

COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMAS DE FUNDAÇÃO NBR 6122:2010 e NBR 6122:2019

Urbano Rodriguez Alonso
(30/09/2019)

1 – INTRODUÇÃO

A atualização das Normas Técnicas é um processo importante e necessário para adequar as exigências às novas práticas e inovações desenvolvidas pelo mercado. A última revisão da Norma de Fundações havia sido realizada em 2010 (**ABNT NBR 6122:2010 – Projeto e Execução de Fundações**) que passou pelo processo de atualização mobilizando a comunidade geotécnica, desde 2016, sendo submetido à consulta pública e aprovada 30/09/2019.

Apenas para restituir “o caminho” percorrido por esta Norma de Fundações apresentamos o histórico de sua evolução.

O primeiro engenheiro a fazer um histórico desse “caminho” foi o professor Milton Vargas em artigo publicado na revista da DIRENG de maio de 1993, sob o título “PROVAS DE CARGA EM ESTACAS – UMA APRECIÇÃO HISTÓRICA” disponível no site www.portaldageotecnia.com.br.

O primeiro esboço de anteprojeto da Norma de Fundações (que tomaria o nº NB-51) foi elaborado pela ABMS em 29/03/1959 quando esta Associação era presidida pelo engº Samuel Chamecki (1958 – 1960) tendo como vice-presidente o engº Antônio Dias Ferraz Napoles Neto, secretário o engº José Machado e tesoureiro o engº Euler Rocha. Participaram desse esboço os engºs A. J. da Costa Nunes, A.D. Ferraz Napoles Neto e José Machado. O Conselho Diretor da ABMS, aprovando e dando curso à iniciativa, nomeou a Comissão constituída pelos engºs Odair Grillo, Milton Vargas, A.J. da Costa Nunes, Lauro Rios e A.D. Ferraz Napoles Neto que, em 31/03/1959, concluiu um anteprojeto de Norma, distribuído aos associados para receber emendas e sugestões, até 15/01/1960. A comissão para apreciar as sugestões e elaborar o projeto final foi a mesma já mencionada acrescida dos engºs Mário Brandi Pereira e Othelo Machado. Esse texto foi encaminhado à ABNT e resultou na norma NB-51/1960.

Esta norma NB-51/1960 foi cancelada e substituída pela NB-51/1978 e posteriormente pela NBR 6122:1996 que foi novamente cancelada e substituída pela NBR 6122:2010 e, finalmente, por esta que se comenta a seguir, a NBR 6122:2019.

2 – COMPARAÇÃO ENTRE OS ITENS RELEVANTES DAS DUAS NORMAS E COMENTÁRIOS

Na sequência apresentam-se as principais diferenças entre as norma NBR 6122:2010 e NBR 6122:2019 comparando-se os itens comuns às duas normas e apresentando os itens novos que não constavam da Norma anterior. Os itens em que apenas houve ajuste de redação deixam de ser comparados. Por exemplo: todas denominações de tensão ou carga **de projeto** foram substituídas por **...de cálculo**. O termo **coeficiente de segurança** foi substituído por **fator de segurança**.

Para melhor entendimento complementa-se, quando importante, com os comentários que levaram a essas diferenças e inclusão de novos itens. Como a numeração dos itens mudou de uma Norma para a outra, a comparação será feita citando-se o item do tema e a seguir como se encontra na NBR 6122:2010 e na NBR 6122:2019 seguido pelos comentários, quando pertinentes. Somente serão apresentados aqueles itens onde houve mudança significativa ou quando não constavam da NBR 6122:2010.

Os itens serão apresentados na sequência que constam na atual NBR 6122:2019.

3 – TERMOS E DEFINIÇÕES

3.1) ações variáveis efêmeras (ou transitórias, ou de curta duração)

NBR 6122:2010 → não constava esta definição.

NBR 6122:2019 → ações variáveis especiais que atuam por curtos intervalos de tempo (duração máxima de um dia) e com baixa frequência de ocorrência (menos de três dias por semana).

Comentário: É o caso típico da ação do vento que teve sua consideração de ação nas fundações modificada para estruturas “altas” conforme se expõe no item 6.3.2. Ver nosso comentário no item 6.3.2 à frente.

3.2) atrito negativo

NBR 6122:2010 → o atrito lateral é considerado negativo quando o recalque do solo é maior que o recalque da estaca ou tubulão. Esse fenômeno ocorre no caso do solo estar em processo de adensamento, provocado pelo seu próprio peso, por sobrecargas lançadas na superfície, por rebaixamento do lençol freático, pelo amolgamento da camada mole compressível decorrente da execução do estaqueamento, etc.

NBR 6122:2019 → atrito lateral **que solicita estacas ou tubulões** quando o recalque do solo **adjacente** é maior do que o recalque **dos elementos de fundação**. Esse fenômeno ocorre no caso do solo estar em processo de adensamento, provocado pelo seu próprio peso, por sobrecargas lançadas na superfície, por rebaixamento do lençol freático, pelo amolgamento da camada mole compressível decorrente da execução do estaqueamento, etc.

3.3) bloco

NBR 6122:2010 → elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura.

NBR 6122:2019 → elemento de fundação rasa de concreto **ou outros materiais tais como alvenaria ou pedras**, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo **material**, sem necessidade de armadura.

3.4) bloco de coroamento

NBR 6122:2010 → não constava esta definição

NBR 6122:2019 → bloco estrutural que transfere a carga dos pilares para os elementos de fundação profunda.

3.5) broca

NBR 6122:2010 → existia como caso particular de estaca escavada mecanicamente.

NBR 6122:2019 → fundação profunda perfurada com trado manual, preenchida com concreto, com comprimento mínimo de 3,0 m, utilizada para pequenas construções, com carga limitada a 100 kN.

3.6) carga admissível de uma estaca ou tubulão

NBR 6122:2010 → força adotada em projeto que, aplicada sobre a estaca ou sobre o tubulão isolados atende, com coeficientes de segurança predeterminados, aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações etc.). Esta grandeza é utilizada quando se trabalha com ações em valores característicos.

NBR 6122:2019 → **máxima carga** que, aplicada sobre a estaca ou sobre o tubulão isolados atende, com **fatores** de segurança predeterminados, aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações etc.). Esta grandeza é utilizada **no projeto** quando se trabalha com valores característicos **das ações**.

Nota: Esta grandeza é utilizada **no projeto** quando se trabalha com ações em valores característicos.

3.7) carga de ruptura de uma fundação

NBR 6122:2010 → carga aplicada à fundação que provoca deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho.

NBR 6122:2019 → carga que, se aplicada à fundação, provoca perda do equilíbrio estático ou deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho; corresponde à força resistente última (geotécnica) da fundação.

3.8) carga de trabalho de estacas

NBR 6122:2010 → carga efetivamente atuante na estaca em valores característicos.

NBR 6122:2019 → carga efetivamente atuante na estaca em valores característicos; **a tensão de trabalho da estaca corresponde à carga de trabalho dividida pela área da seção transversal**.

3.9) cota de arrasamento

NBR 6122:2010 → nível em que deve ser deixado o topo da estaca ou do tubulão, de modo a possibilitar que o elemento de fundação e sua armadura penetrem no bloco de coroamento.

NBR 6122:2019 → nível em que deve ser deixado o topo da estaca ou do tubulão, de modo a possibilitar **a integração estrutural entre** o elemento de fundação **(e a sua armadura) e o** bloco de coroamento.

3.10) efeito de grupo de estacas ou tubulões

NBR 6122:2010 → processo de interação entre as diversas estacas ou tubulões constituintes de uma fundação quando transmite ao solo as cargas que lhes são aplicadas.

NBR 6122:2019 → interação entre as diversas estacas ou tubulões constituintes de uma fundação, **no processo de transmissão ao terreno das** cargas que lhes são aplicadas.

3.11) estaca

NBR 6122:2010 → elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* ou pela combinação dos anteriores.

NBR 6122:2019 → elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, **haja trabalho manual em profundidade**. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco*, **argamassa, calda de cimento** ou **qualquer** combinação dos anteriores.

3.12) estaca de concreto moldada *in loco*

NBR 6122:2010 → estaca executada preenchendo-se, com concreto ou argamassa, perfurações previamente executadas no terreno.

NBR 6122:2019 → estaca executada preenchendo-se, com concreto, argamassa ou calda de cimento, perfurações previamente executadas no terreno, podendo ser total ou parcialmente armada.

3.14) estaca escavada com uso de fluido estabilizante

Praticamente não houve modificação do texto. Apenas se criou o termo “estacão”.

3.17) estaca hélice monitorada com trado segmentado

NBR 6122:2010 → não constava esta definição

NBR 6122:2019 → estaca de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, de segmentos de trado helicoidal de diâmetro constante. A injeção do concreto é feita pela haste central do trado, simultaneamente à sua retirada. A armadura é sempre colocada após a concretagem da estaca.

3.18) força resistente de cálculo

NBR 6122:2010 → estava sob a denominação de carga resistente de projeto.

NBR 6122:2019 → valor de força resultante da divisão do valor característico da força de ruptura geotécnica pelo coeficiente de ponderação (redução, no caso) da resistência última.

Nota: Esta grandeza é utilizada no projeto quando se trabalha com valores de cálculo das ações.

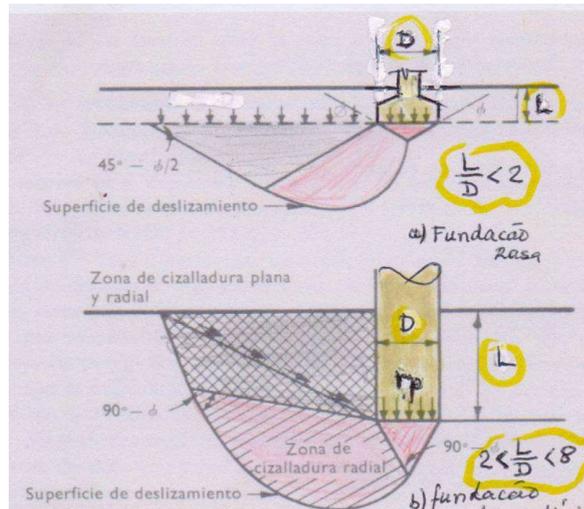
3.27) fundação profunda

NBR 6122:2010 → elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 m. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

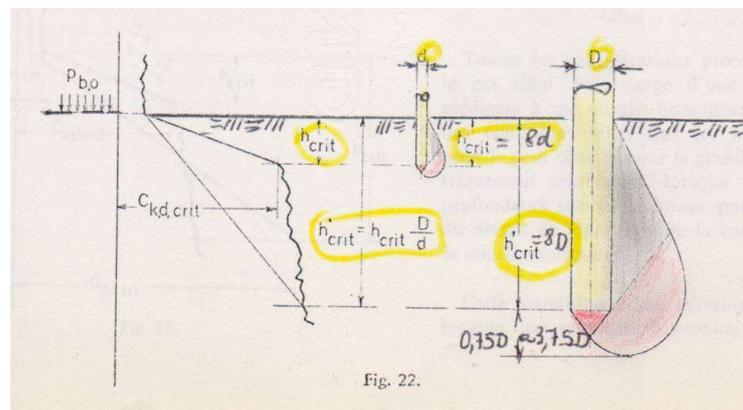
NBR 6122:2019 →a 8 vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m; quando não for atingido o limite de 8 vezes a denominação deve ser justificada. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

Comentário: A resistência de ponta de uma fundação profunda (em particular as estacas, já que os tubulões são tratados no terceiro parágrafo do item 8.2.1.2), ao contrário da aderência lateral (resistência de fuste), depende da tensão vertical do solo na cota da sua ponta, ou seja, da parcela $\gamma \cdot h$, sendo γ o peso específico do solo e h o comprimento da estaca. Entendeu-se que o valor máximo (quando se usam os métodos semi-empíricos para estimar a capacidade de carga de ponta) ocorre da profundidade $h = 8D$ para baixo. Entre a cota de arrasamento e a profundidade $8D$ essa resistência de ponta deve ser reduzida, em princípio, na proporção da profundidade/ $8D$.

