

3 – Parâmetros dos Solos para Cálculo de Fundações

Dados Indiretos

Nas areias a amostração indeformada, bem como a moldagem de corpos de prova para a execução de ensaios de laboratório, são operações extremamente difíceis de proceder.

Por tais motivos, recorre-se, em geral, a procedimentos indiretos para se obter dados sobre as características “in situ” de resistência ao cisalhamento e também de compressibilidade desses solos, em especial. As **sondagens de percussão**, bem como os **ensaios de penetração estática de cone** (tipo holandês), usualmente as únicas disponíveis em análises preliminares, são muito utilizadas nesses procedimentos.

3.1 – Sondagens à Percussão:

3.1.1 – Solos de Comportamento Granular ($c \Rightarrow 0$)

Inicialmente procurou-se definir o valor do ângulo de atrito efetivo (ϕ) desses solos em função apenas do valor da resistência à penetração do amostrador (“Standart Penetration Test” – N) , obtida nas sondagens de percussão.

São apresentados a seguir gráficos que correlacionam o N – SPT com:

Densidade;

Ângulo de Resistência ao Cisalhamento.

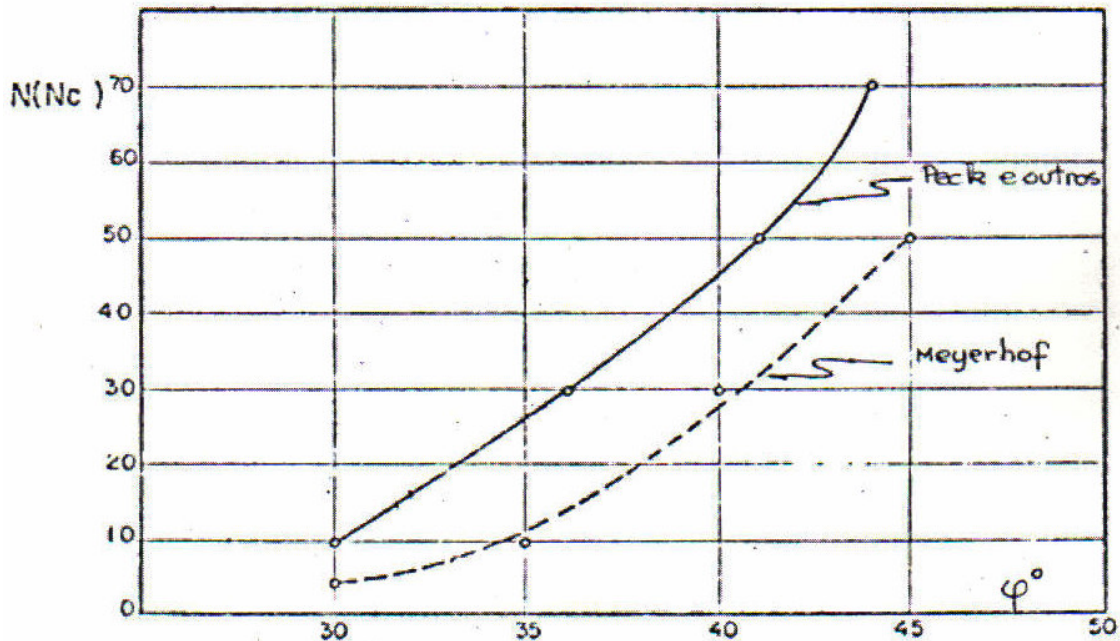


Fig. 01 – Os dados que se apresentam decorrem das indicações de Peck e outros (1953) e de Meyerhof (1956).

