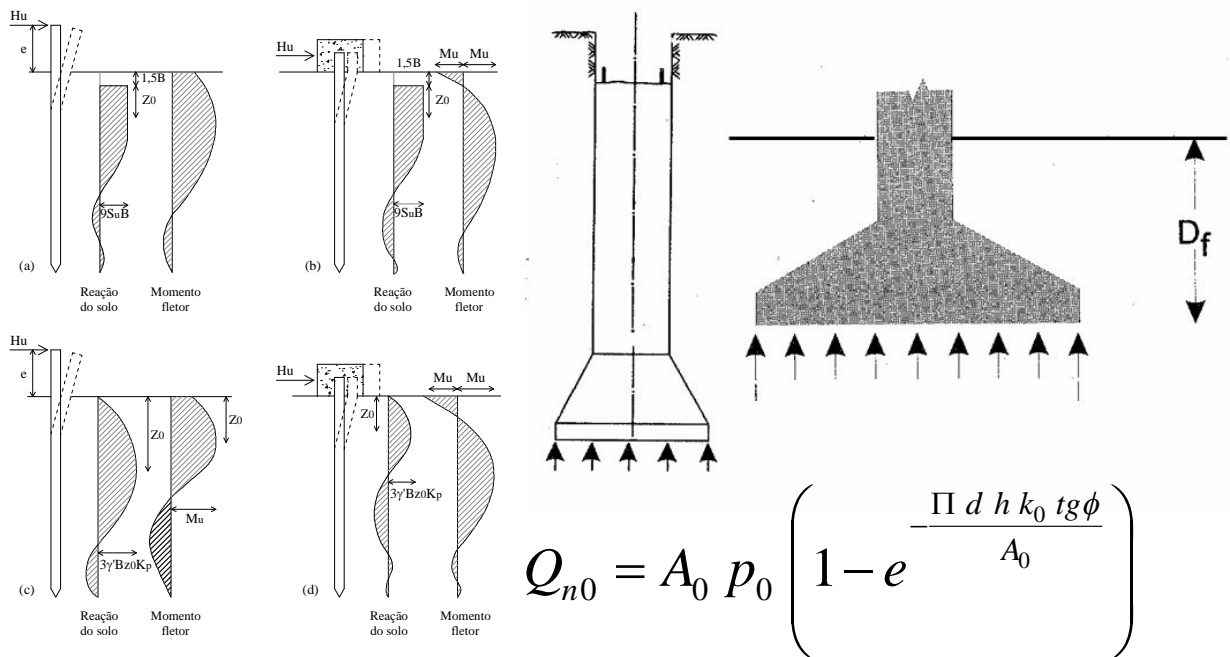


## Notas de Aula Estruturas de Fundações



1ª Edição  
2009



## ***Introdução***

### Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

#### Introdução – Estruturas de Fundações

# Onde exatamente as fundações estão presentes?

De uma simples residência



## Introdução – Estruturas de Fundações

# Onde exatamente as fundações estão presentes?

...até os mais altos edifícios



## Introdução – Estruturas de Fundações

# Onde exatamente as fundações estão presentes?

Em outros tipos de estruturas



## Introdução – Estruturas de Fundações

---

# Onde exatamente as fundações estão presentes?



## Introdução – Estruturas de Fundações

---

# Onde exatamente as fundações estão presentes?



## Introdução – Estruturas de Fundações

# Onde exatamente as fundações estão presentes?



## Introdução – Estruturas de Fundações

# Onde exatamente as fundações estão presentes?



## Introdução – Estruturas de Fundações

### ‡ A Base de Tudo

‡ Ao deparar-se com um arranhacéu, por menos que uma pessoa entenda de construção, ela se pergunta o que segura aquela infinidade de pavimentos em pé.

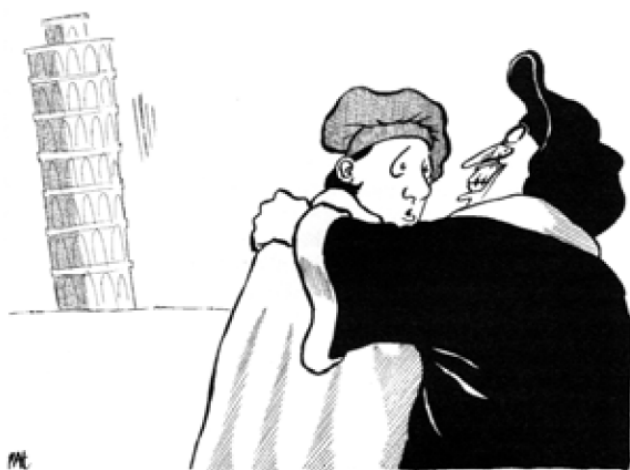
‡ São esses intrigantes mistérios que passam longe do entendimento dos mortais.

‡ Mas o que mantém tanto um edifício de uma centena de andares encravado na metrópole quanto um sobradinho no sítio é a **fundação** da construção, a base de sustentação de qualquer edificação.

‡ Embora o construtor de primeira viagem fique um tanto indignado de desembolsar dinheiro numa etapa que, aos olhos comuns, não aparece, é importante ter ciência de que, se esse trabalho não for feito adequadamente, a casa literalmente cai. Quem nunca viu um edifício com síndrome de Torre de Pisa no litoral?

## Introdução – Estruturas de Fundações

### ‡ Síndrome de Torre de Pisa



*"O meu projeto economiza os custos da sondagem do terreno..."*

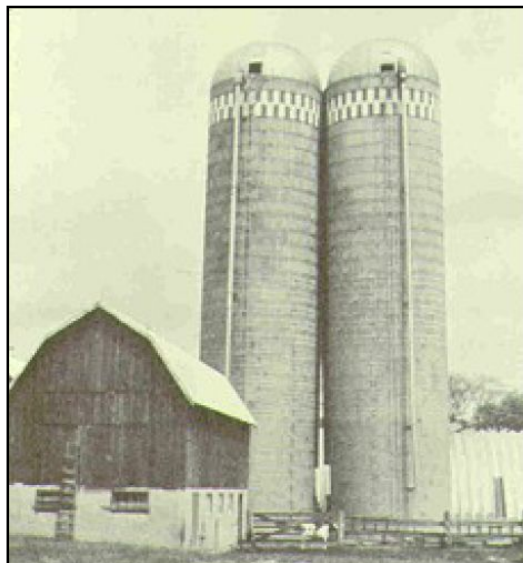
## Introdução – Estruturas de Fundações

### # Síndrome de Torre de Pisa



## Introdução – Estruturas de Fundações

### # Síndrome de Torre de Pisa



## Introdução – Estruturas de Fundações

### # Síndrome de Torre de Pisa



## Introdução – Estruturas de Fundações

### # Síndrome de Torre de Pisa



## Introdução – Estruturas de Fundações

### # Síndrome de Torre de Pisa



## Introdução – Estruturas de Fundações

### # Síndrome de Torre de Pisa



## Introdução – Estruturas de Fundações

### # Síndrome de Torre de Pisa



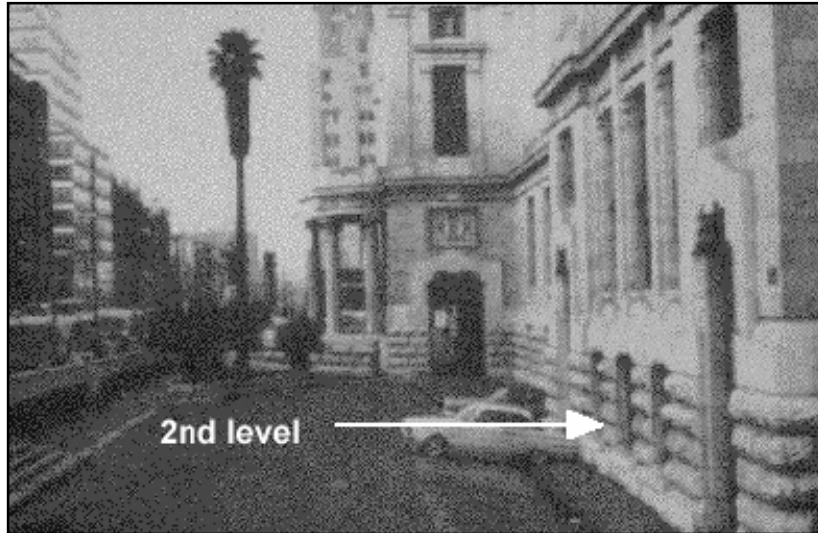
## Introdução – Estruturas de Fundações

### # Em alguns casos, a edificação inteira “afunda” no terreno!



## Introdução – Estruturas de Fundações

- ✚ Em alguns casos, a edificação inteira “afunda” no terreno!



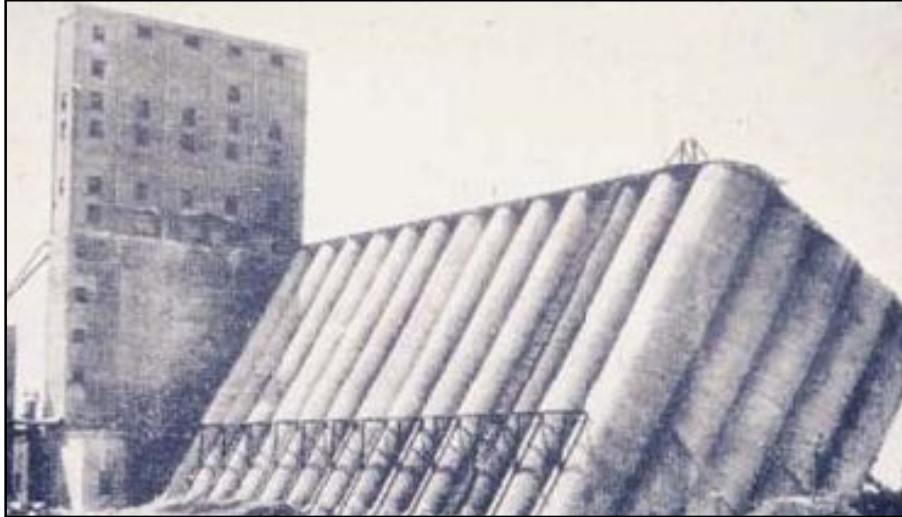
## Introdução – Estruturas de Fundações

- ✚ Em alguns casos, a edificação inteira “afunda” no terreno!



## Introdução – Estruturas de Fundações

⚡ Em alguns casos, a edificação inteira “afunda” no terreno!



## Introdução – Estruturas de Fundações

⚡ Em alguns casos, a edificação inteira “afunda” no terreno!



## Introdução – Estruturas de Fundações

- ✚ Em alguns casos, a edificação inteira “afunda” no terreno!



## Introdução – Estruturas de Fundações

### ✚ Definição de Fundações

✚ É o elemento estrutural que tem por função transmitir a carga da estrutura ao solo sem provocar ruptura do terreno de fundação ou do próprio elemento de ligação e cujos recalques possam ser satisfatoriamente absorvidos pelo conjunto estrutural.

✚ Todas as estruturas têm de ser suportadas, de alguma maneira, pelos materiais que formam a parte superior da crosta terrestre. Existe, portanto, uma conexão inevitável entre as condições do terreno e o projeto de fundações.



Engenharia Civil

## ***Investigação Geotécnica***

Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

### Investigação Geotécnica

#### **# Introdução**

A informação solicitada nem sempre é a informação necessária.

A informação necessária nem sempre pode ser obtida.

A informação obtida nem sempre é suficiente.

A informação suficiente nem sempre é economicamente viável.

*Prof. Fernando Schnaid (2000)*



## Investigação Geotécnica

### # Introdução

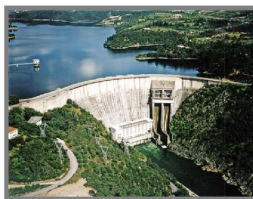
- # Por que as investigações são baratas?



## Investigação Geotécnica

### # Introdução

- # O Reconhecimento das condições do subsolo constitui pré-requisito para projetos de fundações seguros e econômicos.
- # No Brasil o custo varia normalmente entre 0,2 e 0,5% do custo total da obra.
- # Projetos geotécnicos de qualquer natureza são normalmente executados com base em ensaios de campo, cuja medida permite uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades geomecânicas dos materiais envolvidos.



## Investigação Geotécnica

### # Introdução

# Novos e modernos equipamentos de investigação foram introduzidos nas últimas décadas visando ampliar o uso de diferentes tecnologias em diferentes condições de subsolo.

# A determinação das propriedades de engenharia, em princípio, tanto poderia ser feita através de ensaios de laboratório quanto de ensaios de campo.

Predominância quase que total dos ensaios “in-situ”

# No Brasil, técnicas já implantadas e disponíveis para aplicações comerciais são:



Cone

piezocone

pressiômetro

palheta

dilatômetro

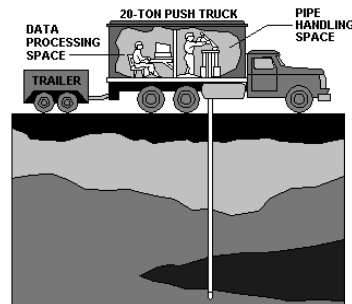
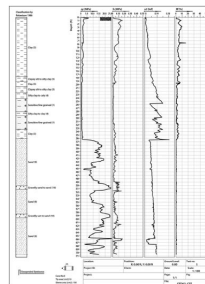
## Investigação Geotécnica

### # Introdução

# **SPT (Standard Penetration Test):** Constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento.

# **Cone (Cone Penetration Test):** Cravação no terreno de uma ponteira cônica a uma velocidade constante de 200mm/s.

# **Piezocone (CPTU):** Permite a contínua monitoração das pressões neutras  $u$  geradas durante o processo de cravação.



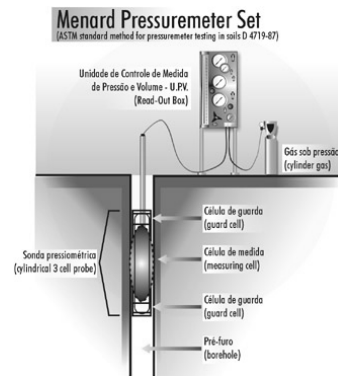
# Investigação Geotécnica

## Introdução

▣ **Palheta:** Empregado na determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada,  $S_u$ , de depósitos de argila mole.

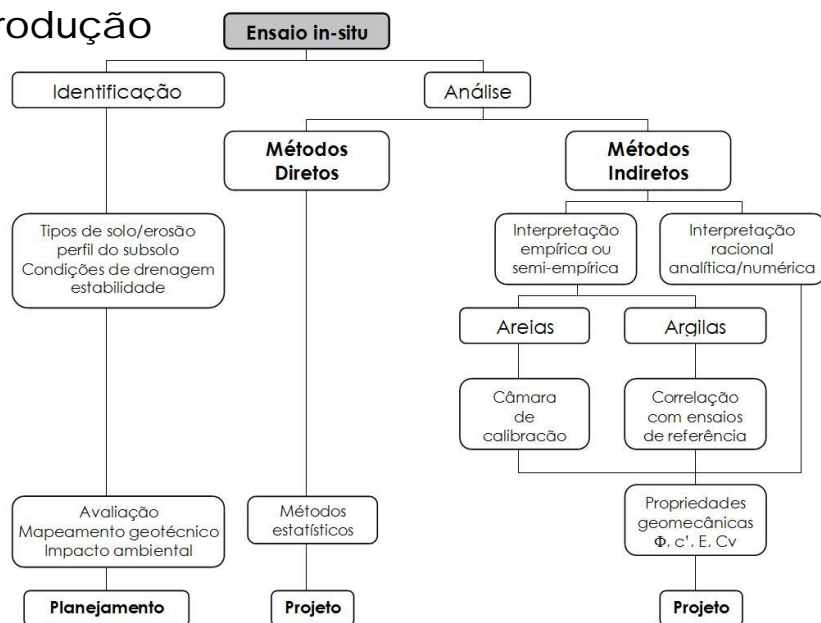
▣ **Pressiômetro:** Ferramenta rotineira de investigação geotécnica, sendo particularmente útil na determinação do comportamento tensão-deformação de solos *in-situ*.

▣ **Dilatômetro:** Mede esforços necessário à penetração, para em seguida utilizar pressão de gás para expandir a membrana de aço (diafragma) no interior da massa de solo.



# Investigação Geotécnica

## Introdução



## Investigação Geotécnica

---

### # Introdução

# A análise dos resultados visando um projeto geotécnico específico pode ser realizada segundo duas abordagens distintas:

#### Métodos Diretos

# Da natureza empírica ou semi-empíricas, tem fundamentação estatística, a partir das quais as medidas de ensaios são correlacionadas diretamente ao desempenho de obras geotécnicas.

# O SPT (Sondagem de simples reconhecimento a percussão) constitui o mais conhecido exemplo brasileiro de uso de método direto de previsão, tanto aplicado à estimativa de recalques quanto à capacidade de carga de fundações.

## Investigação Geotécnica

---

### # Introdução

# A análise dos resultados visando um projeto geotécnico específico pode ser realizada segundo duas abordagens distintas:

#### Métodos Indiretos

# Os resultados de ensaios são aplicados à previsão de propriedades constitutivas de solos, possibilitando a adoção de conceitos e formulações clássicas de Mecânica dos Solos com abordagem de projeto.

# Em ensaios (exemplo) de Palheta e Pressiômetro são assumidas algumas simplificações, passíveis de interpretação analítica; a cravação de um cone em depósito argiloso pode ser interpretada através de abordagens numéricas.

## Investigação Geotécnica

### # Introdução

#### Métodos Diretos

- Permitem a retirada de amostras do solo, e consequentemente: Identificação do solo, Classificação do solo e Resistência das diversas camadas de solo.
- Um exemplo típico é o Ensaio SPT - Standard Penetration Test.

#### Métodos Indiretos

- Permitem determinar apenas a existência de singularidades no terreno: presença de grandes blocos de rocha, cavidades subterrâneas, espessuras de camadas e a presença ou não de lençol freático.
- São importantes para o estudo preliminar de grandes obras de engenharias (barragens, aeroportos, ...).
- Devem ser utilizados em conjunto com Métodos Diretos.

## Investigação Geotécnica

### # Introdução

- A escolha da abordagem (direta ou indireta) dependem da técnica de ensaio utilizada e do tipo de solo investigado, das normas específicas e dos códigos.

#### Experiências regionais

- Cabe ao engenheiro definir, para o atual estado do conhecimento, qual o procedimento de análise, mais apropriado.
- Recomenda-se somente o uso de métodos consagrados, métodos de consenso de especialistas brasileiros e internacionais.



## Investigação Geológica e Geotécnica

### ■ Aplicabilidade e uso de ensaios *in situ*

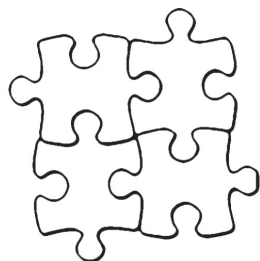
Grupo	Equipamento	Identificação				Parâmetros									
		Tipo solo	Perfil	u	$\phi'$	$S_u$	$D_r$	$m_v$	$C_v$	K	$G_0$	$\sigma_h$	OCR	$\sigma$ - $e$	
Penetrômetro	Dinâmico	C	B	-	C	C	C	-	-	-	C	-	C	-	
	Mecânico	B	A/B	-	C	C	B	C	-	-	C	C	C	-	
	Elétrico (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-	-	B	B/C	B	-	
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B	B	B	B/C	B	C	
	Sísmico (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B	B	A	B	B	B	
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-	-	B	B	B	C	
	Standard Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-	-	C	-	C	-	
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-	-	-	-	-	-	
Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C	-	B	C	C	C	
	Auto-perfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A	B	A	A/B	B	A/B	
	Cone-pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C	-	A	C	C	C	
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-	-	-	-	B/C	B	
	Ensaio de placa	C	-	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	B	
	Placa helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C	C	A	C	B	-	
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B	A	-	-	-	-	
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C	C	-	B	-	-	
	Sísmico	C	C	-	-	-	-	-	-	-	A	-	B	-	

Aplicabilidade: A = alta; B = moderada; C = baixa; - = inexistente

## Investigação Geotécnica

### ■ Programa de investigação

■ Em decorrência da diversidade de equipamentos e procedimentos disponíveis no mercado brasileiro, estabelecer um plano racional de investigação constitui a etapa crítica de projeto.



■ Conhecimento, experiência, normas e práticas regionais devem ser considerados durante o processo de “JULGAMENTO GEOTÉCNICO” de seleção dos critérios necessários à solução do problema.

## Investigação Geotécnica

### ■ Programa de investigação

■ As recomendações quanto às etapas que compõem um plano de investigação racional são:

Anteprojeto



■ Levantamento de escritório para reconhecimento geológico/geotécnico da área.

■ Sondagens geotécnicas esparsas para caracterização do subsolo.

## Investigação Geotécnica

### ■ Programa de investigação

Anteprojeto

■ A programação de sondagens deve satisfazer a exigências mínimas que garantam o reconhecimento das condições do subsolo.

■ A NBR 8036 regulamenta tais exigências, apresentando recomendações quanto ao número, localização e profundidade de sondagens de simples reconhecimento.

#### Considerações...

■ O número de sondagens e sua localização em planta dependem do tipo da estrutura e das características específicas do subsolo, devendo ser alocados de forma a resolver técnica e economicamente o problema em estudo.

## Investigação Geotécnica

### # Programa de investigação

Anteprojeto

Considerações...

- As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200m<sup>2</sup> de área da projeção do edifício em planta, até 1200m<sup>2</sup> de área.
- Entre 1200m<sup>2</sup> e 2400m<sup>2</sup> deve-se fazer uma sondagem para cada 400m<sup>2</sup> que excederem 1200m<sup>2</sup>.
- Acima de 2400m<sup>2</sup> o número de sondagens deve ser fixado de acordo com a construção, satisfazendo ao número mínimo de: (a) duas sondagens para área de projeção em planta do edifício até 200m<sup>2</sup>, e (b) três para área entre 200m<sup>2</sup> e 400m<sup>2</sup>.
- Em caso de estudos de viabilidade ou de escolha do local, o número de sondagens deve ser fixado de forma que a distância máxima entre elas seja de 100m, com um mínimo de três sondagens.

## Investigação Geotécnica

### # Programa de investigação

Anteprojeto

Considerações... NBR 8036

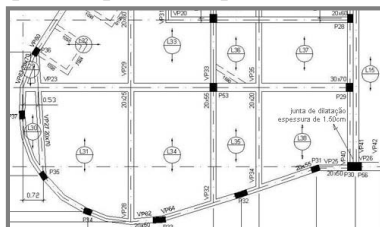
Área de projeção da construção (m <sup>2</sup> )	Número mínimo de furos
< 200	2
200 - 400	3
400 - 600	3
600 - 800	4
800 - 1000	5
1000 - 1200	6
1200 - 1600	7
1600 - 2000	8
2000 - 2400	9
> 2400	A critério

## Investigação Geotécnica

### Programa de investigação

As recomendações quanto às etapas que compõem um plano de investigação racional são:

Projeto



Um programa de investigações complementares pode ser necessário durante a fase de projeto e também durante a execução da obra. A realização de sondagens complementares é indispensável para:

1. Tirar dúvidas da investigação preliminar, realizada na fase de anteprojeto.
2. Caracterizar as propriedades do subsolo em função de particularidades da obra (materiais compressíveis, fundações submetidas a grandes carregamentos, existência de obras de arte etc.).

## Investigação Geotécnica

### Programa de investigação

Projeto

Considerações...

O nível de abrangência do programa de investigação deve ser definido em função das características da superestrutura e das condições do subsolo.

Não é possível o dimensionamento de obras geotécnicas de qualquer natureza sem a realização de um número mínimo de sondagens.

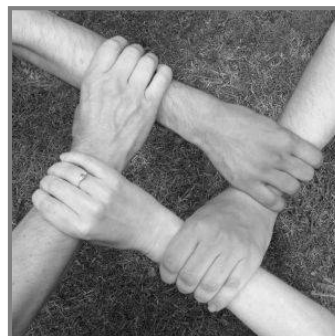
Na presença de solos resistentes e estáveis não há necessidade de estudos geotécnicos mais elaborados, além das informações de ensaios SPT.

Na ocorrência de solos compressíveis a solução deve basear-se em informações de diferentes técnicas de ensaio, visando caracterizar de forma adequada e representativa o comportamento do solo.

## Investigação Geotécnica

### ⚡ Coeficiente de segurança

- ⚡ Coeficientes de segurança são empregados para prevenir incertezas quanto a propriedades dos materiais, esforços aplicados, variações, etc.
- ⚡ A adoção de fatores de segurança é parte determinante de projetos geotécnicos, utilizados com o objetivo de compatibilizar os métodos de dimensionamento às incertezas decorrentes das:
  - a) Hipóteses simplificadoras adotadas nos cálculos;
  - b) Estimativas de cargas de projeto;
  - c) Previsões de propriedades mecânicas do solo.



## Investigação Geotécnica

### ⚡ Coeficiente de segurança

- ⚡ Os condicionantes associados ao solo são particularmente complexos na medida em que este é um meio fortemente heterogêneo, cuja investigação é realizada com base nas informações de um número limitado de sondagens.
- ⚡ Segundo a proposição de Wright (1997) apud Schnaid (2000) consiste em reconhecer que quanto mais extenso o programa de investigação, menores as incertezas de projeto e menor o fator de segurança correspondente.

Fator de Segurança (Wright, 1997).

Tipo de estrutura	Investigação Precária	Investigação Normal	Investigação Precisa
Monumental	3,5	2,3	1,7
Permanente	2,8	1,9	1,5
Temporária	2,3	1,7	1,4

## Investigação Geotécnica

### ⚡ Coeficiente de segurança

- ⚡ A previsão de parâmetros de resistência do solo é obtida dividindo-se os valores característicos do material pelos coeficientes de ponderação (Tabela).
- ⚡ A magnitude dos coeficientes de ponderação das resistências depende da fonte da informação geotécnica.

Coeficiente de ponderação das resistências (NBR 6122/96).

Parâmetro	In-situ <sup>A</sup>	Laboratório	Correlações <sup>B</sup>
Tangente do ângulo de atrito interno	3,5	2,3	1,7
Coesão (estabilidade e empuxo de terra)	2,8	1,9	1,5
Coesão (capacidade de carga de fundações)	2,3	1,7	1,4

A = Ensaios de CPT, Palheta, Pressiômetro; B = Ensaios de SPT, Dilatômetro

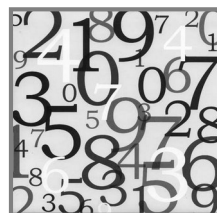
## Investigação Geotécnica

### ⚡ Importante fixar

- ⚡ Norma ABNT NBR 8036 - Indica exigências mínimas para garantir o reconhecimento das condições do solo.

#### ITENS BÁSICOS:

- Número mínimo de sondagens
- Localização dos furos de sondagem
- Profundidade
- ...



#### Número mínimo de Sondagens

- N° mínimo = 2 furos.
- 1 furo para cada 200 m<sup>2</sup> de edificação em planta, até 1200 m<sup>2</sup>.
- 1 furo para cada 400 m<sup>2</sup> em planta, para áreas entre 1200 m<sup>2</sup> e 2400 m<sup>2</sup>.
- Para áreas superiores à 2400 m<sup>2</sup>, deve ser realizado plano específico.
- Mínimo de 2 furos para áreas < 200 m<sup>2</sup>.
- Mínimo de 3 furos para áreas entre 200 e 400 m<sup>2</sup>.

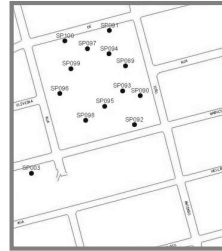
## Investigação Geotécnica

### ⚡ Importante fixar

- ⚡ Norma ABNT NBR 8036 - Indica exigências mínimas para garantir o reconhecimento das condições do solo.

#### ITENS BÁSICOS:

- Número mínimo de sondagens
- Localização dos furos de sondagem
- Profundidade
- ...



#### Localização dos Furos de Sondagem

- Distância máxima de 100 m – estudo de viabilidade – 30 m para edifícios (mínimo)
- Normalmente entre 15 a 20 m
- Priorizar posições relevantes na obra : pontos de maior carga – escadas, elevadores, reservatórios, ..., principalmente se já for conhecido o projeto arquitetônico da edificação
- Sondagens não devem estar alinhadas
- Realizar furos próximos aos extremos da área

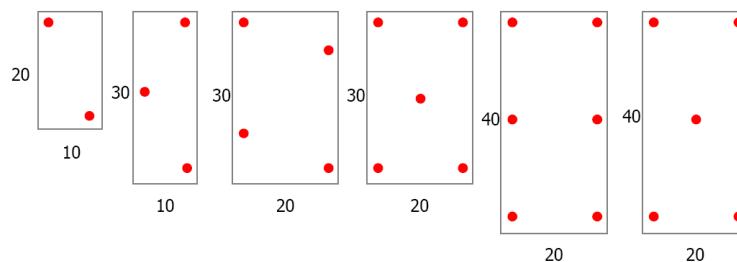
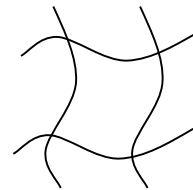
## Investigação Geotécnica

### ⚡ Importante fixar

- ⚡ Norma ABNT NBR 8036 - Indica exigências mínimas para garantir o reconhecimento das condições do solo.

#### ITENS BÁSICOS:

- Número mínimo de sondagens
- Localização dos furos de sondagem
- Profundidade
- ...



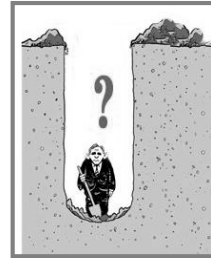
## Investigação Geotécnica

### # Importante fixar

- # Norma ABNT NBR 8036 - Indica exigências mínimas para garantir o reconhecimento das condições do solo.

#### ITENS BÁSICOS:

- Número mínimo de sondagens
- Localização dos furos de sondagem
- Profundidade
- ...

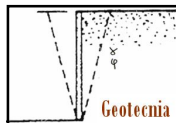


#### Profundidade

- Normalmente até a camada impenetrável, a partir de ensaios de campo mais usuais.

ou

- Consultar o projetista de fundações para definir a profundidade de interrupção, utilizando-se nestes casos de sondagens do tipo rotativa.



## ***Sondagens – Métodos de Investigação***

### **Estruturas de Fundações**

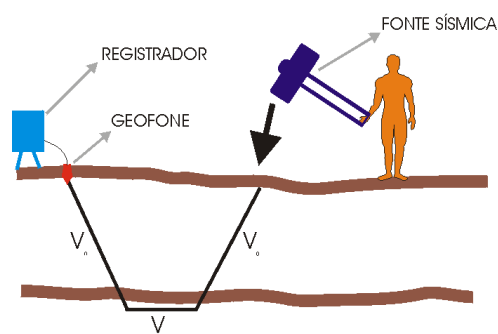
Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

## **Investigação de Subsuperfície**



### **Geofísica**

- Determinam as litologias em subsuperfície por meio das propriedades físicas das rochas, tais como velocidade de propagação de ondas, resistividade elétrica, densidade e campo magnético
- Essas propriedades são relacionadas com características geológicas como grau de alteração, fraturamento e litologia e são detectados pelos métodos geofísicos



## Investigação de Subsuperfície



### ■ Geofísica

#### ■ Métodos sísmicos

##### **refração e reflexão**

ensaios entre furos (crosshole e tomografia)

sonografia e ecobatimetria

#### ■ Métodos potenciais

magnetometria e gravimetria

#### ■ Métodos elétricos

##### **resistividade (sondagem elétrica e caminhamento)**

polarização induzida

potencial espontâneo

Eletromagnéticos: **GPR** e gamaespectometria

## Investigação de Subsuperfície



### ■ Geofísica

#### Utilização

■ Utilização: na fase preliminar de investigação tentando determinar grandes feições, zonas de fraturas e embasamento cristalino.

■ Também como informação suplementar e complementar aos métodos diretos (sondagens), com o objetivo de diminuir o número de investigações diretas, reduzindo o custo do projeto.

## Investigação de Subsuperfície



### Geofísica

#### Análise detalhada

- Natureza do problema geotécnico: é necessário conhecer o contorno do embasamento?; equipamento mais adequado?; penetração desejável?; presença de estruturas artificiais (ruídos sísmicos ou eletromagnéticos, presença de condutos elétricos em subsuperfície)?; topografia favorável?; propriedades físicas?
- Relação custo/benefício: com relação as necessidades do projeto (densidade mínima de informação e profundidade da investigação); localização da área.
- Topografia: necessidade de aberturas de picadas; estaqueamento dos perfis.
- Dados preexistentes: fotografias aéreas, mapas geológicos e hidrogeológicos; dados de sondagens e relatórios técnicos.

## Investigação de Subsuperfície



### Geofísica

#### Aplicação

- A interpretação irá depender muito dos dados preexistentes e da experiência do profissional
- Por isso deve-se levar em conta certas limitações de cada processo com relação ao tipo de ambiente geológico existente e ao tipo de informação a ser adquirida
- Exemplos:
  - Detecção de dutos → GPR
  - Determinação do N.A. → sondagem elétrica
  - Determinação da prof. do embasamento → refração, reflexão, sondagem elétrica, GPR
  - Detecção de intrusões → gravimetria
  - Detecção de zonas de fraturamentos → magnetometria
  - Camadas com pouca diferença de velocidade de propagação de ondas sísmicas, → métodos elétricos ou gravimétricos

# Investigação de Subsuperfície

## Geofísica

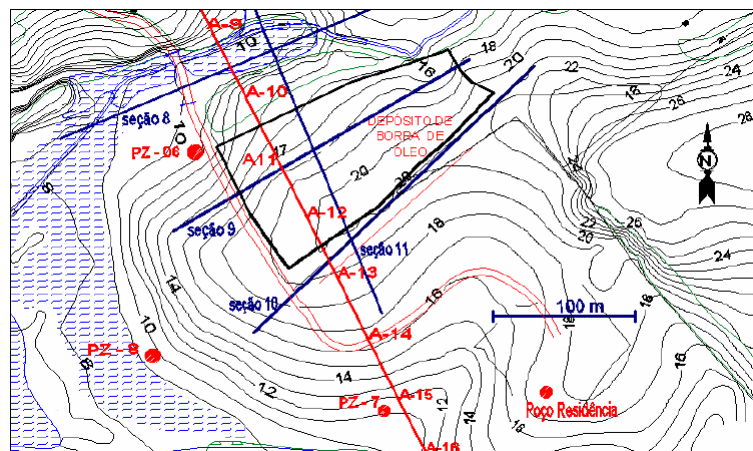
### Aplicação

APLICAÇÃO	SEMI-CA DE REFRAÇÃO	SEMI-CA DE REFLEXÃO TERRESTRE	PERFILAGEM SEMI-CA CONTÍNUA	SOND. GRAFIA	CROSS-HOLE	UPDOWN HOLE	TOMO. GRAFIA	SONDAGEM ELÉTRICA (SEV)	GAMMA-MENTO ELÉTRICO	RADAR (GPR)	POLARIZAÇÃO INDUZIDA	POTENCIAL ESPONTÂNEO	ELETROMAGNETOMETRIA
Análise de escorregamentos	2	2	4	4	0	0	0	0	1	2	0	3	2
Caracterização de litologias	3	2	2	3	3	3	3	4	3	3	3	2	2
Cubagem de depósitos minerais	2	2	4	3	0	0	0	2	2	2	3	0	2
Cubagem de material para escavação	4	3	4	0	0	0	0	3	1	2	0	0	0
Determinação da densidade de rochas	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
Determinação da direção do fluxo d'água	0	0	0	0	0	0	0	2	3	1	3	4	3
Determinação da integridade de estruturas e zoneamento de maciços	0	0	0	0	0	0	4	0	1	4	0	0	0
Determinação da profundidade do topo rochoso	4	3	4	0	2	3	2	4	2	4	2	1	3
Determinação do nível d'água	3	2	0	0	0	0	0	4	4	3	2	2	3
Determinação dos módulos elásticos dinâmicos	1	0	0	0	4	3	4	0	0	1	0	0	0
Deteção de cavidades	1	2	0	0	3	1	3	2	4	3	3	3	3
Deteção de poluentes	0	0	1	1	0	0	0	0	1	3	2	4	3
Estratigrafia geológica e geotécnica	4	3	4	0	2	3	4	3	3	4	2	1	2
Estudos de escarificabilidade de maciços	4	1	1	0	2	3	2	1	1	1	0	0	0
Localização de materiais ferromagnéticos em áreas submersas	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Localização de depósitos de minerais pesados	0	0	3	3	0	0	0	0	0	0	0	0	3
Localização de objetos enterrados, cabos, dutos etc.	1	2	3	3	2	0	0	1	2	4	2	2	3
Localização de paleocanais	2	3	4	3	0	0	0	1	2	3	1	1	2
Localização de zonas de falhas	4	2	3	3	1	2	3	2	4	3	3	2	3
Mapeamento de contatos geológicos	4	2	4	4	3	3	3	4	3	2	2	1	2
Mapeamento de diques	4	3	3	4	1	1	1	3	4	2	2	1	2
Prospecção de material de construção	4	3	4	4	1	0	0	2	2	2	1	0	1
Zona de fraturamentos	3	2	2	3	3	2	4	2	4	3	3	2	4

# Investigação de Subsuperfície

## Geofísica por Eletroresistividade

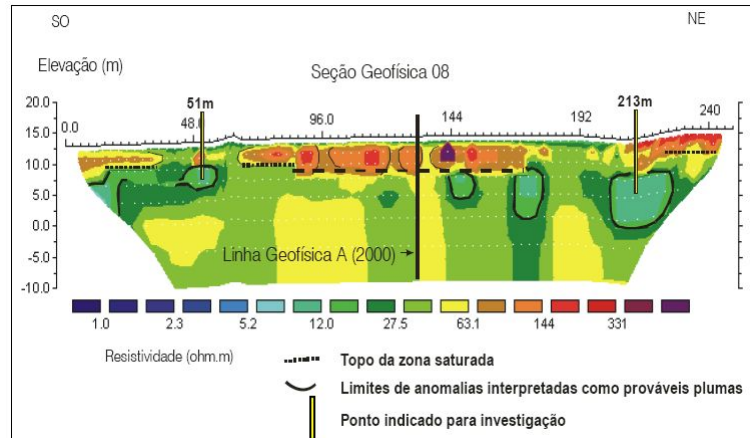
### Aplicação



## Investigação de Subsuperfície

### Geofísica por Eletroresistividade

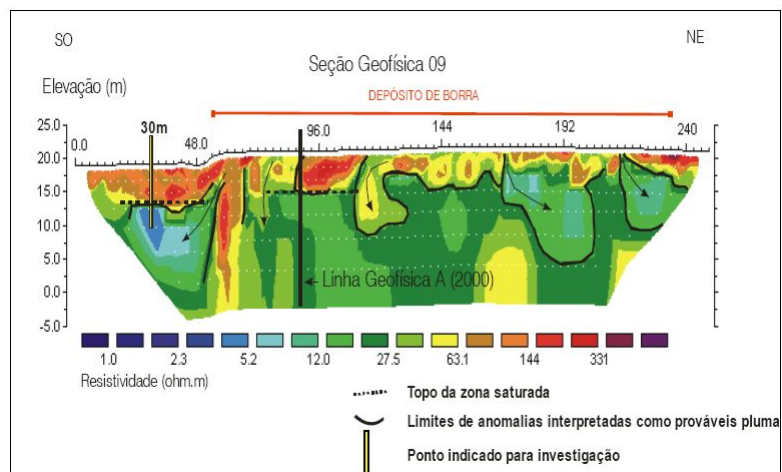
#### Aplicação



## Investigação de Subsuperfície

### Geofísica por Eletroresistividade

#### Aplicação



## Investigação de Subsuperfície



### ■ Refração e Reflexão Sísmica

■ **Objetivo:** Estudar a distribuição, em profundidade, da velocidade de propagação de ondas elásticas (sísmicas).

Aplicadas na determinação da profundidade do embasamento rochoso e na espessura de camadas.

■ **Fundamentos:** são baseados na propagação das ondas elásticas sonoras em meio sólido. Sinais acústicos são emitidos na superfície e se propagam através das camadas (solo e rochas), retornando à superfície ao sofrerem reflexão ou refração total nas interfaces e sendo captados por sensores (geofones). Um equipamento de registro (sismógrafo) capta os sinais recebidos pelos sensores e grava-os na forma digital ou analógica (sismogramas). É medido o tempo de propagação das ondas acústicas que viajam através do meio (solo e rocha) e refratam ou refletem nas interfaces entre as litologias.

Fonte geradora: explosivo, martelos ou queda de peso.

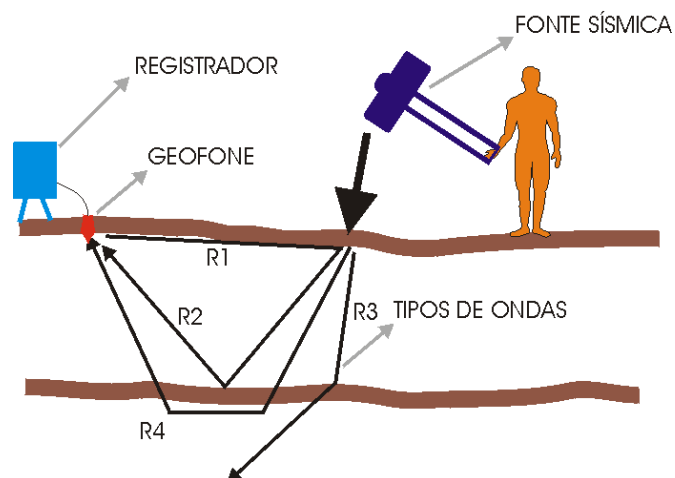
Cuidados: Topografia deve ser plana e ter baixa declividade ( $<25^\circ$ ).

## Investigação de Subsuperfície



### ■ Refração e Reflexão Sísmica

#### Propagação de onda sísmicas



## Investigação de Subsuperfície

### Refracção e Reflexão Sísmica

#### Propagação de onda sísmicas

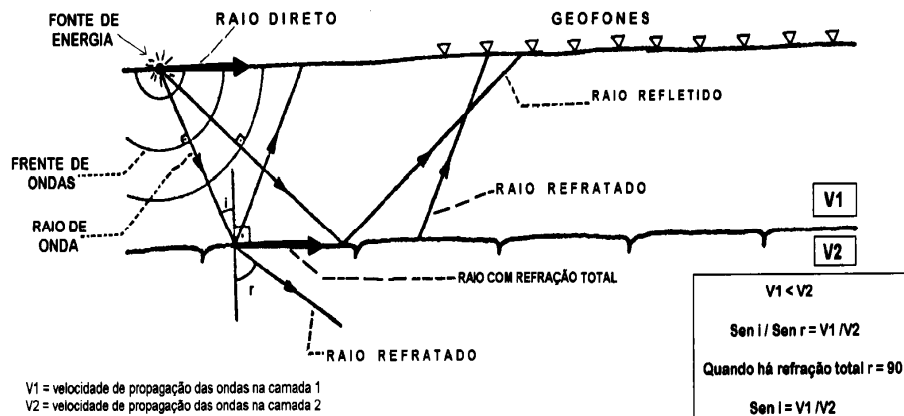


Figura 11.6 Propagação das ondas acústicas (Dourado, 1984)

## Investigação de Subsuperfície

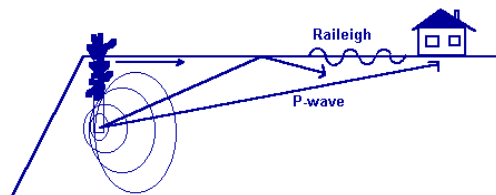
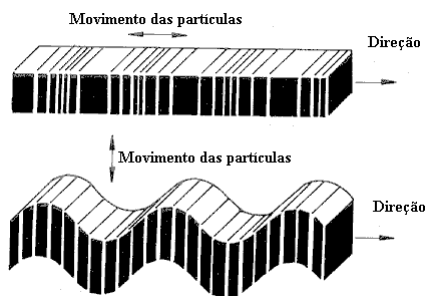
### Refracção e Reflexão Sísmica

#### Tipos de onda sísmicas

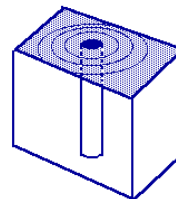
**Onda P:** longitudinal, compressão, primária, de choque; onda mais usada em sísmica (chega 1<sup>o</sup> no sísmógrafo);

**Onda S:** transversal, cisalhamento, secundária;

**Onda R:** Rayleigh, superfície.



Modelo de propagação esférico



## Investigação de Subsuperfície

### Refração e Reflexão Sísmica

#### Velocidades de onda P

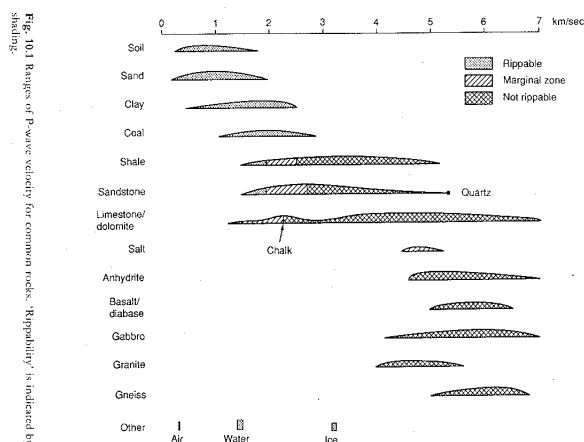
**Tabela 11.3** Exemplos de valores de velocidades de propagação de ondas longitudinais (ondas P)

VELOCIDADE (m/s)	PROVÁVEL TIPO DE MATERIAL
200 - 400	Solos, depósitos superficiais de sedimentos não-consolidados
400 - 1.400	Argilas e areias, não-consolidadas
1.400 - 1.800	Areias saturadas, argilas compactas, rochas bastante alteradas
1.800 - 2.400	Sedimentos consolidados e provavelmente saturados, rochas metamórficas ou ígneas, altamente fraturadas e ou alteradas, arenito e folhelhos
2.400 - 3.700	Folhelhos, arenitos, rochas ígneas e metamórficas alteradas e/ou fraturadas
4.700 - 4.500	Rochas ígneas e metamórficas fracamente alteradas e/ou fraturadas
4.500 - 6000	Rochas ígneas e metamórficas sãs, não fraturadas

## Investigação de Subsuperfície

### Refração e Reflexão Sísmica

#### Velocidades de onda P



## Investigação de Subsuperfície

### ■ Refração e Reflexão Sísmica

Velocidades de onda P

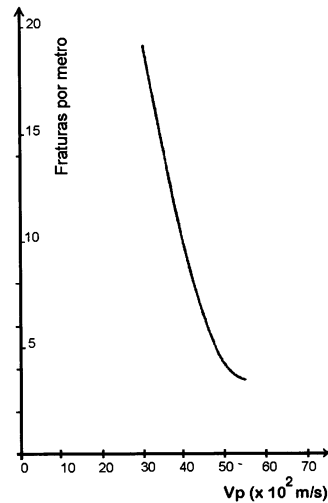


Figura 11.8 Exemplo de correlação da velocidade de propagação de ondas P com o grau e o fraturamento de um maciço rochoso (Sjogren et al., 1979)

## Investigação de Subsuperfície

### ■ Refração

■ Baseia-se no fato que, determinando-se a velocidade de propagação das ondas elásticas em cada uma das camadas de subsuperfície, pode-se conhecer os materiais constituintes e as espessuras das camadas.