Para melhor entender este aspecto da questão lembra-se que no passado as estacas com comprimento inferior a $8D$ eram denominadas “estacas intermediárias” (Figuras abaixo) por se situarem entre as fundações rasas ($L/D \leq 2$) e as profundas ($2 < L/D \leq 8$). Mas o mais importante é que a carga de ponta dessas estacas se situava entre o valor adotado para fundações rasas e para fundações profundas.



Fundação rasa ($L/D < 2$) e fundação intermediária ($2 < L/D < 8$)



Profundidade crítica proposta por De Beer (1972) para definir fundação profunda

3.28) fundação rasa (direta ou superficial)

NBR 6122:2010 → elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

NBR 6122:2019 → elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada; **para esta definição adota-se a menor profundidade caso esta não seja constante em todo o perímetro da fundação.**

3.29) interação solo-estrutura

NBR 6122:2010 → mecanismos de análise estrutural que consideram a deformabilidade das fundações juntamente com a super estrutura.

NBR 6122:2019 → processos de análise estrutural que consideram conjuntamente as deformabilidades das fundações e da superestrutura.

3.30) método de valores admissíveis

NBR 6122:2010 → método em que as cargas ou tensões de ruptura são divididos por um fator de segurança global.

Nota: As expressões constantes na NBR 6122:2010 deixam de ser aqui expostas já que foram substituídas pelas que constam na NBR 6122:2019 abaixo.

NBR 6122:2019 → método em que as **forças** ou tensões de ruptura são divididos por um fator de segurança global e a condição de verificação da segurança é:

$$P_{adm} = R_k / FS_g \text{ e } P_{adm} \geq S_k$$

onde

P_{adm} é a tensão admissível de sapatas e tubulões e carga admissível de estacas;

R_k representa as forças ou tensões características de ruptura (últimas);

S_k representa as solicitações características;

FS_g é o fator de segurança global.

3.31) método de valores de cálculo

NBR 6122:2010 → estava sob a denominação método de valores de projeto

NBR 6122:2019 → método em que as **forças** ou tensões características de ruptura são divididas pelo coeficiente de ponderação das resistências, as solicitações características são multiplicadas pelos coeficientes de ponderação, e a condição de verificação da segurança é:

$$R_d = R_k / \gamma_m \text{ e } S_d = S_k \cdot \gamma_f \text{ e } R_d \geq S_d$$

onde

R_d representa a tensão resistente de cálculo para sapatas ou tubulões ou a força resistente de cálculo para estacas;

S_d representa as solicitações de cálculo;

γ_f coeficiente de ponderação dos valores característicos das solicitações;

γ_m coeficiente de ponderação dos valores característicos das resistências: tensão de ruptura sob sapatas ou bases de tubulões, ou carga de ruptura de estacas

3.32) microestaca ou estaca injetada

NBR 6122:2010 → não constava esta definição

NBR 6122:2019 → estaca moldada *in loco*, armada, executada por perfuração rotativa ou rotopercussiva e injetada com calda de cimento por meio de um tubo com válvulas (manchete).

Comentário: Este tipo de estaca foi desenvolvido, no passado, pela TECNOSOLO (prof. Antônio José da Costa Nunes) com a denominação comercial de “presso-ancoragem”. É um tipo de fundação que tem uma aceitação grande no mercado, porém não se poderia usar essa denominação em uma Norma por se tratar de um nome comercial, daí se usar, atualmente, microestaca ou estaca injetada.

3.31 movimentos verticais da fundação

Praticamente não houve mudança no conceito em relação á NBR 6122:2010.

NBR 6122:2019 → deslocamentos verticais descendentes (recalques), ou ascendentes (levantamentos), absolutos ou relativos, conforme Figura 1.

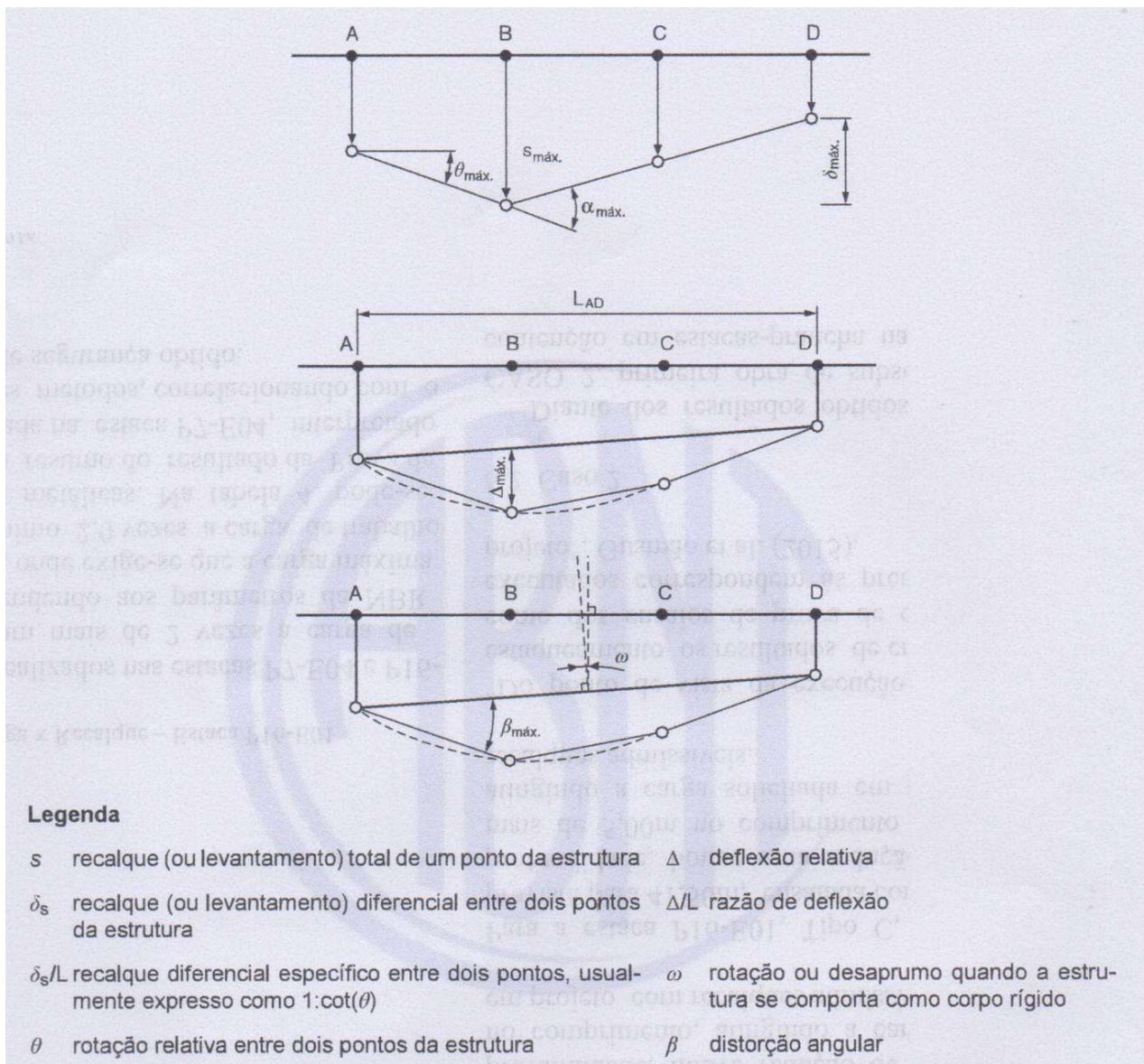


Figura 1 – Movimentos verticais da fundação e medidas angulares decorrentes

3.25) radier

NBR 6122:2010 → elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos.

NBR 6122:2019 → elemento de fundação **rasa dotado de rigidez para receber mais do que 70% das cargas da estrutura.**

3.37) rotações, deflexões e distorções decorrentes de movimentos verticais da fundação

NBR 6122:2010 → não constava esta denominação.

NBR 6122:2019 → medidas angulares definidas na Figura 1.

3.39) sapata associada

NBR 6122:2010 → sapata comum a mais de um pilar

NBR 6122:2019 → sapata comum a dois pilares; a denominação se aplica também a sapata comum a mais de dois pilares, quando não alinhados e desde que representem menos de 70% das cargas da estrutura.

Comentário: A NBR 6122:2019 eliminou o termo “radier parcial” amplamente divulgado na engenharia de fundações e que servia para definir uma fundação rasa que abrangesse parte dos pilares da estrutura, não alinhados. Diferenciava-se do “radier total” quando o mesmo abrangesse todos os pilares da obra. Agora o dito “radier parcial” passa a ser denominado “sapata associada” e “radier total” passa a ser denominado “radier” não abrangendo necessariamente todos os pilares da obra como no passado, mas 70% das cargas da estrutura ou mais.

3.40) sapata corrida

NBR 6122:2010 → sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares ao longo de um mesmo alinhamento.

NBR 6122:2019 → sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou **de três ou mais pilares** ao longo de um mesmo alinhamento, **desde que represente menos de 70% das cargas da estrutura.**

3.45) tensão admissível

NBR 6122:2010 → tensão adota em projeto que, aplicada ao terreno pela fundação superficial ou pela base de tubulão, atende com coeficientes de segurança predeterminados, aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações etc.). Esta grandeza é utilizada quando se trabalha com ações em valores característicos.

NBR 6122:2019 → **máxima** tensão que, aplicada ao terreno pela fundação rasa ou pela base de tubulão, atende com **fatores** de segurança predeterminados, aos estados limites últimos (ruptura) e de serviço (recalques, vibrações etc.).

Nota: Esta grandeza é utilizada **no projeto** quando se trabalha com valores característicos **das ações.**

3.46) tensão de ruptura de uma fundação

NBR 6122:2010 → tensão aplicada pela fundação ao solo que provoca deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho.

NBR 6122:2019 → tensão que, se aplicada pela fundação ao terreno, provoca perda do equilíbrio estático ou deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho; corresponde à tensão resistente última (geotécnica) da fundação.

3.47) tensão de trabalho de sapatas ou bases de tubulões

NBR 6122:2010 → não constava esta definição.

NBR 6122:2019 → tensões efetivamente atuante no terreno sob essas fundações, em valores característicos.

3.48) tensão resistente de cálculo

NBR 6122:2010 → estava sob a denominação de tensão resistente de projeto.

NBR 6122:2019 → valor de tensão resultante da divisão do valor característico da tensão de ruptura geotécnica pelo coeficiente de ponderação (redução, no caso) da resistência última.

Nota: Esta grandeza é utilizada no projeto quando se trabalha com valores de cálculo das ações.

3.49) tubulão

NBR 6122:2010 → elemento de fundação profunda, escavado no terreno em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas, que se faz necessária para executar o alargamento de base ou pelo menos a limpeza de fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta.

