



Centro Universitário de Brasília
Faculdade de Tecnologia e Ciências Sociais Aplicadas - FATECS
Curso de Engenharia Civil

FERNANDO NAVES ADRIANO

**ANÁLISE CONSTRUTIVA E ECONÔMICA DE EMPREENDIMENTO
COM ESCAVAÇÃO ABAIXO DO NÍVEL DA ÁGUA**

BRASÍLIA – DF

2013

FERNANDO NAVES ADRIANO

**ANÁLISE CONSTRUTIVA E ECONÔMICA DE EMPREENDIMENTO
COM ESCAVAÇÃO ABAIXO DO NÍVEL DA ÁGUA**

Monografia apresentada ao Centro
Universitário de Brasília (UniCEUB), como
exigência final para obtenção do título de
graduação em Engenharia Civil

Orientadora: Prof^a Dr^a Neusa Maria
Bezerra Mota

BRASÍLIA - DF

2013

FERNANDO NAVES ADRIANO

**ANALISE CONSTRUTIVA E ECONÔMICA DE
EMPREENHIMENTO COM ESCAVAÇÃO ABAIXO DO NÍVEL DA
ÁGUA**

Monografia apresentada ao Centro
Universitário de Brasília (UniCEUB),
como exigência final para obtenção do
título de graduação em Engenharia Civil

APROVADO EM ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Prof^a Neusa Maria Bezerra Mota
Orientador

Prof. Renato Cabral Guimarães
UEG – Universidade Estadual de Goiás

Prof. Jairo Furtado Nogueira
UniCEUB

AGRADECIMENTOS

Aos 42 anos, quando resolvi partir para a segunda graduação, não tinha a exata dimensão do quanto essa decisão impactaria não só a minha vida como também a relação que tenho com o grupo de pessoas do meu ciclo de convivência. Dessa forma, peço desculpas antecipadas aos leitores deste trabalho por me alongar além da praxe nesses agradecimentos, pois todos que contribuíram ou foram impactados pela realização dessa tarefa merecem ser lembrados.

Primeiramente, gostaria de agradecer à minha querida esposa Fernanda, companheira de todas as horas e aos meus filhos Carolina, Giovanna e Fernando Filho, que, sem dúvida, foram os mais impactados por essa decisão, pois além de ter subtraído as minhas horas de estudo do tempo que tinha para dedicar a eles toda minha atenção e carinho, souberam compreender o meu estado de ansiedade, preocupação e nervosismo em alguns momentos do curso.

Em segundo lugar gostaria de agradecer aos companheiros de trabalho, que absorveram uma maior carga de responsabilidades com a minha ausência no período matutino desses últimos cinco anos.

Em terceiro lugar aos meus amigos mais próximos, que entenderam minha falta em momentos que o estudo se tornou prioritário.

Em seguida, não respeitando um ordenamento por critério de importância, mas apenas porque queria enquadrá-lo nas três categorias citadas acima: família, amigo e companheiro de trabalho, gostaria de agradecer ao meu irmão Osório Neto que ao tomar a decisão de reinserir nossa empresa no ramo da incorporação imobiliária despertou em mim um desejo adormecido de graduar-me em engenharia civil. Contribuiu dessa forma não só para reavivar esse desejo, mas também com a mencionada sobrecarga de responsabilidade na condução dos negócios.

Agradeço ainda à equipe do UniCeub, na pessoa do professor Abiezer, responsável pela coordenação inicial da primeira turma do curso de engenharia civil (da qual faço parte) desta faculdade e pela minha entrevista de admissão. Agradeço à professora Neusa, responsável por orientar-me neste trabalho de conclusão do curso, pois seu exemplo de comprometimento e de dedicação às

atividades acadêmicas, às entidades de classe em que ela atua ou preside, às causas sociais que ela participa, aos alunos, à excelência desenvolvida na sua empresa, sem esquecer de sua condição de esposa e mãe, me fizeram acreditar que seus dias são mais longos e que para ela não existe falta de tempo.

Agradeço também aos meus professores ao longo do curso, pois todos tiveram importância marcante nessa etapa da minha vida. Os desafios que me empreenderam, as palavras motivacionais que me dirigiram, os reconhecimentos que me fizeram, foram força propulsora de todo esse processo. Faço questão ainda de estender meu reconhecimento aos demais funcionários dessa instituição e em especial àqueles ligados ao Departamento de Engenharia Civil ressaltando o professor orientador Jocinez e a sua secretária Valéria. Quero agradecer também a todos os meus colegas de curso e que ao final se tornaram amigos para toda a vida. Não só aqueles que concluíram junto comigo, mas também aqueles que estão por concluir essa jornada.

Com um significado especial não posso deixar de incluir meu pai, Osório Adriano, o maior incentivador que tive durante todos esses anos. Exemplo de caráter e honradez, acompanhou todas as provas que fiz, todas as angústias que vivi ao longo do curso sem deixar que eu me rendesse ao desânimo. Também não posso deixar de mencionar a minha preciosa mãe Silvinha, que tem sido para os filhos e netos o maior exemplo de amor à vida e de dedicação à família que alguém já ouviu falar nessa terra. Se teve alguém que orientou os filhos sobre o melhor caminho a seguir, esse alguém foi ela. Obrigado por tudo, meu pai e minha mãe!

Por fim, mas acima de tudo agradeço a Deus não só por ter guiado os meus passos durante esses últimos cinco anos de faculdade, mas por ter estado ao meu lado por toda a vida. Se não fosse a ajuda Dele, reconheço que os obstáculos enfrentados não teriam sido transpostos.

Ao empresário e engenheiro Osório Adriano Filho, que além de ter me inculcido elevados princípios morais e éticos, ter me ensinado o valor do conhecimento acadêmico, transferiu-me a força imensurável de sua genética. Por isso prefiro chama-lo, carinhosamente, de PAI.

DEDICO

“Existe apenas um bem, o saber, e apenas um mal, a ignorância.”

(Sócrates)

RESUMO

O objetivo desse trabalho é destacar a importância do planejamento adequado sobre construções de empreendimentos com escavação situada abaixo do nível da água com relevância no que se refere ao desenho da estrutura e às soluções construtivas, e o impacto direto na redução dos custos incorridos em lançamentos imobiliários. A vasta bibliografia acessível sobre construções com ocorrência de água subterrânea não deixa dúvidas que as técnicas disponíveis para o escoamento de água através do rebaixamento definitivo ou provisório do lençol freático e para controle dessa água são de amplo domínio dos meios acadêmicos e também dos geólogos e engenheiros que trabalham nessa área. Pouco destaque tem se dado, entretanto, ao fato de que a maior causa dos desvios orçamentários na engenharia civil são causados pelo desconhecimento antecipado do perfil estratigráfico dos solos a serem edificados e que isso faz com que técnicas construtivas mais elaboradas e portanto, mais caras, sejam adotadas no transcurso da escavação. Em cidades como Brasília, os custos de contenção e fundação estão situados ao redor de 5% do investimento total, mas não são raras as vezes em que esse valor chega a dobrar devido as intercorrências geradas pela composição geotécnica do terreno e da presença de água.

A revisão bibliográfica procurará trazer um maior esclarecimento sobre a camada da superfície da terra que nos suporta identificando os diferentes tipos de solo, suas origens, suas composições, como eles se formam, como se processam suas interações com a água do lençol freático e em que medidas esses fatores podem diferenciar os solos e as soluções técnicas proporcionadas pela engenharia civil. No estudo de caso apresentado em seguida, detalham-se as soluções e os custos incorridos em empreendimento imobiliário desenvolvido na cidade satélite de Águas Claras – DF, onde trabalhoso processo de escavação abaixo do nível da água foi necessário, evidenciando nas considerações finais as experiências adquiridas e as medidas que poderiam trazer uma redução dos custos totais.

PALAVRAS-CHAVE: nível da água, fundação, escavação, lençol freático

ABSTRACT

The purpose of this study is to highlight, the importance of planning further on construction of buildings that have their excavation located below groundwater, will bring to the design of the structure, constructive solutions and especially in costs reduction of property launches. The vast literature accessible on constructions occurring groundwater leaves no doubt that the techniques available to definitively or temporary control the flow of water through the groundwater lowering is already in a full domain of academia and also of geologists and engineers working in this area. Little attention has been given, however the fact that the major cause of budget deviations in civil engineering are caused by not been anticipated stratigraphic profile of the soil to be built and that it makes more elaborate construction techniques and therefore more expensive are adopted when you let to know it during excavations . In cities like Brasilia, the cost of foundation and excavation are situated around 5% of total investment but there are rare times that value has doubled due to the complications generated by the composition of the geotechnical field and the presence of water.

The bibliographic review, wish to bring a greater knowledge of the surface layer of the earth that supports us identifying the different soil types, their origins, their composition, how they form, how do they process their interactions with the water table and which measures in these factors can differentiate soils and technical solutions offered by civil engineering. In the case study presented below, will be detailed the solutions and costs of a real estate project developed in the satellite town of Águas Claras - DF, where a laborious process of excavation below the water level was necessary, showing at the final considerations measures that could bring a reduction of total costs.