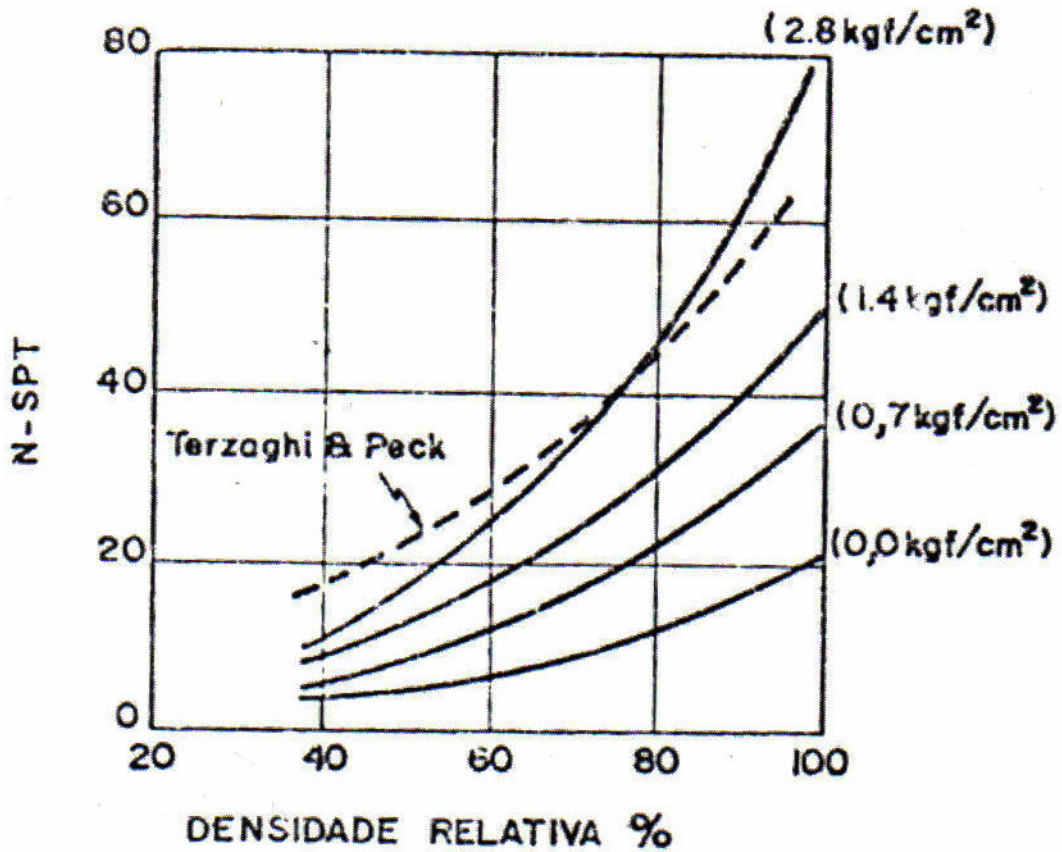


Fig. 02 – Correlação entre a Densidade Relativa, Pressão Efetiva Vertical e N- SPT (Gibbs e Holtz, 1995)

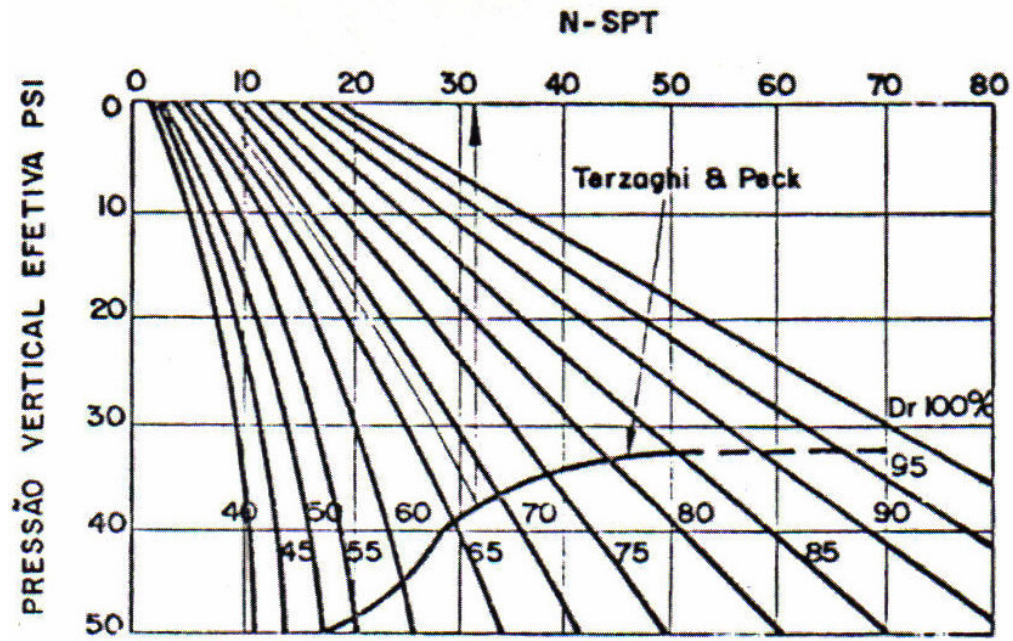


Fig. 03 – Correlações entre Densidade relativa e N - SPT (Saxena e Srinivasulu, 1982)