NBR 6122:2019 → elemento de fundação profunda em que, pelo menos na etapa final **da escavação faz-se necessário o trabalho manual em profundidade** para executar o alargamento de base ou pelo menos a limpeza de fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são **resistidas** preponderantemente pela ponta.

3.50) valores característicos das ações

NBR 6122:2010 → estava sob a denominação valores representativos das ações.

NBR 6122:2019 → valores que equivalem, no escopo desta norma aos valores representativos das ações definidos na ABNT NBR 8681.

3.52) valores característicos de resistências e outro parâmetro geomecânicos

NBR 6122:2010 → estava sob a denominação valores característicos de parâmetros geomecânicos.

NBR 6122:2019 → estimativa conservadora dos valores dos parâmetro geomecânicos que influem na ocorrência de um estado limite.

4 – INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

Investigação geotécnica preliminar (NBR 6122:2010) e complementar (NBR 6122:2019)

Comentário: O segundo e terceiro parágrafos do item 4.3 da NBR 6122:2010 foram deslocados para o item 4.4 da NBR 6122:2019 que ficou assim:

Em função dos resultados obtidos na investigação geotécnica preliminar, devido a peculiaridades do subsolo ou do projeto, ou ambas, ou ainda, no caso de dúvida quanto à natureza do material impenetrável a percussão, pode ser necessária uma investigação complementar, através da realização de sondagens adicionais, instalação de indicadores de nível d'água, piezômetros, ou outros ensaio de campo (sondagens rotativas, CPT, CPTU, DMT, geofísicas e outros) e de laboratório.

Independentemente da extensão da investigação geotécnica preliminar realizada, devem ser feitas investigações adicionais sempre que, em qualquer etapa da execução da fundação, forem constatadas diferenças entre as condições locais e as indicações fornecidas pela investigação preliminar, de tal forma que as divergências fiquem completamente esclarecidas.

5 – AÇÕES NAS FUNDAÇÕES

5.3) Ações decorrentes da água superficial e subterrânea

Comentário: Neste item só houve "ajuste de texto" do último parágrafo que ficou assim:

O efeito favorável da subpressão no alívio de cargas nas fundações não pode ser considerado, **exceto quando o projetista demonstrar que a variabilidade foi considerada.**

É importante lembrar que esta recomendação da Norma se refere a obras com subsolos em áreas urbanas, pois se for levado em conta o efeito favorável da subpressão e, no futuro, um novo empreendimento adjacente, com subsolo e com rebaixamento do nível de água for executado irá prejudicar (eliminar o efeito da subpressão) na obra.

Entretanto em obras portuárias, por exemplo, diques secos esta ação benéfica da subpressão pode ser levada em conta. Daí porque a Norma exige que o projetista demonstre esse efeito favorável.

5.4) Ações variáveis especiais

NBR 6122:2010 → inclui-se a palavra "**variáveis**" e ajustou-se o item d que ficou:

NBR 6122:2019 → d) ações variáveis efêmeras definidas nesta Norma.

Ações excepcionais (explosão, incêndio, colisão de veículos, enchentes, sismos, etc.) devem ser consideradas de acordo com o prescrito na ABNT NBR 8681.

5.5) Análise de interação fundação-estrutura

NBR 6122:2010 → Em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação solo-estrutura ou fundação-estrutura.

NBR 6122:2019 → Em estruturas nas quais a deformabilidade das fundações pode influenciar na distribuição de esforços, deve-se estudar a interação solo-estrutura ou fundação-estrutura, **sendo obrigatório nos seguintes casos:**

- a) estruturas nas quais a carga variável é significativa em relação à carga total, tais como silos e reservatórios;
- b) estruturas com mais de 55 m de altura, medida do térreo até a laje de cobertura do último piso habitável;
- c) relação altura/largura (menor dimensão) superior a quatro;
- d) fundações ou estruturas não convencionais.

5.8) Atrito negativo

NBR 6122:2010 → A ação do atrito negativo, quando atuante deve ser considerada no dimensionamento geotécnico e estrutural do elemento da fundação. A ação do atrito negativo também pode ocorrer em blocos de coroamento, vigas enterradas, reservatórios enterrados, etc.

Quando o atrito negativo for uma solicitação de valor significativo, é recomendável que sua determinação seja bem avaliada através da realização de provas de carga em estacas de comprimento tal que o atrito positivo possa ser considerado igual ao atrito negativo nas estacas da obra. Nestes casos as provas de carga podem ser feitas à tração, desde que a estaca

tenha armadura suficiente para suportar os esforços. Podem ser utilizados recursos (como, por exemplo, pintura betuminosa), visando minimizar os efeitos do atrito negativo.

NBR 6122:2019 → Sempre que houver a possibilidade de desenvolvimento de atrito negativo, a sua ação deve ser considerada no dimensionamento geotécnico e estrutural dos elementos de fundação, blocos de coroamento, vigas enterradas, reservatórios e outras estruturas enterradas.

Admite-se a utilização de recurso (como, por exemplo, pintura betuminosa (como, por exemplo, pintura betuminosa), visando minimizar os efeitos do atrito negativo, bem como a realização de ensaios ou provas de carga para sua melhor avaliação.

Para as verificações da segurança de estacas e tubulões em que se prevê a ação do atrito negativo, define-se:

P_{an} : a carga característica de atrito lateral negativo, na ruptura; a profundidade da fundação onde ocorre a mudança de atrito negativo para positivo é chamada de ponto neutro;

R_{lp} : a parcela de força resistente característica de atrito lateral positivo, na ruptura;

R_p : a parcela de força resistente característica de ponta, na ruptura.

Nessas verificações as cargas provenientes de ações variáveis efêmeras não podem ser incluídas.

Comentário: Conceitualmente nada mudou em relação à NBR 6122:2010. Continua-se utilizando fator de segurança $FS = 2$ também para o atrito negativo, como se mostra nos itens 5.8.1 e 5.8.2 a seguir. Ocorreram discussões de se voltar ao que se expunha na NBR 6122:1996 em que o FS devido ao atrito negativo era 1,5, mas ao final das discussões ficou prevalecendo o FS da NBR 6122:2010.

O que não ficou claro na Norma é qual o valor de atrito negativo a considerar: se o máximo (que ocorre caso as estacas sejam instaladas imediatamente à conclusão do aterro) ou aquele, menor, quando as estacas são instaladas após decorrido um certo tempo após a conclusão do aterro, quando parte do recalque por adensamento já terá ocorrido.

Também nada se fala sobre o adensamento secundário: ocorre ou não atrito negativo devido a esse adensamento? Alguns geotécnicos desconsideram o atrito negativo devido ao adensamento secundário, porém outros não. É um assunto que ficará para a próxima revisão da Norma.

O mesmo ocorre sobre as características técnicas que deve ter a pintura betuminosa para reduzir a ação do atrito negativo. É uma lacuna perigosa, pois não se estabelecendo características dessa pintura, corre-se o risco de alguém usar uma pintura que não se “deforme” independentemente da deformação da estaca e sua ação na redução do atrito negativo seja ineficiente. É mais um assunto que ficará para a próxima revisão da Norma.

Já tivemos oportunidade de usar pintura asfáltica em recente obra portuária seguindo recomendações (ditas adequadas pelo fabricante) de que haveria redução do atrito negativo e tal fato não ocorreu, tendo-se que readequar o projeto de estaqueamento.

Item 5.8.1 Verificação da segurança em valores característicos (fator de segurança global)

$$\text{NBR 6122:2019} \rightarrow P_{\text{adm}} = (R_p + R_{lp})/FS_g$$

onde

P_{adm} é a carga admissível

FS_g é o fator de segurança global

O critério de segurança será então expresso por:

$$P_{\text{útil}} \leq P_{\text{adm}} - P_{\text{an}}$$

onde

$P_{\text{útil}}$ é a carga útil admissível sobre o elemento de fundação, excluídas, para esta verificação, as cargas variáveis efêmeras (e a carga provenientes do atrito negativo).

Item 5.8.2 Verificação da segurança em valores de cálculo (coeficientes de ponderação)

$$\text{NBR 6122:2019} \rightarrow R_d = (R_p + R_{lp})/\gamma_m$$

onde

R_d é a força resistente de cálculo;

γ_m é o coeficiente de ponderação do atrito negativo, entendido como solicitação de compressão.

O critério de segurança será então expresso por:

$$P_d + P_{\text{an}} \times \gamma_f \leq R_d$$

onde

P_d é a carga de cálculo do elemento de fundação, excluídas, para esta verificação, as cargas variáveis efêmeras (e a carga proveniente do atrito negativo);

γ_f é o coeficiente de ponderação do atrito negativo.

6 – Segurança nas fundações

Segurança de fundação rasa (direta ou superficial)

6.2.1.1.1 Segurança na compressão

Praticamente não houve modificação do texto. Apenas adaptação do mesmo, como se segue:

NBR 6122:2019 → A verificação da segurança pode ser feita **com valores característicos e fator de segurança global** ou **com valores de cálculo, obtidos pela aplicação de coeficientes de ponderação aos valores característicos**, devendo ser obedecidos os valores da Tabela 1.

Tabela 1 – Fundações rasas – Fatores de segurança e coeficientes de ponderação para solicitações de compressão

Métodos para determinação da resistência última	Coeficiente de ponderação da resistência última γ_m^c	Fator de segurança global FS_g
Semiempíricos ^a	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos ^b	2,15	3,00
Semiempíricos ^a ou analíticos ^b acrescidos de duas ou mais provas de carga, necessariamente executadas na fase de projeto, conforme 7.3.1	1,40	2,00
^a Atendendo ao domínio de validade para o terreno local. ^b Sem aplicação de coeficientes de ponderação aos parâmetros de resistência do terreno. ^c Em todas as situações de γ_m , $\gamma_f = 1,4$ (majoração) para o esforço atuante, se disponível apenas o seu valor característico; se já fornecido o valor de cálculo, nenhum coeficiente de ponderação deve ser aplicado a ele.		

6.2.1.1.2 Coeficientes de ponderação para verificação de tração e deslizamento

Devem ser adotados os seguintes coeficientes de ponderação

$\gamma_m = 1,2$ (minoração) para a parcela favorável do peso

$\gamma_m = 1,4$ (minoração) para a resistência do solo

$\gamma_f = 1,4$ (majoração) para o esforço atuante, se disponível apenas o seu valor característico; se já fornecido o valor de cálculo, nenhum coeficiente de ponderação deve ser aplicado a ele.

Segurança de fundações profundas

Praticamente não houve modificação do texto. Apenas adaptação do mesmo, como se segue:

6.2.1.2.1 Resistência determinada por método semiempírico

NBR 6122:2019 → O fator de segurança global a ser utilizado para a determinação da carga admissível é 2,0. Para se chegar à força resistente de cálculo o ponderador deve ser 1,4.

Quando se reconhecerem regiões representativas e se utilizarem resultados de campo nessas regiões, a determinação da resistência característica das estacas (R_k) por métodos semiempíricos pode basear-se na expressão:

$$R_k = \min [(R_{se})_{\text{méd}}/\zeta_1; (R_{se})_{\text{mín}}/\zeta_2]$$

onde

R_k é a resistência característica;

$(R_{se})_{\text{méd}}$ é a resistência determinada com base em valores médios dos resultados dos ensaios de campo;

$(R_{se})_{\text{mín}}$ é a resistência determinada com base em valores mínimos dos resultados dos ensaios de campo;

ζ_1 e ζ_2 são os fatores de minoração da resistência especificados na Tabela 2.

