim, p. exemplo, considerando excentricidade no núcleo central:

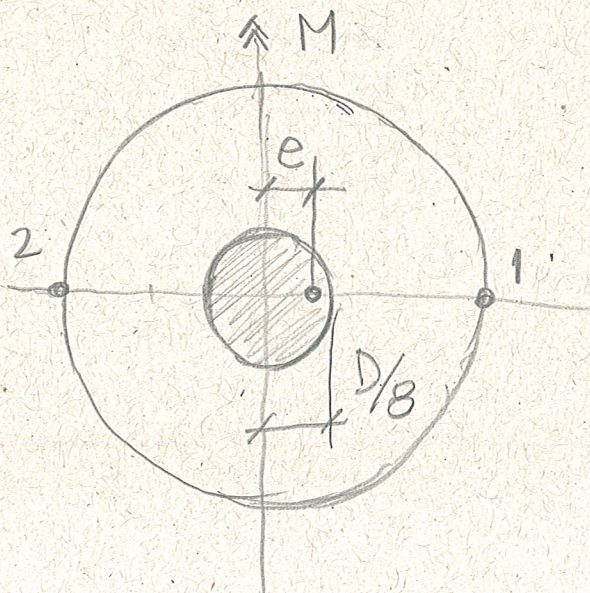
- Seção retangular com $e_B, e_L \neq 0$:



$$\sigma_{\max/\min} = \frac{N_g}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6e_B}{B} \pm \frac{6e_L}{L} \right)$$

e_B, e_L tais que N cai no núcleo central

- Seção circular ($e < k$; $k =$ extensão do núcleo central)



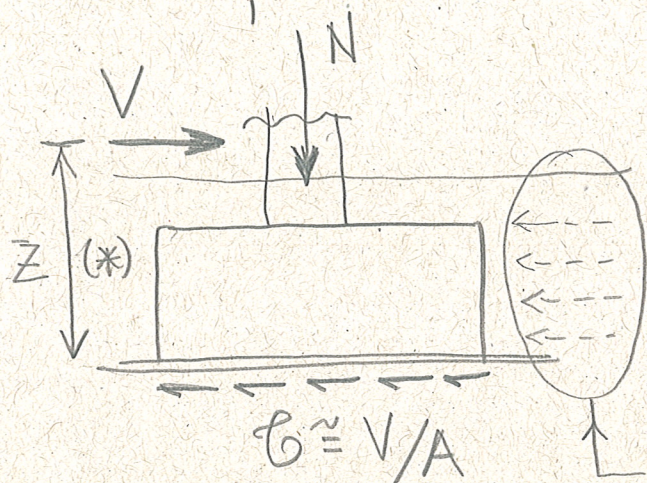
$$\sigma_{1,2} = \frac{N_g}{A} \left(1 \pm \frac{8e}{D} \right)$$

$$e \leq \frac{D}{8}$$

TENSÕES TANGENCIAIS NA INTERFACE

Quando além de N e M , atua força horizontal, haverá tensões tangenciais (τ) na interface. Na verdade, mesmo que a força horizontal $V=0$, $\tau \neq 0$, porém em muitos cálculos não é considerada, como simplificação.

Pela figura abaixo, considerando que, por definições, se considera a transmissão de esforços apenas pela base, " $\sigma_{\text{méd}}$ " pode ser estimado de maneira simplificada por



$$\sigma_{\text{méd}} \approx V/A$$

(*) OBS.: Considerar $M_v = V \cdot z$! no cálculo de $\bar{\sigma}$

↳ desconsiderado, salvo indicado

TENSÕES NO INTERIOR DO MACIÇO (E DA FUNDAÇÃO)

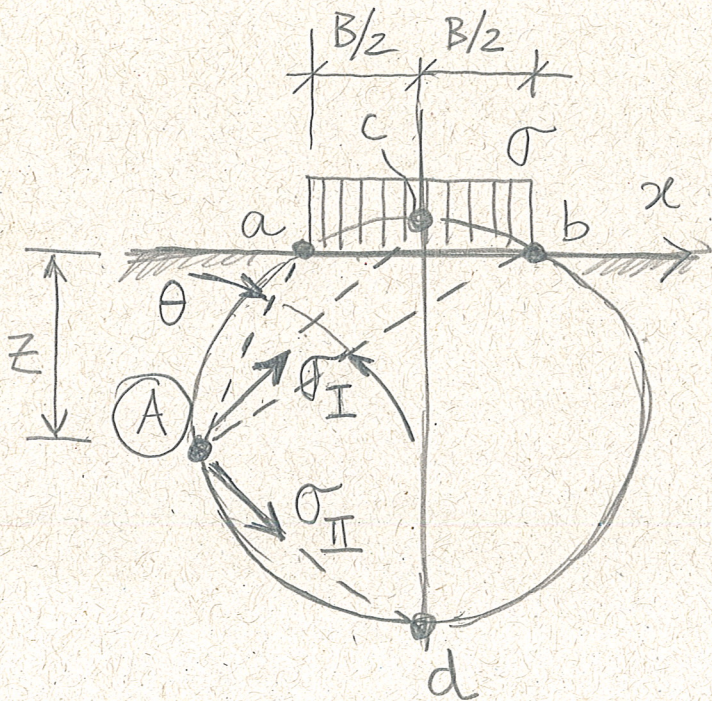
As tensões que irão ocorrer no interior do elemento de fundação devem ser objeto de análise do projeto estrutural, e estão além do escopo desta disciplina.

Por sua vez, as tensões vistas nos itens anteriores não se propagam no maciço, alterando o estado de tensões iniciais, e provocando deformações. A alteração das tensões iniciais e a deformação do maciço serão vistos de forma mais detalhada neste item, pois são objeto do projeto geotécnico da fundação.

Para isso, considere-se inicialmente $M=V=0$ e o caso de sapata retangular com $L \gg B$.

Além disso, considere-se $N = N_g$, para simplificar a notação, ou seja, a força $N \neq 0$ inclui o peso da sapata e do solo acima desta nos cálculos que seguem. Ao fazer o cálculo de um elemento específico, será importante checar se N já inclui as outras cargas.

Admitindo $\sigma = N/A$ como uniforme, por simplificação, os valores de tensões no maciço podem ser estimadas pela Teoria da Elasticidade:



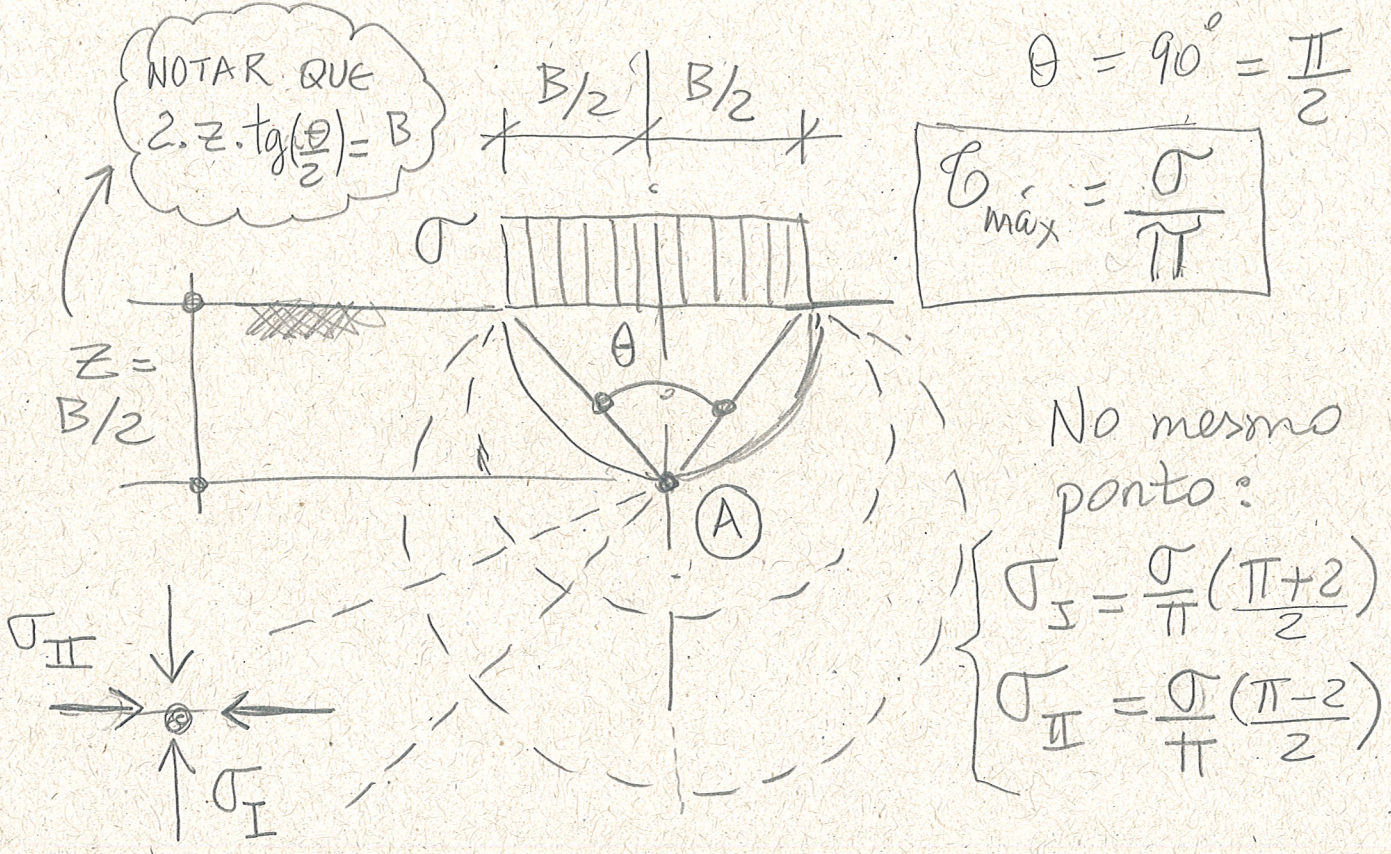
$$\sigma_{I, II}^{(A)} = \frac{\sigma}{\pi} (\theta \pm \text{sen } \theta)$$