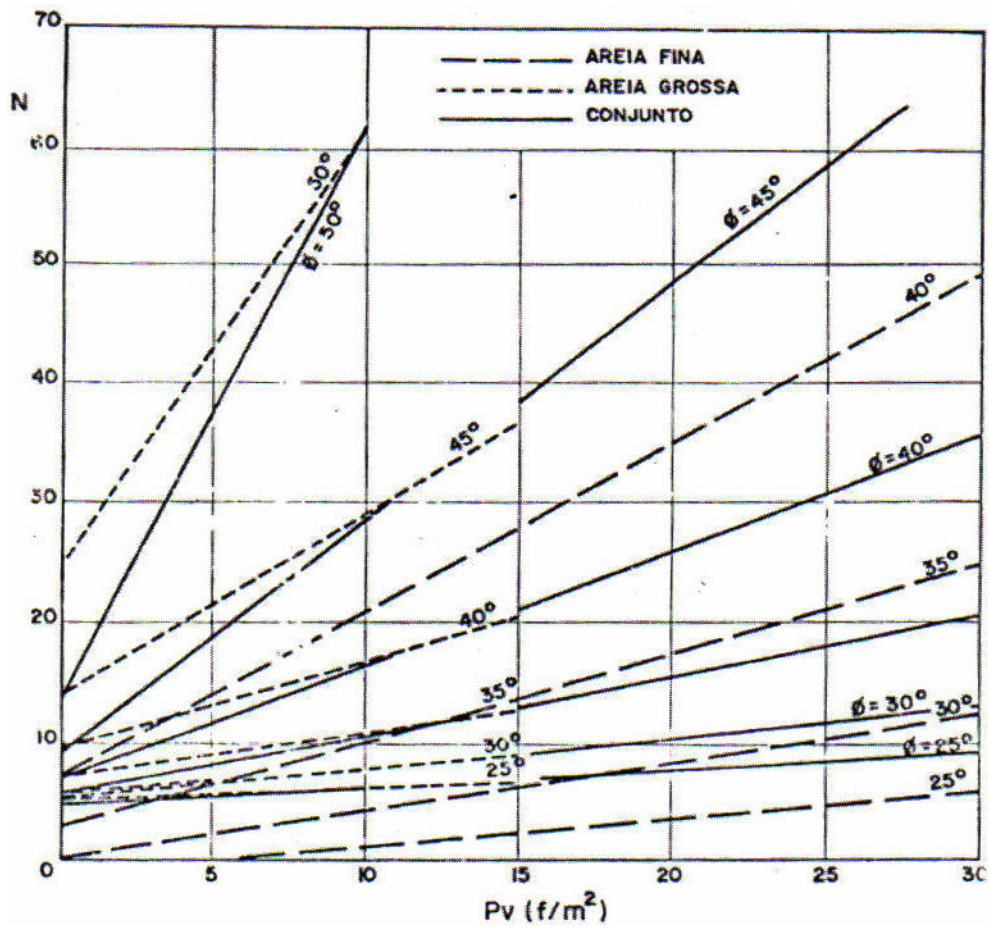


Fig. 04 – ângulo de Resistência ao Cisalhamento em Função de N - SPT (de Mello, 1967)

3.1.2 – Solos de comportamento plástico:

Nesses solos, diferente dos anteriores, a amostração indeformada no canteiro e a moldagem de corpos de prova para ensaios especiais de laboratório não apresenta, em geral, dificuldade especial. Dessa forma seria sempre recomendável, em especial para análise de projeto, obter dados sobre as características de resistência ao cisalhamento e de compressibilidade desses solos, por meio de ensaios especiais de laboratório, conjugados, ou não, com ensaios especiais *in situ* (ensaio de paleta, por exemplo).

As resistências ao cisalhamento rápido obtidas, por exemplo, através de ensaio de compressão simples sobre amostras indeformadas poderiam ser relacionadas com as resistências à penetração (N) obtidas em sondagens de percussão, ao nível de extração das amostras. Assim poder-se-ia estabelecer, em um dado local, uma relação do tipo:

$$c \cong f(N)$$

onde “ c ” seria a coesão do solo (metade da resistência à compressão simples, por exemplo).

Dados disponíveis parecem indicar que o valor de c , em tsf, poderia ser grosseiramente estimado como sendo da ordem de

$$c \cong \frac{N}{\alpha}$$

onde α assumiria valores da ordem de 27 para argilas de baixa plasticidade e siltes argilosos, 13 para argilas medianamente plásticas e de 8 para argilas altamente plásticas. Terzaghi e Peck (1948) sugeriam um valor de α da ordem de 15.

Parece que, para uma mesma resistência (rápida), o valor de N tende a ser maior com o aumento da relação de pré-adensamento da argila ($OCR = \text{“overconsolidation ratio”}$). Segundo Schmertman (1975) e Mello (1917), o valor de N tende a decrescer com o aumento da sensibilidade do solo.

Essa tendência parece decorrer do fato da resistência à penetração do amostrador depender, em especial, da aderência lateral do solo. Fato importante a observar é de que a cravação dinâmica provoca o surgimento de pressões neutras no solo que, quando positivas (solos pouco consistentes, ou pouco compactos, com baixa permeabilidade) tendem a reduzir o valor de N e, quando negativas (solos muito consistentes, ou muito compactos, com baixa permeabilidade) tendem a aumentar o valor de N . Esse fato é também observável nos ensaios de cone (q_c). Uma redução na velocidade de penetração do cone pode acusar uma variação no valor de q_c , que indicaria a ação de subpressão em condições mais rápidas de cravação da ponta cônica no solo (pouco permeável).

Tabela

Consistência	Muito Mole	Mole	Média	Rija	Muito Rija	Dura
qu/Tons/ft ²	< 0,25	0,25 – 0,5	0,5 – 1,0	1,0 – 2,0	2,0 – 4,0	> 4,0
N	< 2	2 - 4	4 – 8	8 – 15	15 – 30	> 30

$$\text{ou } qu \text{ (tf / ft}^2\text{)} = \frac{N}{7,5} \quad \text{ou} \quad Su \text{ (tf / ft}^2\text{)} = \frac{N}{15}$$

Obs: O valor da resistência ao cisalhamento (Su) nos ensaios não – drenados e não confinados é igual a metade do valor da resistência à compressão (qu).

