



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

VICTOR HOLANDA RIBEIRO

**ESTUDO DE CASO DE SOLUÇÃO PARA FUNDAÇÃO EM SOLO EXPANSÍVEL
EM SOUSA-PB**

JOÃO PESSOA

2019

VICTOR HOLANDA RIBEIRO

**ESTUDO DE CASO DE SOLUÇÃO PARA FUNDAÇÃO EM SOLO EXPANSÍVEL
EM SOUSA-PB**

Monografia de graduação apresentada à coordenação do curso superior em Engenharia Civil, da Universidade Federal da Paraíba, campus I, João Pessoa/PB, como requisito parcial para a obtenção do diploma de conclusão de curso.

Orientador: Prof. Dr. Paulo Germano Toscano Moura

JOÃO PESSOA

2019

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

R484e Ribeiro, Victor Holanda.

Estudo de caso de solução para fundação em solo expansível em Sousa-PB / Victor Holanda Ribeiro. - João Pessoa, 2019.

108 f. : il.

Orientação: Paulo Germano Toscano Moura.
Monografia (Graduação) - UFPB/CT.

1. fundações. 2. solo expansivo. 3. solo-cimento. I. Moura, Paulo Germano Toscano. II. Título.

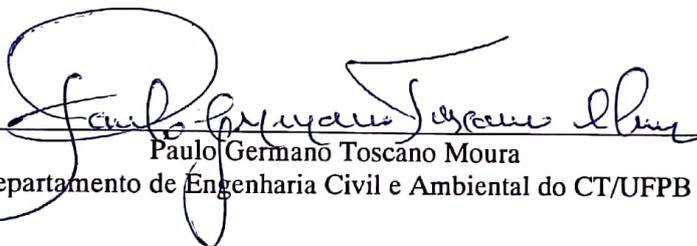
UFPB/BC

FOLHA DE APROVAÇÃO

VICTOR HOLANDA RIBEIRO

ESTUDO DE CASO DE SOLUÇÃO PARA FUNDAÇÃO EM SOLO EXPANSÍVEL EM SOUSA-PB

Trabalho de Conclusão de Curso em 26/09/2019 perante a seguinte Comissão Julgadora:


Paulo Germano Toscano Moura
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

Aprovado


Enildo Tales Ferreira
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO

PRIMO FERNANDES FILHO
Primo Fernandes Filho
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO


Prof.ª Andrea Brasiliano Silva
Matrícula Siape: 1549557
Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, fonte de todo o meu sustento e de todas as minhas forças. Sem Ele eu nada seria.

A meus pais, Vanaldo e Vera, que se esforçaram, deram suporte e acreditaram em mim desde sempre. Vocês são exemplos para minha vida. A minha irmã, Vienna, pela sua infinita paciência, tranquilidade e leveza. A Bento, pela simplicidade tão difícil de se encontrar hoje em dia.

A Jéssica, minha noiva e melhor amiga, pela parceria, pelo suporte, pela companhia e pela força que me dá todos os dias. Obrigado por nunca me deixar esmorecer e por sempre me instigar a buscar o melhor. A meus gatos Temaki e Salmão, companhias em inúmeras noites de estudo.

A Mônica e Guilherme, da SUPLAN, pela infinita paciência em me ensinar as nuances da Engenharia e pela grande ajuda na execução deste trabalho. Sem seus conselhos e explicações eu nunca teria conseguido fazer este trabalho.

Aos meus amigos de graduação. A Jacque, pela parceria do início ao fim do curso e pelas dezenas de fotos que tirei do seu caderno em véspera de prova. A Caio, pela ajuda em incontáveis situações de desespero no decorrer do curso. A Cleiton, pelas longas conversas sobre filmes e música na fila do RU. Aos meus amigos de longa data, Ellen, Leôncio, Lucas, Zé Neto e Hermes por terem dividido comigo inúmeros momentos incríveis. Vocês tornaram esta caminhada mais prazerosa.

Ao meu orientador, Prof. Paulo Germano, pela ajuda na escolha do tema e pelos inúmeros conselhos profissionais que me deu. Obrigado pela confiança em mim e por me passar tranquilidade nos momentos mais complicados deste trabalho. Aos professores Primo e Enildo, por todo o conhecimento em estruturas transmitido no decorrer do curso e por toda a paciência para tirar dúvidas no decorrer da graduação. Obrigado pela disponibilidade em participar desta banca e obrigado por tudo que vocês fizeram e fazem pelos graduandos da UFPB.

Por fim, a todos que contribuíram de forma direta ou indireta para meu crescimento pessoal e profissional e a todos os professores e membros da comunidade acadêmica da UFPB por contribuírem para o meu desenvolvimento pessoal.

RESUMO

O assentamento de fundações sobre solos argilosos expansivos é causa de inúmeros problemas na estrutura e seus componentes. Qualquer solução de fundação é precedida por projeto preliminar, onde são feitos estudos sobre a situação do terreno, estudo das soluções que podem ser adotadas e seus custos envolvidos. Um projeto preliminar inadequado ou insuficiente leva ao desconhecimento das reais condições e comportamentos do solo, que resulta em inconsistências no projeto estrutural e problemas na execução da estrutura. Solos expansivos são especialmente perigosos, pois sua detecção não é feita através dos ensaios de sondagem tradicionais e exigem do projetista, portanto, um conhecimento adicional sobre o tema. Solos expansivos em fundações causam recalques exagerados, perda de estabilidade e fissurações, e a adoção de uma solução deve ser feita com atenção. O caso específico a ser estudado na presente monografia é de fundação na obra de reforma e ampliação do Hospital Regional de Sousa, cujo solo possui características expansivas. Este trabalho busca fazer um pano de fundo teórico sobre os tipos de fundações existentes e suas aplicações, sobre o dimensionamento das estruturas de concreto armado e sobre o estudo do solo, abordando suas variações, classificações, características e métodos de reforço. Através do estudo do solo local e do grau das patologias associadas ao solo expansivo nas estruturas existentes, foi planejada solução de fundação pela união de sapatas e vigas baldrame. As sapatas foram dimensionadas apoiadas em camada rochosa abaixo da camada argilosa de forma a evitar seus efeitos, e as vigas baldrame foram, associadas à laje treliçada, dimensionadas elevadas em relação ao solo para ao mesmo tempo servirem de apoio às paredes da edificação e se manterem suficientemente afastadas dos efeitos da expansão. Também adotou-se camada de solo-cimento entre a sapata e a camada rochosa de modo a reduzir a profundidade das sapatas e, portanto, seus custos. Pôde-se, assim, buscar uma solução exequível em qualquer lugar com solos expansivos e consideravelmente mais simples do que se fosse buscado melhoramento da camada de solo argiloso.

Palavras-chave: fundações, solo expansivo, solo-cimento.

ABSTRACT

The laying of foundations on expansive clay soils causes numerous problems in the structure and its components. Any foundation solution is preceded by a preliminary project, where studies are done on the soil situation, study of the solutions that can be adopted and the costs involved. Inadequate or insufficient preliminary project leads to unfamiliarity of the actual soil conditions and behaviors, which results in inconsistencies in structural design and problems in structural execution. Expansive soils are especially hazardous because they are not detected through traditional drilling tests and, therefore, require additional knowledge from the designer. Expansive soils in foundations cause excessive stress, loss of stability and cracking, and the solution must be carefully adopted. The specific case to be studied in the present monograph is the foundation for the restoration and expansion of the Hospital Regional de Sousa, whose soil has expansive characteristics. This work aims to provide a theoretical background on the types of foundations and their applications, the design of reinforced concrete structures and the study of the soil, addressing their variations, classifications, characteristics and reinforcement methods. Through the study of the local soil and the degree of pathologies associated with the expansive soil in the existing structures, a foundation solution was planned by joining foundation beams and reinforced blocks. The reinforced blocks were calculated to be supported by a rocky layer below the clay layer to avoid its effects, and the foundation beams were, associated with the lattice slab, dimensioned high from the ground in order to at the same time support the walls of the building and to maintain itself sufficiently far from the effects of expansion. Soil-cement layer was also adopted between the reinforced block and the rock layer in order to reduce the depth of the block and therefore their costs. Thus, a feasible solution to expansive soils could be sought anywhere and considerably simpler than if clayey soil improvement was sought.

Keywords: foundations, expansive soil, cement-soil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema da transmissão de cargas de uma estrutura.....	16
Figura 2 - Detalhe em corte e em planta de uma fundação em bloco.	18
Figura 3 - Detalhe em planta e corte de uma fundação em sapata.	19
Figura 4 - Detalhe em corte e em planta de uma sapata excêntrica com viga alavanca.	19
Figura 5 - Detalhe em corte e em planta de uma sapata associada..	20
Figura 6 - Detalhe em corte, elevação e planta de sapata associada com viga de rigidez.....	20
Figura 7 - Detalhes em corte e em planta de sapata associada..	21
Figura 8 - Detalhes dos principais tipos de radier: (a) liso, (b) com pedestais, (c) com vigamento ou (d) em caixão..	21
Figura 9 - Radier associada à viga baldrame..	22
Figura 10 - Detalhe de uma viga baldrame.	23
Figura 11 – Curva tensão-deformação de cálculo do concreto à compressão..	32
Figura 12 – Diagramas de tensão e deformação na seção..	33
Figura 13 – Diagramas de tensão e deformação na seção..	33
Figura 14 – Seção transversal de uma viga com armadura dupla..	38
Figura 15 – Viga com armadura lateral..	40
Figura 16 – Treliça de Mörsch.	41
Figura 17 – Dimensões características da sapata..	43
Figura 18 - Materiais utilizados no ensaio SPT.	48
Figura 19 - Dimensões do trépano de lavagem...	50
Figura 20 - Comparação entre solos de grãos de diferentes tamanhos..	54
Figura 21 - Perfil com graduações de solo devido ao intemperismo...	55
Figura 22 - Material utilizado no ensaio de sedimentação.	57
Figura 23 - Curva granulométrica de três solos genéricos..	58
Figura 24 - Exemplos de graduação do solo.	59
Figura 25 - Diferentes tipos de argilas...	61
Figura 26 - Teste de impregnação.	61
Figura 27 - Estruturas dos minerais argilosos..	63
Figura 28 - Equipamentos para ensaio de limite de liquidez e exemplo de concha antes e depois do ensaio..	66
Figura 29 - Gráfico para obtenção do limite de liquidez..	66

Figura 30 - Ensaio de limite de plasticidade..	67
Figura 31 - Estados de consistência da argila..	67
Figura 32 – Argila expandida..	70
Figura 33 – Patologias em construções devido à fundação em solo expansivo.....	72
Figura 34 – Compactação do solo..	74
Figura 35 – Localização do Hospital Regional..	75
Figura 36 – Fachada do hospital com fissurações...	76
Figura 37 – Fissurações no piso do hospital.	76
Figura 38 – Fissurações no piso do hospital..	76
Figura 39 – Fissurações nas proximidades de portas.	77
Figura 40 – Fissurações nas proximidades de janelas..	77
Figura 41 – Fissurações nas paredes..	77
Figura 42 – Fissurações nas paredes..	78
Figura 43 – Fissura marcada com adeviso..	78
Figura 44 – Área de reforma e ampliação do Hospital Regional.....	79
Figura 45 – Exemplo de perfil do solo obtido pelo ensaio de sondagem..	81
Figura 46 – Detalhe da solução em fundação adotada.	83
Figura 47 – Detalhe da ancoragem das armaduras.....	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – valores dos coeficientes y_c e y_s	27
Tabela 2 – valores do coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$	29
Tabela 3 – valores do coeficiente γ_{f2}	29
Tabela 4 – valores do coeficiente γ_n	30
Tabela 5 – Classe de agressividade ambiental para cobrimento das peças de concreto.....	35
Tabela 6 – Valor de k_x e seu respectivo domínio... ..	36
Tabela 7 – Bitola e número de barras para seção transversal de vigas... ..	37
Tabela 8 - Estados de compactidade e de consistência em função do índice N... ..	52
Tabela 9 - Peneiras utilizadas na análise granulométrica... ..	56
Tabela 10 - Relação entre o tipo de solo e o diâmetro equivalente dos grãos.....	58
Tabela 11 - estrutura dos minerais de argilas.. ..	64
Tabela 12 - natureza dos minerais de argilas... ..	65
Tabela 13 - valores típicos do limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de atividade de alguns minerais de argila.	68
Tabela 14 - Relação entre teor de plasticidade e índice de plasticidade	68
Tabela 15 - valores típicos de limites de Atterberg de alguns solos brasileiros	68
Tabela 16 - classificação da consistência das argilas segundo sua resistência à compressão .	69
Tabela 17 – classificação do potencial de expansão do solo em função da sua expansão volumétrica.	73
Tabela 18 –Valores de N_{spt} e designação das camadas do solo.	80

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	13
1.1	CONTEXTO E MOTIVAÇÃO.....	13
1.2	OBJETIVOS.....	14
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO.....	15
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	16
2.1	FUNDAÇÃO.....	16
2.1.1	Tipos de fundações.....	16
2.2	DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.....	23
2.2.1	Cálculo das resistências.....	25
2.2.2	Cálculo das ações.....	27
2.2.3	Dimensionamento de vigas.....	31
2.2.4	Dimensionamento de fundações.....	42
2.3	ESTUDO DO SOLO.....	45
2.3.1	Ensaio SPT ou sondagem de simples reconhecimento.....	46
2.3.2	Classificação do solo.....	52
2.3.3	Solos argilosos.....	60
2.3.4	Melhoramento do solo.....	73
3	ESTUDO DE CASO: HOSPITAL REGIONAL DEP. MANOEL G. DE ABRANTES.....	75
3.1	LOCALIZAÇÃO.....	75
3.2	PROBLEMAS RELACIONADOS À SOLOS EXPANSIVOS.....	75
3.3	SITUAÇÃO ATUAL E DIRETRIZES DE PROJETO.....	78
3.4	PARÂMETROS DE PROJETO.....	79
3.5	SOLUÇÃO ADOTADA.....	81
4	DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS.....	84
4.1	VIGAS BALDRAME.....	84
4.2	SAPATAS.....	85
4.3	PROCEDIMENTO EXECUTIVO.....	85
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	87
6	REFERÊNCIAS.....	88

APÊNDICES.....	93
ANEXOS.....	101

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTO E MOTIVAÇÃO

Na Engenharia tal como é exercida atualmente, existe uma série de recursos, ensaios, tecnologias e normas disponíveis para auxiliar o engenheiro no projeto, execução e conservação de uma edificação. Qualquer edificação, no seu processo de planejamento, passa por uma etapa de projeto preliminar, onde são estudados os parâmetros que influenciam na escolha da solução estrutural e os critérios a serem adotados no decorrer do processo. Logicamente, obras complexas exigem estudos preliminares mais complexos, enquanto obras aparentemente mais simples exigem estudos menos detalhados. Esta lógica infelizmente transmite ao projetista e ao construtor a falsa ideia de que, em obras de pequeno ou médio porte cuja execução seja bem difundida e conhecida, não há necessidade de despender recursos em estudos que detalham, por exemplo, o solo ou as condições locais da edificação. Não raramente a falta de conhecimento sobre as condições de projeto é causa de desvios, erros e absurdos adotados pelo engenheiro, numa busca desesperada pela reversão de uma situação que poderia ser evitada.

Um estudo preliminar bastante negligenciado e, entretanto, causador de inúmeras patologias é o estudo do solo. Em virtude da sua grande variação granulométrica, mineralógica, reológica e química, seu comportamento é por vezes muito complexo e um estudo definidor das suas características vai muito além de um simples estudo da resistência à compressão. Algumas características importantes, como absorção de água, plasticidade, índice de vazios e expansibilidade, são fundamentais para a previsão de surgimento de inúmeros problemas estruturais como adensamento, recalques e fissuras.

Expansibilidade dos solos é a causa de muitos problemas associados a fundações. Os solos expansivos estão presentes em mais de 60 países e geram custos por ano de cerca de 1 bilhão de dólares nos Estados Unidos e 500 milhões de dólares no Reino Unido, sendo o perigo natural causador de maior vulnerabilidade para edificações apoiadas em fundações rasas (SANTOS, 2017). Um agravante dos solos expansivos em obras é que sua detecção não pode ser feita simplesmente através de um ensaio de sondagem de simples reconhecimento, bastante difundido no Brasil, exigindo uma série de ensaios mais específicos e que impõem um conhecimento técnico maior do responsável. Graças a isto, muitas edificações são construídas sobre solo expansível e esta característica só é percebida quando as patologias a

ela associadas surgem. É a situação de construções em cidades pequenas, afastadas dos grandes centros ou em muitas obras públicas, onde o curto cronograma e orçamento limita um estudo preliminar satisfatório, aumentando os riscos de problemas e podendo gerar custos tão grandes quanto o custo inicial do estudo.

Tão importante quanto a detecção do solo expansível é a solução adotada para contornar seus efeitos. Do mesmo modo que torna-se inútil ter um projeto de fundações completo sem ter um estudo detalhado do solo, também é insuficiente ter todas as informações sobre o solo sem saber qual solução de fundação adotar. Mitigar os efeitos da expansibilidade de um solo é um processo caro, demorado e de alta exigência técnica (SANTOS, 2017). Em contrapartida, é possível contornar este aspecto através de uma boa solução em fundação, formando assim uma opção acessível e possível de implementar em virtualmente qualquer situação.

Sousa, cidade do sertão da Paraíba de cerca de 70 mil habitantes, apresenta a característica particular de apresentar solo argiloso expansivo em cotas rasas de profundidade. Por efeito da sua situação sócio-econômica e da sua distância dos grandes centros urbanos, uma solução mais tecnológica para o solo argiloso é de difícil implementação, exigindo do projetista, portanto, a busca por outros meios mais viáveis de projetar, implementar e custear uma solução. Neste sentido, corrobora-se a necessidade de execução do presente trabalho com o intuito de fornecer informações e subsídios que sirvam de base para os projetos em solos expansíveis com solução de mais baixo custo, prevenindo assim a ocorrência de adversidades.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é apresentar uma solução de fundação economicamente viável a ser utilizada em solos expansivos, não de forma a combater a característica de expansibilidade do solo em si mas de forma a contornar seus efeitos, mantendo a estrutura virtualmente inatingida num evento de expansão. Esta solução foi projetada para a obra de reforma e ampliação do Hospital Regional Dep. Manoel G. de Abrantes, na cidade de Sousa na Paraíba. Sousa de forma geral apresenta solo com teor argiloso expansível, e tornou-se importante, portanto, buscar um meio de resolver este problema de forma aplicável considerando as condições socio-econômicas e naturais do local.

A fim de alcançar o objetivo geral, alguns objetivos específicos foram definidos:

- a) Apresentar os tipos de fundações mais comuns e suas particularidades;

- b) Apresentar metodologia para estudo, caracterização e reforço do solo, com seus vários critérios de classificação;
- c) Apresentar solução do problema, com detalhamento das estruturas adotadas e sua justificativa.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho será estruturado em cinco capítulos. No capítulo atual, foi apresentada uma visão geral a respeito das problemáticas de solos expansivos, bem como a contextualização das soluções de fundação adotadas.

O segundo capítulo estabelece a fundamentação teórica da pesquisa ao trazer os conceitos importantes sobre os tipos de fundações, dimensionamento de estruturas de concreto armado, dimensionamento de sapatas de fundação e estudos do solo, incluindo-se neste último tópico a descrição do ensaio de sondagem, as classificações do solo, informações sobre solo expansível e soluções para reforço de solo.

O terceiro capítulo descreve o estudo de caso com informações sobre o local, informações sobre a situação atual da estrutura, seus problemas e descrição sobre os parâmetros de projeto associados à solução adotada.

O quarto capítulo trata da descrição dos resultados, apresentando os dados obtidos para dimensionamento e detalhamento das fundações tal como as hipóteses de cálculo adotadas.

No quinto capítulo apresenta-se a conclusão do presente trabalho.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 FUNDAÇÃO

Define-se como fundação a parte de uma estrutura que transmite ao terreno subjacente a carga da obra (CAPUTO, 2017). Esta carga, permanente ou acidental, é transmitida através dos componentes da estrutura (vigas, lajes, pilares, dentre outros) até atingir a fundação, elemento que cumpre a função de distribuir esta carga ao solo mantendo a estabilidade da estrutura (REBELLO, 2000). A figura 1 ilustra o esquema de transferência de cargas em uma estrutura, desde seus elementos até o bloco de fundação.

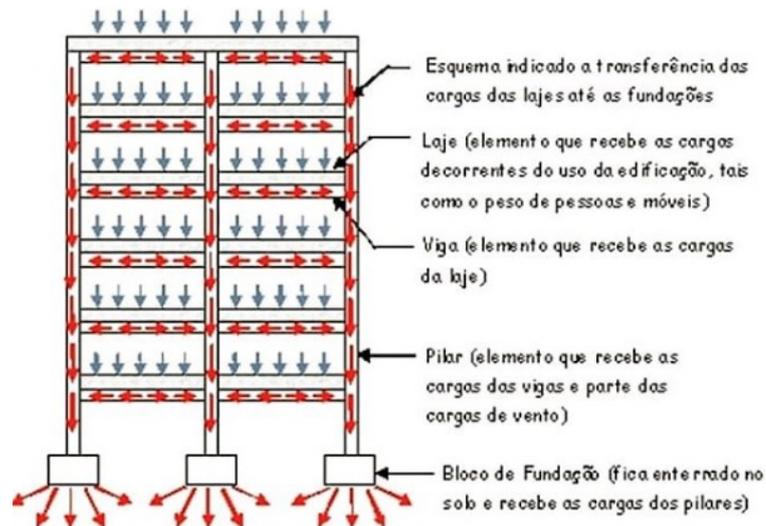


Figura 1 - Esquema da transmissão de cargas de uma estrutura

Fonte: Adaptado Planeta Engenharia (2018)

Para o desenvolvimento de um projeto de fundações é necessário que o projetista tenha posse de uma série de informações, referentes tanto ao terreno - tais como topografia, dados geológicos, dados geotécnicos e informações sobre construções circunvizinhas - quanto à própria edificação em si, como o tipo de sistema estrutural adotado e suas cargas (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). Estas informações podem ser, de forma geral, resumidas em duas grandes etapas distintas: o estudo do terreno sobre o qual a fundação será assentada e o cálculo das cargas atuantes sobre a fundação (CAPUTO, 2017).

2.1.1 Tipos de fundações

Existem inúmeros tipos de fundações e a escolha entre cada uma delas baseia-se, segundo Caputo (2017), em quatro critérios:

- a) transmissão das cargas da estrutura às camadas de terreno com capacidade de suporte satisfatória sem ruptura, segundo a NBR 8681;
- b) deformações compatíveis entre a fundação e as camadas de solo subjacentes às fundações, segundo a NBR 8681;
- c) execução das fundações sem geração de danos às estruturas circunvizinhas;
- d) aspecto econômico: menor custo e/ou menor prazo;

As fundações podem ser divididas em dois grandes grupos: fundações rasas (ou superficiais) e fundações profundas. Segundo Yázigí (2007), baseado na norma NBR 6122:2010 que trata de projeto e execução de fundações, define-se fundação rasa ou superficial como uma fundação em que a carga é transmitida ao terreno predominantemente pela pressão distribuída pela sua base e cuja profundidade de assentamento não exceda duas vezes a sua menor dimensão. O mesmo autor define fundação profunda como uma fundação em que a carga é transmitida ao terreno pela base (resistência de ponta) e/ou pela sua superfície lateral (resistência de atrito do fuste) e está assentada a uma profundidade de duas vezes ou mais a sua menor dimensão. O motivo pelo qual a distinção entre os dois grupos de fundações é feita através de uma profundidade de duas vezes sua menor dimensão justifica-se quando analisa-se sua ruptura: fundação profunda é a fundação cujo mecanismo de ruptura de base não atinge a superfície do terreno, e esta ruptura não atinge o terreno quando a fundação assenta-se numa profundidade maior do que duas vezes a sua menor dimensão (HACHICH, FALCONI, et al.,1998)

Outras definições também são utilizadas, como a de Barnes (2016) que define fundação rasa como fundação assentada em profundidades inferiores à sua largura ou construída até o alcance normal de uma escavadeira, e Caputo (2017), que define fundações superficiais simplesmente como fundações cuja base apoia-se sobre camadas rasas do subsolo e fundações profundas as que exigem assentamento em camadas mais profundas e resistentes.

Dentre os tipos de fundações superficiais, pode-se destacar 5 tipos:

a) Bloco

O bloco é um elemento de fundação superficial dimensionado com altura relativamente grande, de modo a trabalhar essencialmente à compressão e à resistir às tensões de tração nele eventualmente produzidas sem a necessidade de colocação de armadura (YÁZIGI, 2007; HACHICH, FALCONI, et al.,1998). Pode ser composto de faces verticais, inclinadas ou escalonadas e possuir seção quadrada, retangular, circular, triangular ou mesmo poligonal, sendo seu corpo usualmente preenchido com concreto simples ou concreto

ciclópico (CAPUTO, 2017). Os blocos são comumente utilizados para transmitir ao solo pequenas cargas pontuais (BARNES, 2016).

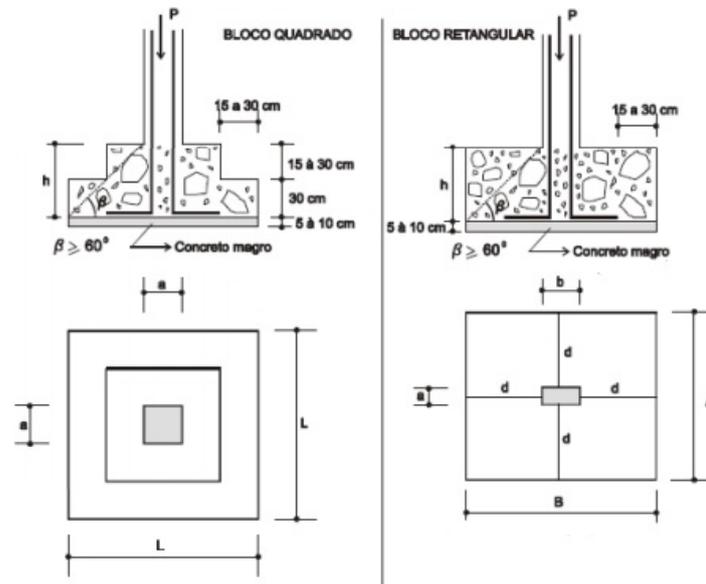


Figura 2 - Detalhe em corte e em planta de uma fundação em bloco.

Fonte: Adaptado Cruz (2012)

b) Sapata

Uma sapata é uma fundação superficial cujo concreto isoladamente não resiste às tensões de tração nela produzidas, necessitando, portanto, do auxílio de armadura (YÁZIGI, 2007). Por conta desta característica, as sapatas são fundações superficiais que trabalham tanto à compressão simples quanto à flexão, diferentemente dos blocos, que são dimensionados para trabalhar somente à compressão simples (CAPUTO, 2017). Devido à distribuição das pressões sob a base da sapata e para evitar que esta sofra tração, a armadura é posicionada no fundo da sapata (GUERRIN & LAVAUUR, 2002) com todas as suas barras possuindo ganchos ou dobras nas extremidades para garantir uma ancoragem perfeita (FUSCO, 1995).

Existem inúmeras variações da fundação em sapata, variando de acordo com sua utilização e sua geometria. As sapatas são usualmente de base quadrada, retangular, circular e octogonal (CAPUTO, 2017) e podem ser isoladas, associadas ou até mesmo corridas (HACHICH, FALCONI, et al., 1998).

b.1) Sapata isolada

Sapata isolada, segundo Caputo (2017), caracteriza-se por dar condições de suporte à carga de apenas um pilar. É a mais simples e comum dentre as sapatas.

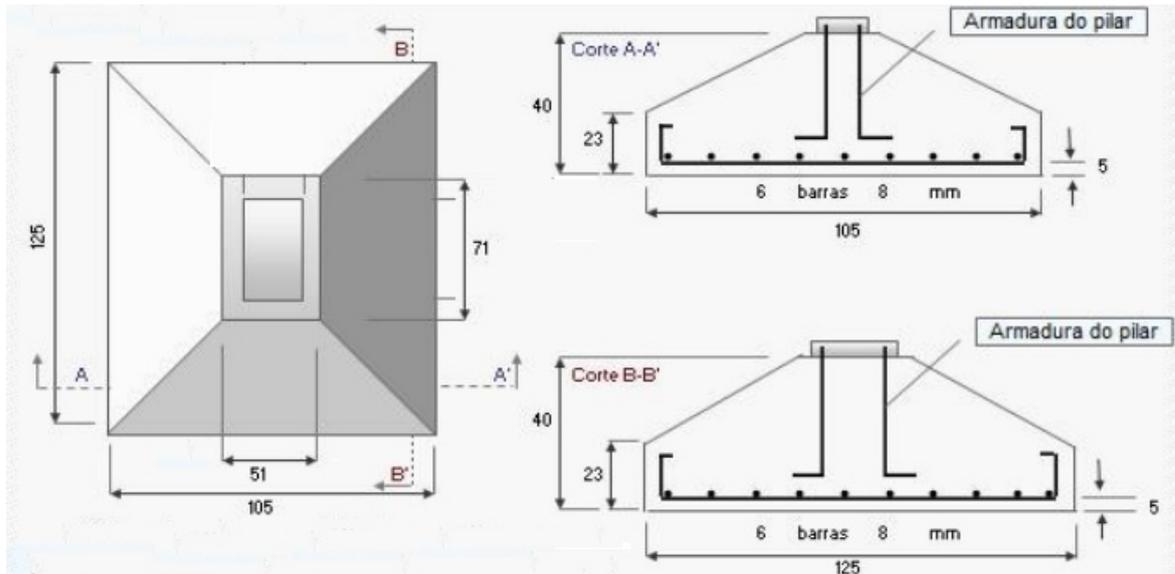


Figura 3 - Detalhe em planta e corte de uma fundação em sapata.