■ É muito usada para a determinação da profundidade do embasamento.

■ Cuidado: inversão de velocidades (camadas de maior  $V$  sobrepostas à camadas de menor  $V$ :  $V_1 > V_2$ ), ex. camada de argila compactada sobre camada arenosa não consolidada em depósito aluvial → a camada de argila poderá não ser detectada pois praticamente não haverá sinal refratado (refração total,  $r = 90^\circ$ ) na camada mais superficial (argila).

■ Coleta de dados: posicionamento dos geofones + distante da fonte em relação à sísmica de reflexão.

■ Somente é anotado o tempo da onda que chega primeiro no geofone. Esse é cravado no terreno, recebe as ondas que se propagam no subsolo e transmite o sinal para um aparelho registrador por meio de um cabo condutor. O tempo da batida ou explosão tb. é registrado.

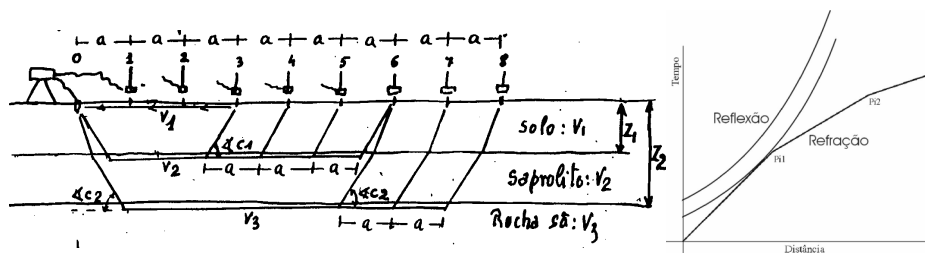
## Investigação de Subsuperfície



### ■ Refração

- São geradas ondas sísmicas em diferentes distâncias dos geofones e anotado o tempo de propagação da onda
- Os tempos são anotados em gráfico distância/tempo.

Determinação vel. X prof.



## Investigação de Subsuperfície



### ■ Reflexão

- Baseia-se na propagação, através das camadas geológicas subjascentes, de sinal acústico emitido na superfície
- A energia emitida se irradia a partir do ponto de origem e penetra em subsuperfície. Parte da energia retorna a superfície ao atingir locais com contraste de impedância acústica (diferentes densidade e  $V$ ). Quanto  $>$  o contraste  $>$  a energia de retorno.
- O processo de aplicação é semelhante ao método de refração porém não depende de camadas com  $V_1 < V_2 \dots$
- Seu uso depende das condições geológicas e de equipamentos de alta sensibilidade (sinal refletido é de alta frequência e sua penetração é baixa em alguns materiais terrestres: sedimentos arenosos não saturados)
- Condições boas: presença de sedimentos saturados, rocha sã
- Coleta de dados: posicionamento dos geofones próximo a fonte

## Investigação de Subsuperfície



### ■ Reflexão

- A reflexão sísmica é aplicada, em geral, para investigações mais profundas.
- A onda propaga de forma esférica, penetrando nas camadas, refletindo ao atingir zonas de contraste, devido a diferenças de velocidade de propagação e densidade.

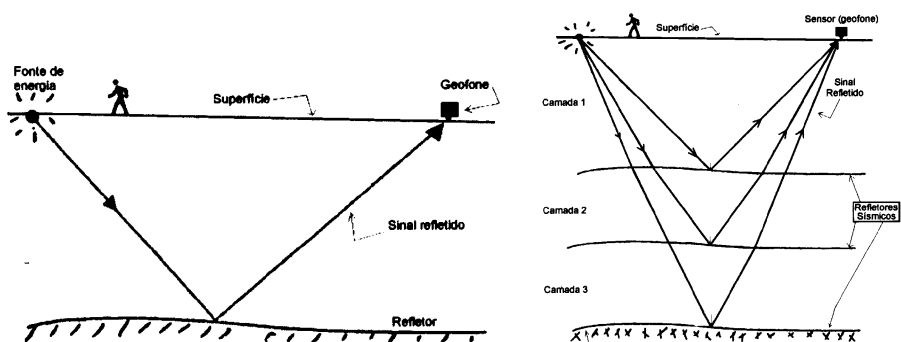


Figura 11.10 Reflexão sísmica: exemplo de várias camadas

## Investigação de Subsuperfície



### ■ Eletroresistividade

- Baseado no uso de corrente elétrica e na dificuldade da corrente elétrica em se propagar na rocha ou solo → resistividade

#### ■ Propagação:

Por meio do transporte de elétrons na matriz da rocha (minerais metálicos, impurezas e agregação dos minerais)

Por meio do deslocamento de íons dissolvidos na água contido nos poros e fissuras das rochas e solos

- Condução elétrica em solos (rochas) próximas a superfície é basicamente iônica, devido a dissolução dos sais na presença de água

- Quanto maior a porosidade do meio maior a condutividade elétrica

- Métodos de medição: sondagem elétrica vertical e caminhamento elétrico

## Investigação de Subsuperfície

### Eletoresistividade

Valores de resistividade em alguns minerais e rochas

**Tabela 11.2** Exemplos de valores de resistividade elétrica de alguns minerais e rochas (Telford et al., 1990)

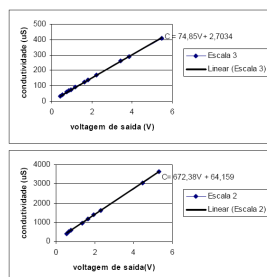
MINERAL OU ROCHAS	RESISTIVIDADE (variação ou valor médio em ohm.m)
Bauxita	200 - 6000
Água superficial	10 - 100
Água do mar	0,2
Grafita	$10^{-4} - 5 \times 10^{-3}$
Granito porfírico (saturado)	$4,5 \times 10^{-3}$
Diabásio	$20 - 5 \times 10^7$
Basalto	$10 - 1,3 \times 10^7$
Xisto	$20 - 10^4$
Gnaiss (seco)	$3 \times 10^6$
Quartzito	$10 - 2 \times 10^8$
Argilas consolidadas	$20 - 2 \times 10^3$
Argilas inconsolidadas úmidas	20
Conglomerados	$2 \times 10^3 - 10^4$
Arenitos	$1 - 6,4 \times 10^8$
Calcários	$50 - 10^7$

## Investigação de Subsuperfície

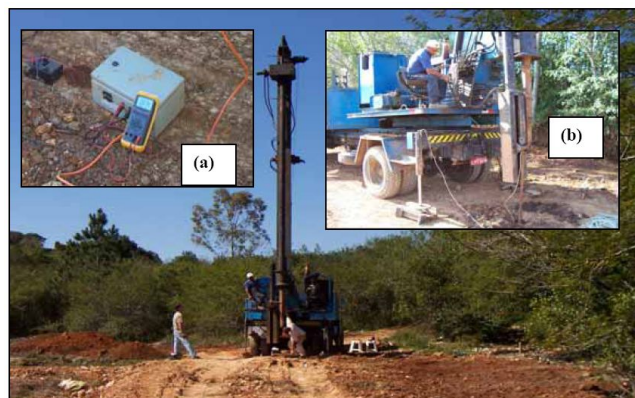
### Eletoresistividade

Cone Resistivo

curvas de calibração



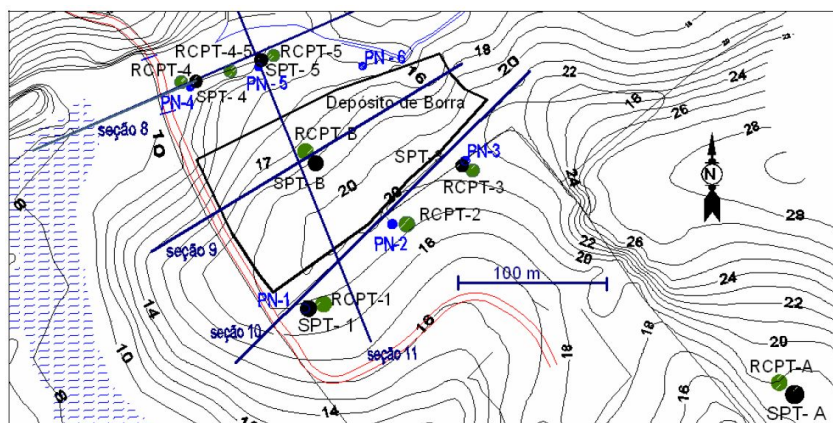
(Nacci et. al, 2003)



## Investigação de Subsuperfície

### Eletoresistividade

#### Cone Resistivo



## Investigação de Subsuperfície

### Eletoresistividade

#### Cone Resistivo

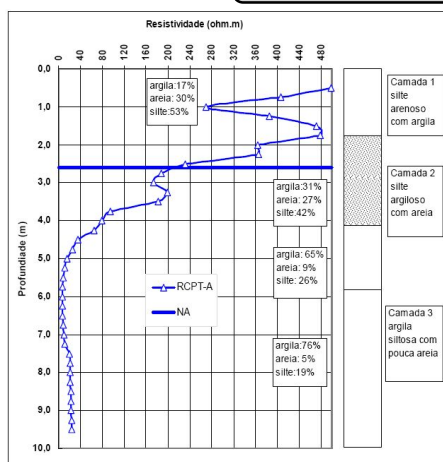


Figura 4.14: resultado do ensaio de cone resistivo RCPT-A (background)

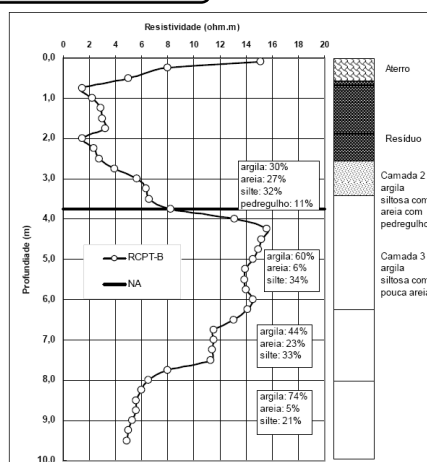


Figura 4.15: resultado do ensaio de cone resistivo RCPT-B

## Investigação de Subsuperfície

### Eletoresistividade

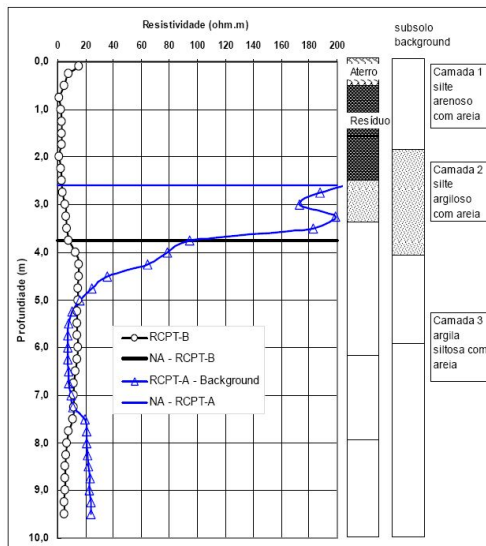


Figura 4.16: comparação entre os resultados dos ensaios de cone resistivo RCPT-A e RCPT-B

### Cone Resistivo

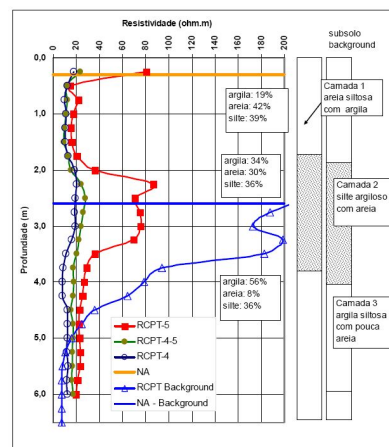


Figura 4.17: resultados dos ensaios de cone resistivo RCPT-4, RCPT-4-5 e RCPT-5

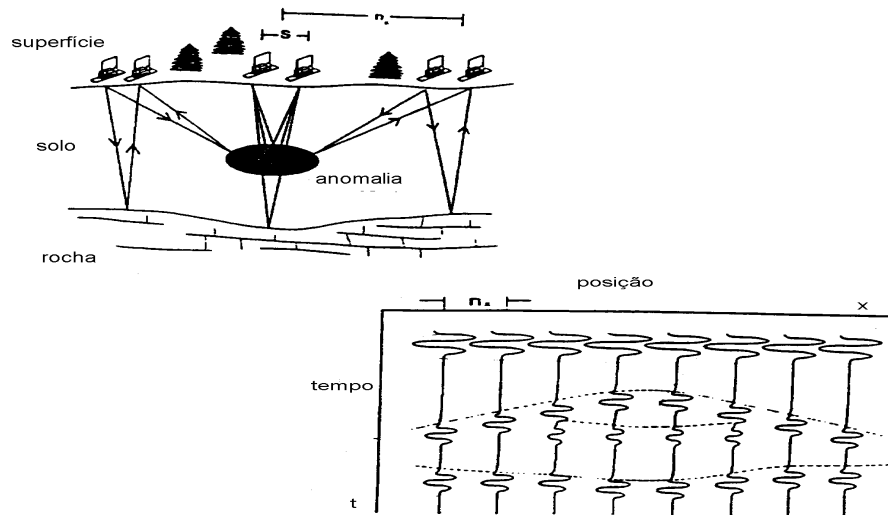
## Investigação de Subsuperfície

### Radar de penetração

- GPR (Ground Penetration Radar).
- Emissão de pulsos de onda eletromagnética em várias frequências e recepção do sinal por meio de antenas.
- Os comprimentos de onda podem variar entre 10 e 2500MHz.
- As diferentes frequências indicam a resolução do perfil:  
Frequências mais altas indicam maior resolução e menor penetrabilidade  
Frequências mais baixas indicam menor resolução e maior penetrabilidade
- Esses sinais são as reflexões das ondas em estruturas em subsuperfície.
- É medido o tempo de percurso da onda.
- Formam uma imagem de alta resolução, apresentando as diferentes estruturas em subsuperfície.
- Aplicado na detecção do embasamento, detecção de maticões, dutos subterrâneos, contaminação e nível do lençol freático, detecção de espaços vazios em estruturas, danificação de estruturas.

## Investigação de Subsuperfície

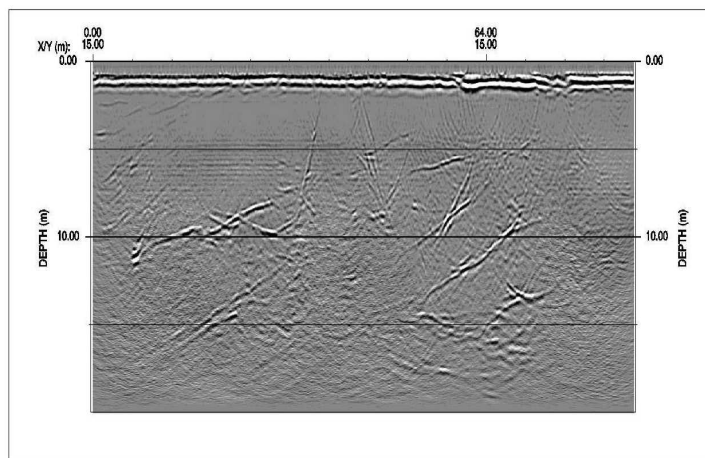
### Rad de penetração - RPG



## Investigação de Subsuperfície

### Rad de penetração - RPG

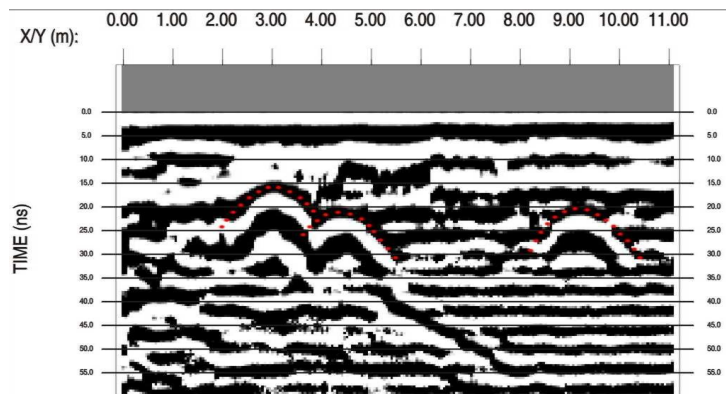
GPR - Fraturas em granito



## Investigação de Subsuperfície

### ■ Radar de penetração - RPG

#### GPR - Dutos

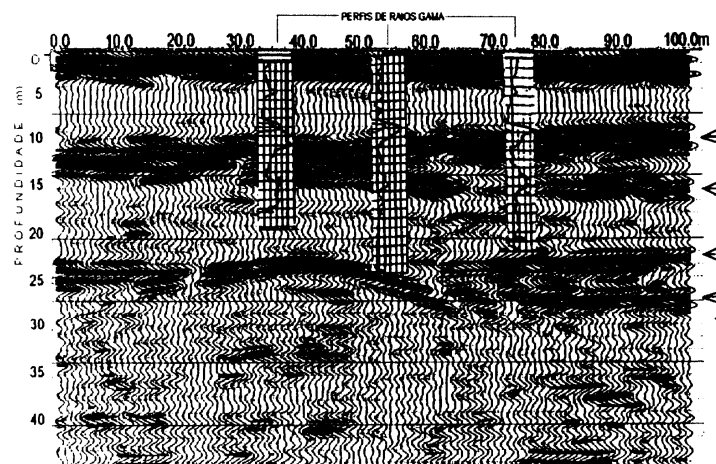


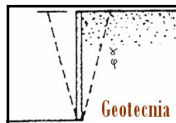
Local: Novo Hamburgo (RS). Freq. = 200 MHz. Prof. média 1 m. Canos de ferro de 0.3m de diâmetro

## Investigação de Subsuperfície

### ■ Radar de penetração - RPG

#### GPR – Perfil de Solo





Engenharia Civil



## Sondagens – Métodos de Investigação

Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

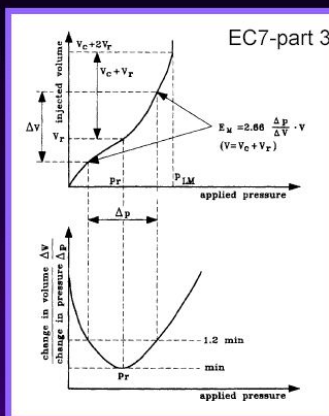
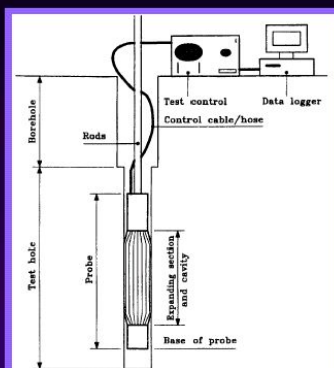
### Investigação de Subsuperfície

#### Pressiometro - Introdução



#### Ensaio pressiométrico

- 1) tipo Menard (em pré-furo)
- 2) autoperfurador

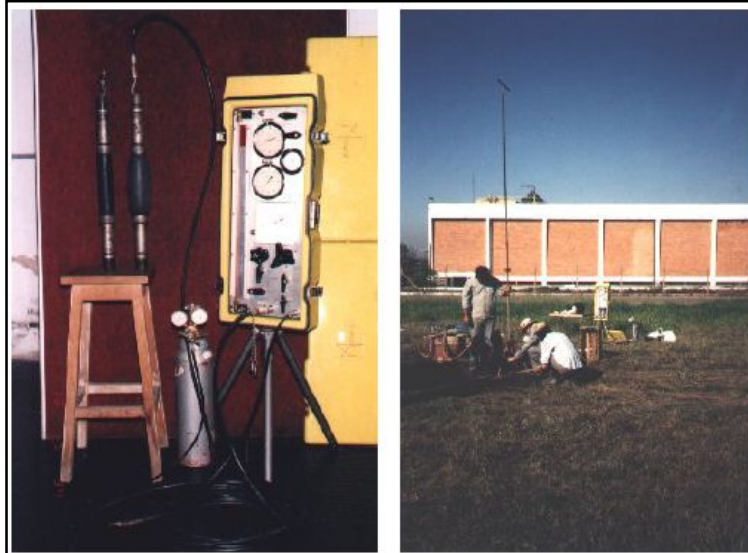


Pressão limite:  
 $p_{LM}$  ( $p_L$ )

Módulo Menard:  
 $E_M$

## Investigação de Subsuperfície

### ■ Pressiometro - Correlações



## Investigação de Subsuperfície

### ■ Pressiometro - Correlações



Gaguelin et al. (1978)

Tipo de solo	Argila mole	Argila dura a muito dura	Argila rija	Areia solta ou silte compressível	Silte compacto	Areia ou cascalho
$q_c/p_{LM}$	1-2.5	2.5-3.5	3-4	1-1.5 3-4	3-5	5-12

Gonin et al. (1992)

Tipo de solo	Silte	Areia	Argila mole	Argila plástica	Marga	Gesso
$N_{60}/p_{LM}$	32	21	26	18	23	6
$N_{60}/E_M$	2.6	2.9	2.3	1.6	1.9	0.7

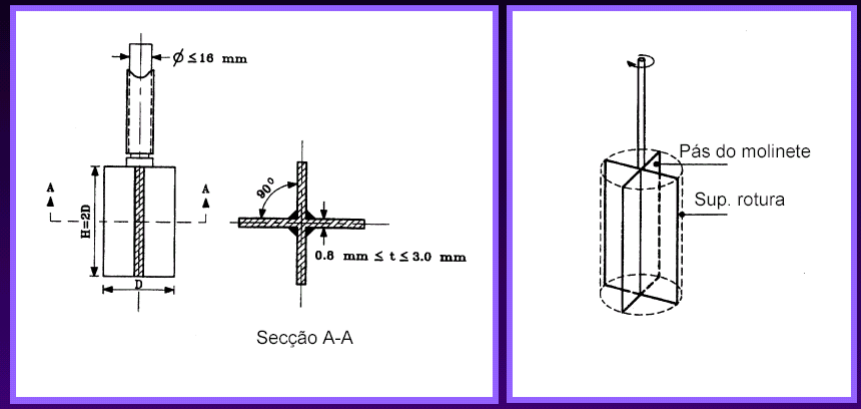
Obs: Valores de  $p_{LM}$  e  $E_M$  em MPa

## Investigação de Subsuperfície

### Ensaio de Palheta – Vane Test

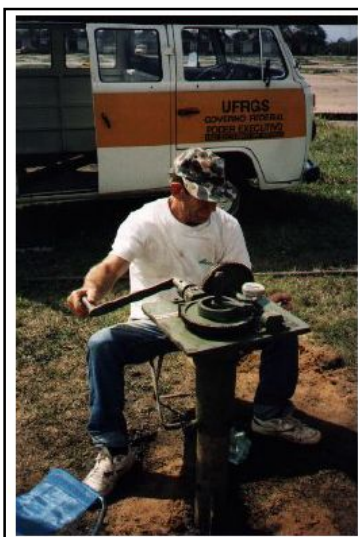


#### Caracterização de solos moles ( $N < 4$ , máx $\approx 7$ )



## Investigação de Subsuperfície

### Ensaio de Palheta – Vane Test



Execução do Ensaio:

- 1) Cravação da Palheta no solo
- 2) furo deve acabar 50cm da cota do ensaio

Fatores que influenciam os resultados

- 3) Velocidade de rotação ( $6^\circ/\text{min}$ )
- 4) Falta de Homogeneidade
- 5) Hipótese de ruptura

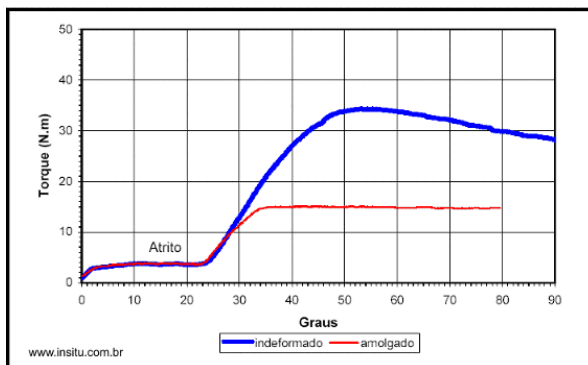
## Investigação de Subsuperfície

### Ensaio de Palheta – Vane Test



## Investigação de Subsuperfície

### Ensaio de Palheta – Vane Test



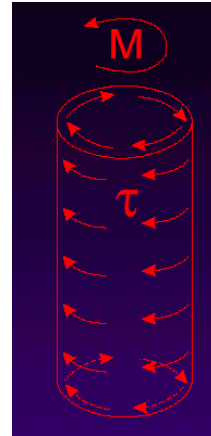
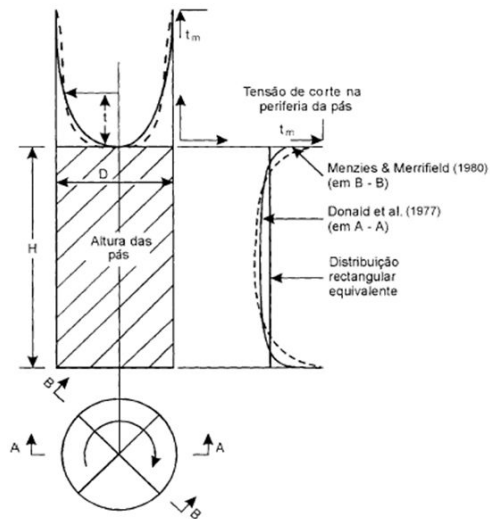
$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}}$$

$$S_u = \frac{0,86.M}{\pi.D^3}$$

onde, M → torque máximo medido (kNm)  
D → diâmetro da palheta (m).

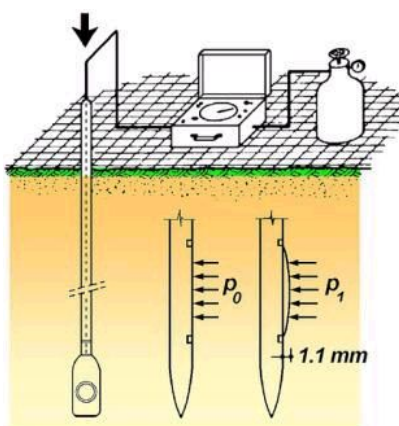
## Investigação de Subsuperfície

### Ensaio de Palheta – Esquema do ensaio



## Investigação de Subsuperfície

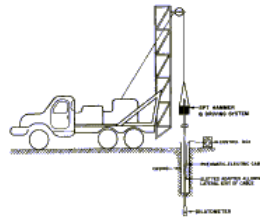
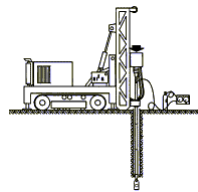
### Ensaio Dilatométrico





**Geotecnia**

A schematic diagram of a probe assembly. At the top is a rectangular block representing a piezoelectric sensor. Below it is a vertical rod with a piezoelectric actuator (a small rectangular block) positioned just above a horizontal dashed line representing the sample surface. The rod extends below the surface, ending in a small circular tip. The entire assembly is shown in a cross-sectional view.



**Geotecnia**

Obtém-se

A- Pressão para deslocamento da membrana de 0,05mm (0,02mm)

B – Pressão para deslocamento da membrana de 1,1mm (0,003mm)

Modulo dilatométrico (relacionado ao módulo de Elasticidade)

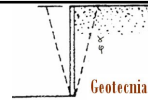
Índice do material (classificação do tipo do material)

Coeficiente de empuxo ao repouso ( $K_o$ )

Parâmetros de resistência do solo ( $S_u$ ,  $\phi$ )

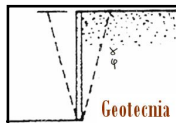
OCR (razão de sobre - adensamento)

## Investigação de Subsuperfície



### ⚙ Ensaio de Placa





## ***Sondagens – SPT***

### Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

#### Standard Penetration Test - SPT



##### **■ Preliminares**

■ Para conhecer o subsolo de um terreno pode-se:

Cavar poços de exploração e entrar nesse poço;

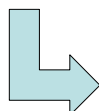
Usar trados e coletar amostras deformadas;

Visitar as obras das imediações para saber como elas se comportam;

Executar obras-piloto de avaliação do terreno;

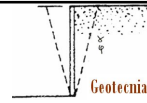
Executar ensaios com amostras extraídas ou provas de carga;

Fazer ensaios de percussão ( = batidas) de simples reconhecimento;



Vamos nos concentrar neste processo – ABNT, NBR 6484

## Standard Penetration Test - SPT



### ■ Preliminares

#### ■ Principais Vantagens

Custo relativamente Baixo;

Facilidade de execução e possibilidade em locais de difícil acesso;

Permite a coleta de amostra do terreno;

Correlações com consistência e compacidade;

Determina a ocorrência e profundidade do lençol freático

## Standard Penetration Test - SPT



### ■ Preliminares

#### ■ Normas:

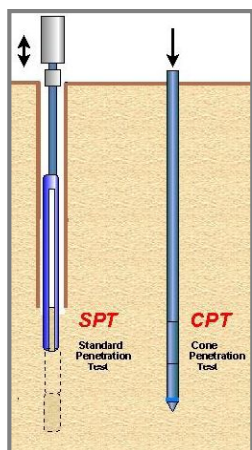
NBR 8036 – Programação de sondagens de solo de simples reconhecimento para fundações de prédios (SPT).

NBR 6484 – Solo – Sondagem de simples reconhecimento – SPT.

## Standard Penetration Test - SPT

### ■ Preliminares

■ Ensaios de campo mais comuns.



Quais são os ensaios mais empregados no mundo?

1 SPT	78,6%
2 CPT	7,1%
3 Pressiômetro ou Dilatômetro	0,0%
4 outros	14,3%

## Standard Penetration Test - SPT

### ■ Generalidades

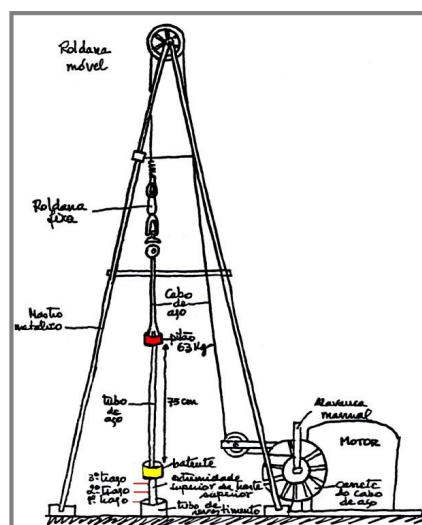
■ Ensaio de campo mais comum.

MÉTODO MAIS DIFUNDIDO NO BRASIL

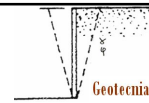
1. Menor custo.
2. Maior simplicidade do equipamento.
3. Permite obtenção de valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto.

#### OBJETIVOS

1. Coletar amostras do tipo de solo, através da retirada de uma amostra deformada a cada 1 metro.
2. Obter a resistência ( $N=n^{\circ}$  de golpes) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão, à cada metro.
3. Obter a posição do nível d'água (lençol freático).



## Standard Penetration Test - SPT

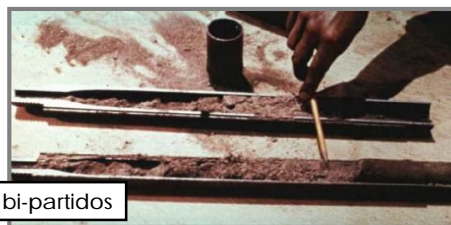


### ❏ Procedimentos

- ❏ A cada metro de profundidade, contar o número de golpes para penetrar 15 cm, até atingir-se 45 cm.
- ❏ De 0 a 30cm obtêm-se o número de golpes da 1ª penetração –  $N_1$ .
- ❏ De 15 a 45cm obtêm-se o número de golpes da 2ª penetração –  $N_2$ .
- ❏ Para fins de avaliar-se, posteriormente, a capacidade de carga do solo, adota-se o número necessários para penetrar os últimos 30cm ( $N_{SPT} = N_2$ ).



Amostradores bi-partidos



## Standard Penetration Test - SPT



### ❏ Equipamento

**SONDAS PERCUSSÃO**  
Equipamento de sondagem a percussão para investigação de solos e rochas.

SP-14

SP-18

**EQUIPAMENTO P/ SONDAGEM DE PERCUSSÃO**

SP-10

SP-16

SP-12

SP-11

SP-13

SP-15

SP-17

SP-19

SP-20

SP-21

SP-22

SP-23

SP-24

SP-25

SP-26

SP-27

SP-28

SP-29

SP-30

SP-31

SP-32

SP-33

SP-34

SP-35

SP-36

SP-37

SP-38

SP-39

SP-40

SP-41

SP-42

SP-43

SP-44

SP-45

SP-46

SP-47

SP-48

SP-49

SP-50

SP-51

SP-52

SP-53

SP-54

SP-55

SP-56

SP-57

SP-58

SP-59

SP-60

SP-61

SP-62

SP-63

SP-64

SP-65

SP-66

SP-67

SP-68

SP-69

SP-70

SP-71

SP-72

SP-73

SP-74

SP-75

SP-76

SP-77

SP-78

SP-79

SP-80

SP-81

SP-82

SP-83

SP-84

SP-85

SP-86

SP-87

SP-88

SP-89

SP-90

SP-91

SP-92

SP-93

SP-94

SP-95

SP-96

SP-97

SP-98

SP-99

SP-100

EQUIPAMENTO DA SONDA PERCUSSÃO			
SP-1	746A	826	Supl. Central
SP-2	746B	827	Supl. Central
SP-3	746C	828	Supl. Central
SP-4	746D	829	Supl. Central
SP-5	746E	830	Supl. Central
SP-6	746F	831	Supl. Central
SP-7	746G	832	Supl. Central
SP-8	746H	833	Supl. Central
SP-9	746I	834	Supl. Central
SP-10	746J	835	Supl. Central
SP-11	746K	836	Supl. Central
SP-12	746L	837	Supl. Central
SP-13	746M	838	Supl. Central
SP-14	746N	839	Supl. Central
SP-15	746O	840	Supl. Central
SP-16	746P	841	Supl. Central
SP-17	746Q	842	Supl. Central
SP-18	746R	843	Supl. Central
SP-19	746S	844	Supl. Central
SP-20	746T	845	Supl. Central
SP-21	746U	846	Supl. Central
SP-22	746V	847	Supl. Central
SP-23	746W	848	Supl. Central
SP-24	746X	849	Supl. Central
SP-25	746Y	850	Supl. Central
SP-26	746Z	851	Supl. Central
SP-27	746AA	852	Supl. Central
SP-28	746AB	853	Supl. Central
SP-29	746AC	854	Supl. Central
SP-30	746AD	855	Supl. Central
SP-31	746AE	856	Supl. Central
SP-32	746AF	857	Supl. Central
SP-33	746AG	858	Supl. Central
SP-34	746AH	859	Supl. Central
SP-35	746AI	860	Supl. Central
SP-36	746AJ	861	Supl. Central
SP-37	746AK	862	Supl. Central
SP-38	746AL	863	Supl. Central
SP-39	746AM	864	Supl. Central
SP-40	746AN	865	Supl. Central
SP-41	746AO	866	Supl. Central
SP-42	746AP	867	Supl. Central
SP-43	746AQ	868	Supl. Central
SP-44	746AR	869	Supl. Central
SP-45	746AS	870	Supl. Central
SP-46	746AT	871	Supl. Central
SP-47	746AU	872	Supl. Central
SP-48	746AV	873	Supl. Central
SP-49	746AW	874	Supl. Central
SP-50	746AX	875	Supl. Central
SP-51	746AY	876	Supl. Central
SP-52	746AZ	877	Supl. Central
SP-53	746BA	878	Supl. Central
SP-54	746BB	879	Supl. Central
SP-55	746BC	880	Supl. Central
SP-56	746BD	881	Supl. Central
SP-57	746BE	882	Supl. Central
SP-58	746BF	883	Supl. Central
SP-59	746BG	884	Supl. Central
SP-60	746BH	885	Supl. Central
SP-61	746BI	886	Supl. Central
SP-62	746BJ	887	Supl. Central
SP-63	746BK	888	Supl. Central
SP-64	746BL	889	Supl. Central
SP-65	746BM	890	Supl. Central
SP-66	746BN	891	Supl. Central
SP-67	746BO	892	Supl. Central
SP-68	746BP	893	Supl. Central
SP-69	746BQ	894	Supl. Central
SP-70	746BR	895	Supl. Central
SP-71	746BS	896	Supl. Central
SP-72	746BT	897	Supl. Central
SP-73	746BU	898	Supl. Central
SP-74	746BV	899	Supl. Central
SP-75	746BW	900	Supl. Central
SP-76	746BX	901	Supl. Central
SP-77	746BY	902	Supl. Central
SP-78	746BZ	903	Supl. Central
SP-79	746CA	904	Supl. Central
SP-80	746CB	905	Supl. Central
SP-81	746CC	906	Supl. Central
SP-82	746CD	907	Supl. Central
SP-83	746CE	908	Supl. Central
SP-84	746CF	909	Supl. Central
SP-85	746CG	910	Supl. Central
SP-86	746CH	911	Supl. Central
SP-87	746CI	912	Supl. Central
SP-88	746CJ	913	Supl. Central
SP-89	746CK	914	Supl. Central
SP-90	746CL	915	Supl. Central
SP-91	746CM	916	Supl. Central
SP-92	746CN	917	Supl. Central
SP-93	746CO	918	Supl. Central
SP-94	746CP	919	Supl. Central
SP-95	746CQ	920	Supl. Central
SP-96	746CR	921	Supl. Central
SP-97	746CS	922	Supl. Central
SP-98	746CT	923	Supl. Central
SP-99	746CU	924	Supl. Central
SP-100	746CV	925	Supl. Central

## Standard Penetration Test - SPT

### Equipamento

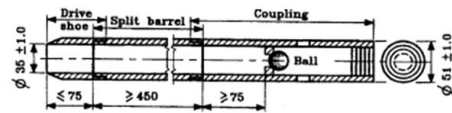
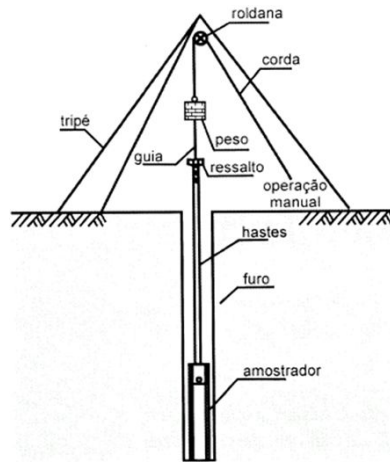
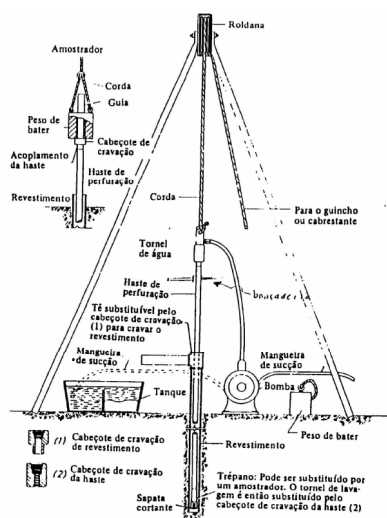


Ilustração do ensaio SPT

## Standard Penetration Test - SPT

### Equipamento



**Geotecnia**

Torre (4m de altura)

Corda de sisal

Martelo

SEÇÃO INSTRUMENTADA

Motor

SISTEMA "CATHEAD"

CORDA E TAMBOR EM ROTAÇÃO

Hastes



## A large blue industrial machine, likely a soil sampling rig, is shown. It features a vertical shaft with a yellow hook at the top. The machine is mounted on a base and has various components like a hopper and a collection bag. The background shows a clear sky and some trees.



## Standard Penetration Test - SPT



### ⚡ NSPT

#### ⚡ Medida do Valor N

Anotar profundidade de penetração pelo peso próprio da composição

Marcar 3 segmentos de 15cm nas hastes

Martelo de 65kg e altura de 75cm

Precauções para evitar perda de energia de cravação

Anotar o número de golpes para cravar cada 15cm do amostrador

NSPT é o número de golpes para cravar os últimos 30cm

## Standard Penetration Test - SPT



### ⚡ NSPT

#### ⚡ Critérios para paralisação da sondagem

quando em 3m sucessivos  $NSPT > 45/15$

em 4m sucessivos, NSPT entre 45/15 e 45/30

em 5m sucessivos, NSPT entre 45/30 e 45/45

Penetração nula após 5 golpes

perfuração por lavagem por 30min com medidas de avanço a cada 10min

avanço  $< 5\text{cm}/10\text{min}$

## Standard Penetration Test - SPT



### ⚡ Fatores que influênciam o NSPT

#### ⚡ Técnicas de execução

Mão de obra não qualificada

Altura de queda do martelo

Queda livre do Martelo

Limpeza do furo de sondagem

Desmoronamento da parede do furo

Diâmetro do furo em atrito com o amostrador

Erro na contagem do valor N e no comprimento das barras

#### ⚡ Equipamento

Configuração do amostrador

Tipos de hastes de perfuração

## Standard Penetration Test - SPT



### ⚡ Fatores que influênciam o NSPT

#### ⚡ Tipo de solo em amostragem

Areias finas e siltes grossos saturados-liquefação que diminui o valor N

Pedregulhos ou solos pedregulhosos - Amostrador tende a desviar em direção aos vazios maiores, diminuindo o valor de N

Solos colapsíveis o valor diminui em até 50% pela perfuração com água

Solos com micas - efeito lubrificante diminui o valor de N.

## Standard Penetration Test - SPT



### ■ Discussão

#### ■ Correção do SPT:

Energia de Cravação

Tensão Geostática vertical

### ENERGIA DE CRAVAÇÃO

♦ BRASIL: Eficiência aproximada de 72%

♦ EUA: Eficiência aproximada de 60%

$$\blacksquare N_{60} = (N_{\text{SPT}} \times \text{ENERGIA APLICADA}) / 0,60$$

## Standard Penetration Test - SPT



### ■ Comparação SPT/CPT

Item	SPT	CPT
Solos	Praticamente todos	Evita-se cascalhos ou argilas muito duras
Correlações empíricas	Farta disponibilidade	Ainda em crescimento
Repetitividade	Questionável	Excelente
Precisão	Muitas fontes de erros	Preciso
Resolução	Intermitente (m/m)	Contínua
Amostras de solo	Proporciona	Não proporciona
Padronização do equipamento	Variável	Padronizado
Custo	R\$ 35,00/m	R\$65,00/m



## ***Tipos e Classificação das Fundações***

### Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

## Classificação das Fundações



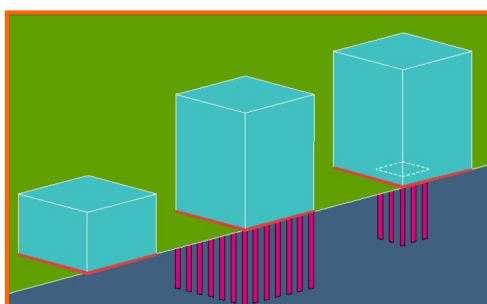
### **■ Introdução**

■ As fundações de edifícios são convencionalmente classificadas, quanto à sua profundidade, em dois grandes grupos:

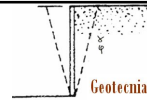
#### **Fundações superficiais e Fundações profundas**

■ As fundações profundas são aquelas que tem a sua profundidade de assentamento superior a 2 vezes a sua menor dimensão em planta, não podendo ser esta inferior a 3 metros (NBR-6122);

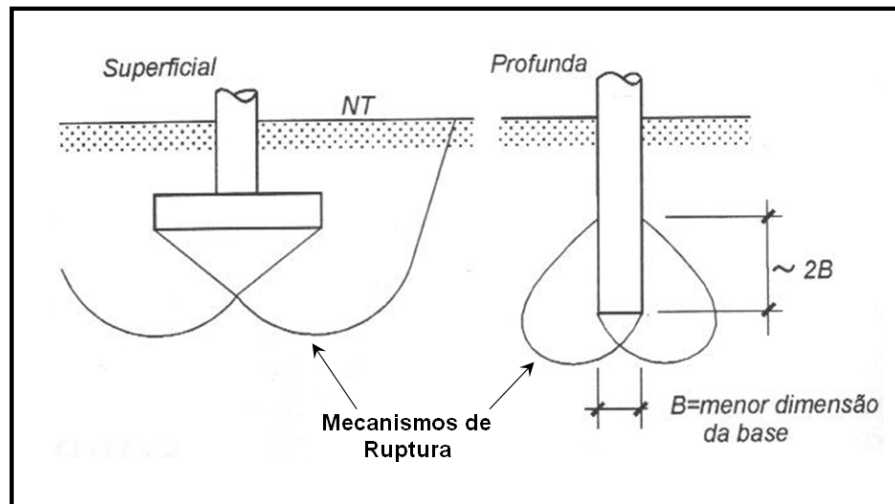
■ As fundações que não se enquadram neste critérios são denominadas superficiais.