O manual Navfac – DM7 (1971) apresenta os seguintes valores:

$$qu \text{ (t / tf}^2\text{)} \cong \frac{N}{A} \quad \text{ou} \quad Su \text{ (t / tf}^2\text{)} \cong \frac{N}{2A}$$

Onde: A \cong 13,5 para Argilas de baixa plasticidade e siltes argilosos
 A \cong 6,5 para Argilas de média plasticidade
 A \cong 4,0 para Argilas de alta plasticidade

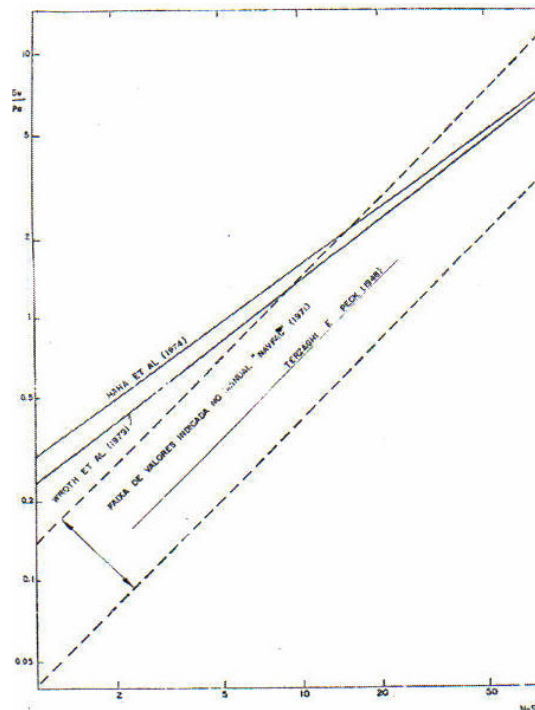


Fig. 05 – Correlações entre a resistência não – drenada (referido a Pa = Pressão Atmosférica), em t/ft² e o N – SPT.

3.2 – Ensaios de Penetração Estática de Cone:

Admitindo-se que a capacidade de suporte desses solos, em profundidade, seja da ordem do dobro da obtida na superfície do terreno (Sangerat, 1965) poderá-se relacionar a resistência à

penetração da porta cônica (q_c), medida no ensaio, com valores de P_v (pressão efetiva na terra ao nível da medição de N) e ϕ do solo.

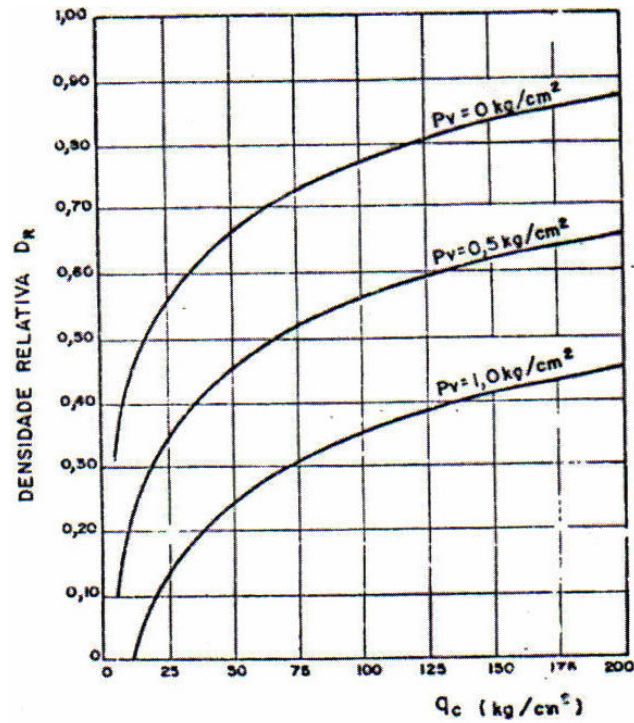


Fig. 06 – Densidade Relativa em função do valor q_c e o estudo de Tensão (Schultz e Melzer, 1965)

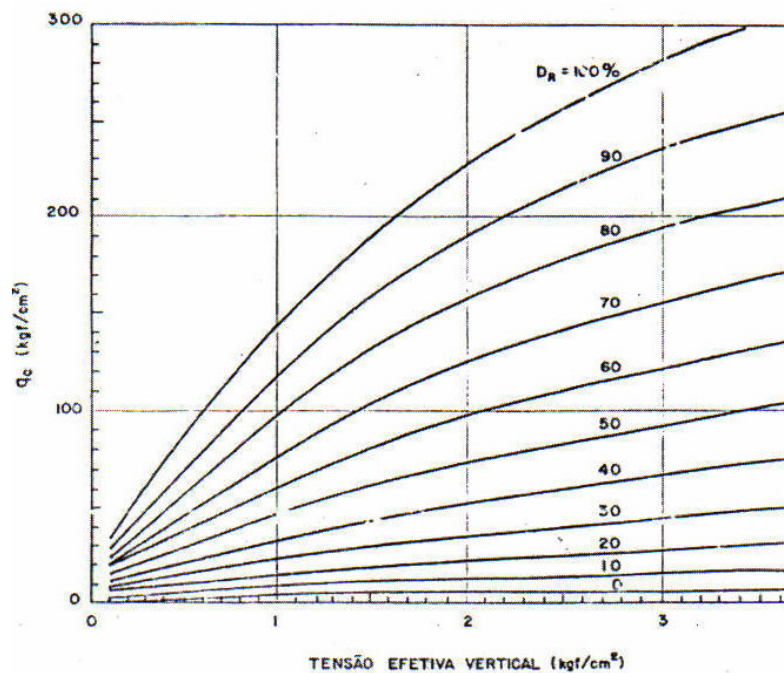


Fig. 07 – Densidade Relativa em função do valor de q_c e da Pressão Efetiva Vertical (Schmertmann, 1975)