Fonte: Adaptado Moura (2016)

b.2) Sapata excêntrica

As sapatas podem também ser dimensionadas de forma que a resultante das cargas aplicadas não passe pelo centro de gravidade da sua base, caracterizando a chamada sapata excêntrica. Este tipo de sapata é usualmente utilizada em divisas de terrenos e, para garantir sua estabilidade, em alguns casos pode ser associada à fundação de outro pilar por meio de uma viga de equilíbrio (CAPUTO, 2017). Uma viga de equilíbrio ou viga alavanca é uma estrutura dimensionada para aliviar a carga aplicada pela sapata excêntrica no solo, ligando-a à um contrapeso ou à sapata de outro pilar interno próximo mas que não seja tão próximo ao ponto de ser mais viável a utilização de sapata associada (HACHICH, FALCONI, et al., 1998).

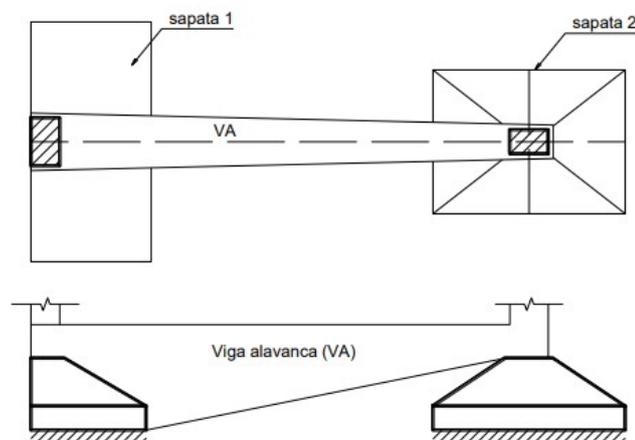


Figura 4 - Detalhe em corte e em planta de uma sapata excêntrica com viga alavanca

Fonte: Bastos (2019)

b.3) Sapata associada

Dá-se o nome de sapata associada ao elemento de fundação que recebe cargas de dois ou mais pilares (YÁZIGI, 2007). Sapatas associadas podem ser utilizadas quando deseja-se uniformização de recalques no solo de forma a evitar recalques diferenciais indesejáveis ou quando as áreas de sapatas isoladas previstas em projeto se aproximam umas das outras em consequência de cargas elevadas dos pilares (HACHICH, FALCONI, et al.,1998).

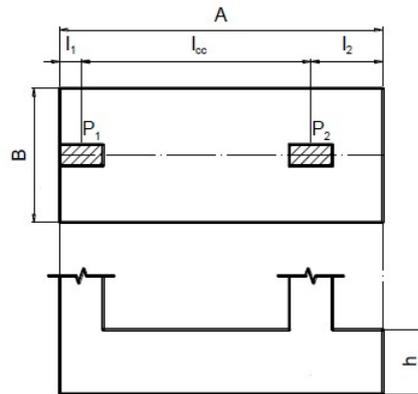


Figura 5 - Detalhe em corte e em planta de uma sapata associada.

Fonte: Adaptado Bastos (2019)

Em casos de cargas elevadas recomenda-se a utilização de uma viga de rigidez associada à sapata. Este elemento aumenta a segurança da sapata, reduz possibilidade de punção e deformabilidade da sapata, além de melhorar a uniformidade das tensões no solo (BASTOS, 2019).

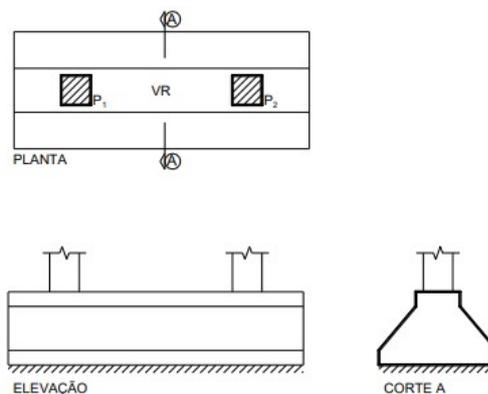


Figura 6 - Detalhe em corte, elevação e planta de sapata associada com viga de rigidez

Fonte: Adaptado Bastos (2019)

Sapatas associadas possuem custo e dificuldade de execução maiores do que sapatas isoladas e, portanto, devem ser evitadas sempre que possível (HACHICH, FALCONI, et al.,1998).

b.4) Sapata corrida

Sapata corrida é uma fundação dimensionada para transmitir cargas não pontuais, como a carga de um muro, de uma parede ou de uma fila de pilares (CAPUTO, 2017). Podem ser tanto de alvenaria de tijolos, para suportar cargas mais leves (YÁZIGI, 2007), quanto de concreto armado, para suportar cargas maiores como de muros de contenção (BARNES, 2016).

As sapatas corridas constituem uma solução economicamente viável quando o solo apresenta a boa capacidade de suporte em baixas profundidades, e por isso são comuns em construções de pequeno porte, como casas e edificações de baixa altura, galpões, paredes de reservatórios e piscinas, etc (BASTOS, 2019).

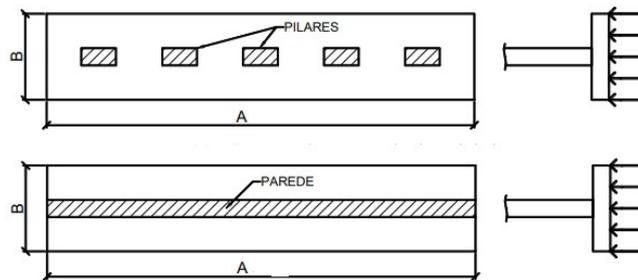


Figura 7 - Detalhes em corte e em planta de sapata associada

Fonte: Adaptado Bastos (2019)

c) Radier

Yázigi (2007) define fundação tipo radier como uma sapata associada que abrange todos os pilares da obra e/ou todos os carregamentos distribuídos.

Existem vários subtipos de fundações em radier, variando em rigidez de acordo com a profundidade das cintas a ele associadas, de acordo com a quantidade de armadura utilizada (BARNES, 2016) ou variando de acordo com a forma, podendo ser lisa, com pedestais ou cogumelos, nervuradas ou em caixão (HACHICH, FALCONI, et al., 1998).

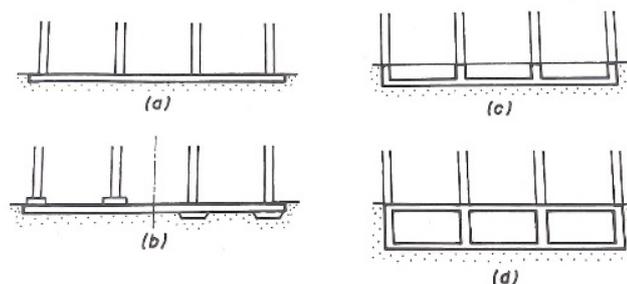


Figura 8 - Detalhes dos principais tipos de radier: (a) liso, (b) com pedestais, (c) com vigamento ou (d) em caixão

Fonte: Adaptado Bastos (2019)

O radier também pode, dependendo das condições da estrutura e do terreno, ser associado a outros tipos de estruturas para obter-se ganho em rigidez (BARNES, 2016). Um exemplo é o radier associado à viga baldrame, como a figura 9 abaixo mostra.

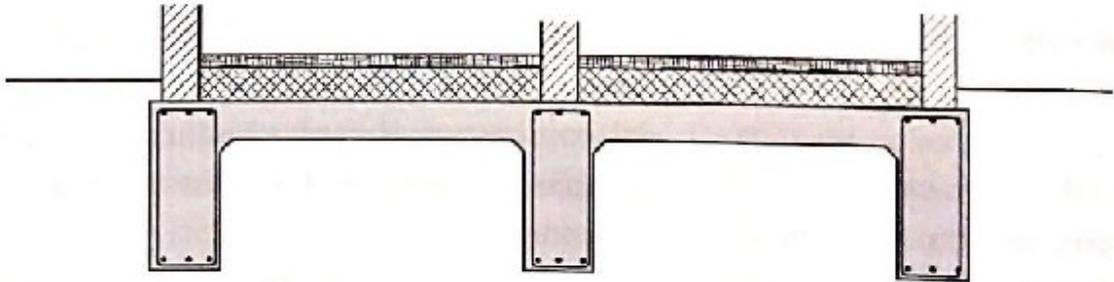


Figura 9 - Radier associada à viga baldrame

Fonte: Adaptado Barnes (2016)

A finalidade da escolha por radier, segundo Barnes (2016), é manter os recalques diferenciais sob limites toleráveis para o tipo de estrutura e, ao mesmo tempo, fornecer valores suficientes de rigidez e resistência à deflexão por flexão. Para que isto ocorra, ainda segundo Barnes (2016), deve haver interação entre a edificação e:

- a) Um piso de concreto continuamente armado abaixo de toda a edificação, com armadura colocada em duas direções e nas partes superior e inferior do piso.
- b) Cintas de concreto com armadura, que correm por baixo das paredes ou muros estruturais ou abaixo das linhas de colunas.

Também pode-se optar, segundo Hachich et al. (1998), por fundação em radier quando a soma da área de fundação ultrapassar metade da área da construção ou, seguindo lógica similar às sapatas associadas, quando as áreas de todas as sapatas isoladas previstas forem muito grandes.

d) Viga Baldrame

Viga baldrame, segundo Yáziği (2007), é uma fundação para receber cargas lineares ou comum a vários pilares cujos centro em planta estejam situados no mesmo alinhamento. As vigas baldrame podem ser tipo bloco, sem armadura transversal, ou tipo sapata, armada, (HACHICH, FALCONI, et al.,1998) e servem, dentre outras utilidades, para sustentar as paredes quando estas não estão apoiadas em fundações diretas próprias (DINIS & MONTEFUSCO, 2019).

As vigas baldrame admitem que o solo se comporte como um apoio elástico, com a fundação acompanhando as deformações do terreno sob o efeito das tensões que nele se desenvolvam (CAPUTO, 2017).

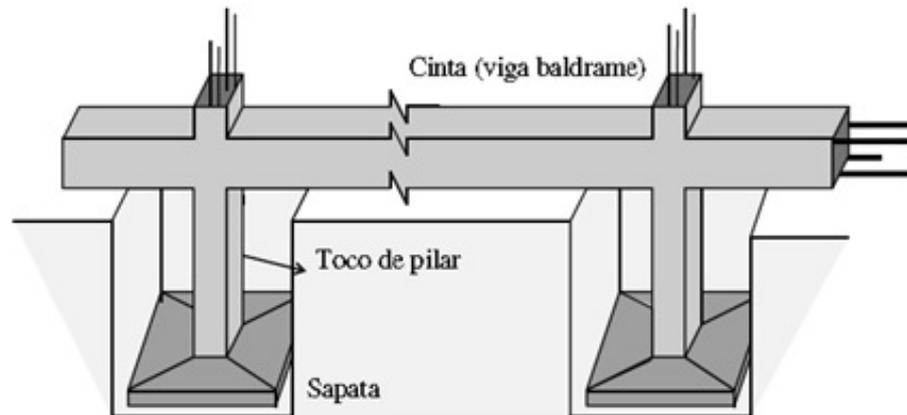


Figura 10 - Detalhe de uma viga baldrame

Fonte: Adaptado Bastos (2019)

Além das fundações superficiais detalhadas anteriormente, o projetista pode optar por utilizar fundações profundas. As fundações profundas podem ser divididas em três grupos: fundações tipo estaca, tipo tubulão e tipo caixão (YÁZIGI, 2007). Existe uma gama enorme de tipos de fundações profundas, variando de acordo com o material empregado (pré-moldada, aço, madeira), com o método de execução (Franki, por cravação, por vibração, por prensagem), com a profundidade e com a empregabilidade, mas estes não serão vistos em detalhes por não ser o objetivo deste trabalho.

2.2 DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

O dimensionamento de uma estrutura, segundo Carvalho C. (2007), deve garantir que ela suporte todas as solicitações a que está submetida de forma estável, segura e sem deformações excessivas, seja durante a execução ou durante sua utilização. Em outras palavras, o dimensionamento consiste na escolha de um sistema estrutural que resista as cargas estruturais e impeça a ruína da estrutura.

Existem numerosos tipos de sistemas estruturais que podem ser utilizados na engenharia estrutural entretanto o presente trabalho terá enfoque nas estruturas formadas por elementos de concreto armado, que foi o sistema estrutural adotado na solução do problema a ser apresentado.

Os métodos de cálculo das estruturas de concreto armado podem ser classificados, segundo Carvalho C. (2007), em dois grupos: os métodos clássicos (ou das tensões

admissíveis) e os métodos de cálculo na ruptura (ou dos estados-limite). Os métodos clássicos de cálculo estrutural são métodos determinísticos baseados no cálculo das tensões máximas correspondentes às solicitações estruturais, onde garante-se a segurança da estrutura limitando estas tensões máximas a uma fração das tensões admissíveis. Por conta das suas suposições de cálculo, os métodos clássicos comumente levam a um superdimensionamento da estrutura e a um mau aproveitamento dos materiais (CARVALHO R. C., 2007). Os métodos dos estados-limite, diferentemente, consideram que uma estrutura estará segura caso as solicitações majoradas correspondentes às suas cargas sejam menores do que a sua resistência minorada. Segundo a NBR 6118:2014, de nome “Projeto de estruturas de concreto – Procedimento”, as resistências não podem ser menores do que as solicitações em nenhuma das situações estruturais possíveis. Esta condição é resumida pela fórmula 1:

$$R_d \geq S_d \quad (1)$$

Onde,

R_d = resistência de cálculo, minorada;

S_d = solicitações de cálculo, majoradas.

Os estados-limite considerados no cálculo das estruturas de concreto armado são os estados-limite último e os estados-limite de serviço. Carvalho C. (2007) define estado-limite último como o estado associado ao colapso da estrutura ou a qualquer outra forma de ruína estrutural que impeça a livre utilização da estrutura. De acordo com a NBR 6118:2014 alguns estados-limite últimos a serem considerados para garantir a segurança da estrutura são:

- a) perda do equilíbrio da estrutura;
- b) esgotamento da capacidade resistente de parte ou de toda a estrutura devido a solicitações normais e tangenciais ou devido aos efeitos de segunda ordem;
- c) desequilíbrio provocado por solicitações dinâmicas;
- d) colapso progressivo.

Os estados-limite de serviço, pela NBR 6118:2014, são os estados relacionados à durabilidade, conforto do usuário, aparência e boa utilização funcional das estruturas. Da mesma forma, alguns estados-limite de serviço a serem considerados para garantir a segurança são:

- a) formação e abertura de fissuras;
- b) deformação excessiva;
- c) descompressão;
- d) vibração excessiva.

A depender de qual estado-limite será estudado, o parâmetros de cálculo variam.

2.2.1 Cálculo das resistências

a) Resistência característica (f_k)

A resistência característica, segundo a NBR 6118:2014, é a resistência que num lote de material tem uma determinada probabilidade, no sentido desfavorável à segurança, de ser ultrapassada. Cada material, de acordo com suas características intrínsecas, tem sua resistência característica. A resistência característica do concreto, por exemplo, é denominada f_{ck} , e a do aço f_{yk} . A resistência característica do concreto à compressão, por exemplo, é o valor da resistência maior do que 95% dos resultados dos ensaios de compressão (AZEREDO, 2018), podendo ser calculada através das fórmulas 2 e 3 abaixo.

$$f_{ck} = f_{cm} \times (1 - 1,645\delta) \quad (2)$$

Onde,

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão;

f_{cm} = média aritmética das resistências características do concreto à compressão, obtidas em ensaio.

O valor de δ é obtido através da fórmula:

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{f_{ci} - f_{cm}}{f_{ci}} \right)^2} \quad (3)$$

Onde:

n = números de corpos de prova ensaiados à compressão;

f_{ci} = resistência característica de cada amostra ensaiada;

f_{cm} = resistência característica média das amostras ensaiadas;

A norma NBR 8953 define as classes de resistência dos concretos para fins estruturais. A nomenclatura usada define que um concreto, por exemplo, do tipo C30 possui resistência característica à compressão de 30 MPa.

b) Resistência de cálculo (f_d)

Os valores de resistência de cálculo são as resistências características do material minoradas, divididas por um coeficiente de ponderação. De forma geral, a resistência de cálculo pode ser calculada pela fórmula 4:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (4)$$

Onde:

f_d = resistência de cálculo;

f_k = resistência característica;

γ_m = coeficiente de ponderação das resistências.

O coeficiente de ponderação γ_m , segundo a norma NBR 6118:2014, é um valor numérico composto de 3 parcelas, cada parcela considerando um aspecto minorador da resistência. Ele considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos, a diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura e os desvios e aproximações gerados na construção ou no projeto.

De maneira análoga à resistência característica, a resistência de cálculo também pode ser atribuída à cada material. A resistência de cálculo do concreto, por exemplo, é calculada pela fórmula:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (5)$$

Onde:

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto;

f_{ck} = resistência característica do concreto;

γ_c = coeficiente de ponderação das resistências do concreto.

A resistência de cálculo do aço, de forma similar, é calculada pela fórmula:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (6)$$

Onde:

f_{yd} = resistência de cálculo do aço

f_{yk} = resistência característica do aço

γ_s = coeficiente de ponderação das resistências do aço

A norma estabelece, por meio da tabela 1, os valores dos coeficientes de ponderação para concreto e aço com base nas combinações de cargas no estado-limite último.

Tabela 1 – valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: ABNT (2003)

Carvalho C. (2007) ainda estabelece que para peças em cuja execução sejam previstas condições desfavoráveis de transporte, adensamento ou concretagem, o coeficiente γ_c deverá ser multiplicado por 1,1. Estes valores também variam caso a peça seja pré-moldada ou pré-fabricada, sendo neste caso regidos pela norma NBR 9062:2006.

Em obras usuais e situações normais adota-se comumente o γ_c como 1,4 e o γ_s como 1,15.

2.2.2 Cálculo das ações

Denomina-se ação a influência ou conjunto de influências capaz de produzir estados de tensão ou de deformação em uma estrutura (CARVALHO R. C., 2007). A norma NBR 8681:2003, denominada “Ações e segurança nas estruturas – Procedimento”, estabelece os tipos de ações atuantes nas estruturas. As ações são divididas em três grupos: ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais.

Ações permanentes são as ações que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Peso próprio da estrutura, peso dos elementos construtivos e peso das instalações permanentes são exemplos de ações permanentes na estrutura. A NBR 6120:1980, denominada “Cargas para o cálculo de estruturas de edificações”, estabelece as massas específicas dos diferentes materiais componentes de uma estrutura para, a partir deles,

se estimar os pesos dos seus elementos. As ações permanentes também podem ser compostas por ações indiretas, segundo Carvalho C. (2007), formadas por deformações impostas por retração, fluência do concreto, deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas.

As ações variáveis são classificadas em diretas e indiretas e variam dependendo da maneira com que atuam na estrutura. Estão inclusos nas ações diretas, segundo a NBR 6118:2014, as cargas acidentais (cargas verticais de uso, cargas móveis e impacto lateral, por exemplo) e as cargas pela ação do vento e da chuva. A consideração do vento é obrigatória (CARVALHO R. C., 2007) e seus esforços correspondentes são estabelecidos pela norma NBR 6123:1988, denominada “Forças devidas ao vento em edificações”. Estas cargas devem ser dispostas na estrutura da forma mais desfavorável possível (CARVALHO R. C., 2007). Adicionalmente, define-se como ações indiretas as variações uniformes e não-uniformes de temperatura e as resultantes das ações dinâmicas.

A norma NBR 6118:2014 ainda define ações excepcionais como ações cujo efeito não pode ser controlado por outros meios. Seus valores são definidos por normas brasileiras específicas para cada caso particular (CARVALHO R. C., 2007).

a) Ações características (F_k) e ações de cálculo (F_d)

Analogamente às resistências características e resistências de cálculo, encontram-se as ações características e ações de cálculo.

As ações características (F_k) são estabelecidas em função da variabilidade de suas intensidades (CARVALHO R. C., 2007) e, para ações permanentes, são definidas por normas específicas. As ações de cálculo (F_d) são as ações características multiplicadas por um coeficiente de ponderação. A fórmula 7 resume o cálculo de F_d .

$$F_d = F_k \times \gamma_f \quad (7)$$

Onde:

F_d = ações de cálculo;

F_k = ações características

γ_f = coeficiente de ponderação.

Este coeficiente de ponderação γ_f também é formado pelo produto de três outros fatores: fator que considera a variabilidade das ações (γ_{f1}), que considera a simultaneidade de atuação das ações (γ_{f2}) e o que considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações (γ_{f3}). Os coeficientes γ_{f1} e γ_{f3} são estabelecidos de acordo com o tipo de ação atuante e se a direção atuante da ação é favorável ou desfavorável à segurança. A tabela 2 descreve os valores de $\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$.

Tabela 2 – valores do coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3}$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ¹⁾	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde:
D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.
¹⁾ Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: ABNT (2003)

O coeficiente γ_{f2} é também composto pelo produto de 3 fatores, e estes fatores variam de acordo com a simultaneidade de atuação das ações. A tabela 3 detalha os valores dos coeficientes ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 de acordo com a natureza das ações.

Tabela 3 – valores do coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1 ¹⁾	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ³⁾	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

¹⁾ Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23.
²⁾ Edifícios residenciais.
³⁾ Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: ABNT (2003)

Com os valores de γ_{f1} , γ_{f2} e γ_{f3} , calcula-se o coeficiente de ponderação γ_f .

$$\gamma_f = \gamma_{f1} * \gamma_{f2} * \gamma_{f3} \quad (8)$$

Carvalho C. (2007) ainda complementa com algumas informações:

- a) Os valores dos quadros 2 e 3 podem ser modificados em casos especiais de forma a cumprir a segurança das estruturas, de acordo com a NBR 8681:2003;
- b) Por conta do aumento da probabilidade de ocorrência de falhas na construção e pequenos desvios, deve-se majorar o coeficiente γ_f multiplicando-o pelo coeficiente de ajustamento γ_n em paredes estruturais com espessura entre 12 cm e 20 cm e pilares com largura inferior a 20 cm. O valor de γ_n em função da espessura b do pilar é detalhado na tabela 4.

Tabela 4 – valores do coeficiente γ_n

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14	13	12
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35

Onde:
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$;
 b é a menor dimensão da seção transversal do pilar.

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nos pilares, quando de seu dimensionamento.

Fonte: ABNT (2003)

Um carregamento, segundo Carvalho C. (2007), é definido pela combinação das ações cujas probabilidades de atuarem simultaneamente durante um período estabelecido é significativo. Estas combinações, como dito anteriormente, devem ser feitas de forma a gerar a situação mais desfavorável possível, e a verificação de segurança nos estados-limite últimos e de serviço é feita com base nestas situações. As combinações possíveis são divididas em 2 grupos: combinações últimas e combinações de serviço, cada uma delas com suas particularidades. Em comum para todos os casos, porém, é o fato de que as ações permanentes devem sempre ser consideradas em sua totalidade, enquanto as ações variáveis só devem ser consideradas as parcelas que produzem efeitos desfavoráveis. É também fator comum entre os casos que cada ação considerada no cálculo da combinação deve ser multiplicada pelos respectivos coeficientes de ponderação (CARVALHO R. C., 2007). A norma NBR 6118:2014 estabelece as várias combinações possíveis e suas diversas possibilidades, com seus respectivos coeficientes de ponderação, tanto para o estado-limite último quanto para o estado-limite de serviço.

2.2.3 Dimensionamento de vigas

Viga, pela norma NBR 6118:2014, é o elemento linear em que a flexão é o esforço preponderante. Elemento linear ou de barra é o elemento que possui o comprimento longitudinal maior do que três vezes a maior dimensão da seção transversal (AZEREDO, 2018). A viga, no posicionamento estrutural, é o elemento responsável pela transição de cargas entre as lajes e os pilares, e por isso deve ser posicionado de forma prudente que diminua o máximo possível a distância de escoamento de cargas pela estrutura (REBELLO, 2000). As vigas, segundo Azeredo (2018) normalmente são projetadas sob painéis de alvenaria que dividem ambientes, mantendo seu vão entre 3 e 6 metros. Num pré-dimensionamento de vigas adota-se, a título de estimativa, que a altura da viga é por volta de 8% do seu vão médio para vigas contínuas, 10% para vigas biapoiadas e 5% para vigas em balanço (AZEREDO, 2018). A base da viga não pode ser menor do que 12 cm, salvo casos especiais, e a base de vigas-parede não pode ser menor do que 15 cm (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

O dimensionamento de uma viga consiste na determinação das suas dimensões transversais e de sua armadura, de forma que esta suporte a solicitação a que está submetida. Geralmente o dimensionamento é feito em relação ao estado-limite último, onde as cargas são majoradas e as resistências são minoradas, com posterior verificação se sob tal condição a viga também cumpre os critérios relacionados ao estado-limite de serviço. Como a viga é um elemento estrutural em que o momento é o esforço mais atuante, faz-se o dimensionamento das armaduras a partir da flexão simples. A NBR 6118:2014 estabelece algumas hipóteses básicas para o cálculo de vigas:

- a) As seções transversais devem permanecer planas após o início da deformação até o estado-limite último, e estas deformações são proporcionais à distância da linha neutra;
- b) Admite-se a solidariedade perfeita dos materiais;
- c) Despreza-se as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal;

Para entender o dimensionamento e outras hipóteses de cálculo, deve-se entender como uma viga se comporta sob flexão, e para isto é importante o entendimento sobre os domínios de deformação na seção transversal.

a) Domínios de deformação na seção transversal

A seção de uma viga submetida à flexão pode ser dividida em zonas de compressão e de tração, separadas por uma linha denominada linha neutra. Graças a estas zonas, parte do concreto estará trabalhando à compressão e a outra parte à tração. A norma NBR 6118:2014 estabelece que a distribuição de tensões no concreto deve ser admitida de acordo com o diagrama parábola-retângulo, baseado no diagrama tensão-deformação simplificado do concreto.

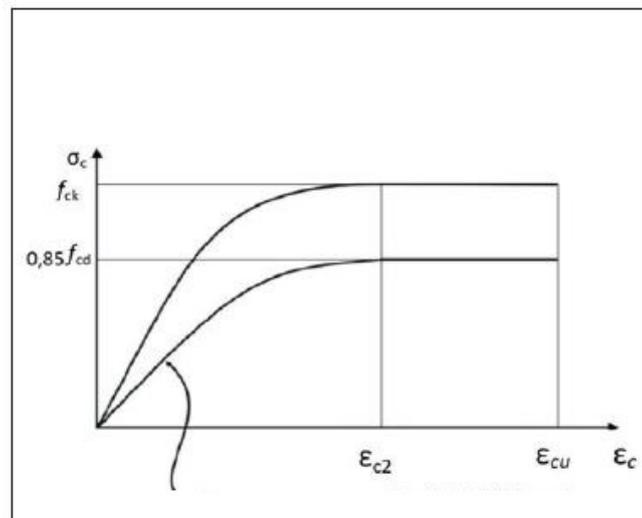


Figura 11 – Curva tensão-deformação de cálculo do concreto à compressão

Fonte: IBRACON (2015)

O diagrama tensão-deformação simplificado é usado para análises de estado-limite último em que a tensão de pico do concreto não mais é caracterizada pelo f_{cd} mas por $0,85f_{cd}$. Este coeficiente redutor de 0,85 é devido ao efeito Rüsç e serve, segundo Azeredo (2018), como compensador de uma série de efeitos particulares do concreto, como:

- Acréscimo de resistência do concreto após 28 dias, idade dos corpos de prova utilizada como resistência de projeto;
- Decréscimo da resistência dos corpos de prova cilíndricos, que é superestimada graças ao atrito do corpo de prova com os pratos da máquina de ensaio;
- Decréscimo da resistência do concreto sob ação de cargas de longa duração.

Partindo do pressuposto que uma seção transversal de viga sob flexão possui áreas comprimidas e áreas tracionadas, é possível traçar gráficos de tensão e de deformação de acordo com a posição vertical relativa à linha neutra. A variação de deformações no diagrama de deformações é admitida como linear, com valor máximo de encurtamento para o concreto

de 3,5%, que é o encurtamento máximo do concreto no estado-limite último em seções sob flexão. Admite-se também que o valor máximo de alongamento permitido das armaduras seja de 10%, para prevenir deformação plástica excessiva. No diagrama de tensões despreza-se as tensões de tração e admite-se, ainda, a substituição do diagrama parábola-retângulo pelo retangular (CARVALHO R. C., 2007). A figura 12 detalha a seção e seus diagramas de tensão e deformação.