KEYWORDS: water level, foundation, excavation, groundwater.

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Composição de algumas Rochas Ígneas	23
Quadro 2- Diâmetros definidos pela norma da ABNT	26
Quadro 3 - Coeficientes de permeabilidade	27
Quadro 4 - Variação da condutividade dos solos saturados Erro! Indicador não definido.	
Quadro 5 - Variação da porosidade com o tipo de rocha	28
Quadro 6 - Limites mínimos de sondagens de acordo com a NBR 8036/93.....	38
Quadro 7 - Limites estabelecidos pela NBR 6484/01 para areia, silte e argila.	41
Quadro 8 - Resumo comparativo por tipo de ensaio	44
Quadro 9 - Área licenciada de alvarás de construção residencial expedida, segundo as RA's do D.F. (2005-2010).....	56
Quadro 10 - Quantitativo e aspectos técnicos das estacas de contenção	63
Quadro 11- Quantitativo de estacas segmentado por tipo	69
Quadro 12 - Faixas granulométricas	76
Quadro 13 - Recalques distorcionais máximos	89
Quadro 14 - Estimativa de gastos por etapa de Obra	90
Quadro 15 - Comparativo percentual de custos incorridos.....	90

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Representação do Ciclo Hidrológico	20
Figura 2 - Caracterização das zonas saturadas e não saturadas.....	22
Figura 3 - Ciclo das Rochas.....	23
Figura 4- Segmentação dos horizontes do solo	25
Figura 5 - Diagrama triangular para grupamentos de texturas do Bureau of Public Roads – EUA.....	26
Figura 6 - Mapa geológico do DF.....	33
Figura 7 - Mapa pedológico do DF	33
Figura 8 - Distribuição da precipitação e da temperatura do DF	45
Figura 9 - Localização geográfica do empreendimento.	52
Figura 10 - Representação dos limites edificantes do lote.....	53
Figura 11 - Distribuição de Domicílios ocupados, segundo as classes de renda domiciliar. Águas Claras Vertical – DF - 2010	54
Figura 12 - Renda domiciliar media mensal em salários mínimos, segundo as RA's - DF.....	55
Figura 13 - Planta de locação dos furos	57
Figura 14 - Localização em 3D dos furos de sondagens a percussão (SPT) ...	58
Figura 15 - Localização do nível d'água a partir da sondagem SPT.....	59
Figura 16 - Perfil estratigráfico em 3D.....	59
Figura 17 - Perfil estratigráfico do solo local – seção B-B'	60

Figura 18 - Superfície de escavação seguida por camada de turfa.....	60
Figura 19 - Visão geral da composição do solo.....	61
Figura 20 - Layout do projeto de contenções com identificação dos trechos....	62
Figura 21 - Corte com detalhamento dos tirantes da contenção	64
Figura 22 - Contenções com maior distância entre a 1º e 2º linhas.....	65
Figura 23 - Foto com a vista da turfa na parte escura.....	66
Figura 24 - Execução da 3ª linha de tirante.	66
Figura 25 - Drenagem da água que percola pelo furo dos tirantes.....	67
Figura 26 - Detalhe da tela armada instalada na contenção.....	68
Figura 27- Conjunto com o posicionamento final das estacas.....	70
Figura 28 - Subsolo 5 totalmente submerso	71
Figura 29 - Detalhe das trincheiras escavadas.....	72
Figura 30 - Detalhe dos barbacãs canalizados.....	73
Figura 31 - Identificação dos barbacãs instalados	73
Figura 32 - Sistema filtrante do interior da galeria	75
Figura 33 - Análises granulométricas do solo com defloculante (CD) e sem defloculante (SD).	76
Figura 34 - Esquema do sistema de drenagem de pré-filtro	77
Figura 35 - Detalhes da galeria do 5º subsolo	78
Figura 36 - Detalhe da parede de confinamento em placas metálicas.....	78
Figura 37 - Detalhe da caixa de passagem interna à galeria	79

Figura 38 - Representação do rebaixamento da superfície freática causada pela utilização de drenagem por trincheira.	80
Figura 39 - Detalhe da caixa de inspeção do 5º subsolo.....	82
Figura 40 - Detalhe da entrada do reservatório de água.	83
Figura 41 - Conjunto de bombas para recalque da água.....	83
Figura 42 - Água recalcada para o sistema publico de águas pluviais.....	84
Figura 43 - Detalhe da cerca que envolve o inclinômetro.....	85
Figura 44 - Detalhe dos marcos de referência.....	85
Figura 45 - Gráfico das deformações acumuladas	86
Figura 46 – Recalques Acumulados das Juntas A, B e C.	87
Figura 47 - Quantitativos dos serviços executados – Juntas A.	88
Figura 48 – Quantitativos dos serviços executados – Juntas B.....	88
Figura 49 - Quantitativos dos serviços executados – Juntas C.	89

INDICE

1. INTRODUÇÃO.....	16
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	19
2.1 Ciclo hidrológico.....	19
2.2 Ciclo das rochas.....	22
2.3 Permeabilidade dos solos	25
2.3.1 Piping	28
2.4 Infiltração da água nos solos.....	29
2.4.1 Características dos fatores relacionados ao solo	29
2.4.2 Características dos fatores relacionados à superfície	31
2.4.3 Características associadas ao manejo do solo	31
2.5 Características da geologia e do solo do DF.....	32
2.6 A importância da investigação geotécnica.....	35
2.6.1 Métodos de prospecção geotécnica	37
2.6.1.1 Método direto	39
2.6.1.2 Método semidireto	42
2.6.1.3 Método indireto	44
2.7 Rebaixamento do lençol freático	45
2.7.1 Métodos de rebaixamento do lençol freático	46
2.7.1.1 Bombeamento direto.....	47
2.7.1.2 Pré-drenagem.....	48
2.7.1.3 Cut-off.....	49
2.7.1.4 Congelamento, Ar comprimido, entre outros	50
3. ESTUDO DE CASO: EMPREENDIMENTO EM ÁGUAS CLARAS.....	51
3.1 Do empreendimento	51
3.2 Dos limites e da geometria.....	52
3.3 Da região de implantação	53
3.4 Da caracterização estratigráfica.....	57
3.5 Projeto e execução das obras de terra.....	62
3.5.1 Contenções.....	62
3.5.2. Fundações	68
3.6. Gerenciamento do lençol freático durante escavações	70
3.7. Solução definitiva adotada para a gestão da água.....	74
3.8. Instrumentação do empreendimento.....	84
3.8.1 Escavações	84

3.8.2	Contenções.....	85
3.8.3	Fundações.....	86
3.9	Custos	89
4.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	92
5.	REFERÊNCIAS	96

1. INTRODUÇÃO

A camada que recobre a superfície da terra é muito mais do que um agregado de partículas de cores distintas que formam relevos com características diferenciadas. A água, o Sol e o vento tem exercido uma influencia tão intensa no processo de transformação do nosso planeta que uma análise mais detalhada, tanto a nível individual como na interação dos minerais que compõem a nossa estrutura terrestre, ajuda a fundamentar respostas para as perguntas que até hoje ocupam a cabeça dos seres humanos mais preocupados em explicar a origem do universo. Os estudos desenvolvidos por pesquisadores ao longo dos anos nos diversos ramos de atividades em que estão imersos têm disponibilizado um acumulo tão grande de informações e conhecimentos sobre uma multiplicidade de temas, que muitas das vezes torna-se mais fácil conformar-se com a ignorância para lidar com determinado assunto e atribuir à coragem um destaque heroico, do que aprofundar-se na busca do saber.

O virtuoso ciclo econômico vivido pelo Brasil pós-inflação, a euforia do mercado de capitais, o aumento da renda dos trabalhadores, a incorporação de uma nova camada da população ao trabalho formal com acesso a linhas de credito de longo prazo deram ao sonho de todo cidadão Brasileiro em possuir sua casa própria uma perspectiva concreta de realização. Todos esses fatos somados impulsionaram a nossa economia e em especial o setor da construção civil gerando inúmeras oportunidades de negócios entre os proprietários de terras e os incorporadores. Porém os questionamentos lançados pelos economistas sobre a assertividade da condução econômica por parte do governo e as perspectivas de desaceleração da economia mundial fizeram com que o fator tempo de lançamento dos empreendimentos ganhasse uma importância ainda maior e isso trouxe uma redução nos prazos de planejamento das obras, buscando aproveitar o aquecimento desse mercado que parecia estar próximo a uma acomodação. Em prol dessa velocidade, etapas importantes foram sendo sobrepostas e discutidas durante a elaboração e aprovação dos projetos, com isso, muitas decisões importantes foram transferidas de forma emergencial para dentro do canteiro de obras e debates

que deveriam fazer parte de reuniões preparatórias anteriores ao desenvolvimento do projeto foram suprimidos. Uma grande parte dos conflitos gerados entre construtores, incorporadores e clientes tem sua origem estabelecida no desprezo com que são tratadas algumas questões.