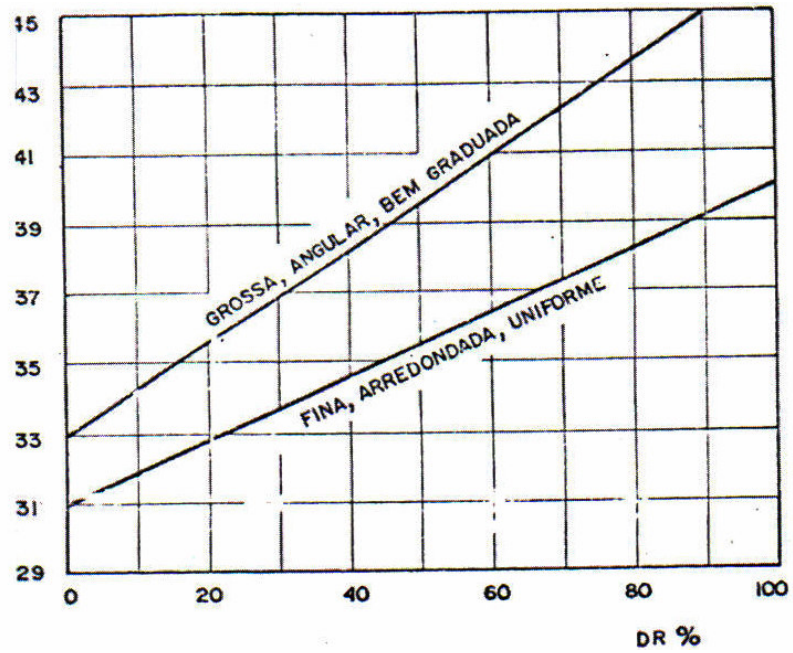


Fig. 08 – ângulo de Resistência ao Cisalhamento em função da Densidade Relativa (Schmertmann, 1975)

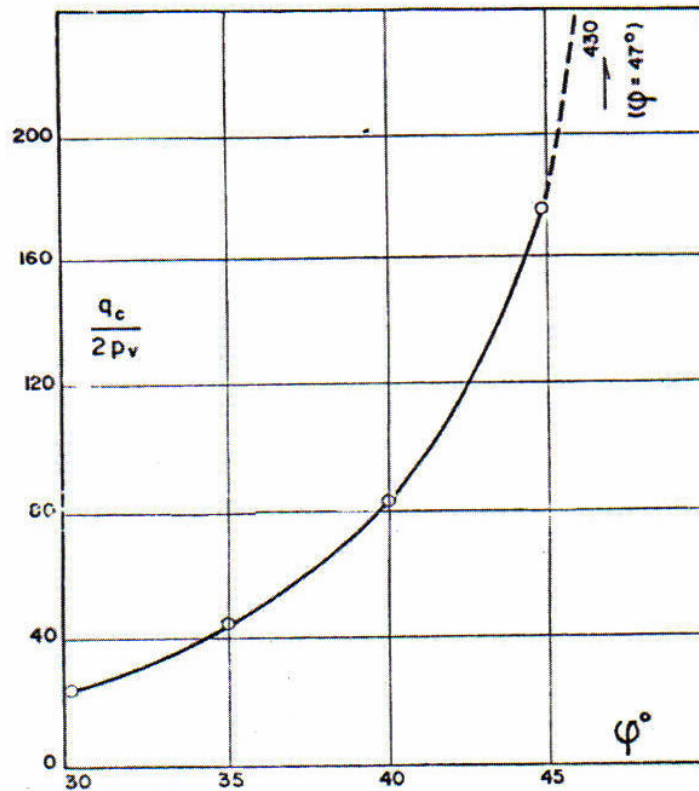


Fig. 09 – ângulo de Resistência ao Cisalhamento e do valor de q_c (Sanglerat, 1965)