## Classificação das Fundações



### Introdução



## Classificação das Fundações

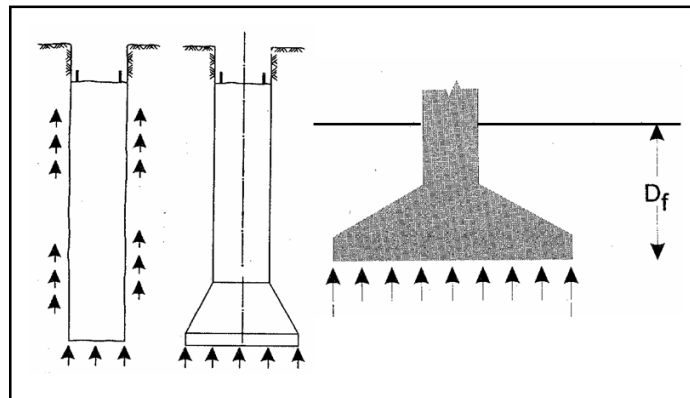


### Introdução

Quanto à forma de transmissão da carga ao terreno, as fundações se classificam em:

**Fundações Diretas:** pressão na base

**Fundações Indiretas:** pressão na base e atrito lateral





Engenharia Civil



# ***Fundações Superficiais***

Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

## **Fundações Superficiais**

---



### **■ Introdução**

■ São também denominadas “rasas”;

■ Os tipos mais utilizadas são:

Blocos e Alicerces

Sapatas (Isoladas, Corridas e Associadas)

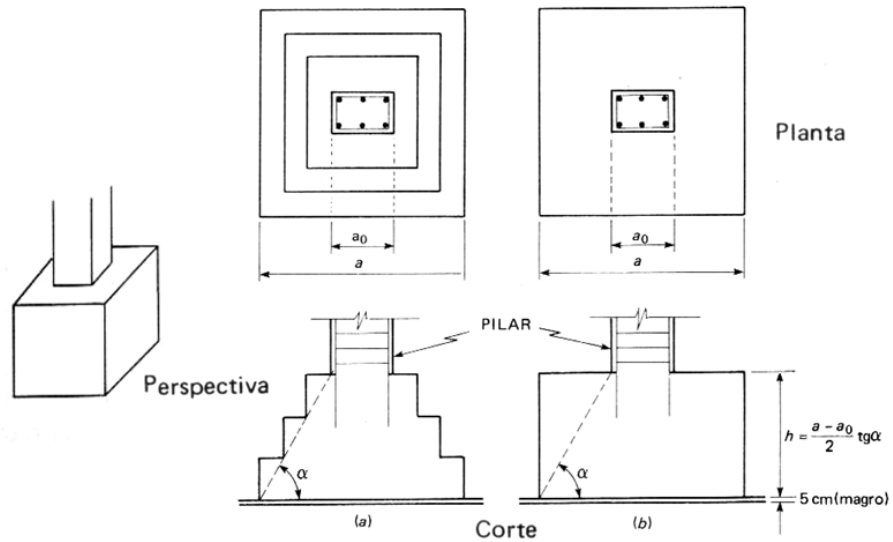
Vigas de Fundação

Grelhas de Fundação

Lajes de Fundação (Radiers)

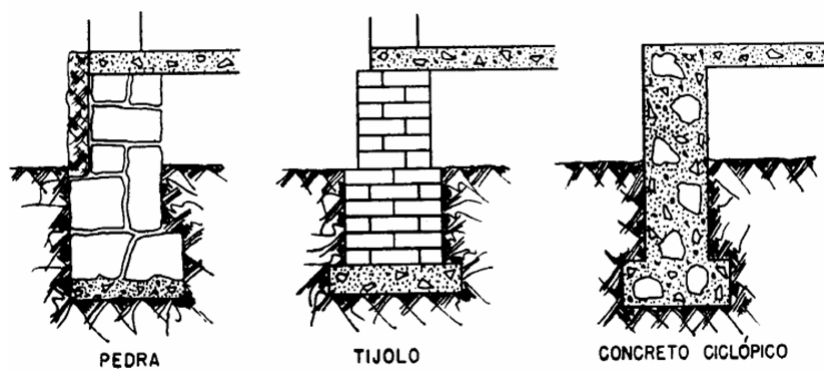
## Fundações Superficiais

### ■ Blocos



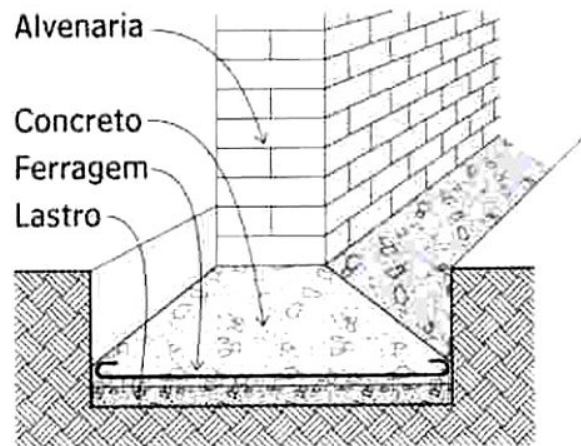
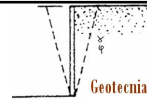
## Fundações Superficiais

### ■ Alicerces



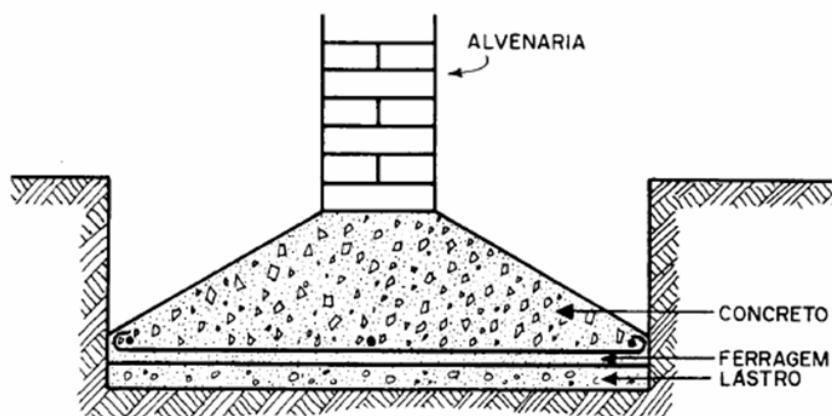
## Fundações Superficiais

### ■ Sapatas Corridas



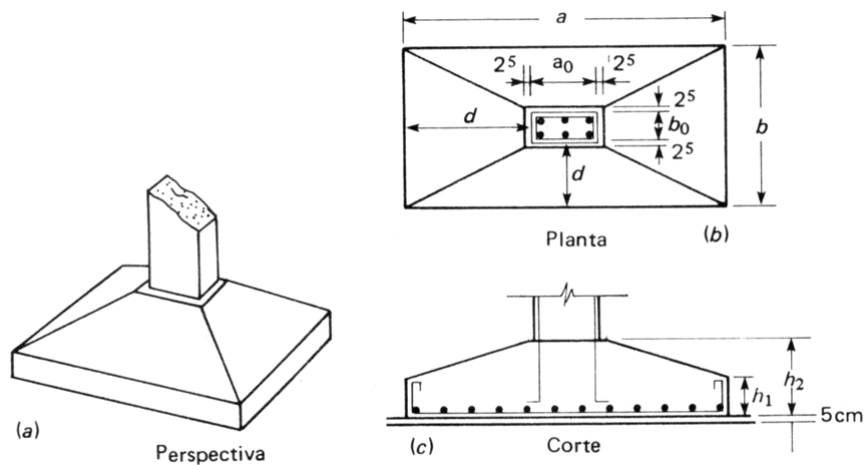
## Fundações Superficiais

### ■ Sapatas Corridas



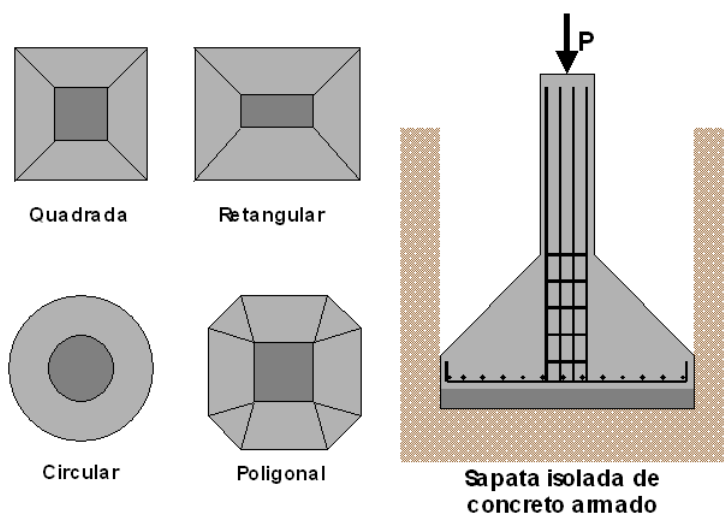
## Fundações Superficiais

### ■ Sapata Isolada



## Fundações Superficiais

### ■ Sapata Isolada

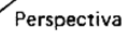




## Geotecnia

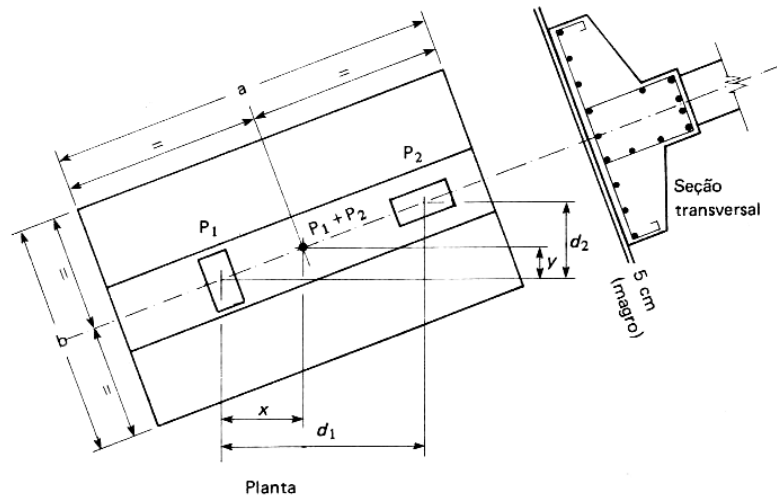


## Geotecnia



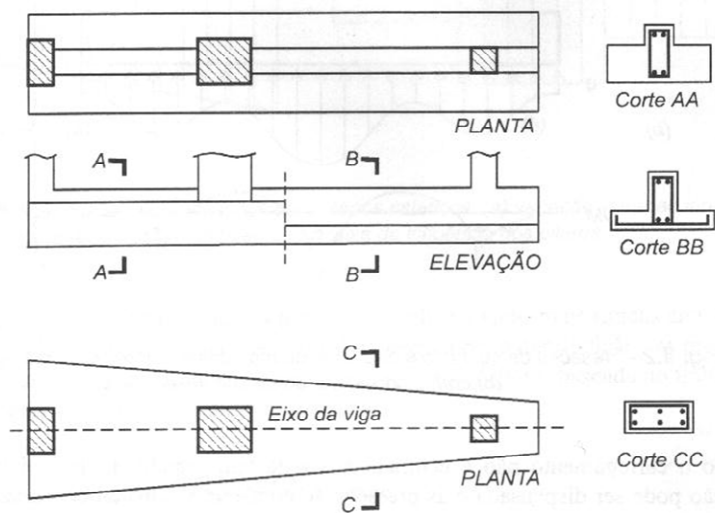
## Fundações Superficiais

### ■ Sapatas associadas



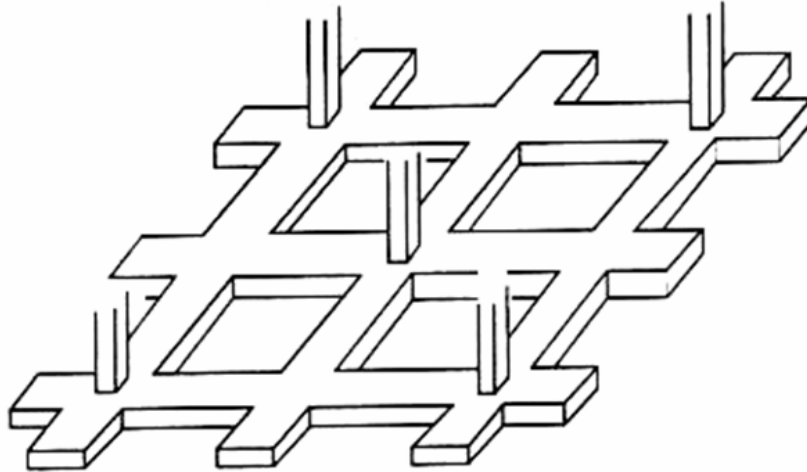
## Fundações Superficiais

### ■ Vigas de Fundação



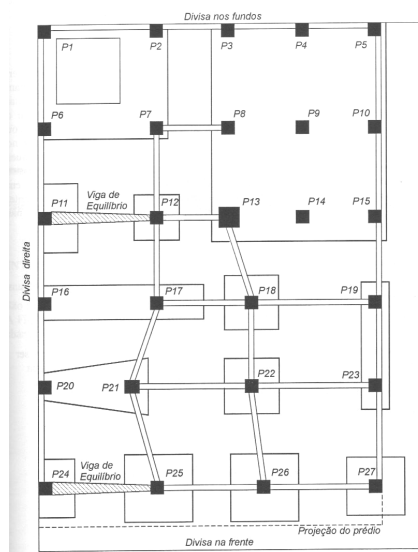
## Fundações Superficiais

### ■ Grelha de fundação



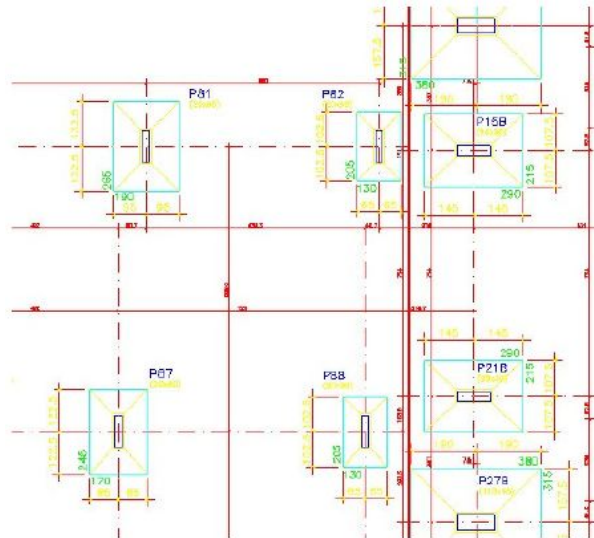
## Fundações Superficiais

### ■ Exemplo de disposição de F. Superficiais



## Fundações Superficiais

### ■ Exemplo de Planta de Localização de Sapatas



## Fundações Superficiais

### ■ Glossário



■ **Bloco:** elemento de fundação para pilar isolado, feito usualmente de concreto simples ou ciclópico, sem armadura;

■ **Alicerce:** elemento de fundação executado pelo assentamento de pedras, tijolos ou concreto ciclópico, em valas de pouca profundidade (0,70 a 1,20 m) e largura variando conforme a carga das paredes;

■ **Sapata:** elemento de fundação para pilar isolado, feito usualmente de concreto armado;

■ **Sapata Corrida:** elemento de fundação sujeito a carga distribuída da alvenaria; também chamada de baldrame;

■ **Sapata Associada:** elemento de fundação que recebe dois ou mais pilares não alinhados da obra;

## Fundações Superficiais



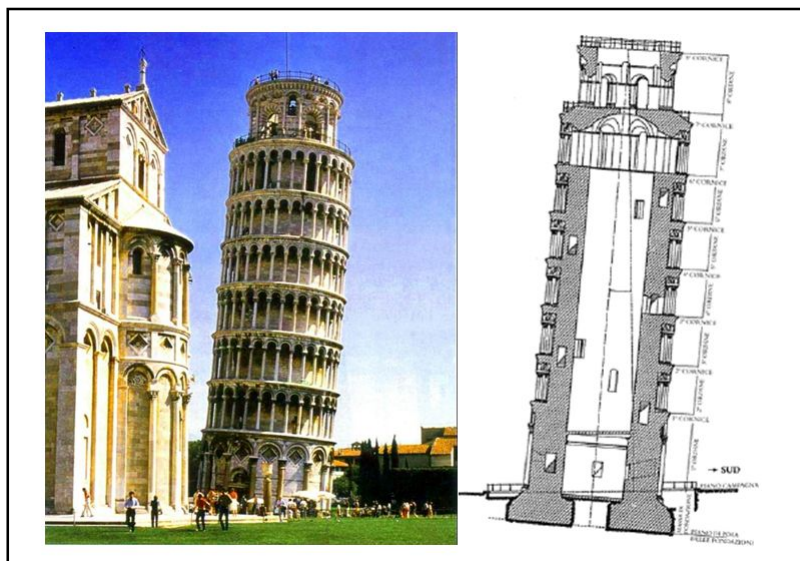
### ■ Glossário

- **Viga de Fundação:** elemento de fundação comum a vários pilares alinhados;
- **Grelha de Fundação:** elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares;
- **Laje de Fundação ou Radier:** elemento de fundação que recebe todos os pilares;
- **Viga de Equilíbrio ou Alavanca:** elemento estrutural que exerce um efeito alavanca sobre uma sapata excêntrica (de divisa);
- **Cinta ou Viga de Rigidez:** elemento estrutural que interliga diferentes elementos da fundação a fim de conferir rigidez ao sistema.

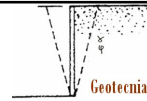
## Fundações Superficiais



### ■ Álbum de Imagens:



## Fundações Superficiais



### ■ Álbum de Imagens:



Foto de Gustavo/Márcio/Ronaldo 98-1

## Fundações Superficiais

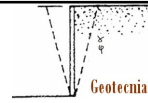


### ■ Álbum de Imagens:



Foto de Gustavo/Márcio/Ronaldo 98-1

## Fundações Superficiais



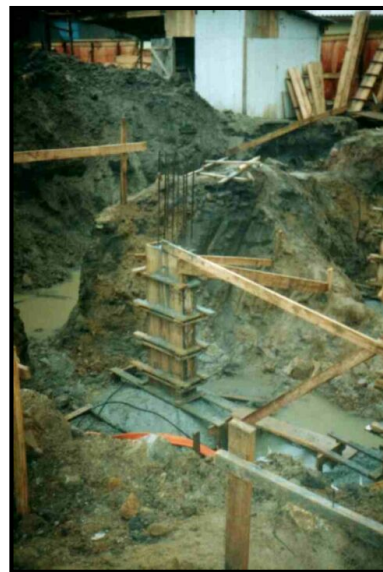
### ■ Álbum de Imagens:



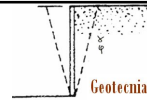
## Fundações Superficiais



### ■ Álbum de Imagens:



## Fundações Superficiais



### 🔧 Álbum de Imagens:



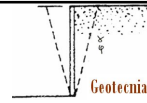
## Fundações Superficiais



### 🔧 Álbum de Imagens:



## Fundações Superficiais



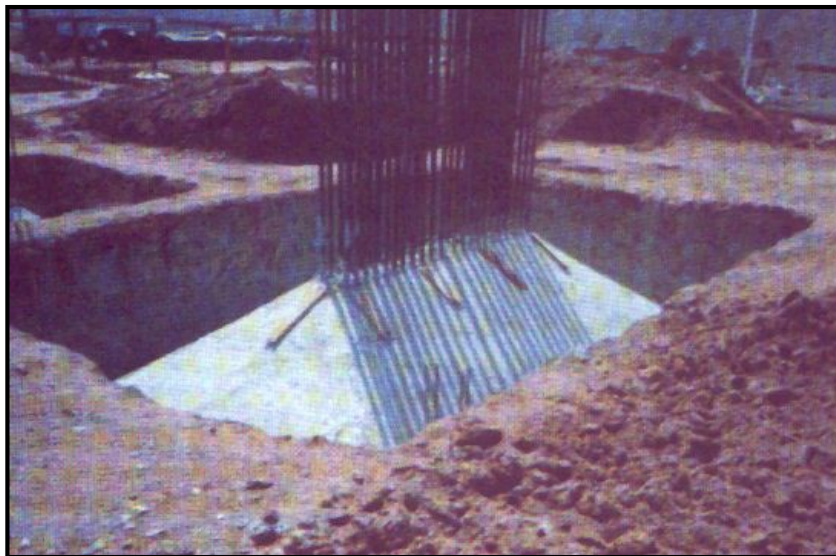
### ■ Álbum de Imagens:



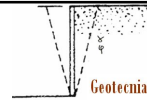
## Fundações Superficiais



### ■ Álbum de Imagens:



## Fundações Superficiais



### 📖 Álbum de Imagens:



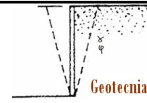
## Fundações Superficiais



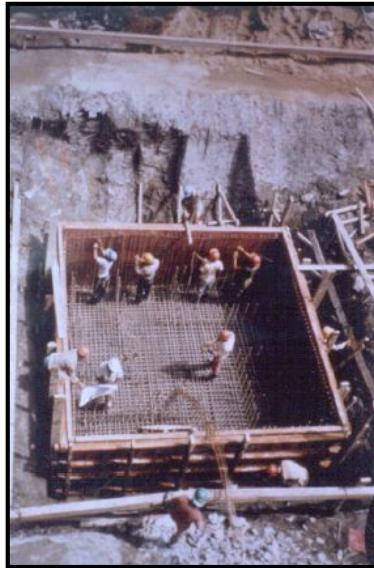
### 📖 Álbum de Imagens:



## Fundações Superficiais



### ■ Álbum de Imagens:

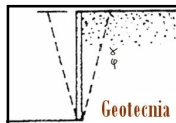


## Fundações Superficiais



### ■ Álbum de Imagens:





# ***Fundações Profundas***

## Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

### Fundações Profundas



#### ■ Introdução

■ As fundações profundas se dividem em:

Estacas

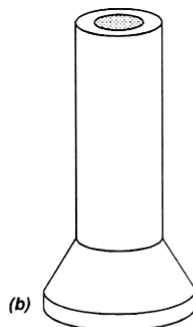
Tubulões

Caixões



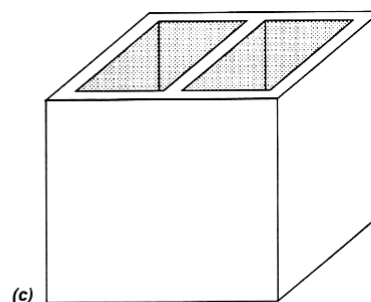
(a)

Estaca



(b)

Tubulão



(c)

Caixão

## Fundações Profundas



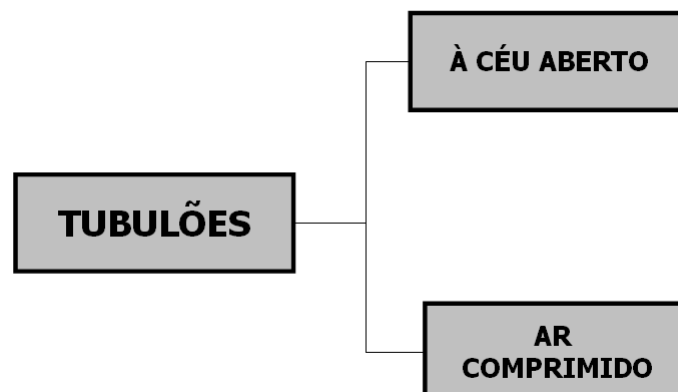
### ■ Glossário

- Estaca: elemento delgado de fundação profunda executado por meio de ferramentas ou equipamentos específicos;
- Tubulão: elemento de fundação profunda de forma cilíndrica que, pelo menos na sua fase final de execução, envolve a descida de operário;
- Caixão: elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna.

## Fundações Profundas

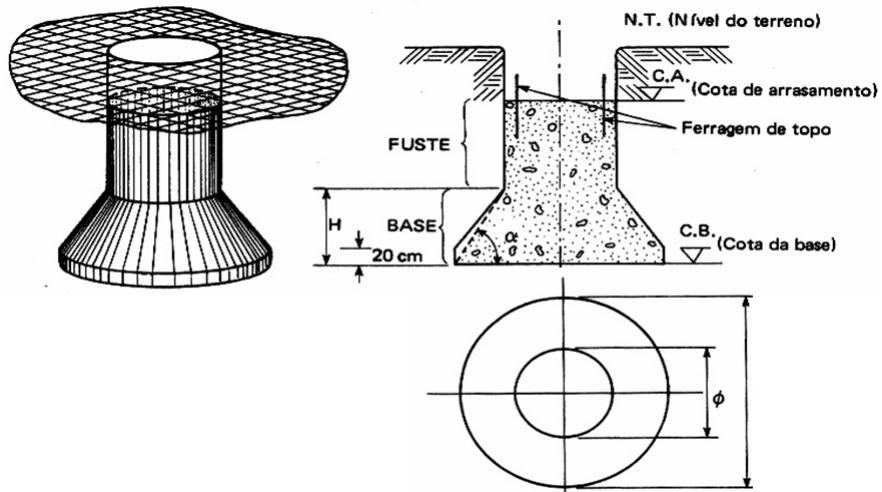


### ■ Tipos de Tubulões



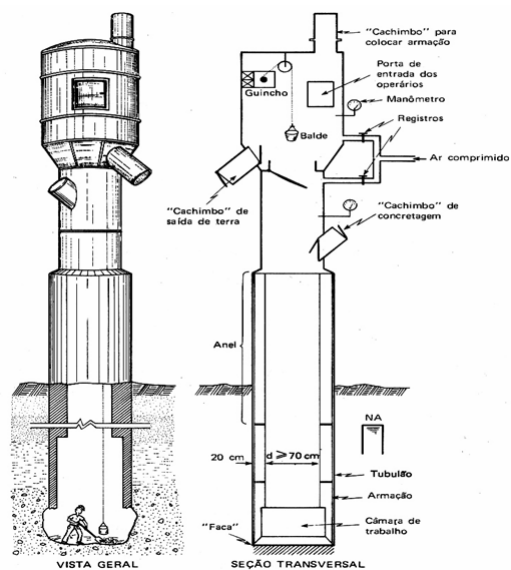
## Fundações Profundas

### ▣ Tubulões a Céu Aberto



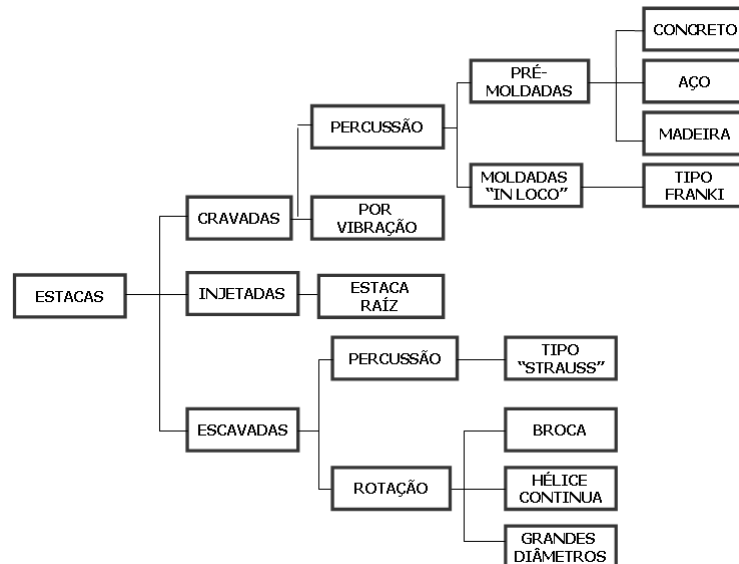
## Fundações Profundas

### ▣ Tubulões a Ar Comprimido



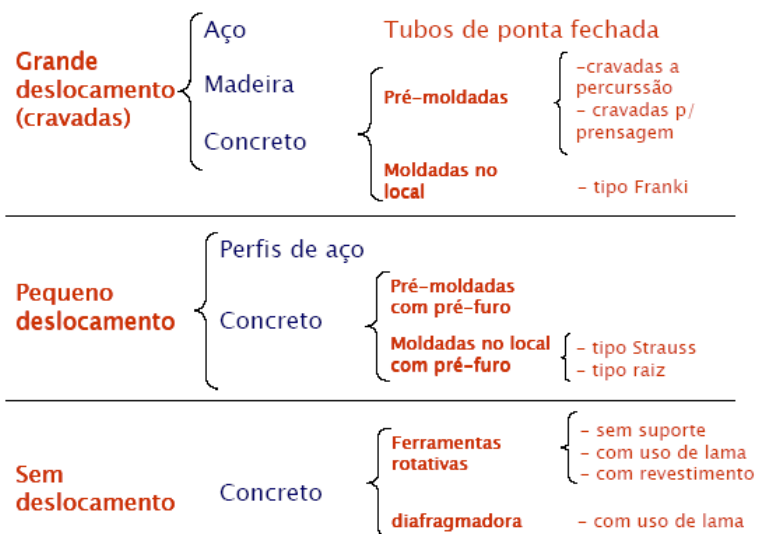
## Fundações Profundas

### II Tubulões a Ar Comprimido

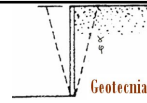


## Fundações Profundas

### II Classificação das estacas



## Fundações Profundas



### 📖 Álbum de Imagens:



## Fundações Profundas



### 📖 Álbum de Imagens:

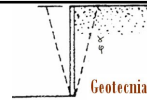


## Fundações Profundas

### 📖 Álbum de Imagens:



Estaca Strauss



## Fundações Profundas

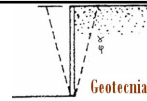
### 📖 Álbum de Imagens:



Estaca Strauss



## Fundações Profundas



### 📖 Álbum de Imagens:



Estaca Strauss

## Fundações Profundas

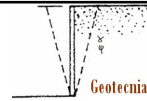


### 📖 Álbum de Imagens:



Estaca Strauss

## Fundações Profundas



### 📖 Álbum de Imagens:



Estaca Strauss

## Fundações Profundas

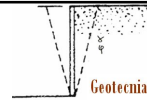


### 📖 Álbum de Imagens:



Tubulão a Céu Aberto

## Fundações Profundas



### ■ Álbum de Imagens:



Tubulão a Céu Aberto

## Fundações Profundas

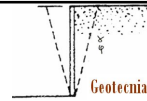


### ■ Álbum de Imagens:



Tubulão a Céu Aberto

## Fundações Profundas



### 📖 Álbum de Imagens:



Tubulão a Céu Aberto

## Fundações Profundas

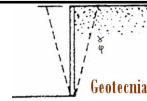


### 📖 Álbum de Imagens:



Tubulão a Céu Aberto

## Fundações Profundas



### ■ Álbum de Imagens:



Tubulão a Céu Aberto

## Fundações Profundas



### ■ Álbum de Imagens:

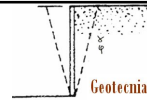
Estaca Cravada  
Pré-moldada



## Fundações Profundas

### ■ Álbum de Imagens:

Estaca Cravada  
Pré-moldada



## Fundações Profundas

### ■ Álbum de Imagens:

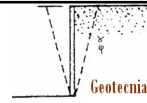
Estaca Cravada  
Pré-moldada



## Fundações Profundas

### ■ Álbum de Imagens:

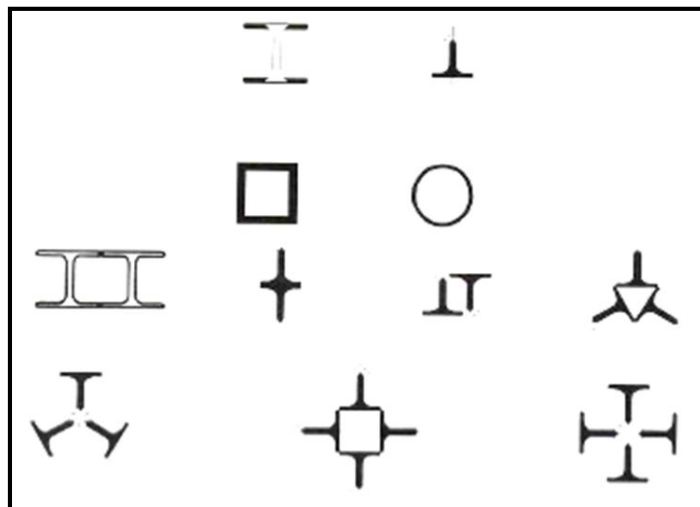
Estaca Cravada  
Pré-moldada



## Fundações Profundas

### ■ Álbum de Imagens:

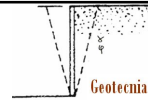
Estaca Cravada  
Metálica



## Fundações Profundas

### ■ Álbum de Imagens:

Estaca Cravada  
Metálica



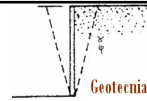
## Fundações Profundas

### ■ Álbum de Imagens:

Estaca Cravada  
Madeira



## Fundações Profundas



### 📖 Álbum de Imagens:

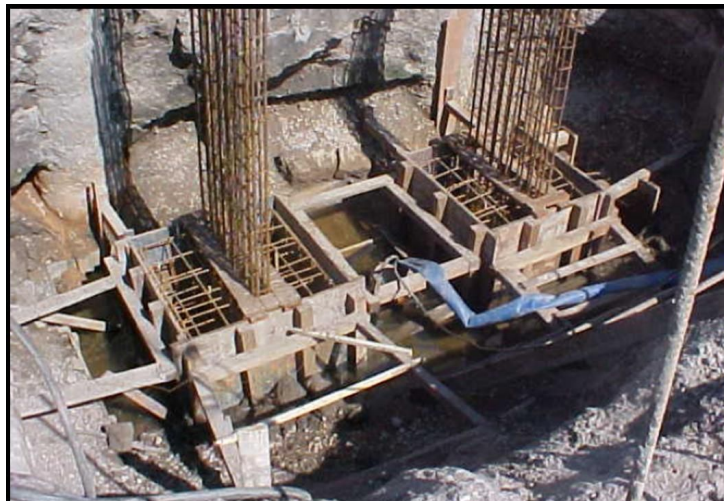


Estaca Franki

## Fundações Profundas



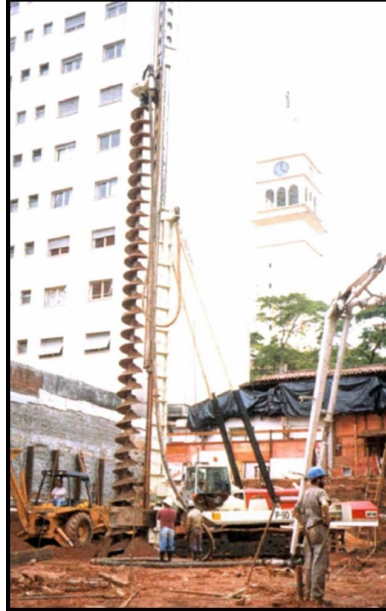
### 📖 Álbum de Imagens:



Estaca Franki

## Fundações Profundas

### 📖 Álbum de Imagens:



Estaca Hélice  
Contínua

## Fundações Profundas

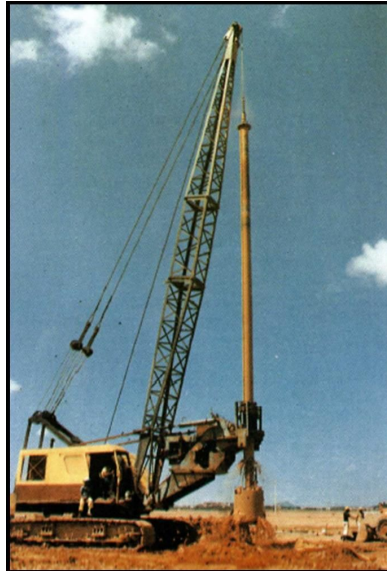
### 📖 Álbum de Imagens:



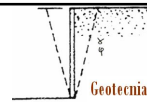
Estaca Raiz

## Fundações Profundas

### 📖 Álbum de Imagens:



Estaca Rotativa



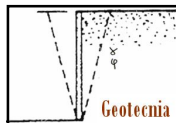
## Fundações Profundas

### 📖 Álbum de Imagens:



Estaca Rotativa





# ***Requisitos Básicos de um Projeto de Fundações***

## Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

### Projeto de Fundações

---



#### **■ Introdução**

■ Um bom projeto de fundações deverá atender simultaneamente aos seguintes requisitos básicos:

Economia;

Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho;

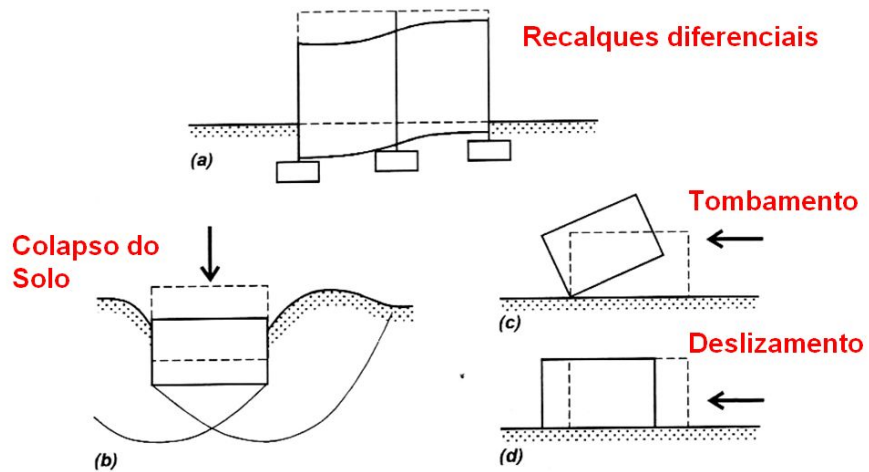
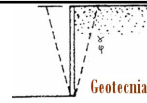
Segurança adequada em relação ao colapso do solo;

Segurança adequada em relação ao colapso dos elementos estruturais;

Segurança adequada ao tombamento e deslizamento da fundação (em certos tipos de obra).

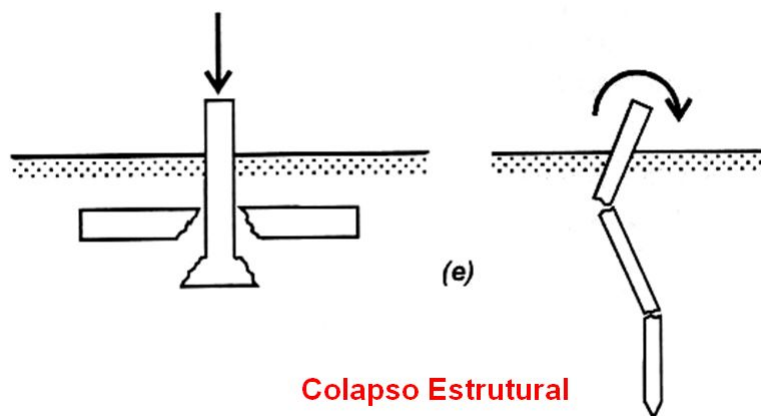
## Projeto de Fundações

### Introdução



## Projeto de Fundações

### Introdução



## Projeto de Fundações



### ▣ Estados Limites de uma Fundação

▣ A norma NBR-8681/84 (Ações e Segurança nas Estruturas) define dois estados limites que devem ser verificados no projeto de uma fundação:

**Estado Limite Último:** associados ao colapso parcial ou total da obra;

**Estado Limite de Utilização:** quando ocorrem deformações, trincas etc. que comprometem o uso da obra.

### ▣ Segurança das Fundações

▣ A segurança de uma fundação e a verificação dos seus estados limites dependem da relação existente entre as cargas atuantes e as resistências dos materiais solicitados;

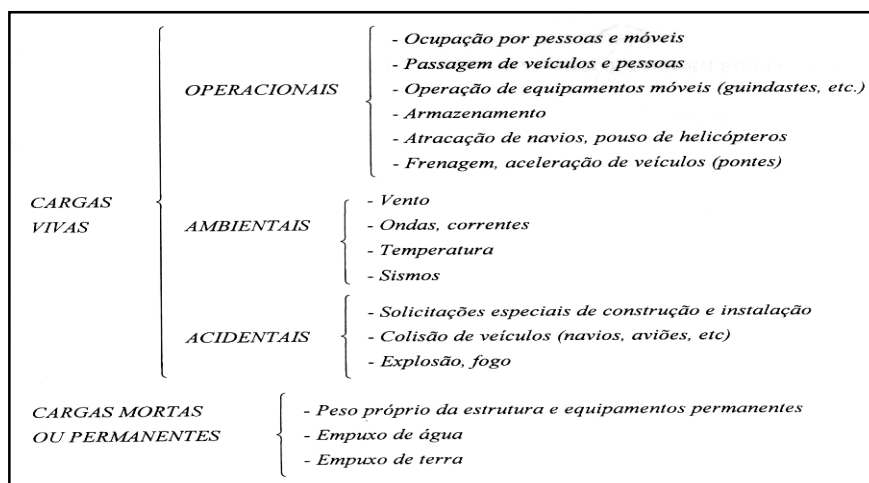
▣ A determinação das cargas e das resistências, no entanto, está sujeita a incertezas, pois as mesmas não são constantes, podendo apresentar variabilidade ao longo do tempo e do espaço.

## Projeto de Fundações



### ▣ Variabilidade e Incerteza

▣ Usualmente, as cargas estruturais são divididas em carga vivas e cargas mortas:



## Projeto de Fundações



### ▣ Variabilidade e Incerteza

▣ No Brasil, a NBR-8681 classifica as ações nas estruturas em:

▣ Ações Permanentes: peso próprio da construção, equipamentos fixos, empuxos etc.;

▣ Ações Variáveis: relacionadas ao uso da obra;

▣ Ações Excepcionais: explosões, colisões, incêndios, enchentes, sismos etc.

▣ Além das cargas e das propriedades do solo e dos materiais estruturais, são fontes de incerteza:

As sondagens do terreno realizadas;

Os métodos de dimensionamento utilizados;

A própria execução da obra.

▣ Estas incertezas são inevitáveis e devem ser consideradas através da adoção de um coeficiente ou fator de segurança.

## Projeto de Fundações

### ▣ Estado Limite Último: Coeficientes de Segurança

▣ Valores de coeficientes de segurança adequados garantem a verificação do **estado limite último da fundação**;

▣ Pode-se adotar um único valor, denominado **coeficiente de segurança global**;

▣ Ou pode-se adotar valores diferentes para as cargas e para as resistências, denominados **coeficientes de segurança parciais**.

## Projeto de Fundações

### ■ Estado Limite Último: Coeficientes de Segurança

$$Q_{trab}(g + p) \leq \frac{Q_{rup}}{CS}$$

$$Q_{trab}(g \cdot CS_g + p \cdot CS_p) \leq \frac{Q_{rup}}{CS_r}$$

- $Q_{rup}$  é a carga de ruptura da fundação (resistência);
- $Q_{trab}$  é a carga de trabalho, atuante na fundação;
- $g$  é a carga permanente na fundação;
- $p$  é a carga acidental na fundação;
- $CS$  é o coeficiente de segurança global;
- $CS_g$ ,  $CS_p$  e  $CS_r$  são coeficientes de segurança parciais.

## Projeto de Fundações

### ■ Utilização de Coeficientes de Segurança Globais

$$CS = \frac{Q_{rup}}{Q_{trab}}$$

- Onde  $Q_{rup}$  é a carga de ruptura da fundação (resistência) e  $Q_{trab}$  é a carga de trabalho, atuante na fundação.

## Projeto de Fundações

### ■ Utilização de Coeficientes de Segurança Globais

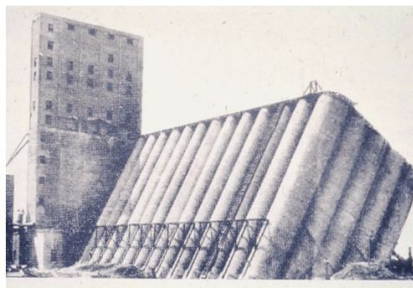
Condição	Coeficiente de segurança
Capacidade de carga de fundações superficiais	3,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões sem prova de carga	2,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões com prova de carga	1,6

**NBR 6122/96**

## Projeto de Fundações

### ■ Utilização de Coeficientes de Segurança Globais

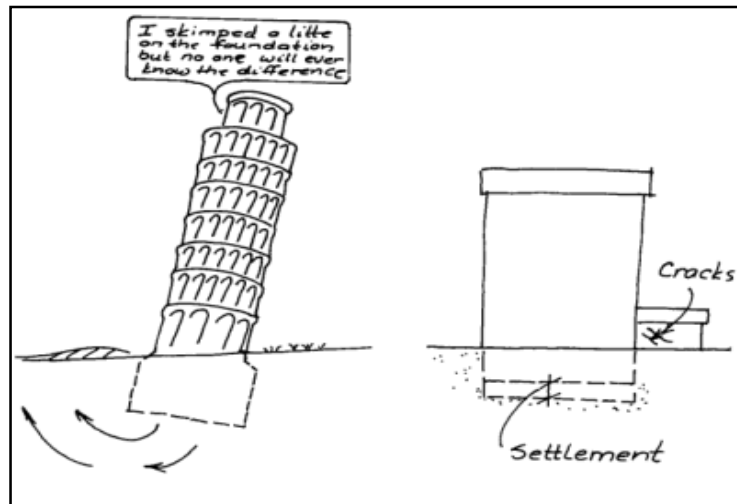
■ Qual é o coeficiente de segurança nas duas situações abaixo?



