

engesol

Apresentação

A Engesol – Engenharia de Solos Ltda. atua em todo o país, participando da execução de obras geotécnicas. Fundada em 10 de junho de 1993 e com sede em Goiânia (Goiás), está presente nas principais obras de Engenharia da região Centro-Oeste, realizando sondagens, elaborando projetos e executando fundações e contenções.

Este documento apresenta uma breve descrição da empresa, além de destacar os principais serviços prestados e suas características essenciais. Critérios são apresentados, propiciando ao leitor conhecimento de parte da metodologia empregada na elaboração dos projetos de Geotecnia desenvolvidos pela Engesol. Para tanto, o presente instrumento foi dividido em tópicos, dispostos da seguinte forma:



Sumário



SUMÁRIO

Nº Página

1.	Α ΕΛ	IPRESA				10
2.	SER	VIÇOS P	RESTADOS			12
2	ECT/	ACAS LIÉ	LICE CONTÍNUA			
3-	3.1		DOLOGIA EXECUT			14 16
	3.1		Perfuração		/	
			Concretagem		×	
			Colocação da armo			18
			Controle de qualid			18
			Relatório executiv			
	3.2	CRITE	ÉRIOS DE PROJETO)		21
		3.2.1	Carga admissível e	estrutural		21
			Capacidade de car			
			Carga admissível a			
			Carga resistente d			
		3.2.5	Dimensionamento			25
			das estacas à com	pressao siiiip)IE2	
4.	ESTA	ACAS ES	CAVADAS SEM FLU	ÍDO		30
	4.1	METO	DOLOGIA EXECUT	TVA		32
		4.1.1	Perfuração			33
			Concretagem			
			Colocação da armo			
	4.2		RIOS DE PROJETO			
			Carga admissível e			
			Capacidade de car			
			Carga admissível d Carga resistente d			
			Dimensionamento			
		4.2.5	das estacas à comp			30
			aus estacus a comp	oressuo siirip	103	
5.	EST/	ACAS RA	IZ			40
	5.1	METO	DOLOGIA EXECUT	TVA		42
		5.1.1	Perfuração			43
		_	Limpeza do furo			
			Instalação da arm			
			Preenchimento con			
		5.1.5	Retirada do revest	imento		44



	5.2	CRITÉRIOS DE PROJETO	
		5.2.1 Carga admissível estrutural	
		5.2.2 Capacidade de carga geotécnica	46
		5.2.3 Carga admissível de projeto	48
		5.2.4 Carga resistente de projeto	48
6.	ESTA	ACAS CRAVADAS	52
	6.1	METODOLOGIA EXECUTIVA	
		6.1.1 Estaca	54
		6.1.2 Cravação	55
		6.1.3 Controle de qualidade	
	6.2	CRITÉRIOS DE PROJETO	56
		6.2.1 Carga admissível estrutural	56
		6.2.2 Capacidade de carga geotécnica	57
		6.2.3 Carga admissível de projeto	
		6.2.4 Carga resistente de projeto	57
7.	TIRA	NTES	60
	7.1	METODOLOGIA EXECUTIVA	62
		7.1.1 Perfuração	
		7.1.2 Montagem e introdução do tirante	63
		7.1.3 Preenchimento da bainha	63
		7.1.4 Execução do bulbo	64
		7.1.5 Protensão	64
		7.1.6 Preparo da cabeça de proteção	64
	7.2	CRITÉRIOS DE PROJETO	64
		7.2.1 Carga de trabalho	
		7.2.2 Capacidade de carga geotécnica	68
8.	GRA	MPOS	
	8.1	METODOLOGIA EXECUTIVA	
		8.1.1 Perfuração	
		8.1.2 Instalação do tubo manchete	75
		8.1.3 Preenchimento da bainha	
		8.1.4 Injeção da calda de cimento	
		8.1.5 Vedação da parte central do tubo manchet	:e75

PROVAS DE CARGA --

11.

102



0

Fundada em 1993, a Engesol – Engenharia de Solos Ltda. se destaca na prestação de serviços de Geotecnia, principalmente os relacionados à consultoria e elaboração de projetos e à execução de fundações e contenções em vários estados do Brasil.

A empresa investe na atualização de softwares de Engenharia, no aprimoramento do seu quadro técnico e na aquisição de sofisticados equipamentos.

O objetivo da ENGESOL é oferecer aos seus clientes projetos e serviços de fundação cada vez mais confiáveis e eficientes. Para tanto, utiliza equipamentos de alta tecnologia e mão de obra qualificada, garantindo maior segurança, menores prazos de execução e custos reduzidos à obra.

Nossos valores HONESTIDADE COMPROMETIMENTO HUMILDADE Visão Missão Atender o mercado e ter reconhecimento. Projetar e executar com excelência serviços Negócio de Engenharia de Fundações e Contenções; Engenharia investindo em tecnologias avançadas e na qualificação de seus colaboradores, visando de Fundações e Contenções. a satisfação dos clientes.





A **ENGESOL** presta os seguintes serviços:

- Consultorias;
- Controle de recalque;
- Cravação de perfil metálico;
- Concreto projetado;
- Ensaio de infiltração;
- Ensaio de prova de carga;
- Execução de contenções em estacas justapostas;
- Execução de grampos e tirantes;
- Execução de dreno sub horizontal profundo (DHP);
- Execução de contenção em solo grampeado;
- Fundações em estacas hélice contínua monitorada;
- Fundações em estacas escavadas sem fluído;
- Fundações em estacas raiz;
- Fundações em estacas pré-moldadas;
- Fundações em sapatas;
- Fundações mecanizadas de tubulões a céu aberto;
- Instalação de piezômetros;
- Projetos geotécnicos;
- Recuperação e reforço;
- Sondagens à percussão (SPT) e à percussão com torque (SPTT);
- Sondagens rotativa;
- Sondagens a trado.





Connect Park Business

Contratante: OPUS Incorporadora Ltda Local: **Goiânia - GO** Execução de Estaca Hélice Contínua Monitorada



Apesar de largamente difundidos nos Estados Unidos e Europa, os equipamentos de perfuração de estacas tipo hélice contínua monitorada só chegaram ao Brasil na década de 90.

Durante a execução, o equipamento monitora a inclinação da haste, a profundidade da perfuração, o torque e a velocidade de rotação da hélice, a pressão de injeção, a vazão, o consumo de concreto e o trabalho necessário para perfurar a estaca.

Segundo a ABNT – NBR 6122:2010, a estaca hélice contínua é um tipo de fundação profunda constituída por concreto, moldada "in loco" e executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto através da haste central do trado, simultaneamente à sua retirada do terreno.

3.1 METODOLOGIA EXECUTIVA

As fases de execução de uma estaca tipo hélice contínua são apresentadas na Figura 1.



Figura 1. Processo executivo da estaca tipo hélice contínua.



3.1.1 Perfuração

A perfuração consiste em introduzir a hélice no terreno por meio de torque apropriado para vencer a sua resistência. A haste de perfuração é composta por uma hélice espiral solidarizada a um tubo central, que é equipada com unhas na extremidade inferior, possibilitando a sua penetração no terreno.

A metodologia de perfuração permite a sua execução em terrenos coesivos e arenosos, na presença ou não de lençol freático, podendo atravessar camadas de solos com índice de resistência à penetração SPT superior a 40, podendo atingir o impenetrável, dependendo do tipo de equipamento utilizado e do tipo de solo a ser perfurado.

Tem-se verificado que solos argilosos oférecem grande dificuldade de perfuração mesmo para baixos índices de SPT. A perfuração implica em uma operação contínua, em que normalmente não se retira a hélice do terreno, visando garantir a principal característica da estaca hélice contínua, que é a de evitar o desconfinamento do terreno durante a execução.

A entrada do solo no tubo central durante a perfuração é impedida por uma tampa de proteção colocada na sua extremidade, geralmente recuperável, que é expulsa pelo concreto no início da concretagem.

O preenchimento da estaca com concreto é normalmente executado até a superfície do terreno, sendo possível o seu arrasamento abaixo da mesma, desde que se tenham as devidas precauções quanto à estabilidade do furo no trecho não concretado e quanto à colocação da armadura.

3.1.2 Concretagem

Alcançada a profundidade desejada, o concreto é bombeado através do tubo central, preenchendo simultaneamente a cavidade deixada pela hélice, que é extraída do terreno sem girar ou girando lentamente no mesmo sentido da perfuração. Na fase de concretagem, a velocidade de extração da hélice está diretamente relacionada com a pressão de injeção do concreto e da bomba.

A pressão do concreto é controlada de forma que este preencha os vazios causados pela extração da hélice até a superfície do terreno, evitando possíveis "estrangulamentos" ou seccionamentos do fuste da estaca.

A pressão do concreto não é suficiente para extrair a hélice do terreno, que é levantada com a ajuda do guincho. Normalmente, é utilizada bomba de concreto acoplada ao equipamento de perfuração através de mangote flexível de 3 ou 4 polegadas. A velocidade de extração da hélice deve ser constante, enquanto que a pressão deve ser, preferencialmente, positiva.

O concreto geralmente usado apresenta resistência característica de fck de 20 MPa. É bombeável e composto de areia, pedrisco ou brita zero,



e o consumo de cimento não inferior a 400 kg/m3 de concreto. Podem ser utilizados aditivos plastificantes, incorporadores de ar, retardadores, desde que atendam às especificações normativas. O abatimento ou "slump-test" é 22 ± 3 cm, conforme ABNT NBR 6122:2010. A Engesol tem recomendado nos projetos de fundações o "slump" de 23 ± 2 cm para proporcionar melhor trabalhabilidade no que se refere à colocação da armadura.

3.1.3 Colocação da armadura

O método da execução da estaca hélice contínua exige a colocação da armação após a sua concretagem. A armação, em forma de gaiola, é introduzida na estaca por gravidade ou com o auxílio de quincho.

No caso de estacas submetidas a esforços transversais ou de tração, encontram-se dificuldades na colocação de armações superiores a 12 m, em função do método executivo. Nestas situações, as gaiolas devem ser constituídas de barras grossas e estribo espiral soldado na armação longitudinal para evitar a sua deformação durante a introdução no fuste da estaca. Além disso, recomenda-se a utilização de um concreto com "slumpflow" em torno de 65 ± 5 cm.

Para estacas submetidas apenas a esforços de compressão, segundo a ABNT – NBR 6122:2010, pode ser utilizada uma armadura com comprimento mínimo de 4 m, incluindo o trecho de ligação com o bloco.

Para facilitar a introdução da armação, o diâmetro externo da gaiola deve ser 10 cm menor do que o diâmetro da perfuração. Deve-se também garantir o cobrimento mínimo de acordo com a classe de agressividade em que o solo local se enquadra, conforme item 7.4.7.6 da ABNT - NBR 6118:2014.

3.1.4 Controle de qualidade

Um aspecto importante na execução das estacas hélice contínua, que resulta em uma vantagem desse procedimento, é a possibilidade de se monitorar toda a execução, garantindo assim o controle da execução e a qualidade da estaca. Atualmente no Brasil e no mundo inteiro, o uso de equipamento de monitoração das estacas tornou-se um elemento imprescindível no controle de qualidade durante as fases de escavação e concretagem da estaca. O advento da instrumentação aumentou a compreensão da técnica de execução dessas estacas, trazendo mais confiança ao método. Os parâmetros essenciais e normalmente medidos durante o processo de execução são:

- Profundidade;
- Volume de concreto bombeado;
- Pressão de injeção do concreto;
- Tempo;
- Torque;
- Velocidade de penetração/extração do trado;
- Rotação do trado por unidade de penetração;
- Trabalho para perfurar a estaca.



A medição do trabalho realizado para perfurar uma estaca também vem sendo utilizada para monitoramento das estacas hélice. Este artifício baseia-se na metodologia SCCAP que foi desenvolvida para o controle da execução dos estaqueamentos tipo hélice. A metodologia embasa-se na lei de conservação de energia, um dos fundamentos da física clássica, e quantifica a energia necessária ou o trabalho realizado para escavar cada estaca.

Incorporada ao software de monitoramento da execução das estacas, a metodologia possibilita, por meio do controle da energia demandada, a correção de procedimentos e de profundidade de cada estaca do estaqueamento, aumentando, por consequência, a confiabilidade e mitigando os riscos. Assim, quando a metodologia SCCAP é associada à realização prévia de provas de carga, é possível estimar, em função do trabalho realizado para perfurar a estaca, se a capacidade de carga prevista em termos das propriedades do solo está sendo atingida.

Além dessas informações, o sistema de monitoração informa também as características da estaca, o sobreconsumo de concreto, o perfil da estaca, o dia e a hora da execução, além da data de análise do gráfico. A Figura 2 apresenta uma vista interna da cabine de uma perfuratriz, em que se nota o computador de bordo, responsável pela aquisição destas informações.



Figura 2. Vista do computador de bordo.



3.1.5 Relatório executivo

A estaca hélice contínua monitorada destaca-se pelo seu controle de qualidade. Todo o seu processo executivo é controlado por meio de um sistema de monitoração eletrônica, o qual obtém dados que permitem a avaliação das fases de execução da estaca. Esta ferramenta propicia confiabilidade e qualidade ao produto. Os dados de monitoramento são captados por sensores instalados em pontos específicos, e estão relacionados com as etapas mais importantes da execução.

Os dados de execução da estaca Hélice contínua são analisados por telemonitoramento via satélite do escritório e também acompanhados pelo operador através do monitor fixado à cabine da máquina. As informações ficam registradas na memória do computador e em cache virtual (denominado nuvem), que instantaneamente são disponibilizadas para download. A interpretação dos dados obtidos e a geração do relatório digital são feitas no escritório com o auxílio de um software específico para este fim. A Figura 3 mostra um exemplo de relatório executivo.

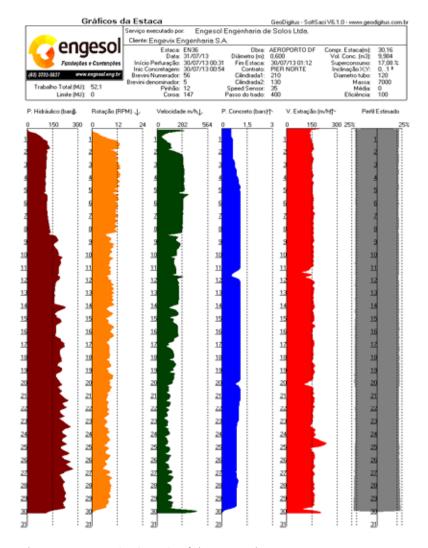


Figura 3. Exemplo de Relatório Executivo



3.2 CRITÉRIOS DE PROJETO

3.2.1 Carga admissível estrutural

Quando solicitadas a cargas de compressão e tensão limitadas à 6,0 Mpa, as estacas hélice contínua podem ser executadas em concreto não armado, utilizando apenas a armadura de ligação com o bloco.

A ABNT - NBR 6122:2010, item 9.2.2.1, estabelece a obrigatoriedade da execução de provas de carga estática em obras que tiverem um número total de estacas igual ou superior a 100. No entanto, para obras com número total de estacas inferior a 100, a ABNT – NBR 6122:2010 não obriga a realização de provas de carga, desde que a tensão máxima no concreto seja menor ou igual a 5,0 MPa.

Na Tabela 1 são apresentadas as cargas estruturais admissíveis à compressão para fck de 20 MPa e tensões no concreto igual a 5,0; 5,5 e 6,0 MPa.

Tabela 1 – Cara	a admissível	estrutural	para estacas	hélice	contínua	monitorada.
Tubelu I Cury	u uulliissivel	Collucului	pura cotacas	IICIICC	COIICIIIUU	moment.

Diâmetro de Perfuração (cm)	A _c (cm ²)	Carga Admissível Estrutural (kN) σ = 5,0 MPa	Carga Admissível Estrutural (kN) σ = 5,5 MPa	Carga Admissível Estrutural (kN) σ = 6,0 MPa
30	706,86	353	389	424
35	962,11	481	529	577
40	1256,64	628	691	754
50	1963,50	982	1080	1178
60	2827,43	1414	1555	1696
70	3848,45	1924	2117	2309
80	5026,55	2513	2765	3016
90	6361,73	3180	3499	3817
100	7853,98	3927	4320	4712

A ABNT - NBR 6122:2010, item 8.6.1, estabelece que as estacas executadas em solos sujeitos à erosão, imersas em solos muito moles ou que tiverem sua cota de arrasamento acima do nível do terreno, devem ser verificadas quanto ao efeito de segunda ordem.

Na prática, a maioria dos projetistas de fundação ainda não adota o valor limite de norma de 6,0 MPa de tensão no concreto, mas valores entre 5,0 e 5,5 MPa, por motivos diversos, dentre os quais se destacam:

- Técnica nova;
- Pequeno banco de dados;
- Oscilação do f_{ck}, principalmente ao se alterar o slump.



Os valores da Tabela 1 referem-se às cargas admissíveis estruturais para um fck de 20 MPa, sendo que a capacidade de carga contra a ruptura de um elemento de fundação é aquela que, aplicada ao mesmo, provoca o colapso ou o escoamento do solo que lhe dá suporte ou do próprio elemento estrutural. Assim, essa capacidade de carga é obtida pelo menor dos dois valores:

- a) resistência estrutural do material que compõe o elemento da fundação, conhecida como capacidade de carga estrutural;
- b) resistência do solo que dá suporte ao elemento, conhecida como capacidade de carga geotécnica e estimada por meio da carga admissível de projeto ou da carga resistente de projeto.

3.2.2 Capacidade de carga geotécnica

Um método de cálculo da carga admissível do sistema estaca-solo comumente utilizado é o de Dècourt e Quaresma (1978). Este método baseia-se somente no SPT, mas, quando comparado com resultados de provas de carga realizadas sobre estacas, tem apresentado resultados previstos bastante próximos dos observados nos ensaios.

O método foi originalmente estabelecido para estacas pré-moldadas, sendo que, em 1996, Dècourt introduziu os coeficientes α e β , de modo a permitir estender o método de cálculo a outros tipos de estacas. As bases do método são:

$$PR = PP + PL$$

Onde:

PR = Carga de ruptura da estaca; PP = Carga de ruptura da ponta; PL = Carga de ruptura lateral.

Sendo: Onde:

 $PR = A_p \cdot r_p$ $A_p =$ Área da ponta da estaca

 $r_p = K.N_{médio}$

O coeficiente K é função do tipo de solo e tem seus valores apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Coeficiente K no método de Dècourt-Quaresma

Tipo de Solo	К (Кра)
Para argilas	120
Para siltes arenosos	200
Para siltes argilosos	250
Para areias	400



 $N_{médio}$ é a média entre os valores de índice de resistência à penetração SPT na profundidade da ponta da estaca, imediatamente acima e imediatamente abaixo.

$$PL = A_L \cdot r_L$$
 Onde:
 $A_L = \text{ área lateral da estaca;}$
 $r_L = 10.(1+N_{SPT}/3) \text{ em KPa}$

Obs.: Não se adota no cálculo valores de N_{SPT} (valor médio de N ao longo do fuste) inferiores a 3 e nem superiores a 50.

Assim sendo, a capacidade de carga da estaca na ruptura pode ser dada por:

$$PR = A_p(K.N_{médio}) + A_L.10.(1+\overline{N}_{SPT}/3)$$

Introduzindo, para estacas hélice contínua, os coeficientes de ponderação a (para reação unitária de ponta r_{ν}) e β (para reação unitária de atrito lateral r_{ν}), conforme se apresenta na Tabela 3:

Tabela 3 – Coeficientes de minoração α e β para estacas hélice contínua monitorada.

Tipo de Solo	α	β
Para Argilas	0.30	1.00
Para sites argilosos	0.30	1.00
Para sites arenosos	0.30	1.00
Para areias	0.30	1.00

$$PR = \alpha.A_{p}(K.N_{m\acute{e}dio}) + \beta.A_{L}.10.(1+N_{SPT}/3)$$

3.2.3 Carga admissível de projeto

Para estimativa da carga admissível de projeto, os autores sugerem a adoção dos seguintes coeficientes parciais: 1,3 para resistência lateral e 4 para resistência de ponta. Além disso, a ABNT - NBR 6122:2010 especifica um fator de segurança global mínimo de 2.