O objetivo desse estudo é:

- Analisar as etapas de escavação, contenção e fundação de um empreendimento habitacional em Águas Claras – DF;
- Descrever os processos provisório e definitivo de gestão da água subterrânea que percola pelas estacas de contenção em função do afloramento do lençol freático;
- Demonstrar os custos incorridos pelo construtor em função das características estratigráficas do solo e da necessidade de escavação em nível abaixo do lençol freático, conforme estabelecido no projeto arquitetônico;
- Evidenciar a necessidade de um maior monitoramento de todas as etapas construtivas para respaldar as soluções estabelecidas como as mais seguras e adequadas;

Para que as dificuldades apresentadas no caso em questão não sejam interpretadas como dificuldades ocasionais afetas a apenas esse empreendimento e promovam a conscientização da importância de uma investigação geotécnica mais detalhada e que tenha efeito antes da elaboração do projeto arquitetônico, serão abordados nos tópicos iniciais os seguintes aspectos:

- O processo de formação do lençol freático através do ciclo hidrológico;
- A metamorfose sofrida pelo magma em decorrência da pressão e do calor interno da terra e da influência do intemperismo na formação dos solos;
- As características de cada solo impactando de maneira distinta a sua permeabilidade, a maneira como a água se infiltra e os fatores que mais influenciam a capacidade de drenagem da água;

Apesar de todo aprofundamento nas questões acima expostas denotar uma grande complexidade no entendimento sobre a composição dos solos e na maneira como os minerais presentes na sua estratigrafia irão se comportar na presença da água subterrânea armazenada no lençol freático, a engenharia civil já desmistificou grande parte desses problemas e dispõe de equipamentos e soluções, que podem ser utilizados de forma separada ou conjunta, capazes de interromper de forma provisória ou definitiva a presença de água no canteiro de obra e seus efeitos sobre a estrutura a ser construída. Via de regras então, as decisões são baseadas nas soluções que apresentam o menor custo de implantação levando-se em conta não somente os aspectos técnicos, mas também fatores como a presença de vizinhos nas imediações, as normas governamentais, a disponibilidade de equipamentos e mão de obra para execução dos trabalhos, o custo do transporte dos materiais, os impactos ambientais, entre outros.

O estudo do solo é a parte mais negligenciada pelos empresários do setor da construção civil. É correta a afirmação que a investigação geotécnica esta associada ao tipo de obra e os riscos envolvidos, mas mesmo assim a grande maioria dos projetos é elaborada levando-se em conta apenas os dados do ensaio SPT e, não por acaso, os maiores desvios apresentados nos orçamentos estão lançados na conta contenções/ fundações. A investigação quando bem realizada traz benefícios para a elaboração do projeto, para uma melhor precisão na elaboração do cronograma da obra, para a redução do impacto ambiental na vizinhança e também para a redução dos custos, pois até mesmo a NBR 8036/83 (ABNT, 1983) respalda o calculista a trabalhar com fatores de segurança reduzidos que gerarão economias no consumo de aço e concreto se a investigação for realizada dentro dos critérios estabelecidos. Dessa forma, procurar-se-ão apresentar, neste inicio ainda, os métodos e equipamentos de prospecção geotécnicos colocados à disposição da engenharia.

Após o estudo de caso, serão apresentadas considerações finais que consolidarão um serie de experiências discutidas ao longo da obra e adquiridas durante a realização deste trabalho que ao serem adotadas agregarão

benefícios econômicos, comerciais e técnicos a todos os empreendimentos com características similares.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Ciclo hidrológico

A água cobre cerca de 70% da superfície terrestre, sendo distribuída em 97,5% de água salgada (oceanos e mares) e apenas 2,5% como água doce localizada nos aquíferos, geleiras, atmosfera e rios. Do total de água doce, 69% estão nas calotas polares, 30% estão nos aquíferos subterrâneos e apenas 1% está nos rios, lagos e atmosfera¹. Como é sabido, uma grande parcela desse “bem” está em movimentação constante, e isso torna o estudo desse fenômeno útil para o entendimento das preocupações que cercam esse assunto. Os estoques de água na terra, embora sejam muito grandes são finitos. A circulação da água entre a atmosfera e a superfície terrestre é conhecida como ciclo hidrológico (figura 1). A energia solar que gera o aquecimento da água superficial, a força da gravidade que proporciona a precipitação das chuvas e a rotação da terra que induz a movimentação da água tanto na atmosfera quanto na sua superfície são os principais fatores motivadores deste ciclo. Basicamente podem-se estabelecer quatro fases distintas decorrentes dessa movimentação, que são:

- Precipitação
- Evaporação e Transpiração
- Escoamento Superficial
- Escoamento subterrâneo

¹ Fonte: http://www.mma.gov.br/estruturas/sedr_proecotur/_publicacao/140_publicacao09062009025910.pdf

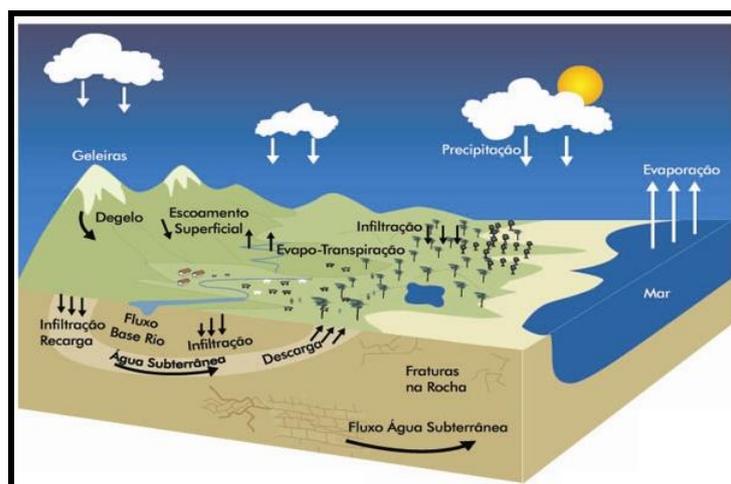


Figura 1- Representação do Ciclo Hidrológico

Fonte: Imagem extraída do site do Ministério do Meio Ambiente²

Embora tenha-se o sentimento que essa movimentação da água ocorra de forma contínua e permanente, cada uma dessas etapas acima mencionadas apresenta uma grande variabilidade de volume quando expresso em função do tempo e do local em que ocorre. Fatores tais como o grau de inclinação com que os raios solares atingem as diferentes áreas, a quantidade de vapor de água na atmosfera e o nível da camada de Ozônio que a recobre, as coberturas vegetais, a rotação e a inclinação do eixo terrestre, a permeabilidade dos solos são alguns dos itens que introduzem variáveis capazes de alterar, substancialmente, cada uma dessas etapas e conseqüentemente os seus volumes.

A *precipitação* acontece quando, sob condições ideais, a água presente na atmosfera terrestre em forma de vapor se aglutina aumentando de tamanho e peso. Essa condensação permite que a força da gravidade vença as turbulências e os movimentos ascendentes do meio atmosférico provocando o movimento de descida até atingir a superfície do nosso continente. A precipitação pode ocorrer em forma de chuva, neve ou granizo. Uma parte dessa condensação ocorre nas calotas polares onde a água fica presa no estado sólido (gelo) embora ela continue em movimentação porém com uma velocidade menor até que se derreta e atinja o oceano. A parcela que se precipita nas zonas mais temperadas é interceptada pela vegetação de onde

² Endereço eletrônico de imagem
http://www.mma.gov.br/estruturas/167/_imagens/167_08122008121516.jpg

retorna para a atmosfera através da evaporação na superfície das plantas ou atinge o solo, passando a circular através das linhas da água formadas na sua camada superior (*escoamento superficial*) até encontrar os rios que, por sua vez, desaguarão nos oceanos ou ainda se infiltra no terreno onde uma parcela será aproveitada pelos vegetais através de suas raízes que a devolverão para a atmosfera pelo processo de transpiração, estabelecendo assim o fenômeno da *evapotranspiração*. De toda a energia solar que chega a terra parte é utilizada para a evaporação da terra e do mar, sendo que sua ocorrência se dá com maior intensidade sobre os mares do que sobre os continentes, porém a precipitação não guarda essa lógica estando mais afeta ao tamanho da área em que ocorre. Dessa forma fica fácil observar que a precipitação das chuvas no continente é maior do que a parte evaporada (fluxo positivo) e que a drenagem espontânea que ocorre no sentido continente-oceano evita que a parte terrestre seja inundada realizando um trabalho intensivo de erosão, transporte e deposição, ao passo que nos oceanos o fluxo é negativo em função da ocorrência de maior evaporação sobre superfícies líquidas do que precipitação.

A precipitação da água que cai no solo, por ser este um meio poroso com tensões capilares e sujeitos a força da gravidade, infiltra-se enquanto não há a saturação da camada mais superficial percolando por entre os poros das rochas, suas fissuras e fraturas, até atingir o lençol freático que contribuirá para o escoamento de base dos rios ou para o aumento da água armazenada nos aquíferos subterrâneos (*escoamento subterrâneo*). Embora apenas uma fração da precipitação que cai sobre uma determinada superfície atinja o lençol freático não é de surpreender, ao considerar-se a dimensão dessas áreas, que o volume de água armazenado nesses aquíferos é imenso.