$CS = ?$

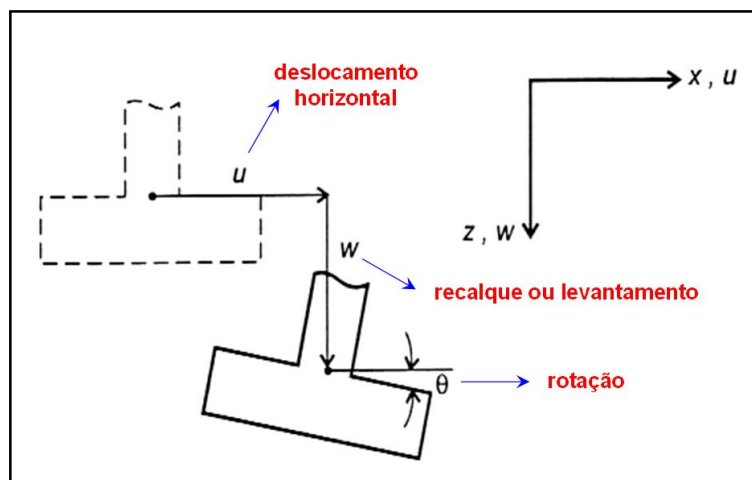
## Projeto de Fundações

### Estado Limite de Utilização: Deslocamentos de uma Fundação



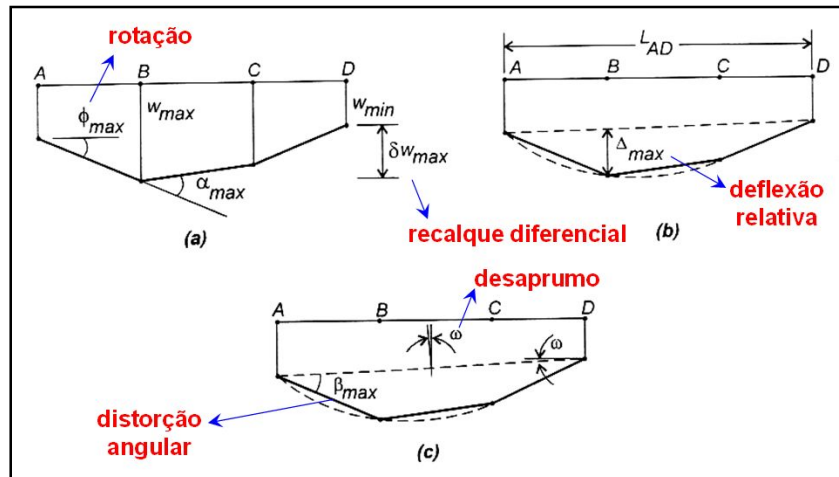
## Projeto de Fundações

### Estado Limite de Utilização: Deslocamentos de uma Fundação



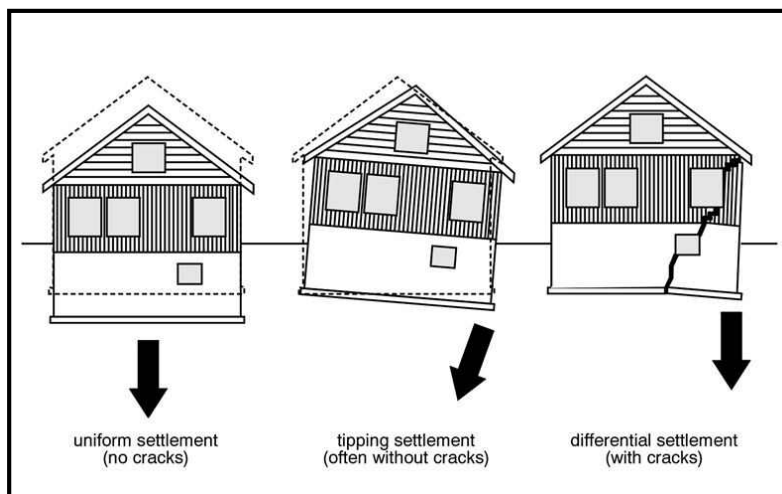
## Projeto de Fundações

### Estado Limite de Utilização: Deslocamentos de uma Estrutura



## Projeto de Fundações

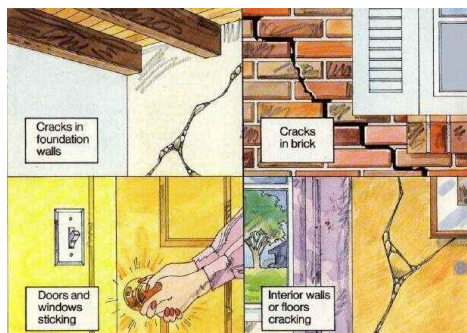
### Estado Limite de Utilização: Deslocamentos de uma Estrutura



## Projeto de Fundações

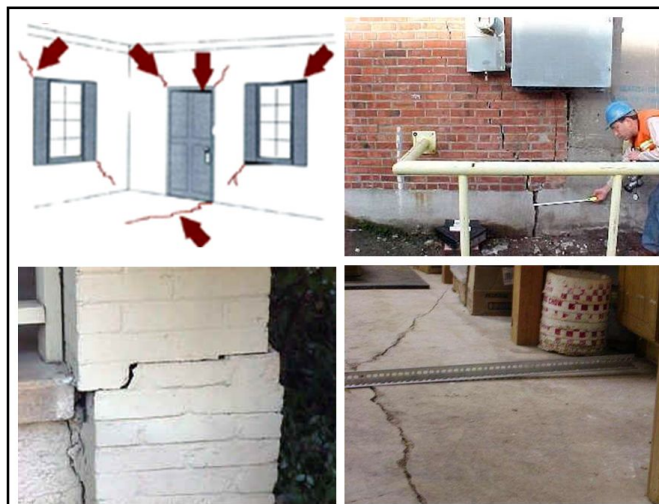
### Estado Limite de Utilização: Danos nas Edificações

- Os movimentos das fundações podem afetar a aparência visual, a função, a utilização e a estabilidade estrutural de uma edificação;
- O aparecimento de fissuras é um indício de que algo está acontecendo, embora nem sempre decorram de deslocamentos nas fundações.



## Projeto de Fundações

### Estado Limite de Utilização: Danos nas Edificações



## Projeto de Fundações

### Estado Limite de Utilização: Danos nas Edificações



## Projeto de Fundações

### Estado Limite de Utilização: Danos nas Edificações

Abertura da fissura (mm)	Intensidade dos danos			Efeito na estrutura e uso do edifício
	Residencial	Comercial ou público	Industrial	
< 0,1	Insignificante	Insignificante	Insignificante	Nenhum
0,1 a 0,3	Muito leve	Muito leve	Insignificante	Nenhum
0,3 a 1	Leve	Leve	Muito leve	Apenas estética. Deterioração acelerada do aspecto externo.
1 a 2	Leve a moderada	Leve a moderada	Muito leve	
2 a 5	Moderada	Moderada	Leve	Utilização do edifício será afetada e, no limite superior, a estabilidade pode, também, estar em risco
5 a 15	Moderada a severa	Moderada a severa	Moderada	
15 a 25	Severa a muito severa	Severa a muito severa	Moderada a severa	
> 25	Muito severa a perigosa	Severa a perigosa	Severa a perigosa	Cresce o risco da estrutura tornar-se perigosa

## Projeto de Fundações

### Estado Limite de Utilização: Danos nas Edificações

Categoria do Dano	Danos Típicos	Largura aproximada da fissura (mm)
	Fissuras capilares com largura menor que 0,1mm são classificadas como desprezíveis.	< 0,1
1	Fissuras finas que podem ser tratadas facilmente durante o acabamento normal.	<1,0
2	Fissuras facilmente preenchidas. Um novo acabamento é, provavelmente, necessário. Externamente, pode haver infiltrações. Portas e janelas podem empenar ligeiramente.	<5,0
3	As fissuras precisam ser tornadas acessíveis e podem ser reparadas por um pedreiro. Fissuras que reabrem podem ser mascaradas por um revestimento adequado. Portas e janelas podem empenar. Tubulações podem quebrar. A estanqueidade é, frequentemente, prejudicada.	5 a 15 ou um número de fissuras (por metro) > 3
4	Trabalho de reparação extensivo envolvendo a substituição de panos de parede, especialmente sobre portas e janelas. Esquadrias de portas e janelas distorcidas; pisos e paredes inclinados visivelmente. Tubulações rompidas.	15 a 25, porém, também, função do número de fissuras.
5	Essa categoria requer um serviço de reparação mais importante, envolvendo reconstrução parcial ou completa. Vigas perdem suporte; paredes inclinam perigosamente e exigem escoramento. Janelas quebram com distorção. Perigo de instabilidade.	Usualmente > 25, porém, também, função do número de fissuras.

## Projeto de Fundações

### Estado Limite de Utilização: Recalques Admissíveis

Distorções angulares limites para edifícios estruturados e paredes portantes armadas:

	Skempton e MacDonald (1956)	Meyerhof (1956)	Polshin e Tokar (1957)	Bjerrum (1963)
Danos estruturais	1/150	1/250	1/200	1/150
Fissuras em paredes e divisórias	1/300 (porém, recomendado 1/500)	1/500	1/500 (0,7/1000 a 1/1000 em painéis extremos)	1/500

## Projeto de Fundações

### Estado Limite de Utilização: Recalques Admissíveis

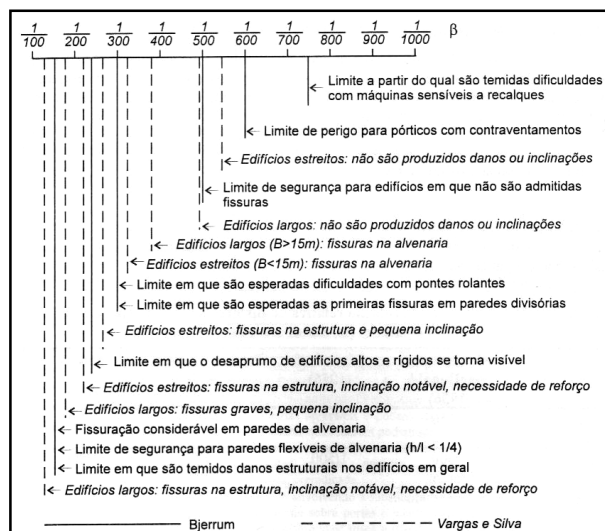
Valores limites para  $\Delta/L$  para a ocorrência de fissuras visíveis em paredes portantes não armadas:

Configuração	Meyerhof (1956)	Polshin e Tokar (1957)	Burland e Wroth (1975)
Côncava para cima	1/2500	L/H < 3: 1/3500 a 1/2500 L/H < 5: 1/2000 a 1/1500	L/H = 1: 1/2500 L/H = 5: 1/1250
Convexa para cima	-	-	L/H = 1: 1/5000 L/H = 5: 1/2500

## Projeto de Fundações

### Estado Limite de Utilização: Recalques Admissíveis

Distorções  
angulares e danos  
associados:



## Projeto de Fundações

---

### ■ Estado Limite de Utilização: Recalques Admissíveis

#### ■ Recalques Totais Limites: difícil fixação

Recomendações gerais:

#### ■ Areias:

Sapatas isoladas – 25 mm

Radiers – 50 mm

#### ■ Argilas:

Sapatas isoladas – 65 mm

Radiers – 65 a 100 mm

## Projeto de Fundações

---

### ■ Critérios para escolha do melhor tipo de Fundação

#### ■ Viabilidade Técnica:

Natureza e Grandeza dos Carregamentos

Características do Terreno

Natureza do Subsolo

Estudo do Entorno

Prática Local

#### ■ Viabilidade econômica:

Estudo Comparativo

## Projeto de Fundações

---

### ▣ Sistemas de Fundações: Possibilidades de Aplicação

#### ▣ Fundações Superficiais (sapatas, blocos, radiers etc.)

Pode ser utilizada para qualquer nível de carregamento;

50 a 70% da área disponível;

**Vantagens:** execução sem equipamentos especiais, permite acesso à camada de apoio;

**Desvantagens:** problemas com NA, escavações estáveis, elementos na divisa, inadequadas em solos compreensíveis;

**Impossibilidade de uso:** aterros sem compactação, argilas orgânicas, solos colapsíveis.

## Projeto de Fundações

---

### ▣ Sistemas de Fundações: Possibilidades de Aplicação

#### ▣ Tubulões

Pode ser utilizada para qualquer nível de carregamento;

**Vantagens:** execução sem equipamentos especiais, permite acesso à camada de apoio;

**Desvantagens:** problemas com NA, escavações estáveis, elementos na divisa, inadequadas em solos compreensíveis, descida de operários;

**Impossibilidade de uso:** aterros sem compactação, argilas orgânicas, solos colapsíveis.

## Projeto de Fundações

### ■ Sistemas de Fundações: Possibilidades de Aplicação

#### ■ Estacas

São utilizadas para qualquer nível de carregamento;

O tipo de estaca a ser adotado depende de uma série de fatores;

Necessidade de um estudo comparativo;

Ver quadros a seguir.

## Projeto de Fundações

### ■ Sistemas de Fundações: Possibilidades de Aplicação

Comparativo das características de estacas pré-fabricadas		
Indicação	Prós	Contras
Madeira <ul style="list-style-type: none"><li>■ Execução de obras provisórias, principalmente em pontes e obras marítimas</li><li>■ Indicadas em locais onde serão submersas e estarão sujeitas a uma carga que varia de 10 a 30 t</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>■ Leves, de fácil transporte</li><li>■ A carga admissível depende do diâmetro da seção média da estaca e do tipo de madeira empregada</li><li>■ Custo acessível</li><li>■ Disponibilidade no mercado</li><li>■ São usualmente utilizadas funcionando por atrito lateral, mas trabalham também por resistência de ponta</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>■ Devem ficar totalmente abaixo do nível d'água, pois quando em contato com a água apresentam tendência ao apodrecimento</li><li>■ Durabilidade</li><li>■ Para penetrarem camadas mais resistentes, as pontas devem estar munidas de uma ponteira de aço</li><li>■ Quando o comprimento da estaca não alcança a profundidade desejada, são feitas emendas por sambladura, talas de junção ou anel metálico</li></ul>
Metálicas <ul style="list-style-type: none"><li>■ Justifica-se quando há esforços de tração, por exemplo, obras portuárias; em água, podem ser utilizadas em serviços provisórios</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>■ Fácil cravação e baixa vibração</li><li>■ Podem ser cravadas em quase todos os tipos de terreno</li><li>■ Têm boa resistência à compressão e também resistem bem à tração</li><li>■ Facilidade de corte e de emenda</li><li>■ Podem atingir grandes capacidades de carga</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>■ Custo maior em relação às estacas pré-moldadas de concreto Strauss e Franki</li><li>■ Necessitam de cuidados sobre corrosão</li></ul>
Concreto <ul style="list-style-type: none"><li>■ Obras de pequeno a médio porte</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>■ Versáteis, apresentam várias seções: quadradas, circulares, circulares centrifugadas, duplo "T"</li><li>■ Podem ser cravadas abaixo do nível d'água</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>■ Comprimento de cravação real pode diferir do previsto pela sondagem, levando à necessidade de emendas ou de corte</li><li>■ Processo de cravação com alto nível de vibração</li><li>■ As estacas não atravessam camadas muito resistentes de solo e não resistem a esforços de tração e flexão</li><li>■ Limitações de comprimento</li></ul>

Fontes: Poli/USP e "Fundações Teoria e Prática", Editora PINI.

## Projeto de Fundações

### ■ Sistemas de Fundações: Possibilidades de Aplicação

	BROCA APILOADA	STRAUSS	TRADO ESPIRAL	PRE- MOLDADA VIBRADA	PRE- MOLDADA CENTRIFUG.	FRANKI	TUBULÃO A CÉU ABERTO	HELICE CONTINUA	ESTACÃO	BARRETE (ESTACA DIAPHRAGMA)	RAIZ (ESTACA INJETADA)
DIÂMETRO (M)	0,20 a 0,30	0,25 a 0,45	0,25 a 0,50	0,15 a 0,27 (seg. quad.)	0,20 a 0,70	0,30 a 0,60	≥ 0,70	0,40 a 1,00	0,60 a 2,00	Retangular	0,10 a 0,4
CARGA (TF)	8 a 12	20 a 100	25 a 80	30 a 110	30 a 330	40 a 230	200 a 1.500	40 a 400	150 a 1.300		10 a 130
COMPRIM.	Até 6 m		6 a 30 m	Pré-definido	Até 30 m			Até 25 m	Até 60 m		Inclinada
TECNOLOGIA	Acessível	Acessível	Trado mecânico	Bate-estacas (a percussão, por pilão de queda livre ou por martelos diesel)	Equipam. Pesado	Acessível	Solidificada	Lama bentonítica "Cabeça hidráulica"	Lama bentonítica "clamshell"	Equip. especial Ar comprimido	
CUSTO	Baixo	Baixo				Baixo					
NA PRESENÇA DE LENÇOL	Não	Não	Não	Sim	Sim	Não	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim
BARULHO/ VIBRAÇÕES	Não	Não	Não	Sim	Sim	Não	Não	Não	Não	Não	Não
OUTROS ASPECTOS POSITIVOS		Flexibilidade de mobilidade, pé-direito, divisa	Rapidez Mobilidade	Qualidade Rapidez Controle pela "nega"	Grandes profundidade Qualidade	Elevada capacidade Não armado	Rapidez Qualidade terreno	Elevada capacidade Rapidez Grandes profundidades	Porte eq. (b=3,0m) Tração e compressão		
OUTROS ASPECTOS NEGATIVOS	Nível confiabilidade	Dificuldade de controle	Acesso equip. Solos coesivos	Transporte Cota arrasamento Necessidade emenda ou corte	Obra de porte mínimo	Solos coesivos Segurança durante execução	Obra de porte mínimo Terreno plano	Sujeira canteiro Solos arenosos e rocha mole Concretagem submersa	Consumo d água Cota arrasamento		

## Projeto de Fundações

### ■ Regras Práticas em Função do Tipo de Subsolo

■ **Terreno com resistência crescente com a profundidade:** Não descarta nenhuma possibilidade.

■ **Camada superficial de solo pouco resistente:** Elimina a possibilidade de fundações superficiais.

■ **Camada superficial de aterro não compactado:** Elimina a possibilidade de fundações superficiais

■ **Camada intermediária de solo pouco resistente:** Deve-se usar fundações profundas

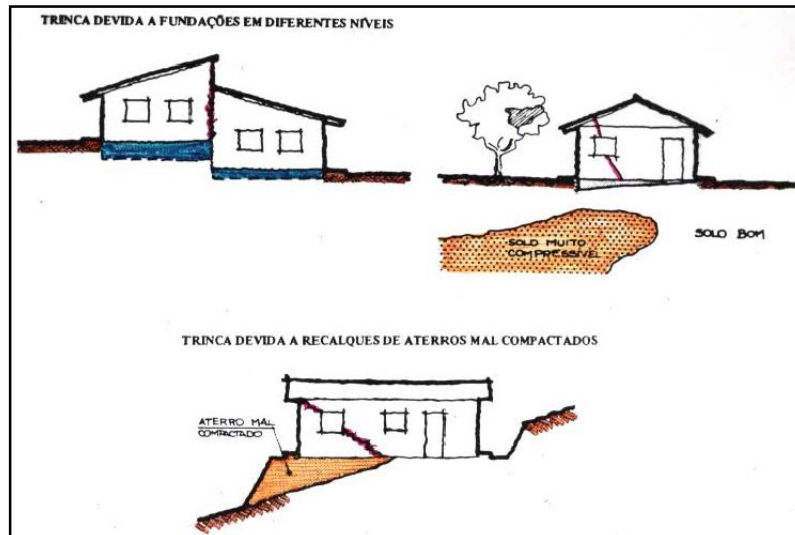
■ **Lençol freático superficial:** Torna as fundações superficiais pouco competitivas economicamente

■ **Terrenos com matações:** Dificuldades para a execução da maioria das estacas; Tubulões são indicados

■ **Terrenos arenosos:** Problemas com desmoronamentos.

## Projeto de Fundações

### ⚡ Exemplo de Fundações Inadequadas



## Projeto de Fundações

### ⚡ Regras Práticas em Função do Tipo de Subsolo

#### ⚡ Pequenas Edificações (casas térreas e sobrados)

Cargas Baixas;

Fundações superficiais: alicerce, blocos, sapatas e radiers;

Fundações profundas: estacas broca, Strauss. Pré-moldadas.

#### ⚡ Edifícios Baixos

Cargas Médias;

Fundações superficiais: sapatas e radiers;

Fundações profundas: estacas broca, Strauss. Pré-moldadas.

## Projeto de Fundações

---

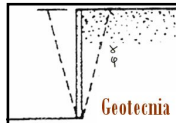
### ▣ Regras Práticas em Função do Tipo de Subsolo

#### ▣ Edifícios Altos

Cargas Elevadas;

Fundações superficiais: sapatas e radiers;

Fundações profundas: tubulões, estacões escavados, cravadas de concreto e aço.



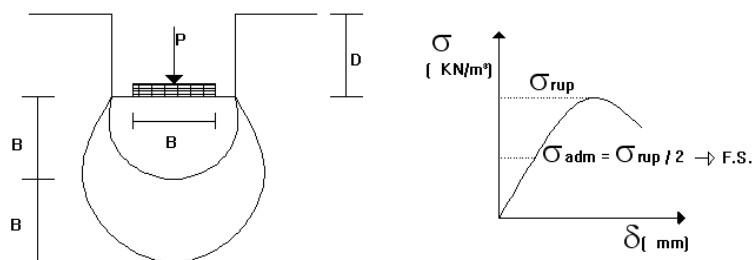
## ***Fundações Superficiais*** ***Capacidade de Carga***

Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

### Tensão Admissível do Solo

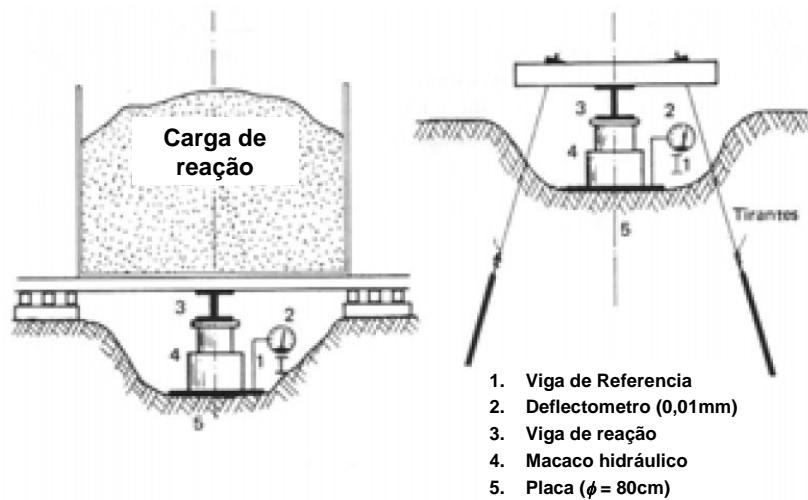
#### ■ Prova de Carga sobre o Terreno (NBR 6489/84)



- Ocorrendo ruptura típica:  $\sigma_{adm} = \sigma_{rup}/2$
- Não alcançando a ruptura do solo:  $\sigma_{adm} = \sigma_{máx}/2$
- Não ocorrendo ruptura:  $\sigma_{adm} = \sigma_{25\text{mm}}/2$

## Tensão Admissível do Solo

### ■ Prova de Carga em placa



## Tensão Admissível do Solo

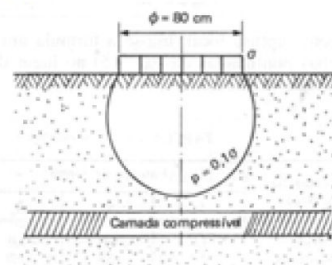
### ■ Prova de Carga em placa

**Para solos com ruptura geral  
(areias compactas e argilas rijas):**

$$q_{adm} = \frac{q_{rup}}{2}$$

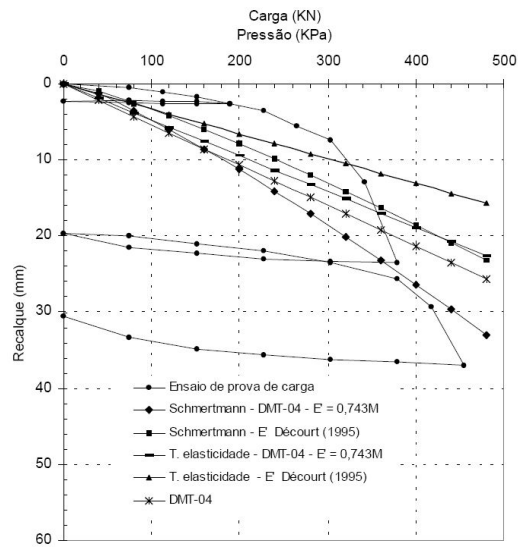
**Para solos com ruptura local  
(areias fofas e argilas moles):**

$$q_{adm} \leq \begin{cases} q_{25mm}/2 \\ q_{10mm} \end{cases}$$



## Tensão Admissível do Solo

### ■ Prova de Carga em placa



## Tensão Admissível do Solo

### ■ Prova de Carga em placa



## Tensão Admissível do Solo

### ■ Prova de Carga em placa



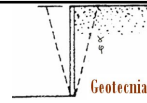
## Tensão Admissível do Solo

### ■ Prova de Carga em placa



## Tensão Admissível do Solo

### ■ Prova de Carga em placa



## Tensão Admissível do Solo

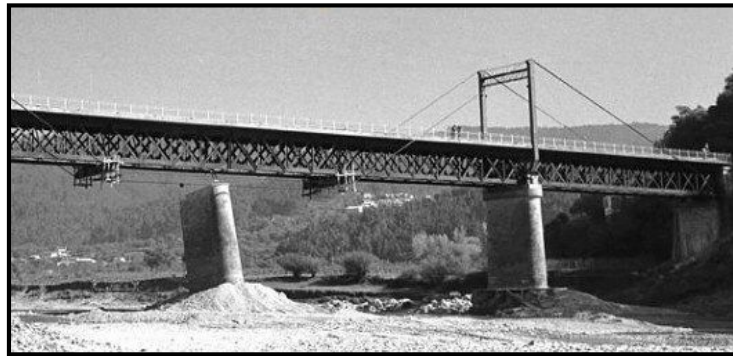
### ■ Prova de Carga em placa



## Tensão Admissível do Solo

### ▣ Tipo de Ruptura do Solo

- ▣ Ruptura Generalizada
- ▣ Ruptura Localizada
- ▣ Ruptura por Puncionamento

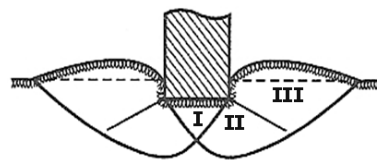


## Tensão Admissível do Solo

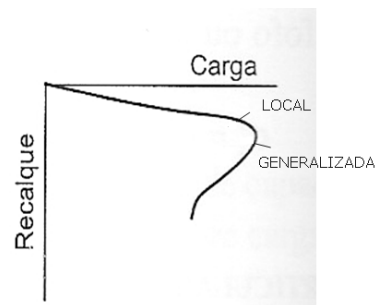
### ▣ Tipo de Ruptura do Solo

- ▣ Ruptura Generalizada

Padrão bem definido de ruptura, podendo ser súbita e catastrófica (areias densas e argilas rijas e duras).



a) Ruptura geral



I – Estado de Empuxo Ativo

II – Zona de Deformação Radial

III – Estado de Empuxo Passivo

## Tensão Admissível do Solo

### ▣ Tipo de Ruptura do Solo

#### ▣ Ruptura Generalizada

Padrão bem definido de ruptura, podendo ser súbita e catastrófica (areias densas e argilas rijas e duras).

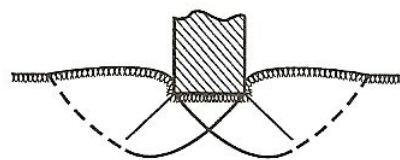


## Tensão Admissível do Solo

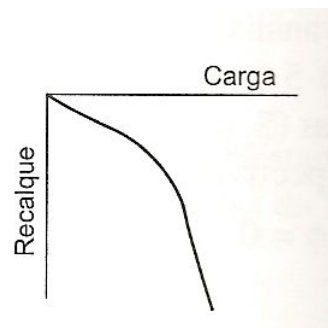
### ▣ Tipo de Ruptura do Solo

#### ▣ Ruptura Localizada

Ruptura definida somente abaixo da fundação. Não há colapso catastrófico (areias medianamente compacta e argilas medianamente rijas).



b) Ruptura local

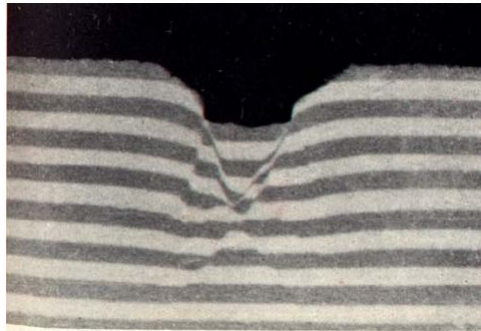


## Tensão Admissível do Solo

### ■ Tipo de Ruptura do Solo

#### ■ Ruptura Localizada

Ruptura definida somente abaixo da fundação. Não há colapso catastrófico (areias medianamente compacta e argilas medianamente rijas).

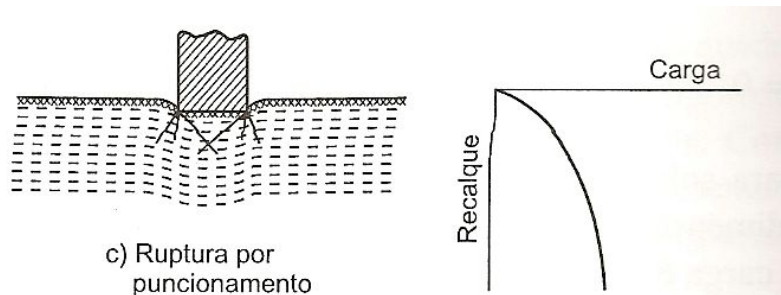


## Tensão Admissível do Solo

### ■ Tipo de Ruptura do Solo

#### ■ Ruptura por Puncionamento

Solo ao lado da área carregada não é praticamente envolvido. Não há colapso visível (areias fofas e argilas moles). Ruptura comum a grandes profundidades



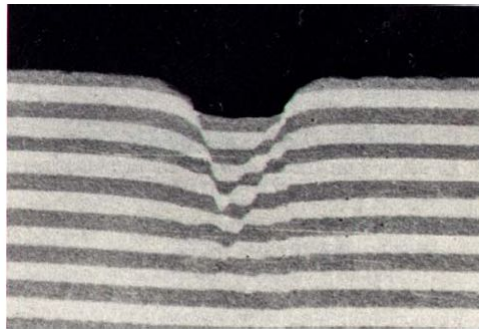
c) Ruptura por puncionamento

## Tensão Admissível do Solo

### ■ Tipo de Ruptura do Solo

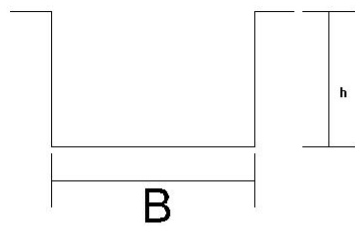
#### ■ Ruptura por Puncionamento

Solo ao lado da área carregada não é praticamente envolvido. Não há colapso visível (areias fofas e argilas moles). Ruptura comum a grandes profundidades



## Tensão Admissível do Solo

### ■ Capacidade de carga de fundações superficiais



#### Tipos de Ruptura em areias (Vésic 1975).

Sendo:

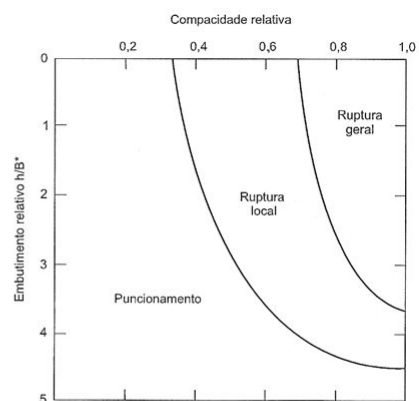
B = largura da fundação

L = comprimento da fundação

$B^* = B$  (sapata quadrada ou circular)

$B^* = (2 \cdot B \cdot L) / (B + L)$  (sapata retangular)

D = profundidade de assentamento da fundação



## Tensão Admissível do Solo

### ▣ Métodos de Cálculo

1. Método dos Elementos Finitos
2. Equilíbrio Limite

→ EQUILÍBRIO LIMITE

- Solução aproximada: superfície de ruptura previamente estabelecida (plana, circular, espiral logarítmica).
- Solução de problemas da isostática.
- Solo idealizado como material rígido plástico.

→ TEORIA CLÁSSICA DE CAPACIDADE DE SUPORTE DE TERZAGHI (1943)

A – Fundação Corrida:

$$\sigma_{rup} = \overset{\substack{\uparrow \\ \text{COESÃO}}}{C} N_c + \overset{\substack{\uparrow \\ \text{SOBRECARGA}}}{\gamma D} N_q + \overset{\substack{\uparrow \\ \text{ATRITO}}}{\frac{1}{2} \gamma B} N_\gamma$$

$N_c$ ;  $N_q$ ;  $N_\gamma$  → Fatores de Capacidade de Carga

## Tensão Admissível do Solo

### ▣ Métodos de Cálculo

#### OBSERVAÇÕES

- $\sigma_{rup}$  aumenta com o embutimento.
- $\sigma_{rup}$  aumenta com o valor de B.
- $\sigma_{rup}$  fortemente influenciado pelo valor de  $\phi$ .

$$N_q = \left[ e^{\left[ \frac{3}{4} \pi - \frac{\phi}{2} \right] \times \text{tg } \phi} \right]^2 / \left[ 2 \cos^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

$$N_c = \cot \phi \times (N_q - 1) \quad N_\gamma \cong 2(N_q + 1) \text{tg } \phi$$

## Tensão Admissível do Solo

### ■ Métodos de Cálculo

**TABELA DOS FATORES DE CAPACIDADE DE CARGA**

$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\varphi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5,14	1,00	0,00	28	25,80	14,72	16,72
5	6,49	1,57	0,45	29	27,86	16,44	19,34
10	8,35	2,47	1,22	30	30,14	18,40	22,40
15	10,98	3,94	2,65	31	32,67	20,63	25,99
16	11,63	4,34	3,06	32	35,49	23,18	30,22
17	12,34	4,77	3,53	33	38,64	26,09	35,19
18	13,10	5,26	4,07	34	42,16	29,44	41,06
19	13,93	5,80	4,68	35	46,12	33,30	48,03
20	14,83	6,40	5,39	36	50,59	37,75	56,31
21	15,82	7,07	6,20	37	55,63	42,92	66,19
22	16,88	7,82	7,13	38	61,35	48,93	78,03
23	18,05	8,66	8,20	39	67,87	55,96	92,25
24	19,32	9,60	9,44	40	75,31	64,20	109,41
25	20,72	10,66	10,88	41	83,86	73,90	130,22
26	22,25	11,85	12,54	42	93,71	85,38	155,55
27	23,94	13,20	14,47	43	105,11	99,02	186,54
				44	118,37	115,31	224,64
				45	133,88	134,88	271,76

## Tensão Admissível do Solo

### ■ Métodos de Cálculo

#### GEOMETRIA DE FUNDAÇÃO

FUNDAÇÕES RETANGULARES:

$$Nc_{ret} = Nc \times \left( 1 + 0,2 \times \left( \frac{B}{L} \right) \right)$$

$$N\gamma_{ret} = N\gamma \times \left( 1 - 0,2 \times \left( \frac{B}{L} \right) \right)$$

$$Nq_{ret} = Nq$$

FUNDAÇÕES CIRCULARES:

$$Nc_{cir} = 1,3 \times Nc$$

$$N\gamma_{cir} = 0,6 \times N\gamma$$

$$Nq_{cir} = Nq$$

## Tensão Admissível do Solo

---

### ▣ Métodos de Cálculo

#### LENÇOL FREÁTICO

PROFUNDO:

$$\sigma_{rup} = C' \times Nc + P \times (Nq - 1) + \frac{1}{2} \times B \times \gamma \times N\gamma + P$$

SUPERFICIAL:

$$\sigma_{rup} = C' \times Nc + P' \times (Nq - 1) + \frac{1}{2} \times B \times \gamma' \times N\gamma + P$$

$$\gamma' = \gamma_{sub}$$

## Tensão Admissível do Solo

---

### ▣ Métodos de Cálculo

#### SOLOS GRANULARES

→  $C = 0$

$$\sigma_{rup} = P' \times (Nq - 1) + \frac{1}{2} \times B \times \gamma' \times N\gamma + P$$

→ Equação extremamente sensível ao valor de  $\phi$ .

## Tensão Admissível do Solo

### II Métodos de Cálculo

#### SOLOS ARGILOSOS SATURADOS ( $\phi = 0$ )

$$\sigma_{rup} = C \times Nc + \gamma \times D$$

$$C = Su$$

$$\gamma \times D = P$$

$$\sigma_{rup} = Su \times Nc + \gamma \times D$$

ou

$$\sigma_{rup} = 5,7 \times Su + \gamma \times D$$

↑  
TERZAGHI

## Tensão Admissível do Solo

### II Métodos de Cálculo

#### FATORES DE SEGURANÇA GLOBAIS (Vésic, 1975)

ESTRUTURA	CARACTERÍSTICA	INVESTIGAÇÃO	
		AMPLA	LIMITADA
Pontes ferroviárias; depósitos; obras hidráulicas; muros de arrimo e silos.	Carga máxima pode ocorrer com frequência. Ruptura desastrosa.	3,0	4,0
Pontes rodoviárias; prédios industriais e públicos de pequeno porte.	Carga máxima ocorre ocasionalmente. Ruptura de consequências sérias.	2,5	3,5
Edifícios de apartamentos e de escritórios.	Carga máxima com pouca possibilidade de ocorrer.	2,0	3,0

NORMA BRASILEIRA: FS = 3 (GLOBAL) PARA CAPACIDADE DE CARGA OBTIDA ANALITICAMENTE.

## Tensão Admissível do Solo

### II Métodos de Cálculo

#### COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARCIAIS

→ Aplicados sobre os parâmetros de resistência do solo.

PARÂMETRO	FORMA DE OBTENÇÃO		
	"IN SITU" (*)	LABORATÓRIO	CORRELAÇÕES (*)
COESÃO (C)	1,4	1,5	1,6
TANGENTE DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO (Φ)	1,2	1,3	1,4

(\*) Ensaio CPT, Vane, Pressiômetro

(\*\*) SPT

## Tensão Admissível do Solo

### II Métodos de Cálculo

#### FÓRMULA GENERALIZADA

ENFOQUE MODERNO - HANSEN, 1970

$$\sigma_{rup} = (S_c \times i_c \times d_c \times g_c \times C \times N_c) + (S_q \times i_q \times d_q \times g_q \times \gamma \times D \times N_q) + (S_\gamma \times i_\gamma \times d_\gamma \times g_\gamma \times \frac{B}{2} \times \gamma \times N_\gamma)$$

*bc*                      *bq*                      *bγ*

ONDE:

- S = fatores de forma da fundação
- i = fatores de inclinação do carregamento
- d = fatores de profundidade da fundação
- b = fatores de inclinação da fundação
- g = fatores de inclinação do terreno

## Tensão Admissível do Solo

### II Métodos de Cálculo

#### FATORES DE FORMA (S)

FORMA DA BASE	S <sub>c</sub>	S <sub>q</sub>	S <sub>γ</sub>
CONTÍNUA	1,0	1,0	1,0
RETANGULAR	$1 + (B / L) \times (N_q / N_c)$	$1 + (B / L) \times \text{tg } f$	$1 - 0,4 \times (B / L)$
CIRCULAR E QUADRADA	$1 + (N_q / N_c)$	$1 + \text{tg } f$	0,60

(DE BEER, 1967)

## Tensão Admissível do Solo

### II Métodos de Cálculo

#### FATORES DE PROFUNDIDADE (d)

##### **D ≤ B**

$$dq = 1 + \{2 \cdot \text{tg } \phi \cdot (1 - \text{sen } \phi)^2\} \cdot (D/B)$$

$$dc = dq - \{(1 - dq) / N_c \cdot \text{tg } \phi\}$$

$$d_\gamma = 1,0$$

##### **D > B**

$$dq = 1 + \{2 \cdot \text{tg } \phi (1 - \text{sen } \phi)^2\} \cdot \text{arctg } (D/B)$$

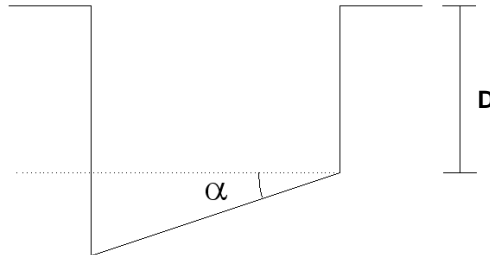
$$dc = dq - \{(1 - dq) / (N_c \cdot \text{tg } \phi)\}$$

$$d_\gamma = 1,0$$

## Tensão Admissível do Solo

### ▣ Métodos de Cálculo

#### FATORES DE INCLINAÇÃO DA BASE (b)



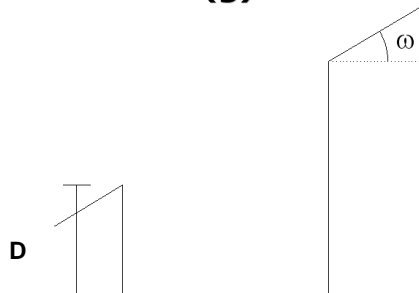
$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi)^2$$

$$b_c = b_q - [(1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$$

## Tensão Admissível do Solo

### ▣ Métodos de Cálculo

#### FATORES DE INCLINAÇÃO DO TERRENO (g)



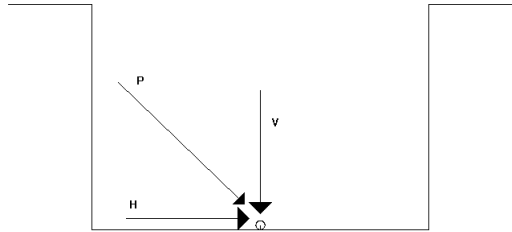
$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2$$

$$G_c = g_q - [(1 - g_q) / (N_c \cdot \tan \phi)]$$

## Tensão Admissível do Solo

### ▣ Métodos de Cálculo

#### **FATORES DE INCLINAÇÃO DA CARGA (i)**



$$i_q = [1 - \{(H) / (V + A \cdot C \cdot \cotg \phi)\}]^m$$

$$i_c = i_q - [(1 - i_q) / (N_c \cdot \tg \phi)]$$

$$i_g = [(1 - (H)) / (V + A \cdot C \cdot \cotg \phi)]^{m+1}$$

## Tensão Admissível do Solo

### ▣ Métodos de Cálculo

#### **MÉTODO DE BRINCH-HANSEN (1961)**

$$N_q = \tg^2 \cdot (45 + \phi/2) \cdot e^{\sigma \tg \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg \phi$$

$$N_\gamma = 1,8 \cdot (N_q + 1) \cdot \tg \phi$$

## Tensão Admissível do Solo

---

### ▣ Métodos de Cálculo

#### ▣ Fórmulas Empíricas baseada no SPT

$$q_{adm} = \frac{N(SPT)_{médio}}{0,05} \left[ \text{kN/m}^2 \right]$$

## Tensão Admissível do Solo

---

### ▣ Métodos de Cálculo

#### **SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO**

$$H_{\text{máx}} < (V \cdot \text{Tg } \phi_B + A \cdot C_B) / \text{F.S. } (> 1,5)$$

$f_B$  = ângulo de atrito solo concreto

$C_B$  = adesão solo concreto

$$\text{tg } \phi_B = \text{tg } \phi \text{ a } 2/3 \text{ tg } \phi$$

$$C_B = 0,5C \text{ a } 0,75C$$

## Tensão Admissível do Solo

### II Informações

#### **PESO ESPECÍFICO DE SOLOS ARENOSOS (GODOY, 1972)**

Nº (golpes)	Compacidade	Peso Específico (kN/m³)		
		Areia Seca	Areia Úmida	Areia Saturada
< 5	Fofa			
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta			
> 40	Muito compacta	18	20	21

## Tensão Admissível do Solo

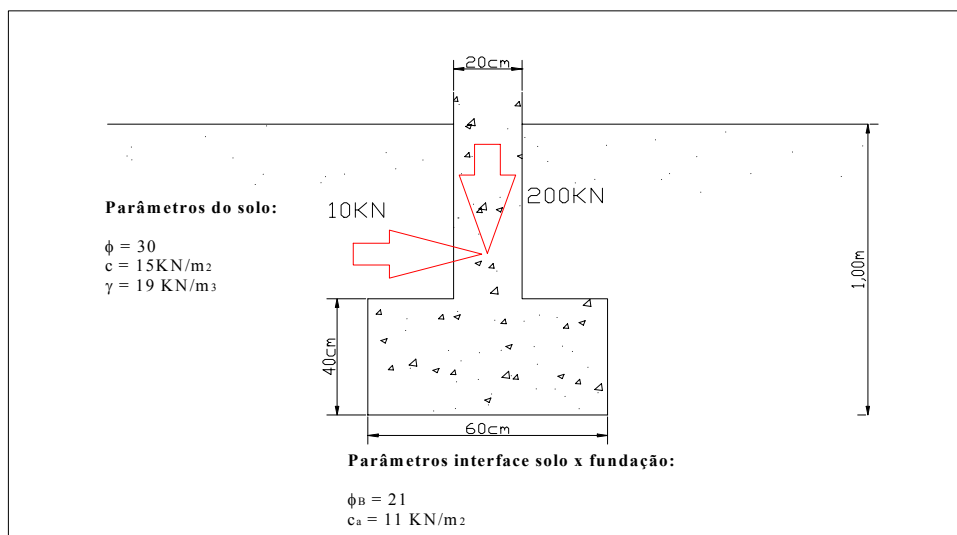
### II Informações

#### **PESO ESPECÍFICO DE SOLOS ARGILOSOS (GODOY, 1972)**

Nº (golpes)	Consistência	Peso Específico (kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

## Exercício 1

Uma pequena estrutura de aço submete uma fundação direta, de formato quadrado e dimensões 60cm x 60cm, a cargas verticais e horizontais segundo apresentado no croqui abaixo. Pede-se verificar a segurança à ruptura usando a teoria generalizada de capacidade de suporte (usar  $F_{sglobal}$ ).