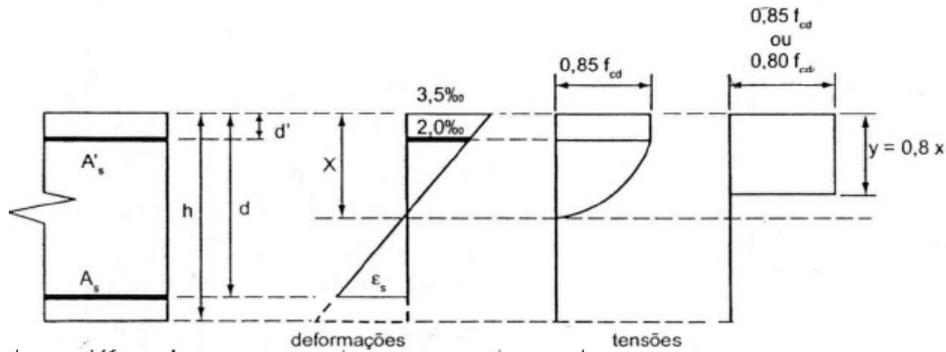


Figura 12 – Diagramas de tensão e deformação na seção

Fonte: Carvalho C. (2007)

A armadura em uma estrutura de concreto armado é designada para resistir à tração, já que o concreto, pelas suas características como material de construção, é pouco resistente à tração. Portanto, uma viga sob flexão possui sua parcela tracionada resistida pela armadura de flexão, posicionada no trecho da seção onde ocorre este alongamento. A variação da posição da linha neutra e, portanto, na maneira como a seção se comporta sob compressão e tração na ruptura, é o que define os domínios de deformação. A figura 13 detalha os 5 domínios possíveis.

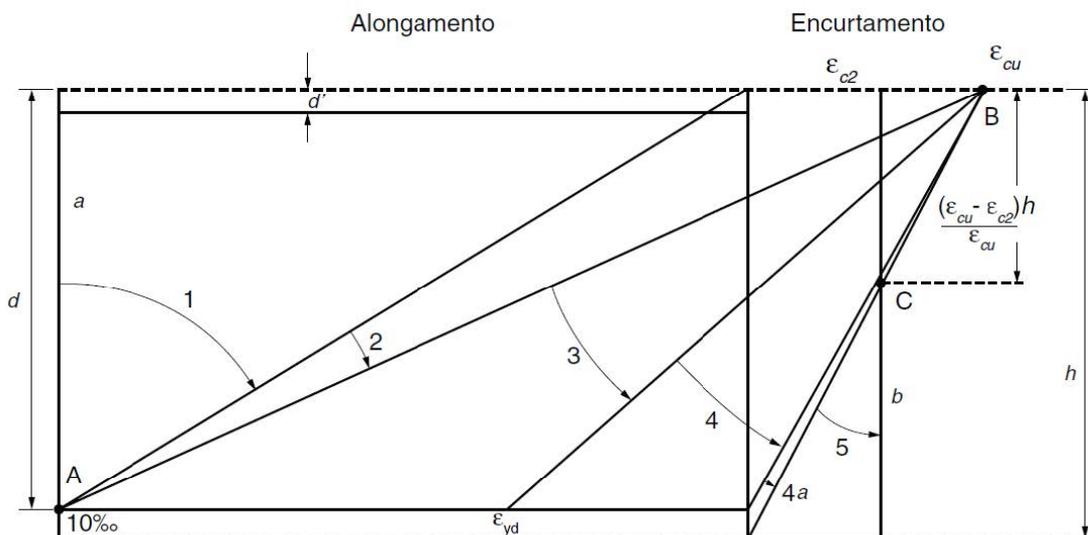


Figura 13 – Diagramas de tensão e deformação na seção

Fonte: Carvalho C. (2007)

No domínio 1, a linha neutra é externa à seção transversal. Portanto, a seção resistente é inteiramente composta pelo aço, que está tracionado, e não há participação do concreto. A ruína neste caso se dá pela deformação plástica excessiva do aço, e o concreto encontra-se totalmente fissurado (CARVALHO R. C., 2007). A tração tanto pode ser uniforme quanto não-uniforme, dependendo da maneira com que as deformações de tração atuam na seção.

No domínio 2 a ruína também se dá por deformação plástica excessiva do aço, com a diferença que a linha neutra corta a seção transversal e, portanto, existem zonas de compressão e de tração na seção. A seção resistente no domínio 2 é composta tanto pelo aço tracionado quanto pelo concreto comprimido.

Quando a ruptura do concreto se dá simultaneamente ao escoamento da armadura, diz-se que a seção está no domínio 3. Uma seção no domínio 3 está submetida tanto à tração quanto à compressão e é a situação ideal de projeto, pois os dois materiais trabalham na sua capacidade máxima resistente (CARVALHO R. C., 2007). Uma diferença importante dos domínios 2 e 3 para o domínio 1 é o modo como se dá ocorrência de ruína: nestes casos a ruína é dúctil (AZEREDO, 2018) e se dá com aviso prévio, seja por meio de grandes deformações ou de fissurações aparentes (CARVALHO R. C., 2007). A NBR 6118:2014 sugere que as peças que chegam ao estado-limite último no domínio 3 sejam chamadas de subarmadas, enquanto Azeredo (2018) sugere que sejam chamadas de normalmente armadas para que o termo não passe a falsa impressão de que a seção foi armada com uma taxa de armadura inferior à necessária.

O domínio 4 caracteriza-se pela ruptura por insuficiência do concreto, mas diferencia-se do domínio 3 pelo fato do aço não atingir o limite de escoamento ϵ_{yd} na ruptura. Esta solução é considerada antieconômica, pois a ruptura se dá antes que o aço atinja sua resistência máxima, e perigosa, por ser uma ruptura frágil, brusca e sem aviso prévio (AZEREDO, 2018). Diz-se que uma estrutura no domínio 4 está superarmada e, segundo Azeredo (2018), o projetista pode evitar esta situação:

- a) Aumentando a altura da viga e assim alterando a posição da linha neutra;
- b) Fixando a posição da linha neutra de forma que a seção esteja no domínio 3 e adotando armadura dupla;
- c) Aumentando a resistência característica do concreto (f_{ck}).

O domínio 5, analogamente ao domínio 1, possui linha neutra externa à seção mas caracteriza-se por submeter a seção inteiramente à compressão. No domínio 5, tal como no domínio 4, a ruptura também é frágil por encurtamento da armadura e ocorre sem aviso prévio (CARVALHO R. C., 2007).

b) Cálculo de armadura longitudinal de vigas

A sequência de cálculo da armadura longitudinal de uma viga, segundo Azeredo (2018) e Carvalho C. (2007), é a seguinte:

- a) Determinam-se os esforços solicitantes na seção. Deve-se prestar devida atenção se os termos são dados em valores característicos, pois caso sejam deve-se aplicar os coeficientes de minoração de cargas para condições favoráveis e desfavoráveis, conforme explicitado anteriormente;
- b) Determina-se a altura útil de cálculo (d) da viga. Estabelecendo a altura (h) da viga, a altura de cálculo é definida como a distância entre a borda comprimida e o centróide da armadura tracionada da viga:

$$d = h - \frac{\emptyset l}{2} - c - \emptyset t \quad (9)$$

Onde,

h = altura da viga;

$\emptyset l$ = diâmetro da armadura longitudinal a ser utilizada na peça, arbitrado;

c = cobrimento da peça;

$\emptyset t$ = diâmetro da armadura transversal.

O cobrimento c é estimado pela tabela 5 em função da classe de agressividade ambiental do meio em que a estrutura será erguida.

Tabela 5 – Classe de agressividade ambiental para cobrimento das peças de concreto

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: ABNT (2014)

- c) Determina-se o domínio de dimensionamento através do parâmetro kx .

$$kx = \frac{x}{d} \quad (10)$$

Onde:

x = posição da face superior da seção até sua linha neutra;

d = altura útil de cálculo da seção.

O kx , na prática, é a altura relativa da linha neutra. Para aços CA-50 os valores calculados de kx para cada domínio são:

Tabela 6 – Valor de kx e seu respectivo domínio

kx	Domínio
$\leq 0,26$	2
$0,26 < kx < 0,63$	3
$\geq 0,63$	4

Fonte: Adaptado Azeredo (2018)

- d) Determina-se o braço de alavanca relativo (z). O parâmetro z é deduzido considerando o momento aplicado na seção como um binário de forças F_c e F_s , uma comprimindo o concreto e o outro tracionando o aço. A fórmula obtida é:

$$z = d - 0,4x \quad (11)$$

- e) Calcula-se a área de armadura necessária para resistir o momento aplicado. A fórmula final deduzida é:

$$A_s = \frac{Md}{z \cdot f_{yd}} \quad (12)$$

Onde:

M_d = momento de cálculo, majorado, aplicado na seção;

z = braço de alavanca;

f_{yd} = resistência de cálculo do aço, minorada.

Com a área de armadura, calcula-se qual o diâmetro será usado que cumpra este requisito. A tabela 7 serve de auxílio para tal estimativa.

Tabela 7 – Bitola e número de barras para seção transversal de vigas

BITOLA	TIPO	ÁREA DE AÇO									
		QUANTIDADE DE BARRAS									
mm	-	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
4.2	CA-60	0,14	0,28	0,42	0,56	0,7	0,84	0,98	1,12	1,26	1,4
5.0	CA-60	0,196	0,392	0,588	0,784	0,98	1,176	1,372	1,568	1,764	1,96
6.3	CA-50	0,31	0,62	0,93	1,24	1,55	1,86	2,17	2,48	2,79	3,1
8.0	CA-50	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
10.0	CA-50	0,785	1,57	2,355	3,14	3,925	4,71	5,495	6,28	7,065	7,85
12.5	CA-50	1,22	2,44	3,66	4,88	6,1	7,32	8,54	9,76	10,98	12,2
16.0	CA-50	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,1
20.0	CA-50	3,14	6,28	9,42	12,56	15,7	18,84	21,98	25,12	28,26	31,4
25.0	CA-50	4,91	9,82	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,1
32.0	CA-50	8,04	16,08	24,12	32,16	40,2	48,24	56,28	64,32	72,36	80,4

Fonte: Adaptado Azeredo (2018)

Azeredo (2018) comenta que não é aconselhável usar diferentes diâmetros de barras em uma mesma camada de armadura

- f) Verifica-se a simetria da peça e dos espaçamentos mínimos. Após a escolha do diâmetro de armadura e do número de barras deve-se verificar se o centróide da armadura é menor do que 10% da altura da viga (AZEREDO, 2018). Deve-se verificar também se o espaçamento entre as barras é suficiente para passagem do vibrador de imersão, a depender do vibrador disponível no momento da execução da estrutura. O espaçamento (eh), segundo a NBR 6118:2014, deve ser também maior do que 2 cm e 1,2 vezes maior do que o diâmetro máximo do agregado graúdo usado na concretagem.

Este roteiro de cálculo é o caminho básico de dimensionamento de armadura transversal de qualquer viga porém algumas variações podem se aplicar a depender do caso. Pode-se, por exemplo, com as dimensões da seção transversal estabelecer o máximo momento que a viga pode resistir ou calcular a altura mínima de uma seção com base na taxa de armadura. Uma destas variações mais comuns, que será destacada adiante, é o uso de armadura dupla.

Por imposições de projeto podem ocorrer situações em que seja necessário utilizar para a viga uma altura menor do que a altura mínima exigida pelo momento fletor de cálculo (Md). Esta seção, conseqüentemente, só conseguiria atuar no domínio 3 se resistisse somente a uma parcela deste momento (CARVALHO R. C., 2007). A solução adotada sem que haja variação na altura da viga ou mudança de domínio é a utilização de uma armadura adicional de compressão. Nesta situação, então, a armadura inferior resistiria a tração e a armadura superior resistiria a compressão. Este sistema de armaduras é denominado de armadura dupla.

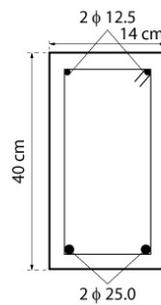


Figura 14 – Seção transversal de uma viga com armadura dupla

Fonte: Guia da Engenharia (2019)

A dedução da fórmula para cálculo de armadura dupla inicia-se com a estimativa do momento M_{34} que a seção e a armadura tracionada atuais podem resistir trabalhando no limite entre os domínios 3 e 4 (CARVALHO R. C., 2007). Sendo o momento aplicado na seção maior do que o momento M_{34} , o valor restante (M_2) será o momento a ser resistido pela armadura de compressão, com parte deste momento, para manutenção do equilíbrio da peça, resistida por uma armadura adicional de tração (AZEREDO, 2018).

$$M_2 = Md - M_{34} \quad (13)$$

Tendo o momento relativo às seções tracionadas e comprimidas, calcula-se então a área de armadura tracionada (A_s) e comprimida (A_s') suficiente para resisti-los. Para casos de armadura dupla deve-se verificar se a armadura comprimida A_s' atingiu a deformação de escoamento ou não pois, segundo Carvalho C. (2007), a região comprimida sofre deformações específicas menores do que a região tracionada. As fórmulas para cálculo das armaduras de tração e de compressão estão detalhadas abaixo.

$$A_s = \frac{M_{34}}{[1-0,4kx]*d*f_{yd}} + \frac{Md-M_{34}}{(d-d')f_{yd}} \quad (14)$$

Onde,

A_s = área de armadura tracionada;

M_{34} = momento a ser resistido pela seção tracionada;

kx = posição relativa da linha neutra para a fronteira entre os domínios 3 e 4;

d = altura útil de cálculo da viga;

f_{yd} = resistência de cálculo do aço;

Md = momento atuante na seção, majorado;

d' = distância entre o limite superior da viga e o centróide da armadura.

$$As' = \frac{Md - M_{34}}{(d - d')f_{s'}} \quad (15)$$

Onde,

As' = área de armadura comprimida;

Md = momento atuante na seção, majorado;

M_{34} = momento a ser resistido pela seção tracionada;

d = altura útil de cálculo da viga;

d' = distância entre o limite superior da viga e o centróide da armadura;

$f_{s'}$ = resistência do aço comprimido.

Definidas as armaduras longitudinais referentes à seção mais solicitada, deve-se fazer o detalhamento desta mesma armadura ao longo do comprimento do elemento. O objetivo deste detalhamento é, segundo Azeredo (2018), usar as barras de aço com o menor comprimento possível sem deixar de atender as condições de segurança do estado-limite último. Este detalhamento consiste, entre outros:

- a) no comprimento e posicionamento da armadura negativa de forma que ela resista os momentos negativos sem utilização excessiva de barras. Para isto, elas são posicionadas concentradas nas zonas onde o momento negativo é atuante, e estas zonas são obtidas através do diagrama de momento fletor da viga;
- b) no comprimento de ancoragem (l_b) de cada barra, calculado de acordo com a NBR 6118:2014 pela fórmula 16.

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} * \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (16)$$

Onde,

\emptyset = diâmetro do aço;

f_{yd} = resistência de cálculo do aço;

f_{bd} = tensão de aderência última entre concreto e aço.

- c) no valor de decalagem do diagrama de momento fletor (a_l), obtido através do modelo de treliça de Morsch;

$$al = d * \left[\frac{V_{sd,m\acute{a}x}}{2 * (V_{sd,m\acute{a}x} - V_c)} \right] \leq d \quad (17)$$

Onde,

d = altura útil de cálculo da viga;

$V_{sd,m\acute{a}x}$ = força cortante de cálculo na seção mais solicitada;

V_c = parcela da força cortante absorvida pelos mecanismos adicionais aos da treliça.

d) nos ganchos na armadura longitudinal, se aplicável;

Outra armadura longitudinal bastante usada é a chamada armadura lateral. A armadura de pele ou armadura lateral é uma armadura adicional cuja função é minimizar os problemas decorrentes da fissuração, retração e variação de temperatura (CARVALHO R. C., 2007). A NBR 6118:2014 estabelece os critérios de posicionamento e dimensionamento das armaduras de pele.

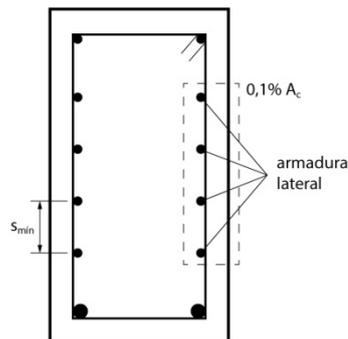


Figura 15 – Viga com armadura lateral

Fonte: (2019)

A armadura lateral, segundo a NBR 6118:2014, deve ser composta por barras de alta aderência, posicionadas em cada face da alma da viga e com espaçamento não maior do que 20 cm ou um terço da altura útil (d). A área de armadura lateral é calculada pela fórmula 18.

$$A_{s,pele} = \frac{0,1}{100} A_{c,alma} \quad (18)$$

Onde,

$A_{s,pele}$ = área da armadura de pele;

$A_{c,alma}$ = área do concreto da alma da viga;

A norma recomenda que armaduras de pele sejam utilizadas em seções com altura maior ou igual a 60 cm.

c) Cálculo de armadura transversal de vigas

Para dedução das fórmulas anteriores assumiu-se que a seção estaria submetida à flexão pura, onde atuam na seção transversal apenas tensões normais. Numa situação real, entretanto, com vigas submetidas a um carregamento vertical qualquer, atuam na seção transversal também tensões tangenciais (CARVALHO R. C., 2007). Nestas situações, portanto, o momento cortante não pode ser desconsiderado.

Para determinar a armadura longitudinal faz-se uso da analogia de treliça de Morsch, que assume que uma viga biapoiada de seção retangular comporta-se, quando fissurada, de modo semelhante a uma treliça. Esta treliça é formada por um banzo superior, referente a região de concreto comprimido, por um banzo inferior, referente às armaduras longitudinais de tração, por diagonais comprimidas que representam as bielas de concreto entre as fissuras e por diagonais tracionadas que representam a armadura transversal.

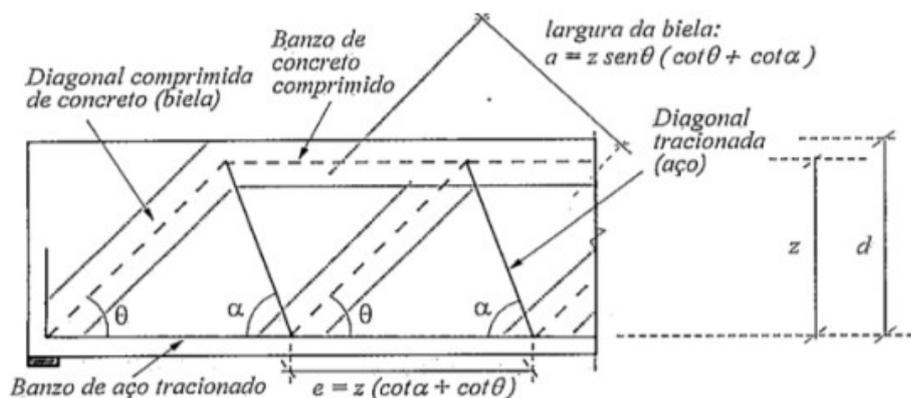


Figura 16 – Treliça de Morsch

Fonte: Cristofoli (2018)

Para que esta analogia seja aplicável deve-se, segundo Azeredo (2018), assumir as seguintes hipóteses:

- as fissuras estão inclinadas em 45° ;
- os banzos são paralelos entre si;
- não existem ligações entre os banzos e diagonais, sendo a treliça, portanto, isostática;
- a armadura de cisalhamento tem inclinação entre 45° e 90° .

O dimensionamento de uma armadura transversal consiste em duas etapas: na verificação da biela comprimida e no dimensionamento da armadura propriamente dita. A verificação da biela é feita cumprindo a fórmula 19.

$$V_{sd} = V_{rd2} \quad (19)$$

Onde,

V_{sd} = força solicitante de cálculo na região dos apoios, majorada;

V_{rd2} = força cortante resistente de cálculo relativa à ruína da biela.

A armadura transversal é calculada pela fórmula 20:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) * 0,9 * d * f_{ywd} \quad (20)$$

Onde,

A_{sw} = área de todos os ramos da armadura transversal;

s = espaçamento da armadura transversal;

f_{ywd} = tensão na armadura transversal;

d = altura útil de cálculo da viga.

2.2.4 Dimensionamento de fundações

a) Dimensionamento de sapatas

As sapatas, como dito anteriormente, podem ser isoladas, corridas ou associadas. Neste trabalho será apresentado somente o dimensionamento de sapatas isoladas, que é o tipo de fundação a ser utilizado na solução do problema.

A norma que rege o dimensionamento de fundações é a NBR 6122 e esta norma estabelece alguns critérios preliminares relevantes no projeto de sapatas. Segundo a norma, recomenda-se que a menor dimensão das sapatas deva ser de 60 cm e que a relação entre as dimensões das sapatas seja sempre menor do que 2,5. A altura da base reta da sapata deve ser, também segundo recomendação da norma, o maior valor entre 20 cm ou $h/3$. A norma também recomenda que as sapatas sejam assentes sobre uma camada de concreto magro maior do que 5 cm para garantir sua regularização. A nomenclatura para as dimensões da sapata estão indicadas na figura 17.

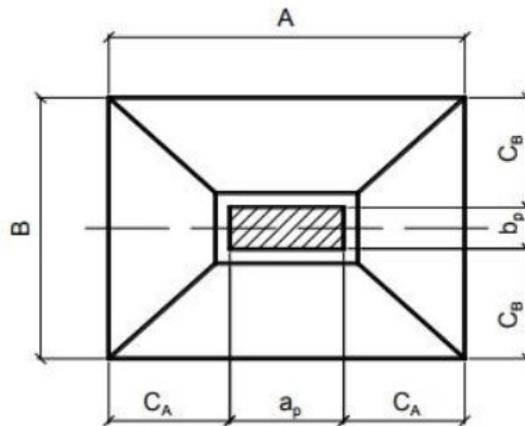


Figura 17 – Dimensões características da sapata

Fonte: Bastos (2017)

As sapatas podem ser homotéticas ou não. Uma sapata homotética é uma sapata cujas dimensões são proporcionais às dimensões do pilar, ou seja, é uma sapata que cumpre a igualdade:

$$\frac{A}{a_p} = \frac{B}{b_p} \quad (21)$$

Onde,

A = comprimento da base maior da sapata;

a_p = comprimento da base maior do pilar;

B = comprimento da base menor da sapata;

b_p = comprimento da base menor do pilar;

O fato da sapata ser homotética ou não estabelece a maneira com que os momentos solicitantes são calculados. Se for, os momentos são calculados seguindo as fórmulas 22 e 23:

$$M_x = \frac{N}{4} \left(\frac{X}{3} - \frac{x}{2} \right) \quad (22)$$

Onde,

M_x = momento na direção x;

N = carga do pilar;

X = comprimento de base da sapata na direção x;

x = comprimento de base do pilar na direção x;

Se a sapata não for homotética, o momento é calculado da seguinte forma:

$$M_x = \frac{N}{8X} (X - x)^2 \quad (23)$$

O roteiro de dimensionamento de uma sapata, segundo Azeredo (2018), resume-se a:

- a) Determina-se as dimensões da sapata. Sendo tensão o quociente entre força e área, tendo a carga do pilar e a resistência do solo, calcula-se a área de base da sapata.

Tendo a área de base da sapata, pode-se assumir a sapata como homotética ou não e, a partir disto, estimar suas dimensões horizontais. A altura da sapata deve cumprir o requisito designado pela fórmula 24:

$$h \geq \frac{X-x}{3} \quad (24)$$

- b) Verifica-se a sapata para o cisalhamento. A sapata cumpre os requisitos de cisalhamento se cumprir a igualdade:

$$\tau sd \leq \tau Rd2 \quad (25)$$

Com

$$\tau sd = \frac{Nd}{2(a+b)d} \quad (26)$$

Em que:

Nd = carga do pilar, majorada;

a e b = dimensões do pilar;

d = altura da sapata;

E

$$\tau Rd2 = 0,27 * \alpha f * fcd \quad (27)$$

Onde:

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto;

$$\alpha f = 1 - \frac{fck}{250}$$

- c) Calcula-se a momento reduzido, através da fórmula 28. Com o momento reduzido, calcula-se, em sequência, o parâmetro s pela fórmula 29 e o parâmetro kz pela fórmula 30.

$$\mu = \frac{Md}{bd^2 fcd} \quad (28)$$

$$s = 1 - 0,588\sqrt{2,89 - 6,8\mu} \quad (29)$$

$$kz = \varphi = 1 - \frac{s}{2} \quad (30)$$

- d) Calcula-se a área de armadura positiva através da fórmula 31.

$$As = \frac{Md}{\varphi * d * fyd} \quad (31)$$

Seguindo este roteiro de cálculo obtém-se as dimensões das bases da sapata, a altura da sapata e a sua armadura positiva, a ser posicionada na face inferior da peça. Conforme citado anteriormente, o cálculo da área de base da sapata leva em consideração o tipo de solo em que a sapata será apoiada, pois quando maior a resistência do solo, menor será a sapata. O estudo do solo, portanto, torna-se requisito fundamental para todo projetista de fundações.

2.3 ESTUDO DO SOLO

Para fins de projeto de fundações, o estudo geológico e geotécnico do solo do terreno na etapa de estudos preliminares é fundamental para a correta escolha entre as soluções disponíveis. Terreno, segundo Yázigi (2007), é todo maciço natural caracterizado por suas condições geocronológicas e estatigráficas, incluindo nele solos, rochas, materiais intermediários e o subsolo, definido como o maciço em extensão e profundidade de interesse para a obra. O estudo geológico, feito por profissional especializado, busca reconhecer o comportamento e as propriedades tecnológicas do material da crosta terrestre e suas separações geológicas (CAPUTO, 2017). O estudo geotécnico, por sua vez, busca identificar e classificar as diversas camadas componentes do solo, assim como avaliar as suas propriedades de engenharia (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). O estudo consiste em sondagens de simples reconhecimento, métodos geofísicos e/ou qualquer outro tipo de prospecção do solo para fins de fundação (YÁZIGI, 2007), e pode ser feito tanto através de ensaios em campo quanto de ensaios em laboratório, estes últimos reservando-se a casos especiais de solos mais complexos (HACHICH, FALCONI, et al.,1998).

Dentre os ensaios de campo existentes em todo o mundo, os de mais destaque, segundo Hachich et al. (1998), são:

- a) Ensaio SPT ou Sondagem de simples reconhecimento;
- b) Ensaio SPT-T ou Sondagem de simples reconhecimento com adição de medidas de torque;
- c) CPT ou Ensaio de penetração de cone;
- d) CPT-U, piezocone ou Ensaio de penetração do cone com medida das pressões neutras;
- e) *Vane Test* ou Ensaio de palheta;
- f) Ensaios com pressômetro, seja de Ménard ou auto-perfurantes;
- g) Ensaio de dilatômetro de Marchetti;

- h) Prova de carga ou Ensaio de carregamento de placa;
- i) Ensaio *Cross-hole*;

Destes ensaios, o SPT hoje é o mais executado no Brasil e no mundo (HACHICH, FALCONI, et al.,1998).

2.3.1 Ensaio SPT ou sondagem de simples reconhecimento

Ao se realizar uma sondagem de simples reconhecimento pretende-se conhecer, a cada metro, o tipo de solo atravessado através da retirada de amostras indeformadas, a resistência (N) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão e, quando for o caso, a posição do nível d'água (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). A norma NBR 8036:1983, denominada “Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios”, detalha alguns critérios básicos a serem seguidos na execução da sondagem:

- a) As sondagens devem ser, no mínimo, de uma para cada 200 m² de área de projeção em planta de edifício com até 1200 m² de área. Entre 1200 m² e 2400 m², deve-se fazer uma sondagem para cada 400 m² que excederem os 1200 m²;
- b) O número mínimo de sondagens, em qualquer circunstância, deve ser de duas para área de projeção do edifício de até 200 m² e três para área de projeção entre 200 m² e 400 m²;
- c) Para sondagens feitas na etapa de estudos preliminares, suas localizações em planta devem ser fixadas de forma a ficarem igualmente distribuídas em toda a área. Para sondagens feitas na etapa de projeto, pode-se localizá-las de acordo com critérios específicos das fundações adotadas e suas posições;
- d) A profundidade a ser explorada pelas sondagens depende do tipo de edifício, suas dimensões e suas particularidades estruturais, além das condições geotécnicas e topográficas locais. De forma geral, a profundidade a que a sondagem deve ser levada deve ser a profundidade onde o solo não seja mais significativamente solicitado pelas cargas estruturais, fixando-se como critério aquela profundidade onde o acréscimo de pressão no solo devido às cargas estruturais aplicadas for menor do que 10% da pressão geostática efetiva;
- e) Ao se atingir camada impenetrável de rocha ou de solo de compactidade ou consistência elevada, cujas condições geológicas mostrarem não haver possibilidade de se atingirem camadas menos consistentes ou compactas, a sondagem pode ser interrompida. Nos casos de fundações de importância, pode-

se verificar a natureza da continuidade da camada impenetrável prosseguindo o ensaio até uma profundidade mínima de 5 metros.