Onde σ_I e σ_{II} são as tensões principais no ponto (A) , com os sentidos indicados na figura.

Assim, pode-se calcular o valor de $\sigma_{\text{máx}}^{(A)}$, pois $\sigma_{\text{máx}} = \frac{\sigma_I - \sigma_{II}}{2}$:

$$\sigma_{\text{máx}}^{(A)} = \frac{\sigma \cdot \text{sen } \theta}{\pi}$$

Lembrando que o solo é menos resistente a cisalhamento, interessa saber o ponto em que $\sigma_{máx}$ atinge maior valor. Vê-se que ocorre a uma profundidade $\frac{B}{2}$, conforme se ilustra abaixo.



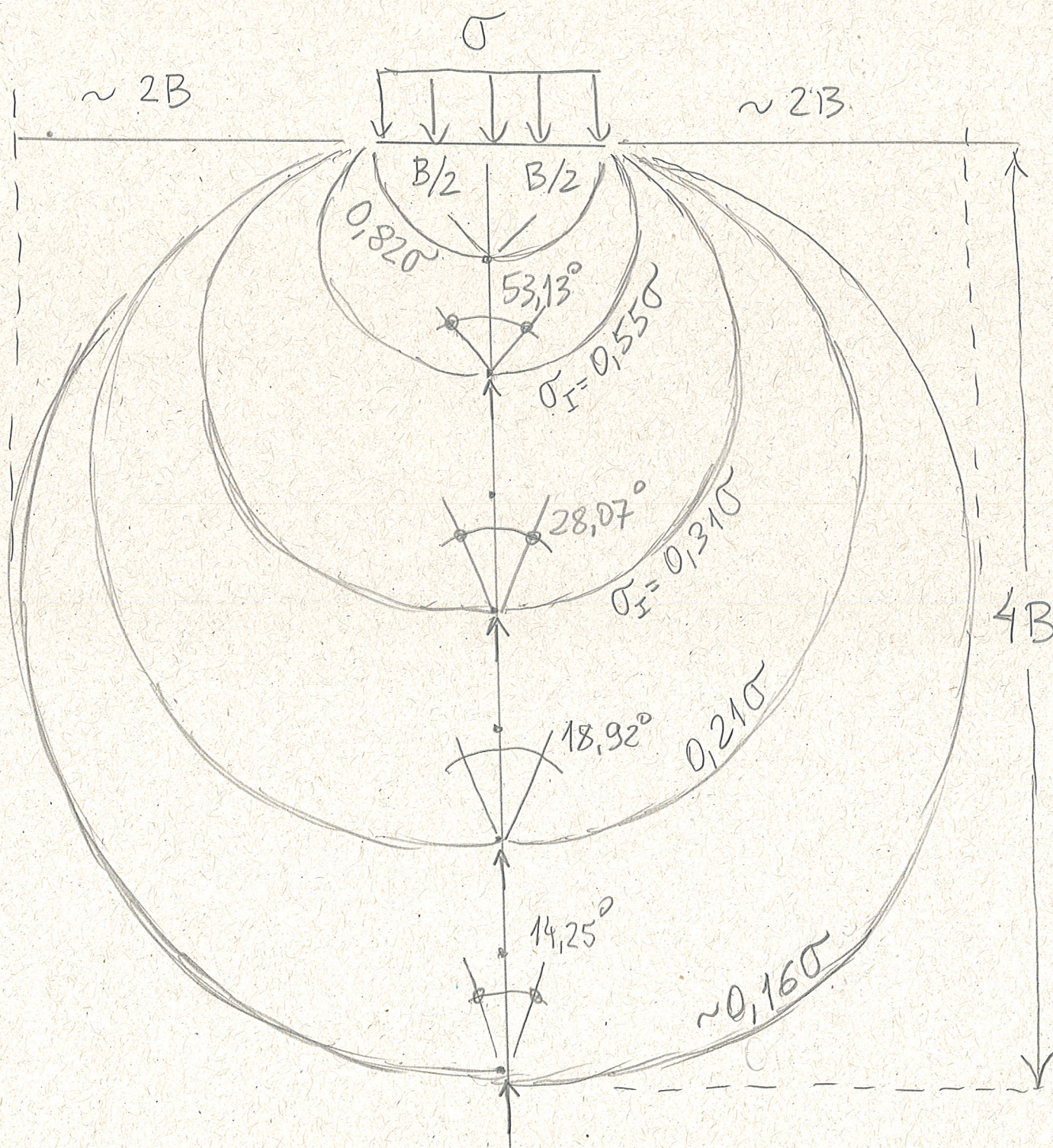
Pode-se pesquisar a profundidade na qual σ_I seja muito pequeno, digamos $0,05 \sigma$:

$$\frac{\sigma}{\pi} (\theta + \text{sen } \theta) = 0,05 \sigma$$

$$\theta + \text{sen } \theta = 0,05 \cdot \pi$$

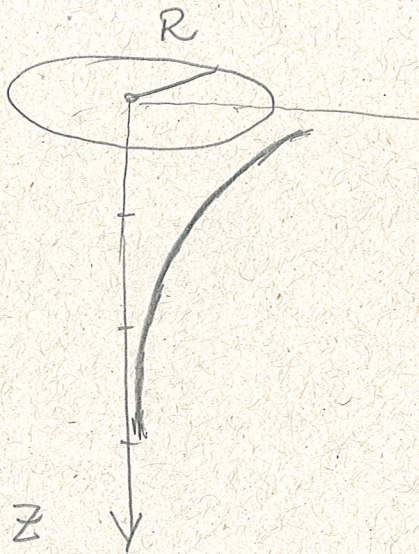
$$\theta \approx 4,5^\circ \rightarrow z/B \approx 12,7$$

Isso mostra que, de acordo com a T.E.,
 uma sapata corrida aplicaria $5\% \sigma$ a $12,7B$
 de profundidade. Se quisermos determinar
 a profundidade em que $\sigma_I = 15\% \sigma$, com mesmo
 procedimento, chegamos em $\cong 4B$. A figura
 abaixo ilustra.