Dados do Problema:

### Cargas:

Vertical:  $V=200\text{kN}$  (carga permanente = 100kN – carga acidental = 100kN)

Horizontal:  $H= 10\text{kN}$  (carga acidental = 10kN)

### Geometria do problema :

$D= 1\text{m}$

$B= L=0,6\text{m}$

### Parâmetros do solo:

$\phi = 30^\circ$

$c = 15\text{kN/m}^2$

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

### Parâmetros interface solo x fundação:

$\phi_B = 21^\circ$

$c_a = 11 \text{ kN/m}^2$

### Fatores de Segurança:

$FS_{\text{global deslizamento}} = 2$

$FS_{\text{global}} = 3$

**Resolução:**

Equação geral a ser aplicada

$$q_{ult} = S_c i_c b_c g_c c N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma N_\gamma$$

**Cálculo dos fatores de capacidade de carga  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$**

(ruptura generalizada)

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2) = e^{\pi \tan 30^\circ} \tan^2(45^\circ + 30^\circ/2) = 18,401 \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_c = \cotg \phi (N_q - 1) = \cotg 30^\circ (18,401 - 1) = 30,140 \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi = 2 (18,401 + 1) \tan 30^\circ = 22,402 \rightarrow \text{Hansen}$$

**Cálculo dos fatores de forma  $S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$**

$$S_c = 1 + (N_q / N_c) = 1 + (18,401 / 30,140) = 1,611$$

$$S_q = 1 + \tan \phi = 1 + \tan 30^\circ = 1,577$$

$$S_\gamma = 0,60$$

**Cálculo dos fatores de inclinação da carga  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$**

**Como a carga é centrada:**

$$B' = B = L' = L = 0,6 \text{ m}$$

$$m = m_L \cos^2 \theta_n + m_B \sin^2 \theta_n$$

onde

$$m_L = (2 + L/B) / (1 + L/B) = 1,5$$

$$m_B = (2 + B/L) / (1 + B/L) = 1,5$$

$$\theta_n = 90^\circ$$

$$m = 1,5$$

$$i_q = [1 - (H)/(V + B' L' c \cotg \phi)]^m = 0,927$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (\tan \phi \cdot N_c) = 0,923$$

$$i_\gamma = [1 - (H)/(V + B' L' c \cotg \phi)]^{m+1} = 0,881$$

---

**Cálculo dos fatores de inclinação da base da fundação  $b_c$ ,  $b_q$  e  $b_\gamma$**

Base não inclinada

$$b_c = 1,00$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_\gamma = 1,00$$

**Cálculo dos fatores de inclinação do terreno  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$**

Terreno não inclinado

$$g_c = 1,00$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_\gamma = 1,00$$

**Cálculo da tensão admissível**

$$q_{ult} = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma N_\gamma$$

$$q_{ult} = 1,611 \times 0,923 \times 1,00 \times 1,00 \times 15,00 \times 30,140 + 1,577 \times 0,927 \times 1,00 \times 1,00 \times 19,00 \times 1,00 \times 18,401 + 0,60 \times 0,881 \times 1,00 \times 1,00 \times (0,60/2) \times 19,00 \times 22,402$$

$$q_{ult} = 672,25 + 511,10 + 67,50 = 1250,85 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = q_{ult} / 3 = 416,95 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{solo} = 200 / (0,60 \times 0,60) = 555,56 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{solo} > q_{adm} \rightarrow \text{Deve-se redimensionar a fundação}$$

**Verificação da Segurança ao Deslizamento:**

$$\phi_B = 21^\circ$$

$$c_b = 11 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{\text{máx}} < (V \tan \phi_{B*} + A' C_b) / (F_{\text{Sdeslizamento}}) = (100 \times 0,384 + 0,60 \times 0,60 \times 11) / 2 = 21,17 \text{ kN}$$

$$H_{\text{máx}} < 21,17 \text{ kN}$$

$$H_{\text{máx}} < 21,17 \text{ kN} > H = 10 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

**Redimensionamento da Fundação:**

Como  $q_{\text{solo}} > q_{\text{adm}}$  deve-se aumentar as dimensões da sapata para **0,70x0,70m** e com isso, com os demais dados iguais, verificar novamente a segurança à ruptura.

$$q_{\text{ult}} = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma N_\gamma$$

**Cálculo dos fatores de capacidade de carga  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  (iguais aos já calculados anteriormente)**

(ruptura generalizada)

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2) = e^{\pi \tan 30^\circ} \tan^2(45^\circ + 30^\circ/2) = 18,401 \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_c = \cot \phi (N_q - 1) = \cot 30^\circ (18,384 - 1) = 30,140 \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi = 2 (18,384 + 1) \tan 30^\circ = 22,402 \rightarrow \text{Hansen}$$

**Cálculo dos fatores de forma  $S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$  (iguais aos já calculados anteriormente)**

$$S_c = 1 + (N_q / N_c) = 1 + (18,384 / 30,110) = 1,611$$

$$S_q = 1 + \tan \phi = 1 + \tan 30^\circ = 1,577$$

$$S_\gamma = 0,60$$

**Cálculo dos fatores de inclinação da carga  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$** 

Como a carga é centrada:

$$B' = B = L' = L = 0,7 \text{ m}$$

$$m = m_L \cos^2 \theta_n + m_B \sin^2 \theta_n$$

onde

$$m_L = (2 + L/B) / (1 + L/B) = 1,5$$

$$m_B = (2 + B/L) / (1 + B/L) = 1,5$$

$$\theta_n = 90^\circ$$

$$m = 1,5$$

$$i_q = [1 - (H)/(V + B' L' c \cot \phi)]^m = 0,930$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (\tan \phi \cdot N_c) = 0,926$$

$$i_\gamma = [1 - (H)/(V + B' L' c \cot \phi)]^{m+1} = 0,887$$

---

**Cálculo dos fatores de inclinação da base da fundação  $b_c$ ,  $b_q$  e  $b_\gamma$**

Base não inclinada

$$b_c = 1,00$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_\gamma = 1,00$$

**Cálculo dos fatores de inclinação do terreno  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$**

Terreno não inclinado

$$g_c = 1,00$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_\gamma = 1,00$$

**Cálculo da tensão admissível**

$$q_{ult} = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma N_\gamma$$

$$q_{ult} = 1,611 \times 0,926 \times 1,00 \times 1,00 \times 15,00 \times 30,140 + 1,577 \times 0,930 \times 1,00 \times 1,00 \times 19,00 \times 1,00 \times 18,401 + 0,60 \times 0,887 \times 1,00 \times 1,00 \times (0,70/2) \times 19,00 \times 22,402$$

$$q_{ult} = 674,44 + 512,75 + 79,28 = 1266,47 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = q_{ult} / 3 = 422,16 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{solo} = 200 / (0,70 \times 0,70) = 408,16 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{solo} < q_{adm} \rightarrow \text{OK!}$$

**Verificação da Segurança ao Deslizamento:**

$$\phi_B = 21^\circ$$

$$c_b = 11 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{\text{máx}} < (V_t g \phi_{B^*} + A' C_b) / (F_{\text{Sdeslizamento}}) = (100 \times 0,384 + 0,70 \times 0,70 \times 11) / 2 = 21,89 \text{ kN}$$

$$H_{\text{máx}} < 21,89 \text{ kN}$$

$$H_{\text{máx}} < 21,89 \text{ kN} > H = 10 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

---

**Cálculo da capacidade de suporte considerando-se ruptura por punçãoamento:**

**Parâmetros do solo:**

$$\phi = 30^\circ$$

$$c = 15 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

**Parâmetros reduzidos do solo:**

$$\phi = \arctg((2/3)\text{tg } \phi) = 21,05^\circ$$

$$c = (2/3) \times 15 = 10 \text{ kN/m}^2$$

Equação Geral Utilizada

$$q_{ult} = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma N_\gamma$$

**Cálculo dos fatores de capacidade de carga  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$**

(ruptura por punçãoamento)

$$N_q = e^{\pi \text{tg } \phi} \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = e^{\pi \text{tg } 21,1^\circ} \text{tg}^2(45^\circ + 21,05^\circ/2) = 7,11 \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_c = \cotg \phi (N_q - 1) = \cotg 21,05^\circ (7,12 - 1) = 15,87 \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) * \text{tg } \phi = 2 (7,12 + 1) * \text{tg } 21,05^\circ = 6,24 \rightarrow \text{Vesic}$$

**Cálculo dos fatores de forma  $S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$**

$$S_c = 1 + (N_q / N_c) = 1 + (7,11 / 15,87) = 1,45$$

$$S_q = 1 + \text{tg } \phi = 1 + \text{tg } 21,05^\circ = 1,38$$

$$S_\gamma = 0,60$$

**Cálculo dos fatores de inclinação da carga  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$**

**Como a carga é centrada:**

$$B' = B = L' = L = 0,70 \text{ m}$$

$$m = m_L \cdot \cos^2 \theta_n + m_B \cdot \sin^2 \theta_n$$

onde

$$m_L = (2 + L/B) / (1 + L/B) = 1,5$$

$$m_B = (2 + B/L) / (1 + B/L) = 1,5$$

$$\theta_n = 90^\circ$$

---

$$m = 1,5$$

$$i_q = [1 - (H)/(V + B' L' c \cot \phi)]^m = 0,928$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(\tan \phi \cdot N_c) = 0,916$$

$$i_\gamma = [(1 - (H)/(V + B' L' c \cot \phi))^{m+1}] = 0,883$$

### **Cálculo dos fatores de inclinação da base da fundação $b_c$ , $b_q$ e $b_\gamma$**

Base não inclinada

$$b_c = 1,00 \quad b_q = 1,00 \quad b_\gamma = 1,00$$

### **Cálculo dos fatores de inclinação do terreno $g_c$ , $g_q$ e $g_\gamma$**

Terreno não inclinado

$$g_c = 1,00 \quad g_q = 1,00 \quad g_\gamma = 1,00$$

### **Cálculo da tensão admissível**

$$q_{ult} = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B/2 \gamma N_\gamma$$

$$q_{ult} = 1,45 \times 0,916 \times 1,00 \times 1,00 \times 10,00 \times 15,87 + 1,38 \times 0,928 \times 1,00 \times 1,00 \times 19,00 \times 1,00 \times 7,11 + 0,60 \times 0,883 \times 1,00 \times 1,00 \times (0,70/2) \times 19,00 \times 6,24$$

$$q_{ult} = 210,79 + 173,00 + 21,98 = 405,77 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = q_{ult}/3 = 135,26 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{solo} = 200/(0,70 \times 0,70) = 408,16 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{solo} > q_{adm} \rightarrow \text{Deve-se redimensionar a fundação}$$

### **Verificação da Segurança ao Deslizamento:**

$$\phi_B = 21^\circ$$

$$c_b = 11 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{m\acute{a}x} < (V \tan \phi_B + A' C_b)/(F s_{\text{deslizamento}}) = (100 \times 0,384 + 0,70 \times 0,70 \times 11) / 2 = 21,89 \text{ kN}$$

$$H_{m\acute{a}x} < 21,89 \text{ kN}$$

$$H_{m\acute{a}x} < 21,89 \text{ kN} > H = 10 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

---

### **Redimensionamento da Fundação:**

Como  $q_{\text{solo}} > q_{\text{adm}}$  deve-se aumentar as dimensões da sapata para **1,20x1,20** e com isso, com os demais dados iguais, verificar novamente a segurança à ruptura por punção da fundação.

#### **Parâmetros do solo:**

$$\begin{aligned}\phi &= 30^\circ \\ c &= 15 \text{ kN/m}^2 \\ \gamma &= 19 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

#### **Parâmetros reduzidos do solo:**

$$\begin{aligned}\phi' &= \arctg((2/3)\text{tg } \phi) = 21,05^\circ \\ c' &= (2/3) \times 15 = 10 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Equação Geral Utilizada

$$q_{\text{ult}} = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B/2 \gamma N_\gamma$$

### **Cálculo dos fatores de capacidade de carga $N_c$ , $N_q$ e $N_\gamma$**

(ruptura por punção)

$$N_q = e^{\pi \text{tg } \phi} \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = e^{\pi \text{tg } 21,10} \text{tg}^2(45^\circ + 21,05^\circ / 2) = 7,11 \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_c = \cotg \phi (N_q - 1) = \cotg 21,05^\circ (7,12 - 1) = 15,87 \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \text{tg } \phi = 2 (7,12 + 1) \text{tg } 21,05^\circ = 6,24 \rightarrow \text{Vesic}$$

### **Cálculo dos fatores de forma $S_c$ , $S_q$ e $S_\gamma$**

$$S_c = 1 + (N_q / N_c) = 1 + (7,11 / 15,87) = 1,45$$

$$S_q = 1 + \text{tg } \phi = 1 + \text{tg } 21,05^\circ = 1,38$$

$$S_\gamma = 0,60$$

### **Cálculo dos fatores de inclinação da carga $i_c$ , $i_q$ e $i_\gamma$**

**Como a carga é centrada:**

$$B' = B = L' = L = 1,20 \text{ m}$$

$$m = m_L \cdot \cos^2 \theta_n + m_B \cdot \sin^2 \theta_n$$

onde

$$m_L = (2 + L/B) / (1 + L/B) = 1,5$$

---

$$m_b = (2 + B/L) / (1 + B/L) = 1,5$$

$$\theta_n = 90^\circ$$

$$m = 1,5$$

$$i_q = [1 - (H)/(V + B' L' c \cot \phi)]^m = 0,931$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (\tan \phi \cdot N_c) = 0,920$$

$$i_\gamma = [(1 - (H)/(V + B' L' c \cot \phi))^{m+1}] = 0,888$$

#### **Cálculo dos fatores de inclinação da base da fundação $b_c$ , $b_q$ e $b_\gamma$**

Base não inclinada

$$b_c = 1,00$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_\gamma = 1,00$$

#### **Cálculo dos fatores de inclinação do terreno $g_c$ , $g_q$ e $g_\gamma$**

Terreno não inclinado

$$g_c = 1,00$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_\gamma = 1,00$$

#### **Cálculo da tensão admissível**

$$q_{ult} = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma N_\gamma$$

$$q_{ult} = 1,45 \times 0,920 \times 1,00 \times 1,00 \times 10,00 \times 15,87 + 1,38 \times 0,931 \times 1,00 \times 1,00 \times 19,00 \times 1,00 \times 7,11 + 0,60 \times 0,888 \times 1,00 \times 1,00 \times (1,20/2) \times 19,00 \times 6,24$$

$$q_{ult} = 211,71 + 173,56 + 37,90 = 423,17 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = q_{ult} / 3 = 141,06 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{solo} = 200 / (1,20 \times 1,20) = 138,89 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{solo} < q_{adm} \rightarrow \text{OK!}$$

---

**Verificação da Segurança ao Deslizamento:**

$$\phi_B = 21^\circ$$

$$c_b = 11 \text{ kN/m}^2$$

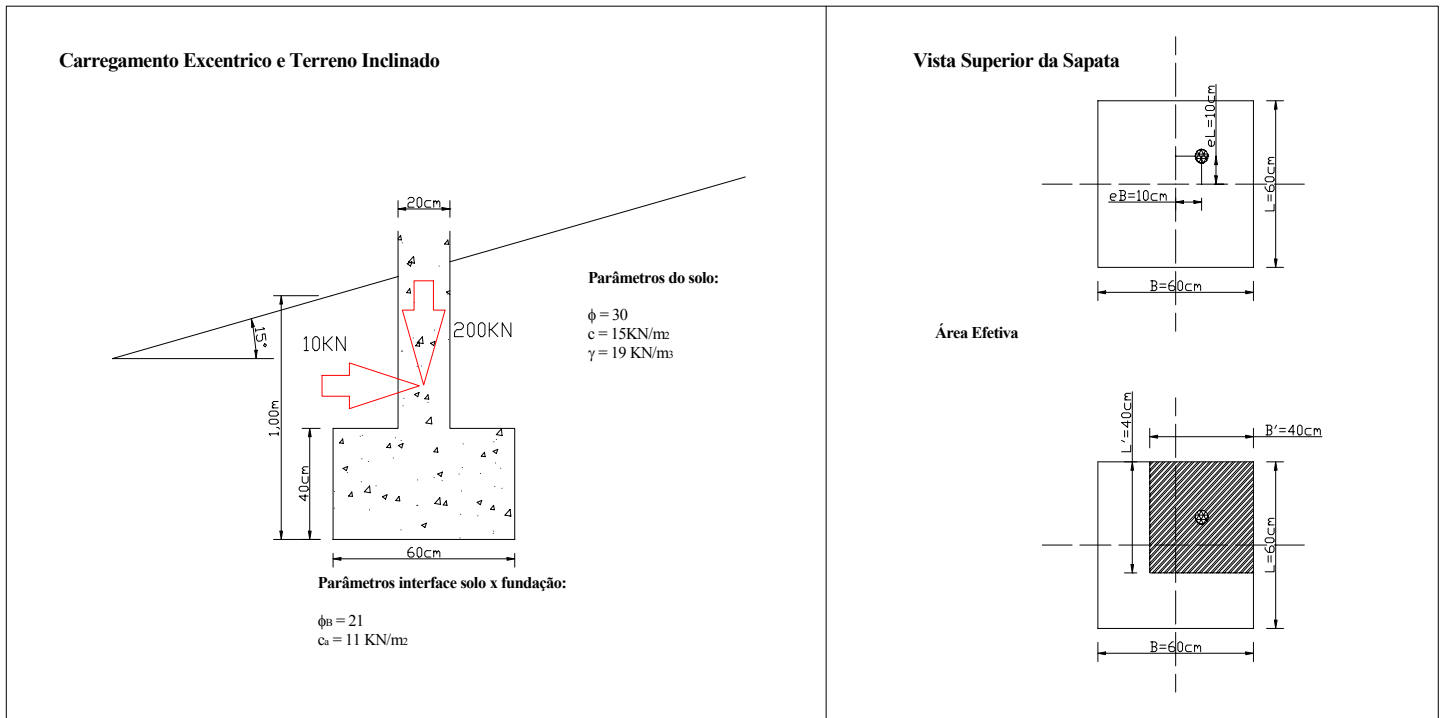
$$H_{\text{máx}} < (V \tan \phi_B + A' C_b) / (F_{\text{S deslizamento}}) = (100 \times 0,384 + 1,20 \times 1,20 \times 11) / 2 = 27,12 \text{ kN}$$

$$H_{\text{máx}} < 27,12 \text{ kN}$$

$$H_{\text{máx}} < 21,89 \text{ kN} > H = 10 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

## Exercício 2 :

Uma pequena estrutura de aço submete uma fundação direta, de formato quadrado e dimensões 60cm x 60cm, a cargas verticais e horizontais segundo apresentado no croqui abaixo. Pede-se verificar a segurança à ruptura usando a teoria generalizada de capacidade de suporte (usar  $FS_{global}$ ).



### Dados:

### Cargas:

Vertical:  $V=200\text{kN}$  (carga permanente =  $100\text{kN}$  – carga acidental =  $100\text{kN}$ )

Horizontal:  $H= 10\text{kN}$  (carga acidental =  $10\text{kN}$ )

Excentricidade:  $e_B = e_L = 10\text{cm}$

### Geometria do problema :

Inclinação do terreno:  $\omega=15^\circ$

$D= 1\text{m}$

$B= L=0,6\text{m}$

### Parâmetros do solo:

$\phi = 30^\circ$

$c = 15\text{kN/m}^2$

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

### Parâmetros interface solo x fundação:

$$\phi_B = 21^\circ$$
$$c_a = 11 \text{ kN/m}^2$$

### Fatores de Segurança:

$$FS_{\text{global deslizamento}} = 2$$

$$FS_{\text{global}} = 3$$

### Resolução:

Equação geral a ser aplicada

$$q_{ult} = S_c i_c b_c g_c c N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma N_\gamma$$

### Cálculo dos fatores de capacidade de carga $N_c$ , $N_q$ e $N_\gamma$

(considerando ruptura generalizada)

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2) = e^{\pi \tan 30^\circ} \tan^2(45^\circ + 30^\circ/2) = 18,401 \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_c = \cotg \phi (N_q - 1) = \cotg 30^\circ (18,401 - 1) = 30,140 \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi = 2 (18,401 + 1) \tan 30^\circ = 22,402 \rightarrow \text{Hansen}$$

### Cálculo dos fatores de forma $S_c$ , $S_q$ e $S_\gamma$

$$S_c = 1 + (N_q / N_c) = 1 + (18,401 / 30,140) = 1,611$$

$$S_q = 1 + \tan \phi = 1 + \tan 30^\circ = 1,577$$

$$S_\gamma = 0,60$$

### Cálculo dos fatores de inclinação da carga $i_c$ , $i_q$ e $i_\gamma$

Como a carga é excêntrica:

$$B' = B - 2e_B = 0,6 - 2 \cdot 0,1 = 0,4 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_L = 0,6 - 2 \cdot 0,1 = 0,4 \text{ m}$$

$$A' = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$m = m_L \cdot \cos^2 \theta_n + m_B \cdot \sin^2 \theta_n$$

onde

$$m_L = (2 + L'/B') / (1 + L'/B') = 1,5$$

$$m_b = (2 + B'/L') / (1 + B'/L') = 1,5$$

$$\theta_n = 90^\circ$$

---

$$m = 1,5$$

$$i_q = [1 - (H)/(V + B' L' c \cot \phi)]^m = 0,927$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(\tan \phi \cdot N_c) = 0,919$$

$$i_\gamma = [(1 - (H)/(V + B' L' c \cot \phi))^{m+1}] = 0,882$$

### **Cálculo dos fatores de inclinação da base da fundação $b_c$ , $b_q$ e $b_\gamma$**

Base não inclinada

$$b_c = 1,00 \quad b_q = 1,00 \quad b_\gamma = 1,00$$

### **Cálculo dos fatores de inclinação do terreno $g_c$ , $g_q$ e $g_\gamma$**

Terreno inclinado com  $\omega=15^\circ$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2 = 0,536$$

$$g_c = g_q - [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi)] = 0,509$$

### **Cálculo da tensão admissível**

$$q_{ult} = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B/2 \gamma N_\gamma$$

$$q_{ult} = 1,611 \times 0,919 \times 0,509 \times 1,00 \times 15,00 \times 30,140 + 1,577 \times 0,927 \times 0,536 \times 1,00 \times 19,00 \times 1,00 \times 18,401 + 0,60 \times 0,882 \times 0,536 \times 1,00 \times (0,40/2) \times 19,00 \times 22,402$$

$$q_{ult} = 340,69 + 273,95 + 24,15 = 638,79 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = q_{ult}/3 = 212,93 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{solo} = 200/(0,4 \times 0,4) = 1250,00 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{solo} > q_{adm} \rightarrow \text{Deve-se redimensionar a fundação}$$

### **Verificação da Segurança ao Deslizamento:**

$$\phi_B = 21^\circ$$

$$c_b = 11 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{m\acute{a}x} < (V \tan \phi_{B^*} + A' C_b)/(F_{s_{\text{deslizamento}}}) = (100 \times 0,38 + 0,40 \times 0,40 \times 11) / 2 = 20,07 \text{ kN}$$

$$H_{m\acute{a}x} < 20,07 \text{ kN}$$

$$H_{m\acute{a}x} < 20,07 \text{ kN} > H = 10 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

---

### **Redimensionamento da Fundação:**

Como  $q_{\text{solo}} > q_{\text{adm}}$  deve-se aumentar as dimensões da sapata para **1,40x1,40m** e com isso, com os demais dados iguais, verificar novamente a segurança à ruptura.

$$q_{\text{ult}} = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma N_\gamma$$

### **Cálculo dos fatores de capacidade de carga $N_c$ , $N_q$ e $N_\gamma$ (iguais aos já calculados anteriormente)**

(ruptura generalizada)

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45^\circ + \phi/2) = e^{\pi \tan 30^\circ} \tan^2(45^\circ + 30^\circ/2) = 18,401 \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_c = \cotg \phi (N_q - 1) = \cotg 30^\circ (18,401 - 1) = 30,140 \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi = 2 (18,401 + 1) \tan 30^\circ = 22,402 \rightarrow \text{Hansen}$$

### **Cálculo dos fatores de forma $S_c$ , $S_q$ e $S_\gamma$ (iguais aos já calculados anteriormente)**

$$S_c = 1 + (N_q / N_c) = 1 + (18,401 / 30,140) = 1,611$$

$$S_q = 1 + \tan \phi = 1 + \tan 30^\circ = 1,577$$

$$S_\gamma = 0,60$$

### **Cálculo dos fatores de inclinação da carga $i_c$ , $i_q$ e $i_\gamma$**

#### **Carregamento excêntrico**

$$B' = B - 2eB = 1,4 - 2 \times 0,1 = 1,2\text{m}$$

$$L' = L - 2eL = 1,4 - 2 \times 0,1 = 1,2\text{m}$$

$$A' = 1,2 \times 1,2 = 1,44 \text{ m}^2$$

$$m = m_L x \cos^2 \theta_n + m_B x \sin^2 \theta_n$$

onde

$$m_L = (2 + L'/B') / (1 + L'/B') = 1,5$$

$$m_B = (2 + B'/L') / (1 + B'/L') = 1,5$$

$$\theta_n = 90^\circ$$

$$m = 1,5$$

$$i_q = [1 - (H)/(V + B' L' c \cotg \phi)]^m = 0,937$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (\tan \phi \times N_c) = 0,934$$


---

$$i_\gamma = [(1 - (H)/(V + B' L' c \cot \phi))]^{m+1} = 0,898$$

**Cálculo dos fatores de inclinação da base da fundação  $b_c$ ,  $b_q$  e  $b_\gamma$**

Base não inclinada

$$b_c = 1,00 \quad b_q = 1,00 \quad b_\gamma = 1,00$$

**Cálculo dos fatores de inclinação do terreno  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$  (iguais aos já calculados anteriormente)**

Terreno inclinado com  $\omega=15^\circ$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2 = 0,536$$

$$g_c = g_q - [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi)] = 0,509$$

**Cálculo da tensão admissível**

$$q_{ult} = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B/2 \gamma N_\gamma$$

$$q_{ult} = 1,611 \times 0,934 \times 0,509 \times 1,00 \times 15,00 \times 30,140 + 1,577 \times 0,937 \times 0,536 \times 1,00 \times 19,00 \times 1,00 \times 18,401 + 0,60 \times 0,898 \times 0,536 \times 1,00 \times (1,20/2) \times 19,00 \times 22,402$$

$$q_{ult} = 346,25 + 276,91 + 73,75 = 696,91 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = q_{ult}/3 = 232,30 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{solo} = 200/(1,2 \times 1,2) = 138,88 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{solo} < q_{adm} \rightarrow \text{OK!}$$

**Verificação da Segurança ao Deslizamento:**

$$\phi_B = 21^\circ$$

$$c_b = 11 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{\text{máx}} < (V \tan \phi_{B^*} + A' C_b) / (F S_{\text{deslizamento}}) = (100 \times 0,38 + 1,20 \times 1,20 \times 11) / 2 = 27,11 \text{ kN}$$

$$H_{\text{máx}} < 27,11 \text{ kN}$$

$$H_{\text{máx}} < 27,11 \text{ kN} > H = 10 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

---

**Cálculo da capacidade de suporte considerando-se ruptura por punção:**

**Parâmetros do solo:**

$$\phi = 30^\circ$$

$$c = 15 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

**Parâmetros reduzidos do solo:**

$$\phi' = \arctg[(2/3) \text{ tg } \phi] = 21,05^\circ$$

$$c' = (2/3) \times 15 = 10 \text{ kN/m}^2$$

Equação geral a ser aplicada

$$q_{ult} = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma N_\gamma$$

**Cálculo dos fatores de capacidade de carga  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$**

(ruptura por punção)

$$N_q = e^{\pi \text{tg} \phi'} \text{tg}^2(45^\circ + \phi' / 2) = e^{\pi \text{tg} 21,05^\circ} \text{tg}^2(45^\circ + 21,05^\circ / 2) = 7,11 \quad \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_c = \cotg \phi' (N_q - 1) = \cotg 21,05^\circ (7,11 - 1) = 15,87 \quad \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) * \text{tg} \phi' = 2 (7,11 + 1) * \text{tg} 21,05^\circ = 6,24 \quad \rightarrow \text{Hansen}$$

**Cálculo dos fatores de forma  $S_c$ ,  $S_q$  e  $S_\gamma$**

$$S_c = 1 + (N_q / N_c) = 1 + (7,11 / 15,87) = 1,45$$

$$S_q = 1 + \text{tg} \phi' = 1 + \text{tg} 21,05^\circ = 1,39$$

$$S_\gamma = 0,60$$

**Cálculo dos fatores de inclinação da carga  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$**

**Como a carga é excêntrica:**

$$B' = B - 2e_B = 0,6 - 2 \cdot 0,1 = 0,4 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_L = 0,6 - 2 \cdot 0,1 = 0,4 \text{ m}$$

$$A' = 0,4 \cdot 0,4 = 0,16 \text{ m}^2$$

$$m = m_L \cdot \cos^2 \theta_n + m_B \cdot \sin^2 \theta_n$$

onde

$$m_L = (2 + L' / B') / (1 + L' / B') = 1,5$$

$$m_b = (2 + B' / L') / (1 + B' / L') = 1,5$$

---

$$\theta_n = 90^\circ$$

$$m = 1,5$$

$$i_q = [1 - (H)/(V + B' L' c' \cot \phi')^m] = 0,927$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(\tan \phi' \cdot N_c) = 0,916$$

$$i_\gamma = [(1 - (H)/(V + B' L' c' \cot \phi'))^{m+1}] = 0,882$$

### **Cálculo dos fatores de inclinação da base da fundação $b_c$ , $b_q$ e $b_\gamma$**

Base não inclinada

$$b_c = 1,00 \quad b_q = 1,00 \quad b_\gamma = 1,00$$

### **Cálculo dos fatores de inclinação do terreno $g_c$ , $g_q$ e $g_\gamma$**

Terreno inclinado com  $\omega=15^\circ$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2 = 0,536$$

$$g_c = g_q - [(1 - g_q)/(N_c \tan \phi')] = 0,460$$

### **Cálculo da tensão admissível**

$$q_{ult} = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B/2 \gamma N_\gamma$$

$$q_{ult} = 1,45 \times 0,916 \times 1,00 \times 0,460 \times 10,00 \times 15,87 + 1,39 \times 0,927 \times 1,00 \times 0,536 \times 19,00 \times 1,00 \times 7,11 + 0,60 \times 0,882 \times 1,00 \times 0,536 \times (0,40/2) \times 19,00 \times 6,24$$

$$q_{ult} = 96,96 + 93,30 + 6,73 = 196,99 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = q_{ult}/3 = 65,66 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{solo} = 200/(0,4 \times 0,4) = 1250,00 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{solo} > q_{adm} \rightarrow \text{Deve-se redimensionar a fundação}$$

### **Redimensionamento da Fundação:**

Como  $q_{\text{solo}} > q_{\text{adm}}$  deve-se aumentar as dimensões da sapata para **1,90x1,90m** e com isso, com os demais dados iguais, verificar novamente a segurança à ruptura.

$$q_{\text{ult}} = S_c i_c b_c g_c c N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma (B/2) \gamma N_\gamma$$

#### **Parâmetros do solo:**

$$\phi = 30^\circ$$

$$c = 15 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

#### **Parâmetros reduzidos do solo:**

$$\phi' = \arctg[(2/3) \tan \phi] = 21,05^\circ$$

$$c' = (2/3) \times 15 = 10 \text{ kN/m}^2$$

Equação geral a ser aplicada

$$q_{\text{ult}} = S_c i_c b_c g_c c N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B/2 \gamma N_\gamma$$

### **Cálculo dos fatores de capacidade de carga $N_c$ , $N_q$ e $N_\gamma$**

(ruptura por punção)

$$N_q = e^{\pi \tan \phi'} \tan^2(45^\circ + \phi'/2) = e^{\pi \tan 21,05^\circ} \tan^2(45^\circ + 21,05^\circ/2) = 7,11 \quad \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_c = \cotg \phi' (N_q - 1) = \cotg 21,05^\circ (7,11 - 1) = 15,87 \quad \rightarrow \text{Hansen}$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \phi' = 2 (7,11 + 1) \tan 21,05^\circ = 6,24 \quad \rightarrow \text{Hansen}$$

### **Cálculo dos fatores de forma $S_c$ , $S_q$ e $S_\gamma$**

$$S_c = 1 + (N_q/N_c) = 1 + (7,11/15,87) = 1,45$$

$$S_q = 1 + \tan \phi' = 1 + \tan 21,05^\circ = 1,39$$

$$S_\gamma = 0,60$$

### **Cálculo dos fatores de inclinação da carga $i_c$ , $i_q$ e $i_\gamma$**

Como a carga é excêntrica:

$$B' = B - 2e_B = 1,9 - 2,0,1 = 1,7 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_L = 1,9 - 2,0,1 = 1,7 \text{ m}$$

$$A' = 1,7 \cdot 1,7 = 2,89 \text{ m}^2$$

$$m = m_L \cos^2 \theta_n + m_B \sin^2 \theta_n$$

---

onde

$$m_L = (2 + L'/B') / (1 + L'/B') = 1,5$$

$$m_b = (2 + B'/L') / (1 + B'/L') = 1,5$$

$$\theta_n = 90^\circ$$

$$m = 1,5$$

$$i_q = [1 - (H)/(V + B' L' c' \cot \phi')]^m = 0,946$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (\tan \phi' \cdot N_c) = 0,937$$

$$i_\gamma = [(1 - (H)/(V + B' L' c' \cot \phi'))^{m+1}] = 0,912$$

### **Cálculo dos fatores de inclinação da base da fundação $b_c$ , $b_q$ e $b_\gamma$**

Base não inclinada

$$b_c = 1,00 \quad b_q = 1,00 \quad b_\gamma = 1,00$$

### **Cálculo dos fatores de inclinação do terreno $g_c$ , $g_q$ e $g_\gamma$ (iguais aos já calculados anteriormente)**

Terreno inclinado com  $\omega=15^\circ$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2 = 0,536$$

$$g_c = g_q - [(1 - g_q) / (N_c \tan \phi')] = 0,460$$

### **Cálculo da tensão admissível**

$$q_{ult} = S_c i_c b_c g_c C N_c + S_q i_q b_q g_q \gamma D N_q + S_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma B / 2 \gamma N_\gamma$$

$$q_{ult} = 1,45 \times 0,937 \times 1,00 \times 0,460 \times 10,00 \times 15,87 + 1,39 \times 0,946 \times 1,00 \times 0,536 \times 19,00 \times 1,00 \times 7,11 + 0,60 \times 0,912 \times 1,00 \times 0,536 \times (1,70/2) \times 19,00 \times 6,24$$

$$q_{ult} = 99,18 + 95,21 + 29,56 = 223,95 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{adm} = q_{ult} / 3 = 74,65 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{solo} = 200 / (1,7 \times 1,7) = 69,20 \text{ kN/m}^2 \rightarrow q_{solo} < q_{adm} \rightarrow \text{OK!}$$

**Verificação da Segurança ao Deslizamento:**

$$\phi_B = 21^\circ$$

$$c_b = 11 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{\text{máx}} < (V \tan \phi_B + A' C_b) / (F_{\text{deslizamento}}) = (100 \times 0,384 + 1,70 \times 1,70 \times 11) / 2 = 35,09 \text{ kN}$$

$$H_{\text{máx}} < 35,09 \text{ kN} > H = 10 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$



## ***Fundações Superficiais*** ***Dimensionamento***

Estruturas de Fundações

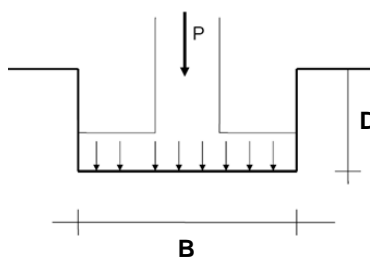
Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

### Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



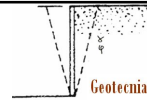
#### **■ Cargas**

- Na escolha do tipo de fundações, as diretas ou rasas são as primeiras a serem analisadas, devido a execução simples e o baixo custo.
- Carga transmitida ao solo predominantemente pelas pressões da base da fundação.



- Caso o local apresente aterro não compactado, argila mole, areia fofa e água, as fundações diretas ou rasas não são recomendadas.

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



### ■ Dimensionamento básico

■ Tensão da Estrutura =  $\sigma = P/A$ .

■ Tensão de ruptura do solo.

$q_{adm} = \sigma_{adm} = \sigma_{rup}/FS$ , onde FS é o Fator de Segurança.

#### Critérios

■ Adequado Fator ou coeficiente de segurança a ruptura.

■ Recalque limites aceitáveis.

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



### ■ Utilização

■ Qualquer nível de carregamento

■ Vantagens:

Execução sem equipamentos especiais.

Acesso ao solo de base da fundação.

■ Cuidados:

Problemas de execução abaixo do nível de água.

Manutenção das escavações estáveis.

Instabilidade fundações vizinhas.

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



### ▣ Tipos de fundações diretas

▣ Bloco: Elementos de fundação superficial de concreto.

▣ Sapatas: Fundação superficial de concreto armado.

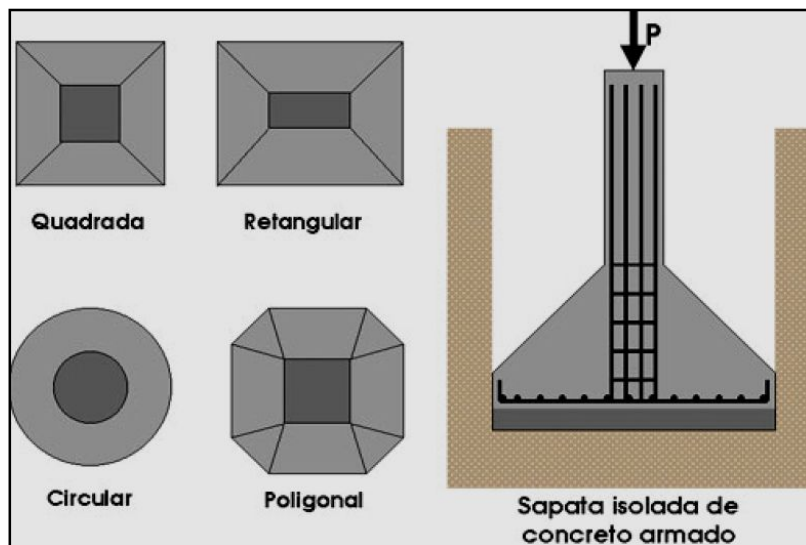
#### Isoladas

#### Continuas (corridas)

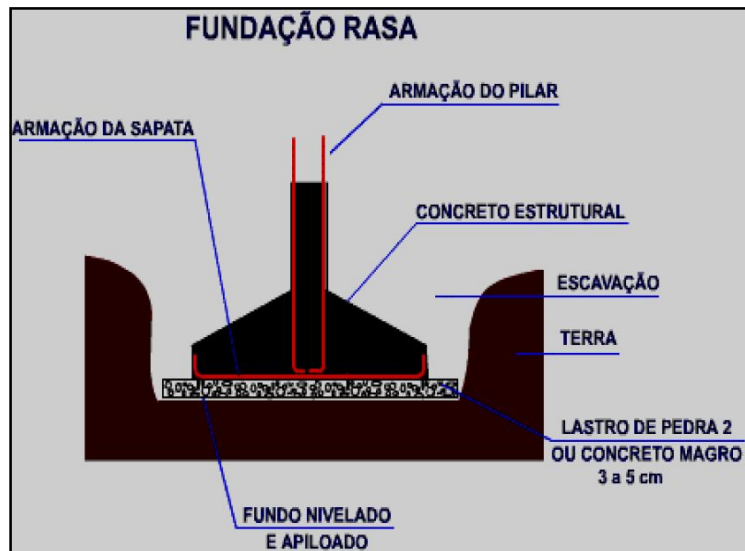
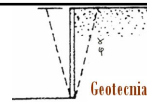
#### Combinadas

▣ Radier: Fundações superficiais que abrangem todos os pilares da obra ou carregamento distribuídos.

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



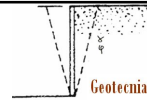
## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



### Sapata Corrida



## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



### Radier



## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



### Disposições construtivas

Segundo Norma de Fundações 6122.

Dimensões mínimas:  $> 60\text{cm}$

Profundidade mínima:

$D > 0,80\text{m}$  (geralmente)

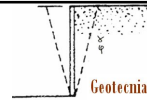
$D > 1,50$  (divisa)

#### **Observações:**

Abaixo de raízes grandes;

Abaixo de qualquer cota onde a temperatura possa ser alterada artificialmente (caldeiras, fornos).

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



### Disposições construtivas

Segundo Norma de Fundações 6122.

**Observações:** (continua)

Abaixo de camadas que apresentam grande variação de volume.

Verificar presença de formigueiros, galeria de água e esgoto.

Levar em conta as escavações vizinhas, vala de drenagem, subsolo etc.

Camada de 5-10cm de concreto magro (ou brita) em toda área da cava de fundação.

Fundações em Cotas Diferentes:

$\alpha = 60^\circ$  (solos pouco resistentes)

$\alpha = 45^\circ$  (solos resistentes)

$\alpha = 30^\circ$  (rochas)

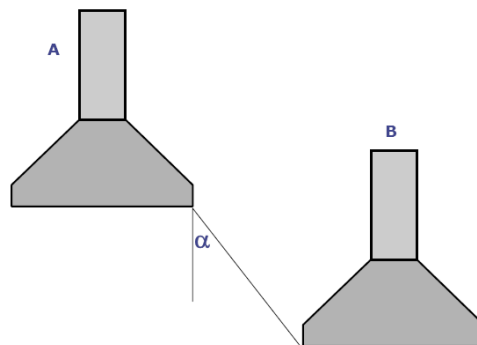
**Fundação do nível mais baixo  
executada anteriormente**

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



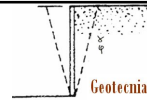
### Disposições construtivas

Segundo Norma de Fundações 6122.



**Fundação do nível mais baixo  
executada anteriormente**

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



### ■ Disposições construtivas

■ Segundo Norma de Fundações 6122.

■ Fiscalização: Cada etapa deverá ser verificada e liberada pela fiscalização para execução da etapa seguinte; exemplo de ficha de controle:

Pilar	Carga (KN)	Dimensões (m)	Profundidade (m)	Liberção Concreto magro	Forma e Ferragem	Volume (m³)
1						
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



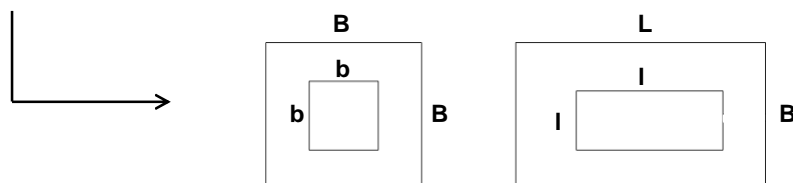
### ■ Dimensionamento de Fundações Superficiais

■ Bloco e Sapata

$$A = \frac{P}{\sigma_{adm}}$$

■ Formato deve acompanhar preferencialmente o formato do pilar:

■  $L - B = l - b$  ou  $L/B = l/b$



## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



### ■ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Procedimentos gerais de Projeto

■ Dimensionar uma fundação superficial envolve as seguintes etapas:

1. Determinar a carga (P) atuante na fundação;
2. Escolher uma profundidade de assentamento da fundação, denominada embutimento (D), com base nas sondagens;
3. Determinar, com base no embutimento D e nas informações das sondagens, a pressão de ruptura ( $q_{rup}$ ) do conjunto solo-fundação;
4. Definir o valor do coeficiente de segurança (CS) a ser adotado no dimensionamento;

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)



### ■ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Procedimentos gerais de Projeto

5. Calcular a pressão admissível ( $q_{adm}$ ), que corresponde à máxima pressão que pode ser aplicada ao solo com adequada segurança em relação ao colapso da fundação:

$$q_{adm} = \frac{q_{rup}}{CS}$$

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ■ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Procedimentos gerais de Projeto

6. Determinar a área (A) da fundação de forma que a pressão de trabalho ( $q_{trab}$ ) seja menor ou igual à tensão admissível do solo:

$$A \geq \frac{P + \text{peso próprio da fundação}}{q_{adm}}$$

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ■ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Procedimentos gerais de Projeto

7. Se possível, estimar o recalque total da fundação;
8. Determinar todas as dimensões da fundação em função da área A e da verificação dos esforços internos;
9. Calcular, especificar e detalhar a ferragem estrutural necessária;
10. A partir da quantificação dos materiais e serviços necessários, realizar a estimativa dos custos.