Além das condições mínimas fixadas pela norma NBR 8036:1983, deve-se evitar locação de pontos alinhados entre si, de forma a permitir uma interpretação do solo em diversos planos de corte (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). Yázigi (2007) complementa indicando que o número de sondagens tem de ser suficientes para fornecer o melhor quadro possível da provável variação das camadas do subsolo do local em estudo.

Após a marcação dos pontos de sondagem no terreno, procede-se à execução do ensaio. O ensaio de sondagem SPT é pautado pela norma NBR 6484:2001, designada como “Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio”. O ensaio consiste, basicamente, na cravação de um amostrador no solo por meio de golpes de um martelo padronizado de 65 kg em queda livre de uma distância de 75 cm, onde durante o processo registra-se o número de golpes necessários à penetração de cada 15 cm da camada investigada e as características do solo retirado pelo amostrador (YÁZIGI, 2007).

O material necessário para execução do ensaio, segundo a NBR 6484:2001, é:

- a) torre com roldana;
- b) tubos de revestimento;
- c) composição de perfuração ou cravação;
- d) trado-concha ou cavadeira;
- e) trado helicoidal;
- f) trépano de lavagem;
- g) amostrador-padrão;
- h) cabeças de bateria;
- i) martelo padronizado para a cravação do amostrador;
- j) baldinho para esgotar o furo;
- k) medidor de nível-d’água;
- l) metro de balcão;
- m) recipientes para amostras;
- n) bomba d’água centrífuga motorizada;
- o) caixa d’água ou tambor com divisória interna para decantação; e
- p) ferramentas gerais necessárias à operação da aparelhagem.

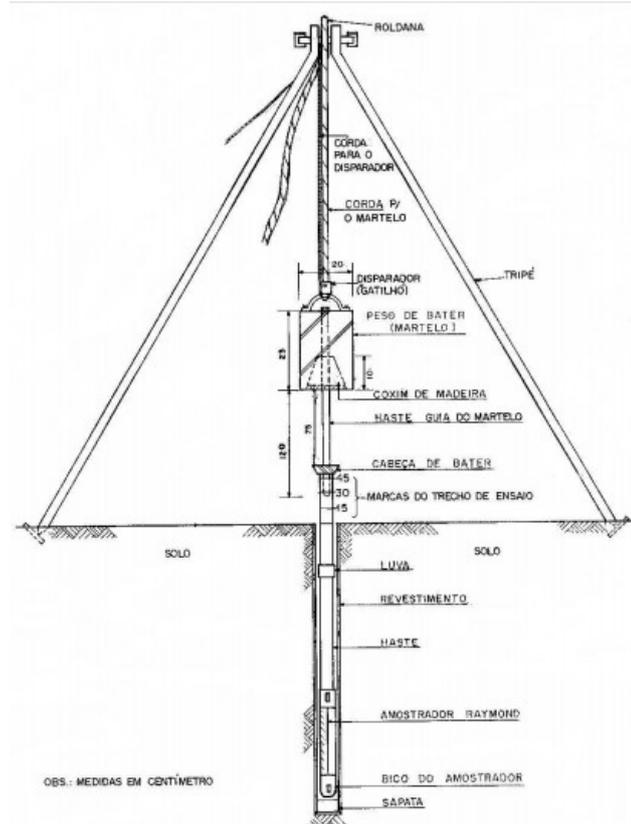


Figura 18 - Materiais utilizados no ensaio SPT.

Fonte: Adaptado Bittercourt (2016)

Ainda segundo a NBR 6484:2001, dá-se início ao ensaio com a cravação no solo de um piquete, de madeira ou material apropriado, nos locais onde o furo foi previamente localizado. Neste piquete deve ter inscrita a identificação do furo e este deve estar suficientemente cravado para que sirva de referência de nível para a execução da sondagem e posterior determinação de cota através de nivelamento topográfico. A próxima etapa consiste na montagem da torre ou “tripé” sobre o local marcado com o piquete. No topo da torre é montado um conjunto de roldanas por onde passa uma corda, usualmente de sisal, e este conjunto torre-roldanas-corda é o que auxiliará no manuseio da composição de hastes e levantamento do martelo padronizado (HACHICH, FALCONI, et al.,1998).

A sondagem inicia-se com o uso do trado-concha ou cavadeira manual para retirada da camada de subsolo até a profundidade de 1 metro (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001). Deste solo retirado separa-se uma amostra, que deve ser acondicionada e identificada como amostra zero (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). Em sequência, instala-se o primeiro segmento do tubo de revestimento, dotado de sapata cortante, e do amostrador-padrão, que deve ser apoiado no fundo do furo de sondagem aberto anteriormente. Após o posicionamento do tubo no furo de sondagem, acopla-se a cabeça de bater e, utilizando o tubo de revestimento como referência, marca-se na haste um segmento de

45 cm dividido em três trechos iguais de 15 cm (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001). Após a marcação, apoia-se o martelo suavemente sobre a cabeça de bater, medindo-se eventual penetração do amostrador no solo. Esta penetração será anotada como correspondente a zero golpes (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001).

O ensaio procede-se com o erguimento do martelo através do sistema de corda e roldanas até uma altura de 75 centímetros, de onde será descido em queda livre sobre a haste de modo a perfurá-la no solo (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). A cravação é feita através de impactos sucessivos até que se atinja os 45 cm de penetração, anotando-se separadamente o número de golpes necessários à cravação de cada segmento de 15 cm do amostrador-padrão (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001).

A norma estabelece alguns critérios para medição dos golpes:

- a) Na prática, registra-se o número de golpes empregados para uma penetração imediatamente superior a 15 cm, registrando-se também o comprimento penetrado com a aplicação destes golpes. A seguir, conta-se o número adicional de golpes necessários para ultrapassar os 30 cm de penetração e, em seguida, para completar os 45 cm. O resultado é anotado em forma de fração, onde a primeira parcela indica o número de golpes e a segunda parcela indica a profundidade penetrada;
- b) A cravação é interrompida antes dos 45 cm sempre que em qualquer dos três segmentos de 15 cm o número de golpes ultrapassar 30. Da mesma forma, também será interrompida caso um total de 50 golpes tiver sido aplicado durante toda a cravação ou se não se observar avanço do amostrador-padrão durante a aplicação de 5 golpes sucessivos do martelo;
- c) Quando, com a aplicação do primeiro golpe do martelo, a penetração for superior a 45 cm, o resultado da cravação do amostrador deve ser expresso pela relação deste golpe com a respectiva penetração;
- d) Quando a penetração do amostrador-padrão, com poucos golpes, dificultar a distinção clara dos trechos de 15 cm ou ultrapassar significativamente os 45 cm totais, deve-se expressar o resultado de acordo com o número de golpes e a penetração correspondente.

Após a penetração dos 45 cm, retira-se o amostrador do furo e cuidadosamente recolhe-se a acondiciona-se a amostra de solo contida em sua extremidade (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). Esta amostra, segundo a NBR 6484:2001, deve ser acondicionada em

recipiente hermético e devidamente etiquetada com informações sobre local da obra, número e profundidade da amostra e número e profundidade da sondagem, com seu respectivo número de golpes. A mesma norma também recomenda a retirada de amostras do corpo do amostrador-padrão quando se notar variação de camada de solo junto à cota de execução do SPT, ou também quando a amostra de solo proveniente do bico for insuficiente para sua classificação.

Após a coleta da amostra, prossegue-se a abertura do furo manualmente, através de trado helicoidal, até atingir a próxima cota, à 2 metros de profundidade neste exemplo, e reinicia-se a perfuração.

Segundo a norma NBR 6484:2001 e Hachich et al. (1998), a retirada de solo também pode ser feita através de circulação de água, desde que:

- a) o solo atingido pelo trado helicoidal seja não aderente, impossibilitando sua retirada;
- b) atinja-se o nível do lenço freático;
- c) o avanço pelo trado helicoidal for inferior a 50 mm após 10 minutos de operação;
- d) quando, em 3 m sucessivos, se obtiver 30 golpes para penetração dos 15 cm iniciais do amostrador-padrão;
- e) quando, em 4 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para penetração dos 30 cm iniciais do amostrador-padrão;
- f) quando, em 5 m sucessivos, se obtiver 50 golpes para a penetração dos 45 cm do amostrador-padrão;
- g) não se observe avanço do amostrador-padrão durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo.

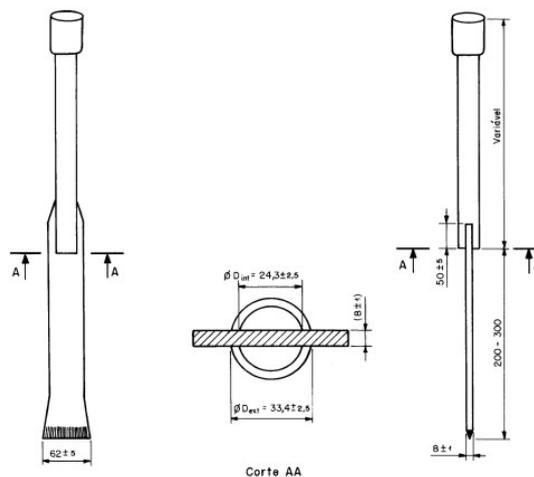


Figura 19 - Dimensões do trépano de lavagem.

Fonte: Adaptado (ABNT)

A circulação de água é feita através de um trépano, acoplado no lugar do amostrador na extremidade da haste, que injeta no solo água bombeada por uma bomba d'água motorizada. A pressão da água e os movimentos de percussão e rotação imprimidos na haste fazem com que o trépano rompa a estrutura do solo, carreando seu material através da água para ser despejado em caixa d'água externa e repetindo o processo até atingir a profundidade desejada (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). Após isto, remove-se o equipamento e prossegue-se a cravação normalmente.

Deve-se prestar especial importância para a marcação do nível de água, seja água por armazenamento de chuva ou do lençol freático. Se, durante o processo de avanço da perfuração, houver ocorrência de água no solo, interrompe-se o ensaio e anota-se a profundidade do nível d'água (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). A norma NBR 6484:2001 determina a leitura da elevação do nível da água naquele furo a cada 5 minutos por no mínimo 15 minutos. Após a medição, esgota-se o furo de sondagem com a ajuda do baldinho e observa-se novamente a insurgência de água no furo, fazendo as devidas medições (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). Mede-se também a variação durante o dia e observa-se a ocorrência de eventuais fenômenos como artesianismo ou fuga de água no furo. Após o encerramento da sondagem e a retirada do tubo de revestimento, decorridas no mínimo 12 h, e estando o furo não obstruído, deve ser medida a posição do nível d'água, bem como a profundidade até onde o furo permanece aberto (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001).

Um dos parâmetros mais importantes obtidos pela sondagem de simples reconhecimento é o índice de resistência a penetração ou parâmetro (N), denominado por alguns autores como "Nspt". Este índice consiste na soma do número de golpes necessários para perfurar a segunda e a terceira etapas de penetração de 15 cm (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001). O parâmetro N é importante pois indica a densidade relativa da areia e do cascalho, a consistência de outros solos como siltes, argilas e rochas fracas, e também porque foi usado para obter várias correlações empíricas tais como a relação entre o parâmetro N e o recalque de fundações (BARNES, 2016). A norma NBR 6484:2001 disponibiliza tabela, mostrada na figura 13, que correlaciona o índice N com o estado de compactação e de consistência do solo.

Tabela 8 - Estados de compacidade e de consistência em função do índice N

Solo	Índice de resistência à penetração N	Designação ¹⁾
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa(o)
	5 a 8	Pouco compacta(o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta(o)
	> 40	Muito compacta(o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média(o)
	11 a 19	Rija(o)
	> 19	Dura (o)

¹⁾ As expressões empregadas para a classificação da compacidade das areias (fofa, compacta, etc.), referem-se à deformabilidade e resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não devem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compacidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na Mecânica dos Solos.

Fonte: ABNT (2001)

O uso da tabela acima juntamente com a inspeção tátil-visual e ensaios de laboratório complementares auxiliam na determinação do tipo de solo ali existente.

Após encerrada a sondagem, os dados coletados nos relatórios de campo são organizados em relatórios de sondagem datados e assinados por responsável técnico perante o Conselho Regional de Engenharia e Agronomia, devendo constar informações como o nome do cliente, local da obra, descrição do método e dos equipamentos empregados, o local da perfuração e o total perfurado em metros e outras informações e comentários que forem julgadas importantes (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001). Anexo ao relatório, deve ser incluído o perfil de sondagem, o desenho em escala vertical 1:100 que detalha todas as camadas ou horizontes de solo encontrados, as posições dos níveis d'água, o número de golpes N necessários à cravação dos 30 últimos centímetros do amostrador e quaisquer informações úteis que forem observadas (HACHICH, FALCONI, et al.,1998).

2.3.2 Classificação do solo

A diversidade de tipos e de comportamentos apresentada pelos diversos solos perante a solicitações de interesse da engenharia levou a que eles fossem agrupados e classificados em conjuntos distintos, para os quais algumas propriedades podem ser atribuídas (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). O princípio de classificação dos solos é muito antigo, remontando à datas de cerca de 4000 anos atrás, quando um engenheiro chinês chamado Yu classificou o solo devido à sua textura e cor (CARVALHO, 2004). Hoje em dia existem inúmeros critérios de classificação do solo, tais como classificação pela origem, evolução, presença ou não de

matéria orgânica, estrutura, preenchimento dos vazios, entre outros, sendo a escolha entre cada critério baseada no resultado que seja mais pertinente para o profissional (HACHICH, FALCONI, et al.,1998).

a) Classificação preliminar

A classificação preliminar, aplicada ao solo com base nas amostras coletadas nos ensaios de reconhecimento e preconizada pela norma NBR 6484:2001, é feita visualmente e tatilmente com o intuito de detalhar no relatório de sondagem o tipo de solo encontrado. A norma indica que as amostras, após serem ordenadas pela profundidade, devem ser submetidas à análise da sua granulometria, plasticidade, cor e origem.

A primeira classificação preliminar, granulométrica, visa distinguir entre os solos grossos, formados predominantemente de areias e pedregulhos, e os solos finos ricos em argilas e siltes. A distinção é feita pelo tato, friccionando-se a amostra com os dedos: os solos grossos caracterizam-se pela aspereza enquanto os solos finos são macios. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001).

A NBR 6484:2001 também indica, pelo exame visual, avaliação da predominância do tamanho dos grãos, de forma a individualizar grãos maiores do que um décimo de milímetro, classificados como visíveis a olho nu. A partir destes grãos visíveis, pode-se classificar o solo em outras categorias:

- a) Solos com predominância de grãos maiores do que 2 mm devem ser classificados como pedregulhos;
- b) Solos com grãos menores do que 2 mm e maiores do que 0,1 mm devem ser classificados como areias. As areias podem ainda ser subdivididas em areias grossas (com grãos da ordem de 1 mm), areias médias (com grãos da ordem de 0,5 mm) e areias finas (com grãos da ordem de 0,2 mm);
- c) Solos com predominância de grãos menores do que 0,1 mm devem ser classificados como argilas ou siltes. Argilas se distinguem do silte pela plasticidade quando submetida à umidade e pela resistência coesiva quando secas ao ar.

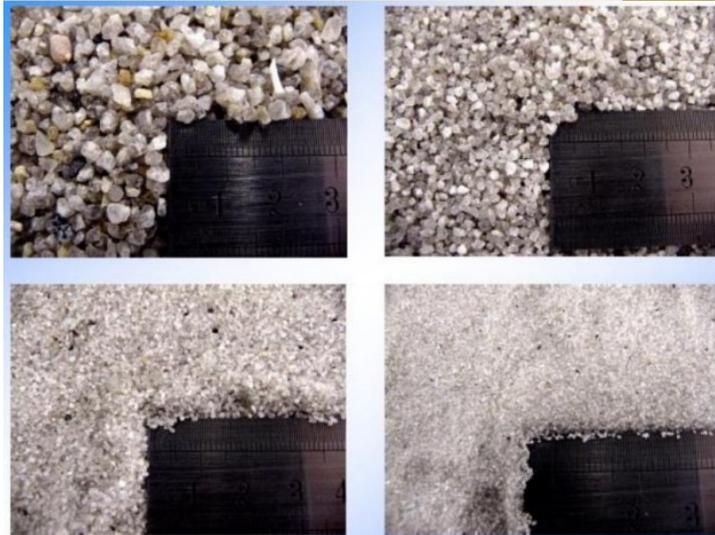


Figura 20 - Comparação entre solos de grãos de diferentes tamanhos

Fonte: Campos (2014)

No relatório de sondagem deve constar, para cada profundidade, o tipo de solo predominante na amostra por meio de nomenclatura onde apareçam, no máximo, três frações de solo (por exemplo, areia silto-arenosa), podendo-se complementar a classificação caso hajam pedregulhos, cascalhos, matéria orgânica ou outros solos passíveis de detalhe (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001). Deve-se constar também a classificação do solo pela cor, feita logo após a coleta das amostras, definindo-o entre branco, cinza, preto, marrom, amarelo, vermelho, roxo, azul e verde, admitindo-se ainda as designações complementares claro e escuro, a designação “micácea” para solos ricos em mica e a designação “variegado” para solos que apresentam mais de duas cores (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2001).

Caso seja possível determinar, deve-se incluir também a designação da origem dos solos (residual, coluvionar, aluvionar, aterro, etc) na sua nomenclatura. Define-se como solo residual ou autóctone o solo formado por material desintegrado das rochas que permanece no local de origem ou próximo dela (CARVALHO, 2004), como por exemplo os solos lateríticos, os solos do tipo massapê e os solos porosos como os encontrados em Brasília. Para que solos residuais ocorram, a velocidade de decomposição da rocha deve ser maior do que a velocidade de remoção pelos agentes transportadores externos (HACHICH, FALCONI, et al., 1998). A ação do intemperismo na rocha é inversamente proporcional à profundidade, o que gera uma gradação no solo variando desde a rocha sã nas maiores profundidades até o solo residual mais próximo da superfície (CARVALHO, 2004).

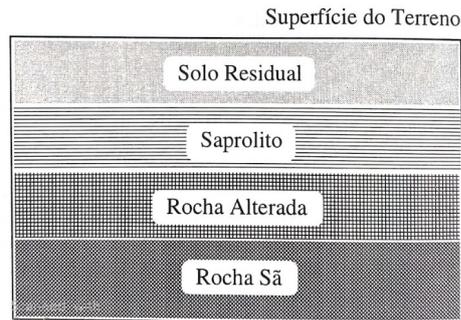


Figura 21 - Perfil com gradações de solo devido ao intemperismo

Fonte: Carvalho (2004)

Solos coluvionares e aluvionares são algumas subdivisões dos solos sedimentares ou alotóctones, formados por material desintegrado das rochas que foi transportado para outras localidades (CARVALHO, 2004) e cujo agente transportador e distância de transporte determinam a textura do solo (CAPUTO, 2017). Solos coluvionares referem-se à solos formados por ação da gravidade, e solos aluvionares referem-se à solos transportados pela água (CARVALHO, 2004).

Além destes solos citados ainda existem os solos de origem orgânica, seja vegetal ou animal, e os solos de aterro, criados pelos homem (HACHICH, FALCONI, et al.,1998).

b) Análise granulométrica

Para se obter resultados mais precisos sobre as dimensões das partículas do solo, opta-se pelo ensaio de laboratório denominado como análise granulométrica. A análise granulométrica de um solo é feita através de ensaio de granulometria, regido pela norma NBR 7181:2016, chamada de “Solo - Análise granulométrica”. O ensaio consiste no peneiramento de certa amostra do solo em uma série de peneiras de aberturas de malhas diferentes, variando desde aberturas de 0,074 mm até 1,19 mm (CARVALHO, 2004). As características das peneiras e da abertura de suas malhas são regidas pelas normas NBR NM ISO 2395:1997 (“Peneira de ensaio e ensaio de peneiramento – Vocabulário”), NM-ISO 3310-1:2010 (“Peneiras de ensaio - Requisitos técnicos e verificação, Parte 1: Peneiras de ensaio com tela de tecido metálico”) e NM-ISO 3310-2:2010 (“Peneiras de ensaio - Requisitos técnicos e verificação, Parte 2: Peneiras de ensaio de chapa metálica perfurada”). Medindo-se a porcentagem de material retido e a porcentagem de material que passa em cada peneira, pode-

se obter o diâmetro equivalente e a porcentagem de cada tamanho de partícula na amostra de solo (HACHICH, FALCONI, et al.,1998).

O ensaio é feito a partir de uma amostra seca de peso P, cujo preparo é regido pela norma NBR 6457:2016 denominada “Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização”. O método do ensaio em si é dividido em duas etapas: peneiramento e sedimentação. A amostra inicialmente é submetida a um peneiramento através de uma série de peneiras de aberturas de malhas padronizadas. Para cada peneira atribui-se uma numeração de referência, conforme detalhado na tabela abaixo retirada de Caputo (2017) e baseada na norma NBR 7181:2016.

Tabela 9 - Peneiras utilizadas na análise granulométrica

N.º	Abertura (mm)	N.º	Abertura (mm)	N.º	Abertura (mm)
200	0,074	45	0,350	14	1,41
140	0,105	40	0,420	12	1,68
120	0,125	35	0,500	10	2,00
100	0,149	30	0,590	8	2,38
80	0,177	25	0,710	7	2,83
70	0,210	20	0,840	6	3,36
60	0,250	18	1,00	5	4,0
50	0,297	16	1,19	3/16"	4,76

Fonte: Caputo (2017)

Após o peneiramento tomam-se os pesos das porções retidas em cada peneira e os expressa em porcentagens do peso total, tendo assim a porcentagem de material retida para cada peneira e, a partir disto, a porcentagem que passa e a porcentagem acumulada em cada peneira (CAPUTO, 2017).

Para os materiais finos, isto é, com dimensões menores do que a menor peneira, de abertura de malha de 0,074 mm, utiliza-se para estimativa dos diâmetros o método de sedimentação em meio líquido. A análise por sedimentação pode ser feita através de vários métodos, entretanto o mais simples e comumente utilizado em laboratórios de Mecânica dos Solos é o desenvolvido por Casagrande, que consiste na medição da velocidade de sedimentação das partículas em meio líquido e na correlação existente entre esta velocidade e o diâmetro das partículas pela lei de Stokes (CAPUTO, 2017). A expressão da lei de Stokes é a seguinte:

$$v = \frac{2 * (\gamma_g - \gamma_a)}{9\eta} \left(\frac{d}{2}\right)^2 \quad (32)$$

Onde:

γ_g = peso específico das partículas do solo;

γ_a = peso específico do meio dispersor;

η = coeficiente de viscosidade do meio dispersor;

d = diâmetro equivalente da partícula;

Esta lei só é válida para partículas menores do que 0,2 mm de diâmetro e maiores do que 0,2 micron, para que não sejam afetadas pelo movimento browniano (CAPUTO, 2017). Geralmente o ensaio de sedimentação não é considerado necessário quando o solo contiver menos de 10% de fração de finos (BARNES, 2016).

O ensaio, normatizado pela NBR 7181:2016 e detalhado por Caputo (2017), consiste na coleta de cerca de 50 g de solo da amostra que passa pela peneira de 0,074 mm, que deve ser dispersado em água e unido à um defloculante (solução de silicato de sódio, por exemplo) para melhor dispersão dos elementos. Após a dispersão, o material é transferido para proveta tarada para 1000 cm³ e o seu conteúdo é completado com água. A proveta é então transferida para ambiente de temperatura constante onde seu conteúdo é agitado e, através de um densímetro, mede-se para determinados tempos a temperatura da amostra e a densidade com o afundamento progressivo do solo. Os resultados são, então, corrigidos devidos ao menisco e devido ao aumento de densidade pelo uso do defloculante.

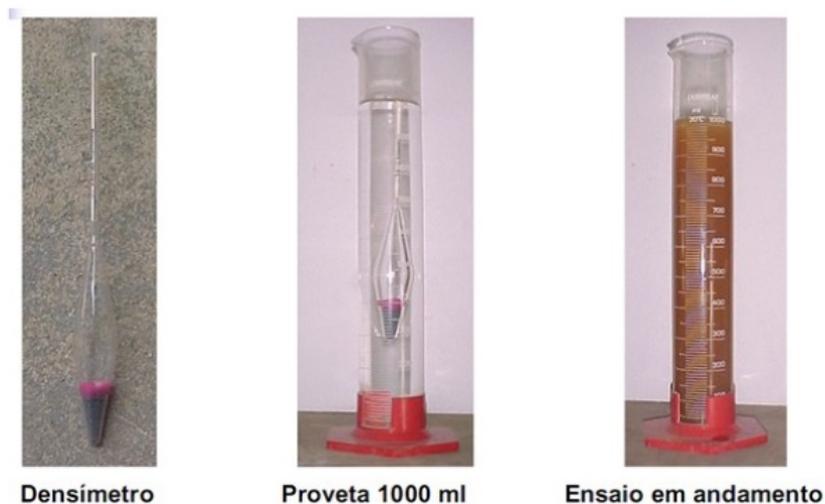


Figura 22 - Material utilizado no ensaio de sedimentação

Fonte: Lafayette (2014)

Medindo-se a densidade de uma suspensão de solo em água no decorrer do tempo, calcula-se a porcentagem de partículas que ainda não sedimentaram, porcentagem esta que é associada ao tamanho de partículas que, pela lei de Stokes, ainda estão em suspensão (HACHICH, FALCONI, et al., 1998). Com estes dados, a curva granulométrica é completada.

A relação entre o tamanho dos grãos e o tipo de solo é feita através de escala granulométrica fixada pela norma NBR 7181:2016. A tabela abaixo separa os tipos de solo de acordo com seu diâmetro equivalente.

Tabela 10 - Relação entre o tipo de solo e o diâmetro equivalente dos grãos

	Diâmetro equivalente dos grãos (em mm)
Pedregulho	Maiores do que 4,8 mm
Areia	Entre 4,8 mm e 0,05 mm
Silte	Entre 0,05 mm e 0,005 mm
Argila	Menores do que 0,005 mm

Fonte: Adaptado Caputo (2017)

A figura 23 apresenta exemplos de curvas granulométricas, identificando as diversas faixas de tamanho dos grãos baseadas tanto na escala granulométrica da ABNT quanto na escala da AASHO, muito usada para fins rodoviários.

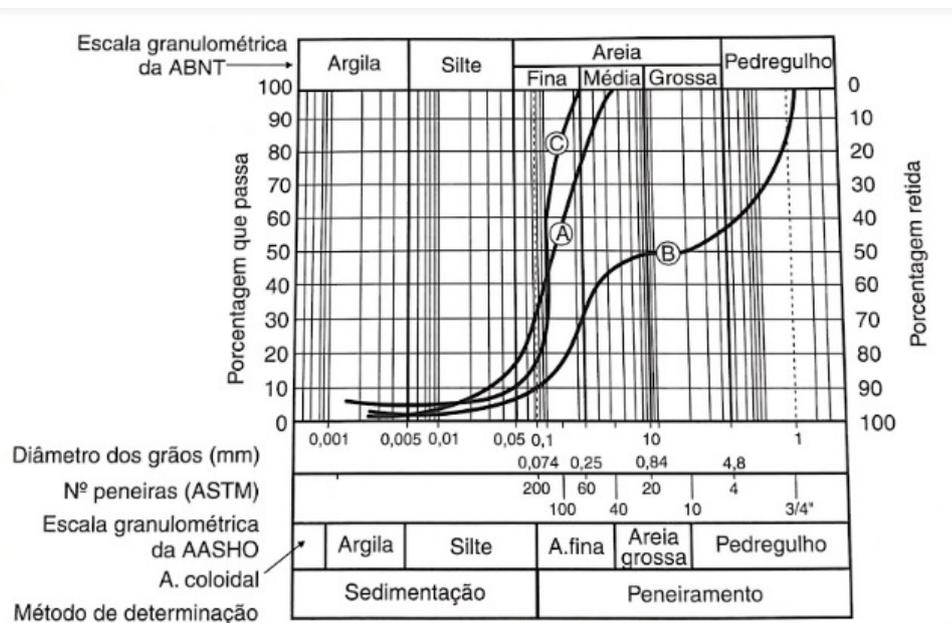


Figura 23 - Curva granulométrica de três solos genéricos

Fonte: Lafayette (2014)

Feita a curva granulométrica, algumas características complementares do solo podem ser observadas. Uma curva é denominada descontínua ou de graduação aberta quando reflete a inexistência de partículas de uma determinada faixa de diâmetros (BARNES, 2016) e é caracterizada por apresentar “patamares” horizontais, que representam que não houve solo retido nas correspondentes peneiras (CAPUTO, 2017).