Assim, conhecida a carga PR de ruptura, a carga admissível será obtida por:



$$P_{ADM} \leq \left\{ \begin{array}{l} (\alpha.A_{p}(K.N_{m\acute{e}dio}) + \beta.\ A_{L}.10.(1+\overline{N}_{SPT}/3))/2 \\ (\alpha.A_{p}(K.N_{m\acute{e}dio}))/4 + (\beta.\ A_{L}.10.(1+\overline{N}_{SPT}/3))/1,3 \end{array} \right\}$$

Além disso, se a estaca hélice contínua estiver com a ponta em solo, a norma ABNT – NBR 6122:2010 recomenda:

$$P_{ADM} \leq \left\{ \begin{array}{l} (\alpha.A_{p}(K.N_{m\acute{e}dio}) + \beta.\ A_{L}.10.(1+\overline{N}_{SPT}/3))/2 \\ (\alpha.A_{p}(K.N_{m\acute{e}dio}))/4 + (\beta.\ A_{L}.10.(1+\overline{N}_{SPT}/3))/1,3 \\ (\beta.A_{L}.10(1+\overline{N}_{SPT}/3))/0,8 \end{array} \right\}$$

3.2.4 Carga resistente de projeto

Quando são conhecidas regiões representativas, o cálculo da resistência característica de estacas por métodos semiempíricos, baseados em ensaios de campo, pode ser determinado pela expressão estabelecida no item 6.2.1.2.1 da norma ABNT-NBR 6122:2010.

$$R_{c,k} = Min [(R_{c,cal})_{med} / \xi_1 : (R_{c,cal}) min / \xi_2]$$

Onde:

R_{ck} = resistência característica;

(R_{c,cal})_{med} = resistência característica calculada com base em valores médios dos parâmetros:

(R_{c,cal})_{min}= resistência característica calculada com base em valores mínimos dos parâmetros;

 ξ_1 e ξ_2 = fatores de minoração da resistência apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Valores dos fatores ξ_1 e ξ_2 .

n(*)	1	2	3	4	5	6	≤10
ξ,	1,42 1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,27
ξ_2	1,42	1,27	1,23	1,20	1,15	1,13	1,11

(*)n= número de perfis de ensaios por representativa do terreno



Para análise feita com fatores de segurança parciais, a carga admissível (carga resistente de projeto) é obtida utilizando um fator de segurança global igual a 1,4, que significa adotar um coeficiente de majoração das ações deste valor.

3.2.5 Dimensionamento da armadura das estacas à compressão simples

A ABNT - NBR 6122:2010 estabelece que a armadura de ligação com o bloco seja igual a 0,5 % da área de concreto e comprimento mínimo igual a 4 metros para estacas sujeitas à compressão simples. Na Tabela 5 são apresentados os valores da área de aço mínima para estacas hélice contínua monitorada.

Tabela 5 – Área de aço mínima para estacas hélice contínua monitorada.

Diâmetro de Perfuração (cm)	A _c (cm²)	$As = 0.5\%A_{c}$ (cm^{2})	Sugestão de armadura longitudinal	Sugestão de armadura transversal
30	706,86	3,53	4 Ø 12.5 mm	Ø 6.3 mm c/ 15 cm
35	962,11	4,81	5 Ø 12.5 mm	Ø 6.3 mm c/ 15 cm
40	1256,64	6,28	6 Ø 12.5 mm	Ø 6.3 mm c/ 15 cm
50	1963,50	9,82	6 Ø 16.0 mm	Ø 6.3 mm c/ 19 cm
60	2827,43	14,14	8 Ø 16.0 mm	Ø 6.3 mm c/ 19 cm
70	3848,45	19,24	10 Ø 16.0 mm	Ø 6.3 mm c/ 19 cm
80	5026,55	25,13	14 Ø 16.0 mm	Ø 6.3 mm c/ 19 cm
90	6361,73	31,81	16 Ø 16.0 mm	Ø 6.3 mm c/ 19 cm
100	7853,98	39,27	20 Ø 16.0 mm	Ø 6.3 mm c/ 19 cm

Quando as estacas estão sujeitas a outras solicitações, além da compressão, como tração, esforços transversais, atrito negativo, etc., o dimensionamento estrutural deve ser realizado para resistir a estes esforços, de acordo com a ABNT - NBR 6118:2014.



Obra: Aeroporto de Brasília / Brasília - DF Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada.

Obra: Aeroporto Santa Genoveva / Goiânia-GO Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: TOCTAO Engenharia Ltda Obra: Shopping Cerrado / Goiânia-GO Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada.



Contratante: Construtora ELGLOBAL Obra: Praça Uberlândia Shopping / Uberlândia-MG Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: Paulo Octavio Investimentos Imobiliários Ltda Obra: Plaza Shopping Ceilândia / Brasília-DF Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: Consórcio BRTSUL Obra: VLT de Brasília / Brasília-DF Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: Saudibras Construtora e Incorporadora Obra: Shopping Center Araguaína / Araguaína-TO. Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: Construtora Engeglobal Obra: Aeroporto de Várzea Grande / Várzea Grande-MT Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: BRASAL Empreendimentos Imobiliários Obra: Residencial Reserva Parque / Brasília-DF -Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: Brookfield Incorporações Obra: Vivaz / Goiânia-GO Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: Construtora Carvalho Obra: Terra Mundi / Goiânia-GO Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: Construtora Moreira Ortence Obra: Portal dos Ipês / Goiânia-GO Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: Consciente Construtora e Incorporadora Obra: Ed. Residencial Vistta / Goiânia-GO Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: Dinâmica Engenharia Obra: Only Marista / Goiânia-GO Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: ENEC Engenharia Obra: Palais du Parc Residence / Goiânia-GO Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: ENGEL Engenharia e Construções Ltda. Obra: Solar Campinas / Goiânia-GO Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: JC Gontijo Obra: Residencial Advance / Brasília-DF Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: Maria Minervina de Barros Vaz e Outros Obra: Jd.das Ravenallas / Goiânia-GO Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: OPUS Incorporadora Ltda Obra: Lago das Rosas / Goiânia-GO Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada



Contratante: SERCA Construtora e Incorporadora Obra: Villaggio Amazonas. / Goiânia-GO Execução de estaca tipo hélice contínua monitorada





Viva Happy House Buriti

Contratante: Gecon Engenharia e Construção Ltda. Local: Aparecida de Goiânia - GO Execução de Estaca Escavada Sem Fluido



Os equipamentos utilizados para execução deste tipo de estaca surgiram na década de 6o. Com a mecanização do processo, a escavação manual destas fundações ficou pouco competitiva em determinadas condições como, por exemplo, nos casos em que o tempo de execução é fator preponderante.

A estaca escavada é de concreto moldada "in loco", executada por meio de hélice segmentada introduzida no terreno por giro até perfurar-se uma extensão igual ao comprimento do trado (até 2 metros). Em seguida, retira-se a mesma cheia de solo, o qual é removido das hélices por giro reverso. Este procedimento é repetido até atingir a profundidade prevista em projeto. Após atingir a profundidade de projeto, coloca-se a armadura e realiza-se a concretagem.

4.1 METODOLOGIA EXECUTIVA

As fases de execução de uma estaca escavada são esquematizadas na Figura 2, a seguir:



Figura 2 - Processo executivo da estaca escavada sem fluído

32 Estacas Escavadas



4.1.1 Perfuração

A perfuração consiste em cravar a hélice segmentada no terreno por meio de torque apropriado para vencer a sua resistência.

A metodologia de perfuração só permite a sua execução em terrenos coesivos e sem presença de lençol freático; e a travessia em camadas de solos com índices de resistência à penetração SPT da ordem de 30, dependendo do tipo de equipamento utilizado e do tipo de solo.

A haste de perfuração é composta por uma hélice segmentada solidarizada a uma haste telescópica central, sendo a hélice equipada com dentes na extremidade inferior, que possibilitam a sua penetração no terreno. Em terrenos mais resistentes, estes "dentes" podem ser substituídos por pontas de vídea.

4.1.2 Concretagem

A concretagem é realizada logo que se alcança a profundidade prevista em projeto, sendo recomendado que o projetista confirme as características do solo encontrado com o solo descrito no relatório de sondagem, no qual foi fundamentado o projeto. Para concretagem em profundidade, é recomendável utilizar tremonha ou funil a fim de lançar o concreto para evitar a sua segregação.

É conveniente que se tente limpar o fundo das estacas com trado manual e que, após a limpeza, ainda se proceda ao apiloamento do fundo da mesma, garantindo, com isso, a resistência de ponta. Cabe salientar que alguns projetistas, devido à dificuldade de se garantir uma boa qualidade de execução de ponta, desprezam a sua resistência.

De acordo com a ABNT - NBR 6122:2010 (anexo E), as estacas escavadas devem ser concretadas com fck de 20 MPa.

4.1.3 Colocação da armadura

O método de execução da estaca escavada oferece a possibilidade da armadura ser colocada antes ou após a concretagem. A armadura, em forma de gaiola, é introduzida na estaca por gravidade. No caso de estacas submetidas a esforços transversais ou de tração, em função do método executivo, as armações podem ser dimensionadas em toda sua extensão. Neste caso, de armações longas, as "gaiolas" devem ser constituídas de barras grossas e estribo espiral soldado na armadura longitudinal para evitar a sua deformação durante a introdução no fuste da estaca.



Para estacas submetidas apenas a esforços de compressão, segundo a ABNT – NBR 6122:2010, pode ser utilizada uma armadura com comprimento mínimo de 2 metros, incluindo o trecho de ligação com o bloco. A armadura é centralizada no furo por meio de roletes espaçadores para garantir o cobrimento mínimo necessário de acordo com a classe de agressividade em que o solo local se enquadra, conforme item 7.4.7.6 da ABNT - NBR 6118:2014.

4.2 CRITÉRIOS DE PROJETO

4.2.1 Carga admissível estrutural

As estacas escavadas, quando solicitadas a cargas de compressão e tensão limitadas a 5,0 Mpa, podem ser executadas em concreto não armado, utilizando apenas a armadura de ligação com o bloco.

A ABNT - NBR 6122:2010, item 9.2.2.1, estabelece o seguinte:

- Para obras executadas em estacas escavadas com diâmetro de até 60 cm, é obrigatória a execução de prova de carga estática quando o número total de estacas for superior ou igual a 100. Se o número total de estacas das obras for inferior a 100 e a tensão no concreto ficar limitada a 4,0 Mpa, não é obrigatória a execução de prova de carga;
- Para obras executadas em estacas escavadas com diâmetro maior ou igual a 70 cm, é obrigatória a execução de prova de carga estática quando o número total de estacas for superior ou igual a 75. Neste caso, se o número total de estacas for inferior a 75 e a tensão no concreto ficar limitada a 5,0 Mpa, também a execução de prova de carga pode ser dispensada.

A ABNT - NBR 6122:2010 especifica no anexo "E" que as estacas escavadas devem ser concretadas com fck de 20 Mpa. Mas, no item 8.6.3, determina que, para efeito de cálculo da carga estrutural, deve ser adotado um fck máximo de 15 MPa. Apresentam-se na Tabela 6 as cargas estruturais admissíveis à compressão para fck de 15 MPa e tensões no concreto igual a 4,0; 4,5 e 5,0 MPa.

Os valores da Tabela 6 referem-se às cargas admissíveis estruturais para um fck de 15 MPa, sendo que a capacidade de carga, contra a ruptura, de um elemento de fundação, é aquela que, aplicada ao mesmo, provoca o colapso ou o escoamento do solo que lhe dá suporte ou do próprio elemento. Assim, essa capacidade de carga é obtida pelo menor dos dois valores:

- a) resistência estrutural do material que compõe o elemento da fundação, conhecida como capacidade de carga estrutural;
- b) resistência do solo que dá suporte ao elemento, conhecida como capacidade de carga geotécnica, estimada por meio da carga admissível de projeto ou da carga resistente de projeto.

34 Estacas Escavadas



Tabela 6 – Carga admissível estrutur<mark>al para estac</mark>as escavadas

Diâmetro de Perfuração (cm)	A _C (cm²)	Carga Admissível Estrutural (kN) σ = 4,0 MPa	Carga Admissível Estrutural (kN) σ = 4,5 MPa	Carga Admissível Estrutural (kN) σ = 5,0 MPa
25	490,87	196	221	245
30	706,86	283	318	353
35	962,11	385	433	481
40	1256,64	503	565	628
50	1963,50	785	884	982
60	2827,43	1131	1272	1414
70	3848,45	1539	1732	1924
80	5026,55	2011	2262	2513
90	6361,73	2545	2863	3181
100	7853,98	3142	3534	3927
110	9503,32	3801	4276	4752
120	11309,73	4524	5089	5655
130	13273,23	5309	5973	6637
140	15393,80	6158	6927	7697
150	17671,46	7069	7952	8836

4.2.2 Capacidade de carga geotécnica

A previsão da capacidade de carga geotécnica do solo é determinada similarmente ao modo apresentado para as estacas tipo hélice contínua. No entanto, conforme mostrado na Tabela 7, os coeficientes de minoração α e β são diferentes para estacas escavadas:

Tabela 7 – Coeficientes de minoração α e β para estacas escavadas

Tipo de solo	α	β
Para argilas	0.85	0.80
Para siltes argilosos	0.60	0.65
Para siltes arenosos	0.60	0.65
Para areias	0.50	0.50



4.2.3 Carga admissível de projeto

O processo de cálculo, referente à carga admissível de projeto, pode ser feito conforme o desenvolvido para a estaca hélice contínua.

4.2.4 Carga resistente de projeto

O processo de cálculo, referente à carga resistente de projeto, pode ser feito conforme o desenvolvido para a estaca hélice contínua.

4.2.5 Dimensionamento da armadura das estacas à compressão simples

AABNT-NBR 6122:2010 estabelece que a armadura de ligação com o bloco seja igual a 0,5 % da área de concreto e comprimento mínimo igual a 2 metros para estacas sujeitas à compressão simples. Na Tabela 8 são apresentados os valores da área de aco mínima para estacas escavadas.

Tabela 8 – Área de aço mínima para estacas escavada

Ø (cm)	A _c (cm²)	As = 0,5%AC (cm²)	Sugestão de armadura longitudinal	Sugestão de armadura transversal
25	490,87	2,45	4 Ø 10.0 mm	Ø 5.0 mm c/12.0 cm
30	706,86	3,53	5 Ø 10.0 mm	Ø 5.0 mm c/12.0 cm
35	962,11	4,81	6 Ø 10.0 mm	Ø 5.0 mm c/12.0 cm
40	1256,64	6,28	6 Ø 12.5 mm	Ø 5.0 mm c/15.0 cm
50	1963,50	9,82	8 Ø 12.5 mm	Ø 5.0 mm c/15.0 cm
60	2827,43	14,14	7 Ø 16.0 mm	Ø 5.0 mm c/19.0 cm
70	3848,45	19,24	10 Ø 16.0 mm	Ø 5.0 mm c/19.0 cm
80	5026,55	25,13	13 Ø 16.0 mm	Ø 5.0 mm c/19.0 cm
90	6361,73	31,81	16 Ø 16.0 mm	Ø 5.0 mm c/19.0 cm
100	7853,98	39,27	20 Ø 16.0 mm	Ø 5.0 mm c/19.0 cm
110	9503,32	47,52	24 Ø 16.0 mm	Ø 5.0 mm c/19.0 cm
120	11309,73	56,55	18 Ø 20.0 mm	Ø 5.0 mm c/19.0 cm
130	13273,23	66,37	21 Ø 20.0 mm	Ø 5.0 mm c/19.0 cm
140	15393,80	76,97	25 Ø 20.0 mm	Ø 5.0 mm c/19.0 cm
150	17671,46	88,36	44 Ø 20.0 mm	Ø 5.0 mm c/19.0 cm

Quando as estacas estão sujeitas a outras solicitações, além da compressão, como tração, esforços transversais, atrito negativo, etc., o dimensionamento estrutural deve ser realizado para resistir a estes esforços de acordo com a ABNT - NBR 6118:2014.

36 Estacas Escavadas





Contratante: MRV Engenharia Obra: Parque Ubatuba / Uberlândia-MG Execução de estaca tipo escavada Contratante: Construtora e Incorporadora Merzian Ltda Obra: Monumental / Goiânia-GO Execução de estaca tipo escavada





Contratante: SERCA Construtora e Incorporadora Obra: Jardim das Tulipas / Goiânia-GO Execução de estaca tipo escavada



Contratante: Borges Landeiro Obra: Tropicale / Goiânia-GO Execução de estaca tipo escavada





Banco Central do Brasil

Contratante: ENGEFORT Construtora Local: Rio de Janeiro-RJ Execução de Estaca Raiz em Solo e Rocha



O procedimento foi patenteado por Lizzi, na Itália, na metade da década de 50, sob a denominação de "pali radice". Originalmente, essas estacas foram concebidas para reforço de fundações e melhoramento de solos, passando na década de 70 a ser utilizada também como elemento de fundação para obras novas.

É uma estaca moldada "in loco", de elevada tensão de trabalho do fuste, que é constituído de argamassa de areia e cimento injetado sob baixa pressão e é inteiramente armado ao longo de todo o seu comprimento. Pode ser executada em direção vertical ou inclinada e pode atravessar com a utilização de equipamentos especiais (tricone, sapata diamantada, martelo de fundo) alvenarias, concreto armado, rochas ou matacões.

5.1 METODOLOGIA EXECUTIVA

As fases de execução de uma estaca tipo raiz são ilustradas na Figura 3:

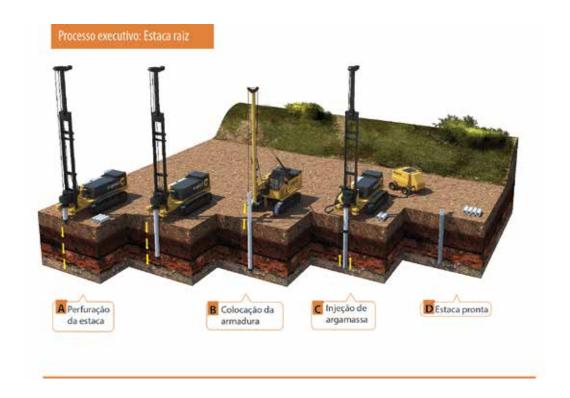


Figura 3 - Processo executivo da estaca raiz



5.1.1 Perfuração

Antes de iniciar a perfuração, utiliza-se o compasso centrado no piquete para delinear o perímetro do tubo no solo. Em seguida, posiciona-se o equipamento com o tubo sobre o perímetro delineado para evitar excentricidades. A perfuração em solo é realizada por rotação de tubos com auxílio de circulação de água, que é injetada pelo interior deles e retorna à superfície pela face externa, sendo que estes tubos vão sendo rosqueados à medida que a perfuração avança.

Durante a perfuração, para diminuir o atrito entre o revestimento e o solo, é disposto na parte inferior do revestimento uma sapata de perfuração com diâmetro ligeiramente maior. Os detritos resultantes deste processo são carreados para a superfície pela água de perfuração, que é obrigada a retornar através do interstício anelar que se forma entre o revestimento e o terreno. Portanto, o diâmetro acabado da estaca é sempre maior que o diâmetro externo do seu revestimento, conforme se destaca na Tabela 9.

Caso seja encontrado material resistente (concreto, matacões ou rocha), a perfuração pode prosseguir com uma coroa diamantada ou, o que é mais comum, com o uso de martelo de fundo. Neste caso, a perfuração é prosseguida por dentro do revestimento, causando uma diminuição do diâmetro da estaca, que deve ser considerada no dimensionamento.

Tabela 9 – Diâmetro acabado da estaca tipo raiz

Diâmetro final da estaca (mm)	200	250	310	350	410	450	500
Diâmetro	6"	8"	10"	12"	14"	16"	18"
externo do tubo	(152 mm)	(203 mm)	(254 mm)	(305 mm)	(356 mm)	(406 mm)	(457 mm)

5.1.2 Limpeza do furo

Após a perfuração atingir a cota de projeto, continua-se a injetar água sem avançar a perfuração, promovendo a limpeza do furo.

5.1.3 Instalação da armadura

A armadura pode ser constante ou variável ao longo do fuste, sendo geralmente constituída por barras de aço montadas em gaiola. Nas estacas trabalhando à compressão, as emendas das barras podem ser feitas por simples transpasse. Porém, nas estacas trabalhando à tração, as emendas devem ser feitas por soldas, por meio de luvas rosqueadas ou por luvas prensadas.



5.1.4 Preenchimento com argamassa

Depois de instalada a armadura, é introduzido o tubo de injeção até o final da perfuração para proceder à injeção, de baixo para cima, até que a argamassa extravase pela boca do tubo de revestimento, garantindo-se assim que a água ou a lama de perfuração seja substituída pela argamassa.

O traço normalmente utilizado contém 80 litros de areia para 1 saco de 50 Kg de cimento e 20 a 25 litros de água, o que confere à argamassa uma resistência característica superior a 20 MPa e atende ao consumo mínimo de cimento conforme ABNT – NBR 6122:2010.