Para uma área circular as expressões de σ_r , σ_{θ} e σ_{rz} não são simples. Porém, há uma expressão simples para a tensão vertical no centro da área carregada, ao longo de "z":

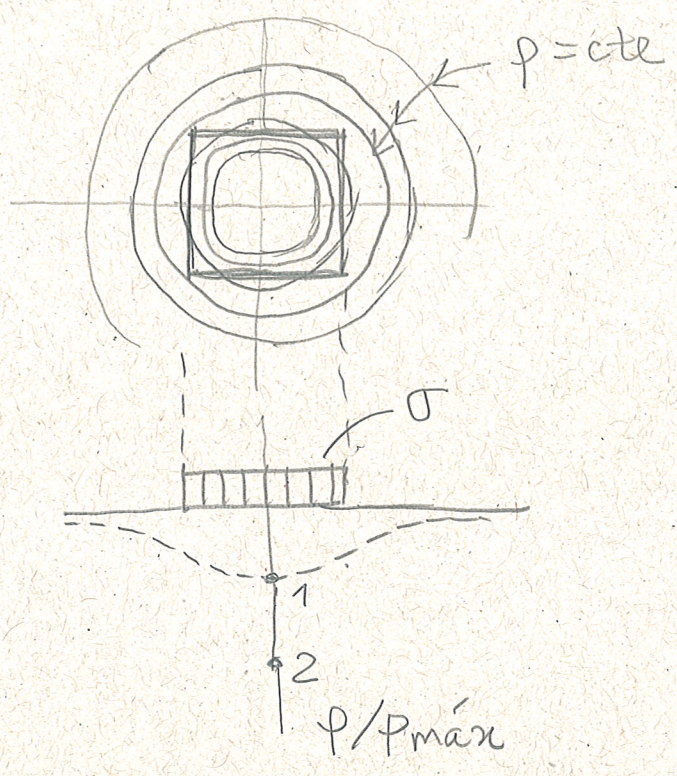
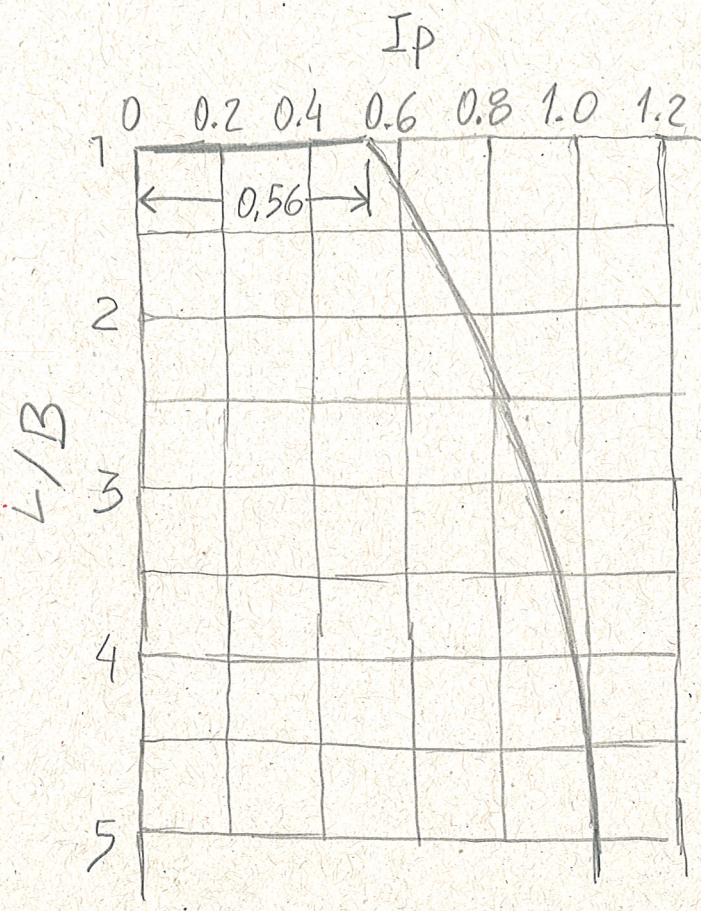
$$\sigma_z = \sigma \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + (R/z)^2} \right]^{3/2} \right\} = \sigma I_{z/R}$$



z/R	$I_{z/R}$
0,1	0,99901
0,2	0,99246
0,5	0,91056
1,0	0,64645
2,0	0,28446
2,5	0,19959
3,03	0,14363

Para finalizar, apresenta-se a expressão para cálculo do recalque que pode ser obtida com a teoria da elasticidade:

$$\rho = \sigma B \frac{1 - \nu^2}{E} I_p \quad (E1)$$

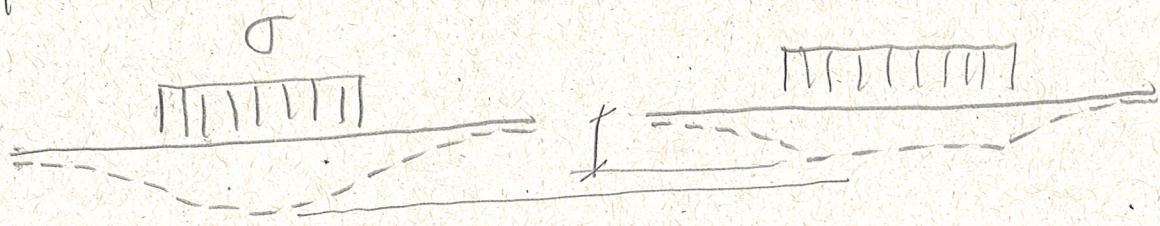


$$\left\{ \begin{array}{l} I_p = \frac{1}{\pi} \left[l \cdot \log \frac{1 + \sqrt{l^2 + 1}}{l} + \log (l + \sqrt{l^2 + 1}) \right] \\ l = L/B \end{array} \right.$$

Os deslocamentos podem ser representados em curvas de igual recalque. Um aspecto importante é o perfil típico, na forma de uma depressão com valores maiores de "p" no centro da área carregada.

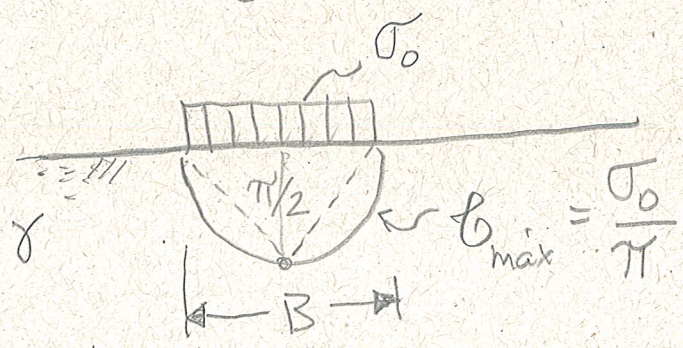
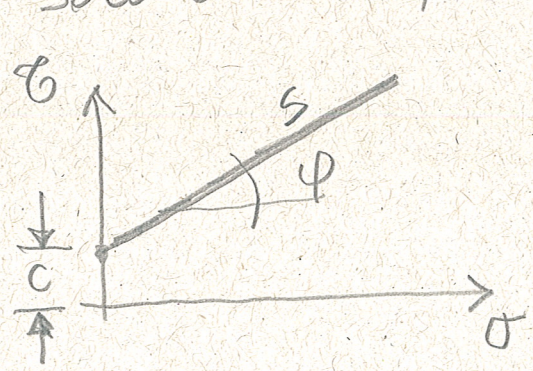
A expressão acima não considera a rigidez da estrutura da edificação. Caso a estrutura tenha rigidez "infinita" o recalque é uniforme sob a área carregada, e o valor máximo é menor que o

fornecido pela expressão acima.



CAPACIDADE DE CARGA

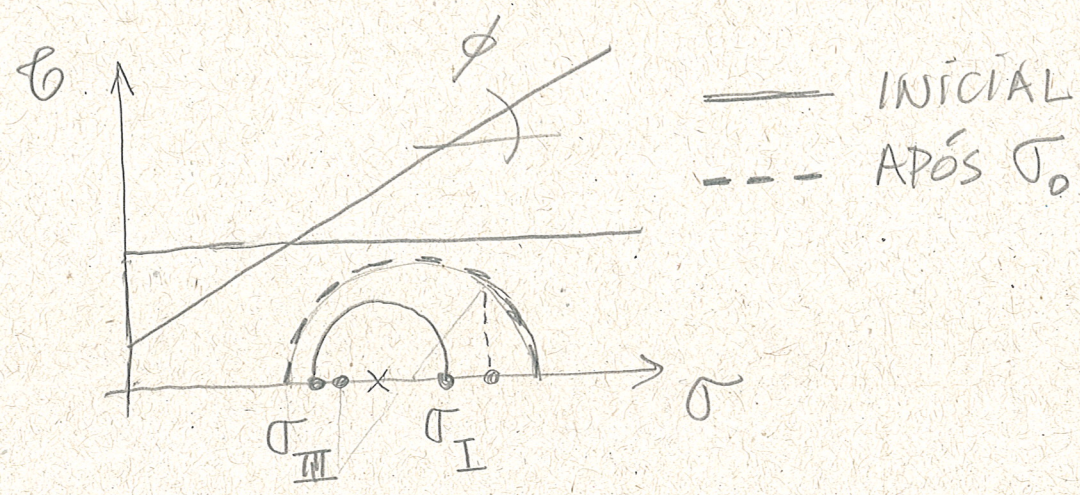
Pela T.E. podemos prever os deslocamentos da superfície do maciço e as tensões no interior do mesmo. Por exemplo, sob uma área retangular com $L \gg B$, o valor máximo de σ ocorre ao longo de uma semi circunferência de raio $R = B/2$, e é de σ_0/π . Vamos analisar essa infor-
 mação considerando que a resistência do solo é dada por $s = c + \sigma \text{tg}\phi$