Um solo de graduação uniforme ou mal graduado é um solo com predomínio de partículas de um mesmo diâmetro, caracterizado por apresentar trechos quase verticais na curva granulométrica. Solos mal graduados possuem fraco entrosamento entre as partículas pois a uniformidade de diâmetros gera maior quantidade de vazios (HACHICH, FALCONI, et

al.,1998). Um solo bem graduado, em contrapartida, apresenta um predomínio de frações grossas e suficiente porcentagem de frações finas (CAPUTO, 2017) de forma que os vazios formados pelas partículas maiores são preenchidos pelas partículas menores. A graduação do solo é importante para a Engenharia pois quanto pior graduado o solo, ou seja, quanto maior o número de vazios presente entre as partículas, maior é o potencial do solo em ser comprimido e menor a sua resistência (CARVALHO, 2004).



Figura 24 - Exemplos de graduação do solo

Fonte: Caputo (2017)

O nível de graduação do solo também pode ser definido pelo coeficiente de uniformidade (C_u), correspondente à relação entre o D_{60} e o D_{10} , sendo D_{60} o diâmetro abaixo do qual se encontra 60% do solo em peso e D_{10} , denominado diâmetro efetivo, o correspondente diâmetro para 10% do solo (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). O diâmetro D_{10} é denominado diâmetro efetivo pois, segundo Allen Hazen (1892) citado por Carvalho (2004), corresponde ao do tamanho médio de uma partícula de solo. Este parâmetro é importante pois além de ser usado no cálculo do C_u fornece indicação sobre a permeabilidade de areias usadas em filtros (CAPUTO, 2017). Quanto maior o coeficiente de uniformidade, mais horizontal é a curva granulométrica, mais abrangente a faixa de diâmetros presentes e, portanto, mais bem graduado o solo. Existem diversas maneiras de classificar o solo quando a sua uniformidade a partir do coeficiente de uniformidade. Para Hachich et al. (1998), quando $C_u < 6$ o solo é classificado como mal graduado, e quando $C_u < 2$ o solo é considerado uniforme. Para Carvalho (2004), quando $C_u < 4$ o solo é mal graduado e C_u próximo a 1 indica solo uniforme. Para Caputo (2017), os solos são uniformes quando $C_u < 5$.

Outro dado que pode ser retirado da curva granulométrica é o coeficiente de curvatura do solo, calculado através da fórmula:

$$Cc = \frac{(d_{30})^2}{d_{60} \cdot d_{10}} \quad (33)$$

Onde:

d_{30} = diâmetro abaixo do qual se encontra 30% do solo em peso;

d_{60} = diâmetro abaixo do qual se encontra 60% do solo em peso;

d_{10} = diâmetro abaixo do qual se encontra 10% do solo em peso;

Este parâmetro também indica a graduação do solo, sendo o solo considerado bem graduado quando o valor de Cc está compreendido entre 1 e 3 (CAPUTO, 2017).

É importante frisar que todo o método de ensaio da curva granulométrica baseia-se em diâmetros equivalentes, considerando as partículas de solo como esféricas, do tamanho aproximado ao da abertura das peneiras de ensaio (HACHICH, FALCONI, et al., 1998). Sendo o traçado da curva granulométrica, portanto, de certa forma aproximado, a classificação de um solo deve ser feita com bastante critério e bom-senso (CAPUTO, 2017).

2.3.3 Solos argilosos

Solo argiloso é o solo com predominância de partículas com diâmetro inferior a 0,005 mm que, por conta da sua diversidade química e estrutural, da sua grande e variada superfície específica e da sua capacidade de troca iônica devido às substituições isomórficas, possuem inúmeras propriedades importantes para a geotecnia e a engenharia (GOMES, 1988). Desde muito antigamente a argila, sob a forma de lama ou tijolos de lama misturados com folhas, foi usada na construção de habitações e monumentos, sendo hoje em dia matéria-prima importante em várias indústrias como as de construção civil, cerâmica, metalúrgica, petrolífera e de papel (GOMES, 1988). A argila para a indústria cerâmica pode ser trabalhada e, após ser submetida à processo de queima, tornar-se resistente térmica e mecanicamente, resultando em produtos como louças e porcelanas. As argilas também podem ser usadas no processo de manufatura da borracha, do papel e de plásticos e tintas plásticas, além de serem importantes na construção civil por serem usadas como componente do cimento Portland e das pozolanas (GOMES, 1988).

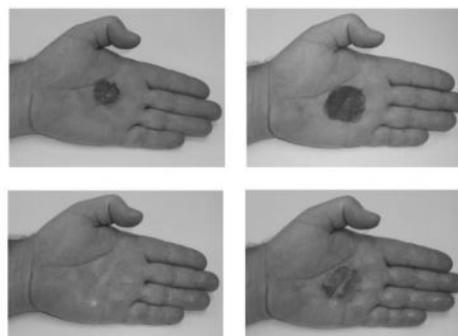


Figura 25 - Diferentes tipos de argilas

Fonte: Minas Jr (2019)

A argila possui um comportamento diferenciado em comparação com os outros tipos de materiais constituintes do solo e portanto, para seu maior entendimento, deve-se prestar atenção à algumas de suas propriedades, tais como:

- a) Alta plasticidade. Plasticidade é a capacidade do solo de sofrer deformação irreversível sem se romper ou esfarelar e é característica diretamente ligada ao seu teor de umidade. (KNAPPETT & CRAIG, 2018). A plasticidade de um solo varia de acordo com a sua granulometria, com a porcentagem de material fino, com o tipo de mineral argiloso presente e com a forma e carga elétrica dos seus grãos componentes (GOMES, 1988). A plasticidade da argila é determinante para a classificação dos seus estados de consistência e está diretamente relacionada à sua trabalhabilidade;
- b) Na caracterização tátil-visual observa-se que solos com alto teor de argila tendem à formar torrões duros e ressecados quando há pouca água (HACHICH, FALCONI, et al.,1998), além de, diferentemente de solos siltsos, deixar resíduos visíveis ao se esfregar uma amostra deste solo nas mãos. Este teste tátil-visual é chamado de teste de impregnação;



solo siltoso

solo argiloso

Figura 26 - Teste de impregnação

Fonte: EESC USP (2019)

- c) Lenta desintegração em presença de água (HACHICH, FALCONI, et al.,1998) e, ao serem dispersos, proporcionarem suspensões estáveis ou instáveis dependendo da carga negativa intrínseca aos cristais dos minerais argilosos presentes na amostra (GOMES, 1988);
- d) Alta superfície específica. Define-se como superfície específica a soma das áreas das superfícies externas das partículas por unidade de massa. A superfície específica é característica importante para determinação do comportamento de partículas coloidais e para determinação do mineral argiloso presente em um solo (HACHICH, FALCONI, et al.,1998), além de ser propriedade importante para certos usos industriais em que a interação sólido-fluido dependa diretamente da superfície específica do sólido, como catálise, cerâmica e branqueamento de óleos (GOMES, 1988);
- e) Baixa permeabilidade, que faz com que as pressões neutras que se desenvolvam em qualquer solicitação de engenharia devam ser sempre estudadas (HACHICH, FALCONI, et al.,1998);
- f) Sensitividade ou sensibilidade. Hachich, et al. (1998) define sensitividade como a relação entre as resistências da argila no solo natural e quando remoldada. Observa-se que certas argilas, quando submetidas a um manuseio (remoldagem), perdem resistência mesmo sem variação de seu índice de vazios. Esta perda de resistência é provocada, principalmente, pela destruição da estrutura da partícula de argila desenvolvida durante o processo de sedimentação original (DAS, 2016). Ainda segundo Das (2016), a sensitividade da maioria das argilas varia de aproximadamente 1 a 8, podendo atingir 80 em alguns depósitos de argila marinha altamente flocosa;
- g) Não respondem quando submetidos à ensaio de dilatância (BARNES, 2016);

A porcentagem de finos presente no solo é o que determina a presença e a intensidade das propriedades acima descritas (GOMES, 1988). O parâmetro que define a influência dos finos argilosos no comportamento do solo é o índice de atividade da argila, determinado pela fórmula:

$$IA = \frac{\text{índice de plasticidade (IP)}}{\text{fração de argila na amostra (<0,002mm)}} \quad (34)$$

Quanto maior o índice de atividade do solo, maior é a porcentagem de finos presente e, portanto, mais predominante serão as características argilosas neste solo. A atividade, segundo Das (2016), também é utilizada como um índice para identificação do potencial de

expansão dos solos argilosos. O índice de atividade é considerado normal quando se situar entre 0,75 e 1,25. Quando o índice é menor do que 0,75, diz-se que a argila deste solo está inativa, e quando o índice é maior do que 1,25 diz-se que está ativa (PINTO, 2006).

a) Estrutura das argilas

Os argilo-minerais apresentam uma estrutura significativamente mais complexa do que os outros tipos de solos e, por conta disso, podem apresentar inúmeras variações na sua composição mineralógica (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). As estruturas mais elementares de uma argila são os cristais e as camadas. As camadas são estruturas que variam de acordo com sua composição química, podendo ser formadas por cristais tetraédricos ou octaédricos. Estas camadas, unidas de formas diferentes, originam os diferentes tipos de minerais e estes são responsáveis por todas as propriedades úteis das argilas (GOMES, 1988). O mesmo autor define, portanto, mineral de argila ou mineral argiloso como as pequenas porém complexas substâncias cristalinas formadas por camadas que, unidas, se apresentam em formato de placas, folhas ou, mais raramente, em cadeias ou fitas. A figura 27 detalha os tipos de cristais, suas camadas e as diferentes combinações de camadas que formam os minerais.

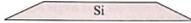
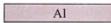
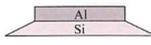
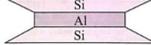
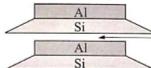
Nome	Representação	Composição
tetraedro		4 íons de oxigênio envolvendo um único íon de silício (silicato)
camada tetraédrica		tetraedros unidos para formar uma camada
octaedro		6 íons de oxigênio ou de hidroxila envolvendo um único íon de alumínio, magnésio, ferro ou outro
camada octaédrica		octaedros unidos para formar uma camada
Minerais		
unidade com duas camadas (mineral 1:1)		1 camada tetraédrica e 1 octaédrica
unidade com três camadas (mineral 2:1)		2 camadas tetraédricas e 1 octaédrica
gibbsita		camada octaédrica com 6 hidroxilas e pelo menos 2/3 de cátions de alumínio
brucita		camada octaédrica com substituição total do alumínio por magnésio
pilha		ligação

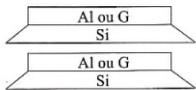
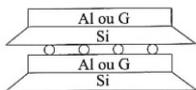
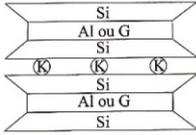
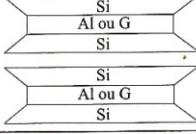
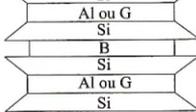
Figura 27 - Estruturas dos minerais argilosos

Fonte: Barnes (2016)

Os minerais argilosos, segundo Gomes (1988), são classificados em 3 grupos de acordo com sua formação. Os minerais argilosos neoformados são assim denominados por serem minerais formados pela primeira vez, enquanto minerais argilosos transformados são minerais formados a partir de modificações físicas, químicas e mineralógicas de minerais argilosos pré-existentes. O terceiro tipo, dos minerais argilosos herdados, são também resultantes da divisão física de minerais argilosos pré-existentes mas com pequena e eventual alteração química e estrutural.

A variação de combinações entre os diferentes tipos de minerais argilosos e na ligação entre eles, de forma análoga ao processo de formação das camadas, é o que determina os diferentes tipos de argila e sua natureza (BARNES, 2016). A tabela 11 abaixo exemplifica alguns tipos de argilas.

Tabela 11 - estrutura dos minerais de argilas

Mineral	Estrutura das camadas	Estrutura em pilha	Ligação entre as camadas	Capacidade de troca da base me/100 g
caulinita	1:1		ligações de hidrogênio (fortes)	3 – 15
haloisita	1:1		hidratada com moléculas de água	6 – 1
ilita	2:1		íon de potássio (mais fraca que as ligações de hidrogênio)	10 – 15
montmorilonita	2:1		forças de van der Waal íons trocáveis moléculas de água (fraca)	80 – 140
cloreto	2:1:1		placa de brucita	20

Fonte: Barnes (2016)

Devido à sua estrutura diferenciada, cada grupo de argila apresenta características e propriedades particulares. A tabela 12 detalha alguns parâmetros importantes como a razão diâmetro-espessura das suas partículas, sua superfície específica e também uma descrição da sua natureza.

Tabela 12 - natureza dos minerais de argilas

Mineral	Razão diâmetro: espessura	Área de superfície m ² /grama	Natureza
caulinita	10 – 20	10 – 70	A ligação do hidrogênio impede a hidratação e produz pilhas de várias camadas (até 100 por partícula). Granulometria até 3 µm de diâmetro, baixa retração/expansão
haloisita	–	40	Duas camadas de água entre as pilhas quando totalmente hidratada (4H ₂ O) distorcem a estrutura dando-lhe forma tubular. Baixo peso unitário. A água (em cristal) é irreversivelmente extraída a 60°C a 75°C, afetando o teor de umidade, a classificação e os resultados dos ensaios de compactação
ilita	20 – 50	80 – 100	Mineral comum, mas de composição química variável. Partículas em forma de flocos, pequenas, com diâmetro semelhante ao da montmorilonita, porém mais espessas. Suscetibilidade moderada à retração/expansão
montmorilonita (esmectita)	200 – 400	800	Grande área de superfície devido a partículas pequenas (< 1 µm) e finas (< 0,01 µm) produzidas pelas moléculas de água e íons trocáveis que penetram entre as unidades dispostas em camadas, separando-as. Bom lubrificante. Água prontamente atraída ao mineral causando suscetibilidade bastante alta à expansão, expansão e retração.

Fonte: Barnes (2016)

Além de estruturas em camadas, os argilominerais cristalinos podem ainda ser formados por silicatos cristalinos com reticulado de estrutura fibrosa. Este grupo é composto de somente dois tipos de argila: a atapulgita e a sepiolita (CARVALHO, 2004). Outras variações na estrutura das argilas podem ocorrer devido ao fenômeno da substituição isomórfica, que consiste na substituição na estrutura cristalina de um átomo por outro sem perda de seu arranjo interno mas com mudança de algumas características (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). Isso se dá quando, durante a formação da argila, há pouca ou nenhuma disponibilidade de alguns dos átomos que normalmente formam os minerais, sendo estes substituídos por outros átomos compatíveis disponíveis no meio formador (BARNES, 2016). Uma substituição isomórfica muito comum é a substituição do Si⁴⁺ pelo Al³⁺ ou a substituição do Fe²⁺ e Al³⁺ pelo Mg²⁺ (GOMES, 1988). As várias combinações entre cátions substituídos, cátions trocáveis, água entre as camadas e os empilhamentos estruturais tornam possível a obtenção de uma grande variedade de estruturas minerais de argila (BARNES, 2016).

b) Consistência das argilas: os limites de Atterberg

A argila, dependendo do seu grau de umidade, apresenta diferentes consistências. Sob umidade muito alta, a argila se apresenta como um fluido denso, caracterizando-a num estado

líquido (CAPUTO, 2017). À medida que perde umidade devido à evaporação, ela endurece e perde sua capacidade de fluir, porém ainda mantém sua propriedade de ser moldada facilmente e conservar sua forma. Este estado é definido como estado plástico. O limite que separa os estados fluido e plástico é chamado de limite de liquidez (LL). O limite de liquidez é comumente obtido mediante ensaio feito através de um aparelho chamado de aparelho de Casagrande, e seu método é descrito pela norma NBR 6459 chamada “Solo - Determinação do limite de liquidez”. O limite de liquidez, em relação ao ensaio, é o teor de umidade para o qual um sulco longitudinal feito na amostra por um cinzel padrão é fechado após a concha que contém o solo ser forçada a cair 25 vezes de uma altura padrão de 10 mm (CARVALHO, 2004).

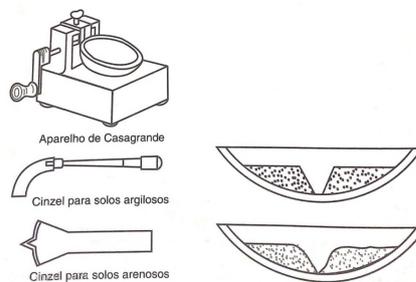


Figura 28 - Equipamentos para ensaio de limite de liquidez e exemplo de concha antes e depois do ensaio

Fonte: Caputo (2017)

O procedimento é feito a partir de algumas repetições, normalmente cinco (CARVALHO, 2004), onde para cada repetição tem-se um teor de umidade e um correspondente número de golpes que fazem fechar o sulco. De posse do teor de umidade e do número de golpes para cada repetição, traça-se um gráfico assumindo que os pontos entre 6 e 35 golpes formam uma reta (CAPUTO, 2017) e a partir desta reta, acha-se o teor de umidade referente à 25 golpes.

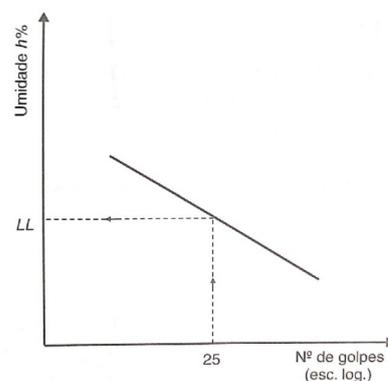


Figura 29 - Gráfico para obtenção do limite de liquidez

Fonte: Caputo (2017)

Se a argila continuar a perder umidade até atingir um ponto em que se desmancha ao ser trabalhado, diz-se que a argila saiu do seu estado plástico e entrou no estado semissólido (CAPUTO, 2017). O limite que separa os estados plástico e semissólido é chamado de limite de plasticidade (LP), e sua determinação é feita através de ensaio preconizado pela NBR 7180, chamada “Solo — Determinação do limite de plasticidade”. O ensaio consiste no cálculo da porcentagem de umidade do solo que, ao se tentar moldar com ele uma amostra cilíndrica de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento sob uma placa de vidro jateado, cause o seu fraturamento (CAPUTO, 2017).

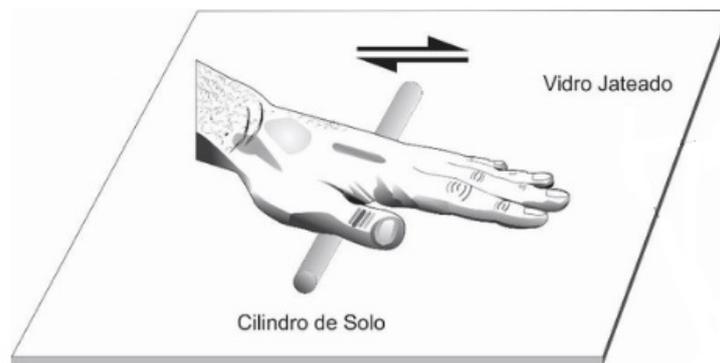


Figura 30 - Ensaio de limite de plasticidade

Fonte: Molina Jr. (2017)

Ao continuar a secagem da amostra de argila, esta passa gradualmente do estado semissólido para o estado sólido. O limite que separa os estados semissólido e sólido é chamado de limite de contração (LC), e caracteriza-se pelo teor de umidade no qual o solo não mais se contrai mesmo com perda de peso (CAPUTO, 2017). Isto acontece graças ao índice de vazios ser o mesmo, esteja a amostra saturada ou completamente seca.

Os estados físicos apresentados pelo material argiloso para diferentes graus de umidade são denominados como estados de consistência, e as suas fronteiras como limites de consistência. Apesar das definições serem arbitrárias, estes limites de consistência dão de uma forma simples e rápida uma ideia bastante clara do tipo de solo e suas propriedades (CAPUTO, 2017). O esquema da figura 31 detalha os diferentes limites e estados de consistência em função do teor de umidade h .

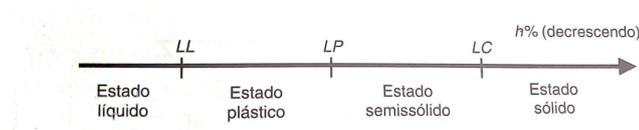


Figura 31 - Estados de consistência da argila

Fonte: Caputo (2017)

A tabela 13 detalha valores típicos de limites de liquidez e de plasticidade dos minerais de argila, tal como seus índices de atividade.

Tabela 13 - valores típicos do limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de atividade de alguns minerais de argila

Mineral	Limite de liquidez, LL	Limite de plasticidade, LP	Atividade, A
Caulinita	35–100	20–40	0,3–0,5
Ilita	60–120	35–60	0,5–1,2
Montmorilonita	100–900	50–100	1,5–7,0
Haloisita (hidratada)	50–70	40–60	0,1–0,2
Haloisita (desidratada)	40–55	30–45	0,4–0,6
Atapulgita	150–250	100–125	0,4–1,3
Alofano	200–250	120–150	0,4–1,3

Fonte: Adaptado Das (2016)

A diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade é definida como índice de plasticidade (IP), e este índice define a margem de umidade em que o solo se acha no estado plástico (CAPUTO, 2017). Este índice, ainda segundo Caputo (2017), é importante pois quanto maior o IP, mais plástico e mais compressível será o solo. A tabela 14 classifica o teor de plasticidade de um solo em 3 tipos, a depender do seu índice de plasticidade.

Tabela 14 - Relação entre teor de plasticidade e índice de plasticidade

Plasticidade	IP
fracamente plásticos	$1 < IP < 7$
medianamente plásticos	$7 < IP < 15$
altamente plásticos	$IP > 15$

Fonte: Adaptado Caputo (2017)

A tabela 15 dá alguns exemplos de limites de liquidez e de índices de plasticidade para solos típicos brasileiros.

Tabela 15 - valores típicos de limites de Atterberg de alguns solos brasileiros

Solos	LL	IP
Arenoso fino, laterítico (a)	29	11
Arenoso fino, laterítico (b)	44	13
Solos de basalto, laterítico	43	16
Solo saprolítico de gnaiss	48	-
Solo saprolítico de granito	48	16
Argila orgânica de várzeas quaternárias	70	30
Argilas orgânicas de baixas litorâneas	120	60

Fonte: Adaptado Hachich, et al. (1998)

Segundo Terzaghi e Peck (1948), citados por Hachich, et al. (1998), as argilas também podem ser classificadas, a partir da sua consistência, para sua resistência à compressão, conforme detalha a tabela 16 abaixo. A resistência de uma argila depende do arranjo entre os grãos, do seu índice de vazios e da sua sensibilidade (HACHICH, FALCONI, et al.,1998).

Tabela 16 - classificação da consistência das argilas segundo sua resistência à compressão

Consistência	Resistência à compressão simples (kPa)
muito mole	menor que 25
mole	25 a 50
consistência média	50 a 100
rija	100 a 200
muito rija	200 a 400
dura	maior que 400

Fonte: Adaptado Hachich, et al. (1998)

c) Solos expansivos

Existe uma série de fatores que determinam a expansibilidade de um solo. Santos (2017) divide-os em duas categorias: os fatores internos, genéticos e geológicos, que caracterizam as propriedades intrínsecas do solo como a sua composição mineralógica e química, e os fatores externos, como os fatores ambientais, estruturais e outros relacionados com a tensão no solo.

Solos expansivos são solos compostos essencialmente por minerais argilosos do grupo das montmorilonitas. A formação da montmorilonita se dá devido à meteorização da rocha por alteração química através da hidrólise, que causa a libertação de determinados elementos químicos de alta mobilidade como Fe, Al, Si e K que, em certas circunstâncias, podem recombinar-se e formar os minerais argilosos de neoformação como a caulinita e a própria montmorilonita (GOMES, 1988). Esta acentuada hidrólise é resultante da alternância entre as estações seca e úmida que, somada aos aspectos geomorfológicos do local, são características de algumas regiões de climas tropicais, o que justifica a presença de argilas expansivas em diversos locais do Brasil, principalmente no semi-árido nordestino e no sudeste do Brasil (HACHICH, FALCONI, et al.,1998).

A montmorilonita ou esmectita, tal como detalhado anteriormente, é formada pelo empilhamento de duas camadas tetraédricas de silicato com uma camada octaédrica de alumínio, ligadas entre si pelo oxigênio comum às camadas (CARVALHO, 2004). As ligações entre estas camadas não são firmes o suficiente para evitar a passagem de moléculas de água (CAPUTO, 2017). Unindo-se às eventuais substituições isomórficas que ocorrem no

meio, a montmorilonita tem uma grande tendência em separar suas camadas, expandindo-se ao absorver água (CARVALHO, 2004) e contraindo-se consideravelmente ao secar (HACHICH, FALCONI, et al.,1998), sendo por isto considerada valiosa para certos usos industriais. Partículas de montmorilonitas podem expandir em até 20% seu respectivo volume seco, gerando um aumento de 20% a 50% do volume do solo que as contém (SANTOS, 2017).

Na família das montmorilonitas destaca-se a bentonita, argila residual de granulometria muitíssimo fina, cor variada e baixa refratariedade que aumenta de volume em meio aquoso (GOMES, 1988). A bentonita possui como cátion de troca o sódio e, quando imersa em água, apresenta grande tixotropia, podendo aumentar em até 20 vezes o seu volume (GOMES, 1988). Devido sua propriedade expansiva particular a bentonita é bastante utilizada em escavações e reparo de fissuras em taludes e barragens de terra (CARVALHO, 2004). Devido ao fato da bentonita prevenir a floculação, ela também é bastante utilizada em perfurações de poços, pois facilita na operação do equipamento (CARVALHO, 2004).

Outra variação bastante utilizada da argila é a argila expandida. Argila expandida é um produto obtido através do aquecimento de certos tipos de argilas a temperaturas em torno de 1200 °C, temperatura em que uma parte dos constituintes do material se funde gerando uma massa viscosa enquanto outra parte se decompõe quimicamente, liberando gases que são incorporados por essa massa sintetizada e fazendo-a expandir em até sete vezes o seu volume inicial (MORAVIA, et al.,2006). O resultado final é um agregado leve em forma de bolhas de cerâmica arredondadas, com uma estrutura interna formada por uma espuma cerâmica com microporos e com uma casca rígida e resistente. Esta espuma cerâmica interna, resultante da incorporação dos gases no processo de fabricação, resulta em um massa unitária de material menor do que antes do aquecimento, tornando-o utilizável como agregado em concretos leves (MORAVIA, et al.,2006). Apesar desta aplicação, no Brasil a argila expandida é empregada principalmente na indústria têxtil e como produto de ornamentação.



Figura 32 – Argila expandida

Fonte: Flora Delivery (2019)

Segundo Santos (2017), a expansividade dos solos causa mais danos em estruturas, especialmente pequenas edificações e estradas, do que qualquer outro fenômeno natural, incluindo tremores de terra e inundações. Uma expansão dos minerais do solo em apenas 5% já é capaz de danificar uma edificação (SANTOS, 2017). Segundo estudo de Holtz (1983), citado por Gomes (1988), até 1982 na América do Norte os danos materiais causados somente por variações volumétricas do solo foram estimados em 6 bilhões de dólares. Mesmo havendo boa compactação do solo, os solos potencialmente expansivos apresentam expansões quando em contato com a água (HACHICH, FALCONI, et al.,1998), portanto para qualquer obra estrutural este tipo de solo possui alta complexidade e alto grau de risco. Variações climáticas locais alteram a evaporação e a quantidade de água necessária à expansão, gerando ciclos de expansão e retração que colocam as estruturas em tensões repetitivas que refletem em danos nos edifícios construídos sobre estes solos expansivos (SANTOS, 2017).

Solos expansivos se tornam ainda mais importantes do ponto de vista de fundações. O aumento de volume pode originar empolamentos e danos na fundação, enquanto a retração remove o apoio de edifícios ou outras estruturas e resulta em subsidência prejudicial, além de poder originar o desenvolvimento de fissuras no solo que facilite a penetração profunda da água, quando esta aparece (SANTOS, 2017). Ainda segundo Santos (2017) estes processos podem ocorrer alguns meses depois da construção ou não aparecer por muitos anos até que alguma atividade ocorra que altere a umidade natural do solo.

Segundo Folque (1980) e Morales & Morales (2004), citados por Santos (2017), os principais danos que se podem encontrar em fundações sobre solos expansivos são:

- a) Distorção e fissuração de pavimentos e lajes de pavimento;
- b) Fissuras da fundação em vigas, paredes e poços perfurados;
- c) Portas e janelas atoladas ou desalinhadas;
- d) Falha de aço ou concreto nos blocos que suportam vigas;
- e) Fendas oblíquas, mostrando que houve abatimento dos cunhais ou levantamentos da zona média das paredes;
- f) Danos acentuados nas faces de edificações expostas às maiores oscilações térmicas;
- g) Danos nos andares superiores do edifício, quando o movimento na estrutura é significativo.



Figura 33 – Patologias em construções devido à fundação em solo expansivo

Fonte: Mokhtari e Dehghani (2012)

Alguns parâmetros foram designados para medir o grau de expansibilidade de um solo e, assim, estimar se determinado solo argiloso é aplicável como base de fundação. O mais importante deles é o grau de expansão do solo. Para determinar o grau de expansão de um solo Holtz e Gibbs (1956) produziram o ensaio de expansão livre (*free swell*), que consiste na colocação em repouso na estufa de um volume de 10 cm³ de solo seco passado na peneira nº 40 da ASTM (V_0) num copo de 100 cm³ cheio com água destilada. Após o contato com a água, o solo irá se expandir e atingirá um volume V . A expansão livre é definida como o aumento do volume do solo devido ao contato com a água, expresso como a percentagem do volume inicial seco (V_0):

$$FS = \frac{V - V_0}{V_0} * 100 \quad (35)$$

Os mesmos autores estabeleceram uma relação entre o grau de expansão livre de um solo com o seu potencial de danos. Para valores de FS maiores do que 50% é possível que hajam danos no solo, e para FS maiores do que 100% o risco de danos em estruturas torna-se considerável.