5.1.5 Retirada do revestimento

Completado o preenchimento da argamassa, é rosqueado, na extremidade superior do revestimento, um tampão metálico ligado a um compressor para permitir a aplicação de golpes de ar comprimido durante a extração do revestimento, atividade esta que é auxiliada pela perfuratriz ou macaco hidráulico.

5.2 CRITÉRIOS DO PROJETO

5.2.1 Carga admissível estrutural

Segundo a ABNT - NBR 6122:2010, a seção mínima de armadura longitudinal, que deve ser adotada para a estaca raiz, é de 0,5 % da área da seção, sendo a estaca integralmente armada, independente da tensão de compressão na argamassa. O diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do tubo de revestimento.

Para tensão inferior a 15 MPa e caso o número total de estacas da obra seja inferior a 75, não é necessário realizar prova de carga. Acima desta tensão e independente da quantidade de estacas, deve ser executado um número de prova de carga igual a, no mínimo, 1% da quantidade total de estacas (arredondando-se sempre para mais).

No dimensionamento estrutural, as estacas raiz podem ser divididas em dois grupos. Conforme a ABNT - NBR 6122:2010, tem-se:

a) Caso seja utilizado aço com fyk de até 500 MPa e a porcentagem de aço for menor ou igual a 6 % da seção da estaca, ela deve ser dimensionada como pilar de concreto armado;

b) Se o fyk do aço for maior de 500 MPa ou a porcentagem de aço for maior que 6 % da seção da estaca, toda carga deve ser resistida pelo aço.

Com base na ABNT - NBR 6122:2010 e na ABNT - NBR 6118:2014, sugere-se na Tabela 10 a armadura para estaca raiz em função da carga de trabalho e do diâmetro da estaca, considerando que a porcentagem de aço é menor ou igual a 6 % da seção da estaca.



Tabela 10 – Armadura longitudinal para estacas raiz com argamassa de f_{ck} = 20 MPa

Tubo (mm) 152 203 254 305 356 406 406 457 500						/		
Diametro final da estaca (mm)	Tubo (inch)	6"	8"	10"	12"	14"	16"	18"
Cargas (kN)	Tubo (mm)	152	203	254 305		356	406	457
Cargas (kN)	Diâmetro final	o final 200 250		310 350		410	450	500
100	da estaca (mm)							
150	Cargas (kN)							
200	100	4 Ф 10.0 mm	4 Ф 10.0 mm	4 Ф 10.0 mm	5 Ф 10.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
250	150	4 Ф 10.0 mm	4 Ф 10.0 mm	4 Ф 10.0 mm	5 Ф 10.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
300	200	4 Ф 10.0 mm	4 Ф 10.0 mm	4 Ф 10.0 mm	5 Ф 10.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
350	250	5 Ф 10.0 mm	4 Ф 10.0 mm	4 Ф 10.0 mm	5 Ф 10.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
400	300	5 Ф 12.5 mm	4 Ф 10.0 mm	4 Ф 10.0 mm	5 Ф 10.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
450	350	4 Ф 16.0 mm	5 Ф 10.0 mm	4 Ф 10.0 mm	5 Ф 10.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
5 00	400	5 Ф 16.0 mm	5 Ф 12.5 mm	4 Ф 10.0 mm	5 Ф 10.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
550	450		6 Ф 12.5 mm	4 Ф 10.0 mm	5 Ф 10.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
600 6 Φ 16.0 mm 6 Φ 12.5 mm 5 Φ 10.0 mm 6 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm	500		5 Ф 16.0 mm	5 Ф 10.0 mm	5 Ф 10.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
650 5 Φ 20.0 mm 5 Φ 16.0 mm 5 Φ 10.0 mm 6 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 1000	550		6 Ф 16.0 mm	5 Ф 12.5 mm	5 Ф 10.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
700	600		6 Ф 16.0 mm	6 Ф 12.5 mm	5 Ф 10.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
750	650		5 Ф 20.0 mm	5 Ф 16.0 mm	5 Ф 10.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
300	700		5 Ф 20.0 mm	6 Ф 16.0 mm	4 Ф 12.5 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
5 Φ 20.0 mm 5 Φ 16.0 mm 6 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 950 6 Φ 20.0 mm 7 Φ 16.0 mm 5 Φ 20.0 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 16.0 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 9 Φ 25.0 mm 9 Φ 25.	750		6 Ф 20.0 mm	7 Ф 16.0 mm	6 Ф 12.5 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
900 6 Φ 20.0 mm 6 Φ 16.0 mm 6 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 9 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm <	800			7 Ф 16.0 mm	7 Ф 12.5 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
950	850			5 Ф 20.0 mm	5 Ф 16.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
1000 7 Φ 20.0 mm 5 Φ 20.0 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm	900			6 Ф 20.0 mm	6 Ф 16.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
1050 5 Φ 25.0 mm 6 Φ 20.0 mm 5 Φ 16.0 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 1150 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 16.0 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 1200 7 Φ 20.0 mm 5 Φ 20.0 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 1250 7 Φ 20.0 mm 5 Φ 20.0 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 1300 5 Φ 25.0 mm 6 Φ 20.0 mm 6 Φ 20.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1350 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 16.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1400 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 16.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1500 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 16.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1500 5 Φ 25.0 mm 8 Φ 16.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1600 5 Φ 25.0 mm 6 Φ 20.0 mm 8 Φ 16.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1600 8 Φ 20.0 mm 8 Φ 16.0 mm 8 Φ 16.0 mm 6 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm	950			6 Ф 20.0 mm	7 Ф 16.0 mm	6 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
1100 5 Φ 25.0 mm 6 Φ 20.0 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 16.0 mm 8 Φ 12.5 mm 9 Φ 12.5	1000			7 Ф 20.0 mm	5 Ф 20.0 mm	7 Ф 12.5 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
1150 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 16.0 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 1200 5 Φ 20.0 mm 5 Φ 20.0 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 1250 5 Φ 25.0 mm 6 Φ 20.0 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 1300 5 Φ 25.0 mm 6 Φ 20.0 mm 7 Φ 16.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1400 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 16.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1450 5 Φ 25.0 mm 8 Φ 16.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1500 5 Φ 25.0 mm 6 Φ 20.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1600 5 Φ 25.0 mm 6 Φ 20.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1700 8 Φ 20.0 mm 6 Φ 25.0 mm 6 Φ 20.0 mm 1800 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm	1050			5 Ф 25.0 mm	6 Ф 20.0 mm	5 Ф 16.0 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
1200 7 Φ 20.0 mm 5 Φ 20.0 mm 7 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 1300 5 Φ 25.0 mm 6 Φ 20.0 mm 6 Φ 16.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1350 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 16.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1400 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 16.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1500 5 Φ 25.0 mm 8 Φ 16.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1600 5 Φ 25.0 mm 6 Φ 20.0 mm 8 Φ 12.5 mm 1700 8 Φ 20.0 mm 6 Φ 20.0 mm 6 Φ 20.0 mm 1800 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm 1900 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm	1100			5 Ф 25.0 mm	6 Ф 20.0 mm	6 Ф 16.0 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
1250	1150				7 Ф 20.0 mm	7 Ф 16.0 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
1300 1350 1350 1400 1400 1450 15 Φ 25.0 mm 16 Φ 16.0 mm 17 Φ 16.0 mm 18 Φ 12.5 mm 18 Φ 20.0 mm	1200				7 Ф 20.0 mm	5 Ф 20.0 mm	7 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
1350 1400 1400 15 Φ 20.0 mm 1500 1600 17 Φ 20.0 mm 1500 1600 17 Φ 20.0 mm 17 Φ 16.0 mm 18 Φ 12.5 mm 1600 17 Φ 20.0 mm 17 Φ 20.0 mm 17 Φ 20.0 mm 18 Φ 16.0 mm 18 Φ 12.5 mm 16 Φ 20.0 mm 18 Φ 12.5 mm 16 Φ 20.0 mm 17 Φ 20.0 mm 18 Φ 20.0 mm	1250				5 Ф 25.0 mm	6 Ф 20.0 mm	8 Ф 12.5 mm	8 Ф 12.5 mm
1400 1450 1500 1600 17 Φ 20.0 mm 5 Φ 25.0 mm 6 Φ 20.0 mm 7 Φ 16.0 mm 8 Φ 12.5 mm 8 Φ 12.5 mm 7 Φ 20.0 mm 8 Φ 16.0 mm 6 Φ 20.0 mm 8 Φ 16.0 mm 6 Φ 16.0 mm 8 Φ 16.0 mm 7 Φ 20.0 mm 6 Φ 25.0 mm 7 Φ 20.0 mm	1300				5 Ф 25.0 mm	6 Ф 20.0 mm	6 Ф 16.0 mm	8 Ф 12.5 mm
1450 1500 1600 1700 1800 1900 18 Φ 16.0 mm 18 Φ 12.5 mm 18 Φ 20.0 mm 18 Φ 20.0 mm 18 Φ 20.0 mm 18 Φ 20.0 mm 19 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm	1350					7 Ф 20.0 mm	7 Ф 16.0 mm	8 Ф 12.5 mm
1500 1600 1700 1800 1900 5 Φ 25.0 mm 6 Φ 20.0 mm 8 Φ 12.5 mm 6 Φ 16.0 mm 6 Φ 20.0 mm 6 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm	1400					7 Ф 20.0 mm	7 Ф 16.0 mm	8 Ф 12.5 mm
1600 1700 1800 1900 7 Φ 20.0 mm 8 Φ 20.0 mm 6 Φ 25.0 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm	1450					5 Ф 25.0 mm	8 Ф 16.0 mm	8 Ф 12.5 mm
1700 1800 1900 8 Φ 20.0 mm 6 Φ 25.0 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm	1500					5 Ф 25.0 mm	6 Ф 20.0 mm	8 Ф 12.5 mm
1800 1900 6 Φ 25.0 mm 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm	1600						7 Ф 20.0 mm	6 Ф 16.0 mm
1900 7 Φ 20.0 mm 7 Φ 20.0 mm	1700						8 Ф 20.0 mm	8 Ф 16.0 mm
	1800						6 Ф 25.0 mm	6 Ф 20.0 mm
2000 7 Φ 25.0 mm 8 Φ 20.0 mm	1900						7 Ф 20.0 mm	7 Ф 20.0 mm
	2000						7 Ф 25.0 mm	8 Ф 20.0 mm

A armadura transversal da estaca raiz é um aspecto de vital importância para a boa execução da estaca. Caso tenha diâmetro elevado, a armadura não passa dentro dos tubos de revestimento. No caso do diâmetro ser reduzido, dificulta-se o processo de injeção da argamassa. Sugere-se, portanto, os seguintes valores apresentados na Tabela 11 para o diâmetro da armadura transversal.



Tabela 11 – Diâmetro da armadura transversal de estacas raiz

Diâmetro do tubo (inch)	Diâmetro final da estaca (mm)	Diâmetro externo do estribo (mm)
6"	200 mm	110
8"	250 mm	140
10"	310 mm	190
12"	350 mm	230
14"	410 mm	270
16"	450 mm	310
18"	500 mm	360

5.2.2 Capacidade de carga geotécnica

Um método de cálculo da carga admissível do solo que pode ser utilizado é o de Cabral. Ele considera em seu método que a capacidade de carga de estacas raiz pode ser considerada como a soma da parcela de resistência de atrito lateral com a parcela de resistência de ponta. O método de Cabral propõe as seguintes expressões para as resistências unitárias de ponta e de atrito lateral em função do SPT:

Base do método:

$$Q_{u} = Q_{p} + Q_{L}$$

Onde:

Q_u = Capacidade de carga;

 Q_p = Capacidade de carga da ponta;

Q₁ = Capacidade de carga lateral.

Sendo:

$$Q_p = A_p \cdot q_p$$

Onde:

$$\begin{split} &A_{p}=\text{\'A}rea~da~ponta~da~estaca;}\\ &q_{p}=\beta_{0}~.~\beta_{2}.N\leq50~kg/cm^{2} \end{split}$$

Em que:

$$\beta_0 = 1 + 0.10.p - 0.01.D$$



Onde:

p = pressão da injeção, em kg/cm2;

D = diâmetro final da estaca em cm;

$$Q_L = A_L \cdot q_L$$

Onde:

 A_{L} = área lateral da estaca;

$$q_L = \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N \le 2 \text{ kg/cm}^2$$

Introduzindo os valores de β_1 e β_2 , conforme apresentado na Tabela 12.

Tabela 12 – Coeficientes $\,\beta_1^{}\,e\,\beta_2^{}\,$ do método de Cabral

Tipo de Solo	β ₁ (%)	β ₂ (kg/cm²)	
Areia	7	3	
Areia siltosa	8	2,8	
Areia argilosa	8	2,3	
Silte	5	1,8	
Silte arenoso	6	2	
Silte argiloso	3,5	1	
Argila	5	1	
Argila arenosa	5	1,5	
Argila siltosa	4	1	

Obs.: Deve-se observar que, neste método, em vez de utilizar-se o valor médio de N ao longo do fuste completo da estaca, usa-se o valor do SPT por camada (de espessura Δl), calculando assim o q_L para cada camada. Assim sendo, a capacidade de carga da estaca na ruptura, neste método, é obtida pela expressão:



$$Q_u = A_p \cdot \beta_0 \cdot \beta_2 \cdot N + U \cdot \sum \beta_0 \cdot \beta_1 \cdot N \cdot \Delta I$$

Onde:

U = perímetro da estaca;

 ΔI = Capacidade de carga da ponta;

 Q_L = Capacidade de carga lateral.

5.2.3 Carga admissível de projeto

Conhecida a carga Q_U de ruptura, a carga admissível será obtida por:

$$Q_{ADM} \le \{(A_{D} \cdot \beta_{0} \cdot \beta_{2} \cdot N + U \cdot \Sigma \beta_{0} \cdot \beta_{1} \cdot N \cdot \Delta I)/2\}$$

Além disso, se a estaca raiz estiver com a ponta embutida no solo, deve-se respeitar a seguinte expressão:

$$\begin{array}{l} Q_{\text{ADM}} \leq \\ \left\{ (A_{p} \cdot \beta_{0} \cdot \beta_{2} \cdot N + U \cdot \sum \beta_{0} \cdot \beta_{1} \cdot N \cdot \Delta I)/2 \right\} \\ (U \cdot \sum \beta_{0} \cdot \beta_{1} \cdot N \cdot \Delta I)/0,8 \end{array}$$

5.2.4 Carga resistente de projeto

O processo de cálculo, referente à carga resistente de projeto, pode ser feito conforme o desenvolvido para a estaca hélice contínua.



Obra: EDIFÍCIO RESIDENCIAL

Local: GOIÂNIA-GO

Reforço em estaca raiz devido deficiência na fundação



Obra: PORTAL SHOPPING Local: GOIÂNIA-GO

Reforço de fundação em estaca raiz devido a acréscimo de carga



Obra: AEROPORTO SANTA GENOVEVA

Local: GOIÂNIA-GO

Reforço de fundação em estaca raiz devido a acrescimo de carga



Obra: Shopping Flamboyant Local: GOIÂNIA-GO

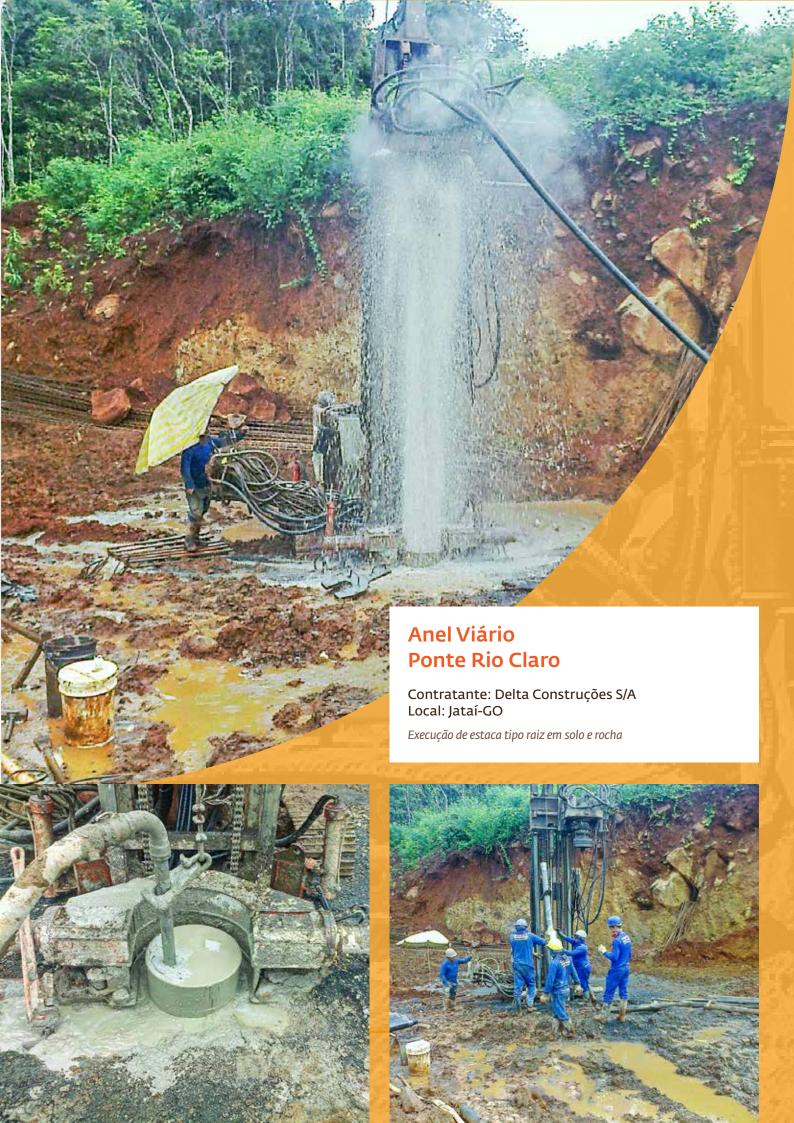
Reforço de fundação em estaca raiz devido a acréscimo de carga

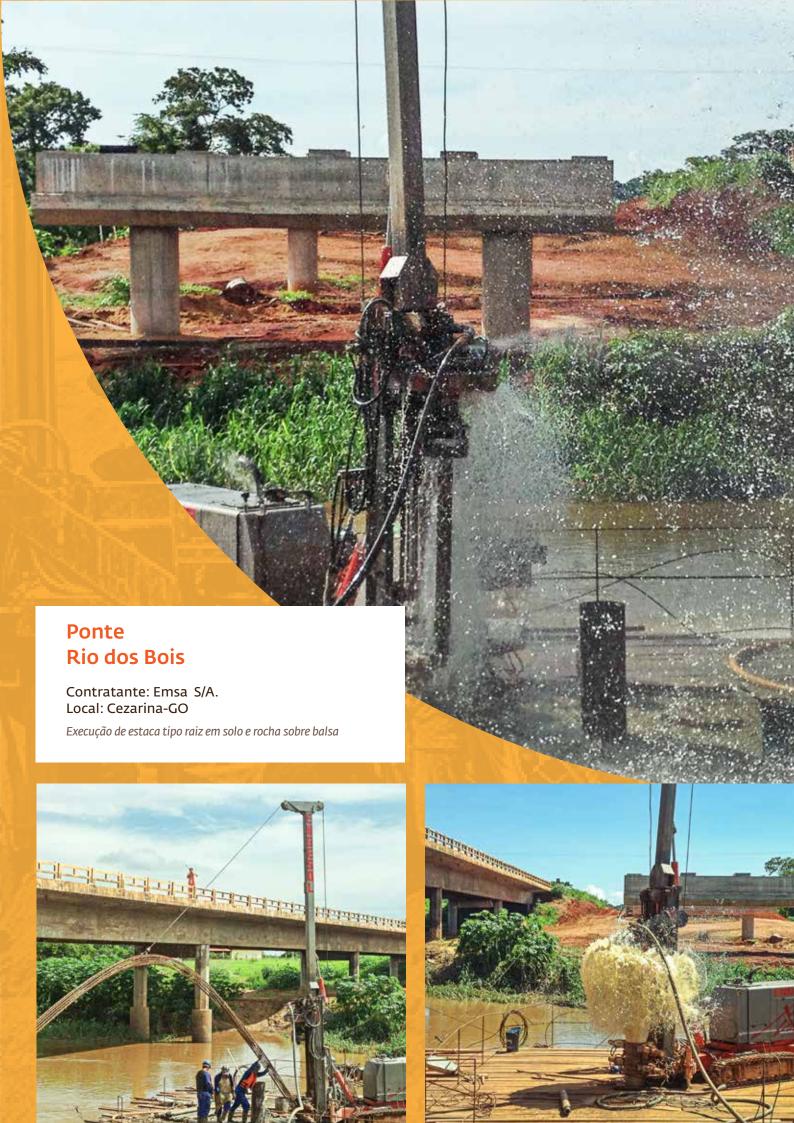


Obra: EDIFÍCIO RESIDENCIAL

Local: GOIÂNIA-GO

Reforço em estaca raiz devido deficiência na fundação









Usina Barralcool

Contratante: Barralcool Local: Barra dos Bugres-MT Cravação de Estacas Pré-moldadas



As estacas pré-fabricadas caracterizam-se por serem cravadas no terreno por percussão, prensagem ou vibração e por fazerem parte do grupo denominado de estacas de deslocamento. No Brasil, o sistema de cravação por percussão é o que predomina. As estacas pré-moldadas podem ser constituídas por diversos elementos estruturais, como concreto armado ou protendido, metálicos ou de aço, madeira, etc.