A água que se acumula nessas profundezas não fica estacionada, pois a pressão hidrostática faz com que ela circule lentamente e muitas das vezes volte à superfície onde se incorpora ao fluxo dos rios para ser novamente evaporada, ou é novamente infiltrada quando o curso passa por uma fenda subterrânea. Duas zonas são claramente distinguíveis na parte infiltrada: Zona saturada e zona de aeração ou não saturada, conforme demonstrado na figura 2 abaixo:

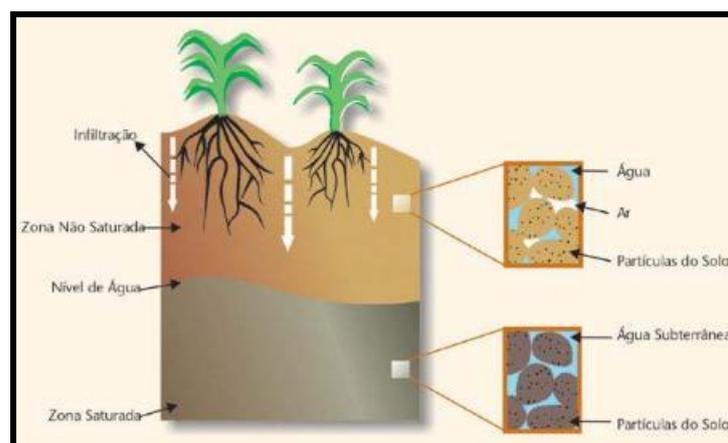


Figura 2 - Caracterização das zonas saturadas e não saturadas³.

Elas se separam pelo que se pode chamar de superfície piezométrica e toda água que se encontra na zona saturada e portanto abaixo dessa superfície, é denominada água subterrânea. Na época de estiagem, a grande evaporação e a ausência de chuvas determinam o abaixamento dessa superfície. A sua profundidade pode variar em função do clima, da topografia do terreno e da permeabilidade das rochas, sendo que seu limite máximo está muito associado às características dessa rocha. Em rochas cristalinas, sua capacidade de armazenagem diminui com relação à profundidade ao passo que em rochas sedimentares, devido à sua maior porosidade, pode-se atingir um nível de penetração maior. Há a necessidade de se ressaltar, entretanto que a água não se infiltra indefinidamente terra adentro, pois tanto os poros quanto os capilares vão se tornando cada vez menores, em função da compressão causada pelo peso das rochas superiores. Por estar mais diretamente ligado ao escopo deste trabalho, será desenvolvido mais à frente e com maiores detalhes os fatores ligados ao processo de infiltração da água.

2.2 Ciclo das rochas

As erosões das rochas formam a fase sólida do solo. O tamanho dos grãos, sua forma e também composição química definem as suas propriedades físicas. Basicamente as rochas podem ser divididas em três tipos: Ígneas, metamórficas e sedimentares, conforme demonstra a figura 3 abaixo:

³ Endereço eletrônico de imagem: <http://s3.amazonaws.com/magoo/ABAAewlgAA-2.jpg>



Figura 3 - Ciclo das Rochas⁴

DAS (2007) relata que as rochas ígneas são formadas a partir da fusão do magma que é ejetado do fundo do manto terrestre e se esfria na superfície e dependem da proporção de cada um dos seus minerais. Quando esse processo de formação ocorre ainda abaixo da superfície da terra, dá-se o nome rocha ígnea intrusiva. Os diferentes tipos de rochas estão relacionados à taxa de resfriamento do magma e sua composição. Granito, gabro e basalto são alguns dos tipos mais comuns encontrados no campo. O quadro 1 apresenta os modos de ocorrência e os principais minerais componentes de algumas dessas rochas:

Quadro 1 - Composição de algumas Rochas Ígneas⁵

Nome da rocha	Modo de ocorrência	Textura	Minerais Abundantes
Granito	Intrusivo	Grossa	Quartzo, Feldspato
Riolito	Extrusivo	Fina	Quartzo, Feldspato
Gabro	Intrusivo	Grossa	Plagioclásio, Olivina, Piroxênios
Basalto	Intrusivo	Fina	Plagioclásio, Olivina, Piroxênios

⁴ Endereço eletrônico de imagem
http://progeomarisa.blogspot.com.br/2012_10_01_archive.html

⁵ Fonte: DAS (2007).

As rochas sedimentares podem ser formadas por processos físicos e químicos. O processo físico ocorre quando através do intemperismo os depósitos de pedregulhos, areia, silte e argila são formados e tornam-se compactos por pressão da sobrecarga e cimentados por agentes, tais como óxido de ferro, calcita, dolomita e quartzo, que são arrastados pelo lençol freático, preenchem os espaços entre as partículas e formam esse tipo de rocha, denominadas *rochas sedimentares detríticas*, com uma textura clástica (compostas por fragmentos quebrados de rochas ou minerais pré-existentes, cimentados entre si), tais como arenito, argilito e folhelho. Na formação através do processo químico elas podem apresentar textura clástica ou não-clástica. A maioria dos calcários tem textura clásticas. O giz é uma rocha sedimentar feita em parte de calcita. A rocha sedimentar pode sofrer degradação para formar sedimentos ou pode ser submetida ao processo de metamorfismo para tornar-se rocha metamórfica.

A rocha metamórfica é constituída pela alteração da composição e textura das rochas através do calor e da pressão, sem que haja fusão, formando novos minerais que fornecem uma textura foliada a esse tipo de rocha quando seus grãos são cisalhados. A ardósia (composta primariamente de mica e clorita) e que pode ser encontrada na região da EPTG-DF, é um exemplo de metamorfismo de baixo grau de folhelhos. Os argilitos, filito, xisto, mármore e gnaisse são outros exemplos de rochas metamórficas.

O intemperismo, que é o processo de fragmentação das rochas em pequenos pedaços, acontece nas rochas ígneas, nas sedimentares e também metamórficas alterando massas de rocha sólida em vários tamanhos que podem variar de grandes blocos até partículas muito pequenas de argila. Os minerais de argila, que são um produto do intemperismo químico do feldspato, de minerais ferromagnesianos e de micas fornecem a propriedade plástica aos solos. DAS (2007) separa a argila em três importantes minerais: Caulinita, Ilita e Montmorilonita, que quando presentes em um agregado de solo influenciam nas suas propriedades como um todo. Na presença de umidade, por exemplo, seu comportamento mudará muito com o aumento da porcentagem do teor desses minerais.

O tempo também é um importante fator para a caracterização do solo, pois sua formação esta ligada ao período com que o clima e outros organismos atuaram naquele relevo. A pedologia criou uma classificação (figura 4) por meio dos horizontes que estabelece a maturidade do solo em função do seu desenvolvimento geológico estabelecendo que quanto mais a camada de detritos intemperizados for diferenciada, mais caracterizada ficam as subcamadas que a retratam.

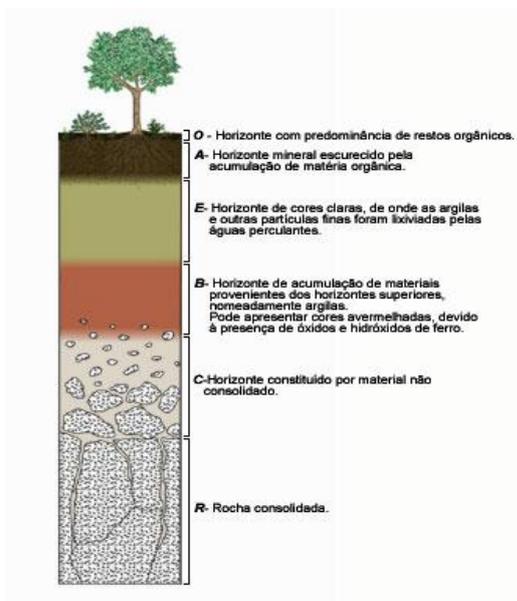


Figura 4- Segmentação dos horizontes do solo⁶

2.3 Permeabilidade dos solos

Os solos são identificados pela textura que representam a dimensão dos grãos que constituem a sua fase sólida: Pedregulho, areia, silte ou argila, dependendo do tamanho predominante de suas partículas, sendo que várias organizações desenvolveram classificações de acordo com o tamanho dessas partículas. No Brasil a caracterização dos solos e rochas é dada pela NBR 6502/95 (ABNT, 1995) conforme quadro abaixo:

⁶ Fonte: http://1.bp.blogspot.com/_DVEIWAjF544/TDn5Y_vHI/AAAAAAAAAAIw/ziXt7nt61zA/s1600/horizontes+do+solo.jpg

Quadro 2- Diâmetros definidos pela norma da ABNT

Descrição	Diâmetro das Partículas (ABNT)
Argila	$\Phi < 0,002$ mm
Silte	0,002 a 0,06 mm
Areia	
Fina	0,06 a 0,2 mm
Media	0,2 a 0,6 mm
Grossa	0,6 a 2,0 mm
Pedregulho	2,0 mm a 60 mm
Pedra de Mão	60 a 200 mm
Matacão	200 mm a 1000 mm