Em 1969 o USBR (*United States Bureau of Reclamation*) estabeleceu através de ensaio que o grau de expansão do solo é também a porcentagem de variação total de volume de uma amostra de solo ao se variar seu teor de umidade, mas esta sendo submetida a um carregamento vertical de 7 kPa.

Como os dois ensaios analisam o potencial de expansão do solo através da mesma fórmula, foi possível unificar e classificar os resultados de ambos os ensaios sob o mesmo critério (SANTOS, 2017). A Tabela 17 estabelece o potencial de expansão do solo de acordo com os resultados obtidos em ambos os ensaios.

Tabela 17 – classificação do potencial de expansão do solo em função da sua expansão volumétrica

Potencial de expansão	Expansão volumétrica (%)
Baixo	<10
Médio	10 a 20
Elevado	20 a 30
Muito Elevado	>30

Fonte: Adaptado Santos (2017)

2.3.4 Melhoramento do solo

De posse da tensão que o solo pode resistir, escolhe-se o modo de fundação mais conveniente. Entretanto há casos para solos pouco resistentes em que pode ser economicamente mais interessante, ao invés de adotar fundações mais robustas e onerosas, melhorar o solo de modo a que ele passe a suportar uma tensão maior (GUERRIN & LAVAUUR, 2002). Os melhoramentos, ainda seguindo Guerrin e Lavour (2002), podem ser tanto na superfície do terreno (como na cilindragem, apiloamento, estabilização ou mudança de solo) quanto em profundidade (como nas estacas-prancha e na solidificação dos terrenos).

Os objetivos do melhoramento do solo, segundo Das (2016), são:

- a) Reduzir o recalque das estruturas;
- b) Melhorar a resistência ao cisalhamento do solo e, assim, aumentar a capacidade de suporte das fundações rasas;
- c) Aumentar o fator de segurança contra a possível ruptura por inclinação de aterros e barragens de terra;
- d) Reduzir a compressão e a expansão dos solos.

Outra utilidade importante do melhoramento do solo é reduzir o tamanho e a profundidade das sapatas, pois assim gera-se economia em fôrmas e em concreto armado e diminui-se os riscos de problemas de flambagem no pescoço da sapata.

Para o reforço superficial de solo, a cilindragem e apiloamento usam o mesmo conceito: aumento de compactação do solo para obtenção de maior resistência (GUERRIN & LAVAUUR, 2002). O apiloamento consiste na compactação manual do solo e é aplicável em solos granulares de áreas limitadas, enquanto a cilindragem é feita por meio de cilindros mecânicos que podem ser lisos, de pneus, pé de carneiro ou vibratórios (DAS, 2016). Caso seja viável e haja material disponível nas proximidades, pode-se fazer também o reforço

superficial através da mudança do solo, retirando o solo de baixa qualidade e substituindo-o por solo de melhor qualidade (DAS, 2016). Para redução de tamanho e profundidade das sapatas também pode-se adotar pedestais de concreto ou blocos de pedregulho, desde que estes sejam devidamente ensaiados e testados de forma a garantir que resistam às cargas aplicadas (TENG, 1962).



Figura 34 – Compactação do solo

Fonte: Total Construção (2019)

O melhoramento do solo por meio de uso de aditivos é geralmente chamado de estabilização (DAS, 2016). A estabilização do solo, diferente da cilindragem e do apiloamento, consiste num reforço superficial do solo através da adição de um outro material, normalmente um ligante hidráulico ou betuminoso, para ganho de coesão e, portanto, de resistência (GUERRIN & LAVAUUR, 2002). O material final obtido pela estabilização é conhecido como solo-cimento.

O solo-cimento é formado pela mistura de solo e cerca de 5% a 8% de cimento em relação ao peso do solo, com posterior mistura e compactação na umidade ótima de forma a se atingir a densidade máxima de compactação (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). A resistência do solo após a estabilização pode subir de 2 kg/cm² para 5 kg/cm² ou 10 kg/cm² (GUERRIN & LAVAUUR, 2002), atingindo 20 kg/cm² somente com uma camada de 15 cm com este teor de cimento (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). Solos-cimento deste tipo apresentam resistência e durabilidade adequadas para utilização em pavimentos rodoviários, por exemplo.

A variação do teor de cimento na composição do solo estabilizado é diretamente proporcional à resistência que se quer obter e com o tipo de solo a ser misturado. Solos com alto teor de argila exigem alto teor de cimento, pois são de mais difícil mistura, ao mesmo tempo que solos sem argila não apresentam consistência adequada para a compactação. (HACHICH, FALCONI, et al.,1998). Quanto à densidade do solo, ainda segundo Hachich, et al (1998), quanto mais denso o solo após a compactação, menor a exigência de cimento.

Foi possível notar grandes fissuras e rachaduras na fachada, algumas de largura tão significativa que era possível tatear seu interior com a mão. A figura 36 mostra o local, já coberto, onde se localizavam algumas destas fissuras.



Figura 36 – Fachada do hospital com fissurações

Fonte: SUPLAN (2018)

Notabilizava-se também a distorção e fissuração em trechos do piso interno. No setor de atendimento, na figura 37, nota-se fissuras em longos trechos do piso, enquanto em um dos banheiros, detalhado na figura 38, houve tanto fissuração quanto distorção no piso.



Figura 37 – Fissurações no piso do hospital

Fonte: SUPLAN (2018)

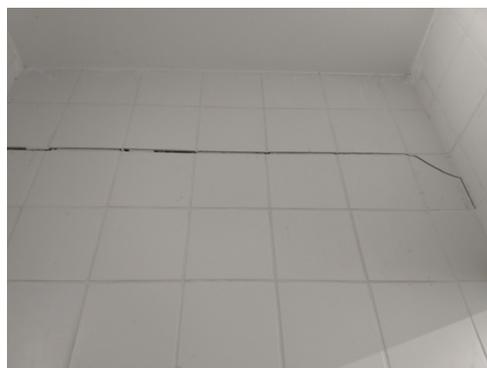


Figura 38 – Fissurações no piso do hospital

Fonte: SUPLAN (2018)

Nas regiões de portas e janelas também foi detectado um alto índice de fissuração por conta do solo expansivo. Nas portas foi possível detectar fissuração oblíqua partindo das extremidades, como mostra a figura 39, e próximo a janelas, como a figura 40 detalha.



Figura 39 – Fissurações nas proximidades de portas

Fonte: SUPLAN (2018)



Figura 40 – Fissurações nas proximidades de janelas

Fonte: SUPLAN (2018)

Também foram detectadas fissurações em trechos paralelos à paredes e vigas, que demonstra uma movimentação atípica na estrutura. A figura 41 mostra uma fissura que acompanha a parede, enquanto a figura 42 mostra uma fissura quase horizontal no ponto superior da parede.



Figura 41 – Fissurações nas paredes

Fonte: SUPLAN (2018)

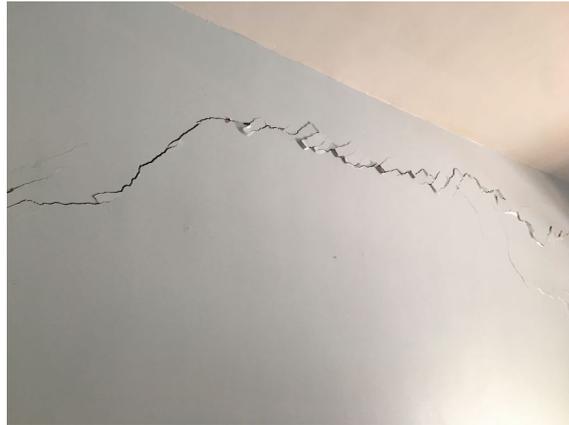


Figura 42 – Fissurações nas paredes

Fonte: SUPLAN (2018)

Em alguns trechos, para determinar se a fissuração encontrava-se estável ou se ainda estava em crescimento, foi colocado um adesivo numerado e datado para verificação. O adesivo é conferido regularmente para checagem de abertura e, caso rasgue ou mostre algum tipo de dano, é um sinal de que ainda existe movimentação nos elementos da estrutura. A figura 43 mostra o adesivo rasgado, que prova que o processo de fissuração ainda está ativo na edificação.

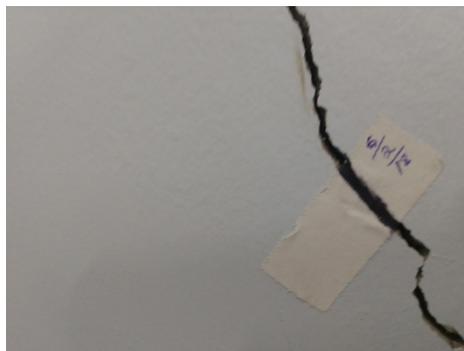


Figura 43 – Fissura marcada com adesivo

Fonte: SUPLAN (2018)

3.3 SITUAÇÃO ATUAL E DIRETRIZES DE PROJETO

O Hospital ocupa atualmente uma área de aproximadamente 5400 m² e é formado por bloco de urgência, centro cirúrgico, UTI, centro de imagem, hemonúcleo e os blocos de internação.

No início de 2018 foi feito o projeto arquitetônico para reforma e ampliação do hospital, com a construção de um novo bloco de serviço e a reforma e ampliação de um dos blocos de internação. Os novos blocos consistem em 43 novos leitos, uma cozinha e um bloco para o setor farmacêutico, com almoxarifado, vestiários, áreas de chefia e administração. A

área nova, somados área a construir e área a reformar, é de 631,85 m². Esta ampliação foi feita tanto para corrigir os efeitos patológicos de um dos blocos, que apresentava mais grave diagnóstico, quanto para melhor comportar o grande fluxo de pacientes de Sousa e região.

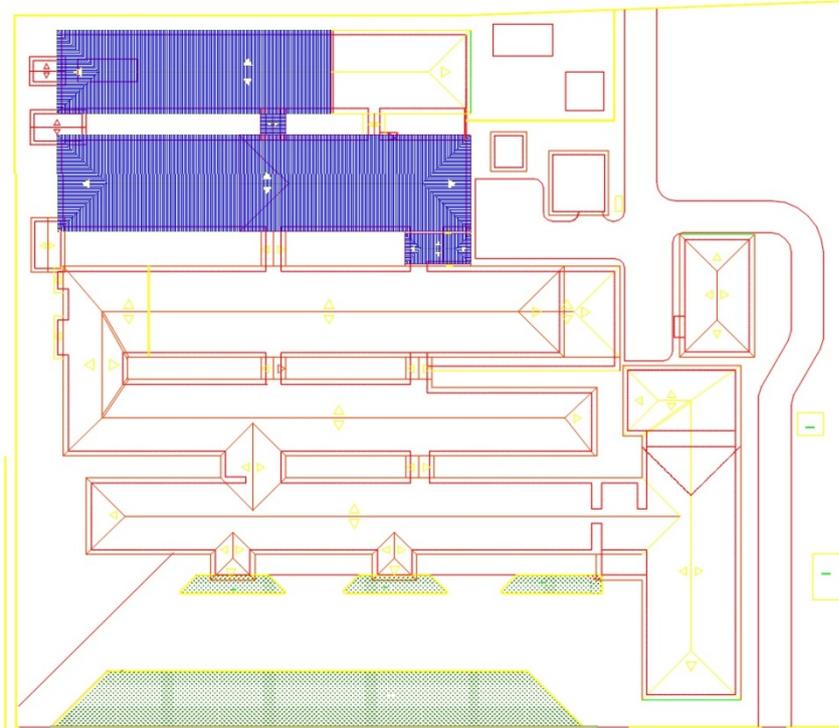


Figura 44 –Área de reforma e ampliação do Hospital Regional

Fonte: Autor (2019)

Tomando como base o projeto arquitetônico foi feito o projeto estrutural, levando em consideração os inúmeros problemas existentes na estrutura atual e tomando-se o cuidado de evitar que isto ocorresse na estrutura nova. Os parâmetros levados em consideração na elaboração deste projeto são detalhados a seguir.

3.4 PARÂMETROS DE PROJETO

Como parte dos estudos preliminares para o projeto estrutural, foram feitos ensaios de sondagem de simples reconhecimento (SPT) no solo a receber as cargas da fundação. Foram feitas 5 sondagens no terreno, com suas posições em planta marcadas no Anexo A. No Anexo B encontram-se os perfis de sondagem referentes à cada perfuração, com suas respectivas camadas de solo, sua classificação e os valores de N_{spt} .

Através da sondagem foi detectado que o solo do terreno é composto essencialmente por quatro camadas diferentes. A primeira camada, que nas sondagens possui profundidade de cerca de 1 m, caracteriza-se por um N_{spt} médio em torno de 18, com máximo de 39 e mínimo

de 7. Analisando sua compacidade por meio da Tabela 18 estima-se, pelo Nspt médio de 18, que o solo desta camada é em geral medianamente compacto, com boa compacidade na sondagem SP01 e pouco compacto na sondagem SP05.

A segunda camada, que inicia-se a cerca de 1 m de profundidade, possui Nspt médio de 10, característico de camadas de média compacidade, com Nspt máximo de 22 na sondagem SP02 (característico de solo compacto) e mínimo de 4 nas sondagens SP04 e SP05 (característico de solo fofo). Há de se levar em consideração, entretanto, que em todas as sondagens a segunda camada inicia-se por volta da cota de 1 metro de profundidade e possui espessura menor do que 45 cm, que são, respectivamente, a cota de início de cravação (sempre a cada metro, conforme detalhado em 2.3.1) e a espessura de solo cravado pelo ensaio SPT. Por conta disso, os 45 cm de espessura de solo analisados pelo ensaio são maiores do que a própria espessura da segunda camada, o que faz com que o ensaio englobe nos seus resultados tanto esta segunda camada quanto a camada subjacente. O resultado do Nspt obtido, portanto, é inapropriado para ser considerado como um fator caracterizante exclusivo da segunda camada.

A terceira camada estende-se até pouco mais de 3 metros de profundidade. Como é uma camada argilosa, sua caracterização é feita pela consistência por meio dos valores de Nspt. O valor médio do Nspt para as 5 sondagens é de 26, caracterizando um solo duro, com as sondagens SP03 e SP05 indicando um solo rijo. A quarta camada, em razão da sua virtual impenetrabilidade, foi considerada camada de rocha. A tabela 18 resume as informações descritas acima.

Tabela 18 –Valores de Nspt e designação das camadas do solo

Camada de solo	Nspt			Designação
	Máximo	Mínimo	Médio	
1	39	7	18	Medianamente compacto
2	22	3	10	Medianamente compacto
3	39	14	26	Duro
4	variável			Alta compacidade - rocha

Fonte: Autor

Analisando a terceira camada, argilosa, por meio da Tabela 16, podemos refletir sobre sua resistência à compressão. Esta camada, em média, apresenta um Nspt que caracteriza seu solo como de consistência dura, com alguns pontos de consistência rija. Solos de consistência dura, pela Tabela 16, apresentam resistência à compressão maior do que 400 kPa, e solos de rijos apresentam resistência de 200 a 400 kPa. Este valor de resistência, analisada isoladamente, é suficiente para que esta camada sirva de alicerce para as fundações da

edificação. Entretanto, compactidade e consistência do solo são classificações importantes mas não suficientes para o estudo de uma fundação.

Em consequência disto, amostras foram colhidas por meio dos ensaios e foi feita a classificação tátil-visual do solo. Unindo as informações de compactidade, consistência e classificação tátil-visual, as quatro camadas de solo foram melhor definidas como: uma camada de aterro, uma camada fina de silte, uma camada de solo argiloso de espessura entre 1,8 m e 2,25 m, e por fim solo de rocha granítica a uma profundidade variando desde 3,05 m a 3,35 m. A figura 45 mostra um exemplo de classificação do material amostrado pela sondagem SP03.

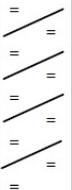
Profund. das camadas (m)		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL AMOSTRADO
0,00		Aterro areno-argiloso c/ metralha cor variegada
0,88		Silte areno-argiloso c/ seixo rolado med. compacto - cor variegada
1,15		Argila silto-arenosa dura cor variegada
3,35		
		Rocha Granítica

Figura 45 –Exemplo de perfil do solo obtido pelo ensaio de sondagem

Fonte: Autor

A partir dos dados obtidos pelo perfil do terreno foi possível estabelecer uma causa de tantos problemas relacionados à expansibilidade da argila: a água que eventualmente infiltra no terreno percorre as camadas de aterro, de silte e de argila mas não consegue penetrar a camada rochosa, o que causa seu confinamento no solo. A água confinada satura a camada argilosa imediatamente acima da rocha granítica e aumenta sua plasticidade e expansibilidade, causando instabilidade no solo e os vários problemas estruturais resultantes disto.

3.5 SOLUÇÃO ADOTADA

Levando em conta este diagnóstico, as características do perfil do solo e o histórico de patologias em virtude da expansibilidade do solo argiloso, a solução adotada nas fundações

foi um sistema composto por vigas baldrame e sapatas. As sapatas foram dimensionadas para se apoiarem na camada de rocha abaixo da camada de argila, de modo a evitar que eventuais expansões volumétricas da argila ocasionem recalques na estrutura. Para manter o piso da estrutura também livre dos efeitos da argila e garantir uma maior rigidez contra eventuais recalques diferenciais optou-se, ao invés de piso comum, por uma laje de piso treliçada elevada em relação ao solo.

A elevação da laje de piso em relação ao solo adotada em projeto foi estabelecida com base na expansibilidade do solo. Como não foram feitos ensaios pra determinar com precisão o grau de expansibilidade do solo, considerou-se a expansibilidade como semelhante a de um típico solo argiloso expansivo, rico em montmorilonita. Partindo do pressuposto que solos argilosos ricos em montmorilonita podem se expandir em até 20% o seu volume, no projeto foi considerado que a camada argilosa expande-se no valor de 15%. A espessura da camada de argila, obtida através dos ensaios de sondagem, varia entre 1,8 m e 2,25 m. Então, para uma expansão de 15%, esta camada se expandiria de 27 cm a 33 cm. Adotou-se, portanto, a elevação da laje de piso como 40 cm.

A fundação das paredes de uma edificação simples é comumente feita por embasamento e pedra argamassada. Como esta laje é elevada, este tipo de fundação torna-se inviável. A solução adotada, portanto, consiste na fundação das paredes através de vigas baldrame, percorrendo a base das paredes da construção e ao mesmo tempo mantendo a distância em relação ao solo.

O esquema estrutural composto de laje de piso treliçada, vigas baldrame e sapatas foi planejado, portanto, não para evitar a expansão do solo, mas para evitar qualquer tipo de dano à estrutura caso haja uma expansão.

Ainda havia, entretanto, uma problemática: a camada de rocha localiza-se numa profundidade considerável de mais de 3 metros, e o piso encontraria-se elevado em relação ao terreno. Uma sapata assentada nestas condições resultaria num pescoço de pilar de grande extensão, partindo desde o piso até o corpo da sapata. Esta condição torna a fundação significativamente mais onerosa, pois deve-se gastar mais com concreto armado para cobrir esta distância. Para fazer com que as sapatas fossem menos profundas (e, portanto, menos onerosas), foi feito um melhoramento do solo através de estabilização, aplicando sucessivas camadas de solo-cimento.

As proporções adotadas para dosagem do solo-cimento foram de 1 de cimento para 20 de areia grossa, com 7% de umidade em relação ao volume total. Um solo-cimento composto de cimento e argila, por conta das características mineralógicas do material, exige mais

cimento para atingir uma resistência satisfatória, e a estabilização seria, portanto, mais laboriosa do que se fosse feita com areia grossa. Esta areia, como toda areia comercializada, possui uma porcentagem de finos aderida aos seus grãos que impede o material de ser considerado areia pura, garantindo que a mistura solo-cimento tenha consistência adequada para compactação. As camadas de solo reforçado foram aplicadas em camadas sucessivas de 25 cm cada até que se atinja uma espessura total de 150 cm. Deve-se prestar especial atenção com a compactação de cada camada, pois é por meio de uma boa compactação que se garante resistência e transmissão de cargas adequadas. As camadas podem ser compactadas manualmente ou por vibração até se atingir ou o nivelamento ou uma compactação em torno de 3 cm. Compactação em excesso pode causar desagregação da camada inferior, além do uso excessivo do vibrador poder causar instabilidade nas paredes de argilas escavadas para a execução do solo-cimento. Sendo seguidos os cuidados associados à sua implementação, o solo reforçado serve como apoio para as sapatas, economizando-se em concreto armado e diminuindo consideravelmente os gastos em material na obra.

A figura 46 mostra detalhe da solução adotada, com a laje de piso elevada e com as fundações em baldrame e sapata assentadas sobre uma camada de solo-cimento.

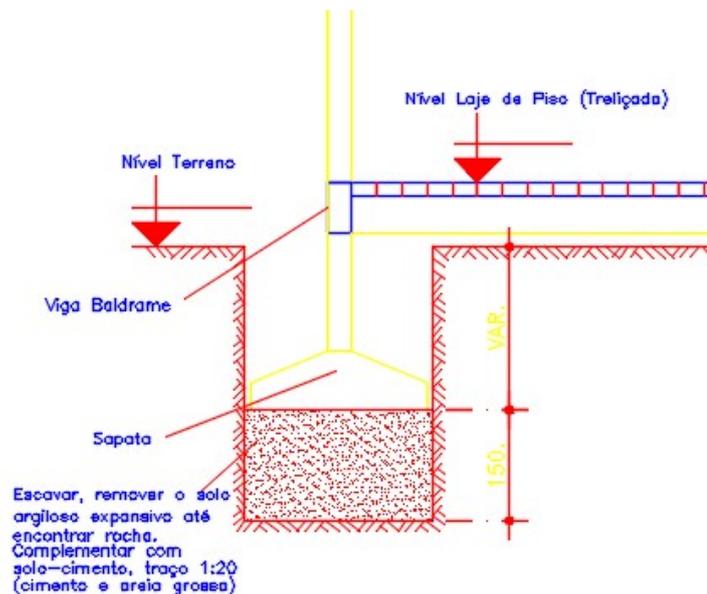


Figura 46 – Detalhe da solução em fundação adotada

Fonte: Autor

4 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS

Tendo em vista os parâmetros de projeto adotados, a metodologia de cálculo usada para dimensionamento da estrutura, as suposições e medições feitas, foi feito o dimensionamento final das estruturas de fundação da edificação.

4.1 VIGAS BALDRAME

As vigas baldrame foram dimensionadas usando a mesma metodologia de cálculo de uma viga tradicional. O arranjo das vigas, pilares e lajes na estrutura está detalhado no Apêndice A. O total previsto foi de 52 vigas.

Para o dimensionamento considerou-se as cargas: peso próprio da estrutura, as cargas advindas da laje de piso, cargas das alvenarias apoiadas sobre as vigas e eventuais contribuições da cobertura. Como resultado, estabeleceu-se duas dimensões de seção transversal de viga baldrame: uma de 20x40 e outra de 20x30. Das 52 vigas, 6 vigas possuem seção transversal de 20x30 e foram utilizados em trechos cujo vão livre é pequeno, de 2,10 m. O restante das 46 vigas possuem seção de 20x40 e atuam em vãos diversos.

Quanto as suas armaduras, estabeleceu-se que, como à altura máxima da seção das vigas baldrame foi de 40 cm, não havia necessidade de uso de armadura de pele e, em todos os casos, utilizou-se armadura dupla por precaução. A armadura longitudinal positiva nas vigas de seção 20x40 variou entre Ø12,5 e Ø16 de diâmetro, enquanto nas vigas de seção 20x30 utilizou-se barras de diâmetro Ø10. Já a armadura longitudinal negativa das vigas baldrame, devido à grande variabilidade de cargas, apresentou muitas variações nos diâmetros das barras e nas suas combinações.

Para a armadura transversal ao cisalhamento calculou-se os estribos. As seções transversais apresentaram estribos de Ø5,0 e Ø6,3 de diâmetro, com 15 cm de espaçamento. Em algumas vigas adotou-se espaçamento menor na região dos seus apoios, pois estas regiões apresentam esforço cortante maior do que o esforço cortante presente no restante da viga.

O comprimento de ancoragem reto calculado em relação ao eixo de transpasse da armadura foi em média de 50 cm para armadura positiva e na maioria dos casos de 35 cm para armadura negativa. A posição desta emenda por transpasse foi feita com base no diagrama de momento fletor: a emenda nas armaduras positivas foi feita na região dos apoios pois esta é a região no diagrama onde há menor predominância de momentos positivos, da mesma forma

que a emenda nas armaduras negativas foi feita na região dos vãos das vigas pois esta é a região no diagrama onde há menor incidência de momentos negativos.

A ancoragem nos ganchos foi de 20 cm na armadura negativa e de 35 cm ou 45 cm na armadura positiva. A figura 47 mostra exemplo das posições e dos comprimentos de ancoragem de uma das vigas calculadas, com a ancoragem reta da armadura positiva no eixo dos pilares e a ancoragem negativa nos vãos da viga.

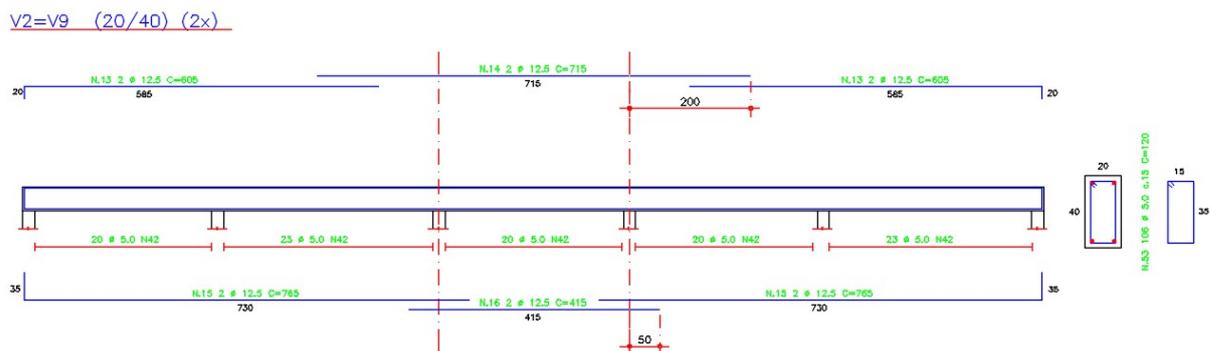


Figura 47 –Detalhe da ancoragem das armaduras

Fonte: Autor

O Apêndice B detalha a seção transversal, a armadura transversal e longitudinal e a ancoragem de todas as vigas baldrame da estrutura.

4.2 SAPATAS

Para dimensionamento das sapatas é necessário ter as cargas atuantes em cada pilar. O mapa de cargas, disponível no Anexo C, detalha os valores referentes à cada pilar.

A partir dos valores de cargas, procedeu-se ao cálculo das sapatas seguindo a metodologia explicitada na seção 2.2.4 deste trabalho. A tensão utilizada no cálculo das dimensões das sapatas foi a tensão resistente da camada de solo-cimento, já que é esta camada que estará entre a base da sapata e a camada rochosa. Segundo explicitado na seção 2.3.4, uma camada de solo-cimento com teor de cimento de 5% a 8% pode atingir uma resistência entre 0,5 e 1 Mpa. Assim, como margem de segurança, adotou-se para o solo estabilizado um teor de cimento de 5% em relação ao volume de areia grossa e assumiu-se, para esta percentagem, uma capacidade resistente à ruptura no valor de 0,5 Mpa. Com base neste valor, adotou-se um coeficiente de segurança da ordem de 2,5, estimando-se para as sapatas o valor de 0,2 Mpa.

Após o cálculo pôde-se dividi-las em quatro tipos de acordo com as seguintes dimensões: 31 sapatas de dimensão 90 cm x 90 cm, 43 sapatas de dimensão 120 cm x 120 cm, 16 sapatas de dimensão 145 cm x 145 cm e 6 sapatas de 170 cm x 170 cm, totalizando 96 sapatas. Os valores obtidos para as armaduras estão detalhados no Apêndice C.

4.3 PROCEDIMENTO EXECUTIVO

O procedimento executivo da estrutura inicia-se com a escavação, até ser atingida profundidade da camada de rocha, do local onde serão construídas as sapatas, deixando pequena margem lateral para posicionamento das fôrmas e outros acessórios usados no método construtivo. Ao se atingir a profundidade desejada, prepara-se a mistura de solo estabilizado e aplica-se no local escavado em sucessivas camadas de 25 cm de espessura. Cada camada é devidamente compactada, mantendo o cuidado de no processo de compactação não ocorrerem danos às faces da escavação e de não se utilizar com excesso o compactador com vibração para não causar desagregação da camada subjacente de solo estabilizado. Atingido bom nivelamento e compactação satisfatória, procede-se para a próxima camada até que se atinja uma espessura de 150 cm de solo-cimento.