Conforme a ABNT - NBR 6122:2010, a estaca metálica ou de aço é um elemento estrutural produzido industrialmente, podendo ser constituído por perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubos de chapa dobrada ou calandrada, tubos (com ou sem costura) e trilhos. Já a estaca pré-moldada de concreto pode ser de concreto armado ou protendido, vibrado ou centrifugado, com qualquer forma geométrica da seção transversal.

6.1 METODOLOGIA EXECUTIVA

A cravação de uma estaca pré moldada compreende basicamente a cinco etapas, conforme mostrado na Figura 4, que ilustra a sequência executiva.



Figura 4 - Processo executivo da estaca cravada.

6.1.1 Estaca

As estacas pré-fabricadas de concreto podem ser confeccionadas com concreto adensado por centrifugação ou vibração. As seções das estacas se apresentam nas mais variadas configurações, sendo que as mais usuais são as circulares, quadradas e poligonais. Já os comprimentos variam entre 3 e 12 metros. As estacas pré-fabricadas metálicas são constituídas por peças de aço laminado ou soldado (perfis I, H, chapas dobradas, bem como trilhos geralmente reaproveitados após a remoção de linhas férreas), sendo que os comprimentos normalmente fornecidos pelos fabricantes são 6 e 12 m.

54 Estacas Cravadas



6.1.2 Cravação

Na escolha do equipamento de cravação, é importante observar o tipo e as dimensões da estaca, características do solo, condições de vizinhança, características do projeto e peculiaridades do local. O sistema de cravação deve estar sempre bem ajustado e com todas as suas partes constituintes em perfeito estado, a fim de evitar quaisquer danos às estacas durante a cravação, e deve ser dimensionado de modo a levar a estaca até a profundidade prevista em projeto sem danificá-la.

Alguns acessórios de cravação são necessários para proteger tanto a estaca quanto o martelo. O sistema de amortecimento dos impactos do martelo sobre as cabeças das estacas é constituído de uma peça metálica denominada capacete. Na parte superior do capacete é utilizado um cepo de madeira dura, sobre o qual serão desferidos os golpes do martelo. Na sua parte inferior, antes do posicionamento da cabeça da estca, deve ser colocado um coxim (amortecedor) de madeira mole (macia).

Quando a cota de arrasamento da estaca estiver abaixo da cota de cravação, pode-se usar um elemento suplementar denominado prolonga ou suplemento. Cuidado especial deve ser dado com a utilização deste elemento, já que é preciso garantir o bom posicionamento da estaca e a minimização da perda de eficiência do sistema de cravação. O comprimento deve estar limitado a 3 metros.

6.1.3 Controle de qualidade

A nega e o repique devem ser medidos em todas as estacas. A nega corresponde à penetração permanente da estaca causada pela aplicação de um golpe do martelo, enquanto que o repique corresponde à parcela elástica do deslocamento máximo de uma seção da estaca decorrente da aplicação de um golpe do martelo. Deve-se elaborar também o diagrama de cravação para todas as estacas cravadas.

No controle de qualidade, pode-se empregar o sistema Thorlog, que foi desenvolvido pela GeoDigitus conforme mostrado na Figura 5, com a finalidade de efetuar o monitoramento e registro do processo de cravação de estacas por máquinas bate-estacas, com tecnologia "martelo hidráulico".

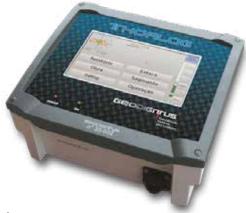


Figura 5 - sistema Thorlog.

Estacas Cravadas 55



6.2 CRITÉRIOS DE PROJETO

6.2.1 Carga admissível estrutural

O dimensionamento estrutural de estacas pré-fabricadas de concreto é um assunto controverso, mas algumas características básicas devem ser consideradas para quaisquer estacas, conforme exposto nos próximos parágrafos.

O dimensionamento estrutural deve obedecer às normas: ABNT - NBR 6118:2014 e ABNT - NBR 9062. No dimensionamento, o fck do concreto deve ficar limitado a 40 MPa. O dimensionamento estrutural deve contemplar duas fases distintas: na primeira fase, que antecede à sua instalação no solo, a estaca deve ser verificada como uma viga; e, na segunda, durante a instalação e posterior atuação como elemento de fundação, como um pilar.

No cálculo das estacas pré-fabricadas de concreto, a carga admissível estrutural deve ser determinada majorando-se as cargas por um coeficiente yf de 1,4, enquanto que as resistências características do aço e do concreto devem ser minoradas, respectivamente, por coeficientes ys de 1,10 e yc de 1,3. Além disso, deve ser aplicado um fator redutor à resistência característica do concreto de 0,85 para levar em consideração a diferença entre os resultados dos ensaios rápidos de laboratório e a resistência sob a ação de cargas de longa duração.

A armadura longitudinal mínima deve seguir as prescrições da ABNT - NBR 6118:2014 e ABNT - NBR 9062, com a verificação da flexão devido aos esforços decorrentes do seu manuseio, transporte e levantamento. Quanto à armadura transversal, as estacas devem ser armadas ao longo de todo o seu comprimento, sendo que nas extremidades da estaca, deve ser previsto um reforço dessa armadura, para levar em conta as tensões de cravação.

Também é obrigatória a consideração da atuação de um momento mínimo dado pela equação abaixo, além da verificação da fissuração em conformidade com os valores estabelecidos pela ABNT - NBR 6118:2014.

$$M_{mim} = N.(0,015 + 0,03.h)$$

Onde:

N = Carga atuante na estaca;

h = Dimensão da estaca na direção de atuação do momento.

As estacas pré-fabricadas devem ser emendadas por anéis metálicos soldados. Porém, permite-se o uso de luvas metálicas de encaixe desde que o perfil de solo permita a cravação sem que ocorram esforços de tração na cravação. As metálicas devem obedecer ao disposto na Tabela 5 da ABNT - NBR 6122:2010.

O fabricante de estacas pré-fabricadas deve apresentar resultados de ensaios de resistência do concreto nas várias idades e, em cada estaca, deve constar a data de sua moldagem. Além disso, o fabricante deve apresentar curvas de interação flexo-compressão e flexo-tração do elemento estrutural.

No caso de estacas pré-fabricadas metálicas, o dimensionamento da carga estrutural admissível deve estar em conformidade com a ABNT - NBR 8800:2008.

56 Estacas Cravadas



As estacas metálicas que estiverem totalmente e permanentemente enterradas, independentemente do nível do lençol freático, dispensam tratamento especial, desde que seja descontada a espessura de sacrifício, conforme disposto na tabela 5 da ABNT - NBR 6122:2010. Nas estacas em que a parte superior ficar desenterrada, é obrigatória a proteção com camisa de concreto ou outro recurso de proteção do aço ou aumento da espessura de sacrifício.

As emendas das estacas metálicas podem ser feitas com talas soldadas ou parafusadas e devem resistir aos esforços que podem ser gerados durante o manuseio, a cravação e durante o trabalho como elemento estrutural. As emendas também devem obedecer ao disposto na Tabela 5 da ABNT - NBR-6122:2010.

6.2.2 Capacidade de carga geotécnica

A previsão da capacidade de carga geotécnica do solo pode ser estimada pelo método de Dècourt, conforme apresentado para a estaca hélice contínua e para a estaca escavada, apenas tomando os valores dos coeficientes α e β iguais a 1,0, de acordo com a Tabela 13.

	•	
Tipo de solo	σ	β
Para argilas	1,00	1,00
Para siltes argilosos	1,00	1,00
Para siltes arenosos	1,00	1,00
Para areias	1,00	1,00

Tabela 13 – Coeficientes de minoração σ e β para estacas pré-moldadas

6.2.3 Carga admissível de projeto

Para estimativa da carga admissível de projeto, os autores sugerem a adoção dos seguintes coeficientes parciais: 1,3 para resistência lateral e 4 para resistência de ponta. Além disso, a ABNT - NBR 6122:2010 especifica um fator de segurança global mínimo de 2.

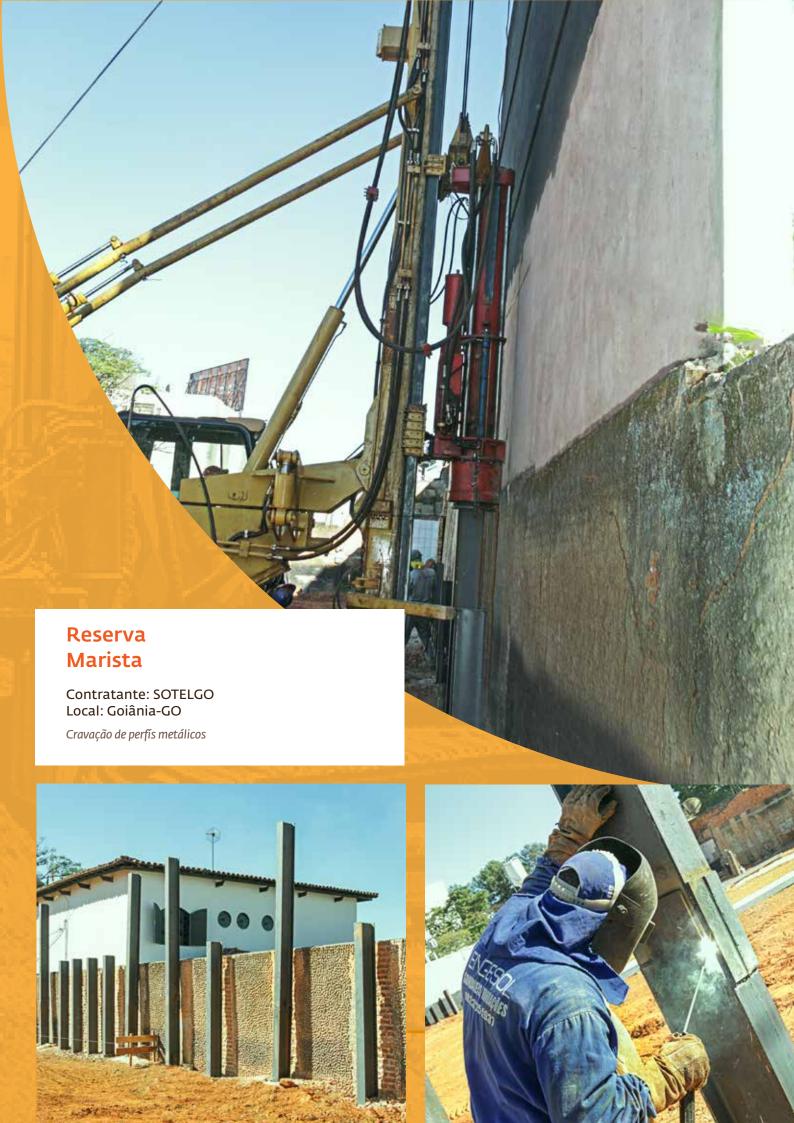
Assim, conhecida a carga PR de ruptura, a carga admissível será obtida por:

$$\begin{array}{l} {P_{\text{ADM}}} \leq \\ \left\{ {(\alpha .{A_{_{p}}}.\left({K.{N_{\textit{m\'edio}}}} \right) + \beta .{A_{_{L}}}.10.(1 + {N_{\textit{SPT}}}/3)} \right)/2} \\ {(\alpha .{A_{_{p}}}.\left({K.{N_{\textit{m\'edio}}}} \right))/4 + (\beta .{A_{_{L}}}.10.(1 + {N_{\textit{SPT}}}/3)})/1,3} \end{array} \right\} \\ \end{array}$$

6.2.4 Carga resistente de projeto

O processo de cálculo, referente à carga resistente de projeto, pode ser feito conforme o desenvolvido para a estaca hélice contínua.









Connect Park Business

Contratante: OPUS Incorporadora Ltda Local: Goiânia-GO Execução de Tirantes



São elementos sub-horizontais ou verticais utilizados para auxiliar na contenção de taludes ou lajes de subpressão. São compostos por um elemento resistente à tração (cordoalhas, fios ou barras de aço), que é introduzido dentro de uma perfuração, sendo esta preenchida com calda de cimento. O tirante é um dispositivo capaz de transmitir esforços de tração aplicáveis a uma região resistente do terreno.

7.1 METODOLOGIA EXECUTIVA

Os tirantes com injeção posterior são executados em seis fases distintas, conforme apresentado na Figura 6.

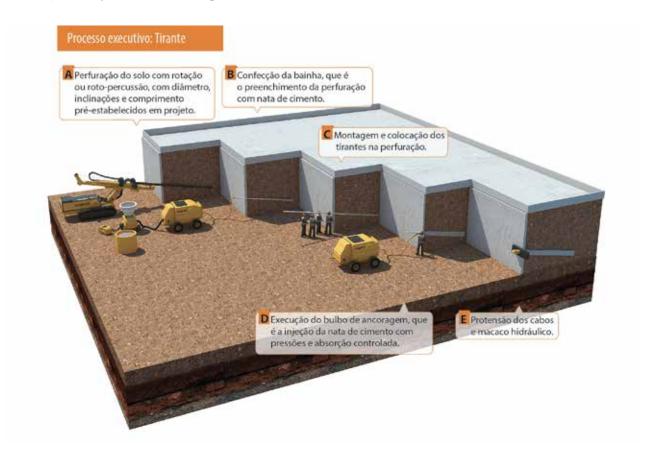


Figura 6 - Processo executivo do tirante

7.1.1 Perfuração

A perfuração é executada com a utilização de perfuratriz rotativa ou rotopercussiva, por meio da introdução de brocas especiais de perfuração (tricones) que, dependendo da geologia local e da estabilidade da perfuração, podem ser substituídas por tubos de revestimento dotados de uma ferramenta de corte na sua extremidade inferior.

62 Tirantes



Simultaneamente à rotação da ferramenta de corte, é injetado pelo interior um fluido (água, bentonita) ou ar comprimido, o qual retorna à superfície pelo espaço anelar deixado entre a ferramenta de corte e o maciço.

A ABNT - NBR 9061:1985 - "Segurança de escavação a céu aberto" estabelece, no item 8.6.7, que, quando as ancoragens, por necessidades de execução, tiverem de invadir terrenos de terceiros, elas só podem ser executadas com autorização expressa, por escrito, dos proprietários dos terrenos a serem invadidos. Na autorização, devem constar as finalidades estruturais (provisória ou permanente), processos executivos e plantas detalhadas do projeto total de ancoragens a serem executadas.

Já a ABNT - NBR 5629:2006 - "Execução de tirantes ancorados no terreno", no item 5.4.3, institui que cabe ao proprietário levantar o cadastro de interferências (tubulações embutidas no terreno, galerias, fundações vizinhas etc.) e encaminhar ao projetista para definição de distâncias mínimas entre as interferências e as perfurações para instalação dos tirantes. O projetista e o executor devem exigir do proprietário as informações e os documentos disponíveis a este respeito.

7.1.2 Montagem e introdução do tirante

Os tirantes devem ser montados de acordo com o especificado em projeto no que se refere à estrutura (quantidade de barras, fios ou cordoalhas), comprimento livre e ancorado, e proteção contra corrosão. A introdução da barra, fios ou cordoalhas acopladas ao tubo de injeção deve ser feita com as devidas válvulas "manchete" e espaçadores no interior do furo realizado.

É prática comum instalar próximo ao tirante um ou mais tubos de injeção perdidos, de polietileno ou similar, providos de válvulas "manchete" a cada 0,5 m ou a cada 1 m. A quantidade de tubos depende da quantidade prevista de fases de injeção, considerando um tubo para cada fase. Ao longo do tirante, devem ser dispostos elementos centralizadores, tipicamente a cada 2 ou 3 m, a fim de evitar o contato do elemento resistente à tração com o solo. O tirante deve estar centrado e com recobrimento de nata totalmente assegurado.

7.1.3 Preenchimento da bainha

Efetua-se a injeção da bainha, que é o preenchimento da perfuração com calda de cimento, de forma ascendente até extravasar pela boca do furo. Dependendo das condições locais, por vezes, torna-se necessário o preenchimento da perfuração com calda de cimento antes da introdução dos tirantes.



7.1.4 Execução do bulbo

Após a conclusão de pega da calda de cimento injetado para a execução da bainha (em torno de 12 horas após a confecção da bainha), procede-se com a injeção do bulbo de ancoragem através de válvulas "manchete" com pressão e absorção controladas em manômetros instalados na rede de injeção.

A introdução da calda de cimento é feita através de bomba de injeção que conduz a calda por meio de mangueira e hastes de aço com um bico de injeção munido de perfurações laterais (obturador), o qual é posicionado em cada válvula "manchete" no sentido ascendente, conferindo ao fuste da estaca múltiplos bulbos fortemente comprimidos contra o solo, que aumentam significativamente a resistência por atrito lateral.

7.1.5 Protensão

Procede-se à protensão das cordoalhas ou monobarra com macacos hidráulicos num prazo de aproximadamente 7 dias após a última fase de injeção, caso se utilize cimento comum; ou quatro dias após a última fase de injeção, caso se utilize cimento de alta resistência inicial (ARI). O ensaio do tirante deverá estar de acordo com o previsto na ABNT - NBR 5629:2006, sendo a sua ancoragem executada em placas de aço inclinadas em relação à vertical.

7.1.6 Preparo da cabeça de proteção

O preparo da cabeça de proteção é feito com a instalação de dois tubos de injeção na cabeça do tirante. Após a concretagem do bloco de proteção da cabeça do tirante, injeta-se nata de cimento por um dos tubos até que ela seja extravasada pelo segundo tubo, eliminando-se, dessa forma, as eventuais falhas de concretagem.

7.2 CRITÉRIOS DE PROJETO

7.2.1 Carga de trabalho

A seção de aço dos tirantes deve ser calculada a partir do esforço máximo ao qual ele é submetido, tomando-se como tensão admissível:

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{f_{\text{yk}}}{F.S.} \cdot 0.9$$

64 Tirantes



Onde:

 σ_{adm} = Tensão admissível

 $f_{\rm vk}$ = Resistência característica do aço à tração;

F.S. = Fator de segurança
$$\begin{cases} F.S. = 1,5 \text{ (Tirante provisório)} \\ F.S. = 1,75 \text{ (Tirante permanente)} \end{cases}$$

O tirante provisório tem prazo previsto de utilização inferior a 2 anos, a partir de sua instalação. Caso o prazo de utilização seja superior a 2 anos, o tirante é classificado como permanente.

A carga de trabalho (F,) é a carga do tirante prevista em projeto.

$$F_t = \sigma_{adm}$$
. A_s

Onde:

A_s = Área da seção de aço.

As tabelas 14 e 15 mostram o resultado do dimensionamento estrutural realizado conforme recomendações da ABNT — NBR 5629:2006 - "Execução de tirantes ancorados no terreno" para tirante provisório e permanente, respectivamente.