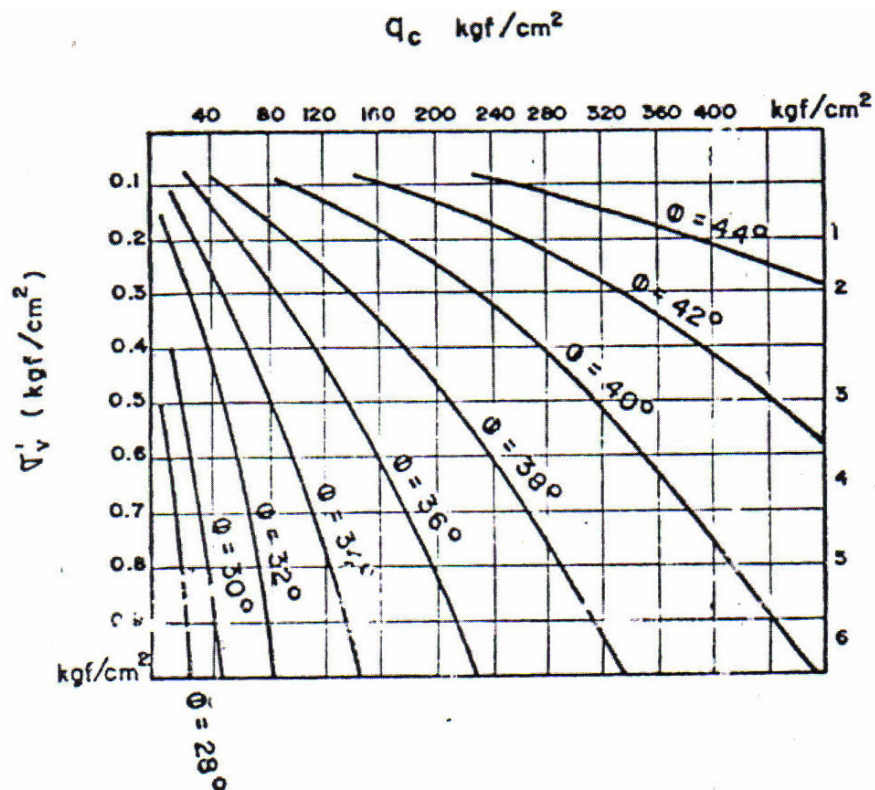


Fig. 10 – ângulo de Resistência ao Cisalhamento em função do valor de q_c e da Tensão Efetiva vertical (Trofimenkov, 1974)

3.3 – Estimativa dos Parâmetros dos Solos para Fundações:

Unidades usuais de conversão:

$$1 \text{ KPa} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$1 \text{ t/m}^2 = 10 \text{ KPa (KN/m}^2)$$

$$1 \text{ Kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2$$

$$1 \text{ Kg/cm}^2 = 100 \text{ KPa}$$

$$1 \text{ MPa} = 1000 \text{ KPa}$$

$$1 \text{ MPa} = 10 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1 \text{ t/ft}^2 = 107,3 \text{ KN/ m}^2$$

$$1 \text{ KN} = 1000 \text{ N}$$

$$1 \text{ KN} = 0,1 \text{ t}$$

$$1 \text{ Kg} = 9,81 \text{ N}$$

**Parâmetros dos solos estimados a partir da compactidade e/ou consistência.*

TAB 1 - Classificação dos solos (Norma – NBR 7250)

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e Silte arenoso	≤ 4	fofa (o)
	5 a 8	pouco fofa (o)
	9 a 18	medianamente compacta (o)
	19 a 40	compacta (o)
	> 40	muito compacta (o)
Argila e Silte argiloso	≤ 2	muito mole
	3 a 5	mole
	6 a 10	média (o)
	11 a 19	rija (o)
	> 19	dura (o)

TAB 2 – Avaliação dos Parâmetros de Resistência em Função do SPT (correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).

Solos	Nº de Golpes N (SPT)	Índice de Consistência (IC)	Coesão não Drenada Su (Kg/cm ²)
ARGILAS			
Muito mole	≤ 2	γ_0	< 0,1
Mole	2 - 4	0 – 0,25	0,1 – 0,25
Média	4 - 8	0,25 – 0,5	0,25 – 0,5
Rija	8 - 15	0,5 – 0,75	0,5 – 1,0
Muito rija	15 - 30	0,75 – 1,0	1,0 – 2,0
Dura	≥ 30	> 1,0	> 2,0
AREIAS			
		Grau de Compacidade (GC)	Ângulo de Atrito (ϕ)
Muito fofa	< 4	0	< 0,1
Fofa	4 - 10	0 – 0,25	0,1 – 0,25
Média	10 - 30	0,25 – 0,5	0,25 – 0,5
Compacta	30 - 50	0,5 – 0,75	0,5 – 1,0
Muito compacta	> 50	0,75 – 1,0	1,0 – 2,0

Obs.: $IC = (LL - w) / (LL - LP)$ e $GC = (e_{m\acute{a}x} - e_{nat}) / (e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}) =$ Compacidade relativa (Dr)

TAB 3 – Avaliação dos Parâmetros de Resistência e de deformabilidade em Função do SPT (correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ °	E (t/m ²)	ν
Fofa	1,6	0	25 - 30	100 - 500	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35	500 - 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40	1400 - 4000	
Compacta	2,0	0	40 - 45	4000 - 7000	
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45	> 7000	
Argilas e Solos Argilosos					
Consistência	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ °	E' (t/m ²)	ν
Muito Mole	1,3	0 - 1,2	0	30 - 120	0,4 a 0,5
Mole	1,5	1,2 - 2,5	0	120 - 280	
Média	1,7	2,5 - 5,0	0	280 - 500	
Rija	1,9	5,0 - 15,0	0	500 - 1500	
Dura	> 2,0	> 15,0	0	> 1500	

Valores UFMG fls. 47

Obs.: Para solos argilosos normalmente adensados

$$C_c = 0,009 (LL - 10\%)$$

Sendo: γ = Peso Específico Natural do Solo

ϕ = Ângulo de Atrito Interno

C = Coesão

E = Módulo de Elasticidade (Não Drenado)

E' = Módulo de Elasticidade (Drenado)

ν = Módulo de Poisson

TAB 4 – Avaliação de Parâmetros dos Solos em Função do Estudo de Compacidade ou Consistência (Bowles – 1997)

(correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).