Algumas considerações:

- Caso " $\phi = 0$ ", o valor máximo de $\sigma_0 = \pi \cdot c$, para que se atinja a resistência do solo;
- Caso " $\phi \neq 0$ ", o valor é maior;

• Este valor não necessariamente esgota a resistência do maciço;



O valor de $\sigma_{0,limite}$ é dado por:

$$\sigma_{0,limite} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (E2)$$

Onde

$$N_q = N_\phi e^{\pi \tan \phi}$$

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

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \phi$$

$$N_\phi = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

q = sobrecarga lateral

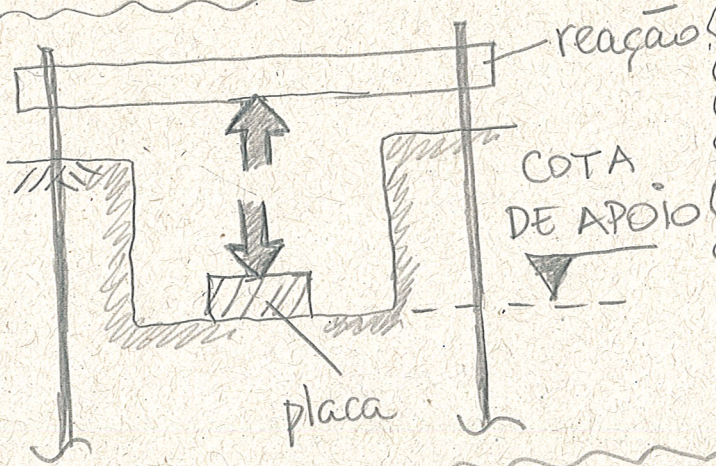
A expressão acima é obtida com conceitos de Teoria da Plasticidade. Para o caso de $\phi = 0$ e $q = 0$:

$$\sigma_{0,lim} = 5,14 c > \pi c$$

Logo, para que se esgote a capacidade resis-
tente do maciço, de acordo com a teoria da
plasticidade, o valor de σ_0 é cerca de 60%
superior ao que produz $\epsilon_{máx} = 5$ pela fórmula
da Teoria da Elasticidade.

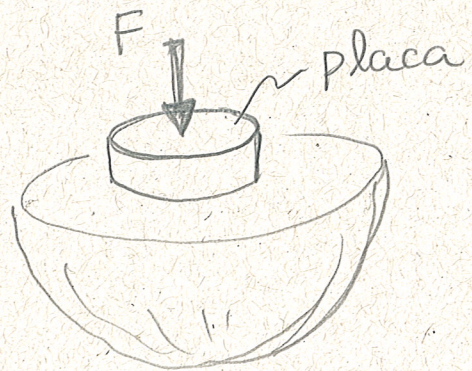
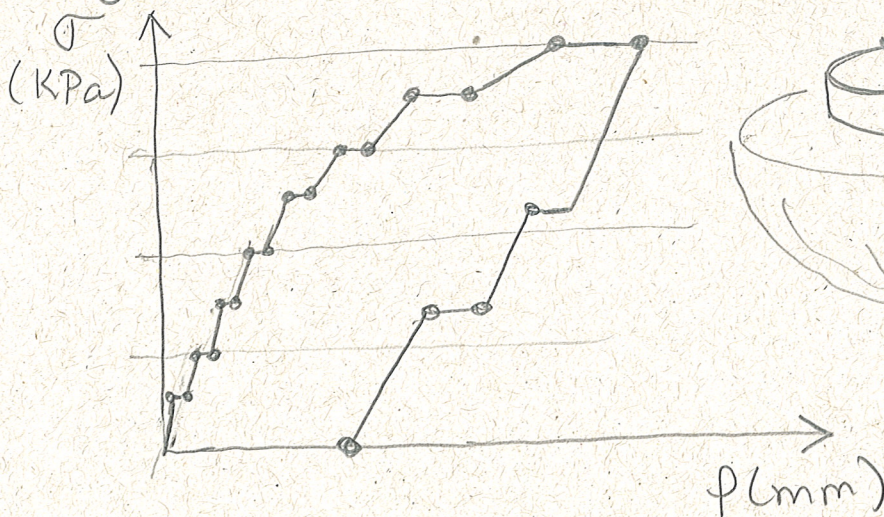
PROVA DE CARGA EM PLACA

Uma maneira de estudar o comportamento de
fundações rasas é por meio de prova de carga
estática (NBR 6489). Este ensaio pode pro-
porcionar uma



curva tensão-deslo-
camento, indicando
os tempos do início
e fim de cada
estágio de um

carregamento monotônico, conforme ilustrado.



$$\sigma = \frac{F}{A_{placa}}$$

Os resultados devem sempre ser acompanhados pelas seguintes informações:

- Descrição geral do ensaio com: data e hora de início e fim; locação dos pontos do terreno onde as provas de carga foram feitas; identificação do solo ou rocha cf. NBR 6502; outras informações pertinentes (v. NBR 6489);
- Tipo e características da placa, como: diâmetro e material; cota de apoio; outras (v. NBR 6489);
- Ocorrências excepcionais (v. NBR 6489);

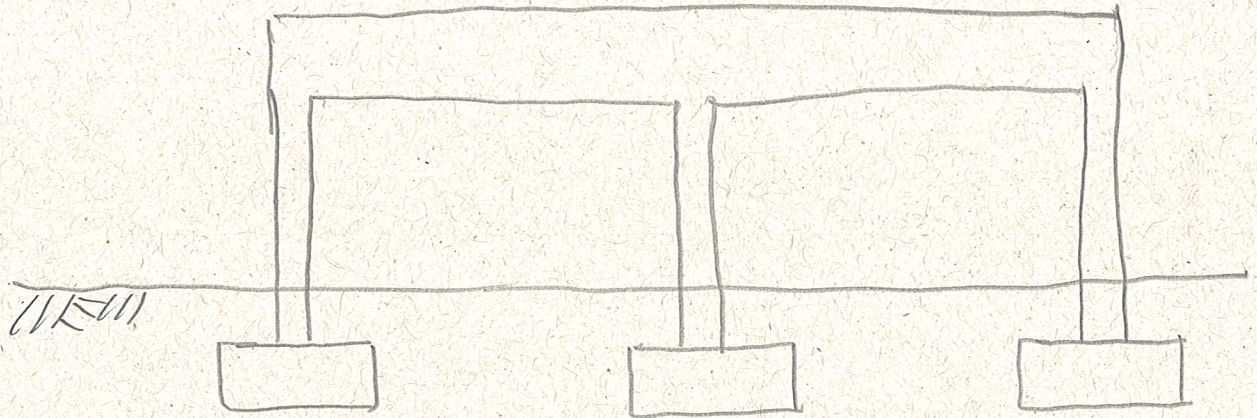
Com ensaios conforme preconizado pela norma e à luz das teorias, podem-se obter parâmetros para o projeto, tais como:

- E, ν : com base na Teoria da Elasticidade, p. ex.; (E1)
- c, φ : com base na Teoria da Plasticidade, p. ex.; (E2)