Tabela 14 - Dimensionamento estrutural de tirante provisório

Carga de						Módulo de	Tensões (σ-kg/mm²)	
trabalho (kN)	Tipo	Fornecedor	Bitola	Seção (mm²)	Peso (kg/m)	Elasticidade (kg/mm²)	σ ruptura	σ escoamento
70	Barra	ROCSOLO 5/8"	1 ф 5/8"	160,5	1,27	21.000	82	74
90	Barra	THEADBOLT 6	1 ф 19mm	279,0	2,19	21.000	70	52
90	Barra	DYWIDAG ST 85/105	1 ф 15mm	176,0	1,41	21.000	105	85
110	Barra	ROCSOLO 3/4"	1 ф 3/4"	235,9	1,85	21.000	83	74
120	Barra	CA50	1 ф 7/8"	388,0	2,98	21.000	55	50
120	Barra	THEADBOLT 7	1 ф 22mm	371,0	2,91	21.000	72	54
150	Barra	ROCSOLO 7/8"	1 ф 7/8"	323,6	2,55	21.000	83	75
150	Barra	CA50	1 ф 1"	506,7	3,85	21.000	55	50
160	Fios	CP-150-RB	4 ф 8mm	201,2	1,58	21.000	150	135
160	Barra	THEADBOLT 8	1 ф 25mm	471,0	3,70	21.000	74	55
160	Barra	GEWI 50/55	1 ф 25mm	491,0	3,90	21.000	75	55
190	Barra	ROCSOLO 1"	1 ф 1	425,7	3,34	21.000	83	75
230	Barra	INCO 22D	1 ф 30mm	642,0	5,00	21.000	72	60
240	Barra	GEWI 50/55	1 ф 32mm	804,0	6,24	21.000	55	50
240	Barra	ROCSOLO 1.1/8"	1 ф 11/8"	533,0	4,22	21.000	84	75
240	Barra	CA50	1 ф 11/4"	804,7	6,31	21.000	55	50
240	Fios	CP-150-RB	6 ф 8mm	301,8	2,37	21.000	150	135
250	Barra	THEADBOLT 10	1 ф 32mm	778,0	6,11	21.000	72	55
300	Barra	ROCSOLO 1.1/4"	1 ф 11/4"	674,0	5,30	21.000	83	75
330	Fios	CP-150-RB	8 ф 8mm	402,4	3,16	21.000	150	135
400	Barra	INCO 35D	1 ф 40mm	1140,0	9,00	21.000	72	60
410	Barra	DYWIDAG ST 85/105	1 ф 32mm	804,0	6,24	21.000	105	85
410	Fios	CP-150-RB	10 ф 8mm	503,0	3,95	21.000	150	135
440	Barra	ROCSOLO 1.1/2"	1 ф 11/2"	977,6	7,67	21.000	83	75
490	Fios	CP-150-RB	12 ф 8mm	603,6	4,74	21.000	150	135
500	Barra	INCO 45D	1 ф 47mm	1555,0	12,30	21.000	72	60
510	Barra	DYWIDAG ST 85/105	1 ф 36mm	1018,0	8,14	20.500	105	85
520	Barra	ROCSOLO 1.5/8'	1 ф 15/8"	1124,0	8,91	21.000	87	78
590	Barra	GEWI 50/55	1 ф 50mm	1963,0	15,40	20.500	55	50
595	Barra	INCO 50D	1 ф 50mm	1781,0	14,10	21.000	72	60
600	Barra	ROCSOLO 1.3/4"	1 ф 13/4"	1325,0	10,40	21.000	84	75
610	Cordoalha	CP-190-RB	6 ф 1/2"	592,2	4,65	19.500	190	171
720	Barra	INCO 60D	1 ф 53mm	2027,0	16,00	21.000	72	60
780	Barra	ROCSOLO 2"	1 ф 2"	1735,0	13,70	21.000	83	75
810	Cordoalha	CP-190-RB	8 ф 1/2"	789,6	6,20	19.500	109	171
820	Barra	INCO 70D	1 ф 57mm	2288,0	18,10	21.000	72	60
993	Barra	ROCSOLO 2.1/4"	1 ф 21/4"	2206,2	18,09	21.000	83	75
1000	Barra	INCO 90D	1 ф 63mm	2858,0	22,60	21.000	72	60
1010	Cordoalha	CP-190-RB	10 ф 1/2"	987,0	7,75	19.500	109	171
1170	Barra	INCO 100D	1 ф 69mm	3491,0	30,30	21.000	72	56
1220	Cordoalha	CP-190-RB	12 ф 1/2"	1184,0	9,30	19.500	109	171
1230	Barra	ROCSOLO 2.1/2"	1 ф 21/2"	2734,0	21,56	21.000	83	75

66 Tirantes



Tabela 15 - Dimensionamento estrural de tirante pe<mark>r</mark>manente

					/			
Carga de trabalho (kN)	Tipo	Fornecedor	Bitola	Seção (mm²)	Peso (kg/m)	Módulo de Elasticidade (kg/mm²)	Tensões (α σ ruptura	σ-kg/mm²) σ escoamento
60	Barra	ROCSOLO 5/8"	1 ф 5/8"	160,5	1,27	21.000	82	74
75	Barra	THEADBOLT 6	1 ф 19mm	279,0	2,19	21.000	70	52
80	Barra	DYWIDAG ST 85/105	1 ф 15mm	176,0	1,41	21.000	105	85
90	Barra	ROCSOLO 3/4"	1 ф 3/4"	235,9	1,85	21.000	83	74
100	Barra	CA50	1 ф 7/8"	388,0	2,98	21.000	55	50
100	Barra	THEADBOLT 7	1 ф 22mm	371,0	2,91	21.000	72	54
130	Barra	ROCSOLO 7/8"	1 ф 7/8"	323,6	2,55	21.000	83	75
130	Barra	THEADBOLT 8	1 ф 25mm	471,0	3,70	21.000	74	55
130	Barra	CA50	1 ф 1"	506,7	3,85	21.000	55	50
140	Fios	CP-150-RB	4 ф 8mm	201,2	1,58	21.000	150	135
140	Barra	GEWI 50/55	1 ф 25mm	491,0	3,90	21.000	75	55
160	Barra	ROCSOLO 1"	1ф1	425,7	3,34	21.000	83	75
200	Barra	INCO 22D	1 ф 30mm	642,0	5,00	21.000	72	60
210	Barra	GEWI 50/55	1 ф 32mm	804,0	6,24	21.000	55	50
210	Barra	ROCSOLO 1.1/8"	1 ф 11/8"	533,0	4,22	21.000	84	75
210	Barra	CA50	1 ф 11/4"	804,7	6,31	21.000	55	50
210	Fios	CP-150-RB	6 ф 8mm	301,8	2,37	21.000	150	135
220	Barra	THEADBOLT 10	1 ф 32mm	778,0	6,11	21.000	72	55
260	Barra	ROCSOLO 1.1/4"	1 ф 11/4"	674,0	5,30	21.000	83	75
280	Fios	CP-150-RB	8 ф 8mm	402,4	3,16	21.000	150	135
340	Barra	INCO 35D	1 ф 40mm	1140,0	9,00	21.000	72	60
350	Barra	DYWIDAG ST 85/105	1 ф 32mm	804,0	6,24	21.000	105	85
350	Fios	CP-150-RB	10 ф 8mm	503,0	3,95	21.000	150	135
380	Barra	ROCSOLO 1.1/2"	1 ф 11/2"	977,6	7,67	21.000	83	75
410	Fios	CP-150-RB	12 ф 8mm	603,6	4,74	21.000	150	135
430	Barra	INCO 45D	1 ф 47mm	1555,0	12,30	21.000	72	60
450	Barra	DYWIDAG ST 85/105	1 ф 36mm	1018,0	8,14	20.500	105	85
450	Barra	ROCSOLO 1.5/8'	1 ф 15/8"	1124,0	8,91	21.000	87	78
500	Barra	GEWI 50/55	1 ф 50mm	1963,0	15,40	20.500	55	50
510	Barra	INCO 50D	1 ф 50mm	1781,0	14,10	21.000	72	60
510	Barra	ROCSOLO 1.3/4"	1 ф 13/4"	1325,0	10,40	21.000	84	75
530	Cordoalha	CP-190-RB	6 ф 1/2"	592,2	4,65	19.500	190	171
600	Barra	INCO 60D	1 ф 53mm	2027,0	16,00	21.000	72	60
668	Barra	ROCSOLO 2"	1ф2	1735,0	13,70	21.000	83	75
690	Cordoalha	CP-190-RB	8 ф 1/2"	789,6	6,20	19.500	109	171
700	Barra	INCO 70D	1 ф 57mm	2288,0	18,10	21.000	72	60
850	Barra	ROCSOLO 2.1/4"	1 ф 21/4"	2206,2	18,09	21.000	83	75
860	Barra	INCO 90D	1 ф 63mm	2858,0	22,60	21.000	72	60
870	Cordoalha	CP-190-RB	10 ф 1/2"	987,0	7,75	19.500	109	171
1000	Barra	INCO 100D	1 ф 69mm	3491,0	30,30	21.000	72	56
1040	Cordoalha	CP-190-RB	12 ф 1/2"	1184,0	9,30	19.500	109	171
1050	Barra	ROCSOLO 2.1/2"	1 ф 21/2"	2734,0	21,56	21.000	83	75



7.2.2 Capacidade de carga geotécnica

Para cálculo da capacidade de carga do bulbo do tirante, pode ser utilizada a formulação proposta por Costa Nunes, a qual considera o efeito da pressão residual de injeção diretamente sobre o valor do atrito lateral no bulbo.

$$Q_u = Q_1 = \pi . D . L_b. [c + (\gamma . H + \Delta p) . tg\phi]$$

Onde:

 $\boldsymbol{Q}_{\!\scriptscriptstyle u}\!=\!\boldsymbol{Q}_{\!\scriptscriptstyle l}\!=\!\text{Resistência lateral última do bulbo;}$

D = Diâmetro da perfuração (diâmetro da bainha);

 $L_{\rm h}$ = Comprimento do trecho ancorado;

c = Aderência entre a calda de cimento e o solo (igual à coesão real do solo);

γ = Peso específico do solo acima do bulbo;

H = Profundidade do centro do bulbo;

 ϕ = Ângulo de atrito interno do solo;

 Δp = parcela de aumento de pressão normal devido à pressão residual de injeção (5 a 10 vezes o valor de γ .H que representa a pressão efetiva de terra).

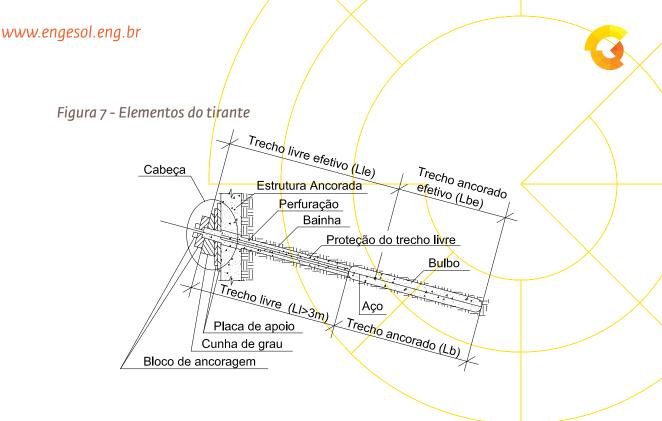
Cabe observar que o valor de Δ p é limitado ao valor da ruptura hidráulica do terreno, variável em função do tipo de terreno e profundidade. Este valor limite pode ser determinado pelo ensaio pressiométrico. Segundo a experiência de Costa Nunes, para solos brasileiros, o valor de Δ p pode atingir mais de 50% do valor inicial da pressão normal.

Conhecida a carga de ruptura do tirante, a carga admissível é dada pela expressão abaixo, sendo o fator de segurança contra a ruptura do tirante:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{F.S.}$$

Na prática, adota-se o fator de segurança igual a 1,5 para obras provisórias e 2,0 para obras permanentes. A Figura 7 ilustra os elementos do tirante:

68 Tirantes



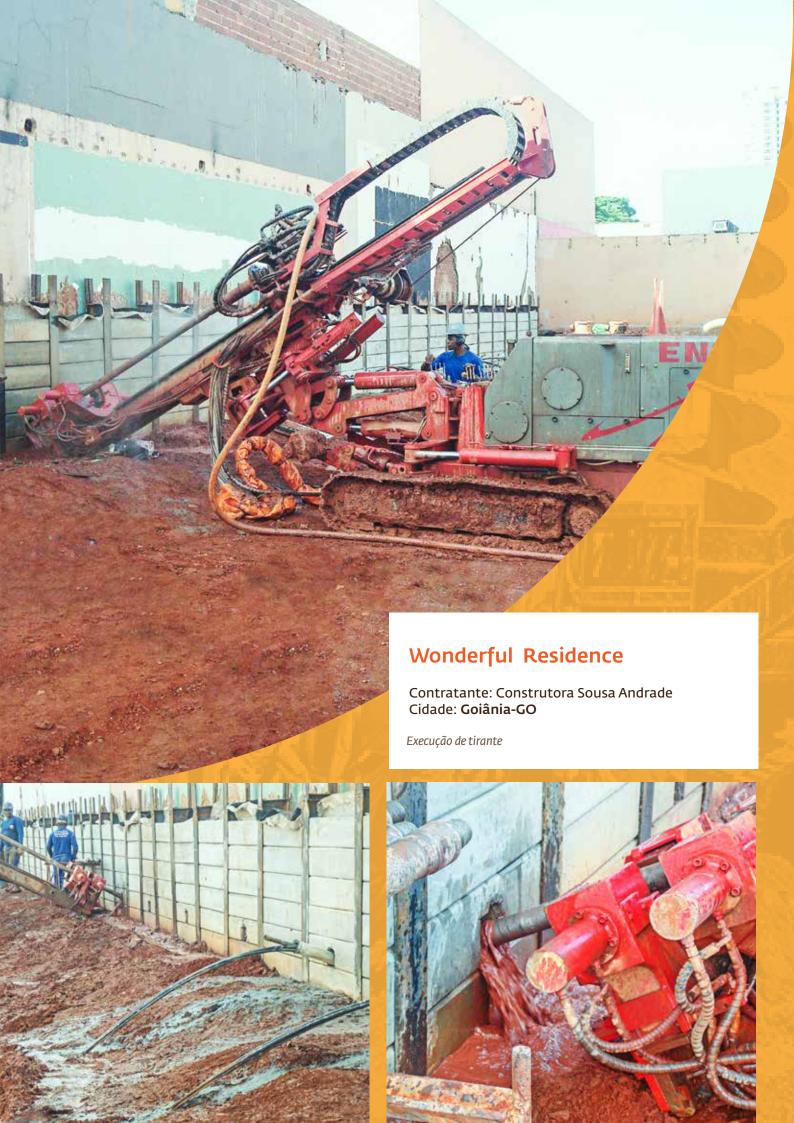
O comprimento do trecho ancorado é a dimensão do trecho do tirante, projetado para transmitir a carga aplicada ao terreno. A ABNT NBR 5629:2006, item 4.4.1, institui: "A determinação do comprimento e seção transversal da ancoragem deve serfeita experimentalmente por meio dos ensaios de qualificação e recebimento." Teoricamente, não é possível incorporar em métodos de cálculo a influência de vários fatores determinantes da capacidade de carga como o processo de perfuração, a qualidade da mão de obra, o processo de injeção etc. A força a ser absorvida pelo tirante deve ser transmitida ao terreno somente pelo bulbo de ancoragem.

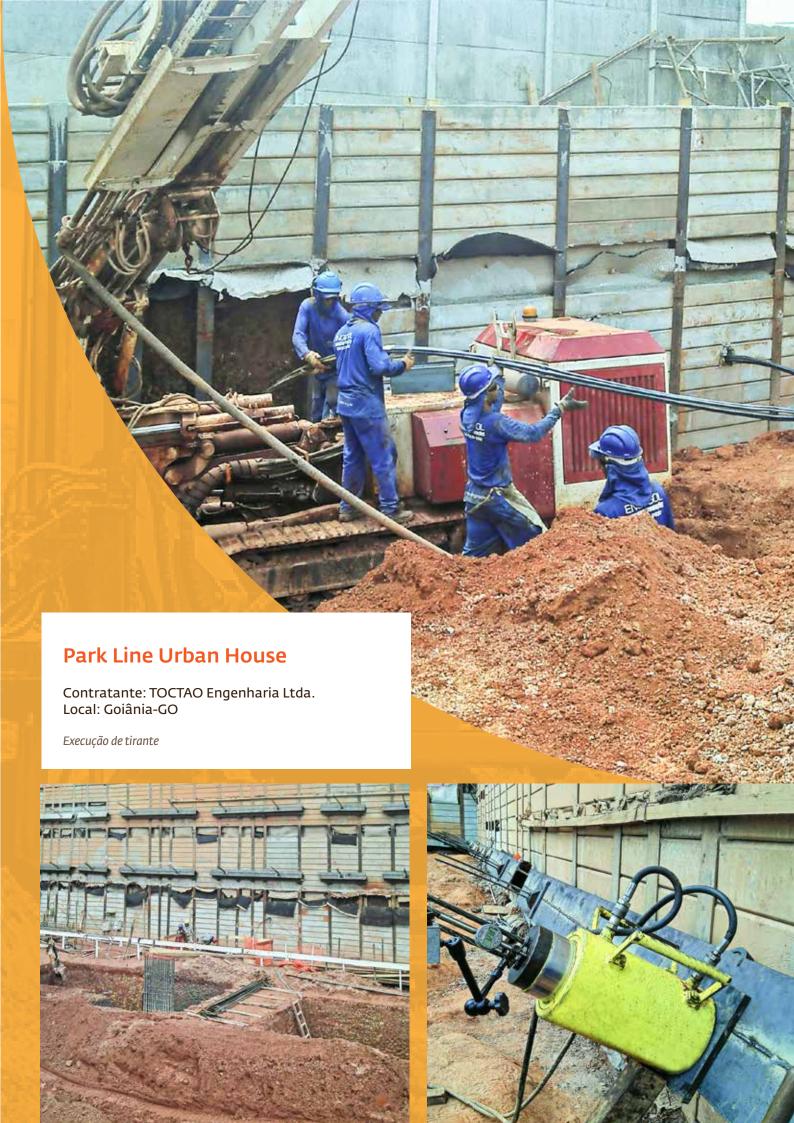
De acordo com a ABNT NBR 5629:2006, item 4.4.5, o trecho de ancoragem do tirante não pode ser executado nos seguintes solos:

- a) solos orgânicos moles;
- b) aterros ou solos coesivos, com $N \le 4$ do ensaio SPT;
- c) aterros sanitários.

Em nenhum caso, o início do bulbo de ancoragem deve ser inferior a 3,0 m do ínicio da perfuração. Portanto, o comprimento livre (L_1) mínimo deve ser de 3,0 m. A ABNT NBR 5629:2006, item 5.4.4, recomenda um recobrimento de terra sobre o trecho de ancoragem do tirante de, no mínimo, 5,0 m sobre o centro do bulbo (L_1). Além disso, o centro das ancoragens em solo deve ser colocado sobre ou além da superfície de deslizamento que ofereça FS mínimo de 1,5, sem levar em conta as forças de protensão por elas induzidas no maciço.

A proteção contra a corrosão tem como objetivo proteger o elemento resistente à tração do tirante, normalmente de aço, contra a corrosão e garantir que, durante a vida útil para a qual este tirante foi projetado, não haja comprometimento da segurança da obra. A escolha do tipo de proteção depende de fatores como: consequência de ruptura e grau de agressividade do meio em que o tirante é implantado. Conforme o grau de agressividade do meio, a ABNT NBR 5629:2006, item 5.2.4, estabelece o sistema de proteção a ser utilizado.









Centro Tecnológico da Caixa Econômica

Contratante: DELTA Construções S/A Local: Brasília-DF

Execução de Grampos



O grampo consiste em um elemento resistente à tração, posicionado com uma pequena inclinação, em geral de 5º a 15º com a horizontal, introduzido no maciço através de um pré-furo e preenchido com injeção de calda de cimento, que é executada mediante utilização da tecnologia de tirantes injetados em múltiplos estágios com auxílio de um tubo manchetado.

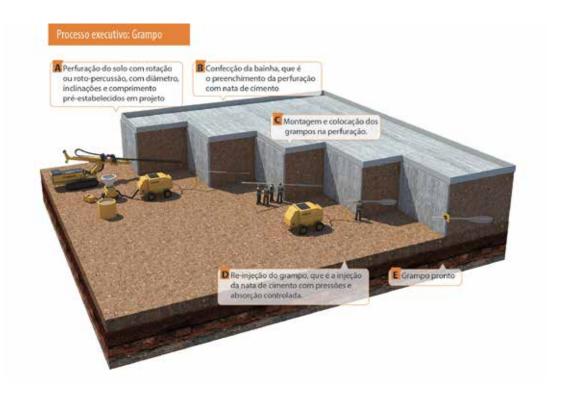
A utilização de elementos passivos para reforços de solos vem sendo muito utilizada em obras de contenção, pois é uma técnica eficaz no que diz respeito ao reforço do solo em taludes naturais ou resultantes de processo de escavação.

A resistência dos grampos está relacionada à mobilização do atrito na interface de contato com o solo circundante. Como os grampos trabalham predominantemente à tração, quanto maior o atrito entre os dois materiais, melhor será o desempenho do grampo. A mobilização do atrito na interface ocorre em função dos pequenos deslocamentos (de apenas alguns milímetros) entre o grampo e o material do maciço. Os grampos são muito semelhantes às ancoragens ativas (tirante), porém, sem pretensão e sem trecho livre.