**Obs.: O processo descrito possui caráter iterativo, devendo ser repetido para outros valores de embutimento D, até que a melhor solução seja obtida.**

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Procedimentos gerais de Projeto

▣ As seguintes informações, portanto, são indispensáveis ao dimensionamento de uma fundação superficial:

1. Dimensões e cargas dos pilares;
2. Sondagem do terreno contendo:

*Descrição das camadas de solo;*

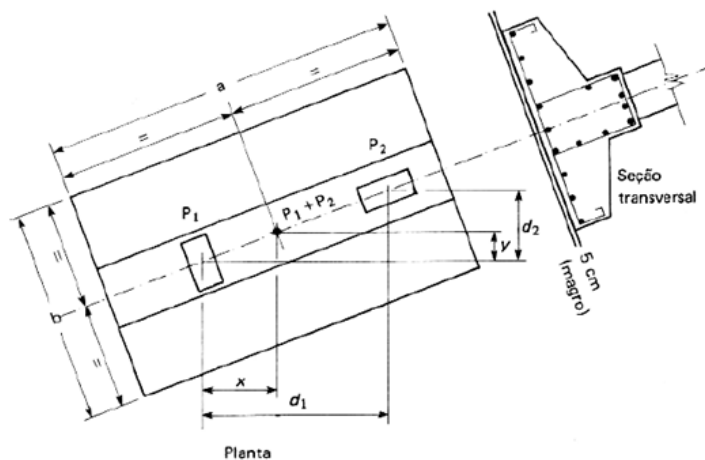
*Resistência do terreno ao longo da profundidade;*

*Posição do lençol freático (nível da água).*

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Sapata Associadas

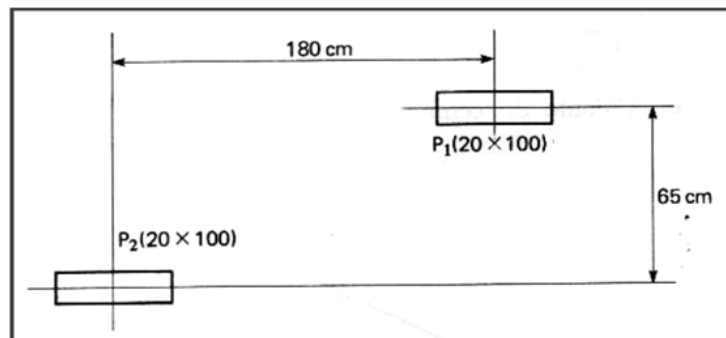


## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Sapata Associadas p/ pilares de cargas iguais

Sapata em concreto armado ( $f_{ck} = 20 \text{ MN/m}^2$ ; aço CA-50);  
Pilares P1 (1200 kN, 20x100 cm) e P2 (1200 kN, 20x100 cm);  
 $q_{adm} = 0,3 \text{ MN/m}^2$



## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Sapata Associadas p/ pilares de cargas iguais

Solução passo-a-passo:

- **PASSO 1:** Inicialmente, determina-se a área da base, em função da tensão admissível do solo e da carga resultante dos pilares (desprezando-se o peso próprio da fundação):

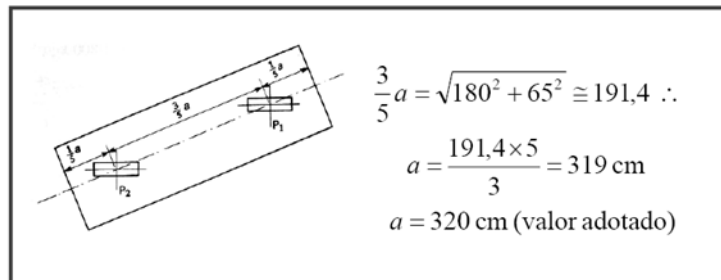
$$A = \frac{P_1 + P_2}{q_{adm}} = \frac{1200 \text{ kN} + 1200 \text{ kN}}{300 \text{ kN/m}^2} = 8,0 \text{ m}^2$$

- **PASSO 2:** Cálculo do Centro de carga. O centro de carga estará eqüidistante de P1 e P2, situado sobre a linha que passa pelo eixo dos dois pilares.
- **PASSO 3:** A maior dimensão da sapata ( $a$ ) é determinada partindo-se do pressuposto que a solução mais econômica é obtida com balanços iguais a  $1/5.a$

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Sapata Associadas p/ pilares de cargas iguais



– **PASSO 4:** A menor dimensão da sapata ( $b$ ) é determinada:

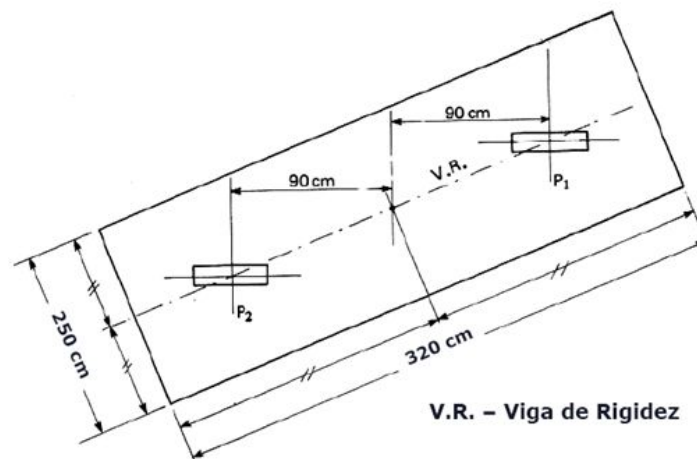
$$A = a \times b \therefore b = \frac{A}{a} = \frac{80000 \text{ cm}^2}{320 \text{ cm}} \cong 250,0 \text{ cm}$$

$$b = 250 \text{ cm (valor adotado)}$$

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Sapata Associadas p/ pilares de cargas iguais

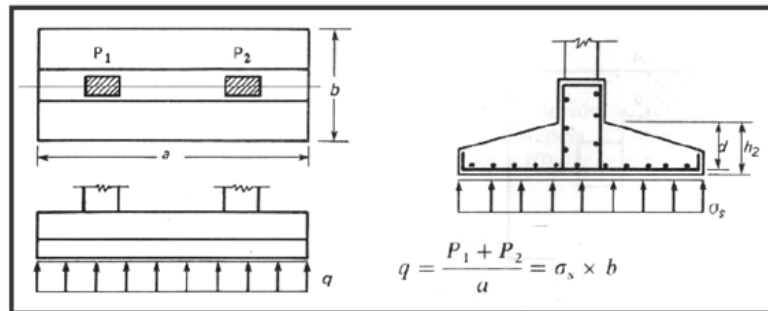


## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Sapata Associadas p/ pilares de cargas iguais

**PASSO 5:** Determinam-se as altura  $h_1$  e  $h_2$  em função do dimensionamento estrutural da sapata:

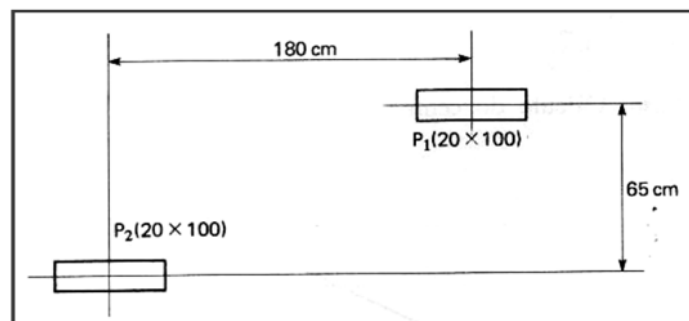


## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Sapata Associadas p/ pilares de cargas distintas

Sapata em concreto armado ( $f_{ck} = 25 \text{ MN/m}^2$ ; aço CA-50);  
 Pilares P1 (1500 kN, 20x100 cm) e P2 (1700 kN, 20x100 cm);  
 $P = 3000 \text{ kN}$ ;  $q_{adm} = 0,3 \text{ MN/m}^2$



## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

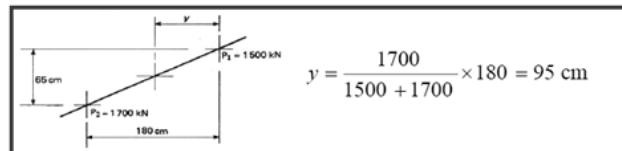
Sapata Associadas p/ pilares de cargas distintas

Solução passo-a-passo:

- **PASSO 1:** Determina-se a área da base, em função da tensão admissível do solo e da carga resultante dos pilares (desprezando-se o peso próprio da fundação):

$$A = \frac{P_1 + P_2}{q_{adm}} = \frac{1500 \text{ kN} + 1700 \text{ kN}}{300 \text{ kN/m}^2} = 10,7 \text{ m}^2$$

- **PASSO 2:** O centro de carga estará mais próximo da carga maior, situado na linha que passa pelo eixo dos dois pilares.



## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Sapata Associadas p/ pilares de cargas distintas

**PASSO 3:** A maior dimensão da sapata ( $a$ ) é determinada assumindo-se para  $a/2$  um comprimento igual a distância do centro de carga até o pilar mais afastado, medida sobre o eixo da viga de rigidez, mais um valor arbitrário a critério do projetista.

$$\text{No presente exemplo: } \frac{a}{2} = 225 \text{ cm}$$

**PASSO 4:** A menor dimensão da sapata ( $b$ ) é determinada:

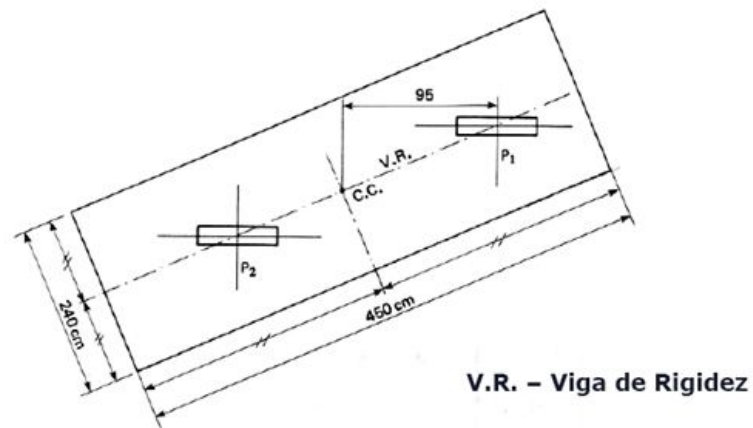
$$A = a \times b \quad \therefore \quad b = \frac{A}{a} = \frac{107000 \text{ cm}^2}{2 \times 225 \text{ cm}} \cong 237,8 \text{ cm}$$

$b = 240 \text{ cm}$  (valor adotado)

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

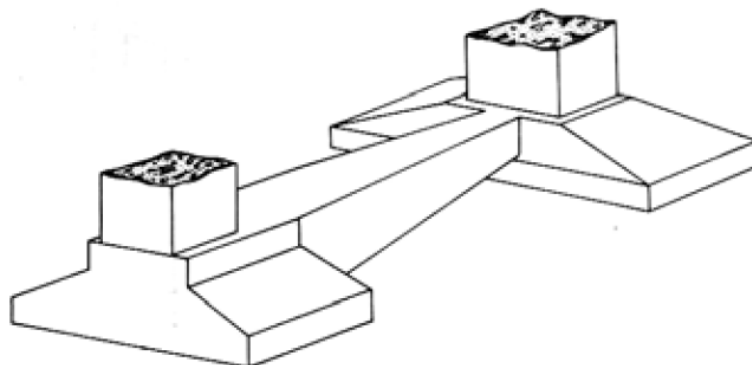
Sapata Associadas p/ pilares de cargas distintas



## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Sapata Alavancadas

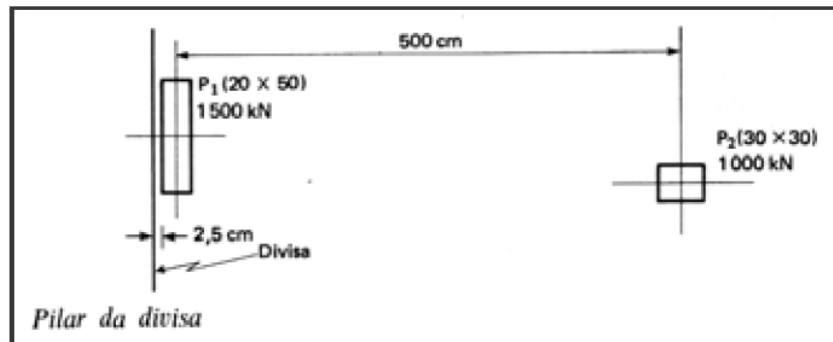


## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

#### Sapata Alavancadas

Sapatas em concreto armado ( $f_{ck} = 20 \text{ MN/m}^2$ ; aço CA-50); Pilares P1 (1500 kN, 20x50 cm) e P2 (1000 kN, 30x30 cm);  $q_{adm} = 0,3 \text{ MN/m}^2$



## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

#### Sapata Alavancadas

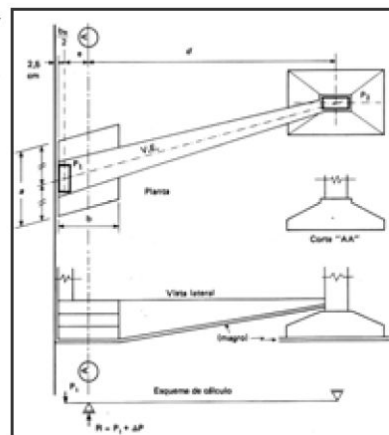
Solução passo-a-passo:

- **PASSO 1:** Inicialmente, deve-se calcular a resultante  $R$  atuante no centro de gravidade da sapata de divisa:

$$R = P_1 + \Delta P$$

$$\Delta P = P_1 \times \frac{e}{d}$$

$$A = \frac{R}{q_{adm}}$$



## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

#### Sapata Alavancadas

**PASSO 1 (Continuação):** Como  $e$  e  $d$  são desconhecidos, o problema é indeterminado. Porém, o seguinte roteiro pode ser utilizado para o cálculo de  $R$ :

- Parte-se da relação inicial  $a = 2b$  e adota-se  $\Delta P = 0$
- Calcula-se o valor de  $b$ :

$$A = \frac{R}{q_{adm}} = \frac{P_1 + \Delta P}{q_{adm}} = \frac{1500 + 0}{300} = 5,0 \text{ m}^2$$
$$A = a \times b = 2 \times b \times b = 2 \times b^2 \therefore$$
$$b = \sqrt{\frac{A}{2}} = \sqrt{\frac{50000}{2}} \cong 158,1 \text{ cm} \rightarrow b = 160 \text{ cm}$$

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

#### Sapata Alavancadas

- Calculam-se  $e$  e  $\Delta P$ :

$$e = \frac{b - b_0}{2} = \frac{160 - 20}{2} = 70 \text{ cm}$$
$$\Delta P = P_1 \times \frac{e}{d} = 1500 \times \frac{70}{500 - 70} \cong 245 \text{ kN}$$

- Calcula-se a resultante  $R$ :

$$R = P_1 + \Delta P = 1500 + 245 = 1745 \text{ kN}$$

- **PASSO 2:** Com o valor de  $R$ , calcula-se a área correta da sapata de divisa:

$$A = \frac{R}{q_{adm}} = \frac{1745}{300} = 5,82 \text{ m}^2 = 58200 \text{ cm}^2$$

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Sapata Alavancadas

- **PASSO 3:** Calcula-se a dimensão  $a$  da sapata:

$$a = \frac{A}{b} = \frac{58200}{160} \cong 363,8 \text{ cm} \rightarrow a = 365 \text{ cm}$$

- **PASSO 4:** Verifica-se se a relação  $a/b$  está entre 2 e 2,5 (recomendável para sapatas de divisa); se não for, adota-se um valor maior para  $b$  e repete-se o processo:

$$\frac{a}{b} = \frac{365}{160} = 2,28 \text{ (Ok!)}$$

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

Sapata Alavancadas

- **PASSO 5:** Dimensiona-se a sapata para o pilar P2, conforme o exemplo 2.1 (pilar quadrado), adotando-se uma redução na carga do pilar igual a metade do valor de  $R$ :

$$A = \frac{P_2 - \frac{R}{2}}{q_{adm}} = \frac{1000 - \frac{245}{2}}{300} \cong 2,93 \text{ m}^2 = 29300 \text{ cm}^2$$
$$b = \sqrt{A} = \sqrt{29300} \cong 171,2 \text{ cm} \rightarrow b = 175 \text{ cm}$$

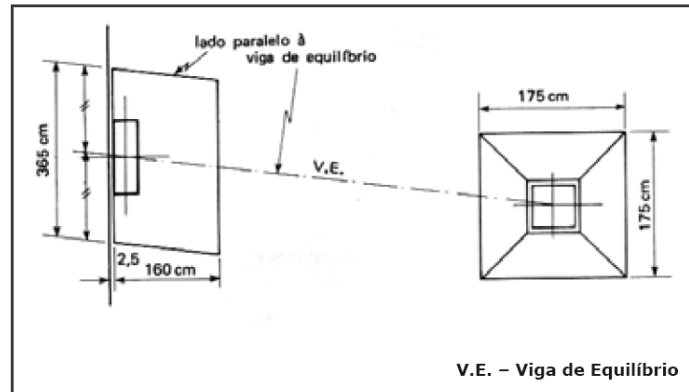
- **PASSO 6:** Determinam-se as alturas  $h_1$  e  $h_2$  das duas sapatas em função dos seus dimensionamentos estruturais, da mesma forma que nos exemplos anteriores.

## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Dimensionamento de Fundações Superficiais

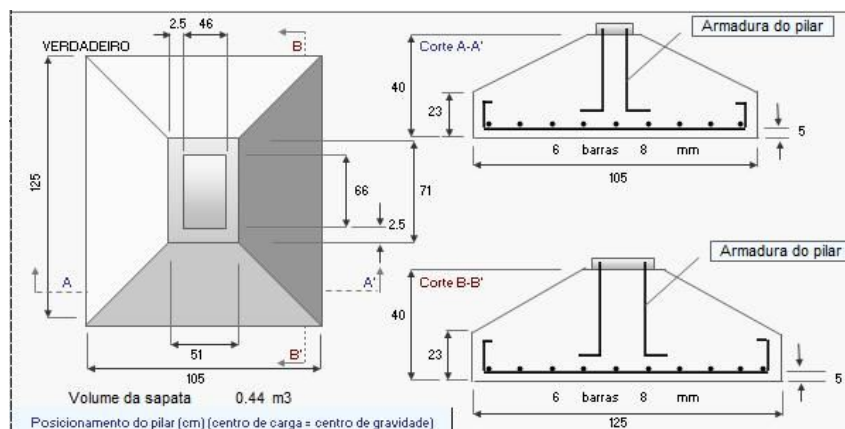
Sapata Alavancadas

**PASSO 7:** Por fim, dimensiona-se a viga de equilíbrio.



## Fundações Superficiais (Diretas, Rasas)

### ▣ Exemplo de Detalhamento





Engenharia Civil



# ***Fundações Superficiais*** ***Recalques***

Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

## Recalque

---

### **■** Introdução

Três parcelas contribuem para recalques de Fundações diretas

$$\rho_t = \rho_i + \rho_a + \rho_s$$

onde:

$\rho_t$  = recalque total

$\rho_i$  = recalque imediato (resultante das deformações do solo a volume constante)

$\rho_a$  = recalque por adensamento (resultante da dissipação de pressões neutras em solos argilosos)

$\rho_s$  = recalque secundário ou “creep” (varia com o tempo, porém a pressões efetivas constantes)

## Recalque

### ■ Recalques Totais Limites

#### ■ Areias

SAPATAS: Recalque absoluto limite em 25mm (40mm)

RADIERS: 50mm (65mm)

#### ■ Argilas

SAPATAS: 65mm

RADIERS: 100mm

## Recalque

### ■ Recalques Totais Limites

#### Etapas de carregamento de uma obra

Fonte: Veloso e Lopes

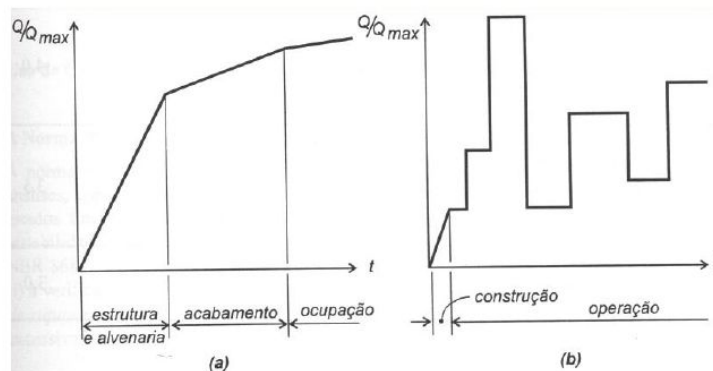
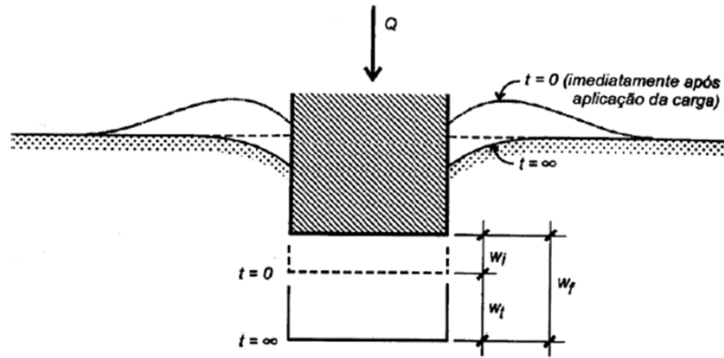


Fig. 2.7 - Diagrama de carregamento (a) de um prédio residencial ou de escritório e (b) de um silo ou armazém

## Recalque

### ■ Cálculo do Recalque



$$W_f = W_i + W_c + W_s$$

## Recalque

### ■ Cálculo do Recalque

#### ■ 1 – Método Racional

$$w = qB \frac{1-\nu^2}{E} I_s I_d I_h$$

- $q$  = tensão aplicada
- $B$  = menor dimensão da fundação
- $\nu$  = coeficiente de Poisson
- $E$  = módulo de elasticidade
- $I_s$  = fator de forma
- $I_d$  = fator de profundidade
- $I_h$  = fator de espessura da camada compressível

## Recalque

### ■ Cálculo do Recalque

#### ■ 1 – Método Racional

Fatores de forma (Is) para meios semi-finitos

Forma	RIGIDEZ			
Posição	FLEXIVEL			RÍGIDA
	Centro	Borda	Média	Qualquer
Círculo	1,00	0,64	0,85	0,79
Quadrado	1,12	0,56	0,95	0,99
Retângulo (L/B)				-
1,5	1,36	0,67	1,15	-
2,0	1,52	0,76	1,30	-
3,0	1,78	0,88	1,52	-
5,0	2,10	1,05	1,83	-
10,0	2,53	1,26	2,25	-
100,0	4,00	2,00	3,70	-
1000,0	5,47	2,75	5,15	-
10000,0	6,90	3,50	6,60	-

## Recalque

### ■ Cálculo do Recalque

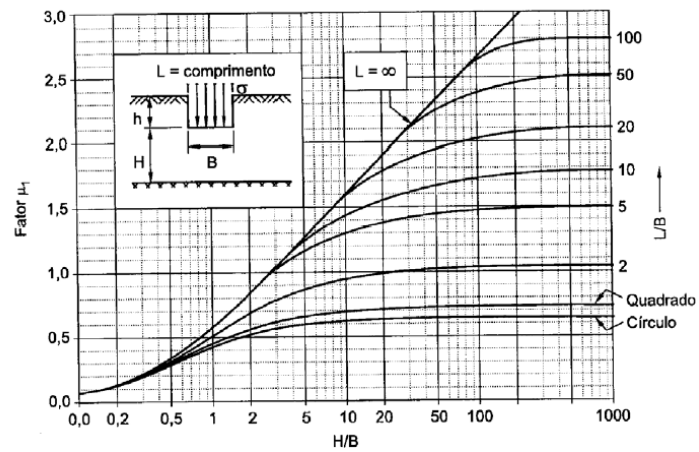
#### ■ 2 – Método de Jambu

$$w = \mu_0 \mu_1 \sigma B \frac{1 - \nu^2}{E}$$

## Recalque

### ■ Cálculo do Recalque

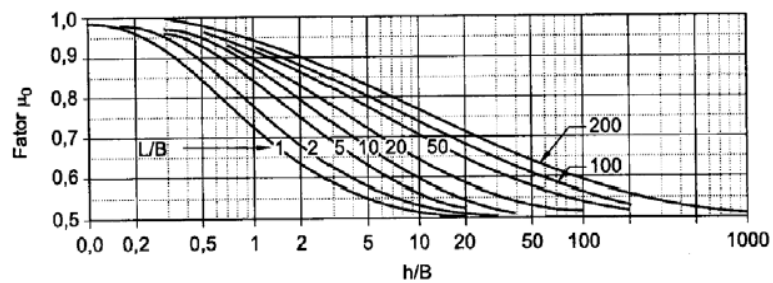
#### ■ 2 – Método de Jambu



## Recalque

### ■ Cálculo do Recalque

#### ■ 2 – Método de Jambu



## Recalque

### ■ Cálculo do Recalque

#### ■ 3 – Método SPT-Estatístico de Schultze & Sherif (1973)

$$\rho_i = \frac{S \sigma}{N_{spt}^{0,87} [1 + 0,4(D/B)]}$$

onde:

S = coeficiente de recalque obtido no gráfico abaixo (cm<sup>3</sup>/kg)

$\rho_i$  = recalque (cm)

$N_{spt}$  – valor médio de SPT

D = profundidade da fundação (m)

B = largura da fundação (m)

L = comprimento da fundação (m)

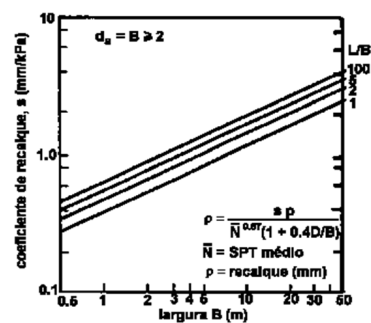
$\sigma$  = pressão de contato (kg/cm<sup>2</sup>)

$d_s$  espessura da camada granular compressível (m)

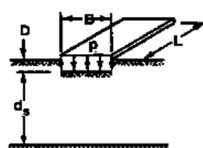
## Recalque

### ■ Cálculo do Recalque

#### ■ 3 – Método SPT-Estatístico de Schultze & Sherif (1973)



Quando a espessura da camada considerada é menor que o dobro da largura da área carregada, os autores sugerem a utilização de fatores de redução



fatores de redução para  $d_s/B < 2$

$d_s/B$	1	2	5	100
1.5	0.91	0.89	0.87	0.85
1.0	0.78	0.72	0.69	0.65
0.5	0.62	0.48	0.43	0.39

## Recalque

---

### ■ Cálculo do Recalque

■ 4 – Método de SPT-Estatístico de Burland & Burbidge (1985)

$$w = q' B^{0,7} I_c$$

Sendo

w = recalque (mm)

q' = pressão média efetiva na fundação  
(kN/m<sup>2</sup>)

B = largura da fundação (m)

I<sub>c</sub> = índice de compressão (= 1,71/N<sup>1.4</sup>)

## Recalque

---

### ■ Cálculo do Recalque

■ 5 – Método de Décourt

$$w = 27 \cdot q \cdot B^{0,7} / N_{spt}$$

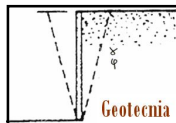
Onde:

w = Recalque em cm

q = pressão aplicada em MPa

B = Menor largura da fundação em metros

N<sub>spt</sub> = N de projeto



## ***Fundações Superficiais*** ***Viga de Equilíbrio***

Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

### **Viga de Equilíbrio**

---

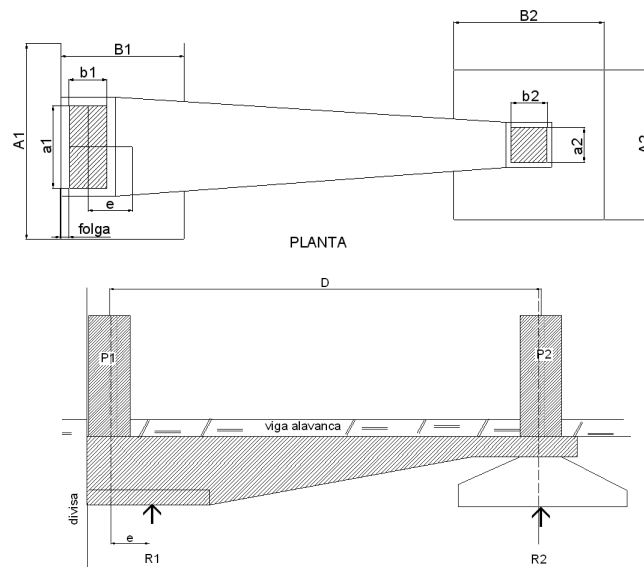


#### **▣ Pilares de Divisa**

- ▣ São assim denominados os pilares próximos às divisas com terrenos de terceiros (divisa limítrofe).
- ▣ Sendo assim a sapata não pode invadir sob o terreno alheio.
- ▣ Emprego da viga alavanca. Quando o pilar central mais próximo estiver a uma distância razoável ao pilar da divisa.
- ▣ A viga alavanca ou de equilíbrio, terá como função, sustentar e combater o momento ocasionado pela excentricidade da sapata de divisa, conforme o esquema a seguir:

## Viga de Equilíbrio

### ▣ Pilares de Divisa



## Viga de Equilíbrio

### ▣ Pilares de Divisa

▣ Consiste em amarrar a sapata ao pilar da divisa  $P_1$ , à sapata do pilar isolado  $P_2$  central, situada à uma certa distância  $D$ , através de uma viga alavanca ou viga de equilíbrio.

▣ A sapata da divisa é deslocada (entrante) internamente ao terreno da construção, e, portanto o seu CG não coincide com o CG do pilar  $P_1$ , gerando assim uma excentricidade “ $e$ ” (distância entre o CG do pilar até o CG da sapata, a qual é combatida pela viga alavanca).

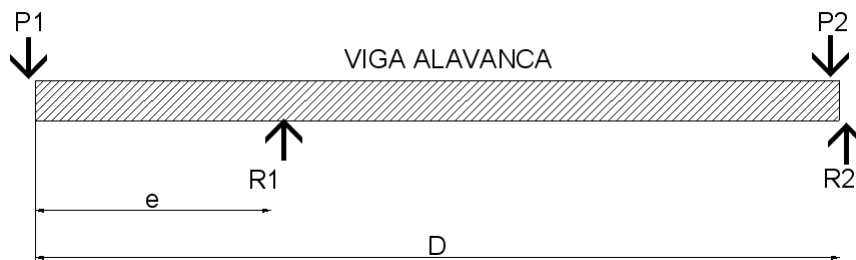
## Viga de Equilíbrio



### ▣ Pilares de Divisa

▣ Assim sendo, tem-se então um esquema isostático para a viga alavanca de uma viga bi-apoiada (nos CGs das sapatas), com um balanço “e” numa das extremidades, então, o dimensionamento da sapata.

▣ Baseia-se na reação de apoio R1, que ocorre no seu CG.



## Viga de Equilíbrio



### ▣ Pilares de Divisa

▣ A solução matemática, consiste em se adotar um valor inicial para uma incógnitas:

Na prática, nota-se que R1 é um pouco maior que P1, então, como valor inicial é usual adotar-se de 20 % acima isto é:

Esquema representativo do alívio no P2.





## ***Interação Solo/Estrutura***

### Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

## Interação Solo/Estrutura

---

### **■ Introdução**

■ Há várias décadas, os edifícios são calculados considerando a hipótese simplificada de que as fundações estão apoiadas sobre vínculos indeslocáveis, tais como rótulas ou engastes. Apesar de simplista, essa hipótese possibilitou importantes avanços, principalmente em uma época prévia à chegada dos microcomputadores.

■ No passado, se a deformabilidade do solo fosse levada em conta para o dimensionamento dos elementos estruturais de uma edificação, seria observado um volume gigantesco de cálculos, impossíveis de serem conduzidos manualmente.

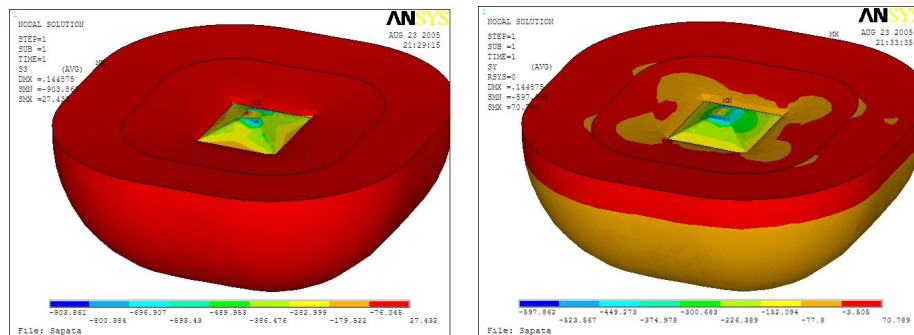
■ Dessa maneira, o engenheiro era obrigado a se contentar com uma análise limitada e, acima de tudo, precisava confiar no seu bom senso e na sua experiência para acreditar que a estrutura projetada responderia tal qual as suas hipóteses.

## Interação Solo/Estrutura

### Introdução

Diversas pesquisas têm demonstrado que a adoção de apoios elásticos (hipótese de solo deformável) por meio da ISE conduz a esforços totalmente diferentes daqueles calculados considerando a fundação assentada sobre apoios fixos (hipótese de solo rígido).

#### Sapata Apoiada no Solo

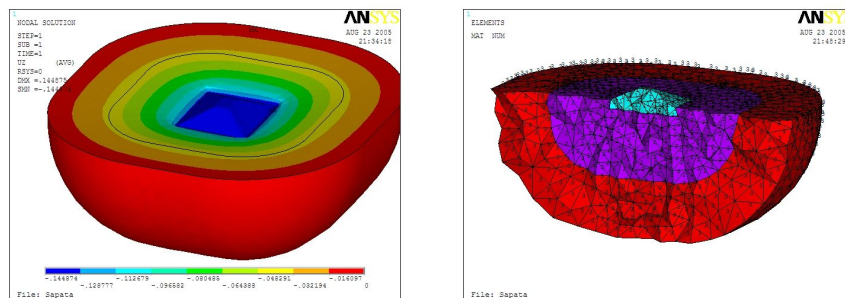


## Interação Solo/Estrutura

### Introdução

Gusmão Filho (1995), ao monitorar recalques de edifícios sobre fundações rasas na cidade de Recife, encontrou diferenças em torno 30% no esforço normal dos pilares periféricos. Conforme Souza et al. (2008), na maioria das vezes, observa-se que os resultados obtidos ao utilizar a ISE são apresentados de uma maneira muito direta, sem uma abordagem suficientemente clara e orientativa.

#### Sapata Apoiada no Solo

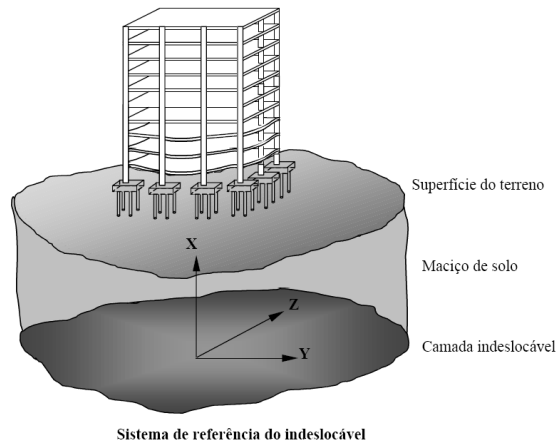


## Interação Solo/Estrutura

### ■ Avaliação da deformabilidade dos solos

■ De acordo com Scarlat (1993), do ponto de vista teórico, o método mais preciso para se considerar a deformabilidade do solo é por meio de uma análise interativa tridimensional, na qual o solo e a estrutura são idealizados como um sistema único.

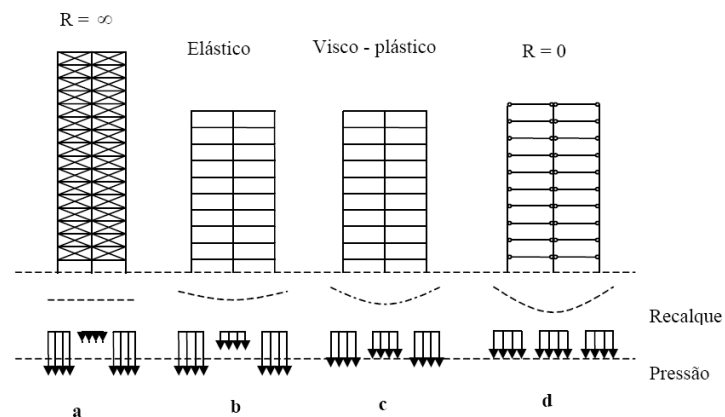
■ Neste tipo de análise, o solo é considerado até os limites em que os efeitos de tensão possam ser desprezados e, neste caso, a existência de apoios para os limites não teriam efeito algum sobre a resposta da ISE.



## Interação Solo/Estrutura

### ■ Efeito da Interação Solo/Estrutura

■ Influência do tempo



Casos de interação solo – estrutura, CHAMECKI (1969)

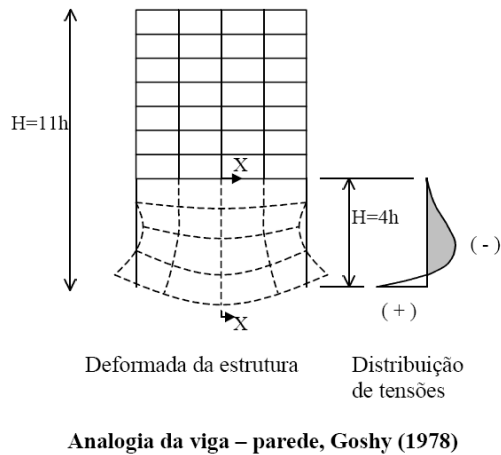
## Interação Solo/Estrutura

### ■ Efeito da Interação Solo/Estrutura

#### ■ Influência da Rigidez da Estrutura

■ GUSMÃO (1994) indica que, o número de pavimentos é um dos fatores mais influentes na rigidez da estrutura, quanto maior o número de pavimentos de uma estrutura, maior será a sua rigidez.

■ GOSHY (1978) observou a influência maior nos primeiros pavimentos, utilizando a analogia de vigas – parede.

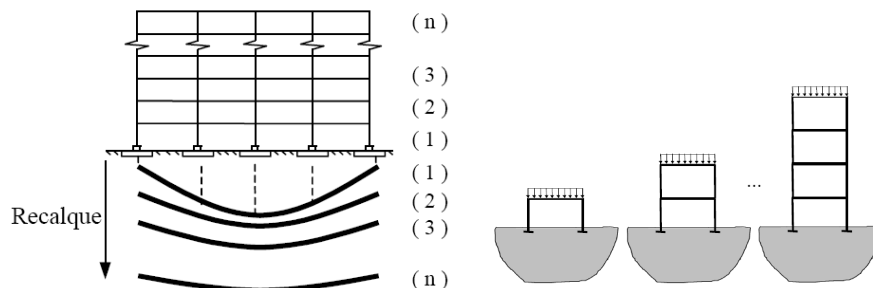


## Interação Solo/Estrutura

### ■ Efeito da Interação Solo/Estrutura

#### ■ Influência do Processo Construtivo

■ Durante a construção à medida que vai subindo o pavimento, ocorre uma tendência à uniformização dos recalques devido ao aumento da rigidez da estrutura, sendo que esta rigidez não cresce linearmente com o n° de pavimentos.

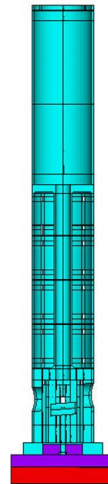
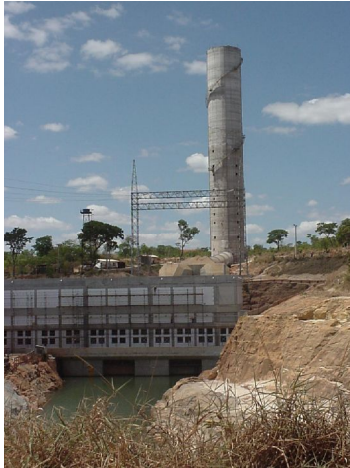


Efeitos da seqüência construtiva,  
GUSMÃO & GUSMÃO FILHO (1994)

## Interação Solo/Estrutura

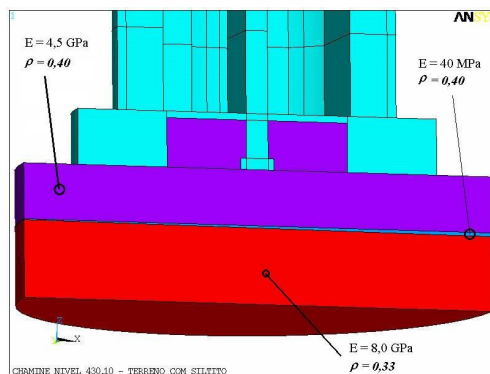
### Exemplo

Chaminé de equilíbrio de hidrelétrica - 100m de altura, diâmetro interno 12,0m, arenito.



## Interação Solo/Estrutura

### Exemplo



```

ANSYS 8.0
AUG 8 2005
22:52:37
NODAL SOLUTION
STEP=1
SUB =1
TIME=1
U2 (AVG)
RSYS=0
PowerGraphics
EFACET=1
AVRES=Mat
DMX =.008561
SMN =-.008545
SMX =.283E-06
-.008545
-.007595
-.006646
-.005696
-.004747
-.003797
-.002848
-.001899
-.949E-03
.283E-06
    
```

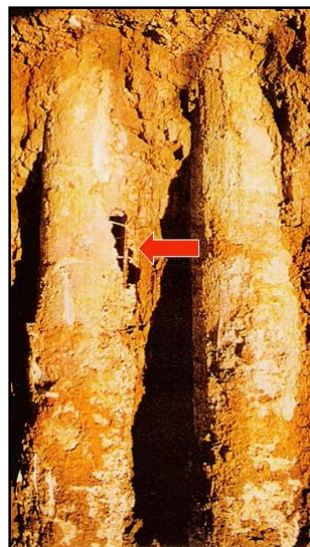
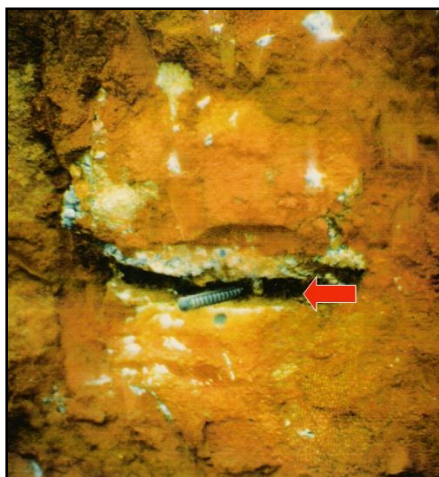
## Interação Solo/Estrutura

### ⌘ Recalque Diferencial



## Interação Solo/Estrutura

### ⌘ Necessidade de Ensaio de Prova de Carga





## ***Fundações Profundas***

### Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

## Fundações Profundas

---

### # Introdução

# Segundo a Norma Brasileira, estacas são elementos que, colocados ou moldados no solo por cravação ou perfuração, tem finalidade de transmitir cargas ao mesmo, seja pela resistência sob sua extremidade inferior (resistência de ponta), seja pela resistência ao longo de sua superfície lateral (resistência de fuste, resistência lateral, atrito lateral ou adesão) ou por uma combinação das duas.

# A atual Norma Brasileira (NBR 6122/96) dedica um volume considerável de material às fundações profundas, descrevendo os TIPOS, identificando em detalhes as PECULIARIDADES E DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS DOS DIFERENTES TIPOS DE FUNDAÇÃO PROFUNDA, dando orientação para o controle executivo, especificando as TOLERÂNCIAS, definindo critérios para o CÁLCULO ESTRUTURAL, entre outros.

## Fundações Profundas

---

### ⚡ Quando se deve usar Fundações Profundas?

- ⚡ Quando deseja-se transmitir a carga da estrutura através de materiais de baixa capacidade de carga até atingir um horizonte mais profundo com capacidade de carga adequado;
- ⚡ Quando deseja-se desenvolver capacidade de carga pelo atrito entre a estaca e o solo;
- ⚡ Quando existem cargas laterais a serem resistidas;
- ⚡ Quando deseja-se melhorar a capacidade de carga dos solos com elementos cravados (somente em solos granulares);
- ⚡ Quando deseja-se eliminar ou diminuir recalques indesejáveis;
- ⚡ Quando deseja-se transferir cargas de zonas facilmente erosíveis até camadas mais estáveis.

## Fundações Profundas

---

- ⚡ Continua...
- ⚡ Quando deseja-se ancorar estruturas sujeitas a empuxos ou reforços de tombamento;
- ⚡ Para formar uma estrutura de contenção quando executadas em grupos (cortinas);
- ⚡ Quando existem esforços de tração a serem resistidos.

### ⚡ Tipos de fundações profundas (Quanto à forma executiva)

- ⚡ Estacas pré-moldadas – são elementos pré-fabricados que são cravados no solo;
- ⚡ Estacas escavadas – Escavações cilíndricas abertas e preenchidas com armadura e concreto;
- ⚡ Tubulões – Escavações escoradas ou a céu aberto preenchidas com concreto;
- ⚡ Caixões – Blocos pré-moldados ou com as paredes laterais pré-moldadas;
- ⚡ Ancoragens – projetadas para resistir forças de arrancamento.

## Fundações Profundas

---

### ⚡ Escolha do Tipo de Estaca

- ⚡ Para a escolha do tipo de estaca e seu posterior projeto é absolutamente indispensável o reconhecimento do subsolo, pois suas condições influem na possibilidade construtiva e definem o comportamento final da fundação;
- ⚡ Para a escolha do tipo de estaca o conhecimento das condições do subsolo deve ser compatibilizado com as características de cada tipo de estaca, ou seja, comprimento, estabilidade no processo construtivo, capacidade de execução etc.
- ⚡ O estudo preliminar permite excluir algum tipo ou priorizar certos processos por inadequados, impossíveis de execução com segurança ou então compatíveis, devendo cada caso ser avaliado com auxílio dos executantes em caso de dúvida.
- ⚡ Não cabe neste processo regras rígidas. São indicados, a título de esclarecimento geral, alguns condicionantes:

## Fundações Profundas

---

### ⚡ Escolha do Tipo de Estaca

#### ⚡ Fatores Relativos ao Solo:

Escolha da camada que vai suportar a carga implica em comprimento estimado da estaca.