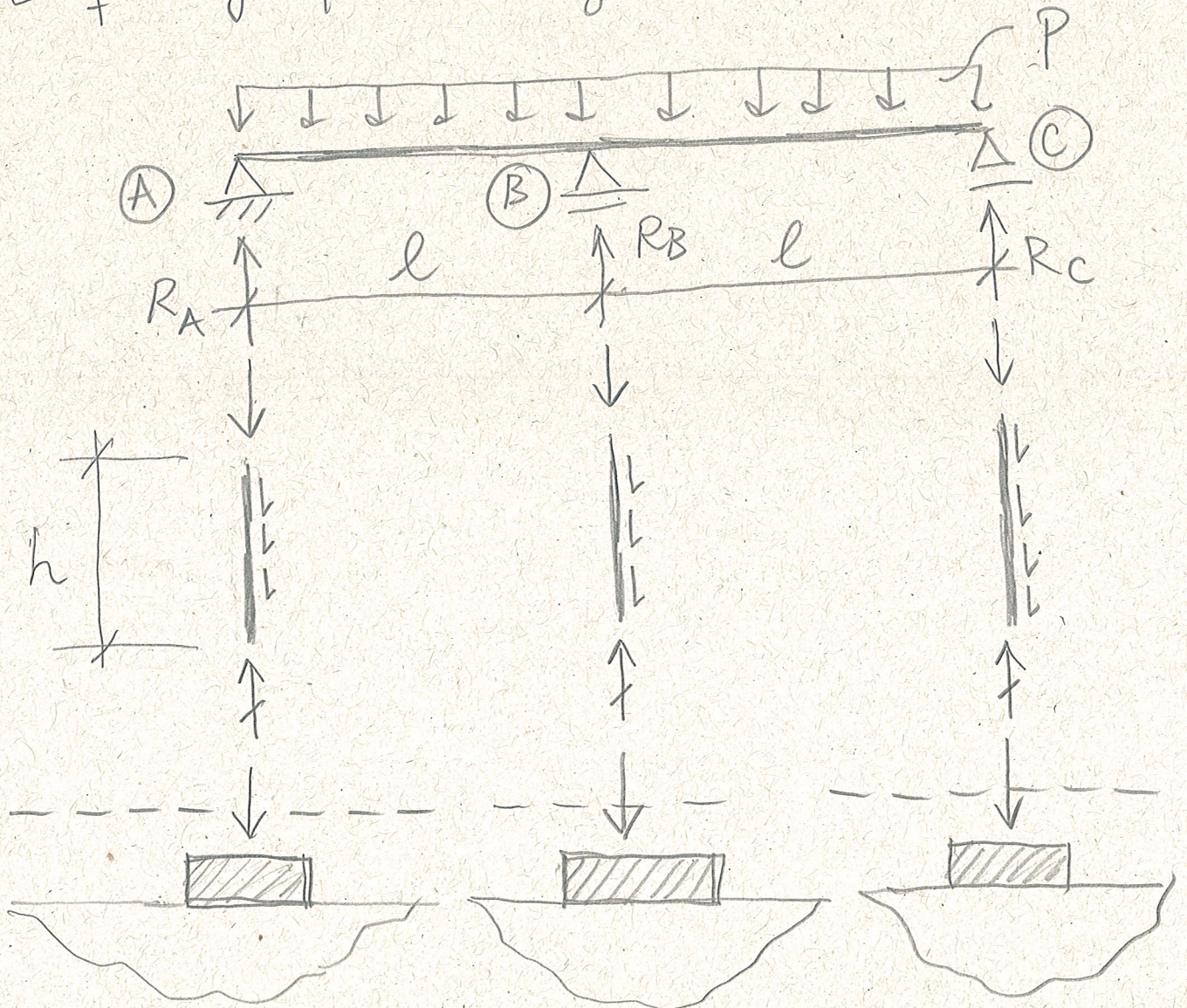
INTERRELAÇÃO ENTRE SOLO, FUNDAÇÃO E ESTRUTURA

Com base no exposto, é possível abordar,

por meio de um exemplo, a interrelação entre estes elementos. Considere-se a estrutura abaixo.



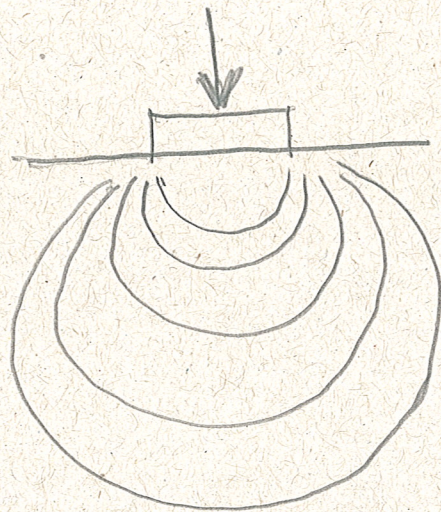
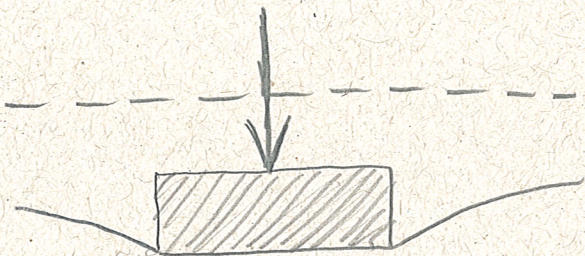
E que seja feito o seguinte modelo:



Admitindo-se os apoios A, B e C conforme a figura, podem-se determinar R_A , R_B e R_C :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = R_C = \frac{3}{8} \cdot p \cdot l \\ R_B = \frac{10}{8} \cdot p \cdot l \end{array} \right.$$

Essas forças aplicadas nas sapatas não produzem deformações e tensões no maciço.

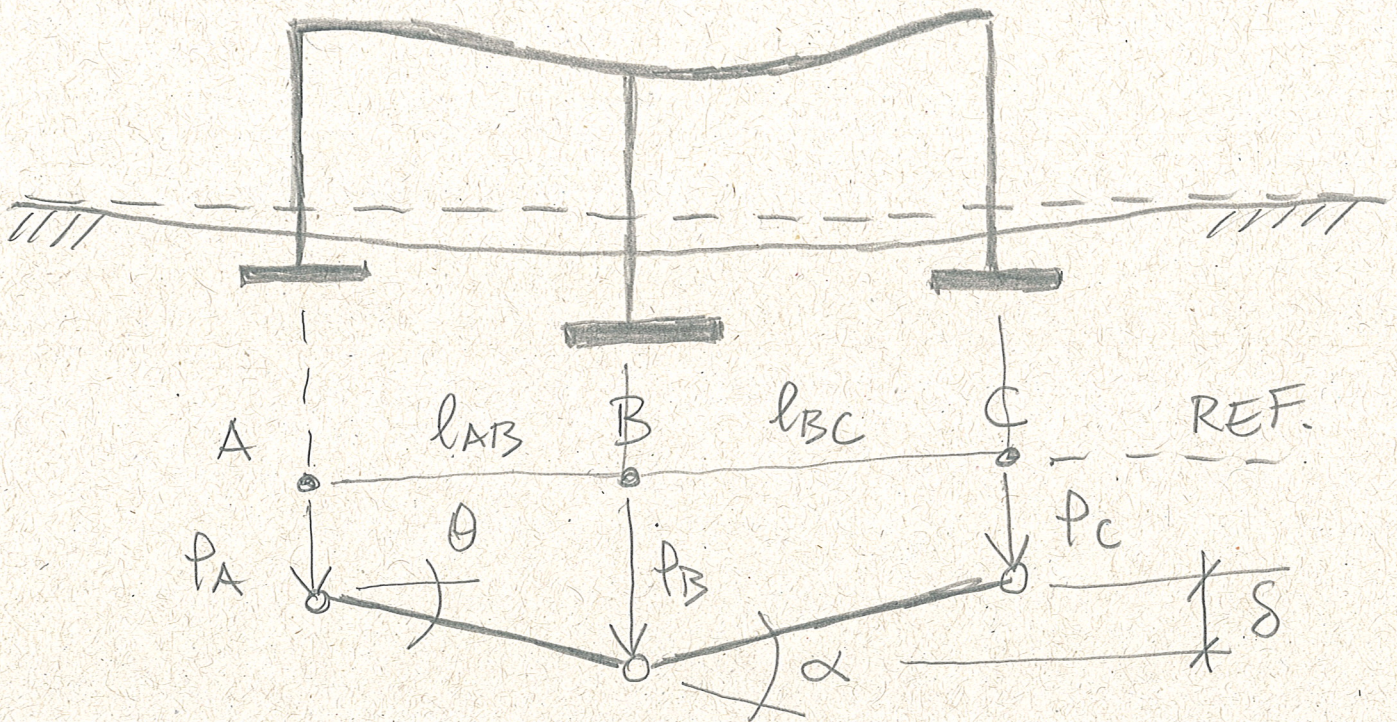


Analisemos inicialmente o efeito das deformações por meio de $E1$:

$$p = \frac{\sigma}{E} (1 - \nu^2) I_p B$$

Observe-se que, sendo σ , E , ν e I_p iguais, os valores de recalque " p " ainda serão diferentes, pois, para termos mesmo " σ " os valores de " B " serão diferentes.