Os *pedregulhos* são pedaços de rocha com partículas de quartzo, feldspato e outros minerais. As *areias* são compostas em sua maioria por quartzo e feldspato, os *siltos* são frações microscópicas de grãos muito finos de quartzo e algumas partículas em forma de placas que são fragmentos de vários minerais. A *argila* é principalmente laminar, composta de partículas microscópicas e submicroscópicas de mica, argilominerais e outros minerais e que desenvolvem plasticidade quando misturadas com uma certa quantidade de água. A classificação por textura dos solos do Bureau of Public Roads - EUA utiliza as porcentagens das frações de areia, silte e argila obtidas nos ensaios granulométricos, amplamente utilizados no Brasil, segundo o diagrama a seguir:

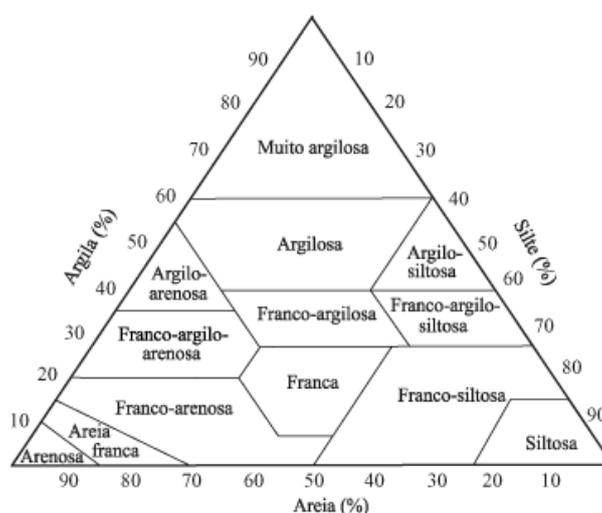


Figura 5 - Diagrama triangular para grupamentos de texturas do Bureau of Public Roads - EUA⁷

⁷ Fonte: <http://www.florestadesuculentas.com.br/blog/2010/03/texturas-dos-solos-fazendo-substratos/>

A *permeabilidade* é a propriedade que permiti a circulação da água por intermédio dos vazios do terreno, e quanto maiores forem seus poros ou fendas comunicáveis entre si, mais elevada ela será. Se os poros forem de dimensões que permitam o escoamento e ainda tiverem uma ligação entre si a rocha terá uma elevada capacidade tanto para armazenar quanto para fornecer água, como no caso das rochas sedimentares, onde a água circula livremente entre os grãos. Já no caso das argilas, onde os poros ou capilares são extremamente finos, a circulação depois de saturada é dificultada. Portanto, quanto menor for o *coeficiente de permeabilidade (k)*, menor será a vazão de água que escoar por seus vazios. Para fins práticos na engenharia, se o *k* for menor do que 10^{-8} cm/s, diz-se que o solo é *impermeável*, ou seja, que não ocorre fluxo de água. O quadro 3 apresenta os valores típicos do coeficiente de permeabilidade para alguns itens:

Quadro 3 - Coeficientes de permeabilidade	
Valores típicos de coeficiente de permeabilidade⁸	
Argilas	$<10^{-9}$ m/s
Siltes	10^{-6} a 10^{-9} m/s
Areias Argilosas	10^{-7} m/s
Areias Finas	10^{-5} m/s
Areias Médias	10^{-4} m/s
Areias Grossas	10^{-3} m/s

O fluxo de água pelos vazios interconectados enseja um estudo da permeabilidade do solo e ajuda na análise de estabilidade do terreno e das estruturas de contenção da terra sujeitas a forças de percolação. Além dos fatores a serem destacados posteriormente no comportamento da infiltração, como o manejo do solo e os atributos pedogenéticos (físicos, químicos e processo de formação), existem ainda as influências causadas pelo material de origem e intemperismo, principalmente nas regiões tropicais, destacando-se a relação entre o volume dos poros e o volume total conhecido como *porosidade*, expressando-a na forma percentual. Refere-se portanto aos espaços vazios do solo caracterizando o comportamento da umidade (corresponde à ocupação parcial ou total dos poros do solo pela Água)

⁸ Fonte: Pinto (2006)

nele presente, sendo que os poros são segmentados em macro e microporos e variam de acordo com a textura (atributo físico importante) e estrutura do solo (compreende a distribuição de partículas no perfil). A uniformidade do tamanho das partículas que o compõem influencia dessa forma a porosidade, ou seja, seu grau de seleção, pois quanto mais uniforme o tamanho dos grãos (maior seleção), maior será a sua porosidade visto que as partículas menores não ocuparão os espaços existentes entre eles. A disposição dos grãos e sua forma, também interferem na porosidade. No caso das argilas, por exemplo, onde o tamanho das partículas é de dimensões coloidais, a porosidade é bastante aumentada. Conforme pode-se verificar no quadro 5, existe uma grande variedade em função do tipo de rocha:

Quadro 4 - Variação da porosidade com o tipo de rocha⁹

Variação da porosidade com o tipo de rocha	
Rocha	Porosidade
Areia grossa e Cascalho	20% a 40%
Argila	até 50%
Granito	0,5 a 2%

2.3.1 Piping

A movimentação da água no solo faz com que haja uma força gerada pela transferência de energia que recebe o nome de força de percolação. Esse fluxo de água carreando partículas finas do solo cria grandes vazios e causa erosões internas mais conhecidas como “lavagem” ou “*piping*” que, quando muito intensa, pode levar inclusive à ruptura do sistema, podendo citar como exemplo o afundamento do terreno onde predomina essa ocorrência. Essa erosão, portanto, é um problema que tem suas causas associadas ao fluxo de água, como visto acima, ou a infiltração de água no solo.

O combate à erosão se dá através da incorporação de sistemas filtrantes ao projeto, que podem ser divididos basicamente em dois: o natural e o que utiliza geossintéticos, NBR 12553/03 (ABNT, 2003). No sistema natural,

⁹ Fonte: LEINZ e AMARAL (2001), p.80

os vazios do material do filtro devem ser suficientemente pequenos de maneira a impedir que partículas do solo passem por ele e suficientemente grandes para possibilitar a livre drenagem sem causar pressão hidrostática. Possuir essas duas condições é fator determinante para atender os dois critérios necessários ao perfeito funcionamento desse sistema: o de retenção das partículas e da permeabilidade que possibilitará o escoamento da água. Para que isso ocorra no sistema com geossintéticos utilizam-se materiais industrializados (polímeros) que tenham características já previamente definidas, fáceis de instalar e que não representam uma distorção no fator custo. A grande vantagem na utilização dos geotexteis (tecidos ou não-tecidos) hoje em dia está também associada ao menor espaço requerido para sua instalação do que os filtros naturais e tem sua aplicação em casos onde ele precisa atuar como elemento de reforço, filtrante ou drenante.

2.4 Infiltração da água nos solos

A infiltração de água no solo depende de características que estão relacionadas aos fatores do solo, da sua superfície e do processo de seu manejo e forma uma correlação direta com a condutividade hidráulica do solo saturado e inversa com o encrostamento superficial dele, ocasionado pelas gotas de chuvas que promovem o rearranjo das partículas e o adensamento e consolidação de sua estrutura. As características e propriedades químicas, físicas e mineralógicas estão ligadas aos fatores do solo, já o tipo de cobertura vegetal e a área urbanizada são fatores ligados à sua superfície. O tipo de preparo do solo e o tráfego intenso de máquinas são itens ligados ao seu processo de manejo. Nos próximos itens será destacada a importância dos aspectos hidrológicos de cada um deles:

2.4.1 Características dos fatores relacionados ao solo

Uma vez que influenciam a dispersão química dos agregados, as propriedades químicas afetam diretamente a infiltração da água. O aumento da concentração dos íons de magnésio, cálcio, potássio e especialmente do sódio no solo faz com que seja aumentada a dispersão química das argilas o que

acaba por provocar um entupimento dos poros e conseqüentemente uma redução da sua taxa de infiltração. No tocante às propriedades mineralógicas, solos formados por argilas expansíveis tem uma redução na condutividade hidráulica por reduzirem os tamanhos dos poros. Em função da menor superfície específica dos solos caulíníticos, esses tendem a constituir agregados menos estáveis que os encontrados nos solos montmoriloníticos, porém, como a caulinita está sempre associada ao óxido de ferro, acaba formando agregados mais estáveis. Dessa forma pode-se considerar que nos solos onde a argila formada da caulinita é predominante os agregados são mais estáveis que os solos onde a argila formada pela montmorilonita tem maior participação, fazendo com que ele tenha uma maior capacidade de infiltração.