Presença de solos granulares, fofos, medianamente compactos: estacas **cravadas** (deslocamento lateral) provocam a melhoria das condições do solo, as **escavadas** aliviam o estado de tensões, aumentam o índice de vazios. Abaixo do nível de água, obrigam o uso de revestimento ou lama bentonítica para execução.

Presença de solos muito moles ou fofos condicionam o uso das estacas moldas no local a técnicas especiais e grande controle executivo.

Ocorrência de horizontes com elevada capacidade de suporte, indicam o uso de estacas que possam transmitir cargas pela ponta, para tornar o processo eficiente.

Nível de Água: Madeira (conservação – ataque por microorganismos); Moldas “in situ” (especial execução); Metálicas (corrosão ou ataque químico).

## Fundações Profundas

### Escolha do Tipo de Estaca

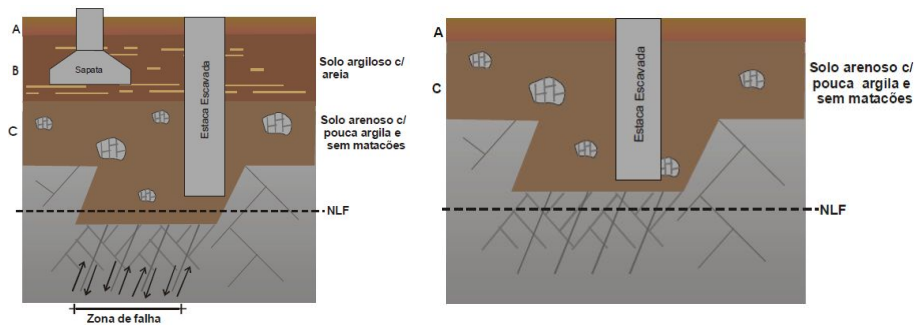
#### Fatores Relativos ao Solo: Exemplos

Em zonas de falha

Sapatas no horizonte B.

Estaca escavada com trado rotativo até o horizonte C.

Estacas cravadas não conseguem penetrar devido a alta resistência do solo residual.



## Fundações Profundas

### Escolha do Tipo de Estaca

#### Fatores Relativos ao Solo: Exemplos

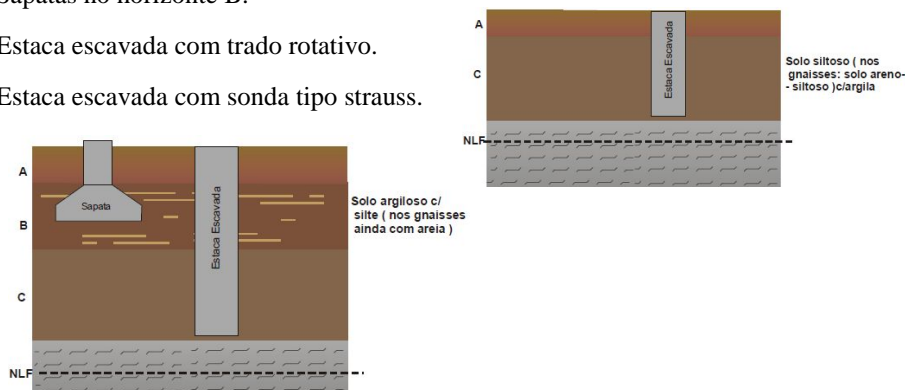
Solos residuais de filitos e xistos

Minerais de fácil intemperismo (solo argiloso e silteoso de média resistência).

Sapatas no horizonte B.

Estaca escavada com trado rotativo.

Estaca escavada com sonda tipo strauss.



## Fundações Profundas

### Escolha do Tipo de Estaca

#### Fatores Relativos ao Solo: Exemplos

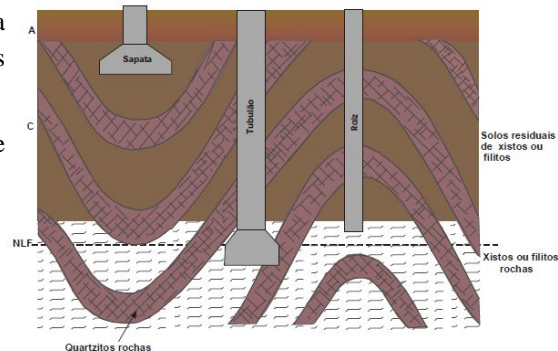
**Solos alternados com camadas resistentes e não resistentes**

Solos alternados com presença de quartzito e xistos ou filitos.

Fundações com sapatas, devendo-se considerar a resistência das camadas mais fracas.

Estaca tubulão ou estaca injetada tipo raiz, para atravessar as camadas resistentes.

A estaca raiz é mais cara, mas de maior produtividade.



## Fundações Profundas

### Escolha do Tipo de Estaca

#### Fatores Relativos ao Solo: Exemplos

**Solos residuais com presença de diques e veios de rochas mais resistentes**

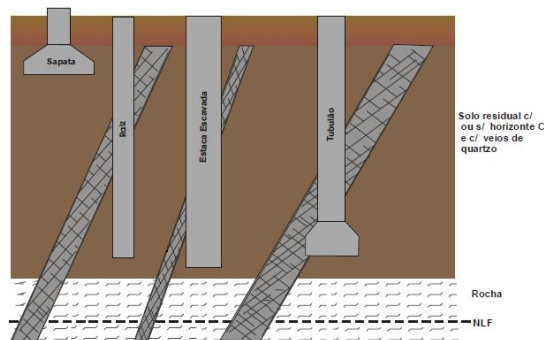
Soluções hidrotermais ou infiltração de magmas nas falhas das rochas.

Podem ser mais resistentes que a rocha encaixante.

Pode ser empregadas sapatas, considerando a resistência do solo residual.

Estaca escavada com trado rotativo, quando os veios forem de pequena espessura.

Estaca tubulão ou raiz, quando os veios forem de maior espessura.



## Fundações Profundas

### ⚡ Escolha do Tipo de Estaca

#### ⚡ Fatores Relativos ao Solo: Exemplos

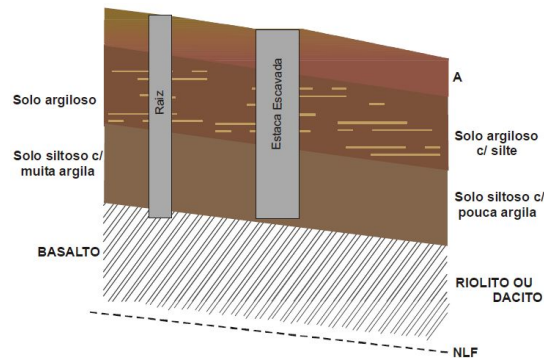
Solos residuais de basalto, riolitos e dacitos

Solos das regiões da serra e planalto.

Presença de diaclases (fraturamento intenso) e não possuem matacões.

Estaca escavada com trado rotativo, por proporcionar paredes estáveis e nível do lençol freático profundo.

Em regiões sem horizonte C, deve-se aplicar estaca raiz, roto-percussiva.



## Fundações Profundas

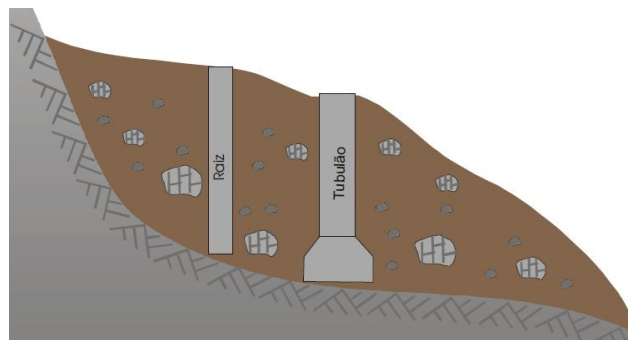
### ⚡ Escolha do Tipo de Estaca

#### ⚡ Fatores Relativos ao Solo: Exemplos

Solos coluviais e tálus

Forma de lente espessa, com presença de argila, areia e fragmentos ou pedaços de rochas misturados.

Sujeito a grandes infiltrações e rastejos.



## Fundações Profundas

### ⚡ Escolha do Tipo de Estaca

#### ⚡ Fatores Relativos ao Solo: Exemplos

Solos coluviais e tálus

Típico de encostas e sopé de morros.

Deve-se construir sobre tálus após sua estabilização.

As estacas devem atravessar o solo coluvial (ou tálus) e ser assentada sobre a rocha subjacente.

Estaca tubulão são as mais recomendadas, com estabilização das paredes (se necessário)

Pode-se empregar estaca raiz.

Considerar os esforços laterais sobre a estaca.

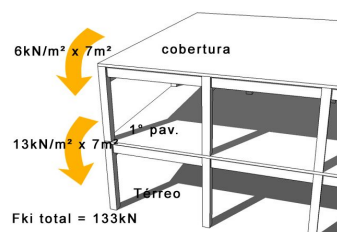
## Fundações Profundas

### ⚡ Escolha do Tipo de Estaca

#### ⚡ Fatores Relativos às Cargas:

Nível de Carregamento: Definem o universo de soluções disponíveis, pelo uso de um só elemento ou bloco com o menor número de estacas possíveis, como solução técnica e econômica adequada;

Tipo de carga: compressão, tração ou horizontais. Para compressão todos os tipos são adequadas. Solicitação de tração implica em armadura e nas pré-moldadas emendas eficientes.



## Fundações Profundas

### # Escolha do Tipo de Estaca

#### # Outros Fatores:

Prazos disponíveis: condicionam o uso de sistemas mais eficientes quando o prazo é limitado (execução de muitas estacas em curto prazo ou solução com poucas estacas de alta capacidade).

Condições de vizinhança: Presença de edificações com problemas sensíveis à vibração limitam o uso de estacas cravadas.



## Fundações Profundas

### # Escolha do Tipo de Estaca

#### # Outros Fatores:

Equipamento disponível: Condição indispensável para a escolha especialmente em condições de comprimento, diâmetro, energia necessária, central de concreto, etc.

Volume de serviço/interesse dos contratantes: problemas envolvendo pequeno número de estacas podem ter custo elevado se for necessário trazer equipamento de longa distância.

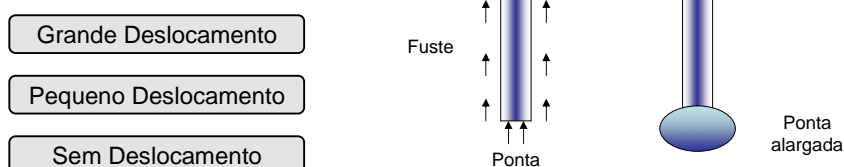
Custos: em inúmeras situações cabem tecnicamente mais de uma solução de fundações, sendo escolhida aquela que proporcionar a solução mais econômica.



## Fundações Profundas

### Classificação das Estacas

- Quanto à profundidade: Mínimo 3m; Máximo: depende do equipamento.
- Quanto ao material: Madeira, Aço, Concreto.
- Quanto à fabricação: Estaca pré-moldada, Estaca Moldada no Local.
- Quanto ao Trabalho: Compressão, Tração e Flexão.
- Quanto à propagação de tensões: Flutuantes (fuste), Carga de Ponta ou ambas.
- Quanto à posição no terreno: Verticais ou Inclínadas.
- Quanto ao efeito sobre o solo:



## Fundações Profundas

### Algumas características por Estacas

	Produtividade	Capacidade de carga	Profundidade máxima	Vibrações causadas
<b>Estacas pré-fabricadas</b>				
<b>Metálica</b>	50 m diários, ocorrendo variações em função das características do solo, profundidade da fundação, condições do terreno e distância entre estacas	20 a 200 tf	Não possui limitação de profundidade. A estaca possui aproximadamente 12 m, podendo ser emendadas.	Apresenta problemas de barulho durante a cravação. Podem ser cravadas sem causar grandes vibrações
<b>Concreto</b>	50 m diários, ocorrendo variações em função das características do solo, profundidade da fundação, condições do terreno e distância entre estacas	25 a 170 tf	Depende do tipo de estaca, variando de 8 a 12 m. Podem ser emendadas.	Apresenta problemas de barulho e vibrações durante a cravação

## Fundações Profundas

### # Algumas características por Estacas

	Produtividade	Capacidade de carga	Profundidade máxima	Vibrações causadas
<b>Estacas escavadas</b>				
<b>Strauss</b>	30m diários	20 a 100 tf	20 a 25 m	Ausência de trepidações e vibrações em prédios vizinhos
<b>Barretes</b>	50 m por dia, para uma espessura de 40 cm. Além disso, a produtividade varia em função do tipo de solo e condições do terreno	500 a 1250 tf	Superior a 50 m	
<b>Frankl</b>	40 m diários	60 a 400 tf	Até 36 m	Provoca vibração e ruídos intensos durante a execução

## Fundações Profundas

### # Algumas características por Estacas

	Produtividade	Capacidade de carga	Profundidade máxima	Vibrações causadas
<b>Ralz</b>	30 m diários	10 a 180 tf		Ausência de vibrações
<b>Hélice contínua</b>	150 a 400 m por dia, dependendo da profundidade da estaca, do diâmetro da hélice, do tipo e resistência do terreno e do torque do equipamento	25 a 390 tf	20 a 24m, existindo alguns equipamentos que chegam a 30 m	Não produz distúrbios, vibrações e descompressão do terreno
<b>Tubulão</b>				
<b>Tubulão a céu aberto</b>	4,0 m³ de escavação manual para tubulões até 10 m de profundidade 80 m³ de escavação mecânica para tubulões até 15 m de profundidade	150 a 1000 tf	Limitada pelo Nível de Água	Ausência de trepidações e vibrações em prédios vizinhos
<b>Tubulão a ar comprimido</b>	Variável, pois depende muito do tipo de solo	800 a 1000 tf	34 m abaixo do nível d' água	Ausência de trepidações e vibrações em prédios vizinhos

## Fundações Profundas

---

### # Análise de custo das fundações profundas

# Considerando uma escala relativa de custos da utilização de fundações profundas, podemos, de um modo genérico, afirmar que:

1. A estaca pré-moldada é uma das soluções mais econômicas;
2. A estaca tipo hélice já foi considerada de custo elevado porém, devido a sua alta produtividade e ao aumento da demanda, houve uma progressiva redução de custos ao longo dos anos;
3. A estaca Franki é considerada mais custosa que as estacas anteriores (pré-moldada e hélice), porém de custo inferior a estaca raiz;
4. A estaca do tipo raiz apresenta alto custo;
5. O tubulão é uma solução viável quando utilizado acima do nível de água e com pequenas profundidades, de 4 a 6 m.

## Fundações Profundas

---

### # Conclusões

O melhor tipo de fundação é aquela que suporta as cargas da estrutura com segurança e se adequa aos fatores topográficos, maciço de solos, aspectos técnicos e econômicos, sem afetar a integridade das construções vizinhas.

É importante a união entre os projetos estrutural e o projeto de fundações num grande e único projeto, uma vez que mudanças em um provocam reações imediatas no outro, resultando obras mais seguras e otimizadas.



# ***Fundações Profundas***

## ***Considerações Importantes***

Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

### Fundações Profundas

---

#### ⚡ Estacas de Madeira

- ⚡ Comprimentos usuais = 5 a 10 m (sem emenda)
- ⚡ Comprimento máximo usual = 20 m
- ⚡ Diâmetros usuais = 20/25/30 cm
- ⚡ Carga de trabalho = 120/200/280 kN
- ⚡ NSPT máxima = 10-15



## Fundações Profundas

---

### ⚡ Estacas de Madeira

#### ⚡ VANTAGENS

Preço baixo (eucalipto); Fácil emenda; Resiste à cravação e ao transporte; Fácil corte; São leves quando comparadas a outros materiais; Duráveis sob o nível de água.

#### ⚡ DESVANTAGENS

Atacável por microorganismos; Obras permanentes – solo submerso; Não admitem carga de trabalho elevada; Vulneráveis a danos em cravações difíceis

#### **Considerações da norma:**

Ponta e topo > que 15 e 25 cm, respectivamente;  
Topo deve ser protegido para não sofrer dano durante a cravação;  
Evitar sua utilização em terrenos com matacões;  
As emendas devem ser resistentes.

## Fundações Profundas

---

### ⚡ Estacas Metálicas - Trilhos

- ⚡ Comprimentos usuais = 6 a 10 m (sem emenda)
- ⚡ Comprimento máximo usual = ilimitado (emenda com solda)
- ⚡ Dimensões usuais = TR-25/TR-32/TR-37/TR-45/TR-57/TR-65
- ⚡ Carga de trabalho = 250/300/350/420/550/650 kN
- ⚡ NSPT máxima = > 80

### ⚡ Estaca Metálicas - Perfis

- ⚡ Comprimentos usuais = 6 a 10 m (sem emenda)
- ⚡ Comprimento máximo usual = ilimitado (emenda com solda)
- ⚡ Dimensões usuais = I e H (vários, utiliza-se perfil composto com 2, 3 e 4 elementos)
- ⚡ Carga de trabalho = material
- ⚡ NSPT máxima = > 80

## Fundações Profundas

---

### ⚡ Estacas Metálicas



## Fundações Profundas

---

### ⚡ Estacas Metálicas

#### ⚡ VANTAGENS

Fácil emenda e corte; Absorve todos os tipos de solicitações; Resiste à cravação energética; Causam pouca vibração; Vencem com eficiência obstruções; Podem ser cravadas próximas a estruturas existentes; Requerem menor espaço de armazenamento; Pequeno deslocamento de solo.

#### ⚡ DESVANTAGENS

Alto custo.

Vibração na cravação.

Atacável por águas agressivas (corrosão).

Muito esbeltas, difícil de conservar a verticalidade ou não encurvarem em argilas moles se cruzar camada mais resistente (flambagem).

## Fundações Profundas

### Estacas Pré Moldadas de Concreto Armado

- Comprimentos usuais = 6 a 10 m (sem emenda)
- Comprimento máximo usual = 30m
- Dimensões usuais = 16x16/18x18/20x20/23x23/26x26/30x30/35x35/42x42cm
- Carga de trabalho = 200/250/300/400/500/700/900 kN
- NSPT máxima = 15-20



## Fundações Profundas

### Estacas Pré Moldadas de Concreto Armado

#### ■ VANTAGENS

Garantia de qualidade do material da estaca; Boa capacidade de carga; Possibilidade de emenda; Os solos não coesivos são compactados durante a cravação.

#### ■ DESVANTAGENS

Armadura para transporte e suspensão; Vibração na cravação; Podem sofrer deterioração se água do lençol freático contém sulfatos ou pH ácido; Vulnerável ao manuseio; Alto custo; Grande deslocamento do solo; Transporte comanda o dimensionamento.

#### Considerações da norma:

Cravação por percussão, prensagem ou vibração; Pode-se utilizar jato de água em terrenos resistentes à penetração; As estacas podem ser emendadas desde que a emenda resista a todas as solicitações, as emendas devem ser através de solda.

## Fundações Profundas

### Estacas Pré Moldadas de Concreto Protendido

- Comprimentos usuais = 8 a 10 m (sem emenda)
- Comprimento máximo usual = --
- Dimensões usuais = 23/26/33/38/42/50/60/70 cm
- Carga de trabalho = 300/400/600/750/900/1400/1800/2500 kN
- NSPT máxima = 15-25

#### ■ VANTAGENS

Garantia de qualidade; Alta capacidade de carga; Permite cravação enérgica.

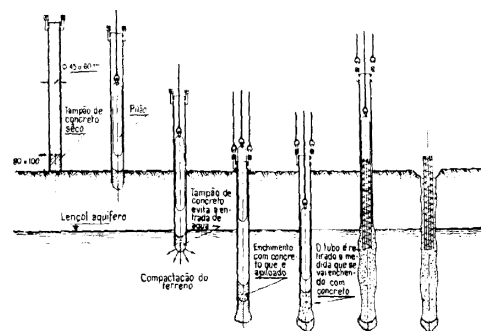
#### ■ DESVANTAGENS

Vibração na cravação; Custo elevado; Apresenta dificuldade de corte.

## Fundações Profundas

### Estacas Tipo Franki Standard

- Comprimentos usuais = 7 a 12 m (sem emenda)
- Comprimento máximo usual = 16 m
- Dimensões usuais = 35/40/45/52/60\* cm (\* com equipamentos especiais)
- Carga de trabalho = 550/700/950/1200/1600 kN
- NSPT máxima = 15-20



## Fundações Profundas

### Estacas Tipo Franki Standard

#### VANTAGENS

Boa qualidade de execução; Boa a alta capacidade de carga; A cravação do tubo com extremidade fechada exclui a influência do nível da água; Os solos não coesivos são compactados durante a cravação; Permite o alargamento da base

#### DESVANTAGENS

As estacas restantes devem ser executadas após endurecimento do concreto; Vibração na cravação; Podem sofrer estrangulamento da estaca; Em solos densos e duros o alargamento da base fica difícil; Não admitem grande diâmetro; Comprimento é limitado.

#### Considerações da norma:

Consumo mínimo de concreto de  $350 \text{ kg/m}^3$ .  
Para fixação da carga estrutural  $FCK < 20 \text{ MPa}$ .  
Utilizar armadura mínima.

## Fundações Profundas

### Estacas Tipo Strauss

- Comprimentos usuais = 6 a 12 m
- Comprimento máximo usual = 18m
- Dimensões usuais = 26/30/40/50 cm
- Carga de trabalho = 180/240/430/680 kN
- NSPT máxima = 15-20



## Fundações Profundas

### Estacas Tipo Strauss

#### VANTAGENS

Baixo custo; Uso de revestimento; Boa capacidade de carga; Causam pouca vibração; Não causam danos às construções vizinhas.

#### DESVANTAGENS

Difícil controle de execução; Recuperação do molde pode provocar descontinuidade do fuste; Não são recomendadas abaixo do nível da água.

#### Considerações da norma:

Perfuração inicial com soquete para servir de guia (1 a 2m)

Diâmetro < 500mm

Terreno permitindo o revestimento pode ser parcial

Formado um bulbo com concreto apilado

Concreto de consistência plástica

FCK > 15 MPa e consumo de cimento > 300kg/m<sup>3</sup>

## Fundações Profundas

### Estacas Broca (Microestacas)

- Comprimentos usuais = 3 a 6 m
- Comprimento máximo usual = 8m
- Dimensões usuais = 15/20/25 cm
- Carga de trabalho = 25/50/75 kN
- NSPT máxima = 10



## Fundações Profundas

---

### ⚡ Estacas Broca (Microestacas)

#### ⚡ VANTAGENS

Baixo custo; Acesso fácil; Execução fácil e rápida

#### ⚡ DESVANTAGENS

Baixa capacidade de carga; Inviáveis abaixo do nível da água; Solos coesivos.

#### Considerações da norma:

Concreto lançado com ajuda do funil  
Concreto com FCK > 15 MPa (consistência plástica)  
Consumo de cimento > 300kg/m<sup>3</sup>  
Podem ser armadas

## Fundações Profundas

---

### ⚡ Estacas escavadas de grande seção (circular)

⚡ Comprimentos usuais = 10 a 25 m

⚡ Comprimento máximo usual = 30 m

⚡ Dimensões usuais = 60/70/80/90/100/110/120/130\*/140\*/150\*/160\* cm  
(\*com equipamento especial)

⚡ Carga de trabalho = 113/153/210/314/380/452/530/706/800 t

⚡ NSPT máxima = 40-60 (limite de comprimento e NSPT dependem do equipamento e tipo de solo).



## Fundações Profundas

---

### ⚡ Estacas Broca (Microestacas)

#### ⚡ VANTAGENS

Baixo custo; Acesso fácil; Execução fácil e rápida

#### ⚡ DESVANTAGENS

Baixa capacidade de carga; Inviáveis abaixo do nível da água; Solos coesivos.

#### **Considerações da norma:**

Concreto lançado com ajuda do funil  
Concreto com FCK > 15 MPa (consistência plástica)  
Consumo de cimento > 300kg/m<sup>3</sup>  
Podem ser armadas



# ***Fundações Profundas***

## ***Capacidade de Carga***

Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

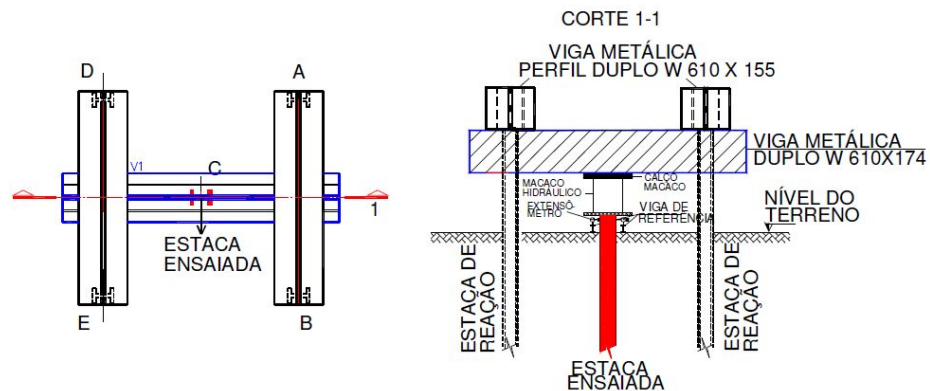
### Capacidade de Carga

#### # Método 1 - Provas de carga:



## Capacidade de Carga

### ■ Método 1 - Provas de carga:



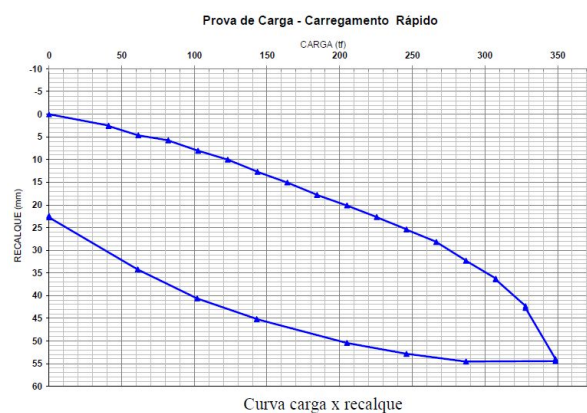
## Capacidade de Carga

### ■ Método 1 - Provas de carga:

■  $Q'$  é a carga correspondente ao recalque admissível e  $Q_{rup}$  é a carga de ruptura, ambas obtidas na prova de carga;

■ Se o recalque admissível não é conhecido pode-se adotar 15 mm.

$$Q_{adm} \leq \begin{cases} Q'/1,5 \\ Q_{rup}/2,0 \end{cases}$$



## Capacidade de Carga

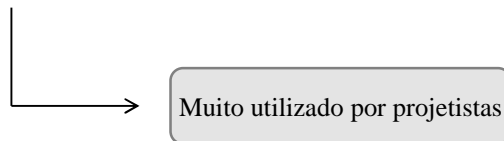
### ▣ Outros Métodos – Carga admissível

#### ▣ Método 2 - Fórmulas teóricas:

Abordagem semelhante àquela utilizada para fundações superficiais.

#### ▣ Método 3 - Formulações empíricas ou semi-empíricas baseadas em resultados de sondagens:

Existem muitos métodos deste tipo na bibliografia sobre o assunto; **Método de Aoki-Velloso (baseado na sondagem SPT).**



## Capacidade de Carga

### ▣ Outros Métodos – Carga admissível

#### ▣ Método de Aoki-Velloso (baseado na sondagem SPT).

##### Formulação

$Q_r = Q_l + Q_p \Rightarrow$  Carga de ruptura

$Q_l = U \times \sum (\Delta l \times r_l) \Rightarrow$  Parcela transmitida por atrito lateral

$Q_p = A_p \times r_p \Rightarrow$  Parcela transmitida pela ponta

$U \Rightarrow$  Perímetro da estaca

$\Delta l \Rightarrow$  Comprimento de um trecho de estaca

$A_p \Rightarrow$  Área da ponta da estaca

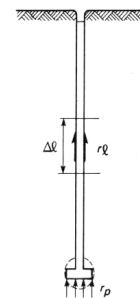
$r_l = \frac{\alpha \times K \times N(SPT)_{fuste}}{F_2} \Rightarrow$  Resistência lateral unitária

$r_p = \frac{K \times N(SPT)_{ponta}}{F_1} \Rightarrow$  Resistência de ponta unitária

$\alpha, K \Rightarrow$  Coeficientes que dependem do tipo de solo

$F_1, F_2 \Rightarrow$  Fatores de correção em função do tipo de estaca

$$Q_{adm} \leq \begin{cases} Q_r / CS \\ Q_{nominal} \end{cases}$$



## Capacidade de Carga

### ▣ Outros Métodos – Carga admissível

#### ▣ Método de Aoki-Velloso (baseado na sondagem SPT).

Parâmetros Tabelados

$$r_l = \frac{\alpha \times K \times N(SPT)_{fuste}}{F_2}$$

$$r_p = \frac{K \times N(SPT)_{ponta}}{F_1}$$

Exercício

Tipo de Estaca		F1	F2
1	Franki	2,50	5,00
2	Pré-moldada de concreto	1,75	3,50
3	Metálica	1,75	3,50
4	Rotativa	3,50	7,00
5	Strauss	3,50	7,00

Tipo de Terreno		K (MN/m <sup>2</sup> )	α (%)
1	Areia	1,00	1,4
2	Areia siltosa	0,80	2,0
3	Areia silto-argilosa	0,70	2,4
4	Areia argilosa	0,60	3,0
5	Areia argilo-siltosa	0,40	2,8
6	Silte	0,40	3,0
7	Silte arenoso	0,55	2,2
8	Silte areno-argiloso	0,45	2,8
9	Silte argiloso	0,23	3,4
10	Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
11	Argila	0,20	6,0
12	Argila arenosa	0,35	2,4
13	Argila areno-siltosa	0,30	2,8
14	Argila siltosa	0,22	4,0
15	Argila silto-arenosa	0,33	3,0

## Capacidade de Carga

### ▣ Métodos Diretos - AOKI-VELOSO (1975)

#### ▣ Método de Aoki-Velloso (1975)

Onde:

$P_u$  = Capacidade de Carga última

$P_b$  = Capacidade de Carga da base

$P_L$  = Capacidade de Carga do fuste

$$P_u = P_b + P_L \rightarrow (ton)$$

## Capacidade de Carga

### ▣ Métodos Diretos - AOKI-VELOSO (1975)

#### ▣ Método de Aoki-Velloso (1975)

Onde:

$K$  = Coeficiente de correlação com resultados de Cone;

$N_b$  = Valor de NSPT na base (Ponta) da estaca;

$A_b$  = Área da Base (Ponta) da estaca;

$F1$  = Coeficiente de correção de resistência de ponta para levar em conta a diferença de comportamento entre a estaca e o ensaio de cone.

$$P_b = \frac{K \times N_b \times A_b}{F1}$$

## Capacidade de Carga

### ▣ Métodos Diretos - AOKI-VELOSO (1975)

#### ▣ Método de Aoki-Velloso (1975)

Onde:

$\alpha_i$  = Razão de atrito na camada  $i$  ;

$k_i$  = Coeficiente de correlação com cone na camada  $i$ ;

$N_m$  = NSPT médio na camada  $i$ ;

$p$  = Perímetro da estaca;

$\Delta_L$  = Comprimento da estaca na camada  $i$ .

$F2$  = Coeficiente de correção de resistência lateral para levar em conta a diferença de comportamento entre a estaca e o ensaio de cone.

$$P_L = \sum \left( \frac{\alpha_i \times k_i \times N_m \times p \times \Delta_L}{F2} \right)$$

## Capacidade de Carga

### ⚡ Métodos Diretos - AOKI-VELOSO (1975)

#### ⚡ Método de Aoki-Velloso (1975)

##### Parâmetros Tabelados

TIPO DE ESTACA	F1	F2
Franki	2.50	5.00
Metálica	1.75	3.50
Pré-moldada	1.75	3.50
Escavada	3.30	6.60

Fatores de segurança para o método de Aoki-Velloso (1975)  
**Ponta = 3.0**  
**Fuste = 1.5**

TIPO DE SOLO	k (ton/m <sup>2</sup> )	α
Areia	100	0.014
Areia Siltosa	80	0.020
Areia silto Argilosa	70	0.024
Areia Argilosa	80	0.030
Areia argilo Siltosa	50	0.028
Silte	40	0.030
Silte Arenoso	55	0.022
Silte Areno Argiloso	45	0.028
Silte Argiloso	23	0.040
Silte Argilo Arenoso	25	0.030
Argila	20	0.060
Argila Arenosa	35	0.024
Argila Areno Siltosa	30	0.028
Argila Siltosa	22	0.040
Argila Silto Arenosa	33	0.030

## Capacidade de Carga

### ⚡ Métodos Diretos - AOKI-VELOSO (1975)

#### ⚡ Método de Décourt -Quaresma (1978)

Este método foi desenvolvido para ser utilizado no cálculo de capacidade de carga de estacas pré-moldadas, Franki e Strauss. Após foi ampliado para os demais tipos de estacas.

Onde:

C = Coeficiente de correlação de Ponta

N<sub>b</sub> = Valor de NSPT na base (Ponta) da estaca;

A<sub>b</sub> = Área da Base (Ponta) da estaca (m<sup>2</sup>);

C<sub>s</sub> = Adesão solo-estaca

A<sub>L</sub> = Área Lateral da estaca (m<sup>2</sup>).

β e α = Coeficiente de correção em função do tipo de estaca

$$P_u = \beta \times C \times N_b \times A_b + \alpha \times \sum (C_s \times A_L) \rightarrow (ton)$$

## Capacidade de Carga

### ▣ Métodos Diretos - AOKI-VELOSO (1975)

#### ▣ Método de Décourt -Quaresma (1978)

TIPO DE SOLO	C (ton/m <sup>2</sup> )
Argila	12
Silte Argiloso	20
Silte Arenoso	25
Areia	40

N <sub>m</sub>	C <sub>s</sub> ( ton. / m <sup>2</sup> ) (1+N <sub>m</sub> /3)
< 3	2
6	3
9	4
12	5
>15	6

Fatores de segurança para o método  
Décourt - Quaresma (1978)  
**Ponta = 4.0**  
**Fuste = 1.3**

## Capacidade de Carga

### ▣ Métodos Diretos - AOKI-VELOSO (1975)

#### ▣ Método de Décourt -Quaresma (1978)

Tabela 8.8 | Valores do coeficiente  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de estaca \ Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,8	0,9*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos Intermediários	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	0,5	0,6*	1,0*	1,5*	3,0*

\* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

Tabela 8.7 | Valores do coeficiente  $\alpha$  em função do tipo de estaca e do tipo de solo

Tipo de estaca \ Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (bentonita)	Hélice contínua	Raiz	Injetada sob altas pressões
Argilas	0,85	0,85	0,30*	0,85*	1,0*
Solos Intermediários	0,60	0,60	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	0,50	0,50	0,30*	0,50*	1,0*

\* valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.



# ***Fundações Profundas***

## ***Dimensionamento de Fundações***

Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

### Dimensionamento de Fundações

#### # Procedimentos Gerais de Projeto

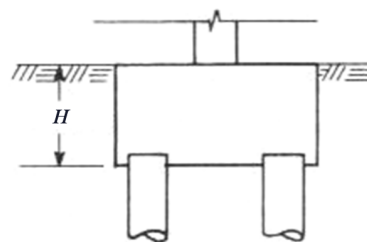
# Dimensionar um estaqueamento envolve as seguintes atividades:

**Determinar a carga (P)** do pilar, atuante na fundação;

**Escolher o tipo de estaca** a ser utilizado (escavada ou cravada; madeira, aço ou concreto; etc.);

**Escolher a forma** (circular, quadrada etc.) e as dimensões da seção transversal da estaca;

**Determinar a máxima carga nominal** que a estaca adotada resiste em função da sua capacidade estrutural (valor tabelado);



## Dimensionamento de Fundações

---

### # Procedimentos Gerais de Projeto

**Determinar o número de estacas** necessário para o pilar considerado;

**Determinar a carga de trabalho** atuante em cada estaca;

**Definir** o valor do coeficiente de segurança (**CS**) a ser adotado no dimensionamento;

Com base no resultado das sondagens, **determinar a capacidade de carga admissível do conjunto solo-estaca** para várias profundidades possíveis de embutimento (D);

**Determinar a profundidade de embutimento** necessária das estacas de forma que a carga de trabalho de cada estaca seja menor ou igual a capacidade de carga admissível calculada;

## Dimensionamento de Fundações

---

### # Procedimentos Gerais de Projeto

**Determinar a melhor disposição das estacas**, de forma a obter o bloco de coroamento mais econômico (volume mínimo), observando a distâncias mínima entre estacas e o afastamento mínimo da divisa;

**Dimensionar**, geometricamente e estruturalmente o bloco de coroamento;

**Determinar a profundidade de arrasamento** das estacas (corte da cabeça das estacas);

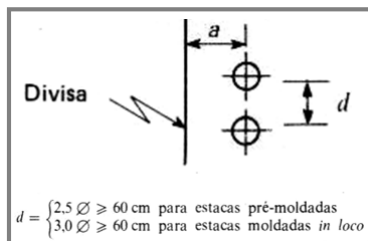
A partir da quantificação dos materiais e serviços necessários, realizar a estimativa dos custos.

O processo descrito possui caráter iterativo, devendo ser repetido para outras seções da estaca e para outros tipos de estaca até que a melhor solução seja obtida.

## Dimensionamento de Fundações

### ⚡ Procedimentos Gerais de Projeto

- ⚡ Capacidade nominal das estacas;
- ⚡ Seções e comprimentos usuais;
- ⚡ Espaçamentos.



Tipo de estaca	Seção transversal (cm ou pol)	Carga (kN)	d (m)	a (m)	Comprimento normal (m)
Estacas pré-moldadas	Seção de fuste quadrada	15 x 15	150	0,60	0,30
		20 x 20	200	0,60	0,30
		25 x 25	300	0,65	0,35
		30 x 30	400	0,75	0,40
		35 x 35	500	0,90	0,40
		40 x 40	700	1,00	0,50
	Seção de fuste circular	Ø 20	200	0,60	0,30
		Ø 25	300	0,65	0,30
		Ø 30	400	0,75	0,35
		Ø 35	550	0,90	0,40
		Ø 40	700	1,00	0,50
Estacas Strauss	Estaca Strauss	Ø 25	200	0,75	0,20
		Ø 32	300	1,00	0,20
		Ø 38	450	1,20	0,25
		Ø 45	600	1,35	0,30
		Ø 55	800	1,65	0,35
	Estacas Franki	Ø 35	550	1,20	0,70
		Ø 40	750	1,30	0,70
		Ø 52	1 300	1,50	0,80
		Ø 60	1 700	1,70	0,80
Estacas metálicas	Laminado CSN	I 10 pol x 4 5/8 pol	400	0,75	—
		I 12 pol x 5 1/4 pol	600	0,75	—
		II 10 pol x 4 5/8 pol	800	1,00	—
		II 12 pol x 5 1/4 pol	1 200	1,00	—
	Perfil composto	Área útil x 120 MN/m <sup>2</sup>	1,00 a 1,50	—	—

## Dimensionamento de Fundações

### ⚡ Procedimentos Gerais de Projeto

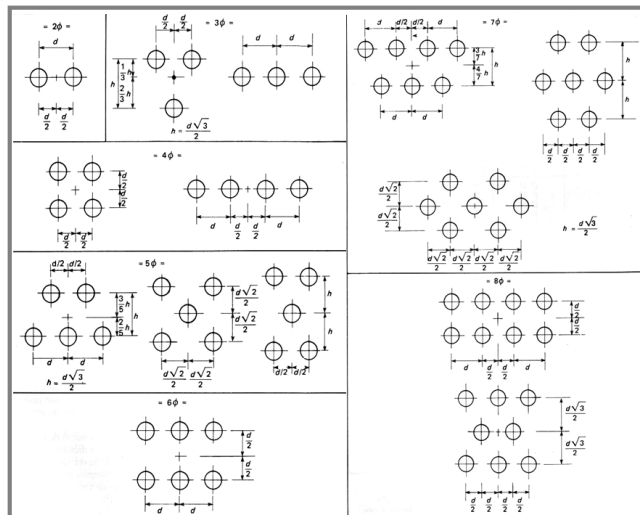
- ⚡ Capacidade nominal de estacas rotativas:

	Ø (cm)	d (m)	Área (m <sup>2</sup> )	Perímetro (cm)	N máx. (kN)		
					$\sigma_c = 3 \text{ MN/m}^2$	$\sigma_c = 4 \text{ MN/m}^2$	$\sigma_c = 5 \text{ MN/m}^2$
Estaca escavadas	80	1,60	0,50	2,51	1 500	2 000	2 500
	100	1,80	0,79	3,14	2 400	3 000	4 000
	120	2,00	1,13	3,77	3 400	4 500	5 600
	150	2,30	1,77	4,71	5 300	7 000	8 800
	180	2,60	2,55	5,65	7 600	10 100	12 700

## Dimensionamento de Fundações

### ▣ Procedimentos Gerais de Projeto

#### ▣ Distribuições usuais de estacas:

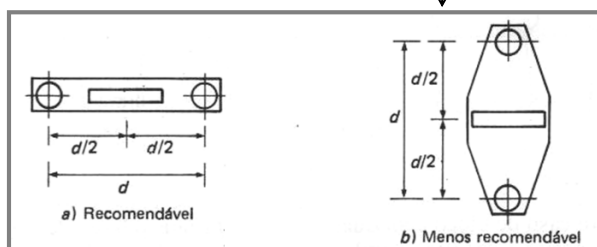
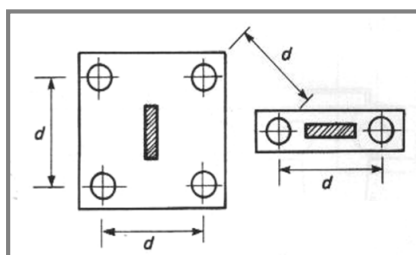


## Dimensionamento de Fundações

### ▣ Estacas: recomendações gerais

▣ O espaçamento entre estacas deve ser respeitado também entre estacas de blocos contíguos:

▣ A distribuição das estacas deve ser feita, sempre que possível, no sentido da maior dimensão do pilar:

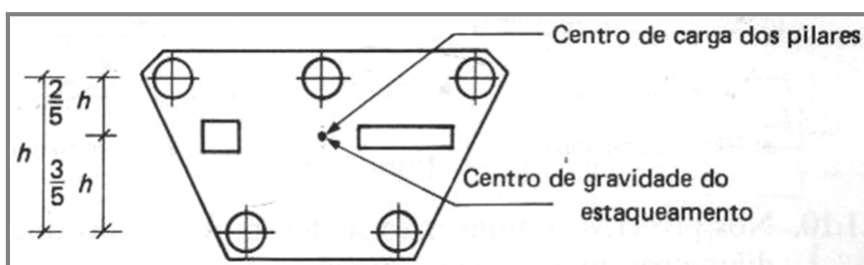


▣ Sempre que possível, deve-se projetar um bloco para cada pilar;

## Dimensionamento de Fundações

### Estacas: recomendações gerais

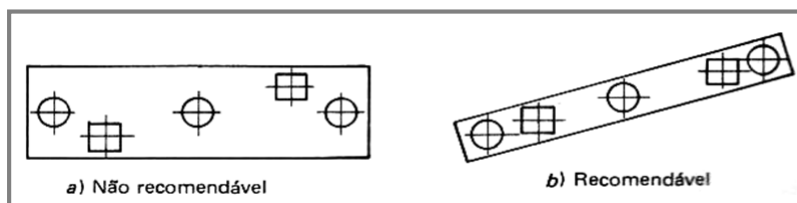
- Quando os blocos de dois ou mais pilares se superpõem, deve-se combinar os pilares em um único bloco;
- Em blocos com mais de um pilar, o centro de cargas deve coincidir com o centro geométrico das estacas:



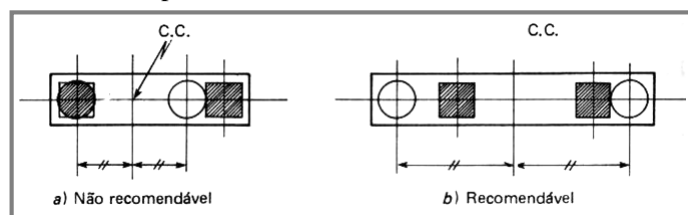
## Dimensionamento de Fundações

### Estacas: recomendações gerais

- Deve-se evitar distribuições que induzam torção no bloco:



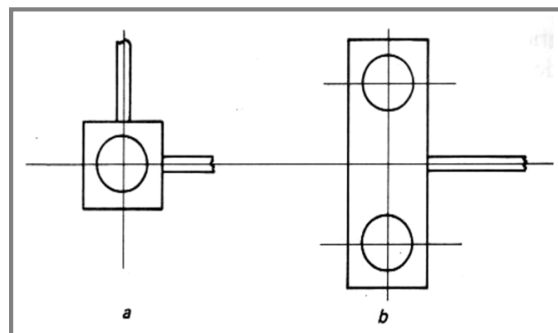
- No caso de blocos de duas estacas sob dois pilares, deve-se evitar posicionar as estacas embaixo dos pilares:



## Dimensionamento de Fundações

### Estacas: recomendações gerais

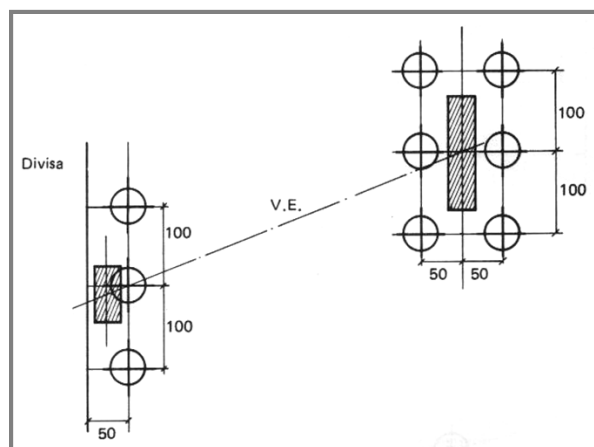
- Deve-se evitar blocos de grande extensão;
- Não se deve misturar estacas com diferentes diâmetros em um mesmo bloco;
- Blocos de uma estaca e de duas estacas dever ser ligados aos blocos vizinhos em duas direções ortogonais ou uma direção ortogonal, respectivamente:



## Dimensionamento de Fundações

### Estacas: recomendações gerais

- Para blocos sob pilares de divisa, deve-se recorrer ao uso da viga de equilíbrio:



## Dimensionamento de Fundações

### Estacas: dimensionamento de bloco de coroamento

Os blocos de coroamento das estacas tem a função principal de distribuir uniformemente a carga do(s) pilar(es) nas estacas;

O dimensionamento geométrico e estrutural dos blocos de coroamento pode ser feito por padronização, em função do diâmetro das estacas e dos espaçamentos entre elas.