Após a execução da camada de solo estabilizado e atingida rigidez suficiente, aplica-se em sequência camada de concreto magro de 8 cm. Após endurecimento da camada, sobre ela executam-se as sapatas dos pilares da edificação. Os pescoços das sapatas são construídos até atingirem cota elevada acima do terreno, onde segue-se a execução das vigas baldrame e da laje de piso armada.

A laje treliçada é construída tal como toda laje convencional através de fôrmas e escoramentos, mantendo a elevação estabelecida de 40 cm em relação ao solo. Neste caso, por conta da baixa elevação da laje em relação ao solo, as fôrmas e os escoramentos são perdidos após a concretagem e, portanto, optou-se por utilizar um escoramento convencional de madeira e fôrmas de compensado que são mais baratas. Junto com a laje treliçada também são feitas de forma similar as fôrmas e escoramentos das vigas baldrame foram executadas do mesmo modo. Deste ponto em diante as estruturas restantes são executadas da forma convencional e assim conclui-se a execução do projeto estrutural.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O bom engenheiro não é aquele que somente sabe projetar e executar obras de grande complexidade mas sim, aquele que consegue encontrar soluções simples para problemas complexos. Fundações em solos argilosos são extremamente problemáticas e exigem do projetista uma maior atenção quanto ao diagnóstico do solo a ser utilizado. Felizmente, entretanto, a solução sugerida no presente trabalho contrasta com a complexidade do material pois consiste em uma fundação de simples execução e que usa tecnologias já difundidas na construção civil.

Solucionar a expansibilidade do solo através de estabilização da camada argilosa iria demandar altos custos em cimento, escavação e compactação, da mesma forma que resolver o problema fazendo-se a troca do solo argiloso por outro solo de melhor qualidade também resultaria na mesma dimensão de custos. Em contrapartida, a solução dada neste projeto com a adoção de uma estrutura elevada em relação ao solo se torna bem mais viável, tendo em vista que a estrutura será composta de sapatas, vigas e lajes de execução bastante conhecida na construção civil. Considerando-se que o reforço de solo utilizado nesta solução, que é a camada de solo-cimento, é composto simplesmente por areia grossa e cimento, não há exigência de tecnologias avançadas para sua execução.

Graças a fácil disponibilidade de materiais e simples execução da estrutura, a solução sugerida é, portanto, viável de ser implementada não só no local de estudo mas em várias outras localidades que sofram com problemas relacionados a expansibilidade do solo.

Para trabalhos futuros, sugere-se uma comparação de custos entre a solução adotada e outras soluções possíveis, como a solução convencional da substituição do solo expansivo por outro de melhor qualidade ou outra solução com argila estabilizada através da mistura com cimento. Desta forma, pode-se obter valores comparativos mais detalhados entre as soluções e assim determinar com exatidão a viabilidade do projeto.

6 REFERÊNCIAS

ABNT. **NBR 6122: Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro. 2010.

ABNT. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio.** Rio de Janeiro. 2001.

ABNT. **NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios.** Rio de Janeiro. 1983.

ABNT. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento.** Rio de Janeiro. 2014.

ABNT. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro. 1980.

ABNT. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro. 1988.

ABNT. **NBR 6457: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** Rio de Janeiro. 2016.

ABNT. **NBR 6459: Solo - Determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro. 2016.

ABNT. **NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro. 2016.

ABNT. **NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica.** Rio de Janeiro. 2016.

ABNT. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento.** Rio de Janeiro. 2003.

ABNT. **NBR 8953: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência.** Rio de Janeiro. 2015.

ABNT. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.** Rio de Janeiro. 2017.

ABNT. **NBR NM ISO 2395: Peneiras de ensaio e ensaio de peneiramento - Vocabulário.** Rio de Janeiro. 1996.

ABNT. **NBR NM ISO 3310-1: Peneiras de ensaio - Requisitos técnicos e verificação. Parte 1: Peneiras de ensaio com tela de tecido metálico (ISO 3310-1, IDT).** Rio de Janeiro. 2010.

ABNT. **NBR NM ISO 3310-2: Peneiras de ensaio - Requisitos técnicos e verificação. Parte 1: Peneiras de ensaio de chapa metálica perfurada (ISO 3310-2:1999, IDT).** Rio de Janeiro. 2010.

AZEREDO, G. A. **Estruturas de concreto armado II.** João Pessoa: UFPB, 2018.

BARNES, G. **Mecânica dos Solos - Princípios e práticas.** 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016

BASTOS, P. S. **Disciplinas Lecionadas.** FEB/UNESP, 2019. Disponível em <www.feb.unesp.br/pbastos>. Acesso em: 16 ago. 2019.

BITTENCOURT, D. M. A. **Sondagem de simples reconhecimento – equipamento.** [2018?] 1 ilustração, p&b. Disponível em <http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/17430/material/PUC_FUN_03_Investig%C3%A7%C3%B5es%20Geot%C3%A9cnicas.pdf>.

BORGES, E. **Domínios de estado-limite último de uma seção transversal para a ABNT NBR 6118:2003.** 2015. 1 gráfico, p&b. Disponível em <<<https://www.tudoengcivil.com.br/2015/08/dominios-de-deformacao-estruturas-de.html>>>.

CAMPOS, M. S. **Classificação tátil-visual do solo.** 2014. São Paulo. 1 fotografia, color. Disponível em <<http://files.sena-solos-e-geologia.webnode.com/200000030-1300313fa9/Aula%2003%20-%20Estruturas,%20Textura%20e%20identifica%C3%A7%C3%A3o%20tatil%20visual.pdf>>.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 1: fundamentos.** 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações, volume 2: mecânica das rochas, fundações e obras de terra.** 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2017.

CARVALHO, J. B. **Fundamentos de Mecânica dos Solos.** 1. ed. Campina Grande: Gráfica Marcone, 2004.

CARVALHO, R. C. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2003**. 4. ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CERRUTI, R. M.; SANTOS, S. H. C. **Diagrama tensão-deformação do concreto**. 2015. 1 gráfico, p&b. Disponível em <http://www.scielo.br/scielo.php?pid=S1983-41952015000400547&script=sci_arttext&tlng=pt>.

CRISTOFOLI, T. R., et al. **Funcionamento de uma viga de concreto segundo a treliça de Mörsch**. 2018. 1 ilustração, p&b. Disponível em <<http://www.abpe.org.br/trabalhos2018/033.pdf>>.

CRUZ, R. C. S. **Fundações superficiais**. [2018?]. 1 fotografia, p&b. Disponível em <<https://docente.ifrn.edu.br/valtencirgomes/disciplinas/construcao-de-edificios/fundacoes>>.

DAS, B. M. **Princípios de engenharia de fundações**. 1. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2016.

DINIS, H.; MONTEFUSCO, E. **Viga Baldrame e Sapata Corrida: Principais diferenças. Mapa da Obra**, São Paulo, abr. 2019. Disponível em <<https://www.mapadaobra.com.br/capacitacao/viga-baldrame/>>. Acesso em: 18 ago. 2019.

EESC. **Ensaio de impregnação**. [2018?] 1 fotografia, p&b. Disponível em <<http://www.sgs.eesc.usp.br/images/MecSolosPos/ENSAIOS.pdf>>.

FLORA, D. **Argila expandida**. 1 fotografia, color. Disponível em <<https://www.floradelivery.com.br/argila-expandida-10-kg>>.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 1. ed. São Paulo: PINI, 1995.

GOMES, C. F. **Argilas: o que são e para que servem**. 1. ed. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian, 1988.

GUERRIN, A.; LAVAUUR, R. C. **Tratado de Concreto Armado vol. 2: As fundações**. 3. ed. São Paulo: Hemus, 2002.

HACHICH, W., et al. (Ed). **Fundações - Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: PINI, 1998.

HAZEN, A. **The filtration of public water supplies**. 1. ed. Nova York: Wiley, 1892.

HOLTZ, R. D; GIBBS, H. J. **Engineering properties of expansive clays**. 1. ed. American Society of Civil Engineers, 1956.

KNAPPETT, J. A.; CRAIG, R. F. (2018). **Craig mecânica dos solos**. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2018.

LAFAYETTE, K. **Ensaio de sedimentação**. [2014?]. 1 fotografia, color. Disponível em <<https://slideplayer.com.br/slide/1831952/>>.

MINAS JR. **Diferentes cores de argila**. 2019. 1 fotografia, color. Disponível em <<https://www.minasjr.com.br/argilas-e-argilominerais/>>.

MOKHTARI, M; DEGHANI, M. **Residential driveway damaged by expansive soil**. 2012. Disponível em <<http://www.ejge.com/2012/Ppr12.225alr.pdf>>.

MOLINA JR. W. **Determinação do limite de plasticidade**. 2017. 1 ilustração, p&b. Disponível em <https://www.researchgate.net/figure/Figura-37-Determinacao-do-Limite-de-Plasticidade-o-solo-umedecido-e-rolado-entre-a_fig21_312584281>.

MORAVIA, W. G., et al. Caracterização microestrutural da argila expandida para aplicação como agregado em concreto estrutural leve. **Cerâmica**, São Paulo, n. 52 , p. 193-199, 2006.

MOURA, A. P. **Sapata isolada**. 2016. 1 ilustração, color. Disponível em <<http://site.ufvjm.edu.br/icet/files/2016/07/AULA01-SISTEMAS-DE-FUNDACAO-E-O-PROJETO-DE-FUNDACOES.pdf>>.

MOURA, J. **Detalhamento da seção com armadura dupla**. 2019. 1 ilustração, p&b. Disponível em <<https://www.guiadaengenharia.com/dimensionamento-viga-armadura-dupla/>>.

PINTO, C. D. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PLANETA ENGENHARIA. **Esquema de transmissão de cargas em uma estrutura**. 2018. 1 ilustração, color. Disponível em <<https://www.instagram.com/p/BqPkG8qF3un/>>.

REBELLO, Y. C. **A concepção estrutural e a arquitetura**. 9. ed. São Paulo: Ziguarte Editora, 2000.

REPÓRTER PB. Diretora do Hospital Regional de Sousa, revela estatísticas de atendimentos, investimentos e rebate críticas; Vídeo. **Repórter PB**, Paraíba, 14 mai. 2018. Disponível em <<https://www.reporterpb.com.br/noticia/sousa/2018/05/14/diretora-do-hospital-regional-de->

sousa-revela-estatisticas-de-atendimentos-investimentos-e-rebate-criticas-video/76556.html>.
Acesso em: 05 set. 2019.

SANT'ANNA, P. **Área de aço a partir da escolha da bitola e da quantidade de barras.** 2018. 1 ilustração, p&b. Disponível em <<https://www.acad.eng.br/detalhamento-de-estruturas/>>.

SANTOS, M. D. D. **Problemas geotécnicos associados a solos expansivos em Lisboa.** Universidade Nova de Lisboa, 2017.

TENG, W. C. (1962). **Foundation Design.** 1. ed. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, 1962.

THOMÉ, O. **Viga baldrame.** 2019. 1 ilustração, p&b. Disponível em <<https://www.pinterest.com/pin/838795499319738004/>>.

TOTAL ENGENHARIA. **Compactação do solo.** 2019. 1 ilustração, color. Disponível em <<https://www.totalconstrucao.com.br/compactacao-do-solo/>>.

YÁZIGI, W. **A Técnica de Edificar.** 16. ed. São Paulo: PINI, 2007

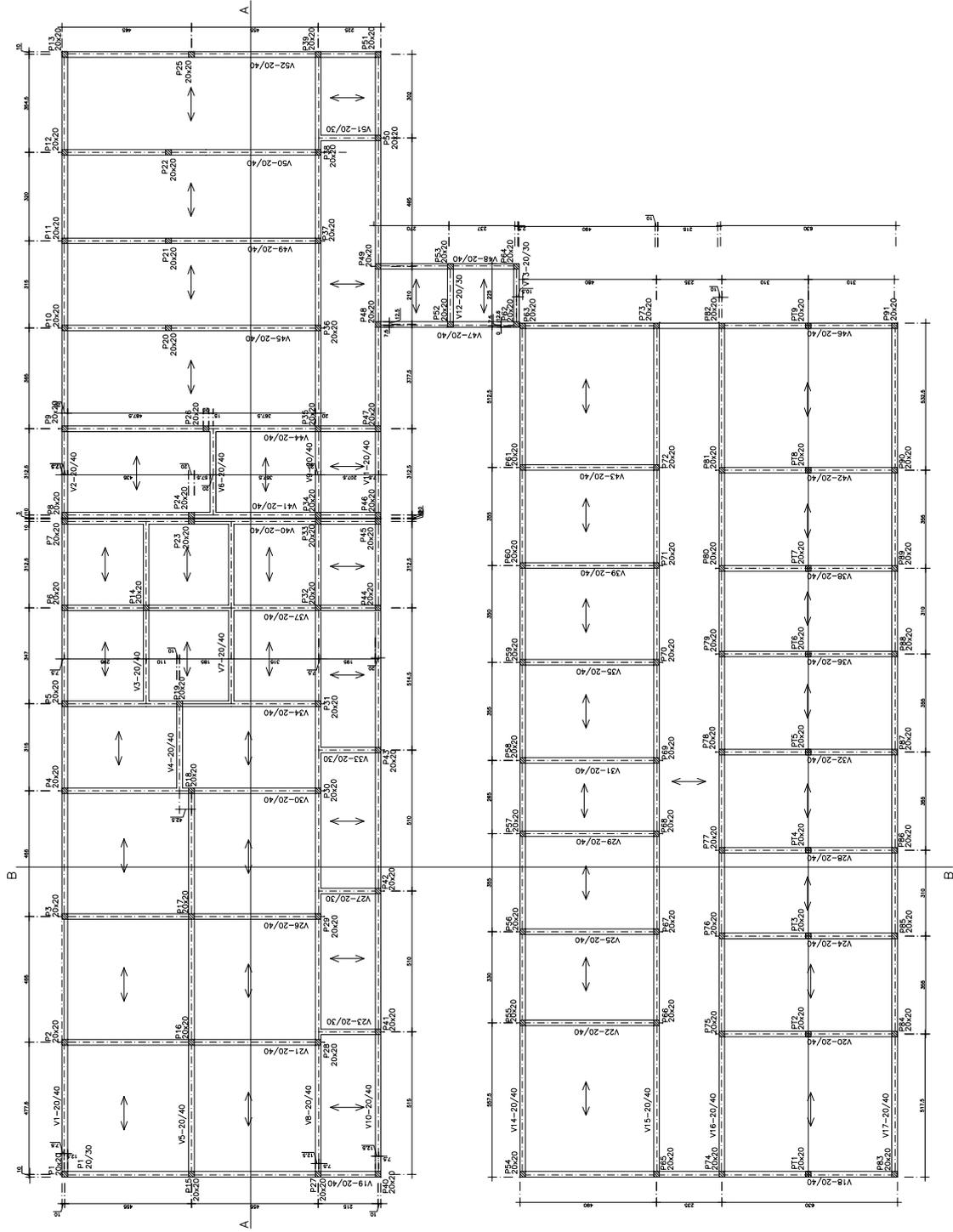
APÊNDICES

APÊNDICE A – PLANTA DE FÔRMAS DO PAVIMENTO TÉRREO

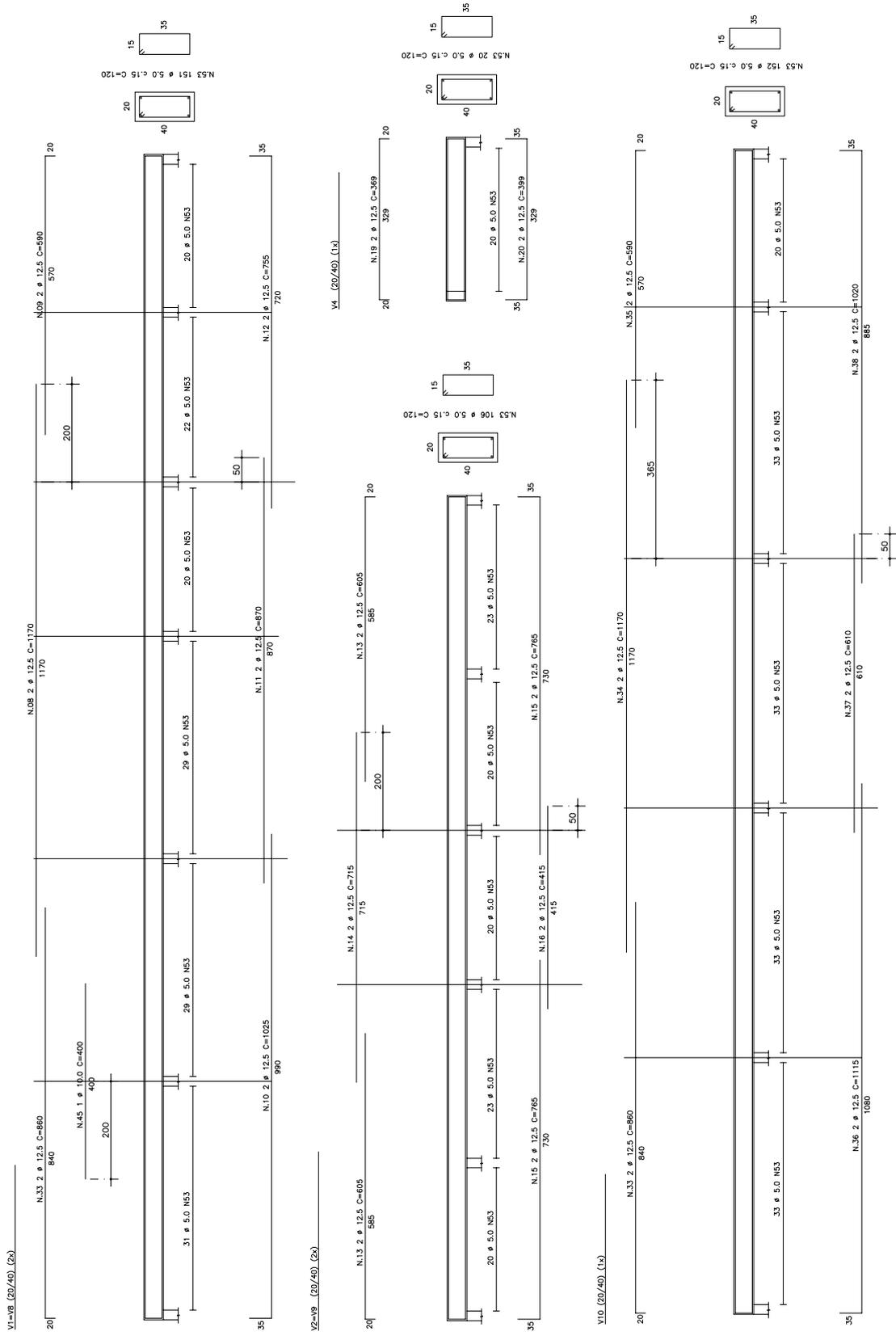
APÊNDICE B – DETALHAMENTO DE VIGAS BALDRAME

APÊNDICE C – DETALHAMENTO DE SAPATAS

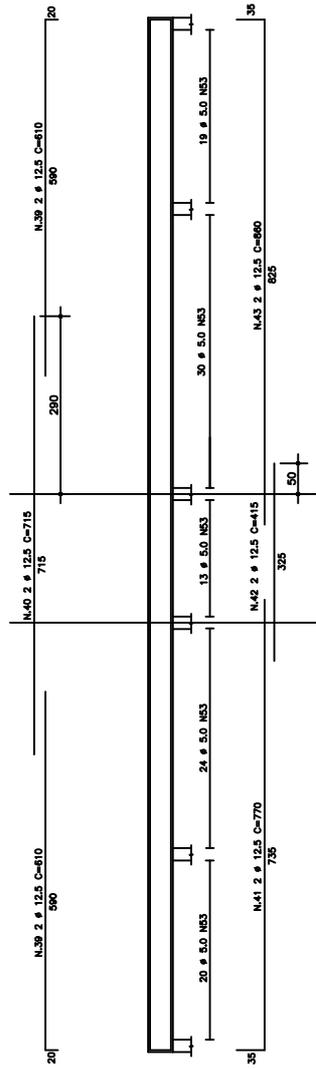
APÊNDICE A - PLANTA DE FÔRMA DO PAVIMENTO TÊRREO



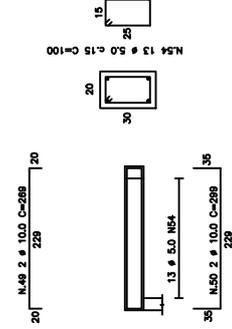
APÊNDICE B - DETALHAMENTO DE VIGAS BALDRAME



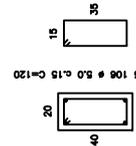
V11 (20/40) (1x)



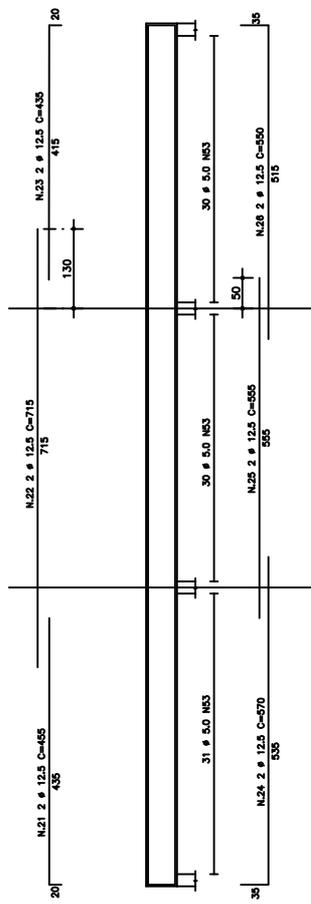
V23=V27=V35=V51 (20/20) (4x)



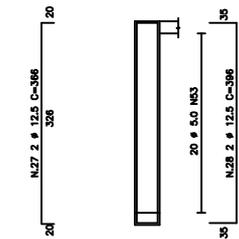
M.53 10# # 5.0 C=15 C=120



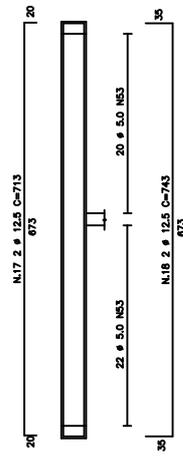
V5 (20/40) (1x)



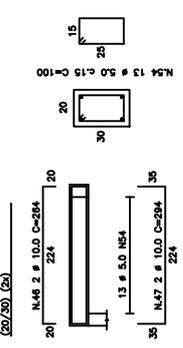
V8 (20/40) (1x)



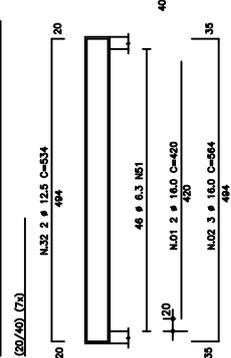
V5=V7 (20/40) (2x)



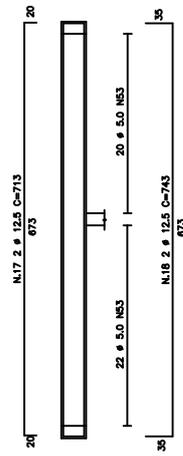
V12=V13 (20/30) (2x)



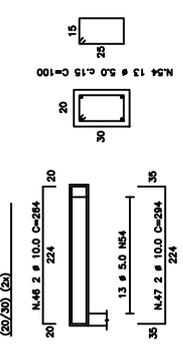
V22=V25=V28=V31=V35=V39=V43 (20/40) (7x)



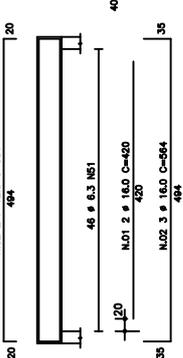
V5=V7 (20/40) (2x)



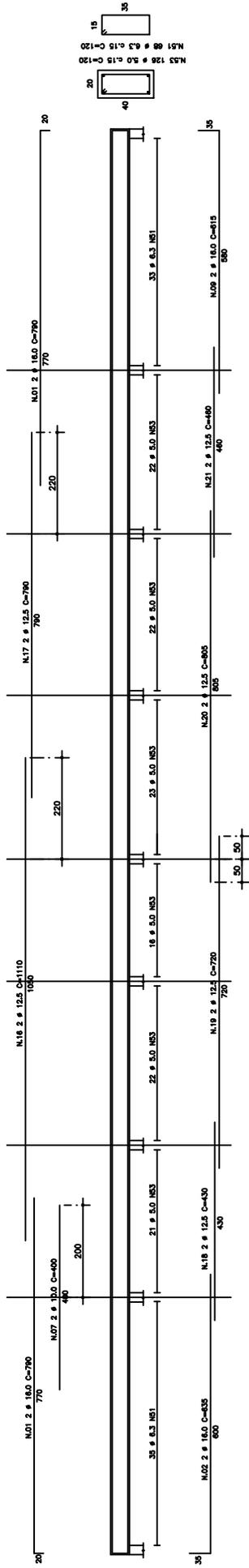
V12=V13 (20/30) (2x)



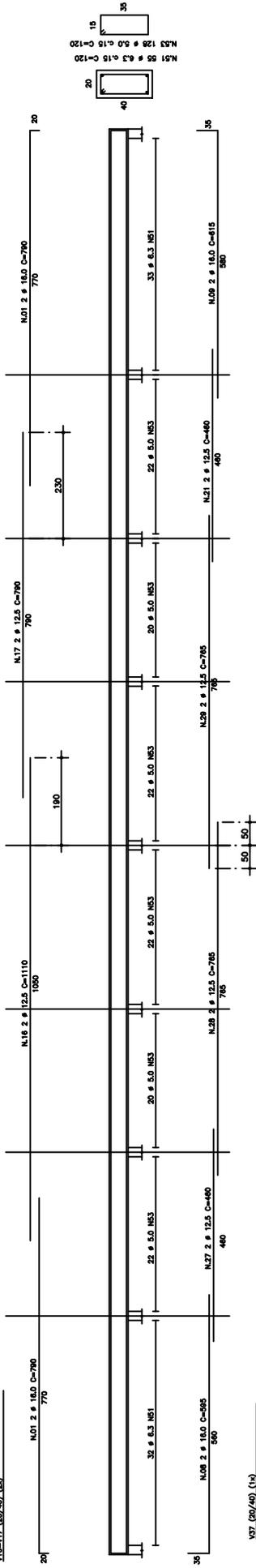
V22=V25=V28=V31=V35=V39=V43 (20/40) (7x)



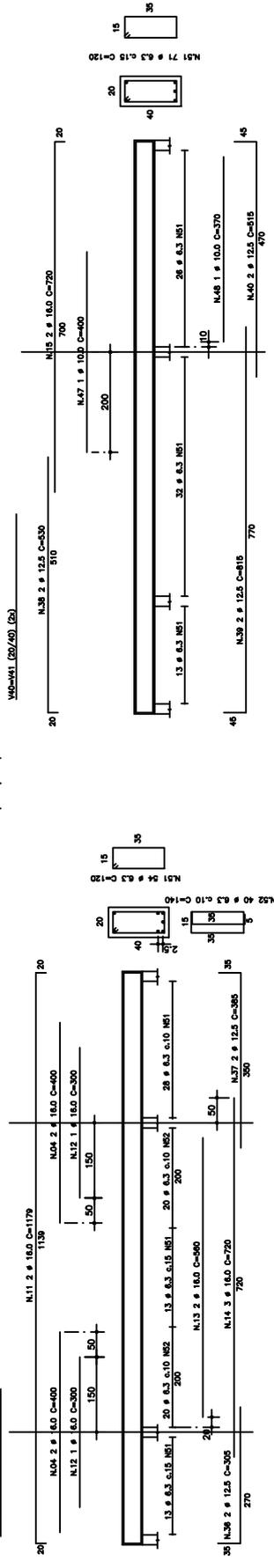
V14=V15 (20/40) (2x)



V16=V17 (20/40) (2x)