Como já visto anteriormente, as propriedades físicas que mais influenciam a condutividade hidráulica e a estabilidade dos agregados do solo são a textura e a estrutura, visto que são elas que determinam a quantidade, forma e continuidade dos macroporos. Sendo a condutividade hidráulica dependente do espaço poroso, pode haver uma grande variação dessas áreas de solo para solo em função de sua estrutura ou grau de compactação, entre outros. As cargas externas são umas das responsáveis por esse efeito assim como a expansividade das argilas ou adensamento das camadas provocadas pelas partículas mais finas conduzidas pelo movimento da água. Por sua baixa potencialidade em formar agregados e também pelo pequeno diâmetro de suas partículas que facilmente se deslocam para as camadas inferiores do solo e causa entupimento dos poros, o aumento da proporção de silte na composição é um fator redutor da infiltração. Já os solos arenosos (de textura grossa), por possuírem uma maior quantidade de macroporos do que os argilosos têm a sua condutividade hidráulica e taxa de infiltração aumentada. Todavia, os solos argilosos mais estruturados também possuem essas taxas mais elevadas que aqueles com estrutura mais instável. Quando em condições de saturação, a condutividade hidráulica (K_s) presente nos latossolos brasileiros sofre uma elevação em consequência do incremento do teor de argila, isso tudo por causa de sua estrutura apresentar uma maior macroporosidade e estabilidade de agregados gerada pela elevada quantidade de óxido de ferro (hematita e

goethita) e alumínio (gibbsita) em sua composição. Há de se ressaltar ainda que quanto maior a resistência dos agregados à desestruturação, tanto menor será a formação do encrostamento superficial, pois nas etapas de sua formação uma das principais está relacionada à quebra dos agregados com o impacto das gotas das chuvas. Portanto, para as condições brasileiras, a textura pode ter uma influência menor na taxa de infiltração do que a estrutura, sendo válida a generalização concludente de que solos com maior macroporosidade (arenosos e Latossolos argilosos), apresentam maior infiltração que solos onde os microporos predominam (argilosos, excetuando-se os latossolos).

A redução na porosidade total do solo e na sua macroporosidade ocasionados pelo aumento de sua densidade provocará, ainda, uma redução na sua taxa de infiltração.

2.4.2 Características dos fatores relacionados à superfície

Ao modificar as propriedades do solo e dessa forma interferir na movimentação da água, o tipo de cobertura da superfície é fator determinante no processo de infiltração. A urbanização das áreas tem como consequência também um aumento nas percentagens de impermeabilização do solo, limitando com isso a sua capacidade de infiltração. O rigor cada vez maior dos órgãos de controle do meio ambiente na preservação da cobertura vegetal com o intuito de ao menos conservar a permeabilidade de regiões muito urbanizadas, está relacionado ao fato delas aumentarem a condutividade hidráulica do solo e o protegerem do impacto direto das gotas de água da chuva ocasionando assim uma redução do encrostamento superficial.

2.4.3 Características associadas ao manejo do solo

O manejo do solo afeta a infiltração na medida em que interfere nas suas propriedades e também nas condições da sua superfície. De uma maneira geral, quando se mexe no solo aumentam-se as condições apresentadas para uma maior infiltração, visto que se quebram as estruturas da camada superficial, mas se não forem preservadas as coberturas vegetais, as primeiras chuvas podem ocasionar o encrostamento superficial e dessa

forma ter reduzida a taxa de infiltração de água no solo. É preciso ainda se levar em conta que o trânsito intenso de máquinas e caminhões sobre o solo, compacta o terreno e também diminui essa taxa.

2.5 Características da geologia e do solo do DF

As condições climáticas, geológicas e antrópicas do Distrito Federal determinam uma geologia complexa com características peculiares, chapadas de topografia plana e relevo residual (34%), ocorrendo latossolos como tipo de solo predominante e áreas de dissecação intermediária representando aproximadamente 31% do solo do DF modeladas por rochas compostas por ardósias, metarritmitos, metassiltitos e quartzito em geral muito intemperizados na sua parte superior. A região de Águas Claras, que será foco de uma maior atenção no desenvolvimento deste trabalho, está localizada em uma área de transição desses dois tipos de solo.

Segundo Cardoso (2002), Freitas-Silva & Campos (1998) redefinem a geologia do Distrito Federal (Figura 06), como sendo composta por rochas atribuídas estratigraficamente aos grupos Paranoá (65%), Canastra (15%), Araxá (5%) e Bambuí (15%).

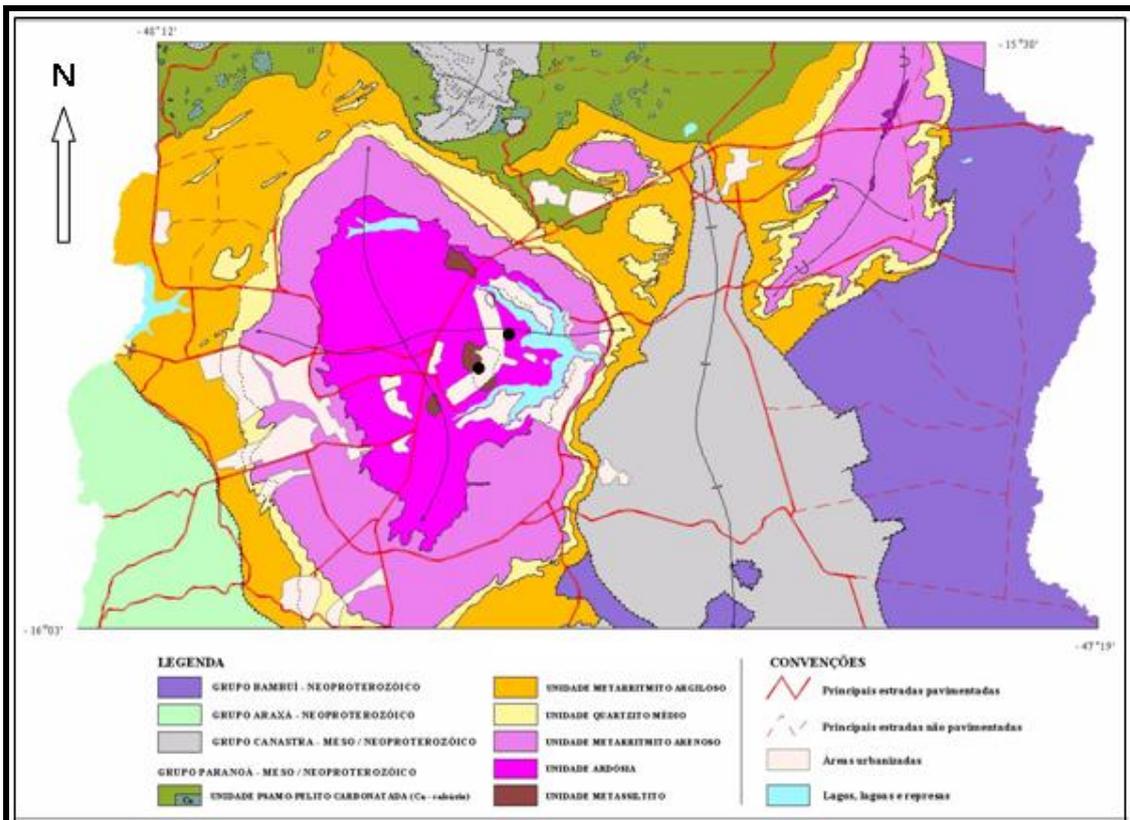


Figura 6 - Mapa geológico do DF
(modificado - Freitas-Silva & Campos, 1998).

A Figura 07 apresenta o mapa pedológico do DF com a definição da classe dos solos superficiais, adaptado de EMBRAPA (1978):

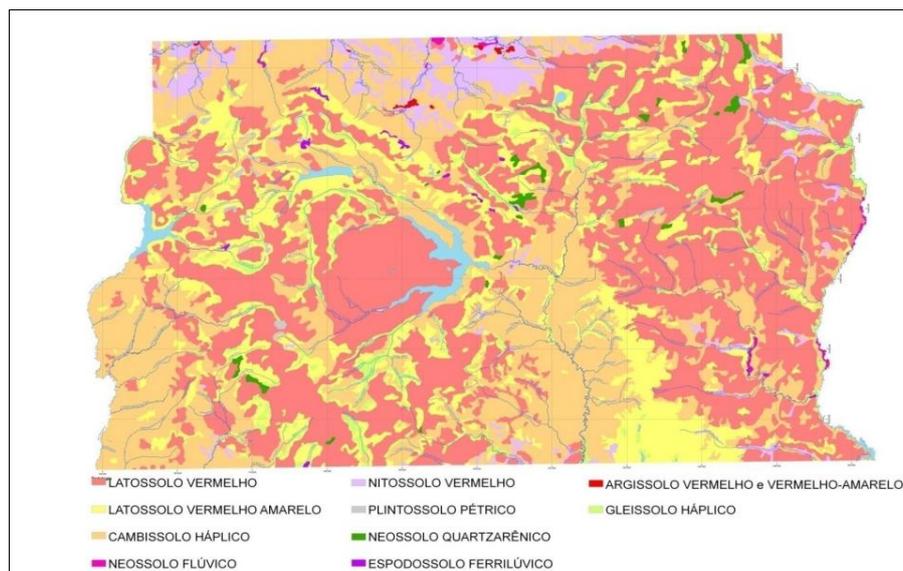


Figura 7 - Mapa pedológico do DF

Os latossolos, que representam a maior parcela do solo do DF, possuem um maior estágio de intemperismo atuando sobre ele, por isso formam as superfícies mais antigas e mais estáveis com um alto índice de porosidade. Apresentam uma mistura de óxidos hidratados de ferro e alumínio, ricos em caulinita e gipsita e também de materiais insolúveis como o quartzo. Dessa forma, apresentam alto teor de argila, porém em função da sua estrutura granular, comporta-se como uma textura mais grossa. A diferenciação da cor vermelho-escuro para vermelho-amarelo se dá em função do horizonte e do tipo de óxido de ferro e as fases do tipo de vegetação nativa.