Característica	Compacidade				
	Muito Fofa	Fofa	Média	Compacta	Muito Compacta
Densidade Relativa	0	0,15	0,35	0,65	0,85 – 1,0
SPT	0	4	10	30	50
ϕ (graus)	25 - 30°	27 - 32°	30 - 35°	35 - 40°	38 - 43°
γ (tf/m ³)	1,12 – 1,60	1,44 – 1,76	1,76 – 2,08	1,76 – 2,24	2,24 – 2,40

Característica	Compacidade					
	Muito Mole	Mole	Média	Rija	Muito Rija	Dura
qu	0	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0
SPT	0	2	4	8	16	30
γ (tf/m ³)		1,60 – 1,92	1,76 – 2,08		1,92 – 2,24	

TAB 5 – Relação entre consistência e resistência a partir de verificação no campo (Simons) (correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).

Consistência	Critério de Verificação	Resistência não – drenada ao Cisalhamento (KN/m ²)
Muito Rija	Quebradiça ou muito dura	>150
Rija	Não pode ser moldada com os dedos	75 – 150
Média	Pode ser moldada com os dedos, fazendo-se a força	40 – 75
Mole	Facilmente moldável com os dedos	20 – 40
Muito Mole	Flui entre os dedos quando espremida	< 20

TAB 6 – Valores de Módulo de Elasticidade para diferentes tipos de solos (UFV) (correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).

Solo	E (Kgf/cm ²)
1. Argila	
Muito mole	3 – 30
Mole	20 – 40
Média	45 – 90
Dura	70 – 200
Arenosa	300 – 425
2. Areia	
Siltosa	50 – 200
Fofa	100 – 250
Compacta	500 – 1000
3. Areia e Pedregulho	
Compacto	800 – 2000
Fofo	500 – 1400
4. Silte	20 - 200

TAB 7 – Valores de Coeficientes de Poisson para diferentes tipos de solos (UFV) (correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).

Solo	Coeficiente de Poisson (ν)
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não-saturada	0,1-0,3
Argila arenosa	0,2-0,3
Silte	0,3-0,35
Areia compacta	0,2-0,4
Areia grossa (e = 0,4 a 0,7)	0,15
Areia fina (e = 0,4 a 0,7)	0,25
Rocha (depende do tipo)	0,1-0,4
Concreto	0,15
Gelo	0,36

Parâmetros de Resistência e Peso Específico (Cintra et al. 2003)

1. Coesão

Para a estimativa do valor de coesão não drenada (c_u), quando se dispõem de resultados de ensaios de laboratório, Teixeira & Godoy (1996) sugerem a seguinte correlação com o índice de resistência à penetração (N) do SPT:

$$C_u = 10N(KPa)$$

2. Ângulo de Atrito

Para a adoção do ângulo de atrito interno da areia, pode-se utilizar a Figura 04 (Mello, 1967), que mostra correlações estatísticas entre os pares de valores (σ_v , N) e os prováveis valores de ϕ , em que σ_v é a tensão vertical efetiva à cota de obtenção de N.

Ainda para a estimativa de ϕ , Godoy (1983) menciona a seguinte correlação empírica com o índice de resistência à penetração (N) do SPT:

$$\phi = 28^\circ + 0,4N$$

Enquanto Teixeira (1996) utiliza:

$$\phi = \sqrt{20N} + 15^\circ$$

3. Peso Específico

Se não houver ensaios de laboratório, pode-se adotar o peso específico efetivo do solo a partir dos valores aproximados das Tabelas 1 e 2 (Godoy, 1972), em função da consistência da argila e da compactidade da areia, respectivamente. Os estados de consistência de solos finos e de compactidade de solos grossos, por sua vez, são dados em função do índice de resistência à penetração (N) do SPT, de acordo com a NBR 7250/82.

Tabela 1 Peso específico de solos argilosos (Godoy, 1972)
(correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m ³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Tabela 1 Peso específico de solos arenosos (Godoy, 1972)
(correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).

N (golpes)	Consistência	Peso específico (KN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5 5 - 8	Fofa Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40 > 40	Compacta Muito compacta	18	20	21

Segundo Moraes, 1978

Solos Coesivos

Após numerosos ensaios, Terzaghi e Peck indicam as seguintes relações:

Consistência, número de golpes N e compressão simples:

(correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).