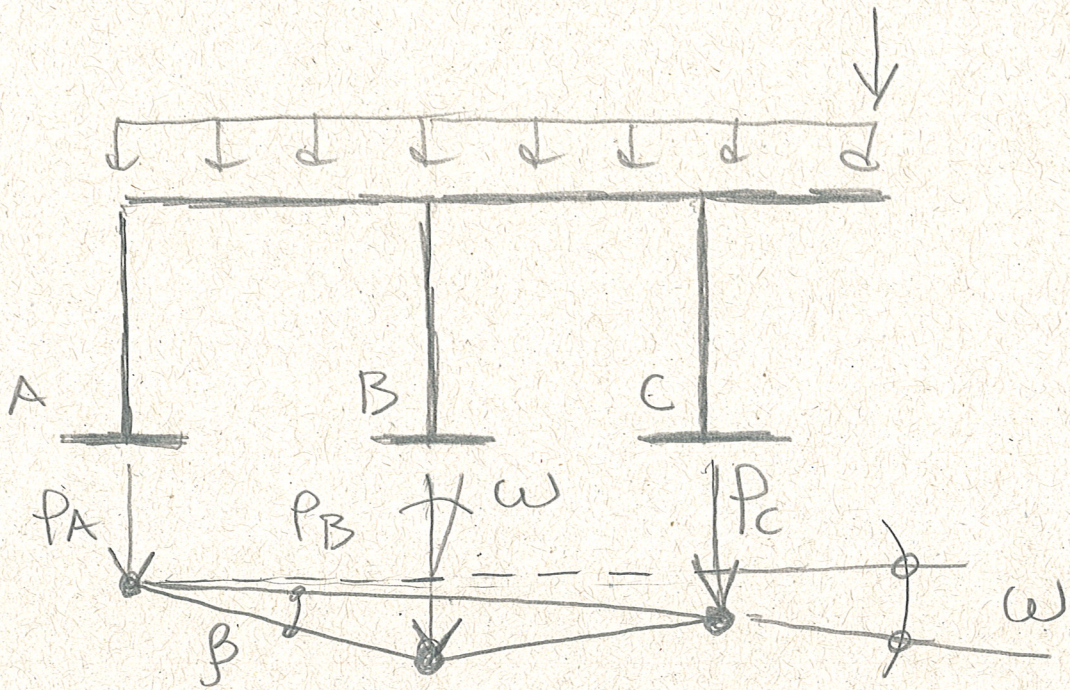
Assim, podemos imaginar a deformada:



Na figura acima podemos identificar:

- p = recalque de um ponto;
- δ = recalque diferencial entre dois pontos;
- δ/l = recalque diferencial específico entre dois pontos, usualmente exp. por $\frac{1}{\cot \theta}$
- θ = rotação relativa entre dois pontos;
- α = deformação angular entre dois trechos da estrutura;

Ainda pode haver situações nas quais alguma assimetria produza:



- ω = notação de deslocamento, quando a estrutura se comporta como corpo rígido;

- β = distorção angular

As definições acima são da NBR 6122. O ω re-
calque pode ainda ser negativo (levantamento).

Deve-se observar que no modelo acima os apoios A, B e C foram supostos indeformáveis na vertical para determinação de R_A , R_B e R_C . Por outro lado, ao se aplicarem os valores de R_A , R_B e R_C nas fundações, foram produzidos deslocamentos - o que contraria a hipótese anterior.

Além disso, deve-se observar que o maior deslocamento em "B" será, em parte, restrito pela rigidez da estrutura. Ou seja, a viga que se estende entre A e C inicia opor resistência à deformação com $p_B > p_A$ e p_C .

Logo, verifica-se um relacionamento mútuo entre o solo, o elemento de fundação e a estrutura.

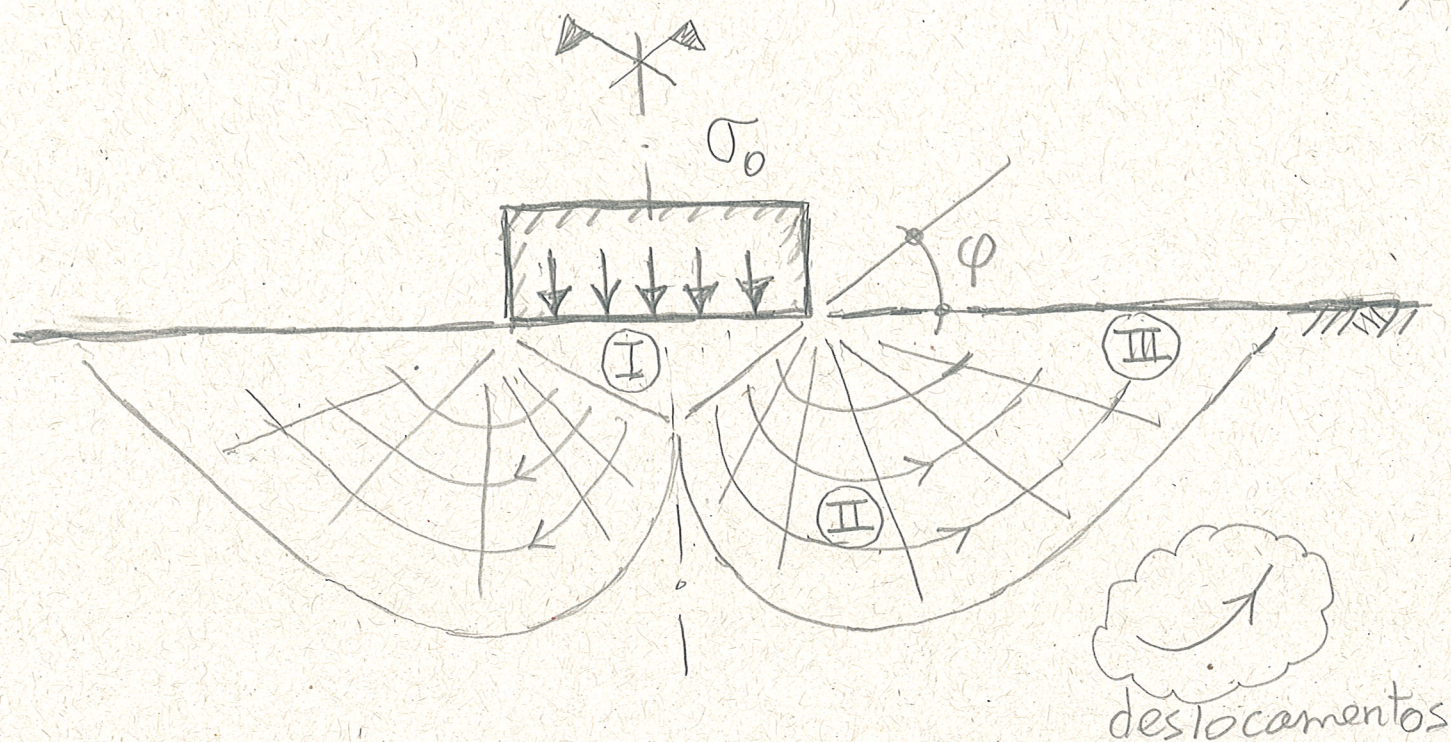
TRANSIÇÃO ENTRE REGIME "ELÁSTICO" E "PLÁSTICO"

Consideremos por hipótese que a interrelação comentada no item anterior seria restrita a uma situação na qual nenhum ponto do maciço atingiu o seu limite de resistência.

Dessa forma, seria razoável aplicar hipóteses de elasticidade. Cumpre observar que o mesmo está sendo suposto para a estrutura.

À medida que T_0 aumenta, alguns pontos do maciço alcançarão o limite de resistência.

Isso inicia produzir uma redistribuição das tensões e a resistência inicia sendo atingida em outros pontos, ou seja, os danos aumentariam progressivamente. Admitindo o solo com comportamento elasto-plástico perfeito, a carga que produziria a falha seria consideravelmente



superior à necessária para atingir a resistência em alguns pontos. Chamando de σ_y e σ_u , respectivamente, as cargas correspondentes ao início e final do processo de falha do solo, o que se está dizendo é que $\sigma_u \gg \sigma_y$. Na transição entre σ_y e σ_u ocorre aumento progressivo dos pontos de falha.

Com base em modelo elasto-plástico perfeito, ao se atingir σ_u ocorreria fluxo plástico de uma massa de solo com contorno definido pela figura acima. Observam-se três regiões distintas, separadas pelas direções dos deslocamentos e tensões principais. Modelos como esse serviram como base para se obter a Eq. (2) para estimativa de $\sigma_u = f(c, \varphi, \gamma, B, q)$.