8.1 METODOLOGIA EXECUTIVA

A execução de um grampo compreende basicamente cinco fases consecutivas de acordo com a Figura 8.

Figura 8 - Processo executivo do grampo



74 Grampos



8.1.1 Perfuração

A perfuração é executada com a utilização de perfuratriz rotativa ou rotopercussiva com a introdução de brocas especiais de perfuração (tricones), que, dependendo da geologia local e estabilidade da perfuração, podem ser substituídos por tubos de revestimento dotados de uma ferramenta de corte na sua extremidade inferior. Simultaneamente à rotação da ferramenta de corte, é injetado pelo interior um fluido (água, bentonita) ou ar comprimido, o qual retorna à superfície pelo espaço anelar deixado entre a ferramenta de corte e o maciço.

8.1.2 Instalação do tubo manchete

Trata-se da instalação do tubo de PVC rígido, dotado de válvulas "manchete" espaçadas, juntamente com a armadura longitudinal.

8.1.3 Preenchimento da bainha

Efetua-se a injeção da bainha, que é o preenchimento da perfuração com calda de cimento, de forma ascendente até extravasar pela boca do furo. Dependendo das condições locais, por vezes, torna-se necessário o preenchimento da perfuração com calda de cimento antes da introdução dos tirantes.

8.1.4 Injeção da calda de cimento

Após a conclusão de pega da calda de cimento injetado para a execução da bainha (em torno de 12 horas após a confecção da bainha), procede-se com a injeção do bulbo de ancoragem através de válvulas "manchete" com pressão e absorção controladas em manômetros instalados na rede de injeção.

A introdução da calda de cimento é feita através de bomba de injeção, que conduz a calda por meio de mangueira e hastes de aço com um bico de injeção munido de perfurações laterais (obturador), o qual é posicionado em cada válvula "manchete" no sentido ascendente, conferindo ao fuste da estaca múltiplos bulbos fortemente comprimidos contra o solo, que aumentam significativamente a resistência por atrito lateral.

8.1.5 Vedação da parte central do tubo manchete

A vedação da parte central do tubo de injeção é feita através do preenchimento com calda de cimento ou argamassa depois de concluídas as injeções.

Grampos

75



8.2 CRITÉRIOS DE PROJETO

8.2.1 Carga de trabalho

No Brasil, os grampos são geralmente feitos em aço, do tipo CA-50, DYWIDAG, Incotep ou Rocsolo de 12,5 mm a 41 mm, conforme apresentado na Tabela 16.

Tabela 16 – Tipos de grampos utilizados no Brasil

Tipo de aço	Tipo de seção	Diâmetro da barra (mm)	Diâmetro mínimo recomendado do furo (mm)	Carga máxima de ensaio (T _{ensaio}) kN	Carga de trabalho (T _{trabalho}) kN
Dywidag Gewi ST 50/55	Plena	32	32 100	350	200
Dywidag ST 85/105				600	350
	Plena	12,5	75	55	30
		20	100	140	80
CA 50 A		25	100	230	130
		32		360	200
	Reduzida com rosca	25	100	190	110
		32		260	160
Incotep-13-D	Reduzida com rosca	22	100	220	125
Incotep-22-D	Reduzida com rosca	30	100	380	215
Rocsolo ST 75/85	Plena	22	100	210	125
		25		280	165
		28		360	200
		38	125	660	375
		41	120	890	510

Fonte: Adaptado de Ortigão e Sayão, 2000

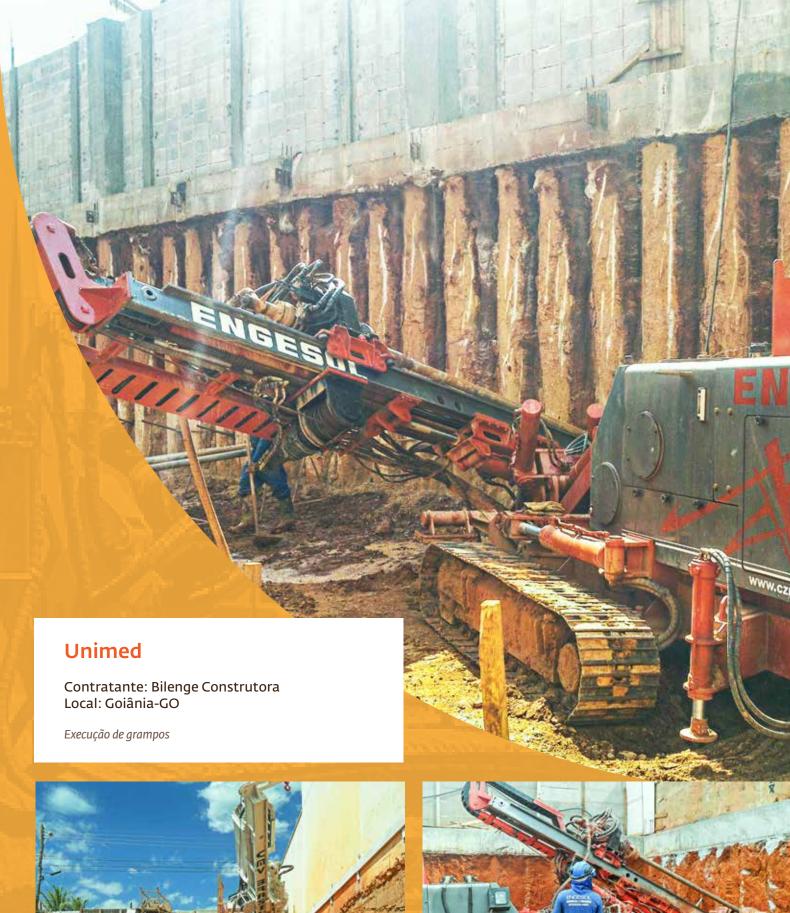
8.2.2 Capacidade de carga geotécnica

Para cálculo da capacidade de carga do grampo, pode ser utilizada a formulação apresentada para tirantes, baseada na proposta de Costa Nunes. Conhecida a carga de ruptura do grampo, a carga admissível é dada pela expressão abaixo, sendo FS o fator de segurança contra a ruptura do grampo:

$$Q_{adm} = \frac{Q_u}{FS}$$

Na prática, adota-se o fator de segurança igual a 1,5 para obras provisórias e 2,0 para obras permanentes.

76 Grampos





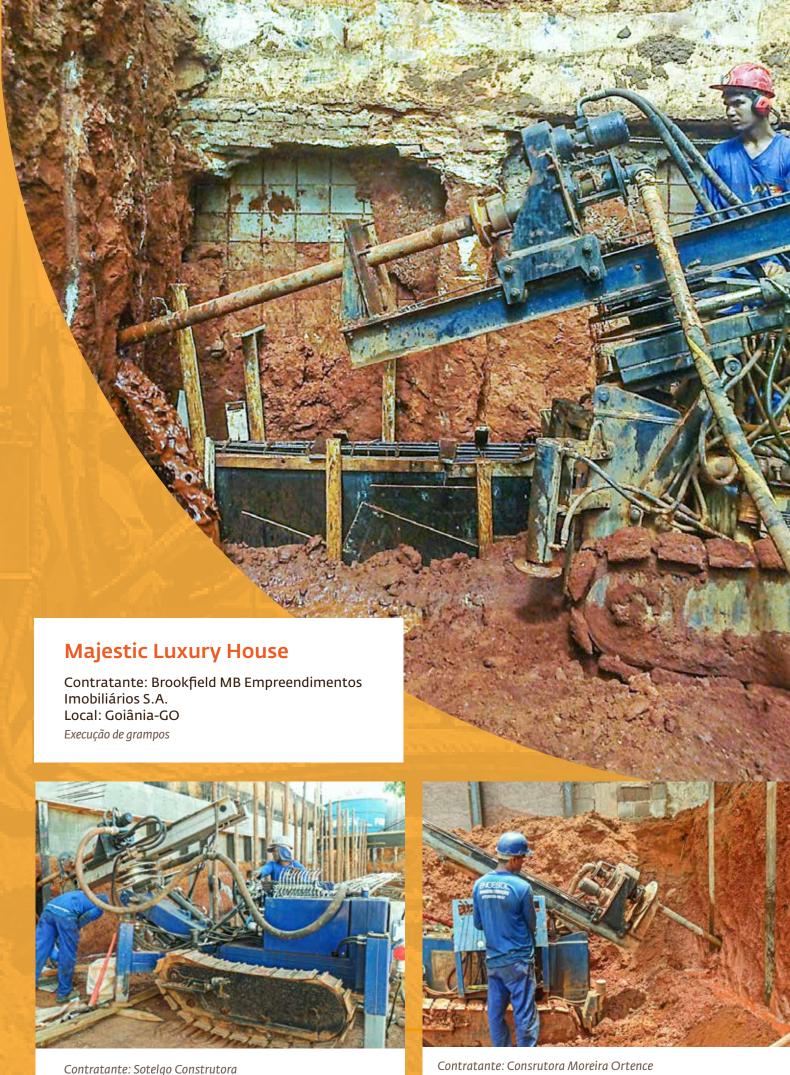
Contratante: Construtora Hábil Obra: Cooperafisco II / Goiânia-GO Execução de grampos

Contratante: Construtora Emisa Obra: Belvedere Du Parc / Anápolis-GO Execução de grampos



Contratante: Brookfield Incorporações Obra: The Expression / Goiânia-GO Execução de grampos





Contratante: Sotelgo Construtora Obra: Reserva Marista / Goiânia-GO Execução de grampos

Contratante: Consrutora Moreira Ortence Obra: Natural Residence / Goiânia-GO Execução de grampos





Mundi Square

Contratante: Consciente Construtora e Incorporadora Local: Goiânia-GO Execução de Contenção em Estacas Justapostas



Devido à limitação de espaço nos grandes centros urbanos, as construções de edifícios, shoppings e centros comerciais precisam aproveitar todo o espaço disponível para a edificação. Isso normalmente requer a construção de vários subsolos para estacionamento. Entretanto, a grande maioria dessas edificações possui os limites dos subsolos encostados nas divisas, o que inviabiliza a préescavação em taludes para execução das contenções e, posterior, reaterro. Dessa forma, torna-se necessária a execução de uma estrutura de contenção que torne viável a escavação a prumo junto à divisa da obra, sem que haja danos às edificações vizinhas.

A contenção é feita por meio da introdução de uma estrutura ou de elementos estruturais compostos, que apresentam rigidez suficiente para absorver os esforços provenientes do maciço de terra a ser arrimado e ainda limitar os deslocamentos horizontais a níveis toleráveis. Muitas vezes, essas estruturas também devem ser dimensionadas para absorver cargas verticais provenientes dos pilares e lajes da edificação que venham se apoiar nelas.

As cortinas podem ser executadas em balanço, apoiadas (uso de estroncas) ou ancoradas (ancoragem passiva ou ativa). As estruturas de contenção são dimensionadas à flexão simples, quando não há atuação de esforço normal, e à flexo-compressão, em caso contrário. Os elementos a serem determinados no dimensionamento são: comprimento da ficha; momento fletor e esforço cortante máximo; e esforço na ancoragem.

Com os valores do momento fletor e esforço cortante, a seção transversal do elemento de contenção é dimensionada à flexão e ao cisalhamento. Com o esforço na ancoragem, é calculada a ferragem e o comprimento do trecho de ancoragem da mesma. O dimensionamento da estrutura de contenção deve considerar cada nível de escavação e implantação de ancoragem, com geometria detalhada de escavação, sendo que as ações decorrentes desta condição devem ser calculadas. O dimensionamento final será aquele que cubra a envoltória em todos os estágios da construção.

As cortinas em balanço são capazes de suportar os esforços provenientes do empuxo de terra, sem qualquer tipo de apoio acima do nível da escavação. No entanto, estão sujeitas a maiores deslocamentos em relação a estruturas de contenção apoiadas ou ancoradas, sendo que a coesão pode viabilizar a cortina em balanço com alturas consideráveis. A ficha mínima é o comprimento mínimo de embutimento da cortina no solo, que garante o equilíbrio com uma margem de segurança adequada.

As cortinas ancoradas ou apoiadas suportam o empuxo de terra tanto pela ficha quanto por meio de níveis de ancoragem acima da escavação. O número de ancoragens será determinado pela altura do solo a arrimar, sendo que a ancoragem, quando adequadamente posicionada, proporciona: redução da ficha e dos esforços na estrutura. A primeira linha de ancoragem deve ser colocada na posição mais próxima do topo da escavação para limitar deslocamentos da parede e sua repercussão nos vizinhos.

As estruturas de contenção suportadas por ancoragens permitem a escavação a céu aberto e implantação da estrutura de forma convencional de baixo para cima ("bottom up"), acelerando o processo construtivo. Em obras sem a possibilidade de uso de tirantes e após a execução da estrutura de contenção, a escavação é feita de forma parcial, utilizando berma provisória definida para não permitir grandes deslocamentos dos vizinhos com fundações superficiais. Após a execução das fundações e da estrutura que serve de apoio à contenção, as



bermas provisórias podem ser retiradas.

A escolha do tipo da contenção depende, dentre outros fatores, da tradição regional e experiência dos envolvidos na solução do problema. Portanto a solução depende das técnicas e equipamentos disponíveis no local da obra.

Atualmente, o conhecimento das condições vizinhas leva a providências antes desconhecidas como: a necessidade eventual de reforços de fundações e o acompanhamento detalhado dos vizinhos com sintomas ou danos existentes antes da execução da escavação. É recomendado que o acompanhamento detalhado dos vizinhos seja realizado por profissional devidamente habilitado com elaboração e anotação da responsabilidade técnica do laudo fotográfico.

Para um comportamento satisfatório de uma estrutura de contenção, é fundamental a utilização de sistemas eficientes de drenagem. Os elementos utilizados na drenagem são projetados por empresas especializadas. Porém, o problema deve ser resolvido multidisciplinarmente, com o envolvimento do projetista da obra de contenção, do executor e da empresa especializada na drenagem, pois o alívio de pressões neutras pode induzir recalques nas fundações das edificações vizinhas.

Em situações com a presença de nível de água elevado, os efeitos de subpressão podem ser resolvidos com a parede de contenção levada até a profundidade em que seus efeitos sejam mínimos, ou através de laje de subpressão, ou com elementos tracionados (fundações ou tirantes), ou drenagem permanente.

A **Engesol** executa contenções de subsolos em estacas justapostas, perfis metálicos e em solo grampeado.

9.1 ESTACAS JUSTAPOSTAS

As paredes de estacas justapostas são compostas por estacas espaçadas com a presença de solo entre o final de uma estaca e o início de outra, sendo que esse espaço altera entre 2 e 3 diâmetros. Esse tipo de contenção é executado pela Engesol em estacas tipo escavadas, estacas tipo hélice contínua monitorada e estacas tipo raiz. O procedimento executivo, quanto à perfuração, concretagem e colocação da armadura, segue o exposto para cada tipo de estaca. Esta solução de contenção apresenta a vantagem de praticamente não desconfinar o solo adjacente e não provocar vibrações.

Para utilização deste tipo de contenção, é necessário dispor de um espaço de pelo menos 30 cm para estacas escavadas e raiz, e 40 cm para estacas hélices. As etapas para execução de uma contenção em estacas justapostas seguem basicamente ao que será exposto nos próximos parágrafos.

Executam-se, inicialmente, as estacas de contenção lateral, conforme a planta de locação das estacas. Normalmente, algumas das que estão indicadas na planta de locação precisam ser feitas com precisão, pois recebem elementos estruturais diretamente. Após a execução das estacas, faz-se a viga de coroamento delas, que tem como função inicial uniformizar os deslocamentos da contenção. Cuidado especial deve ser tomado nos casos em que a viga de coroamento coincide com a do térreo da edificação, pois, nestas situações, durante a execução da viga, devem ser previstas as esperas para futura concretagem das lajes e pilares que,



respectivamente, apoiam e nascem sobre ela.

Após a execução e cura do concreto da viga de coroamento, inicia-se a etapa de escavação parcial, pois, conforme a escavação é executada, chegará a um nível em que será preciso utilizar as ancoragens ou estroncamentos com peças metálicas ou de madeira. As estroncas servem apenas para escavações de pequena largura e normalmente são usadas ancoragens passivas (grampos) ou ativas (tirantes).

As ancoragens devem ser executadas nas cotas, com os espaçamentos e comprimentos indicados no projeto de contenção. Posteriormente à execução das ancoragens, faz-se uma viga de ancoragem de concreto armado ou metálica. Quando a viga é de concreto, é preciso concretá-la e deixar um furo a cada espaçamento previsto para as ancoragens. A ABNT 9061: 1985 - Segurança de escavação a céu aberto estabelece que os apoios das cortinas são constituidos por vigas horizontais de solidarização, que devem ficar perfeitamente apoiadas em todas as estacas. Quando empregada a ancoragem passiva, é possível a utilização de bloco de ancoragem em substituição à viga de ancoragem.

Os blocos de ancoragem situam-se nos espaçamentos entre as estacas e possuem a ferragem ancorada na estaca por meio de ancoragem química. A escavação parcial do terreno é executada em etapas, conforme especificado no projeto de contenção, até que sejam executadas todas as linhas de ancoragem. Na Figura 9, esquematiza-se a metodologia executiva da estrutura de contenção em estacas justapostas com ancoragem passiva (grampo).

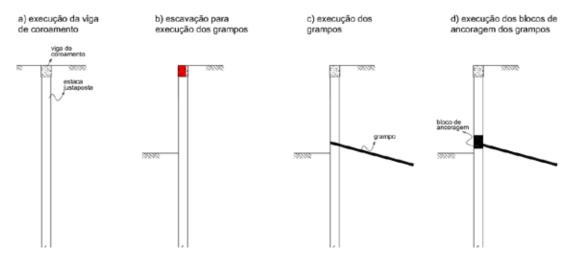
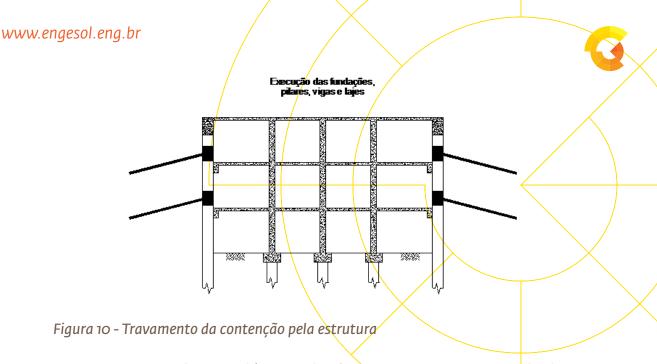


Figura 9 - Metodologia executiva - contenção em estacas justapostas

Após a escavação atingir a cota do último subsolo e com todas as ancoragens executadas, tem-se na sequência a execução das fundações, pilares, vigas elajes. As lajes, além de transmitirem cargas verticais à contenção, executam a função de travamento horizontal da estrutura de contenção, permitindo que as ancoragens tenham caráter provisório. A Figura 10 ilustra o travamento da contenção pela estrutura. Após a contenção estar travada pelas lajes da estrutra deve-se cortar a ferragem do grampo por trás do bloco de ancoragem para desconectar os grampos da estrutra de contenção.



O processo de preenchimento do vão entre as estacas para subsolos acima do nível freático consiste em escavar 2 cm do solo presente entre as estacas, posicionar e fixar uma tela metálica nas estacas e utilizar a técnica de concreto projetado. Em alguns casos, é possível utilizar o reboco como alternativa ao concreto projetado ou uma parede de tijolos argamassados à frente das estacas justapostas.

No caso de subsolos abaixo do nível freático, é necessário o rebaixamento do lençol, pois a parede de estacas justapostas não consegue vedar a passagem de água para dentro da região da escavação. Para isso, é preciso um sistema de bombeamento para que o lençol seja rebaixado dentro e fora da região da escavação. Durante a execução da estrutura de contenção, é necessário implantar um sistema de drenagem que proporcione a drenagem do maciço e da face. Para drenagem do maciço, comumente é empregado dreno sub-horizontal profundo (DHP), enquanto que, para drenagem da face, utiliza-se o dreno pontual barbacã ou o dreno linear contínuo.

No nível de cada subsolo, executa-se uma canaleta de pé e faz-se a ligação da mesma com o sistema de drenagem da obra para que se encaminhe, de forma adequada, a água retirada do interior do maciço. Para não deixar o sistema de drenagem visível no subsolo, executa-se uma parede de tijolo convencional à frente da contenção.

A Figura in ilustra o dreno sub-horizontal profundo (DHP) utilizado para captar a água distante da face do talude antes que nela aflorem.