Quando utilizado o método de valores admissíveis, a carga admissível deve ser:

$$P_{\text{adm}} = R_k/FS_g, \text{ com } FS_g = 1,4$$

Quando utilizado o método de valores de cálculo, a força resistente de cálculo deve ser:

$$R_d = R_k/\gamma_m, \text{ com } \gamma_m = 1,0$$

Tabela 2 – Valores dos fatores ζ_1 e ζ_2

n ^a	1	2	3	4	5	6	≥ 10
ζ_1 ^b	1,42	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,27
ζ_2 ^b	1,42	1,27	1,23	1,20	1,15	1,13	1,11

^a n = número de perfis de ensaios por região representativa do terreno.
^b Os valores de ζ_1 e ζ_2 podem ser multiplicados por 0,9 no caso de execução de ensaios complementares à sondagem a percussão.

6.2.1.2.2 Resistência determinada por provas de carga estáticas executadas na fase de elaboração ou adequação do projeto.

Praticamente não houve modificação do texto. Apenas adaptação do mesmo, como se segue:

NBR 6122:2019 → itens (a) a (c) iguais à NBR 6122:2010

O fator de segurança global a ser utilizado para a determinação da carga admissível é 1,6. Para se chegar à força resistente de cálculo o ponderador deve ser 1,14.

Quando em uma mesma região representativa for realizado um número maior de provas de carga, a carga característica das estacas (R_k) pode ser determinada pela relação:

$$R_k = \text{mín.} [(R_{pc}) \text{ méd.}/\zeta_3; (R_{pc}) \text{ mín.}/\zeta_4]$$

onde

R_k é a resistência característica;

$(R_{pc})_{\text{méd}}$ é a resistência determinada com base em valores médios dos resultados das provas de carga;

$(R_{pc})_{\text{mín}}$ é a resistência determinada com base em valores mínimos dos resultados das provas de carga;

ζ_3 e ζ_4 são os fatores de minoração da resistência especificados na Tabela 3.

Quando utilizado o método de valores admissíveis, a carga admissível será:

$$P_{\text{adm}} = R_k / FS_g, \text{ com } FS_g = 1,4$$

Quando utilizado o método de valores de cálculo, a força resistente de cálculo será:

$$R_d = R_k / \gamma_m, \text{ com } \gamma_m = 1,0$$

Tabela 3 – Valores dos fatores ζ_3 e ζ_4

n^a	1	2	3	4	≥ 5
ζ_3	1,14	1,11	1,07	1,04	1,00
ζ_4	1,14	1,10	1,05	1,02	1,00

^a n = número de provas de carga em estacas de mesmas características, por região representativa do terreno.

6.3 Efeito do vento

6.3.1 Solicitações e combinações para o dimensionamento com efeito de vento

NBR 6122:2010 → Quando a verificação das solicitações for feita considerando-se as ações nas quais o vento é a variável principal, os valores de tensão admissível de sapatas e tubulões e cargas admissíveis em estacas podem ser majoradas em até 30%. Neste caso deve ser feita a verificação estrutural do elemento de fundação.

NBR 6122:2019 → O dimensionamento dos elementos de fundação deve ser feito com base nas solicitações obtidas a partir das combinações de ações atendendo os requisitos da ABNT NBR 8681, já contemplando todos os seus efeitos de primeira e segunda ordens globais.

6.3.2 Métodos de valores admissíveis (com valores característicos)

NBR 6122:2010 → não constava esta definição.

NBR 6122:2019 → Quando se tratar de solicitações obtidas de combinações de ações nas quais o vento é a ação variável principal, os valores de tensão admissível de sapatas e tubulões e cargas admissíveis em estacas podem ser majoradas em até 15%. Quando esta majoração for utilizada, o fator de segurança global não poderá ser inferior a 1,6. Caso a majoração não seja utilizada, podem ser aplicados todos os requisitos desta Norma relativos ao valor do fator de segurança global.

Quando se tratar de solicitações obtidas de combinações de ações nas quais o vento não é a ação variável principal, não é permitida a majoração dos valores de tensão admissível de sapatas e tubulões, nem de cargas admissíveis em

estacas. Neste caso, podem ser aplicados todos os requisitos desta Norma relativos ao valor do fator de segurança global.

Em qualquer caso deve ser feita a verificação estrutural do elemento de fundação.

No caso de galpões industriais, torres de linhas de transmissão, reservatório elevados, silos graneleiros, torres eólicas, torres de telecomunicações, tanques de produtos químicos, nos quais o vento é a ação variável principal, os valores de tensão admissível de sapatas e tubulões e de carga admissíveis em estacas podem ser majorados em até 30%. Quando a majoração for utilizada, o fator de segurança global não poderá ser inferior a 1,6. Caso a majoração não seja utilizada, podem ser aplicados todos os requisitos desta Norma relativos ao valor do fator de segurança global.

Comentário: A redução de 30% para 15% em edifícios “altos” decorreu do fato de que a maioria dos programas computacionais ora disponíveis e amplamente divulgados não separa a ação do vento da ação correspondente às cargas verticais decorrentes da deformada de segunda ordem da estrutura. Lembra-se que os prédios são estruturas

em balanço, onde a deformada cresce com a quarta potência da altura ($f = \frac{qL^4}{8.EI}$).

Já para as estruturas “rígidas” onde esse efeito de segunda ordem é desprezível, manteve-se os 30% que constava da NBR 6122:2010.

Tentou-se incluir nessas estruturas (galpões industriais, etc.) os prédios com relação altura/menor dimensão em planta ≤ 4 , mas não houve consenso, ou seja, em prédios a majoração ficou em 15%.

7. Fundação rasa (direta ou superficial)

Não ocorreram mudanças significativas neste item. Simplificou-se apenas redação da NBR 6122:2010 fixando-se o ângulo $\beta \geq 60^\circ$ na Figura 3.

8. Fundações profundas

8.2.1.2 Métodos estáticos

NBR 6122:2010 → ... $P_{adm} \leq 1,25 \times P_{at-lat}$

NBR 6122:2019 → Em tubulões, quando o atrito lateral for considerado, deve ser desprezado um comprimento **de fuste** igual ao diâmetro da base, imediatamente acima do início **do alargamento**.

O projeto de estacas escavadas com estabilização das paredes auxiliada por fluido estabilizante, bem como de estacas hélice contínua, deve, sempre que considerar a contribuição da resistência de ponta, fazer menção explícita a esse critério. O executor deve, antes da execução, assegurar que são cumpridos os procedimentos executivos mínimos, especificados nos anexos J e N, de forma a obter o contato efetivo entre a ponta da estaca e o solo competente ou rocha. Nessas condições, na verificação do *ELU* a resistência da ponta terá como limite superior o valor da resistência de atrito lateral: $R_P < R_l$ e $P_{adm} = (R_P + R_l)/2$. Caso o contato efetivo entre o concreto e o solo firme ou rocha não possa ser assegurado pelo executor, o projeto deve ser revisto: os comprimentos das estacas devem ser ajustados, na verificação do *ELU*, à condição de resistência nula de ponta: $R_P = 0$ e $P_{adm} = R_l/2$.

Comentário: Esta nova redação deve-se ao fato de ter-se observado, ao longo destes 9 anos que separam os dois textos da Norma, uma “queda” na qualidade executiva agravada pela “feroz concorrência comercial” e, em função dessa “falta de preparo dos operadores dos equipamentos” muitas obras onde se executaram estacas escavadas com auxílio de fluido e estacas hélice contínua, as mesmas tinham deficiência na carga de ponta ao serem realizadas provas de carga.

Aqui cabe lembrar as palavras do prof. Dirceu de Alencar Velloso (Encarte Técnico nº 5 – Boletim Nacional nº 68 da ABMS - maio/junho 1988) *“Para adquirir um equipamento basta ter o dinheiro; para formar uma equipe capaz de fazê-lo trabalhar eficientemente, há necessidade de tempo para treinamento”*.

Concluindo o exposto na NBR 6122:2019: No caso específico de estacas escavadas com estabilização das paredes auxiliada por fluido estabilizante há, no Anexo J, recomendações de procedimentos executivos especiais (além dos mínimos) para garantir o contato entre a estaca e o solo ou rocha. Se o executor assegurar a observância estrita desses procedimentos especiais, a verificação do *ELU* será: $P_{adm} = (R_l + R_p)/2$, R_p = valor calculado da resistência de ponta.

No caso de estacas com ponta embutida em rocha por um comprimento superior a um diâmetro, a carga de ponta e o atrito lateral nessa região são condicionados pela resistência do concreto e pela resistência e grau de faturamento da rocha.

Em qualquer caso, a determinação da carga admissível ou força resistente de cálculo deve ser feita de acordo com 6.2.1.2 e considerar a diferença de rigidez dos solos atravessados e a diferença de comportamento tensão-deformação de atrito e ponta.

8.2.2 Estacas: determinação da carga admissível ou da força resistente de cálculo a partir do estado limite de serviço

NBR 6122:2010 → Aplicam-se considerações idênticas às descritas em 7.4.

NBR 6122:2019 → Neste caso a determinação pode ser feita por prova de carga ou cálculo por método teórico ou semiempírico, sendo as propriedades do solo obtidas em ensaios de laboratório, *in loco* ou por meio de correlações, levando-se em consideração as modificações nessas propriedades causada pela instalação do elemento de fundação.

8.4.3 Atrito negativo

NBR 6122:2010 → Deve ser considerado em projeto quando houver a possibilidade de sua ocorrência.

NBR 6122:2019 → **O atrito negativo deve** ser considerado em projeto, **de acordo com 5.8, sempre que** houver a possibilidade de sua ocorrência.

8.4.4 Carregamentos transversais aplicado pelo terreno ao fuste

NBR 6122:2010 → estacas ou tubulões (isolados ou em grupo) implantados através de camada de argila mole, submetidos a carregamento de aterro assimétrico, ficam sujeitos a esforços horizontais que devem ser considerados no dimensionamento das fundações.

NBR 6122:2019 → Esforços transversais atuantes no fuste das estacas ou tubulões (isolados ou em grupo), decorrentes de assimetria topográfica, aterro, ou qualquer carregamento assimétrico do terreno, devem ser considerados na verificação da segurança contra estados limites últimos e contra estados limites de serviço do projeto. Em particular devem ser considerados os empuxos laterais sobre estacas ou tubulões cujos fustes atravessem solos moles.

8.5.6.1 Excentricidades de estacas isoladas e estacas dispostas segundo um único alinhamento

NBR 6122:2010 → Não é permitido o emprego de estacas de diâmetro ou bitolas inferiores a 0,30 m, sem travamento. Para estacas metálicas, o diâmetro a ser considerado é aquele do círculo circunscrito.

Para estacas de qualquer

NBR 6122:2019 → Eliminou-se o primeiro parágrafo da NBR 6122:2010 ficando assim o texto.

Estacas isoladas e estacas dispostas segundo um único alinhamento devem ser projetadas com observância ao item 8.4.2, de modo a suportar os momentos introduzidos por excentricidades executivas.

As excentricidades executivas observadas na obra só ensejarão **reavaliação** da estabilidade dos elementos estruturais envolvidos se forem superiores a 10% da menor dimensão da estaca.

Comentário: houve questionamento ao termo **reavaliação** que alguns membros da Comissão entendiam que deveria ser substituído por **validação ou avaliar**, já que, no entendimento desses membros validar alguma coisa significa “dar nota”, o que não é o caso. Mas ao final ficou constando da Norma o termo **reavaliação**.