Apesar da alta proporção de argila, o elevado nível de agregação de suas partículas em grãos do tamanho de areia eleva a permeabilidade do solo do DF que em estado natural torna-se bem drenado, com o lençol freático atingindo uma profundidade entre 15 e 35 metros devido à cobertura do solo, porém em áreas planas essa ocorrência se apresenta em cerca de 6 m.

Mota (2002) em sua tese de doutorado cita Camapum de Carvalho & Mortari (1994), ao observarem que as obras subterrâneas rasas do DF geralmente se localizam em horizontes de solos colapsíveis, argilosos de cor vermelha a vermelha amarelada, denominados pelos geotécnicos da região como argila porosa de baixa resistência à penetração (SPT variando de 1 a 6 golpes) e alta permeabilidade (10^{-3} a 10^{-4} cm/s) tendo sua constituição formada por argilas, siltes e areias combinados em diferentes proporções dependendo do domínio geológico local. A alta porosidade e tipo de ligações cimentíceas, quando submetidos a aumento de umidade e/ou à alteração do estado de tensões, agregam à estrutura uma condição de instabilidade com variação brusca de volume, denominada colapso.

Em específico, Águas Claras possui uma cobertura Detrito-Laterítica de material inconsolidado impedindo o afloramento de suas litologias, sendo necessário um aprofundamento de cerca de 10m para se ter alcance ao saprolito do substrato rochoso. A Ardósia constitui a área de maior abrangência no substrato da região, seguido do metarritmito arenoso e por fim o quartzito. Segundo o mapa de solos da EMBRAPA (1978) apresentado na figura 7 acima, os solos de Águas Claras são compostos basicamente de um latossolo vermelho-escuro que cobre aproximadamente 50% da região, seguido por

latossolo vermelho-amarelo ocupando pouco mais de 6% da área e em seguida por cambissolo, associação de cambissolo e cambissolo raso, e material hidromórfico que somariam cerca de 25% da área, terminando com os terrenos urbanos que representam algo próximo a 19% do total.

2.6 A importância da investigação geotécnica

A investigação geotécnica em um projeto tem uma série de propósitos entre os quais pode-se citar o estabelecimento da resistência do solo para carregamento nas contenções laterais, para apoio em escavação temporária e para investigação de propriedades de suporte do solo no processo de controle da água subterrânea. Geralmente associada a aumento de custo, a investigação geotécnica quando bem realizada pode trazer uma redução de riscos nas fases de execução e de utilização do empreendimento assim como nos cuidados a serem tomados na obra e um aumento na precisão da qualidade das informações utilizadas. POWERS (2007) especifica que a faixa de custo esta compreendida entre 0,5% e 1,0% do valor da obra podendo variar para mais ou para menos em função do tamanho do projeto, das características do solo e das dimensões do terreno. Há que se entender, entretanto, que a investigação geotécnica tem a finalidade principal de eliminar incertezas e que a partir de um determinado ponto será impossível eliminá-las por completo e que dali para frente os custos de prospecção somente aumentarão os valores sem agregação de benefícios representativos que justifiquem essa persistência.

Em muitos projetos se faz necessário à segmentação em diversas fases que estabelecerão a necessidade do aprofundamento nas investigações. O uso de informações já coletadas e disponíveis em banco de dados quando associadas a essas etapas, conforme já foi dito ao final do parágrafo anterior, proporciona vantagens econômicas e técnicas que na maioria das vezes reduz os custos necessários para investigações adicionais. As investigações preliminares se iniciam com o estudo da geologia regional, da busca em conhecer o processo de formação do solo e do desenvolvimento da área onde está localizado o terreno e dos registros de experiências de construções

anteriores na vizinhança. Já de posse dessas informações a etapa posterior consiste na contratação de um estudo de sondagem com poucos furos relativamente espaçados. A intenção dessa sondagem é estabelecer a estratigrafia do terreno e a magnitude dos esforços que deverão ser empreendidos para definir os custos envolvidos na construção subterrânea. Se os dados extraídos revelarem uma complexidade geológica muito grande, ou indícios de anomalias forem achados sugerindo uma adversidade de problemas que possam vir a ocorrer, deve-se passar para uma etapa seguinte onde se aprofundarão os conhecimentos acerca desses itens, com investigação geotécnica mais específica que possibilite um maior entendimento das particularidades de cada um dos pontos levantados. Apesar de nem todos os estudos serem necessários no transcorrer dessa fase, serão nominados os principais conhecimentos que podem ser adquiridos com eles:

- Estratigrafia do solo: Inclui o tipo e a espessura da camada da superfície da terra objeto de estudo com maior ênfase na formação, composição, sequenciamento das suas ocorrências e principalmente da estratificação e interação entre solos graduados como grossos e finos e sua continuidade à medida que a escavação se desenvolve;
- Investigação detalhada do solo: Através da perfuração e da coleta de amostras do solo em diversas profundidades, estabelece-se a sua resistência e também o nível em que a água se faz presente;
- Graduação e densidade do extrato dos solos não coesivos: Correlaciona as forças, com a condutividade hidráulica e a sua estabilidade na presença de fluxo de água subterrâneo;
- Presença de rochas e matacão: Indica as obstruções que poderão ocorrer no processo de escavação e também no de drenagem do solo;
- Resistência e compressibilidade do extrato do solo coesivo: Permite avaliar a instabilidade em escavações e corte de taludes quando os níveis de água subterrânea sofrem uma redução;

- Levantamentos históricos das precipitações e topografia: avalia o carreamento de água superficial e o potencial de inundação;
- Análise química da água subterrânea: para identificar possíveis agentes corrosivos e em alguns casos tentar identificar a origem da água.

Esse trabalho quando utilizado para servir de parâmetro no estabelecimento de um projeto de escavação e escoamento da água através do rebaixamento do lençol freático deverá levar em conta que qualquer que seja a técnica utilizada ela poderá ocasionar uma redução das pressões neutras do solo e dessa forma um aumento das tensões efetivas que poderá estabelecer condições mais favoráveis para recalques indesejáveis às estruturas que se encontrarem dentro do raio de influencia do rebaixamento. Isso se dá com maior ênfase nos casos em que as fundações estão apoiadas em solos muito compressíveis, como argilas orgânicas ou areias fofas submersas. Por isso, a importância da investigação geotécnica no planejamento do impacto que o rebaixamento pode trazer ao comportamento das estruturas sob a influencia dessa área impactada pela redução do nível da água assume uma maior relevância, tanto no estabelecimento dos métodos a serem empregados, como das suas prováveis consequências para o ambiente que circunda essa área.

É importante lembrar que a investigação geotécnica não deve ser interrompida tão logo se tenham os dados relevantes para a elaboração do projeto. Em casos mais complexos um acompanhamento durante todo o período da obra que proporcione uma compatibilização entre o comportamento previsto e o apresentado pelo solo também é sugerido, inclusive podendo se estender após o início da ocupação para medição de recalques e outros fatores que poderão afetar a estabilidade do conjunto.

2.6.1 Métodos de prospecção geotécnica

Os métodos de prospecção mais comumente usados na investigação geotécnica são a perfuração por lavagem, a perfuração rotativa e o uso do trado manual ou helicoidal. Nos locais onde se faz necessário um maior

controle da água subterrânea, um maior cuidado com a sondagem deve ser tomado. A contratação de pessoas e empresas com experiência na geologia local é essencial. O foco de uma sondagem é determinar as propriedades dos solos e das rochas para estabelecimento da estrutura mais adequada, para isso existe a NBR 8036/83 (ABNT, 1983) que estabelece a localização, a profundidade e o número mínimo de sondagens, conforme ilustra o quadro 6:

Quadro 5 - Limites mínimos de sondagens de acordo com a NBR 8036/93.