ESTACAS TIPO FRANKI	B I				B II				B III-L				B III-T			
DETALHES DE BLOCOS PARA ESTACAS																
ESTACAS (Ø m.m.)	300	370	450	520	300	370	450	520	300	370	450	520	300	370	450	520
Carga	50 t	65 t	90 t	120 t	100 t	130 t	180 t	240 t	150 t	195 t	270 t	360 t	150 t	195 t	270 t	360 t
e	—	—	—	—	75	95	115	130	75	95	115	130	75	95	115	130
f	50	55	60	70	120	150	180	200	195	255	295	330	115	140	165	185
f'	—	—	—	—	50	55	60	70	50	55	60	70	104	128	153	172
c	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	29	33	38	42
f	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	65	74	100	115
H	40	40	40	45	50	65	80	90	50	65	80	90	50	65	80	90
Volume (m³)	100	120	144	220	300	536	864	1260	467	875	1239	1848	519	970	1661	2342
Pos. 1	485/16	595/16	665/16	785/16	563/4	663/4	863/4	897/8	897/8	1067/8	1367/8	1361/4	565/8	665/8	865/8	863/4
a	20	20	20	20	25	30	40	45	25	30	40	45	25	30	40	45
b	40	45	50	60	110	140	170	190	185	235	285	320	~101	~130	~160	~180
L	80	85	90	100	160	200	290	280	235	295	365	410	~155	~190	~240	~270
Pos. 2	—	—	—	—	108/4,6	128/4,6	188/4,6	208/4,6	208/4,6	258/4,6	308/4,6	338/4,6	—	—	—	—
a	—	—	—	—	40	45	50	60	40	55	60	70	—	—	—	—
b	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
L	—	—	—	—	40	45	50	60	40	55	60	70	—	—	—	—
CA-50 B (kg)	3	3	4	5	18	27	46	68	57	90	145	212	36	53	89	145
CA-60 B (kg)	—	—	—	—	72	101	135	180	120	208	270	347	—	—	—	—

ESTACAS TIPO FRANKI	B IV				B V		B VI	
DETALHES DE BLOCOS PARA ESTACAS								
ESTACAS (Ø m.m.)	300	370	450	520	450	520	450	520
Carga	200t	260t	360t	480t	450t	600t	540t	720t
e	75	95	115	130	115	130	115	130
f	120	150	180	200	268	302	290	330
f'	—	—	—	—	165	185	180	200
c	—	—	—	—	153	172	—	—
f	—	—	—	—	100	113	—	—
H	50	65	80	90	80	90	80	90
Volume (m³)	720	1.463	2.592	3.600	3.179	4.506	3.760	5.940
Pos. 1	10 Ø 3/4	12 Ø 3/4	16 Ø 3/4	16 Ø 7/8	19 Ø 7/8	26 Ø 7/8	26 Ø 7/8	34 Ø 7/8
a	25	30	40	45	40	45	40	45
b	110	140	170	190	~ 220	~ 250	280	320
L	160	200	250	280	~ 300	~ 340	360	410
Pos. 2	—	—	—	—	14 Ø 7/8	16 Ø 7/8	19 Ø 7/8	26 Ø 7/8
a	—	—	—	—	40	45	4	45
b	—	—	—	—	155	175	170	190
L	—	—	—	—	235	265	250	280
CA-50 B (kg)	72	108	179	273	274	415	434	647
CA-60 B (kg)	—	—	—	—	—	—	—	—

ESTACAS TIPO STRAUSS	B I					B II				B III-L			B III-T			
DETALHES DE BLOCOS PARA ESTACAS																
ESTACAS (Ø m.m.)	220	260	350	450	550	260	350	450	550	350	450	550	260	350	450	550
Carga máxima	20t	25t	35t	50t	80t	50t	70t	100t	160t	105t	150t	240t	75t	105t	150t	240t
e	—	—	—	—	—	60	70	90	110	70	90	110	60	70	90	110
f	40	45	55	65	75	100	120	150	180	160	200	240	90	116	143	170
f'	—	—	—	—	—	40	50	60	70	50	60	70	8	102	128	155
c	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	27	32	38	43
f	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	52	61	78	95
H	40	40	40	40	50	50	60	70	85	60	70	85	50	60	70	85
Volume (m³)	0,064	0,091	0,167	0,275	0,422	0,200	0,360	0,630	1,071	0,480	0,840	1,428	0,383	0,636	1,130	1,898
Pos. 1	4 Ø 5/8	4 Ø 5/8	5 Ø 5/8	6 Ø 5/8	7 Ø 5/8	4 Ø 1/2	5 Ø 1/2	6 Ø 5/8	9 Ø 5/8	6 Ø 3/4	9 Ø 3/4	10 Ø 7/8	5 Ø 5/8	4 Ø 1/2	6 Ø 1/2	7 Ø 5/8
a	20	20	20	20	25	25	30	35	40	30	35	40	25	30	35	40
b	30	35	45	55	65	90	110	140	170	150	190	230	95	115	145	175
L	70	75	85	95	115	140	170	210	250	290	360	410	145	175	215	255
Pos. 2	—	—	—	—	—	10 Ø 4,6	12 Ø 4,6	15 Ø 4,6	18 Ø 4,6	16 Ø 4,6	20 Ø 4,6	24 Ø 4,6	—	—	—	—
a	—	—	—	—	—	30	40	50	60	40	50	60	—	—	—	—
b	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
L	—	—	—	—	—	30	40	50	60	40	50	60	—	—	—	—
CA-50 B (kg)	2	2	3	4	6	1	2	6	15	6	17	44	3	8	20	62
CA-60 B (kg)	—	—	—	—	—	0,390	0,626	0,975	1,404	1	1	2	—	—	—	—

ESTACAS TIPO STRAUSS	B IV			B V			B VI		
	DETALHES DE BLOCOS PARA ESTACAS								
ESTACAS (Ø m.m)	350	450	550	350	450	550	350	450	550
Carga máxima	140 t	200 t	320 t	175 t	250 t	400 t	210 t	300 t	480 t
e	70	90	110	70	90	110	70	90	110
l	120	150	180	172	218	263	190	240	290
l'	-	-	-	116	143	170	120	150	180
c	-	-	-	102	128	153	-	-	-
f	-	-	-	61	78	95	-	-	-
H	60	70	85	60	70	85	60	70	85
Volume (m³)	0,864	1,575	2,754	1,123	2,036	3,485	1,368	2,520	4,437
Pos 1	11 Ø 1/2	11 Ø 5/8	13 Ø 5/8	13 Ø 5/8	19 Ø 5/8	30 Ø 5/8	17 Ø 5/8	26 Ø 5/8	28 Ø 3/4
a	30	35	40	30	35	40	30	35	40
b	110	140	170	160	200	240	180	230	280
L	170	210	250	220	270	320	240	300	360
Pos 2	-	-	-	9 Ø 5/8	14 Ø 5/8	21 Ø 5/8	13 Ø 5/8	19 Ø 5/8	21 Ø 3/4
a	-	-	-	30	35	40	30	35	40
b	-	-	-	110	150	160	110	140	170
L	-	-	-	170	200	240	170	210	250
CA-50 B (kg)	37	72	146	68	122	227	97	183	343
CA-60 B (kg)	-	-	-	-	-	-	-	-	-



## ***Fundações Profundas***

### ***Dimensionamento de Tubulões***

Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

#### Dimensionamento de Tubulões

##### # Procedimentos gerais de projeto

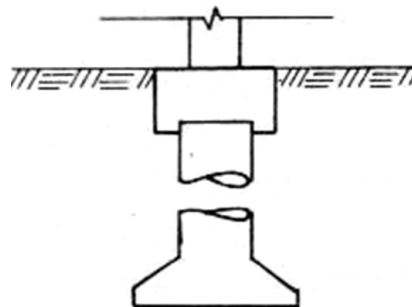
# Dimensionar um tubulão envolve as seguintes atividades:

**Determinar a carga (P)** atuante na fundação;

**Escolher uma profundidade** de assentamento do tubulão, denominada embutimento (D), com base nas sondagens;

**Determinar**, com base no embutimento D e nas informações das sondagens, a pressão de ruptura ( $\sigma_{rup}$ ) do conjunto solo-fundação;

**Definir** o valor do coeficiente de segurança (CS) a ser adotado no dimensionamento;



## Dimensionamento de Tubulões

### ▣ Procedimentos gerais de projeto

**Calcular a pressão (tensão) admissível** ( $\sigma_{adm}$ ), que corresponde à máxima pressão que pode ser aplicada ao solo com adequada segurança em relação ao colapso da fundação:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rup}}{CS}$$

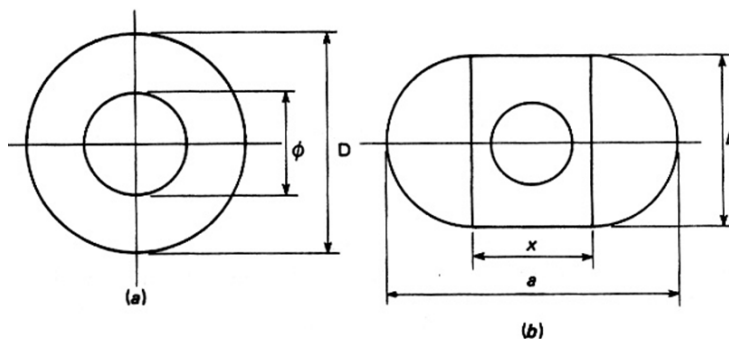
**Determinar a área (A)** da base do tubulão de forma que a pressão de trabalho ( $\sigma_{trab}$ ) seja menor ou igual à tensão admissível do solo:

$$A \geq \frac{P + \text{peso próprio da fundação}}{\sigma_{adm}}$$

## Dimensionamento de Tubulões

### ▣ Procedimentos gerais de projeto

**Determinar a forma** da base do tubulão (circular ou falsa elipse) e as suas dimensões (D, a, b, x) em função do espaço disponível:



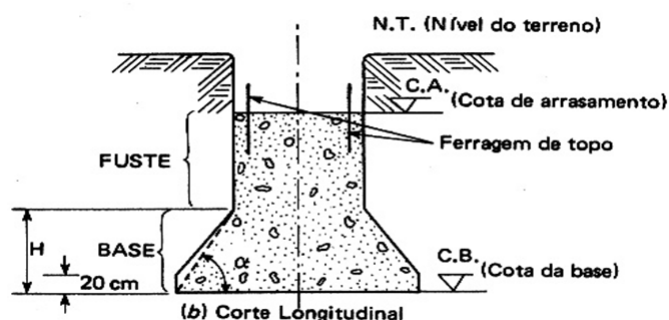
Desenho em planta do tubulação

## Dimensionamento de Tubulões

### ⚙️ Procedimentos gerais de projeto

**Determinar o diâmetro do fuste** ( $\phi \geq 70$  cm) em função da carga do pilar e da resistência característica do concreto;

**Determinar a altura da base** alargada do tubulão ( $H \leq 200$  cm), bem como o seu ângulo de inclinação  $\alpha$ .



## Dimensionamento de Tubulões

### ⚙️ Procedimentos gerais de projeto

**Dimensionar o bloco de coroamento**, cuja função é transmitir, de maneira uniforme, a carga do pilar ao tubulão;

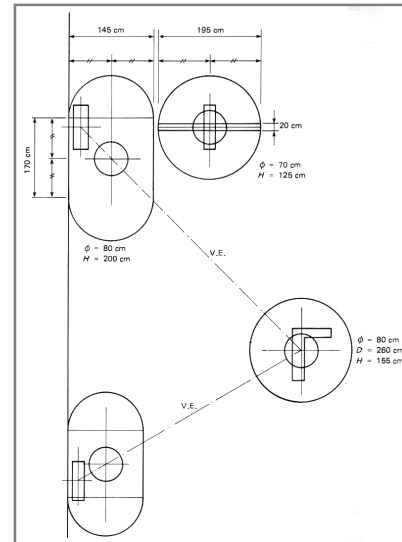
A partir da quantificação dos materiais e serviços necessários, realizar a **estimativa dos custos**.

O processo descrito possui caráter iterativo, devendo ser repetido para outros valores de embutimento  $D$ , até que a melhor solução seja obtida.

## Dimensionamento de Tubulões

### ▣ Procedimentos gerais de projeto

▣ Os tubulões podem ser utilizados em pilares de divisa e pilares de forma qualquer da mesma forma que as sapatas.



Exercício



# ***Fundações Profundas***

## ***Dimensionamento Estrutural***

Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

### Dimensionamento Estrutural

#### # Generalidades

- # A capacidade de carga de uma estaca é obtida com o menor dos dois valores:  
resistência estrutural do material da estaca;  
resistência do solo que lhe dá suporte;

- # Para a obtenção da resistência do solo que lhe dá suporte utiliza-se métodos consagrados.

Aoki-Velloso

Décourt-Quaresma

- # Quanto a resistência estrutural.

Tensões médias  
inferiores a 5MPa

Tensões médias  
inferiores a 5MPa

Não necessita de armadura

Compressão

Necessita de armadura

## Dimensionamento Estrutural

### Generalidades

Como dito anteriormente, se a tensão média ultrapassar esse valor, a estaca deverá ser armada no trecho que essa tensão for superior a 5MPa até a profundidade na qual a transferência de carga, por atrito lateral, diminua a compressão no concreto para uma tensão média inferior a 5MPa.

Dimensionamento de acordo com:

NBR 6118

Adotando-se os valores de resistência característica do concreto e dos coeficientes de majoração das cargas e minoração das resistências indicados por norma:

NBR 6122

## Dimensionamento Estrutural

### Dimensionamento na Compressão

**Estacas Metálicas:** Para o caso particular das estacas metálicas imersas em solo mole, mesmo que a cota de arrasamento estiver no nível do terreno (ou abaixo dele) a carga crítica de flambagem (carga de ruptura) pode ser estimada pela expressão de Bergflet, citado por Velloso:

$$N_{crit} = k \sqrt{C \times E \times I}$$

Carga de Trabalho

Onde:

K = coeficiente variável entre 8 e 10;

C = é a coesão não drenada do solo;

E = é o módulo de elasticidade do material da estaca

I = é o menor momento de inércia da seção transversal da estaca

Valor Tabelado

210000 MPa

Depende do solo (kPa)

Fator de segurança = 2

## Dimensionamento Estrutural

### # Dimensionamento na Compressão

■ Critérios de Flambagem: conhecido o valor do comprimento de flambagem  $L_{fl}$ , o cálculo é feito de acordo com o item 4.1.1.3 da NBR 6118, ou seja calcula-se o índice de esbeltez dado por:

$$\lambda = \frac{L_{fl}}{i} \quad \text{Em que } i = \text{a raiz quadrada de } I/A, \text{ sendo } I \text{ o momento de inércia da seção da estaca e } A, \text{ a área de sua seção transversal.}$$

Se  $\lambda$  for menor ou igual a 40, o cálculo é feito pelo processo simplificado.

$$\longrightarrow N_{crit} = k\sqrt{C \times E \times I}$$

Se  $\lambda$  for entre 40 e 140, o cálculo é feito introduzindo-se os momentos de segunda ordem.

→ Próxima página

## Dimensionamento Estrutural

### # Dimensionamento na Compressão

$$M_{1d} = \gamma_f \times N \times \frac{h}{30} \quad \text{Em que } h \text{ (cm) é o lado mais estreito circunscrito à seção da estaca. A relação } h/30 \text{ não será adotada inferior a 2cm.}$$

$$M_{2d} = \gamma_f \times N \times \frac{L_{fl}^2}{10} \times \frac{1}{r} \quad \longrightarrow \quad \frac{1}{r} = \frac{0,0035 + f_{yd}/E_s}{(\partial + 0,50) \times h}$$

A peça será então dimensionada à flexão composta com uma carga normal de compressão  $N_d = \gamma_f \times N$ , em que  $\gamma_f$  é obtido pela Tabela 1 e um momento:

$$\partial = \frac{\gamma_f \times N}{A \times f_{cd}}$$

$$M_d = M_{d1} + M_{d2}$$

Porém não inferior a 0,5

## Dimensionamento Estrutural

### # Dimensionamento na Compressão

■ Se for constatado que a ruptura não ocorrerá por flambagem, o cálculo poderá ser feito conforme a expressão abaixo:

$$N_d = (1 + 6/h) = 0,85 A_c \times f_{cd} + A'_s \times f_{yd}$$

Em que:

Não poderá ser menor que 1,1, em que h, medido em cm.

$$N_d = \gamma_f \times N$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

A armadura mínima a adotar será **0,5% de A**, em que A é a área da seção transversal da estaca.

## Dimensionamento Estrutural

### # Dimensionamento na Compressão

■ Tabela 1, valores básicos recomendados:

Tipos de Estaca	F <sub>ck</sub> (MPa)	γ <sub>f</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>c</sub>
<b>1. Estacas moldadas “in loco”</b>				
Tipo de broca	15	1,4	---	1,8
Tipo Strauss	15	1,4	1,15	1,8
Tipo Franki	20	1,4	1,15	1,5
Escavadas com uso de lama	20	1,4	1,15	1,9
Escavadas com injeção	20	1,4	1,15	1,6
<b>2. Estacas pré-moldadas</b>				
Sem controle sistemático do concreto	25	1,4	1,15	1,4
Com controle sistemático do concreto	35	1,4	1,15	1,3
<b>3. Tubulões</b>				
Não revestidos	14	1,4	1,15	1,6
Revestidos	20	1,4	1,15	1,5



## ***Fundações Profundas***

### ***Atrito Negativo***

Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

## **Atrito Negativo**

---

### **# Introdução**

#### **# Conceitos e definições**

A parcela de atrito sobre uma estaca só ocorre quando há deslocamento relativo entre o elemento estrutural (estaca) e o solo. Quando a estaca se desloca mais que o solo o atrito se denomina de positivo contribuindo para a resistência da esta, contudo quando o solo se desloca mais que a estaca ele tende a “pendura-se” na estaca passando a atuar como um carregamento.

**7.5.2** O atrito lateral é considerado negativo no trecho em que o recalque do solo é maior que o da estaca ou tubulão. Este fenômeno ocorre no caso de o solo estar em processo de adensamento, provocado pelo peso próprio ou por sobrecargas lançadas na superfície, rebaixamento de lençol d'água, amolgamento decorrente de execução de estaqueamento, etc.

NBR 6122/96

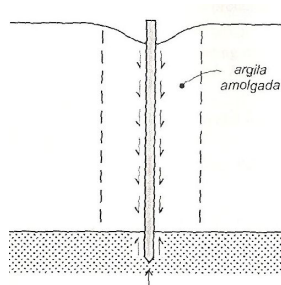
## Atrito Negativo

### Introdução

#### Contextualização geral

(em que situações o solo pode recalcar mais que a estaca).

**Efeito de inserção:** Ao se cravar uma estaca gera-se um amolgamento localizado no solo. Com o efeito do seu peso próprio essa massa tende a adensar movendo-se mais que a estaca, este fenômeno é relevante apenas para argilas sensitivas (argilas que reduzem muito sua resistência na condição amolgada).



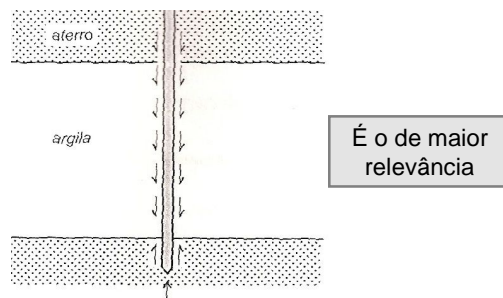
## Atrito Negativo

### Introdução

#### Contextualização geral

(em que situações o solo pode recalcar mais que a estaca).

**Camada em adensamento:** Imaginemos a seguinte situação, foi executado um aterro sobre uma camada de argila mole. Esta sobrecarga faz com que o solo mole entre em processo de adensamento, assim uma estaca inserida neste contexto sofrerá atrito negativo, pois o solo possuirá grandes deslocamentos. É o mais significativo dos processos que causam atrito negativo.



## Atrito Negativo

### Introdução

#### Contextualização geral

(em que situações o solo pode recalcar mais que a estaca).

**Adensamento por rebaixamento de lençol freático:** Analogamente ao que ocorre no mecanismo anterior, o rebaixamento gera uma "sobrecarga" no terreno que por sua vez adensa (redução da poro-pressão e conseqüente aumento da tensão efetiva).

**Solos colapsíveis:** Quando esses solos sofrem saturação entram em adensamento e assim surge o atrito negativo.

## Atrito Negativo

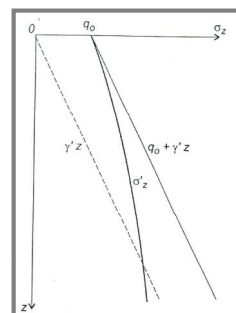
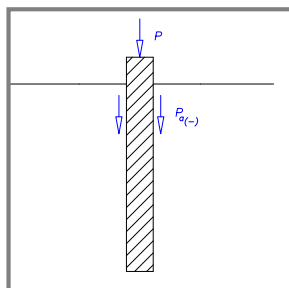
### Introdução

Como sobre carga

Efeito do atrito negativo

Redução de capacidade de carga

Capacidade de carga depende da tensão efetiva (fuste e ponta).



Solo se "pendura" ao longo do fuste reduz seu peso  
→ reduzindo a tensão efetiva.

## Atrito Negativo

### ▣ Métodos teóricos

**7.5.3** Recomenda-se calcular o atrito negativo segundo métodos teóricos que levem em conta o funcionamento real do sistema estaca-solo.

NBR 6122/96

## Atrito Negativo

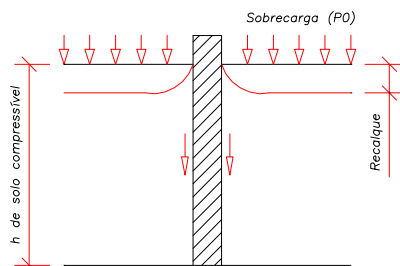
### ▣ Métodos teóricos

#### ▣ Beer & Wallays

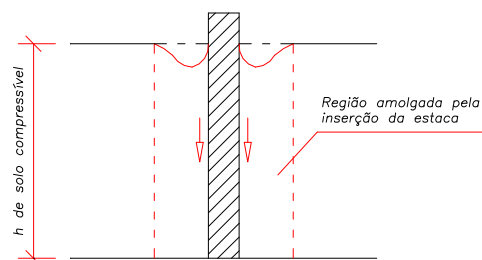
Efeito do atrito negativo devido a sobrecarga & Peso de solo que envolve a estaca.

$$Q_n = Q_{n0} + Q_{n\gamma}$$

Parcela da sobrecarga



Parcela peso de solo



## Atrito Negativo

### ■ Métodos teóricos

#### ■ Beer & Wallays

Parcela da sobrecarga

$$Q_{n0} = A_0 p_0 \left( 1 - e^{-\frac{\Pi d h k_0 \operatorname{tg} \phi}{A_0}} \right)$$

Parcela peso de solo

$$Q_{n\gamma} = A_\gamma \gamma h \left( 1 - \frac{1 - e^{-\frac{\Pi d h k_0 \operatorname{tg} \phi}{A_\gamma}}}{\frac{\Pi d h k_0 \operatorname{tg} \phi}{A_\gamma}} \right)$$

Onde:

$A_\gamma$ e $A_0$	Áreas de contribuição
$d$	Diâmetro da estaca
$K_0$	$1 - \sin \Phi$

É possível se estimar  
o máximo valor do  
atrito negativo

$$\longrightarrow Q_{n_{\max}} = K_0 \Pi d \operatorname{tg} \phi \left( p_0 h + \frac{\gamma h^2}{2} \right)$$

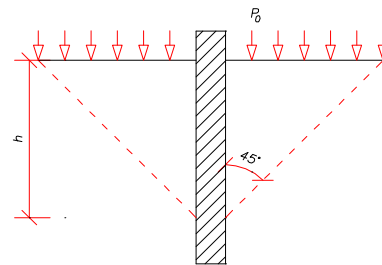
## Atrito Negativo

### ■ Métodos teóricos

#### ■ Beer & Wallays

Áreas de contribuição para estacas **ISOLADAS**

$$A_0 = \frac{\Pi h^2}{4} \quad A_\gamma = \frac{\Pi h^2}{16}$$

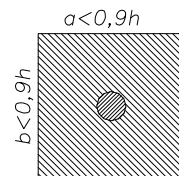


Áreas de contribuição para **GRUPOS**

Parcela devido a sobrecarga, define-se o lado de um quadrado equivalente

$$x = \sqrt{\frac{\Pi h^2}{4}} \longrightarrow x = h \sqrt{\frac{\Pi}{4}} \cong 0,9h$$

$$x = \sqrt{\frac{\Pi h^2}{16}} \longrightarrow y = h \sqrt{\frac{\Pi}{16}} \cong 0,45h$$

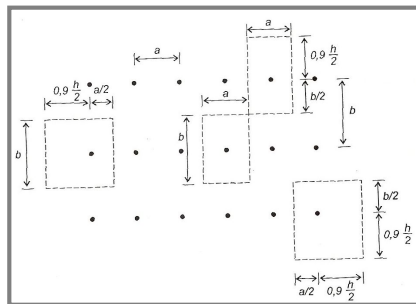


## Atrito Negativo

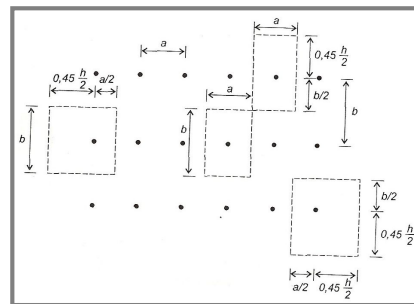
### ▣ Métodos teóricos

#### ▣ Beer & Wallays

Parcela da sobrecarga



Parcela peso de solo



## Atrito Negativo

### ▣ Métodos teóricos

#### ▣ Beer & Wallays

Interior

Bordo

Canto

$$A_0 = a \times b \quad A_0 = \left(0,9 \frac{h}{2} + \frac{b}{2}\right)a \quad \text{ou} \quad A_0 = \left(0,9 \frac{h}{2} + \frac{a}{2}\right)b \quad A_0 = \frac{(a + 0,9h)(b + 0,9h)}{4}$$

$$A_\gamma = a \times b \quad A_\gamma = \left(0,45 \frac{h}{2} + \frac{b}{2}\right)a \quad \text{ou} \quad A_\gamma = \left(0,45 \frac{h}{2} + \frac{a}{2}\right)b \quad A_\gamma = \frac{(a + 0,45h)(b + 0,45h)}{4}$$

## Atrito Negativo

### ■ Métodos teóricos

#### ■ Beer & Wallays

Camadas diferentes somamos as parcelas correspondentes a cada camada

$$Q_n = \underbrace{(Q_{no,1} + Q_{\gamma o,1})}_{Q_{n1} = \text{Parcela da camada 1}} + \underbrace{(Q_{no,2} + Q_{\gamma o,2})}_{Q_{n2} = \text{Parcela da camada 2}}$$

Espessuras diferentes

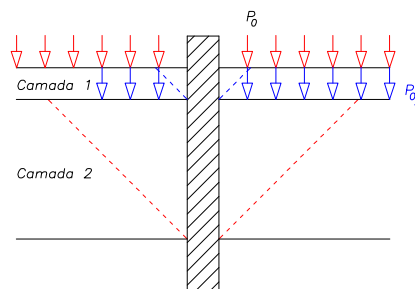


Áreas de influência diferentes



Diferente sobrecarga atuante na camada inferior ( $P_{02}$ )

$$P_{02} = \frac{A_{02} (p_0 + \gamma_1 \times h_1) - Q_{n1}}{A_{02}}$$



## Atrito Negativo

### ■ Métodos teóricos

#### ■ Beer & Wallays

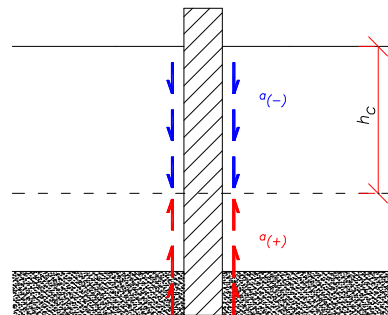
Posição do ponto neutro (profundidade  $h_c$ )

Deslocamento estaca = Deslocamento solo

$$h_c = \frac{2,3 A}{D \Pi K_0 \operatorname{tg} \phi} \log \left( \frac{1 - \Pi K_0 \operatorname{tg} \phi \frac{p_0 D}{\gamma A}}{1 - \Pi K_0 \operatorname{tg} \phi \frac{Z D}{A}} \right)$$

Onde:

Z      Espessura da camada compressível  
A      Área de contribuição



Recomendação: considerar atrito negativo em toda a camada compressível

## Atrito Negativo

### ▣ Métodos teóricos

#### ▣ Beer & Wallays

Outras considerações

Valores de  $K_0$  segundo recomendações dos autores

$$K_0 = 1 - \operatorname{sen} \phi \begin{cases} \text{estacas escavadas} \\ \text{estacas cravadas em argilas moles} \end{cases}$$

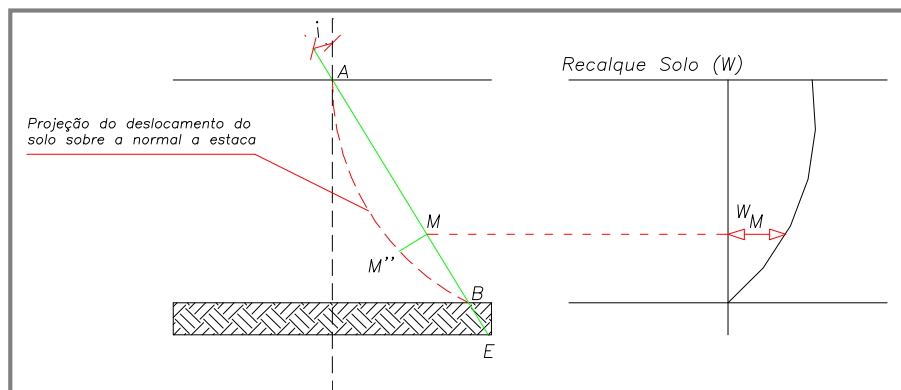
$$K_0 > 1 \quad \begin{cases} \text{estacas cravadas em areias} \end{cases}$$

## Atrito Negativo

### ▣ Estacas inclinadas em solos sujeitos a recalques

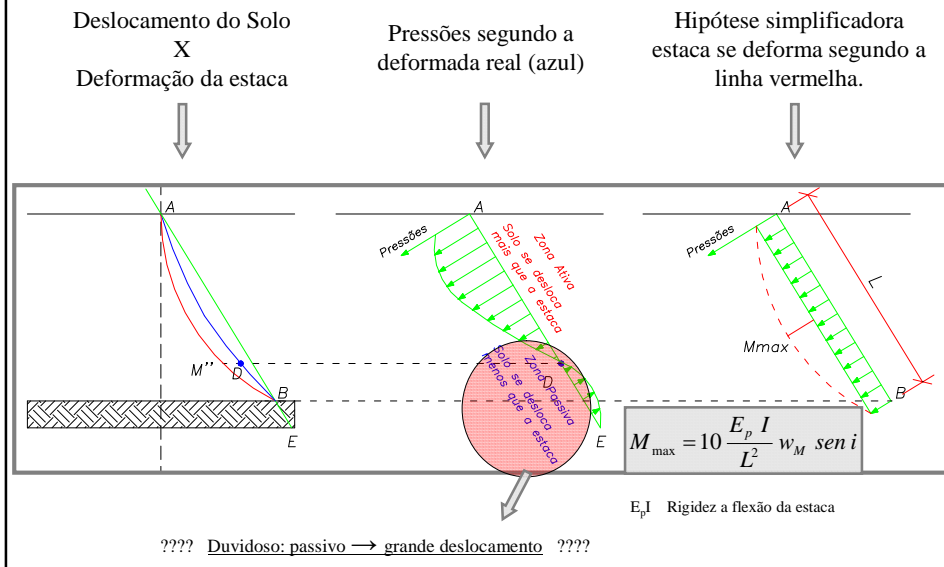
Momento fletor atuante sobre uma estaca inclinada devido a deslocamentos horizontais pouco difere do momento fletor na mesma estaca vertical (quando o desaprumo não for significativo).

Mas se estiverem em solos capazes de recalcar, as estacas ficam sujeitas a solicitação fletora devido ao deslocamento do solo.



## Atrito Negativo

### Estacas inclinadas em solos sujeitos a recalques



## Atrito Negativo

### Técnicas para redução do atrito negativo

#### Pintura Betuminosa:

- Material betuminoso a ser utilizado??
- Dificuldades executivas
- Danos da superfície betuminosa durante o processo de cravação
- Literatura: redução na ordem de 90%

#### Estaca com deslocamento:

- Dimensionar a estaca para que recalque compatível com a camada em adensamento.

#### Estacas tronco cônicas:

- Solo ao se deslocar relativamente a estaca tenderá a se “descolar”.

#### Estacas pequeno diâmetro:

- Menor área lateral.

## Atrito Negativo

### ▣ Técnicas para redução do atrito negativo

#### Pré-carregamento:

- Execução de aterro sobre a camada adensável.
- Solução morosa.
- Pode ser cara, ultrapassando os custos de uma estaca mais resistente.

#### Eletro-osmose:

Aumenta-se a poro pressão nas proximidades da estaca.

- Redução da tensão efetiva e cisalhante.
- Literatura redução de 50% do atrito negativo (eliminação total anti-econômico).
- Argilas siltosas e siltes argilosos, resultados satisfatórios.
- Solos muito plásticos o processo fica prejudicado.

#### Estaca revestida:

- Crava-se um tubo de aço instala-se a estaca dentro eliminando-se o contato da estaca com solo.

## Atrito Negativo

### ▣ Considerações da Normal (6122/96)

Equilíbrio de forças  $P_r = Pp + Pa_{(+)}$

$$\sum Fy = 0 (\uparrow +)$$

$$Pp + Pa_{(+)} - P - Pa_{(-)}$$

$$Pp + Pa_{(+)} = \underset{FS=2}{P} + \underset{FS=1,5}{Pa_{(-)}}$$

Atrito negativo → solo se desloca mais que a estaca

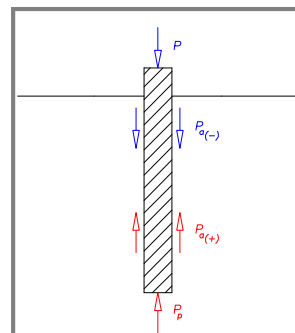
Situação de ruptura → grandes deslocamentos associados



Deslocamento relativo solo/estaca seja invertido



Atrito negativo passa a ser positivo (contribuindo para a resistência da estaca)



Onde:

$P_p$  = parcela correspondente à resistência na ruptura de ponta

$P_{r(+)}$  = parcela correspondente à resistência na ruptura, por atrito lateral positivo (calculado no trecho do fuste entre o ponto neutro e a ponta da estaca)

$P_{r(-)}$  = parcela correspondente ao atrito lateral negativo

$P$  = carga que pode ser aplicada no topo da estaca

## Atrito Negativo

### # Considerações da Normal (6122/96)

A norma antiga de fundações não colocava fator de segurança algum sobre o atrito negativo

Norma 1986

$$\frac{Pp + Pa_{(+)} - Pa_{(-)}}{2} = P$$

Norma 1996

$$\frac{Pp + Pa_{(+)} - 1,5Pa_{(-)}}{2} = P$$

Síntese da questão:

Não causa ruptura de uma estaca



Capacidade estrutural do solo

Pode causar ruptura estrutural do elemento.



Estrutura da estaca pode não resistir

## Atrito Negativo

### # Considerações da Normal (6122/96)

a) Considera-se ponto neutro a profundidade da seção da estaca onde ocorre a mudança do atrito lateral de negativo para positivo, ou seja, onde o recalque da camada compressível é igual ao recalque da estaca.

b) O coeficiente de segurança 1,5, ao invés de 2, aplicado à parcela  $P_{(-)}$  decorre do fato de que o fenômeno do atrito negativo é antes um problema de recalque do que um problema de ruptura.

NBR 6122/96

c) Quando o atrito negativo for uma solicitação importante, recomenda-se a realização de provas de carga em estacas de comprimento tal que o atrito positivo possa ser considerado igual ao atrito negativo nas estacas da obra. A prova de carga pode ser feita a tração, desde que a estaca tenha armadura adequada.

d) A ação do atrito negativo deve também ser levada em consideração na análise de segurança à ruptura do elemento da fundação.

e) Podem-se utilizar recursos (por exemplo, pintura betuminosa especial), visando diminuir os efeitos do atrito negativo.



## ***Patologia das Fundações***

### Estruturas de Fundações

Professor: Eng. Civil José W. Jiménez Rojas

## Patologia das Fundações

---

### ■ Introdução

#### ■ Considerações Iniciais

De todos os possíveis tipos de patologias que pode sofrer a edificação, as estatísticas demonstram que são as patologias ligadas às fundações as que maiores custos globais implicam.

Além disso, têm grande repercussão social, o que as torna mais notórias: pela complexidade própria da sua reparação, porque supõem uma grande alteração e até à interrupção do uso do imóvel, e porque costumam implicar os confinantes e inclusive poderes públicos.

Urge, como em nenhum outro caso, determinar as causas e, quanto antes, proporcionar uma solução para o problema.

No entanto, o diagnóstico deste tipo de patologias não é tão imediato. Devem analisar-se os sintomas, essencialmente as fissuras e os movimentos sofridos pelo edifício (rotações, assentamentos, deslocações, etc.) para deduzir deles qual o mecanismo que os desencadeou.

## Patologia das Fundações

### ■ Introdução

- Investigação do subsolo
- Análise e Projeto
- Execução
- Eventos pós conclusão
- Degradação

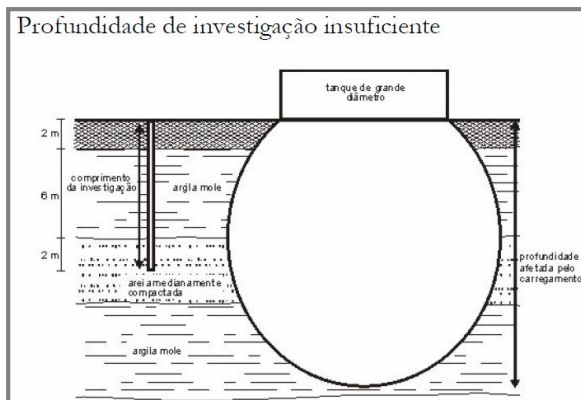
Efeitos ligados à investigação do subsolo são a causa mais freqüente de problemas de fundações. Na medida em que o solo é o meio que vai suportar as cargas, sua identificação e caracterização de comportamento são essenciais à solução de qualquer problema.

## Patologia das Fundações

### ■ Investigação Geotécnica

■ Patologias decorrentes de incertezas quanto às condições do subsolo podem ser resultado:

- a) simples ausência de investigação,
- b) má interpretação dos resultados das sondagens.
- c) investigação ineficiente,
- d) investigação com falhas,



## Patologia das Fundações

---

### # Investigação Geotécnica



## Patologia das Fundações

---

### # Investigação Geotécnica



## Patologia das Fundações

---

### ⚡ Investigação Geotécnica



## Patologia das Fundações

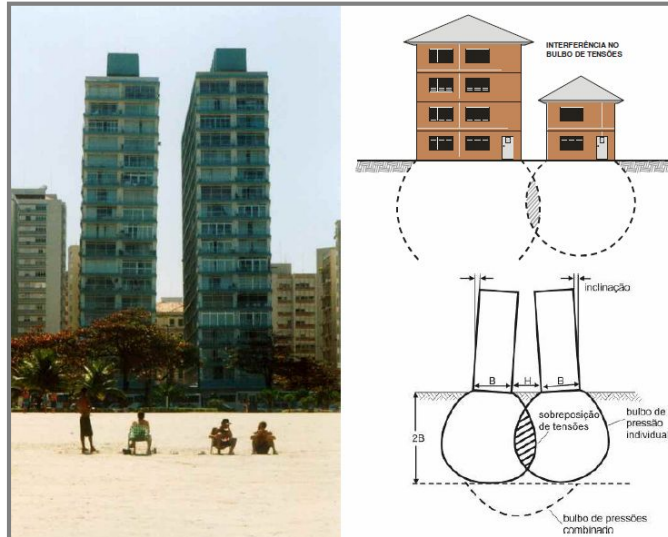
---

### ⚡ Análise e Projeto

- ❑ Relativos ao solo: solo (propriedades) como causador dos problemas
- ❑ Relativos a mecanismos: identificação inequívoca das causas deflagradoras e responsáveis pelo insucesso no processo de transferência de carga da estrutura a ser suportada ao solo.
- ❑ Desconhecimento do comportamento real das fundações.
- ❑ Relativos à estrutura de fundação.
- ❑ Relacionados às especificações construtivas, ou sua ausência.

## Patologia das Fundações

### ■ Análise e Projeto



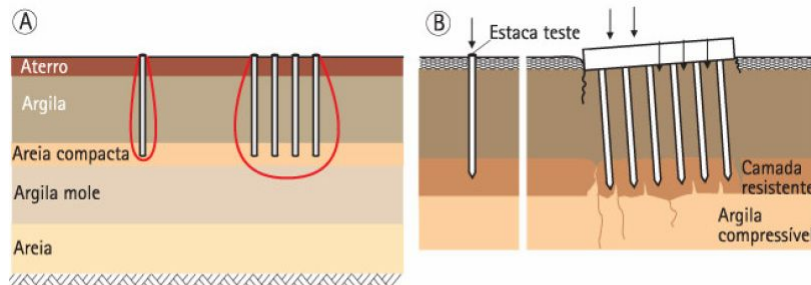
## Patologia das Fundações

### ■ Análise e Projeto



## Patologia das Fundações

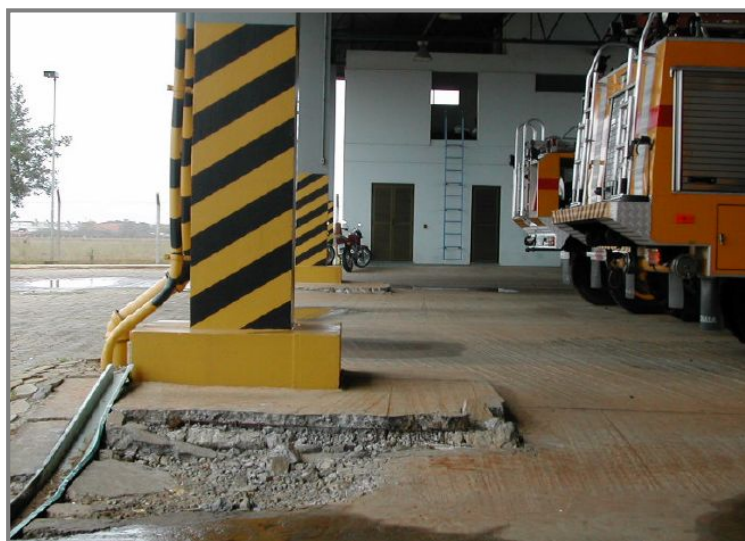
### ⚡ Análise e Projeto



2. Grupos de estacas apoiadas sobre camadas competentes pouco espessas, sobrepostas a camadas argilosas moles, podem romper em casos onde é desconsiderada a camada de solo mole abaixo da ponta das estacas na análise de capacidade de suporte, ou sofrer recalques incompatíveis com a estrutura

## Patologia das Fundações

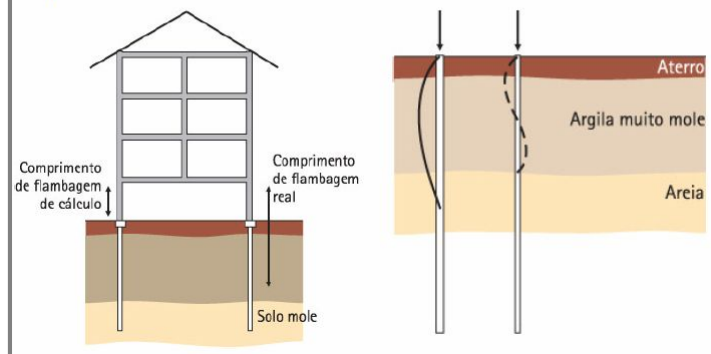
### ⚡ Análise e Projeto



## Patologia das Fundações

### 🔧 Análise e Projeto

5. Verificação de flambagem em estacas esbeltas em solos moles, especialmente na falta de travamento nas duas direções no topo da estaca .



## Patologia das Fundações

### 🔧 Análise e Projeto



## Patologia das Fundações

---

### ⚡ Execução

- ❑ Contratação de serviços com empresas qualificadas e experientes;
- ❑ Realizar acompanhamento e fiscalização permanentes;
- ❑ Um bom programa de avaliação de qualidade, além do controle construtivo minucioso, deveria começar com a execução de controle de integridade, inspeção por escavação ou teste em provas de carga estáticas ou ensaios dinâmicos.



## Patologia das Fundações

---

### ⚡ Eventos Pós Conclusão

- ❑ Casos em que ao final da construção a fundação apresentava adequado comportamento e, devido à “Eventos Pós-Conclusão”, tem alterado sua segurança e estabilidade.
- ❑ Provocada por fatores que não estão necessariamente relacionados com o carregamento transmitido pelas fundações: escavações, explosões, rebaixamento de lençol freático, tráfego pesado, demolições, cravação de estacas, compactação vibratória de solos, corrosão.