8.5.6.2 Excentricidades de conjunto de estacas não alinhadas

Na NBR 6122:2010 aceitava-se um acréscimo de carga na estaca mais carregada de 15% da carga axial de cálculo da estaca. Este valor foi reduzido para **10%** na NBR 6122:2019.

8.6.3 Estacas de concreto moldado *in loco* e tubulões

Comentário: Este item foi muito alterado em relação ao constante na NBR 6122:2010. Eliminou-se a escolha do concreto pelo f_{ck} substituindo-o pela classe de concreto, exceto para as estacas Strauss, Franki, raiz, microestacas e estacas de trado vazado, cujo concreto/argamassa é confeccionado na obra. Face a essas muitas mudanças do texto da NBR 6122:2010 deixaremos de transcrevê-lo nos restringindo a exposto na NBR 6122:2019.

NBR 6122:2019 → As estacas ou tubulões podem, quando solicitados a cargas de compressão e tensões limitadas aos valores da Tabela 4, ser executados em concreto não armado, exceto quanto à armadura de ligação com o bloco. Estacas ou tubulões com solicitações que resultem em tensões superiores às indicadas na Tabela 4 devem ser dotadas de armadura, a qual deve ser dimensionada de acordo com a ABNT NBR 6118 sem considerar a excentricidade de carga. A armadura mínima de cisalhamento também deve atender a ABNT NBR 6118 e observados os limites da Tabela 4.

A resistência de cálculo, f_{cd} , deve ser calculada, conforme previsto na ABNT NBR 6118, pela seguinte expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

onde:

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão

γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência à compressão do concreto

A especificação dos traços apresentados nos Anexos B, C, G, H, I, J, N, O e P visa obter concreto que garanta qualidade e propriedades como trabalhabilidade, resistência, durabilidade (baixas permeabilidade, porosidade, segregação), levando em consideração as condições particulares de concretagem, como por exemplo, o lançamento de grande altura. Após a execução, a critério do projetista pode ser aceito concreto com resistência característica inferior à classe indicada, limitando a 10% do total de estacas da obra, porém não inferior em qualquer caso à classe C20 (ver comentário).

O coeficiente de ponderação das ações, adotado como referência por esta Norma para todos tipos de estacas moldadas *in loco*, é:

$$\gamma_c = 1,6 \text{ a } 5,0, \text{ conforme Tabela 4}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

sendo:

γ_c coeficiente de ponderação da resistência do concreto

γ_s coeficiente de ponderação da resistência do aço

Comentário: este parágrafo refere-se ao caso de verificação do projeto, quando se detecta, em algumas estacas (no máximo 10% do total do estaqueamento) concreto com resistência inferior à do projeto.

Tabela 4 – Estacas moldadas *in loco* e tubulões: parâmetros para dimensionamento

Tipo de estaca	Classe de agressividade ambiental (CAA) conforme ABNT NBR 6118	Classe de concreto/resistência característica da argamassa ou concreto	γ_c	% de armadura mínima e comprimento útil mínimo (incluindo trecho de ligação com o bloco)		Tensão de compressão simples atuante abaixo da qual não é necessário armar (exceto ligação com o bloco) MPa	Anexo onde se encontram definidos concreto/argamassa
				Armadura %	Comprimento m		
Hélice/hélice de deslocamento/hélice com trado segmentado ^a	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	N / O / P
	III, IV	C40	3,6				
Escavadas sem fluido	I, II	C25	3,1	0,4	2,0	5,0	I
	III, IV	C40	5,0				
Escavadas com fluido	I, II	C30	2,7	0,4	4,0	6,0	J
	III, IV	C40	3,6				
Strauss ^b	I, II	20 MPa	2,5	0,4	2,0	5,0	G
Franki ^b	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	H
Tubulões não encamisados	I, II	C25	2,2	0,4	3,0	5,0	B
	III, IV	C40	3,6				
Raiz ^{b,c,d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,6	0,4	Integral	–	K
Microestacas ^{b,c,e}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	M
Estaca trado vazado segmentado ^{a,d}	I, II, III, IV	20 MPa	1,8	0,4	Integral	–	L

^a Nestas estacas, o comprimento máximo da armadura é limitado devido ao processo executivo.

^b Neste tipo de estaca, o diâmetro a ser considerado no dimensionamento é o diâmetro externo do revestimento.

^c O espaçamento entre face de barras deve ser de um diâmetro da barra e no mínimo 20 mm. As taxas máximas de armadura são de 8 % A_c para diâmetros menores ou iguais a 310, e de 6 % A_c para diâmetros iguais ou superiores a 400 mm. As taxas máximas devem ser verificadas na seção de maior concentração de aço (considerando inclusive as emendas por transpasse). Em situações críticas, o dimensionamento pode ser feito em função da área de aço ($f_{yk} \geq 500$ MPa; A_s = área de aço), conforme a seguir:

- quando $A_s \leq 6\% A_c$, o dimensionamento deve ser feito considerando a estaca trabalhando como pilar de concreto (a resistência da estaca é formada pela parcela do concreto e pela parcela do aço);
- quando $A_s \geq 6\% A_c$, o dimensionamento deve ser feito considerando que todo o esforço solicitante deve ser resistido apenas pelo aço da seção da estaca (a parcela resistente do concreto é desprezada).

^d Argamassa.

^e Calda de cimento.

8.6.4.2 Camisa de aço

Comentário: Este item permaneceu praticamente sem alteração na revisão da Norma. Percebi durante as discussões que alguns colegas (principalmente os mais jovens) não tinham conhecimento do porquê deste critério de dimensionamento estrutural dos tubulões com camisa de aço. Aqueles que quiserem saber do histórico do mesmo (de trabalho original do prof. Fernando Luiz Lobo B. Carneiro em relatório da COPPE, à pedido da empresa Estacas Franki, de nº COPPETEC Projeto ET-537/75) encontrarão um resumo do mesmo disponível no site www.portaldageotecnia.com.br sob o título:

“COMO SE ESTABELECEU O CRITÉRIO PARA O DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DOS TUBULÕES COM CAMISA DE AÇO APRESENTADO NA NORMA DE FUNDAÇÕES”.

8.6.5.1 Efeito de camada espessa de argila mole – estacas pré-moldadas

NBR 6122:2010 → este item constava como 8.4.5

NBR 6122:2019 → No caso de ocorrência de espessa camada de argila mole, devem ser utilizadas estacas com características estruturais mínimas em função dos comprimentos cravados, considerados a espessura da camada de argila mole, o processo de cravação, a inércia do elemento, o número de emendas, a linearidade do eixo e os momentos de segunda ordem, obedecendo a:

- a) menor momento resistente de sua seção transversal → $W_{\min} \geq 930 \text{ cm}^3$
- b) estacas com comprimentos entre 20 m e 30 m → raio de giração (i) $\geq 5,4 \text{ cm}$
- c) estacas com comprimentos acima de 30 m → raio de giração (i) $\geq 6,4 \text{ cm}$

Os menores momentos resistentes para as seções transversais das estacas, citadas neste item, pretendem reduzir a possibilidade de ocorrência de instabilidade dinâmica direcional (drapejamento) durante a cravação dessas estacas através de camadas de argila mole.

8.6.7.2 Peças reutilizada

Pouca alteração houve no texto da NBR 6122:2010. A redação ficou conforme abaixo

NBR 6122:2019 → Deve ser verificada a seção real mínima da peça. A redução de área da seção transversal, em qualquer ponto da estaca, deve ser de no máximo 20% do valor nominal da peça nova. A carga admissível ou a força resistente de cálculo deve ser fixada após análise dos aspectos geotécnicos de transferência de carga para o solo.

Para verificação de segurança pelo método de valores admissíveis deve-se utilizar:

- esforços exclusivamente axiais $FS_g = 3,3$
- flexo-compressão e flexo-tração: $FS_g = 2,8$

Para verificação da segurança pelo método de valores de cálculo deve-se utilizar:

- esforços exclusivamente axiais: $\gamma_s = 2,35$ e $\gamma_f = 1,4$
- flexo-compressão e flexo-tração: $\gamma_s = 2,0$ e $\gamma_f = 1,4$

No caso de trilhos, devem ser empregados elementos cuja composição química seja de aço-carbono comum, devendo ser evitados aços especiais, duros, face à dificuldade de emendas. Se este tipo de trilho for empregado, o projeto deve especificar os procedimentos de soldagem.

8.6.9 Outros tipos de estacas

NBR 6122:2010 → não constava esta definição.

NBR 6122:2019 → Esta Norma apresenta nos Anexos B a Q os procedimentos de projeto e de execução dos tipos correntes de estacas disponíveis no mercado.

Outros tipos de estacas podem ser empregados desde que sejam projetadas e executadas respeitando as diretrizes e conceitos expressos nesta Norma, acrescidos dos requisitos a seguir indicados.

Nos projetos de fundações elaborados com estacas que tenham características diferentes das que constam dos Anexos B a Q e visando atestar as cargas admissíveis, deverão ser feitas pelo menos três provas de carga estáticas, a partir de projeto específico e executadas antes do início da obra, obedecendo a todos os critérios citados no item 9.2.2.1, com as seguintes ressalvas:

- a) apresentação de procedimento executivo detalhado da estaca de acordo com os demais anexos desta Norma;
- b) devem ser executadas provas de carga estática no dobro das quantidades estabelecidas na coluna B da Tabela 6, respeitando o mínimo de três;
- c) a carga máxima de ensaio será sempre de duas vezes a carga admissível; e
- d) são aceitos outros ensaios (ensaio de carregamento dinâmico, teste bidirecional, etc.) como complemento ao mínimo recomendado na alínea b.

9 Desempenho das fundações

9.1 Requisitos

Neste item apenas se mudou a altura das estruturas citadas no item (b) de 60 m para **55 m**.

9.2.2.1 Quantidade de provas de carga

Houve pequena alteração em relação ao texto da NBR 6122:2010 conforme se segue:

NBR 6122:2019 → É obrigatória a execução de provas de carga estáticas de desempenho, no decorrer do estaqueamento, em obras que tiverem um número de estacas superior ao valor especificado na coluna (B) da Tabela 6.

Quando atingido o limite de exigibilidade de provas de carga de desempenho (ver Tabela 6), o número de provas de carga deve ser estabelecido da seguinte forma: calcular 1% do número total de estacas da obra, arredondando-se para uma casa decimal, e em seguida arredondar o número obtido, com uma casa decimal, para o número inteiro próximo, considerando que o dígito 5 sempre é arredondado para cima. Incluem-se nesse 1% as provas de carga executadas conforme 6.2.1.2.2. A quantidade de estacas a ser considerada é a soma das estacas de todas as edificações da obra, mesmo que de diferentes tipos. Incluem-se as estacas da periferia e das demais construções da obra, não consideradas as estacas exclusivamente de contenção e de muros de fechamento.

Quando atingido o limite de exigibilidade de provas de carga de desempenho (ver Tabela 6), pelo menos uma prova de carga estática ou ensaios de carregamento dinâmico devem ser feitos nas estacas da edificação principal da obra.

É necessária a execução de prova de carga, qualquer que seja o número de estacas da obra, se elas forem empregadas para tensões de trabalho superiores aos valores indicados na coluna (A) da Tabela 6.

Nas obras em que os carregamentos principais provenientes da estrutura, nas condições de utilização mais frequente durante a vida útil, forem os esforços de tração ou os esforços horizontais, é obrigatória a execução de prova de carga específica à tração ou esforço horizontal, com os mesmos critérios citados nesta subseção.