DEFINIÇÕES DE ELS E ELU

Para complementar o que se disse, é importante apresentar as definições:

Estado Limite de Serviço (ELS): estados que, por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da estrutura.

Estado Limite Último (ELU): estados que, por sua simples ocorrência, determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção.

Estas são definições da NBR 8681 (2003) que cita ainda, ELU e ELS a considerar no projeto:

- ELU {
- Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
 - Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
 - Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
 - Instabilidade por deformação;
 - Instabilidade dinâmica;

- ELS {
- Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
 - Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
 - Vibração excessiva ou desconfortável;

A NBR 6122 (2019) define ainda como tensão admissível "a máxima tensão que, aplicada ao terreno pela fundação rasa ou pela base de tubulão, atende, com fatores de segurança predeterminados, aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações etc.)."

CARGAS DE CONSTRUÇÕES USUAIS

De maneira rigorosa o termo "carga" corresponde à ações decorrentes da gravidade. Então não é correto dizer, p. ex., "carga de vento". No entanto, muitas vezes esse termo é generalizado para todas ações.

Os valores de cargas sobre os elementos de

Fundações são obtidos por análise da estrutura. Cabe sempre uma análise crítica desses valores. Neste item, discutem-se aspectos julgados importantes para esta análise.

Em primeiro lugar, seguem algumas normas importantes:

- NBR 8681 (2003): Ações e segurança nas estruturas
- NBR 6120 (2019): Ações para cálculo de estruturas de edificações
- NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações
- NBR 7188 (2013): Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas
- NBR 7189 (1985): Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias;

Cargas aeronaviárias ou portuárias, bem como outras situações específicas, podem ser vistas em literatura técnica.

No caso dos edifícios, as ações podem ser:

- Permanentes: peso próprio de elementos estruturais e não estruturais;
- Variáveis: sobrecarga de uso; ação do vento;
- Excepcionais: temperatura; etc.

A carga permanente pode variar muito, conforme as características da obra. Como referência entre 10 KN/m^2 e 12 KN/m^2 podem ser adequados para uma primeira estimativa. Pode-se considerar que nesses valores já estaria incluída a sobrecarga de uso, caso seja inferior a 2 KN/m^2 .

A pressão de vento varia conforme a região. Valores entre $1,0 \text{ KN/m}^2$ e $1,5 \text{ KN/m}^2$ permitem uma estimativa inicial (detalhes na NBR 6123).

Dessa forma, em um edifício com dimensões de $25 \text{ m} \times 25 \text{ m}$ e 20 andares ($\sim 60 \text{ m}$):

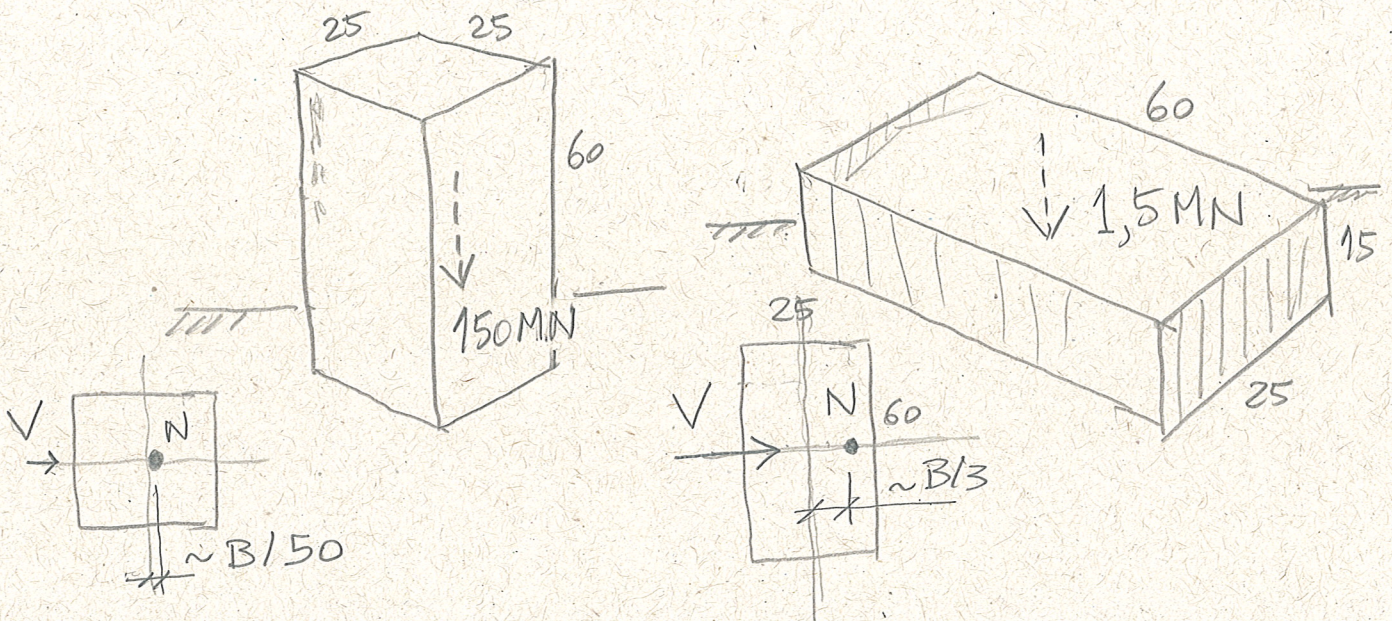
- $N_{\text{base}} \approx 12 \times 625 \times 20 = 150\,000 \text{ KN}$ ($15\,000 \text{ t}$);
- $V_{\text{base}} \approx 1,5 \times 25 \times 60 \approx 2\,500 \text{ KN}$ (250 t);
- $M_{\text{base}} \approx 2\,500 \times 30 = 75\,000 \text{ KN}\cdot\text{m}$;

Observa-se que a força de arrasto é pequena frente à carga total ($\approx 2\%$) e o momento na base é tal que $M/(N \cdot B) = B/50$. Esses números permitem uma primeira aproximação sobre a ordem de importância de cada esforço.

Se fizermos os mesmos cálculos para um edifício leve (carga inferior à pressão de vento), os esforços não axiais ($V; M$) ganharão maior

relevância. Por exemplo um galpão com $25\text{ m} \times 60\text{ m} \times 15\text{ m}$, com carga da ordem de 1 kN/m^2 :

- $N_{\text{base}} = 1500\text{ kN}$;
- $V_{\text{base}} \cong 1500\text{ kN}$;
- $M_{\text{base}} \cong 12000\text{ kN.m}$; $M/(N \cdot B) \cong \frac{B}{3}$

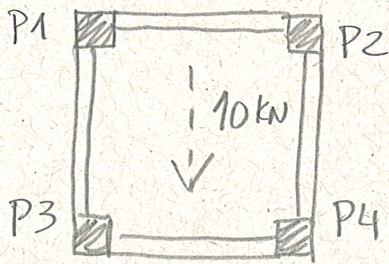


Esses números podem variar num domínio amplo; permitindo ainda muitas combinações. Logo, deverão ser bem definidos em cada caso.

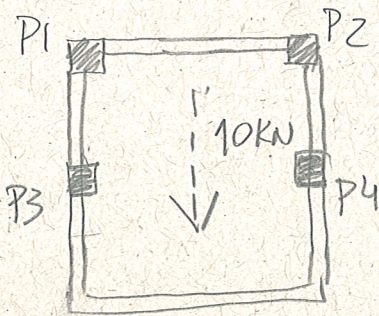
Deve-se ainda ter em conta que a estrutura pode se apresentar como de "baixa regularidade" ou não. Isso depende da simetria, arranjo estrutural, presença de transições, etc. O exemplo a seguir mostra como os esforços na base de uma estrutura podem variar conforme a

"regularidade" da estrutura em planta.