Consistência	S.P.T.	c. simples – Kg/cm ²
Muito mole	2	0,25
Mole	2 - 4	0,25 – 0,50
Média	4 - 8	0,50 – 1,00
Rija	8 - 15	1,00 – 2,00
Muito rija	15 - 30	2,00 – 4,00
Dura	> 30	4,00 – 8,00

Tensão admissível – solos coesivos

Para o cálculo da tensão admissível ou capacidade de carga do solo são bastante difundidas as seguintes relações: (Resultados obtidos em Kg/cm²)

- Argila pura

$$p = \frac{N}{4}$$

- Argila siltosa

$$p = \frac{N}{5}$$

- Argila arenosa siltosa

$$p = \frac{N}{7,5}$$

Depois de estudadas as diversas correlações entre penetrômetros dinâmicos e estáticos, transcreve-se duas tabelas referentes a ângulo de atrito de areias, resistências a compressão e coesão das argilas:

Ângulo de atrito interno para areias
(correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).

Areia	Fina		Média e Grossa		Com pedregulho
	Grãos Esféricos	Grãos Angulares	Grãos Esféricos	Grãos Angulares	
Compacidade					–
Fofa	27	28	29	33	34
Intermediária	30	34	33	38	37 - 39
Compacta	33	36	36	44	40 - 45

Resistência à compressão e coesão para argilas
(correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).

Consistência	Resistência à compressão	Coesão
	Kg/cm ²	Kg/cm ²
Muito mole	0 – 0,25	0 – 0,12
Mole	0,25 – 0,50	0,13 – 0,25
Média	0,50 – 1,00	0,25 – 0,50
Rija	1,00 – 2,00	0,50 – 1,00
Muito rija	2,00 – 4,00	1,00 – 2,00
Dura	> 4,00	> 2,00

Módulo de Deformabilidade e Coeficiente de Poisson (Cintra, 2003)

Módulo de Deformabilidade

Não se dispondo de ensaios de laboratório nem de prova de cargas sobre placa para a determinação do módulo de deformabilidade do solo (E_s), podem ser utilizadas correlações com a resistência de ponta com do cone (q_c) ou com índice de resistência à penetração (N) da sondagem SPT, como, por exemplo, as apresentadas por Teixeira & Godoy (1996):

$$E_s = \alpha \cdot q_c$$

$$\text{E com } q_c = K \cdot N \quad \rightarrow \quad E_s = \alpha \cdot K \cdot N$$

em que α e K são coeficientes empíricos dados pelas tabelas 3 e 4, em função do tipo de solo. Esse coeficiente α correlaciona q_c com E_s e, portanto, não deve ser confundido com o coeficiente α de Aoki & Velloso (1995), que transforma q_c em atrito lateral unitário do próprio cone. Já o coeficiente K tem o mesmo significado para Aoki & Velloso e, por isso, valores da tabela 4 têm a mesma ordem de grandeza dos valores de Aoki & Velloso (1995).

Tabela 3 Coeficiente α (Teixeira & Godoy, 1996)

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Tabela 4 Coeficiente K (Teixeira & Godoy, 1996)

Solo	K (MPa)
Areia com pedregulhos	1.10
Areia	0.90
Areia siltosa	0.70
Areia argilosa	0.55
Silte arenoso	0.45
Silte	0.35
Argila arenosa	0.30
Silte argiloso	0.25
Argila siltosa	0.20

Observa-se que para areias ($\alpha = 3$), a correlação E_s com q_c resulta em:

$$E_s = 3 \cdot q_c$$

que é compatível às relações de Schmertmann (1978).

De acordo com D'Appolonia *et al.* (1970), a presença do lençol freático pode ser ignorada porque seu efeito no módulo de deformabilidade é refletido na obtenção de N, ratificado Meyerhof (1965). Posteriormente, essa assertiva foi confirmada por Terzaghi *et al.* (1996), com base nos resultados de Burland-Burbidge, de 1985.

No caso de saturação de uma areia que não estava saturada no momento da sondagem, por exemplo, por ascensão do N.A., o recalque aumenta de um valor que, dependendo do autor, pode ser de 1/3 (Bolognesi, 1969) até 100% (Terzaghi & Peck, 1948; Terzaghi & Peck, 1967; Terzaghi *et al.*, 1996).

Coeficiente de Poisson

Teixeira & Godoy (1996) também apresentam valores típicos para o coeficiente de Poisson do solo (ν), reproduzidos na tabela 5.

Tabela 5 Coeficiente de Poisson (Teixeira & Godoy, 1996)
(correlações empíricas – uso limitado a estudos preliminares).

Solo	ν
Areia pouco compacta	0,2
Areia compacta	0,4
Silte	0,3-0,5
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não saturada	0,1-0,3

Simons & Menzies (1981) observam que ν não é constante, variando desde o valor não-drenado no momento do carregamento ($\nu_u = 0,5$ para o caso ideal não-drenado) até os valores drenados no fim da dissipação do excesso de pressões neutras.

De acordo com Mayne & Poulos (1999), pesquisas mais recentes mostram que os valores drenados de ν são bem menores do que se acreditava. Para carregamento drenado em todos tipos de solo, incluindo areia e argilas, tem-se:

$$\nu' = 0,15 \pm 0,05$$

Esses autores confirmam $\nu = 0,5$ para condições não-drenadas envolvendo carregamentos rápidos em argilas saturadas.