Em obras de arte especiais (pontes e viadutos), com vão superior a 30,0 m ou com mais de três vãos (quatro linhas de apoio), é obrigatória a realização de ensaio de carga (prova de carga estática ou ensaio de carregamento dinâmico).

Tabela 6 – Quantidade de provas de carga

Tipo de estaca	A Tensão de trabalho abaixo da qual não serão obrigatórias provas de carga, desde que o número de estacas da obra seja inferior à coluna (B), em MPa ^{b c d}	B Número total de estacas da obra a partir do qual serão obrigatórias provas de carga ^{b c d}
Pré-moldada ^a	7,0	100
Madeira	–	100
Aço	0,5 f_{yk}	100
Hélice, hélice de deslocamento, hélice com trado segmentado (monitoradas)	5,0	100
Estacas escavadas com ou sem fluido $\varnothing \geq 70$ cm	5,0	75
Raiz ^e	$\leq \varnothing 310$ mm = 15,0	75
	$\geq \varnothing 400$ mm = 13,0	
Microestaca ^e	15,0	75
Trado vazado segmentado	5,0	50
Franki	7,0	100
Escavadas sem fluido $\varnothing < 70$ cm	4,0	100
Strauss	4,0	100

^a Para o cálculo da tensão de trabalho consideram-se estacas vazadas como maciças, desde que a seção vazada não exceda 40 % da seção total.

^b Os requisitos 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 desta Tabela 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 duas vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura. Caso exista prova de carga prévia, as provas de carga de desempenho devem ser levadas até que se atinja pelo menos 1,6 vezes a carga admissível ou até que se observe um deslocamento que caracterize ruptura.

^e Diâmetros de perfuração conforme Anexo K.

9.2.2.2 Interpretação da prova de carga

Houve pequenas alteração em relação ao texto da NBR 6122:2010 conforme se segue:

NBR 6122:2019→ O desempenho é considerado satisfatório quando forem simultaneamente verificadas as seguintes condições:

- a) fator de segurança mínimo deve atender às condições especificadas no item d da Tabela 6, com relação à carga de ruptura obtida na prova de carga ou por sua extrapolação. Se esse valor não for obtido, a interpretação dos resultados da(s) prova(s) de carga deve ser feita pelo projetista, de acordo com o especificado em 8.2.1.1;
- b) recalque na carga de trabalho deve ser admissível pela estrutura.

Caso uma prova de carga tenha apresentado resultado insatisfatório, deve-se elaborar um programa de provas de carga adicionais que permita o reexame dos valores de cargas admissíveis ou forças resistentes de cálculo, visando a aceitação dos serviços sob condições especiais previamente definidas, ou readequação da fundação e seu eventual reforço.

9.2.2.3 Quantidade de ensaios dinâmicos

Houve pequenas alteração em relação ao texto da NBR 6122:2010 conforme se segue:

NBR 6122:2019→ Para comprovação de desempenho, as provas de carga estáticas à compressão podem ser substituídas por ensaios de carregamento dinâmico, conforme ABNT NBR 13208, na proporção de cinco ensaios de carregamento dinâmico para cada prova de carga estática, conforme ABNT NBR 12131.

Em obras que tenham um número de estacas entre os valores da coluna B da Tabela 6 e duas vezes esse valor, a substituição poderá ser total; acima desse número de estacas, conforme ABNT NBR 12131 é obrigatória pelo menos uma prova de carga estática.

10 Avaliação técnica do projeto

NBR 6122:2010→ não constava esta definição.

NBR 6122:2019→ A avaliação técnica do projeto é essencial e obrigatória nos casos citados em 9.1 e deve ser conduzida antes da construção, de preferência simultaneamente com a fase de projeto.

A avaliação técnica do projeto de fundações é constituída pela verificação e análise crítica do projeto, realizadas com o objetivo de avaliar (**ver nosso comentário no item 8.5.6.1 sobre o termo avaliar que alguns colegas entendiam que deveria ser usado “validar” ou “avalizar”**) se este projeto atende aos requisitos das normas técnicas vigentes aplicáveis.

A avaliação técnica do projeto de fundações deve contemplar, entre outras, as seguintes atividades, de forma integral ou parcial:

- a) verificar se as premissas adotadas para o projeto estão de acordo com o previsto nesta Norma e se todos os seus requisitos foram considerados;
- b) analisar as considerações de cálculo e verificar os resultados dos cálculos;
- c) analisar os desenhos que compõe o projeto, inclusive os detalhes construtivos.

A avaliação técnica do projeto deve ser realizada por profissional habilitado e independente em relação ao projetista da fundação. É recomendável que o profissional escolhido para realizar a avaliação técnica possua experiência em fundações.

Este profissional deve emitir um parecer de avaliação técnica do projeto, que se torna parte integrantes do projeto. O autor desse parecer responde solidariamente com o projetista pelos aspectos técnicos do projeto. Os aspectos econômicos da solução adotada não fazem parte do escopo da avaliação técnica do projeto.

A responsabilidade pela escolha do profissional que realiza a avaliação técnica do projeto cabe ao contratante do projeto de fundação. Esta responsabilidade pode ser do proprietário da obra, que, no caso de não ter os conhecimentos técnicos necessários para a escolha do profissional responsável pela avaliação técnica do projeto, pode designar um representante ou preposto para substituí-lo nesta atribuição (por exemplo, incorporador, construtor, gerenciador).

Eventuais ajustes decorrentes da avaliação são decididos em comum acordo entre o contratante do projeto de fundações, o projetista e o avaliador, respeitando todos os requisitos desta Norma.

Como boa parte dos contratantes de projeto de fundações não tem a obrigação de conhecer esta Norma, cabe ao projetista contratado alertar o seu contratante sobre a necessidade de se realizar a avaliação técnica do seu projeto por um profissional independente.

ANEXOS DA NORMA

Houve um rearranjo na numeração dos anexos conforme será seguido. Iremos apresentá-los na ordem em que estão na Norma, mas só comentaremos aqueles que sofreram modificações.

ANEXO A: Fundação rasa (direta ou superficial)

Manteve-se o texto da NBR 6122:2010

ANEXO B: Tubulões a céu aberto

No item **B.6** acrescentou-se o parágrafo: **A integridade dos tubulões deve ser verificada em, no mínimo, um por obra, por meio da escavação de um trecho do seu fuste.**

O 2º e 3º parágrafo do item **B.8** nada tem a ver com o método executivo do tubulão, pois normalmente a concretagem do mesmo é deixada na cota de arrasamento não se concretando acima dessa cota. Além disso no texto fala “erroneamente” em estaca no lugar de “tubulão” e cita o uso de martelos leves para seções de até 900 cm². Mas essa seção corresponde a um diâmetro da ordem de 35 cm incompatível com este tipo de fundação. Provavelmente esse texto foi trazido, erroneamente, do texto de estacas, **pois está igual ao item E-9**. Por isso transcrevo o que consta nas minhas anotações durante as reuniões da Comissão Técnica, que provavelmente serão incluídas na próxima revisão da Norma.

Os tubulões devem ser concretados até a cota de arrasamento.

No caso de tubulões com concreto inadequado abaixo da cota de arrasamento deve-se fazer a demolição do comprimento e recompô-lo até a cota de arrasamento. O material a ser utilizado na recomposição dos tubulões deve apresentar resistência não inferior à do concreto do tubulão. Caso o topo do tubulão se situar acima da cota de arrasamento o mesmo deve ser demolido. Nesta operação pode-se empregar martelotes de potência superior a 1.000 w. Entretanto o acerto final do topo deve ser sempre efetuado com uso de ponteiros ou ferramenta de corte apropriada de modo a não causar danos. Nessa demolição deve resultar uma seção plana e perpendicular ao eixo do tubulão.

O item **B.9** ficou confuso pois os itens **B.9.1** está “embolado” ao item **B.9.2**

Em minhas anotações por ocasião da discussão desse item me parecem que estão mais claras, conforme transcrevo abaixo:

O concreto deve atender ao disposto na tabela 4 quanto à classe de agressividade I, II, III e IV e observar as seguintes características:

- a) para o C25 consumo mínimo de cimento de 280 kg/m³, abatimento entre 100 e 160 mm, fator a/c ≤ 0,6, diâmetro do agregado de 9,5 mm a 25 mm e teor de exsudação inferior a 4%;
- b) para o C40 consumo mínimo de cimento de 360 kg/m³, abatimento entre 100 e 160 mm, fator a/c ≤ 0,45, diâmetro do agregado de 9,5 mm a 25 mm e teor de exsudação inferior a 4%;

B.10 Controle do concreto

Os concretos destinados à fundação devem seguir a condição A de preparo estabelecida na ABNT NBR 12655. A mistura realizada em central de concreto ou em caminhão-betoneira deve seguir o disposto na ABNT NBR 7212. Os materiais utilizados na fabricação do concreto, como cimento Portland, agregados, água (gelo) e aditivos, devem obedecer às respectivas Normas Brasileiras específicas.

B.10.1 Controle de recebimento

Conforme a ABNT NBR NM 67.

B.10.2 Controle de aceitação

Resistência à compressão em corpos de prova moldados conforme a ABNT NBR 5738 e ensaiados conforme a ABNT NBR 5739.

A amostragem e o controle estatístico para aceitação do concreto deve ser realizado de acordo com a ABNT NBR 12655.

ANEXO C: Tubulões a ar comprimido

O item **C.9** contém os mesmos problemas de redação citados nos 2º e 3º parágrafos do item **B.8** acima relatados

O item **C.10** está confuso conforme já relatamos no item **B.9** acima. Propomos a redação ali exposta extraída de nossas anotações.

C.11 Controle do concreto

Os concretos destinados à fundação devem seguir a condição A de preparo estabelecida na ABNT NBR 12655. A mistura realizada em central de concreto ou em caminhão-betoneira deve seguir o disposto na ABNT NBR 7212. Os materiais utilizados na fabricação do concreto, como cimento Portland, agregados, água (gelo) e aditivos, devem obedecer às respectivas Normas Brasileiras específicas.

C.11.1 Controle de recebimento

Conforme a ABNT NBR NM 67.

C.11.2 Controle de aceitação

Resistência à compressão em corpos de prova moldados conforme a ABNT NBR 5738 e ensaiados conforme a ABNT NBR 5739.

A amostragem e o controle estatístico para aceitação do concreto deve ser realizado de acordo com a ABNT NBR 12655

ANEXO D: Estacas de madeira

Manteve-se o texto da NBR 6122:2010

ANEXO E: Estacas pré-moldadas de concreto

E.8 A nega e o repique devem ser medidos em todas as estacas. **Exceções devem ser justificadas.** Deve-se elaborar o diagrama de cravação em 100% das estacas.

Comentário: Não há uma explicação na Norma do porquê para o gráfico de cravação não se colocou a mesma nota quanto às exceções que constam para a nega e o repique.

E.9 Preparo de cabeça de ligação com o bloco de coroamento

Para a ligação da estaca com o bloco de coroamento devem ser observadas a cota de arrasamento e o comprimento das esperas (arranques definidos em projeto). → no mais vale o que está na NBR 6122:2010.

ANEXO F: Estacas metálicas de aço

Neste anexo houve várias alterações em relação ao texto da NBR 6122:2010, conforme se segue:

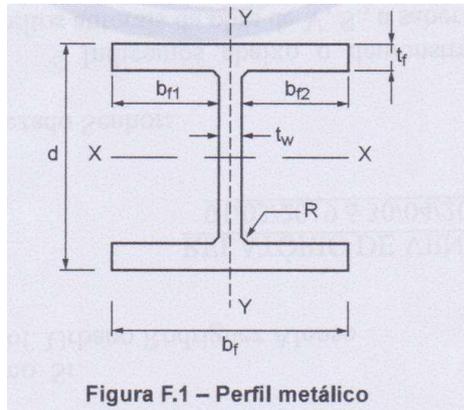
F.5 Requisitos para aceitação

O projeto deve especificar o tipo de aço.