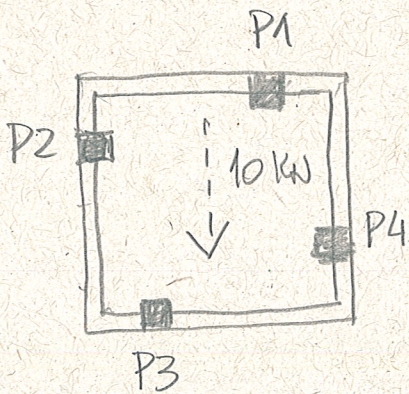
PLANTA



	P1	P2	P3	P4
N (KN)	93,98	93,98	96,38	96,38
V _y (KN)	-14,50	-14,50	19,50	19,50
M _x (KN.m)	11,90	11,90	-20,89	-20,89



	P1	P2	P3	P4
N (KN)	15,28	15,28	175,09	175,09
V _y (KN)	16,47	16,47	-11,47	-11,47
M _x (KN.m)	25,97	25,97	1,06	1,06



	P1	P2	P3	P4
N (KN)	93,25	94,41	97,12	95,95
V _y (KN)	-3,21	1,46	6,10	5,66
M _x (KN.m)	-1,64	-3,78	-4,10	-9,07

Notas:

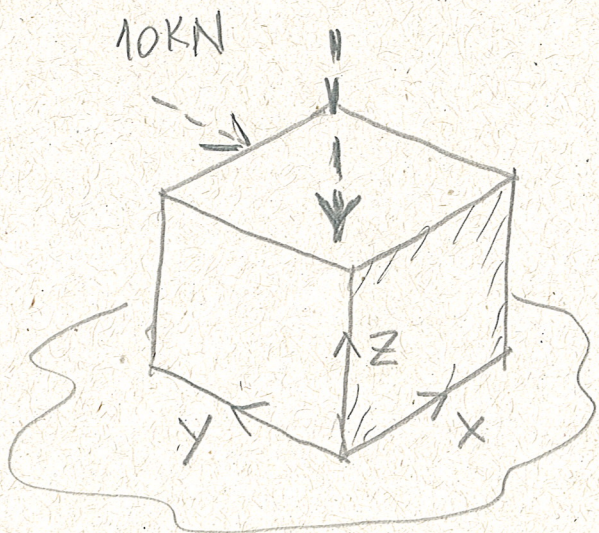
i) Edificação 5m x 5m x 3m ;

ii) Esforços iguais

$$N_{base} = 286,74 \text{ KN}$$

$$V_{base} = 10 \text{ KN}$$

$$M_{base} = 30 \text{ KN.m}$$

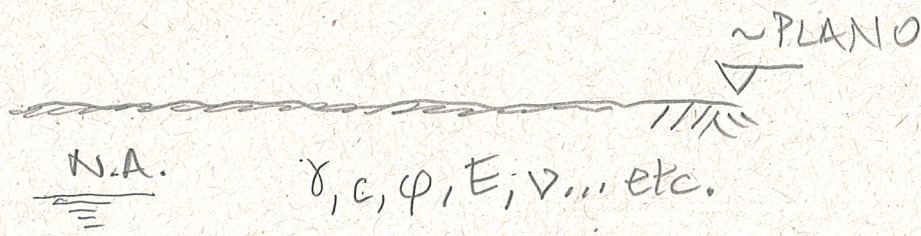


CONSIDERAÇÕES FINAIS

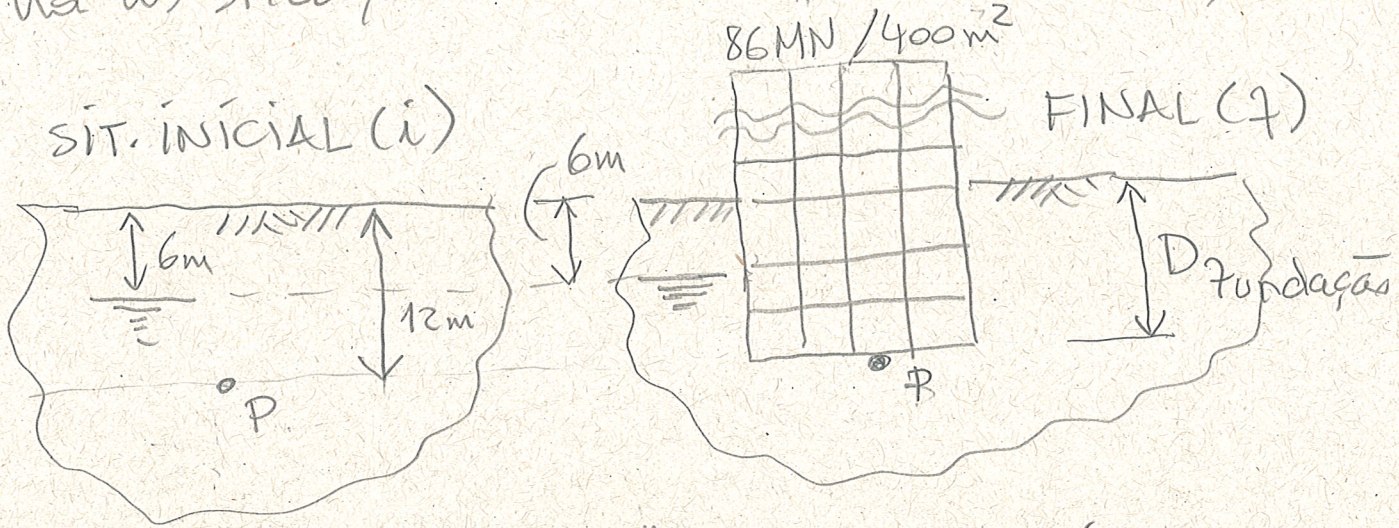
⊙ objetivo deste texto foi de fornecer uma revisão dos conceitos básicos da disciplina. Por ser resumido, poderá permitir uma rápida visão desses conceitos, mas ao mesmo tempo terá omitido os detalhes. Portanto, os temas aqui abordados deverão ser vistos na bibliografia recomendada, para um melhor entendimento.

Faz-se, a seguir, uma explanação do problema geral a ser enfrentado, para encerrar este resumo.

Considere-se que está sendo planejada uma construção, digamos um edifício de múltiplos pisos. Nossa primeira preocupação envolve a perfeita caracterização da edificação e do terreno. Este último envolve aspectos topográficos e geotécnicos, sendo que a perfeita descrição geotécnica é escopo da Geologia de Engenharia. No nosso exemplo, esta perfeita descrição é resumida à figura abaixo: um terreno plano com N.A. a certa profundidade.



A edificação por sua vez, é caracterizada pelas dimensões, peso total, recalques admissíveis, entre outros. A figura abaixo ilustra as situações antes e depois da construção.



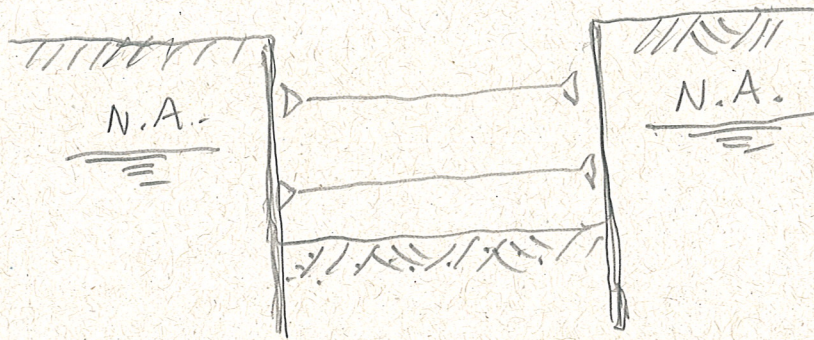
Imagine-se um ponto "P" abaixo do último subsolo. Caso as tensões neste ponto sejam iguais, antes e após a execução, poder-se-ia imaginar que: (i) o equilíbrio está garantido; (ii) não haverá recalque.

Assim por exemplo:

- $\sigma_{v,i} \textcircled{P} = \text{digamos } 12m \times 18 \text{ kN/m}^3 = 216 \text{ kPa}$
- $\sigma_{v,f} \textcircled{P} = \frac{86000}{400} = 215 \text{ kPa}$

Orá, como o peso do edifício iguala o peso de solo e água removidos na escavação e como o N.A. permaneceu inalterado, tem-se o equilíbrio citado acima.

Porém, devemos entender que nem sempre este equilíbrio ocorre, além do fato de que entre as situações inicial e final, existe a situação abaixo que não pode ser desconsiderada, nunca.



FASE INTERMEDIÁRIA ENTRE (i) e (f)

É desta forma, com base no raciocínio apresentado em textos clássicos sobre "fundações flutuantes" (como o de GOLDER in WINTERKORN, Cap. 18) que se propõe descrever o problema geral da disciplina:

⇒ Buscar a perfeita caracterização geotécnica, aliada à perfeita caracterização da edificação, para assim conceber e projetar fundações e contenções que forneçam segurança, passível de demonstração analítica, para ELU e ELS.