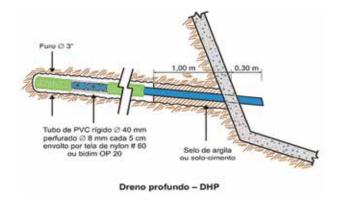


Figura 11 - Dreno sub-horizontal profundo (DHP)



9.2 PERFIL METÁLICO

A Engesol executa contenção em perfil metálico tipo I junto à divisa do terreno. Os perfis são fornecidos em comprimentos de 6 e 12 m e devem ser cortados e/ou soldados para a obtenção de elementos de comprimentos diversos. Para utilização deste tipo de contenção, é necessário dispor de um espaço de aproximadamente 35 cm. Os perfis mais utilizados na estrutura de contenção são os perfis da Gerdau Açominas, fabricados em aço ASTM 572 Grau 50, e os perfis da CSN laminados ou soldados, fabricados em aço A-36.

As etapas para execução de uma contenção em perfil metálico seguem, basicamente, ao que será exposto nos próximos parágrafos.

Executa-se a cravação dos perfis metálicos de contenção lateral conforme a planta de locação e a concretagem da viga de coroamento dos perfis, que uniformiza os deslocamentos da contenção. Aqui, também deve ser tomado cuidado especial nos casos em que a viga de coroamento coincide com a do térreo da edificação, conforme exposto para estacas justapostas.

Com a viga de coroamento executada e o concreto já curado, inicia-se a etapa de escavação parcial do terreno para execução da ancoragem na cota e espaçamento indicados no projeto. No caso de perfis metálicos, as ancoragens são aportadas em vigas de ancoragens de concreto executadas entre os perfis. Simultaneamente à escavação, deve-se executar a cortina armada, fixando o geocomposto e aplicando fita betuminosa. Na Figura 12, delineia-se a metodologia executiva da estrutura de contenção em perfil metálico com ancoragem passiva (grampo) e a execução simultânea da cortina armada.

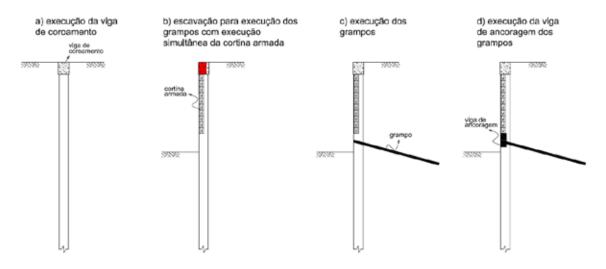


Figura 12 - Execução da viga de coroamento, escavação, execução da cortina armada, execução dos grampos e vigas de ancoragem



O processo de escavação parcial, execução das ancoragens, das vigas de ancoragens, da cortina armada e da fixação do geocomposto repete-se até que se consiga atingir a cota final da escavação. Na cota final da escavação, executase um dreno de pé e faz-se a ligação dessa drenagem com a drenagem geral da obra.

Com a escavação do terreno na cota do último subsolo e com todas as ancoragens executadas, inicia-se a execução das fundações, pilares, vigas e lajes. As lajes, além de transmitirem cargas verticais à contenção, executam a função de travamento horizontal da estrutura de contenção. Após a contenção estar travada pelas lajes da estrutra deve-se cortar a ferragem do grampo por trás do bloco de ancoragem para desconectar os grampos da estrutra de contenção. Na Figura 13, mostra-se o travamento da contenção pelas lajes da estrutura de concreto.

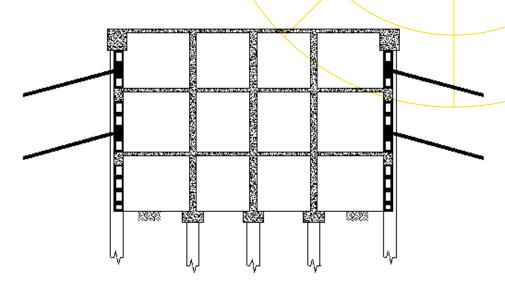


Figura 13 - Travamento da contenção pelas lajes de concreto

A ABNT NBR 9061: 1985 considera que as cortinas desde tipo (em perfil metálico) formam uma superfície contínua no trecho superior da escavação e um trecho descontínuo (apenas os elementos verticais) abaixo do nível da escavação. Para o cálculo, a ABNT NBR 9061: 1985, considera o trecho abaixo do nível da escavação, onde atua o empuxo passivo descontínuo, atudando apenas em um trecho igual a três vezes a largura do elemento estrutural vertical.

9.3 SOLO GRAMPEADO

A técnica de solo grampeado consiste em aproveitar ao máximo a resistência dos solos e, no que este não é competente, utilizar um elemento de reforço. Daí a denominação de solo reforçado. O sucesso do solo grampeado está na qualidade das investigações geotécnicas e no acompanhamento e avaliação de desempenho da obra. Isto é, sondagens e ensaios de resistência dos solos, na fase de projeto, e nos ensaios de laboratório e de campo, na fase de obra.



A execução inicia-se com o corte do solo na geometria de projeto, a não ser no caso de estabilização de taludes. Segue-se com a execução da primeira linha de grampos e aplicação de revestimento de concreto projetado. Caso o talude já esteja cortado, pode-se trabalhar de forma descendente ou ascendente, conforme a conveniência. Simultaneamente ao avanço dos trabalhos, são executados os drenos sub-horizontais profundos, de paramento e as canaletas ou as descidas d'água, conforme projeto de drenagem. Na Figura 14, são apresentadas as fases construtivas do solo grampeado.

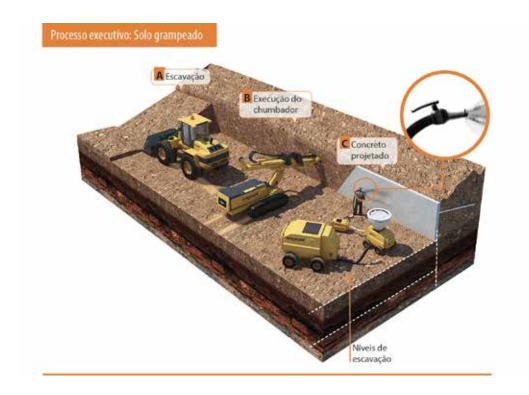


Figura 14 - Fases construtivas do solo grampeado

Em cada etapa, a altura máxima a escavar depende do tipo do terreno e da inclinação da fase de escavação, que deverá ser estável durante a fase crítica que ocorre entre a escavação, a instalação do grampo e a aplicação do concreto projetado. A Tabela 17 apresenta valores típicos de alturas de escavação para diferentes tipos de solos, apresentados por Gãssler (1990) e Clouterre (1991).



Tabela 17 - Valores típicos de altura<mark>s</mark> de escavaç**ã**o para difere<mark>nt</mark>es tipos de solos

Solo	Altura de escavação em cortes vertical (m)
Silte	1,2 a 2,0
Argila	1,5 (normalmente adensada)
	2,5 (pré-adensada)
Areia	1,2 (mediamente densa com cimentação) 1,5 (densa com cimentação)
	2,0 (cimentada)
Pedregulho	0,5 (com coesão aparente)
	1,5 (cimentado)

Os principais métodos de análise de obras de solo grampeado subdividem o terreno atrás do muro em uma cunha ativa, limitada por uma superfície potencial de deslizamento, sendo o restante considerado zona passiva, onde os grampos são fixados. Na Figura 15 é esquematizado o mecanismo de transferência de carga em solo grampeado.

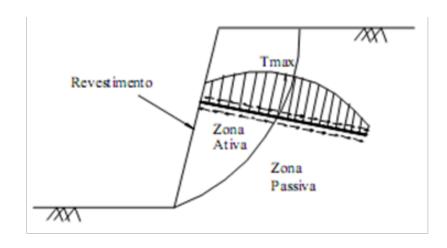


Figura 15 - Mecanismo de transferência de carga em solo grampeado

A análise de estabilidade global é feita considerando os esforços estabilizantes dos grampos que atuam nesta cunha ativa. Os métodos diferem, entretanto, quanto à forma da superfície de ruptura, quanto ao método de cálculo do equilíbrio das forças atuantes e quanto à natureza destas forças. Obrigatoriamente, deve ser verificada a estabilidade interna, isto é, a superfície de ruptura que passa pela região coberta por grampos, e, também, a estabilidade global, com superfícies de ruptura envolvendo toda a obra, conforme ilustrado na Figura 16.



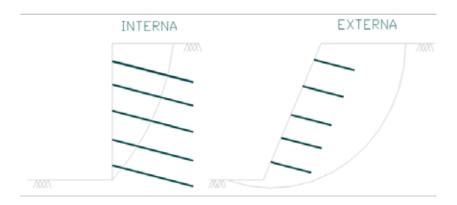


Figura 16 - Tipos de análise de estabilidade em função da localização da superfície de ruptura

Atualmente, a maioria dos métodos utilizados, na prática, para análise da estabilidade de taludes estão disponíveis em programas computacionais como, por exemplo, o GeoStudio. Estudos baseados na análise de tensões e deformações são realizados com o auxílio de programas computacionais como PLAXIS, FLAC, baseados nos métodos de elementos finitos ou diferenças finitas.

9.4 SOFTWARES DE CÁLCULO

Para dimensionamento das estruturas de contenção em estacas justapostas e em perfil metálico, a Engesol utiliza os programas Cype e Geo5. A seguir, é realizada uma breve exposição dessas ferramentas.

9.4.1 Software Cype

O módulo elemento de contenção do Cype possibilita o dimensionamento e a verificação da contenção de paredes diafragma com o respectivo dimensionamento das armaduras, de cortinas de estacas de concreto armado, de estacas pranchas metálicas e de microestacas. A análise do programa é nãolinear, considerando para o terreno e para os elementos de apoio uma lei de comportamento elasto-plástica.

Define-se a tipologia da cortina que se pretende adotar, as propriedades do material da cortina, e as características das estacas (diâmetro, cobrimento, distância entre os eixos das estacas). Todas as condições impostas à escavação e ao projeto, como o fator de segurança, ângulos de atrito, peso específico, espessura de cada camada de solo, altura da escavação, nível d'água, sobrecarga no terreno, posição e inclinação de ancoragens ativas e passivas, ou seja, todas as condições de contorno do projeto, que possam influenciar no comportamento do sistema de contenção, são levadas em consideração.

0

Na fase de análise dos resultados, o programa fornece em forma de gráficos e de relatório os esforços internos na estrutura, deslocamento e empuxo, além dos esforços agindo nas ancoragens e lajes. Através de uma biblioteca interna de ferragens pré-definidas, o programa fornece a armadura para cada tipo de estrutura simulada.

Na Figura 17, apresenta-se o resultado da simulação de uma escavação para instalação da primeira linha de grampos. Na Figura 18, é mostrado o resultado após a instalação da linha de grampo e prosseguimento da escavação.

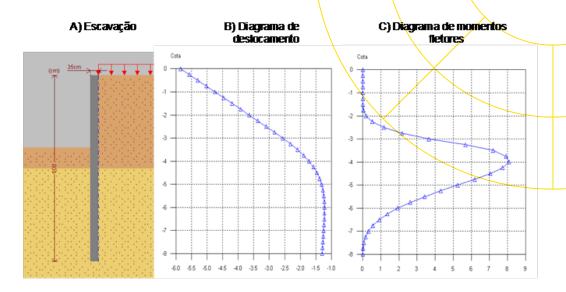


Figura 17 - Escavação inicial para instalação da primeira linha de grampo

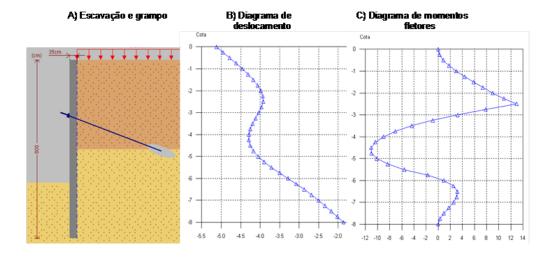


Figura 18 - Instalação da primeira linha de grampo e avanço da escavação



9.4.2 Software Geo5

O programa para cálculo de estruturas de contenção em estacas (metálicas e de concreto) Geo5 foi desenvolvido para análise de estruturas com geometria conhecida. O programa é composto pelos módulos: "Sheeting Design" e "Sheeting Sheck". Na análise, aplica-se o método das tensões dependentes, no qual o carregamento, devido às tensões de terra, implica em deformações na estrutura.

O programa permite análises dos processos construtivos, possibilitando a modelagem do comportamento real da estrutura. É possível impor as condições de escavação, fator de segurança, ângulos de atrito, peso específico, espessura de cada camada de solo, altura da escavação, nível d'água, sobrecarga no terreno, posição e inclinação de ancoragens ativas e passivas, ou seja, todas as condições de contorno do projeto que possam influenciar no comportamento do sistema de contenção são levadas em consideração.

Na etapa de resultados, o programa fornece os diagramas de esforços internos na estrutura, os diagramas de deslocamento e de pressões agindo na estrutura, além dos esforços agindo nas ancoragens e lajes. Pode-se verificar também a instabilidade interna das ancoragens.

Na Figura 19, apresenta-se o resultado da simulação de uma escavação parcial para a instalação da primeira linha de grampos. Na Figura 20, por sua vez, são mostrados os resultados para o momento fletor e esforço cortante para a simulação da escavação após a instalação da linha de grampo.

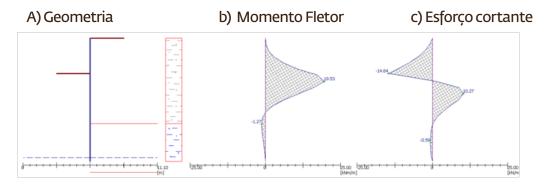


Figura 19 - Simulação da escavação para instalação da primeira linha de grampo

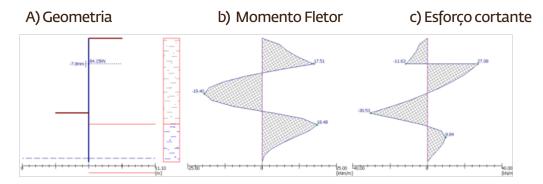
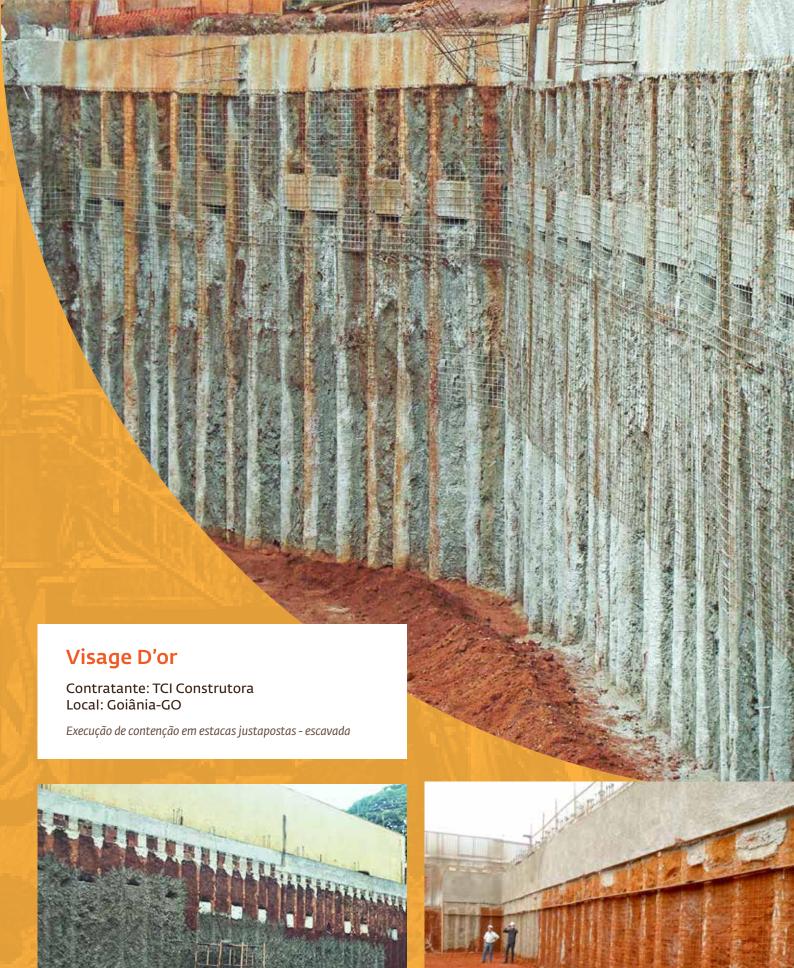


Figura 20 - Simulação da escavação após a instalação da primeira linha de grampo



Contratante: Construtora Emisa Obra: Belvedere Du Parc / Anápolis-GO Execução de contenção em estacas justapostas - escavada Contratante: Construtora Barcelos Obra: Residencial Diamantina / Brasília-DF Execução de contenção em estacas justapostas - escavada



Contratante: SOTELGO Obra: Reserva Marista / Goiânia-GO Execução de contenção em perfil metálico



Contratante: Construtora Atlanta Obra: Tribunal de Contas / Brasília-DF Execução de contenção em solo grampeado



Contratante: Construtora e Incorporadora Merzian Ltda Obra: Premiatto Parque Flamboyant / Goiânia-GO Execução de contenção em estacas justapostas - hélice contínua



Contratante: Construtora Sousa Andrade Obra: Ed. Romaneé / Goiânia-GO Execução de contenção em estacas justapostas - escavada



Contratante: TCI Construtora Obra: Essencial Style / Goiânia-GO Execução de contenção em perfil metálico



Contratante: SV Construtora Obra: Trinità Life Residence / Goiânia-GO Execução de contenção em estacas justapostas - escavada



Contratante: Construtora Telles Costa Obra: Residencial Aroeiras / Goiânia-GO Execução de contenção em estacas justapostas - escavada



Contratante: Construtora ELGLOBAL Obra: Concessionária GM / Uberlândia-MG Execução de contenção em perfil metálico



Contratante: Construtora Hábil Obra: Cooperafisco II / Goiânia-GO Execução de contenção em estacas justapostas - escavada



Contratante: : Maria Minervina de Barros Vaz e Outros Obra: : Jd.das Ravenallas Local: Goiânia-GO Execução de contenção em estacas justapostas - escavada



Contratante: Construtora Sousa Andrade Obra: Residencial Sublime / Goiânia-GO Execução de contenção de radier estaqueado



Contratante: CRV - Carvalho Construtora Obra: Terra Mundi Jardim América

Local: Goiânia-GO

Execução de contenção em estacas justapostas - hélice contínua





Quartel General

Contratante: GCE Engenharia Local: Brasília-DF Execução de Concreto Projetado em Talude Provisório



É cada vez mais frequente o uso de concreto projetado em vários tipos de obras de contenção (cortina de estacas, solo grampeado, aterro reforçado, entre outros) e, também, em obras de proteção superficial de taludes contra erosões, vez que possui elevada resistência inicial e não requer a utilização de fôrmas. Trata-se de uma mistura de areia, pedrisco, cimento, água e aditivos com dimensão máxima dos agregados inferior a 4,8 mm, que é transportada por uma tubulação (mangote) e projetada com uso de ar comprimido sobre uma superfície a ser protegida. Constantemente, o concreto projetado é reforçado com telas metálicas eletrossoldadas ou com a utilização de fibras de aços ou poliméricas, conforme a especificação de projeto.

Existem dois processos de projeção do concreto. Na Figura 21 está representado o processo por via seca, em que o aglomerante e os agregados são misturados e lançados no equipamento de projeção, e a água é introduzida em seu bico. A Figura 22 representa o processo por via úmida, em que o aglomerante, os agregados e a água são misturados previamente ao abastecimento do equipamento de projeção.

10.1 METODOLOGIA EXECUTIVA

Os equipamentos necessários para execução do concreto projetado constam de:

- bomba de projeção que recebe o concreto e possibilita a aplicação;
- compressor de ar que, acoplado à bomba, fornece ar comprimido em vazão e pressão adequadas;
- bomba de água que fornece água em vazão e pressão corretas junto ao bico de projeção quando for utilizado o processo por via seca.

O compressor de ar deve fornecer, para qualquer diâmetro de mangueira, uma pressão mínima de 0,7 MPa. Já a bomba de água deve conseguir fornecer água junto ao bico de projeção com pressão pelo menos 0,1 MPa superior àquela dos materiais de fluxo.

Como acessórios, são necessários ainda:

- mangote para condução do concreto da bomba ao ponto de aplicação;
- bico de projeção instalado na extremidade de saída do mangote;
- anel de água pelo qual se adiciona água ao concreto;
- bico pré-umidificador instalado a cerca de 3 m do bico de projeção com a finalidade de fornecer água ao concreto seco antes do ponto de aplicação. Este pode ou não ser utilizado.