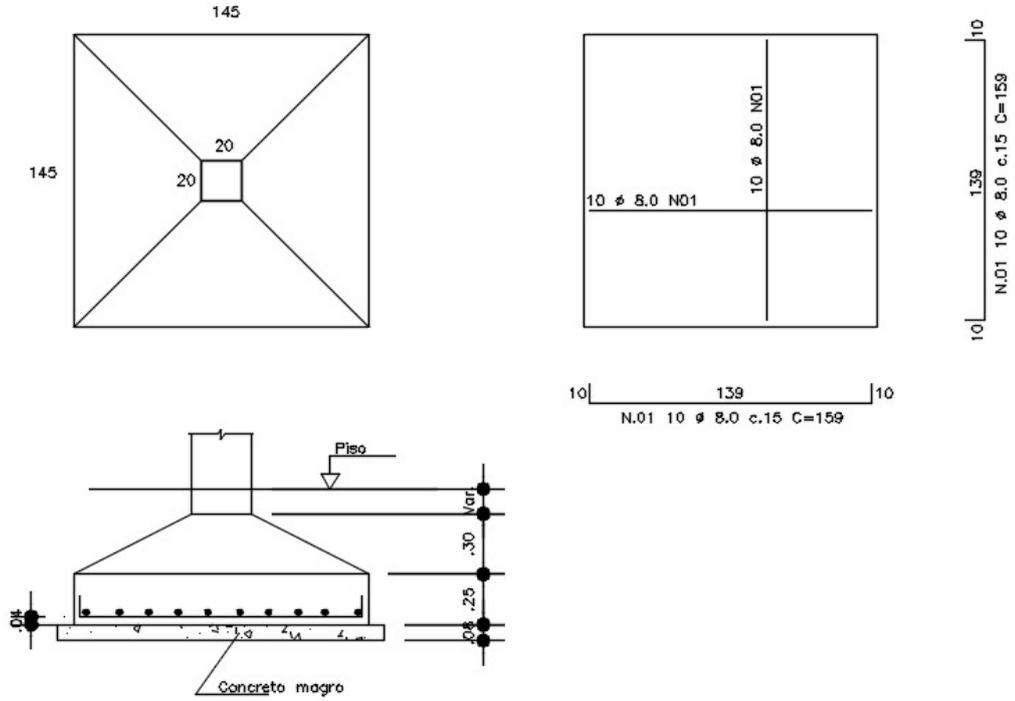


V37 (20/40) (1x)

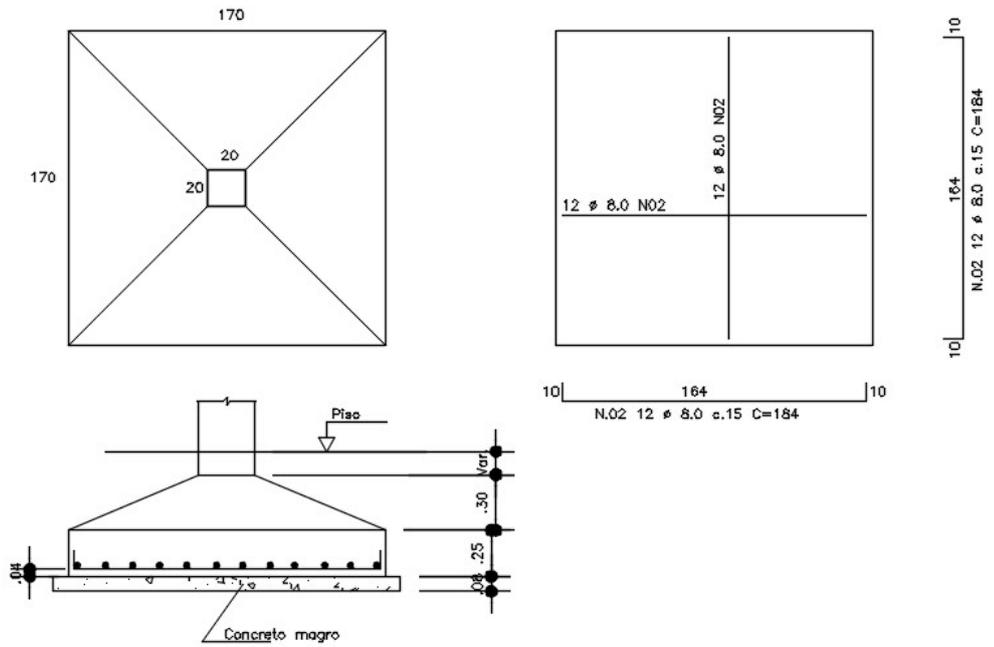


$P14=P20=P21=P22=P26=P28=P29=(P33+P34)=$
 $P55=P61=P66=P68=P70=P72=P75=P81$

145/145 (16x)



$P16=P17=P18=P19=(P23+P24)=P32$ 170/170 (6x)



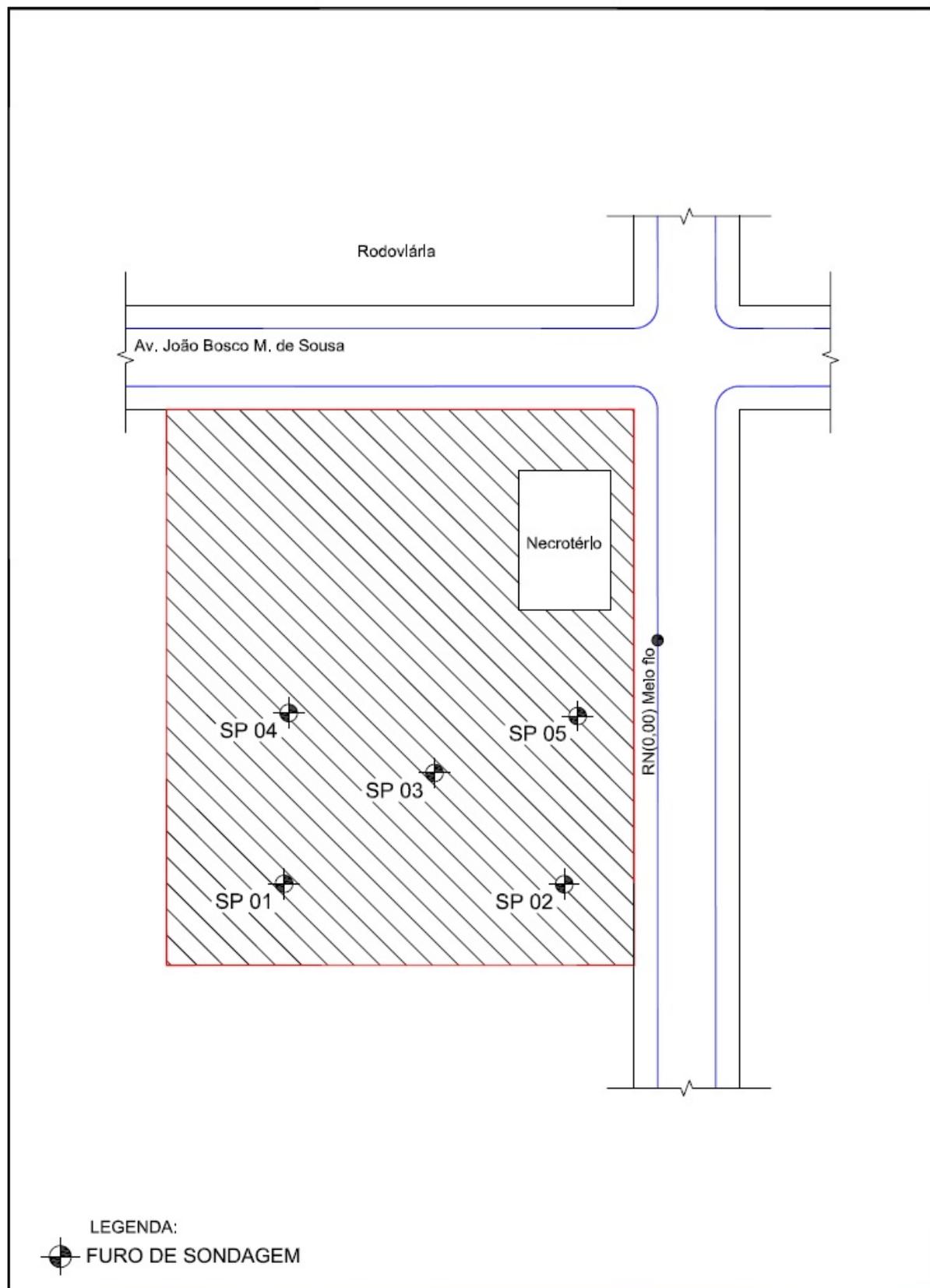
ANEXOS

ANEXO A – CROQUI COM LOCALIZAÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM NO TERRENO

ANEXO B – BOLETINS DE SONDAGEM DO TERRENO

ANEXO C – MAPA DE CARGAS DOS PILARES

ANEXO A – CROQUI COM LOCALIZAÇÃO DOS FUROS DE SONDAAGEM NO TERRENO



ANEXO B – BOLETINS DE SONDAGEM DO TERRENO

SONDAGEM À PERCUSSÃO																				
CLIENTE / OBRA										SONDADOR										
SP										Cleonilson										
LOCALIZAÇÃO DO FURO										DESENHO										
01										Pedro										
Sousa / PB										DATA										
AMOSTRADOR (diâm.)		REVEST. (diâm. nom.)	MARTELO		COTA DO FURO:	REF. DE NÍVEL (RN): 0,00 m (Meio fio)		INÍCIO		TÉRMINO	REFERÊNCIA									
Externo	50,8 mm		Peso	Alt. de queda				18/09/2018		18/09/2018	057/2018									
Interno	34,9 mm	67 mm	65 kg	75 cm	(-) 0,54m															
Posição do Revest.	Profund. (m)	Número de Golpes/ Penetração (15 cm)	NsPT	GRÁFICO DE PENETRAÇÃO - PROFUNDIDADE												Nível d'água (NA)	Profund. das camadas (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL AMOSTRADO		
				ESCALA: 1/100																
	0,45	12 15	14 16	26 15	39													0,00	Aterro areno-argiloso c/ pedregulho c/ metralha cor variegada	
1	0,93	8 15	7 15	7 15	14													0,93		Aterro areno-argiloso c/ sabre relado compacto- cor variegada
2	1,10	7 15	17 15	22 15	39													1,10	Argila silto-arenosa dura cor variegada	
3	3,05	43 5		43/05														3,05		Rocha Granítica
4																				
5																				
6																				
7																				
8																				
9																				
10																				
11																				
12																				
13																				
14																				
15																				
16																				
17																				
18																				
19																				
20																				
OBSERVAÇÕES:																				

SONDAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE / OBRA						SONDADOR	✓	
SP						Cleonilson		
LOCALIZAÇÃO DO FURO						DESENHO		
02						Sousa / PB		Pedro
AMOSTRADOR (diâm.)		REVEST. (diâm. nom.)	MARTELO		COTA DO FURO:	DATA		REFERÊNCIA
Externo	50,8 mm		Peso	Alt. de queda	(-) 1,02m	INÍCIO	TÉRMINO	057/2018
Interno	34,9 mm	67 mm	65 kg	75 cm		18/09/2018	18/09/2018	

Posição do Revest.	Profund. (m)	Número de Golpes/ Penetração (15 cm)	NSPT	GRÁFICO DE PENETRAÇÃO - PROFUNDIDADE ESCALA: 1/100												Nível d'água (NA)	Profund. das camadas (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL AMOSTRADO		
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55					
	0,45	5/15	7/15	15													Não encontrado	0,00		Aterro areno-argiloso c/ metalha cor variegada
1	1,15	15/15	7/15	22														0,98		Silo areno-argiloso c/ seixo médio med. compacto - cor variegada
2	1,85	8/15	13/15	38	1,30		Argila silto-arenosa dura cor variegada													
3	2,55	63/10	63/10	3,10	Rocha Granítica															
4	3,25																			
5	3,95																			
6	4,65																			
7	5,35																			
8	6,05																			
9	6,75																			
10	7,45																			
11	8,15																			
12	8,85																			
13	9,55																			
14	10,25																			
15	10,95																			
16	11,65																			
17	12,35																			
18	13,05																			
19	13,75																			
20	14,45																			

OBSERVAÇÕES:

SONDAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE / OBRA						SONDADOR		
SP						Cleonilson		
LOCALIZAÇÃO DO FURO						DESENHO		
03						Pedro		
AMOSTRADOR (diâm.)		REVEST. (diâm. nom.)	MARTELO		COTA DO FURO:	DATA		REFERÊNCIA
Externo	50,8 mm		Peso	Alt. de queda	(+) 0,49m	INÍCIO	TÉRMINO	057/2018
Interno	34,9 mm	67 mm	65 kg	75 cm		18/09/2018	19/09/2018	

Posição do Revest.	Profund. (m)	Número de Golpes/ Penetração (15 cm)	NSPT	GRÁFICO DE PENETRAÇÃO - PROFUNDIDADE ESCALA: 1/100												Nível d'água (NA)	Profund. das camadas (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL AMOSTRADO										
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55													
	0,45	8 15	19													Não encontrado	0,00	Aterro areno-argiloso c/ metralha cor variegada										
1	1	7 15	6													0,88	Silo areno-argiloso c/ areia média med. compacto - cor variegada											
2	2	4 15	16													1,15	Argila silto-arenosa dura cor variegada											
3	3	19 15	77/20													3,35	Rocha Granítica											
4	4																											
5	5																											
6	6																											
7	7																											
8	8																											
9	9																											
10	10																											
11	11																											
12	12																											
13	13																											
14	14																											
15	15																											
16	16																											
17	17																											
18	18																											
19	19																											
20	20																											

OBSERVAÇÕES:

SONDAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE / OBRA						SONDADOR Cleonilson		
SP		LOCALIZAÇÃO DO FURO				DESENHO		
04		Sousa / PB				Pedro		
AMOSTRADOR (diâm.)		REVEST. (diâm. nom.)	MARTELO		COTA DO FURO:	DATA		REFERÊNCIA
Externo	50,8 mm		Peso	Alt. de queda		REF. DE NÍVEL (RN): 0,00 m (Meio fio)	INÍCIO	
Interno	34,9 mm	67 mm	65 kg	75 cm	(+) 0,49m		19/09/2018	19/09/2018

Posição do Revest.	Profund. (m)	Número de Golpes / Penetração (15 cm)	NsPT	GRÁFICO DE PENETRAÇÃO - PROFUNDIDADE ESCALA: 1/100												Nível d'água (NA)	Profund. das camadas (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL AMOSTRADO											
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55														
	0,45	3 15	11													0,00	0,20 0,83	Calçamento											
1	1 15	4	Argilo arenoso-argiloso / arenilha cor variegada																										
2	8 15	24	Argila silto-arenosa dura cor variegada																										
3	28 15	80/20	Rocha Granítica																										
4																													
5																													
6																													
7																													
8																													
9																													
10																													
11																													
12																													
13																													
14																													
15																													
16																													
17																													
18																													
19																													
20																													

OBSERVAÇÕES:

SONDAGEM À PERCUSSÃO

CLIENTE / OBRA						SONDADOR Cleonilson		
SP						DESENHO		
LOCALIZAÇÃO DO FURO						Pedro		
05						Sousa / PB		
AMOSTRADOR (diâm.)		REVEST. (diâm. nom.)	MARTELO		COTA DO FURO:	DATA		REFERÊNCIA
Externo	50,8 mm		Peso	Alt. de queda		REF. DE NÍVEL (RN): 0,00 m (Meio fio)	INÍCIO	
Interno	34,9 mm	67 mm	65 kg	75 cm	(-) 0,32m	19/09/2018	19/09/2018	057/2018

Posição do Revest.	Profund. (m)	Número de Golpes / Penetração (15 cm)	NsPT	GRÁFICO DE PENETRAÇÃO - PROFUNDIDADE ESCALA: 1/100												Nível d'água (NA)	Profund. das camadas (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL AMOSTRADO										
				0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55													
	0,45	4 15	7													0,00		Calçamento										
1	1,20	1 15	4													0,20	Atorro arenoso-argiloso c/ metalha cor variegada											
2	1,95	3 15	14													0,83	Argila silto-arenosa dura cor variegada											
3	3,20	21 15	76/20													3,20	Rocha Granítica											
4																												
5																												
6																												
7																												
8																												
9																												
10																												
11																												
12																												
13																												
14																												
15																												
16																												
17																												
18																												
19																												
20																												

OBSERVAÇÕES:

ANEXO C – MAPA DE CARGAS DOS PILARES

Fundação	Nome	Seção (cm)	Peso próprio	Adicional	Solo	Carga (tf)										Carga Máxima (tf)	
						Acidental	Água	Vento X+	Vento X-	Vento Y+	Vento Y-	Desaprumo X+	Desaprumo X-	Desaprumo Y+	Desaprumo Y-	Positiva	Negativa
P1	20 x 20	5.30	4.80	0.00	1.83	0.00	-0.07	0.07	0.12	-0.12	-0.04	0.04	0.05	-0.05	12.01	0.00	
P2	20 x 20	9.61	8.58	0.00	4.04	0.00	0.02	-0.02	0.12	-0.12	0.01	-0.01	0.05	-0.05	22.31	0.00	
P3	20 x 20	9.10	8.15	0.00	3.80	0.00	0.00	0.00	0.12	-0.12	0.00	0.00	0.05	-0.05	21.11	0.00	
P4	20 x 20	7.99	7.24	0.00	3.18	0.00	-0.04	0.04	0.12	-0.12	-0.03	0.03	0.05	-0.05	18.48	0.00	
P5	20 x 20	6.09	5.72	0.00	2.02	0.00	0.01	-0.01	0.14	-0.14	0.01	-0.01	0.05	-0.05	13.91	0.00	
P6	20 x 20	4.58	4.34	0.00	1.18	0.00	-0.04	0.04	0.21	-0.21	-0.03	0.03	0.08	-0.08	10.23	0.00	
P7	20 x 20	3.99	3.78	0.00	1.02	0.00	0.13	-0.13	0.12	-0.12	0.08	-0.08	0.05	-0.05	8.87	0.00	
P8	20 x 20	4.05	3.68	0.00	1.22	0.00	-0.14	0.14	0.12	-0.12	-0.07	0.07	0.03	-0.03	9.03	0.00	
P9	20 x 20	7.96	7.17	0.00	3.21	0.00	0.07	-0.07	0.11	-0.11	0.04	-0.04	0.03	-0.03	18.41	0.00	
P10	20 x 20	6.00	5.62	0.00	2.03	0.00	-0.02	0.02	0.15	-0.15	-0.01	0.01	0.04	-0.04	13.74	0.00	
P11	20 x 20	5.50	5.17	0.00	1.79	0.00	0.00	0.00	0.15	-0.15	0.00	0.00	0.04	-0.04	12.55	0.00	
P12	20 x 20	6.09	5.74	0.00	2.02	0.00	-0.03	0.03	0.15	-0.15	-0.02	0.02	0.04	-0.04	13.95	0.00	
P13	20 x 20	4.44	4.07	0.00	1.39	0.00	0.12	-0.12	0.12	-0.12	0.05	-0.05	0.03	-0.03	9.97	0.00	
P14	20 x 20	15.56	14.01	0.00	7.06	0.00	-0.01	0.01	-0.17	0.17	-0.01	0.01	-0.06	0.06	36.72	0.00	
P15	20 x 20	10.10	8.93	0.00	4.44	0.00	-0.07	0.07	-0.04	0.04	-0.05	0.05	-0.02	0.02	23.52	0.00	
P16	20 x 20	17.75	14.27	0.00	9.66	0.00	0.02	-0.02	0.00	0.00	0.01	-0.01	0.00	0.00	41.69	0.00	
P17	20 x 20	17.38	14.04	0.00	9.40	0.00	-0.02	0.02	0.00	0.00	-0.01	0.01	0.00	0.00	40.84	0.00	
P18	20 x 20	14.37	12.23	0.00	7.45	0.00	0.01	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.06	0.00	
P19	20 x 20	14.30	12.48	0.00	6.92	0.00	0.04	-0.04	-0.03	0.03	0.02	-0.02	-0.01	0.01	33.72	0.00	
P20	20 x 20	11.91	8.59	0.00	7.20	0.00	0.00	0.00	-0.06	0.06	0.00	0.00	-0.02	0.02	27.73	0.00	
P21	20 x 20	11.39	8.35	0.00	6.73	0.00	0.00	0.00	-0.06	0.06	0.00	0.00	-0.02	0.02	26.51	0.00	
P22	20 x 20	11.82	8.54	0.00	7.13	0.00	0.00	0.00	-0.06	0.06	0.00	0.00	-0.02	0.02	27.52	0.00	
P23	20 x 20	8.88	8.62	0.00	3.24	0.00	0.04	-0.04	-0.04	0.04	0.03	-0.03	-0.01	0.01	20.76	0.00	
P24	20 x 20	8.22	7.68	0.00	3.15	0.00	-0.03	0.03	-0.04	0.04	-0.02	0.02	-0.01	0.01	19.08	0.00	
P25	20 x 20	7.80	6.53	0.00	3.60	0.00	0.00	0.00	-0.04	0.04	0.00	0.00	-0.01	0.01	17.96	0.00	
P26	20 x 20	12.03	9.15	0.00	6.66	0.00	0.03	-0.03	-0.03	0.03	0.01	-0.01	0.00	0.00	27.86	0.00	
P27	20 x 20	7.81	7.05	0.00	3.15	0.00	-0.07	0.07	0.22	-0.22	-0.04	0.04	0.10	-0.10	18.14	0.00	
P28	20 x 20	12.12	9.89	0.00	5.95	0.00	0.03	-0.03	0.05	-0.05	0.01	-0.01	0.02	-0.02	27.99	0.00	
P29	20 x 20	12.03	10.16	0.00	5.90	0.00	-0.01	0.01	0.04	-0.04	-0.01	0.01	0.02	-0.02	28.12	0.00	
P30	20 x 20	10.16	8.59	0.00	4.84	0.00	-0.03	0.03	0.01	-0.01	-0.02	0.02	0.00	0.00	23.62	0.00	
P31	20 x 20	9.76	8.46	0.00	4.44	0.00	0.02	-0.02	-0.01	0.01	0.01	-0.01	0.00	0.00	22.67	0.00	
P32	20 x 20	14.10	12.78	0.00	6.29	0.00	-0.05	0.05	0.24	-0.24	-0.03	0.03	0.09	-0.09	33.31	0.00	
P33	20 x 20	6.65	6.39	0.00	2.23	0.00	0.11	-0.11	0.22	-0.22	0.07	-0.07	0.08	-0.08	15.40	0.00	
P34	20 x 20	6.19	5.93	0.00	2.05	0.00	-0.12	0.12	0.22	-0.22	-0.04	0.04	0.06	-0.06	14.30	0.00	
P35	20 x 20	9.96	8.77	0.00	4.46	0.00	0.07	-0.07	0.21	-0.21	0.03	-0.03	0.06	-0.06	23.31	0.00	
P36	20 x 20	9.70	7.95	0.00	4.80	0.00	-0.02	0.02	-0.08	0.08	-0.01	0.01	-0.02	0.02	22.50	0.00	
P37	20 x 20	9.01	7.40	0.00	4.43	0.00	0.01	-0.01	-0.10	0.10	0.00	0.00	-0.03	0.03	20.90	0.00	
P38	20 x 20	10.27	8.86	0.00	4.64	0.00	-0.03	0.03	0.08	-0.08	-0.01	0.01	0.02	-0.02	23.81	0.00	
P39	20 x 20	6.38	6.00	0.00	2.14	0.00	0.10	-0.10	0.23	-0.23	0.03	-0.03	0.07	-0.07	14.66	0.00	
P40	20 x 20	3.36	3.16	0.00	0.75	0.00	-0.07	0.07	-0.30	0.30	-0.05	0.05	-0.13	0.13	7.45	0.00	
P41	20 x 20	7.50	7.39	0.00	2.39	0.00	0.02	-0.02	-0.18	0.18	0.01	-0.01	-0.08	0.08	17.39	0.00	
P42	20 x 20	7.14	7.05	0.00	2.24	0.00	0.00	0.00	-0.17	0.17	0.00	0.00	-0.07	0.07	16.53	0.00	
P43	20 x 20	7.19	7.11	0.00	2.25	0.00	0.01	-0.01	-0.17	0.17	0.00	0.00	-0.07	0.07	16.64	0.00	
P44	20 x 20	4.37	4.37	0.00	0.96	0.00	-0.08	0.08	-0.31	0.31	-0.05	0.05	-0.12	0.12	9.89	0.00	
P45	20 x 20	2.02	1.73	0.00	0.26	0.00	0.12	-0.12	-0.30	0.30	0.08	-0.08	-0.12	0.12	4.23	0.00	
P46	20 x 20	2.26	1.99	0.00	0.33	0.00	-0.15	0.15	-0.30	0.30	-0.08	0.08	-0.09	0.09	4.78	0.00	
P47	20 x 20	4.94	4.89	0.00	1.27	0.00	0.05	-0.05	-0.28	0.28	0.01	-0.01	-0.08	0.08	11.27	0.00	
P48	20 x 20	4.93	4.46	0.00	1.65	0.00	-0.10	0.10	0.21	-0.21	-0.04	0.04	0.06	-0.06	11.16	0.00	
P49	20 x 20	5.85	5.41	0.00	2.03	0.00	0.12	-0.12	0.22	-0.22	0.05	-0.05	0.06	-0.06	13.42	0.00	
P50	20 x 20	5.69	5.66	0.00	1.49	0.00	-0.08	0.08	-0.16	0.16	-0.03	0.03	-0.05	0.05	12.94	0.00	
P51	20 x 20	1.89	1.69	0.00	0.02	0.00	0.16	-0.16	-0.30	0.30	0.08	-0.08	-0.09	0.09	3.90	0.00	
P52	20 x 20	4.43	4.26	0.00	1.22	0.00	-0.23	0.23	0.02	-0.02	-0.10	0.10	0.01	-0.01	10.04	0.00	
P53	20 x 20	4.53	4.35	0.00	1.26	0.00	0.23	-0.23	0.03	-0.03	0.10	-0.10	0.01	-0.01	10.28	0.00	
P54	20 x 20	6.37	5.72	0.00	2.42	0.00	-0.05	0.05	0.12	-0.12	-0.04	0.04	0.05	-0.05	14.58	0.00	
P55	20 x 20	10.45	9.16	0.00	4.64	0.00	-0.02	0.02	0.16	-0.16	-0.02	0.02	0.07	-0.07	24.35	0.00	
P56	20 x 20	7.63	6.86	0.00	3.11	0.00	0.01	-0.01	0.16	-0.16	0.01	-0.01	0.07	-0.07	17.68	0.00	
P57	20 x 20	7.52	6.73	0.00	3.05	0.00	-0.03	0.03	0.16	-0.16	-0.03	0.03	0.07	-0.07	17.39	0.00	
P58	20 x 20	7.43	6.66	0.00	3.01	0.00	0.04	-0.04	0.16	-0.16	0.03	-0.03	0.07	-0.07	17.20	0.00	
P59	20 x 20	8.33	7.42	0.00	3.49	0.00	0.00	0.00	0.16	-0.16	0.00	0.00	0.07	-0.07	19.34	0.00	
P60	20 x 20	7.88	7.05	0.00	3.26	0.00	0.00	0.00	0.16	-0.16	0.00	0.00	0.07	-0.07	18.28	0.00	
P61	20 x 20	10.27	9.03	0.00	4.53	0.00	0.01	-0.01	0.16	-0.16	0.01	-0.01	0.07	-0.07	23.92	0.00	
P62	20 x 20	2.41	2.16	0.00	0.40	0.00	-0.23	0.23	-0.25	0.25	-0.10	0.10	-0.07	0.07	5.13	0.00	
P63	20 x 20	6.09	5.48	0.00	2.26	0.00	0.06	-0.06	0.13	-0.13	0.04	-0.04	0.05	-0.05	13.91	0.00	
P64	20 x 20	2.44	2.19	0.00	0.42	0.00	0.23	-0.23	-0.25	0.25	-0.09	0.09	-0.07	0.07	5.20	0.00	
P65	20 x 20	8.12	7.23	0.00	3.35	0.00	-0.05	0.05	0.12	-0.12	-0.04	0.04	0.06	-0.06	18.78	0.00	
P66	20 x 20	12.92	10.31	0.00	6.89	0.00	-0.02	0.02	-0.15	0.15	-0.02	0.02	-0.06	0.06	30.21	0.00	
P67	20 x 20	9.13	7.50	0.00	4.48	0.00	0.01	-0.01	-0.16	0.16	0.01	-0.01	-0.07	0.07	21.20	0.00	
P68	20 x 20	9.03	7.40	0.00	4.43	0.00	-0.03	0.03	-0.16	0.16	-0.03	0.03	-0.07	0.07	20.94	0.00	
P69	20 x 20	8.90	7.31	0.00	4.35	0.00	0.04	-0.04	-0.16	0.16	0.03	-0.03	-0.07	0.07	20.66	0.00	
P70	20 x 20	10.09	8.21	0.00	5.10	0.00	0.00	0.00	-0.16	0.16	0.00	0.00	-0.07	0.07	23.49	0.00	
P71	20 x 20	9.44	7.72	0.00	4.69	0.00	0.00	0.00	-0.16	0.16	0.00	0.00	-0.07	0.07	21.94	0.00	
P72	20 x 20	12.69	10.15	0.00	6.74	0.00	0.01	-0.01	-0.16	0.16	0.01	-0.01	-0.07	0.07	29.68	0.00	
P73	20 x 20	7.52	6.90	0.00	3.06	0.00	0.06	-0.06	0.05	-0.05	0.04	-0.04	0.01	-0.01	17.51	0.00	
P74	20 x 20	10.56	9.18	0.00	4.82	0.00	-0.06	0.06	-0.16	0.16	-0.04	0.04	-0.08	0.08	24.65	0.00	
P75	20 x 20	14.46	11.41	0.00	7.94	0.00	-0.01	0.01	0.11	-0.11	-0.01	0.01	0.05	-0.05	33.87	0.00	
P76	20 x 20	10.51	8.54	0.00	5.38	0.00	-0.02	0.02	0.12	-0.12	-0.01	0.01	0				