As tolerâncias dimensionais e os requisitos para a aceitação de estacas em perfis metálicos estão descritos a seguir:

- F) massa linear e comprimento (mm): a massa linear dos perfis podem variar de +3 a -2,5% e o comprimento de 0 a + 100 mm;
- b) com relação às dimensões: a tolerância da altura varia de +8 a -5 mm e a largura da mesa (b_f) de + 6 a - 5 mm;
- c) a flecha máxima é de 0,2% de comprimento de qualquer elemento;
- d) centralização de alma com tolerância de 5 mm, conforme Figura F.1

$$E = \frac{B_{f1} - B_{f2}}{2}$$



e) soldabilidade: os materiais devem ser soldáveis a fim de evitar problemas decorrentes das operações de solda comumente realizados em elementos de fundações.

A composição química dos aços utilizados não deve apresentar carbono equivalente superior a 0,55%, atestado pelo fornecedor.

F.8 Controle para verificação e avaliação dos serviços

A nega e o repique devem ser medidos em todas as estacas. **Exceções devem ser justificadas.** Deve-se elaborar o diagrama de cravação em 100% das estacas.

Comentário: Não há uma explicação na Norma do porquê para o gráfico de cravação não se colocou a mesma nota quanto às exceções que constam para a nega e o repique.

ANEXO G: Estacas Strauss

Manteve-se o texto da NBR 6122:2010

ANEXO H: Estacas Franki

Manteve-se o texto da NBR 6122:2010

ANEXO I: Estacas escavadas com trado mecânico, sem fluido estabilizante

I.8 ficou confuso conforme já relatamos no item B.9 acima. Propomos a redação ali exposta extraída de nossas anotações.

I.9 Controle do concreto

Os concretos destinados à fundação devem seguir a condição A de preparo estabelecida na ABNT NBR 12655. A mistura realizada em central de concreto ou em caminhão-betoneira deve seguir o disposto na ABNT NBR 7212. Os materiais utilizados na fabricação do concreto, como cimento Portland, agregados, água (gelo) e aditivos, devem obedecer às respectivas Normas Brasileiras específicas.

I.9.1 Controle de recebimento

Conforme a ABNT NBR NM 67.

I.9.2 Controle de aceitação

Resistência à compressão em corpos de prova moldados conforme a ABNT NBR 5738 e ensaiados conforme a ABNT NBR 5739.

A amostragem e o controle estatístico para aceitação do concreto deve ser realizado de acordo com a ABNT NBR 12655.

ANEXO J: estacas escavadas com uso de fluido estabilizante

No 2º parágrafo do item **J.3** aumentou-se o desnível entre o fluido de 1,5 m para 2,0 m.

Acrescentaram-se os itens **J.3.1** a **J.3.3**

J.3.1 Procedimento de limpeza para estacas escavadas com ponta em solo sem consideração de carga na ponta (ver item 8.2.1.2 $(R_p + R_i)/2$ com $R_p = 0$)

Deve-se utilizar caçamba com *flap* ou com fundo duplo rotativo a fim de extrair material solto ou lama com percentual de areia superior à especificação aos limites estabelecidos nesta Norma.

No caso da lama bentonita, em função da percentagem de areia em suspensão, faz-se a desarenação (1 ciclone – vazão mínima de 80 m³/h para altura manométrica de 30 mca) da lama ou sua troca para garantir suas características e qualidade durante toda a concretagem.

No caso do polímero, como a areia está em suspensão na lama, existem dois procedimentos:

- a) adicionar material floculante à lama para que a areia decante e seja depositada no fundo da escavação para posterior remoção por meio da caçamba com *flap* ou com fundo duplo rotativo;
- b) utilizar polímero que a areia não decante, permanecendo em suspensão até o final do processo de concretagem.

J.3.2 Procedimento de limpeza para estacas escavadas com ponta em solo e consideração de carga na ponta (ver item 8.2.1.2 $(R_p + R_i)/2$ com $R_p \leq R_i$)

Deve-se utilizar caçamba com *flap* ou com fundo duplo rotativo a fim de extrair material solto ou lama com percentual de areia superior à especificação aos limites estabelecidos nesta Norma.

No caso da lama bentonita, a desarenação da lama deve com seu lançamento em um reciclador (1 ou 2 ciclones – vazão mínima de 120 m³/h do conjunto para altura manométrica de 30 mca). A bomba remove todo o material do fundo da estaca, pelo interior do tubo tremonha, encaminhando-o junto com a lama para o reciclador, o qual remove todo o material suspenso. Dentro do reciclador, a lama passa por duas peneiras (primeira de 5 mm e segunda de 0,4 mm). Após esse processo, retorna à escavação com características dentro dos limites estabelecidos nesta Norma. Outra possibilidade é a troca da lama.

J.3.3 Procedimento de limpeza para estacas escavadas com ponta em solo e consideração de carga na ponta (ver item 8.2.1.2 $(R_p + R_i)/2$ sem limitação de R_p)

Para os casos de ponta em rocha, a remoção do material de ponta das estacas pode ser executada com ponta helicoidal dotada de bits de tungstênio e/o vídia, desde que a ferramenta permita a remoção completa do material.

Utilizando-se lama bentonita, a desarenação da lama deve com seu lançamento em um reciclador (1 ou 2 ciclones – vazão mínima de 120 m³/h do conjunto para altura manométrica de 30 mca) ou por sistema de injeção de ar comprimido ao fundo da escavação (*air lift*) com pressão de 1,3 vezes a coluna de lama. O equipamento remove todo o material do fundo da estaca encaminhando-o com a lama para o reciclador, o qual excluiu todo o material suspenso. Dentro do reciclador, a lama passa por duas peneiras (primeira de 5 mm e segunda de 0,4 mm). Após esse processo, retorna à escavação com características dentro dos limites estabelecidos nesta Norma. Outra possibilidade é a troca da lama.

No caso do polímero, como a areia está em suspensão na lama, existem dois procedimentos:

- a) adicionar material floculante à lama para que a areia decante e seja depositada no fundo da escavação para posterior remoção por meio da caçamba com *flap* ou com fundo duplo rotativo;

b) utilizar polímero que a areia não decante, permanecendo em suspensão até o final do processo de concretagem.

J.7.2 Características do fluido estabilizante

Para estabilização da escavação, pode-se utilizar lama bentonítica ou fluido polimérico com função de densidade, viscosidade e reboco (*cake*).

O fluido estabilizantes é uma mistura formada pela adição de bentonita de perfuração (padrão API 13A) ou aditivos poliméricos, misturados em água com baixo teor de dureza e pH neutro em equipamentos de alta turbulência, utilizando concentrações variáveis em função da necessidade da viscosidade, densidade e reboco (*cake*) que se pretende obter.

J.7.2.1 Recomendação do fluido estabilizante

A lama bentonita possui três propriedades físico-químicas para estabilização das paredes e limpeza da estaca: densidade, viscosidade e reboco (*cake*).

A lama bentonítica, depois de misturada, deve ficar em repouso por 12 h para sua plena hidratação e deve possuir as características indicadas na Tabela J.1.

Ao contrário da bentonita, cada polímero tem uma função específica, portanto a indicação do fluido polimérico deverá observar o tipo de solo escavado. O fluido deverá conter um ou mais polímeros para densidade, viscosidade e reboco (*cake*), em proporções e tipos (por exemplo: PHPA – poliacrilamida – Goma Xantana, PAC – celulose polianiônica – CMC – carboximetilcelulose) que dependerão do tipo de solo perfurado e deve possuir as características indicadas na tabela J.2

J.7.2.2 Qualidade da água de preparo

Para a mistura do fluido estabilizante, a água de preparação deverá ter as seguintes características recomendadas:

- a) o pH deverá estar entre 7 a 11 e poderá ser medido in situ com fitas medidoras ou pHmetros portáteis;
- b) a dureza da água (exceto Ca⁺/Mg⁺) entre 0 -120 ppm. Caso contrário, a água deverá receber tratamento com barrilha leve (carbonato de sódio) antes de iniciar a confecção do fluido.

Tabela J.1 - Lama bentonítica para perfuração

Propriedades	Valores	Equipamentos para ensaio
Densidade	1,025 g/cm ³ a 1,10 g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	30 s/qt a 90 s/qt	Funil Marsh
pH	7 a 11	Indicador de pH
Teor de areia	Até 3%	Baroid sand content ou similar

Tabela J.2 - Polímeros para perfuração

Propriedades	Valores	Equipamentos para ensaio
Densidade	1,005 g/cm ³ a 1,10 g/cm ³	Densímetro
Viscosidade	35 s/qt a 120 s/qt	Funil Marsh
pH	8 a 12	Indicador de pH
Teor de areia	Até 4,5%	Baroid sand content ou similar

Comentário: Houve apenas mudança no teor de areia da Tabela J.2 que passou de até 3% para até 4,5%. Os demais índices não se alteraram em relação à NBR 6122:2010.

J.9 Concreto

O item J.9 contém os mesmos problemas de redação citados nos 2º e 3º parágrafos do item B.8 acima relatados

O item J.10 está confuso conforme já relatamos no item B.9 acima. Propomos a redação ali exposta extraída de nossas anotações.

J.11 Controle do concreto

Os concretos destinados à fundação devem seguir a condição A de preparo estabelecida na ABNT NBR 12655. A mistura realizada em central de concreto ou em caminhão-betoneira deve seguir o disposto na ABNT NBR 7212. Os materiais utilizados na fabricação do concreto, como cimento Portland, agregados, água (gelo) e aditivos, devem obedecer às respectivas Normas Brasileiras específicas.

J.11.1 Controle de recebimento

Conforme a ABNT NBR NM 67.

J.11.2 Controle de aceitação

Resistência à compressão em corpos de prova moldados conforme a ABNT NBR 5738 e ensaiados conforme a ABNT NBR 5739.

A amostragem e o controle estatístico para aceitação do concreto deve ser realizado de acordo com a ABNT NBR 12655.

ANEXO K: Estacas raiz

O texto sobre **Perfuração em solo (K.3.1)** foi ampliado ficando: A perfuração do solo é executada por meio da rotação imposta por uma perfuratriz rotativa ou rotopercussiva ao revestimento, que desce com uso de circulação direta de água injetada com pressão pelo seu interior. Pode-se adicionar polímero, sendo vetado o uso de lama bentonita.

A água usada na perfuração deve ser limpa, podendo ser utilizada água de reuso, inclusive água reciclada proveniente da perfuração, desde que obedeça aos seguintes parâmetros:

- a) pH da água entre 7 e 11 – aparelho: medidor de pH;
- b) densidade menor que 1,05 g/cm³ – aparelho: densímetro;
- c) teor de areia menor que 3% - aparelho: *baroid sand content* ou similar.

Para estacas de diâmetro acabado iguais ou inferiores a 250 mm a bomba deverá ter em sua curva características mínimas de vazão de 15 m³/h a pressão de 120mca. Para diâmetros acabados iguais ou superiores a 310 mm a bomba tenha em sua curva características de vazão de 25 m³/h a pressão de 150 mca.

Quando ocorrerem solos muito duros ou muito compactos, pode-se executar pré-perfuração avançada por dentro do revestimento.