No concreto projetado por via seca, a mistura é bombeada a seco recebendo água apenas no bico de projeção ou a poucos metros antes do bico. Já no concreto projetado por via úmida, a mistura é bombeada com água recebendo ar comprimido na saída da bomba ou no bico de projeção.

Deve-se aplicar o concreto através de movimentos contínuos, com o jato dirigido perpendicularmente à superfície de aplicação e a uma distância de aproximadamente 1 m.

A armadura pode ser posicionada antes ou depois da aplicação do concreto. Na armadura posicionada antes da aplicação do concreto, é preciso tomar cuidado para a tela não funcionar como um anteparo, propiciando a formação de vazios.

98 Concreto Projetado

Figura 21 - Concreto projetado via seca.

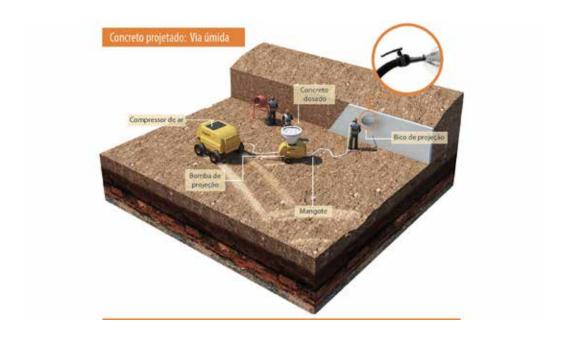


Figura 22 - Concreto projetado via úmida.









Monumental

Contratante: Construtora e Incorporadora Merzian Local: Goiânia-GO Execução de Prova de Carga Estática



A prova de carga estática é a técnica mais tradicional de ensaio para a determinação da capacidade de carga de estacas. No Brasil, a metodologia está normatizada pela ABNT NBR 12.131:2006 (Estacas – Prova de Carga Estática). Segundo a ABNT NBR-6122:2010 (Projeto e Execução de Fundações), em seu item 9.2.2.1 (Quantidade de provas de carga):

"É obrigatória a execução de provas de carga estática em obras que tiverem um número de estacas superior ao valor especificado na coluna (B) da Tabela 18, sempre no início da obra. Quando o número total de estacas for superior ao valor da coluna (B) da Tabela 18, deve ser executado um número de provas de carga igual a no mínimo 1% da quantidade total de estacas, arredondando-se sempre para mais. Incluem-se nesse 1% as provas de carga executadas conforme 6.2.1.2.2. É necessária a execução de provas de carga, qualquer que seja o número de estacas da obra, se elas forem empregadas para tensões médias (em termos de valores admissíveis) superiores aos indicados na coluna A da Tabela" (a sequir).

Tabela 18 - Valores típicos de alturas de escavação para diferentes tipos de solos

Tipo de estaca	A Tensão (admissível) máxima abaixo da qual não serão obrigatórias provas de car- ga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga _{bed}
Pré-moldada	7,0	100
Madeira		100
Aço	0,5 f _{yk}	100
Hélice e hélice de deslocamento (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido ∮ ≥ 70 cm	5,0	75
Raiz	15,5	75
Microestaca	15,5	75
Trado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido	4,0	100
Strauss	4,0	100

^aPara o cálculo da tensão (admissível) máxima consideram-se estacas vazadas como maciças, desde que a seção vazada não exceda 40% da seção total.

Fonte: ABNT NBR 6122/2010

^b Os critérios acima são válidos para as seguintes condições (não necessariamente simultâneas):

⁻ Áreas onde haja experiência prévia com o tipo de estaca empregado;

⁻ Onde não houver particularidades geológico-geotécnicas;

⁻ Quando não houver variação do processo executivo padrão;

⁻ Quando não houver dúvida quanto ao desempenho das estacas.

^c Quando as condições acima não ocorrerem, devem ser feitas provas de carga em no mínimo 1% das estacas, observando-se um mínimo de uma prova de carga (conforme ABNT NBR 12131), qualquer que seja o número de estacas.

^d As provas de carga executadas exclusivamente para avaliação de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 1,6 vez a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.

^e Diâmetros nominais.

G

Na prova de carga estática, o elemento da fundação é solicitado por um ou mais macacos hidráulicos, empregando-se um sistema de reação estável. Para tanto, é comum o uso de vigas metálicas e ancoragens embutidas no terreno, conforme é mostrado na Figura 23:

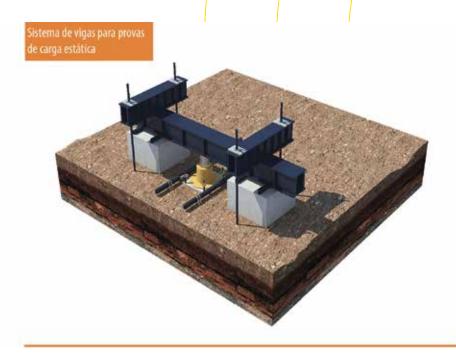


Figura 23 - Sistemas de vigas para provas de carga estática

O tipo de ensaio mais comum é a prova de carga lenta que envolve a aplicação de carregamentos de compressão à estaca, em estágios crescentes da ordem de 20% da carga de trabalho, registrando-se os deslocamentos correspondentes. Neste tipo de ensaio, a medição dos esforços é feita com uma célula de carga, posicionada no topo da estaca que proporciona uma maior precisão e qualidade ao ensaio. Os deslocamentos são aferidos também no topo da estaca com o auxilio de deflectômetros digitais.

A ABNT NBR 6122:2010 prescreve que as estacas, em caso de controle de qualidade, sejam solicitadas em, no mínimo, 1,6 vez a sua carga de trabalho. Em casos de ensaios com o intuito de subsidiar ou otimizar o projeto, a norma prescreve que as estacas sejam levadas a ruptura ou a um fator de majoração de pelo menos 2 vezes a carga de trabalho prevista para as mesmas. Destaca-se, também, que é possível a realização carregamentos de tração, solicitações de importância primordial em fundações de torres, como mostra a Figura 24.



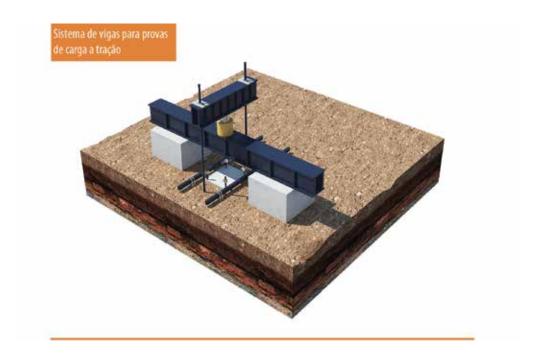


Figura 24 - Sistemas de vigas para provas de carga a tração

A ABNT NBR 6122:2010 estabelece que a capacidade de carga da estaca de prova deve ser considerada definida quando ocorrer ruptura nítida caracterizada por deformações continuadas sem novos acréscimos de carga. Nas circunstâncias onde o comportamento de uma estaca, quando submetida à prova de carga, não apresentar ruptura nítida, a ABNT NBR 6122:2010 permite extrapolar a curva carga-recalque para avaliar a carga de ruptura. Neste caso a carga de ruptura pode ser convencionada como aquela que corresponde, na curva carga x deslocamento, ilustrada na Figura 25, ao recalque obtido pela expressão:

$$\Delta_{\rm r} = \frac{\rm P \cdot L_1}{E \cdot A} + \frac{\rm D}{30}$$

Onde:

Δ: recalque de ruptura convencional;

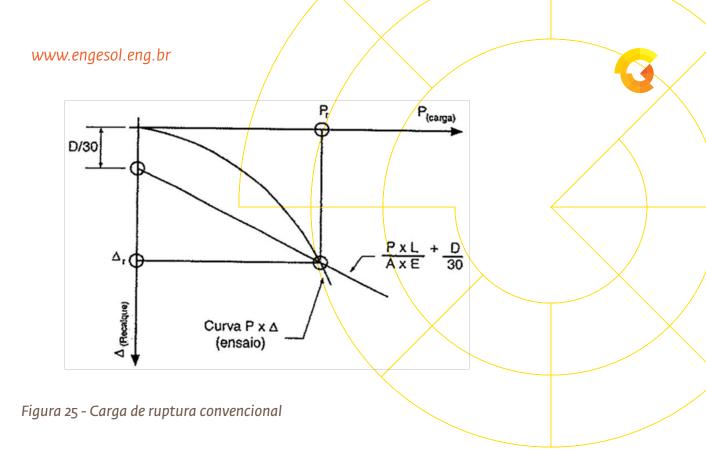
P: carga de ruptura convencional;

L: comprimento da estaca;

A: área da seção transversal da estaca (estrutural);

E: módulo de elasticidade do material da estaca;

D: é o diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, diâmetro do círculo de área equivalente ao da seção transversal desta.



A Engesol associou-se à SCCAP Engenharia com foco a atender os ensaios de provas de carga, oferecendo a seus clientes sistemas de reação com capacidade de carga de até 600 tf. A SCCAP Engenharia nasceu fundamentada nas ideias inovadoras dos engenheiros Carlos Medeiro Silva, José Camapum de Carvalho, Fernando Aquino e Hoover Paolucci sócios da empresa; e atua no mercado oferecendo serviços de consultoria geotécnica em geral, tendo como seu principal ramo de atuação o controle de qualidade de fundações.

A SCCAP, assim como a Engesol, apesar de seu foco comercial, procura oferecer aos seus clientes contribuições visando sempre o desenvolvimento tecnológico e colaborando para o melhor entendimento do comportamento dos elementos estudados, subsidiando, assim, os projetistas e construtores em uma melhor interpretação dos condicionantes de projetos geotécnicos. Para isso, conta com uma equipe qualificada e equipamentos de alto padrão, objetivando atender, da melhor forma possível, aos seus clientes com profissionalismo, excelência, economia, qualidade e pontualidade.

Dentro deste contexto, o corpo técnico da SCCAP utiliza a metodologia desenvolvida e publicada por Camapum de Carvalho et al. em 2010 e 2012, que trata da análise do comportamento de uma estaca submetida à prova de carga estática no que diz respeito às contribuições de ponta, atrito lateral e do conceito de plastificação da interação solo-estrutura, mediante análises realizadas tomando como base a curva carga x recalque. Na Figura 26 são apresentados os resultados de uma prova de carga estática utilizados de acordo a metodologia desenvolvida por Camapum de Carvalho et al. para análise do comportamento da estaca.



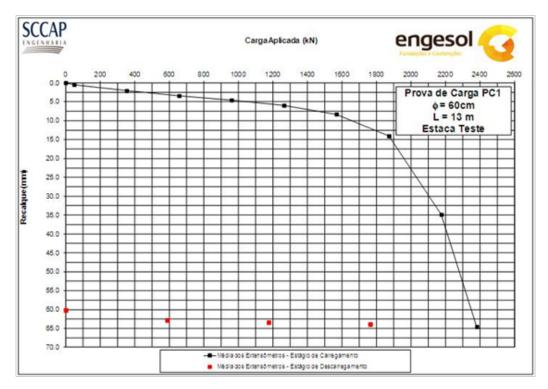


Figura 26 - Gráficos da Metodologia Camapum de Carvalho et al. (2010, 2012)

Nesta metodologia, parte-se do princípio que, ao se iniciar o carregamento, as cargas vão sendo transferidas ao fuste ao longo da profundidade, podendo, eventualmente, iniciar a mobilização da base logo após os primeiros estágios. Neste primeiro momento, no entanto, em atuando a base, sua contribuição geralmente é de forma secundária no comportamento da estaca ensaiada. Neste estágio de comportamento, a estaca sofre pequenos deslocamentos com o carregamento aplicado, sendo a maioria devido à deformabilidade do elemento estrutural com pequenos deslocamentos relativos na interface.

Na medida em que a carga vai sendo ampliada, os deslocamentos vão aumentando, até o ponto onde o solo na interação fuste-solo começa a sofrer deformações plásticas, entrando a estaca, assim, em um novo estágio de comportamento, onde o atrito lateral tem sua contribuição limitada, podendo-se dizer saturada, e a ponta passa a ser solicitada de modo mais efetivo. Podese entender o comportamento como equivalente a um processo de saturação em termos de energia máxima mobilizável por atrito lateral em que, ao longo do fuste, ele vai atingindo o seu limite, passando a transferir o acréscimo de carga para a ponta.

Na segunda fase ou trecho da curva carga x recalque, o atrito lateral pode eventualmente aumentar, mas não no nível necessário para suportar a maior parte do acréscimo de carga no topo da estaca, o que faz com que a base passe a trabalhar de modo mais efetivo. Sendo assim, nesta segunda fase ou trecho da curva carga x recalque, a participação da resistência de ponta passa a ser mais relevante em relação à fase anterior, no equilíbrio das forças mobilizadas com a carga aplicada.

0

Prosseguindo com o aumento da carga, os deslocamentos vão evoluindo de forma mais significativa até o ponto onde o solo sob a base começa a sofrer deslocamentos de origem plástica, dando início aí ao processo de plastificação global da estaca, ou seja, envolvendo o comportamento do fuste e da base. A partir deste ponto, que não significa necessariamente ruptura, os deslocamentos passam a ser mais relevantes, gerando a expectativa de recalques permanentes para a estrutura. Portanto, trabalhar além deste limite requer maior atenção para com os recalques admissíveis pela estrutura, principalmente para com os recalques diferenciais frequentes quando se altera o perfil de solo e/ou as características da fundação como diâmetro, comprimento e propriedades do solo suporte.

A Figura 27 mostra a avaliação dos resultados da prova de carga estática de acordo com a metodologia desenvolvida e publicada por Camapum de Carvalho et al. em 2010 e 2012. Nessa metodologia, a definição do comportamento da estaca pode ser efetuada com auxilio de quatro gráficos:

- a) Carga x recalque secundário acumulado;
- b) Carga x recalque imediato acumulado;
- c) Raiz da carga x Raiz do recalque;
- d) Log da carga x Log do recalque.

Destaca-se que os itens "c" e "d" estão ligados à própria forma da equação da energia potencial elástica e quase sempre define bem os trechos da curva carga x recalque. Nestes gráficos, o primeiro ponto de inflexão representa o inicio de plastificação do atrito lateral, passando a base a trabalhar de modo mais efetivo, e o segundo ponto de inflexão representa o início da plastificação global da estaca, ou seja, envolvendo o comportamento do fuste e da base.

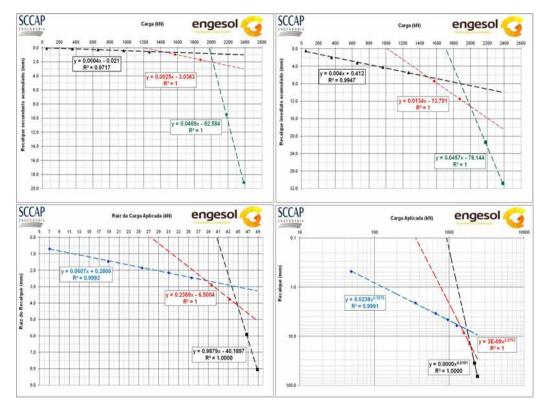
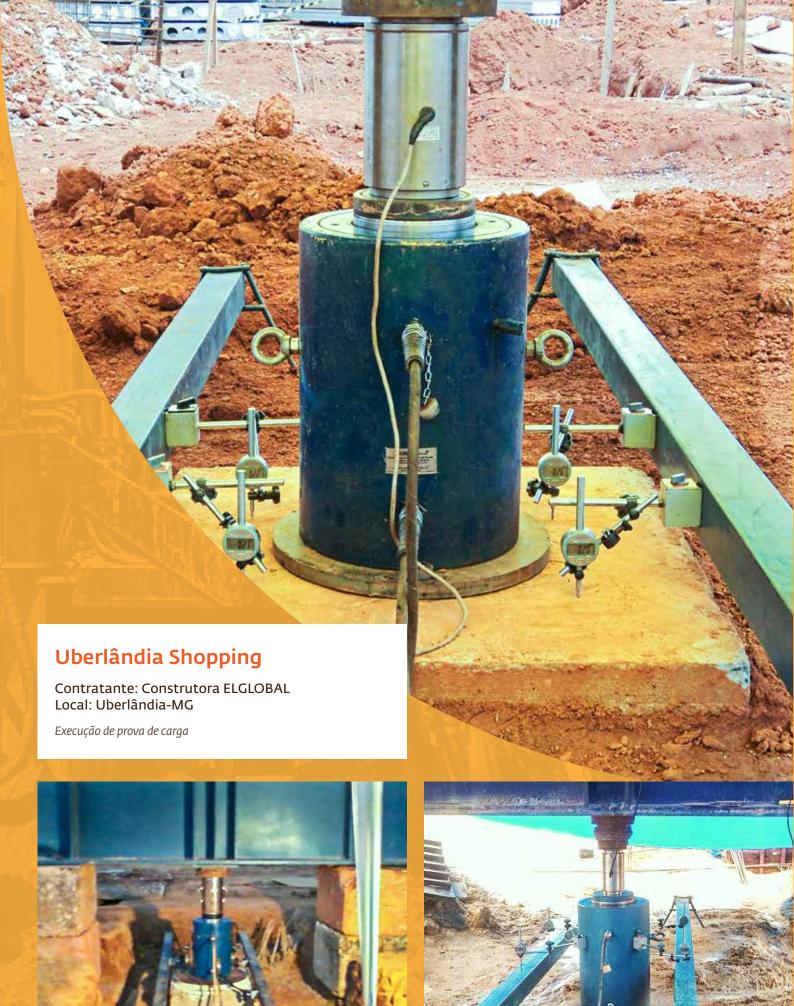


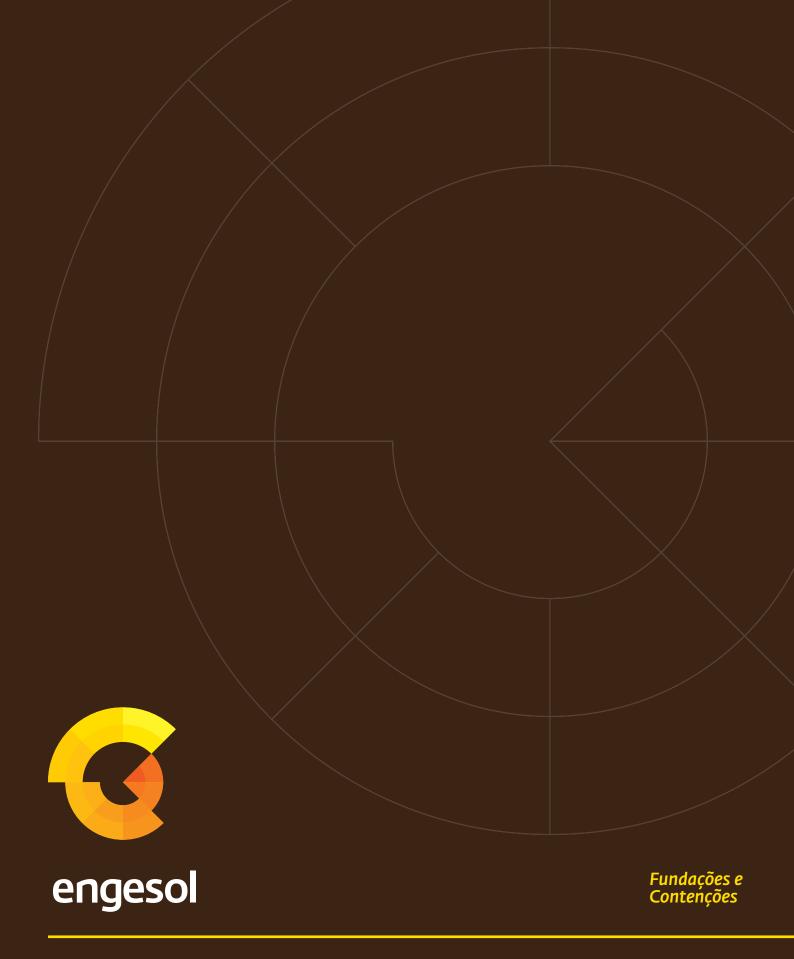
Figura 27 - Avaliação de resultados de prova de carga estática



Contratante: SIM Engenharia Obra: Happy days Local: Goiânia-GO

Contratante: PAM Incorporações Obra: Cooperativa dos Amigos da Magistratura Tocantinense Local: Palmas-TO





Av. Paranaíba nº 145, St. Central Goiânia-GO. Cep 74020-010 Tel: (62) 3225 5937

Fax: (62) 3225 5121 engesol@gmail.com www.engesol.eng.br