Diâmetro nominal é o diâmetro acabado que serve como designação para projeto de fundação. Os diâmetros externos, em milímetros, dos tubos de revestimento utilizados na perfuração para obtenção dos diâmetros nominais constam da Tabela K.1. (**esta Tabela é a mesma da NBR 6122:2010**).

Analogamente o texto **K.6 (Retirada do revestimento)** foi ampliado ficando: Após o preenchimento do furo, inicia-se a extração do revestimento.

A cada trecho de no máximo 1,50 m de tubo de revestimento retirado, o nível de argamassa deve ser verificado e completado.

Para estacas de diâmetros menores ou iguais a 200 mm, periodicamente, coloca-se a cabeça de injeção no topo do revestimento e aplica-se pressão que pode ser de ar comprimido ou através da bomba de injeção de argamassa. Após a aplicação da pressão e retirada dos tubos de revestimento, o nível de argamassa é completado.

No item **K.9 (Argamassa)** eliminou-se o uso de pedrisco ficando apenas areia.

Foram acrescentados os itens **K.10** e **K10.1**, como se segue:

K.10 Controle da argamassa

A argamassa utilizada para a moldagem de corpos de prova deve ser coletada a partir da mangueira de injeção de argamassa, na boca da estaca em execução. Não se recomenda a retirada de argamassa de misturadores, nem argamassas de início de injeção da mangueira de injeção, nem argamassas retiradas do transbordamento da argamassa utilizada.

Retirar quatro corpos de prova a cada cinco estacas, sendo ensaiados à compressão simples aos 7 e 28 dias.

K.10.1 Controle de aceitação

Resistência à compressão em corpos de prova segundo o item 7.3 Moldagem dos corpos de prova da ABNT NBR 5738, considerando-se para fins de adensamento a maior classe de consistência. Os ensaios de compressão dos corpos de prova devem ser realizados conforme a ABNT NBR 5739.

Podem ser utilizados aditivos plastificante, superplastificantes, incorporadores de ar, aceleradores e retardadores, desde que atendam às ABNT NBR 10908 e ABNT NBR 11768.

É permitido o uso de agregados miúdos artificiais de acordo com a ABNT NBR 7211.

ANEXO L: Estacas trado vazado segmentado

L.2 Características gerais

A estaca trado vazado segmentado é uma estaca moldada *in loco*, executada mediante a introdução no terreno, por rotação, **de segmentos de tubos metálicos rosqueáveis, recuperáveis, dotados de hélice dupla nas laterais** com comprimento de 1,0 a 1,5 m e injeção **de calda de cimento ou argamassa** pela própria haste central do trado simultaneamente à sua retirada.

L.4 Colocação da armadura

Após o término da perfuração, **atingida a cota de apoio** e antes

L.5 Injeção de preenchimento

Após a colocação da armadura é introduzido pelo interior da tubulação um tubo de PVC, de material vagem não reciclado ou metálico, que segue até o final da perfuração, iniciando-se o preenchimento de argamassa de baixo para cima até completar todo o fuste.

Uma vez que todo o fuste da estaca esteja completo, o conjunto de tubos é levantado cerca de 15 cm e com auxílio de haste metálica se procede a abertura da tampa da tubulação.

L.6 retirada do trado

Após o preenchimento integral da haste central, inicia-se a extração do primeiro segmento do trado com emprego de perfuratriz, aplicando-se pressão de 100kPa a partir do segundo tubo e a cada dois tubos, completando-se o volume de argamassa por gravidade, sempre que houver necessidade, repetindo-se a operação até a retirada completa da tubulação.

No item **L.9 (Argamassa)** eliminou-se o uso de pedrisco ficando apenas areia.

Controle da argamassa (**L.10**) e Controle de aceitação (**I.10.1**) o texto é igual ao de estacas raiz acima descrito.

ANEXO M: Microestacas ou estacas injetadas

Comentário: No texto da NBR 6122:2010 as “estacas injetadas” estavam com a denominação de “estacas escavadas com injeção”. Cabe lembrar que a primeira empresa a executar este tipo de estacas foi a Tecnosolo sob a denominação “pressoancoragens” que por ser uma denominação comercial foi substituída inicialmente por estacas escavadas com injeção e agora estacas injetadas.

No item **M.9** eliminou-se o termo argamassa ficando apenas calda de cimento.

Controle da calda de cimento (**M.9**), água a utilizar e Controle de aceitação (**M.9.1**) o texto é igual ao de estacas raiz acima descrito.

ANEXO N: Estacas hélice contínua monitorada

Comentário: No item **N.3 (Equipamento)** eliminou-se a Tabela com torque e arranque, ficando assim o texto: O equipamento deve apresentar características mínimas estabelecidas pelo projetista e pelo executor de modo a assegurar que seja atingida a profundidade especificada no projeto, com torque e força de arranque compatíveis com o diâmetro da estaca e a resistência do solo a ser perfurado. O objetivo primordial dessa especificação consensual de equipamento é minimizar o desconfinamento do solo durante a perfuração, assegurando assim a resistência geotécnica prevista em projeto para a estaca.

N.4 Perfuração

A perfuração se dá pela introdução do trado, de forma contínua por rotação, até a cota prevista em projeto, com mínimo desconfinamento do solo.

A perfuratriz deve ser posicionada e nivelada para assegurar a centralização e verticalidade da estaca. O diâmetro do trado deve ser verificado para assegurar as premissas de projeto. A haste é dotada de ponta fechada por uma tampa metálica recuperável.

Antes da execução da primeira estaca de cada dia de trabalho (ou sempre que houver necessidade de limpeza da tubulação) deve-se garantir que a tubulação da concretagem, entre o cocho e o trado da hélice contínua, esteja totalmente cheia de concreto. Para tanto, com a tampa metálica da haste interna do trado removida, deve-se expurgar toda a calda de lubrificação que é lançada antes do concreto. Após se constatar que toda essa calda foi expurgada e que a tubulação está cheia de concreto, tampa-se a ponta da haste interna do trado e se inicia a perfuração com a introdução do trado contínuo até se atingir a cota de projeto. Nesta etapa a monitoração eletrônica, que é parte inerente ao processo e indispensável, deve registrar ao menos a profundidade, a velocidade de rotação do trado, a velocidade de avanço e a pressão do torque.

Comentário: Na realidade não ocorre uma “perfuração”, mas sim uma “introdução do trado” com o mínimo de extração de solo para evitar desconfinamento como ocorre em uma “escavação”

O uso de prolonga de até 6,0 m é aceitável para estacas com comprimento superior a 18,0 m, executada com trado mínimo de 18,0 m. Com trado inferior a 18,0 m, a prolonga fica limitada a 10% do comprimento da estaca.

N.5 Concretagem

Atingida a cota de ponta prevista no projeto e com toda a tubulação cheia de concreto, conforme acima, inicia-se a fase de concretagem da estaca. Nesta operação deve existir perfeita coordenação entre os operadores do equipamento da hélice contínua e o responsável pela bomba do concreto que opera no cocho. O operador do equipamento avisa por sinal sonoro o operador do cocho para que este comece o lançamento do concreto e concomitantemente se inicie o levantamento do trado da hélice contínua para a expulsão da tampa e início da concretagem. Desta forma, procura-se garantir o contato efetivo do concreto da ponta da estaca com o solos competente. Não se permite subir o trado da hélice contínua, para possibilitar a expulsão da tampa antes do início do lançamento do concreto. A pressão do concreto deve sempre ser positiva para evitar a interrupção do fuste e é controlada pelo operador durante toda a concretagem.

Na etapa de concretagem a monitoração eletrônica deve registrar ao menos a velocidade de subida do trado, a pressão de injeção do concreto e o volume bombeado. a concretagem é executada até a superfície do terreno.

Comentário: No item **N.6** acrescentou-se ao final do texto constante na NBR 6122:2010 o seguinte:
Os centralizadores, caso utilizados, devem ser colocados aproximadamente 1,0 m do topo e 1,0 m da ponta da armação.

N.9 Concreto

O concreto deve atender ao disposto na tabela 4 quanto à classe de agressividade I, II, III e IV e observar as seguintes características:

- a) para o C30 consumo mínimo de cimento de 400 kg/m³, abatimento entre 220 e 260 mm S 220, fator a/c ≤ 0,6, diâmetro do agregado de 4,75 mm a 12,5 mm e teor de exsudação inferior a 4%;
- b) para o C40 consumo mínimo de cimento de 400 kg/m³, abatimento entre 220 e 260 mm S 220, fator a/c ≤ 0,45, diâmetro do agregado de 4,75 mm a 125 mm e teor de exsudação inferior a 4%;

N.10, N.10.1 e N.10.2 igual ao escrito em **B.10, B.10.1 e B.10.2**

ANEXO O: Estacas hélice de deslocamento monitorada

Comentário: Este tipo de estaca também é conhecido pela denominação comercial “estaca ômega”. O que mudou em relação ao texto da NBR 6122:2010 é que foram introduzidos os itens **O.9, O.10, O.10.1 e O.10.2**.

O item **O.9** ficou igual ao item **N.9** acima, para hélice contínua e os itens **O.10, O.10.1 e O.10.2** igual ao escrito em **B.10, B.10.1 e B.10.2**, conforme já se mostrou acima no caso das estacas hélice contínua monitorada.

ANEXO P: Estacas hélice monitorada com trado segmentado

Comentário: Este tipo de estaca estava denominado na NBR 6122:2010 como “estacas trado vazado segmentado”. O texto deste tipo de estaca é muito similar ao que se expôs para as estacas trado vazado segmentado exposto no Anexo L acima. A diferença é só no concreto (**P.9**) que é igual ao exposto no item (**N.9**) para hélice contínua.

ANEXO Q: Estacas cravadas a reação (estacas prensadas ou mega)

Q.3 Cravação

Deve ser realizada através de macaco hidráulico acionado por bomba elétrica ou manual dotada de manômetro. Esse conjunto macaco hidráulico-bomba-manômetro deve estar aferido com data inferior a um ano, contado do início da obra. A escolha do macaco hidráulico e da escala do manômetro deve ser feita de acordo com a carga de cravação especificada no projeto e peculiaridades do local. O macaco hidráulico deve ter capacidade ao menos 20% maior que a carga prevista de cravação.

Durante a cravação deve ser realizado o “gráfico de cravação” anotando-se a carga aplicada à estaca à cada metro de cravação.

Para a estaca ser aceita a mesma deverá ser submetida a dois tipos de carga: uma até a carga máxima (uma e meia vez a carga de trabalho) mantida durante 5 minutos. Os recalques elástico e residual são medidos nesse estágio. A estaca e, então, submetida ao segundo carregamento, igual à carga de trabalho, mantida durante 10 minutos e o recalque residual é medido. A estaca é aceita se os recalques residuais nestes carregamentos atendem o critério do projetista.

A cravação pode ser auxiliada com processo executivos especiais, tais como: inundação do solo, jatos de água pelo interior dos segmentos, retirada de solo embuchado nas estacas metálicas tubulares, vibrações e outros. Quando os segmentos forem de concreto, a emenda será feita por simples superposição ou através de solidarização especificada em projeto. As emendas de segmentos metálicos serão feitas por solda ou rosca.

Finalizada a cravação, é feito o encunhamento definitivo. Frequentemente com colocação de cabeçote de concreto armado, tijolinhos e cunhas, coerente com as cargas impostas. Com menor frequência o encunhamento pode ser feito diretamente na estrutura por outros métodos que garantam a solidariedade estrutural do sistema.