Numero mínimo de sondagens - NBR 8036/93 (ABNT, 1993)	
Área de projeção da construção	Nº mínimo de furos
<200	2
200 a 600	3
600 a 800	4
800 a 1000	5
1000 a 1200	6
1200 a 1600	7
1600 a 2000	8
2000 a 2400	9
> 2400	a definir

Dessa forma e devido à sua importância é recomendado que todo trabalho de sondagem seja acompanhado por um engenheiro com capacidade de perceber algumas condições que poderão afetar o controle da água. Uma pequena camada de minério de ferro, por exemplo, pode afetar significativamente a condutividade do solo e outras propriedades que trarão problemas durante a fase da construção se não forem corretamente avaliadas. Os ensaios prospectivos podem ser interpretados em laboratório quando amostras são colhidas no campo e levadas para análise em locais apropriados para melhor avaliação ou, “*In situ*” quando ocorre no próprio local da extração. A classificação quanto à metodologia de prospecção e obtenção das amostras está dividida em 3 tipos:

- Direto: Aplicada quando se faz uma observação direta do solo, inclusive com a obtenção de amostras deformadas e indeformadas ao longo do

processo de perfuração. São exemplos: poços, trincheiras, galerias e sondagens (SPT, SPT-T, rotativas, e a trado);

- Semidireto: Também permite fazer uma observação direta do solo, porém não permite a obtenção de amostras. Toda a caracterização do solo se faz por uma correlação indireta; São exemplos: VST (Ensaio de palhetas ou Vane-test); CPT (Ensaio de penetração de cone); PMT (Ensaio pressiométricos);
- Indireto (Métodos geofísicos): Não permite definir o tipo de solo prospectado, mas estabelece correlações entre as resistividades elétricas e velocidades de propagação de ondas sonoras, que possibilitarão classificar o tipo de solo. São exemplos: Sísmica de reflexão e de refração, tomografia, entre outros.

2.6.1.1 Método direto

No método direto, o solo é coletado para que se possa proceder a uma avaliação tátil, visual da amostra, que quando deformada permite promover estudos que caracterizem seu teor de umidade, granulometria, massa específica e limites de consistência. Nas indeformadas, podem-se agregar ainda as informações referentes à resistência ao cisalhamento e de compressibilidade do solo.

A) POÇOS E TRINCHEIRAS

A NBR 9604/86 (ABNT, 1986) trata dos procedimentos para Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas.

Os poços são utilizados para avaliação em pequenas profundidades e sua perfuração ocorre no sentido vertical permitindo a sua realização “*in situ*” e a direta avaliação visual com coleta de amostras deformadas ou indeformadas. Por motivos de segurança, a abertura de poços por meio de escavação humana tem sido cada vez mais restrita a pequenas profundidades. Quando se

deseja fazer abertura de poços em rochas (nos casos de barragens, por exemplo), utilizam-se explosivos ou marteletes. Já as trincheiras ocorrem também com menores profundidades, porém sua escavação tem uma conformação mais contínua e horizontalizada. As galerias são limitadas à exploração de rochas e solos muito consistentes e podem também ser incorporadas na obra. São necessárias ferramentas pneumáticas ou explosivos para sua abertura.

B) SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT

Lançado pela Raymond Pile Company em 1902 nos EUA, o ensaio SPT continua a ser o ensaio “in situ” mais utilizado no mundo. Em função da sua grande atratividade com relação aos custos, facilidade de operação e movimentação das máquinas, baixo investimento na aquisição dos equipamentos, o SPT é a ferramenta de investigação do solo mais utilizada no Brasil também. Talvez por esse motivo e a preocupação crescente com a falta de capacitação dos operadores responsáveis pela realização desses testes, a primeira norma sobre a metodologia de ensaio foi publicada em NBR 6484/80 (ABNT, 1980), depois complementada em 1982 com a NBR 7250/82 (ABNT, 1982) que vieram a ser substituídas em 2001 pela NBR 6484/01 (ABNT, 2001) que trata especificamente sobre Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT. Trata-se de um ensaio de penetração dinâmica feito a percussão que estabelece o índice de resistência do solo e em função da sua padronização possibilita estabelecer as cargas a serem suportadas por ele. Torna também possível a identificação do material colhido ao longo da perfuração. Quando associado a um torquímetro ganha a denominação de SPT-T e definirá a tensão de atrito lateral máxima (f_s máxima) e mínima (f_s residual). Sua utilidade está em minimizar os possíveis erros a que estão sujeitos os ensaios de SPT. A NBR 6484/01 (ABNT, 2001) estabelece para cada número de golpes uma consistência e compacidade do solo, conforme pode-se observar no quadro 7:

Quadro 6 - Limites estabelecidos pela NBR 6484/01 para areia, silte e argila.

Correlação entre compactidade da areia e a consistência da argila com os valores do NSPT, segundo a NBR 6484:2001			
NSPT	Compactidade - Areia e Silte Arenoso	NSPT	Consistência - Argila e Silte Argiloso
0 a 4	Muito fofa	<2	Muito mole
5 a 8	Fofa	3 a 5	Mole
9 a 18	Mediamente compacta	6 a 10	Média
18 a 40	Compacta	11 a 19	Rija
> 40	Muito compacta	> 19	Dura

C) SONDAGEM ROTATIVA

Utilizada quando se pretende perfurar solos impermeáveis de argila, areias ou até mesmo maciços rochosos, esse método consiste no uso de um conjunto motomecanizado refrigerado a água que aplica uma rotação rápida a uma espécie de broca diamantada ligada a uma haste que corta e tritura o solo aprofundando o furo, possibilitando assim, a obtenção de testemunhos (amostras) variados. Permite ainda perfurações com um certo grau de inclinação, podendo atingir grandes profundidades. Quando executada junto com o SPT, é conhecida por Sondagem Mista.

D) TRADO

Nas investigações de áreas de empréstimos, ou quando não se pretende alcançar grandes profundidades, e até mesmo iniciar um trabalho de sondagem mecânica a sondagem a trado é uma alternativa bastante aplicada. Há que se ressaltar porém que nesse tipo de investigação, não se consegue extrair amostras que não sejam deformadas. Obviamente, com o aumento da profundidade, mais difíceis e demorados se tornam os processos de extração de material do solo. Em que pese a oferta de trados mecanizados, esses somente são empregados em grandes obras, pois em sua grande maioria os trados manuais tipo helicoidal, cavadeira ou concha são os que prevalecem. Dependendo da compactidade e consistência do solo, o trado manual pode atingir uma profundidade de até 10 metros. Os procedimentos desse tipo de sondagem são normatizados pela NBR 9603/86 (ABNT, 1986).

2.6.1.2 Método semidireto

Processo que trabalha por correlação indireta para estabelecer informações que caracterizam o solo, sem que haja coleta de amostras. Seu principal exemplo é o CPT (cone penetration test), porém quando ainda se faz necessário obter mais informações sobre a compressibilidade e força do solo para se medir a estabilidade do solo a ser escavado e também do corte do talude, podem-se usar os seguintes testes: PMT(ensaio de pressiometro); DMT(ensaio dilatométrico) e VST (ensaio de palheta - Vane Shear test), CPTu (Piezocone):

A) ENSAIO DE CONE – CPT e CPTu

Face à sua versatilidade é um ensaio bastante difundido em todo o mundo. Ajuda na definição do perfil estratigráfico do subsolo assim como suas propriedades de estado. Através da cravação de um penetrômetro cilíndrico com uma ponta cônica e área de base de 10 cm², a uma velocidade constante, obtêm-se a resistência na ponta e o atrito lateral no perímetro da haste. Seu procedimento executivo é estabelecido pela NBR 12069 (ABNT,1991). Inicialmente utilizando o atrito mecânico, sofreu uma grande evolução com o surgimento do cone elétrico e depois evoluiu para o piezocone – também identificado como CPTu – que passou a medir a pressão neutra no solo (u), através dos transdutores. A taxa de dissipação da poropressão no bulbo é um indicativo da condutividade hidráulica. O CPT tem se mostrado um rápido, confiável e econômico complemento para as sondagens, usado com maior frequência quando se deseja interpolar variações de profundidade e espessura dos solos encontrados entre dois ou mais furos.

B) ENSAIO PRESSIOMÉTRICO – PMT

Apesar de apresentar uma enorme diversidade de pressiômetros, que variam em função do número de divisões da sua haste ou do meio utilizado para pressurizar o sistema, sua operação consiste basicamente da introdução de uma sonda cilíndrica dentro de um furo onde após a aplicação de uma pressão será tomada a medida de expansão de volume dessa sonda

introduzida dentro desse ambiente definindo dessa forma e “*in situ*” o módulo de tensão-deformação do solo. Ajudam a determinar ainda o coeficiente de empuxo de terra em repouso, K_0 .

C) ENSAIO DE PALHETA VANE TEST – VST

Normatizado pela NBR 10905/89 (ABNT, 1989) - Solo - Ensaio de palheta “*in situ*”, visa determinar através da cravação de uma palheta de aço em formato de cruz, que tem sua resistência a rotação da ponteira medida através de um torquímetro, o gráfico da curva torque x rotação, permitindo-se obter por meio direto o valor da resistência ao cisalhamento de depósitos de argila moles saturadas quando submetidas a condição de carregamento não drenado (Su).

D) ENSAIO DILATÔMETRO DE MARCHETTI - DMT

Um teste dilatômetro consiste na cravação de uma ponteira metálica plana situada no fim de uma série de hastes. Uma vez atingida a profundidade de ensaio, uma membrana de aço circular localizada num dos lados da lâmina é expandida horizontalmente no solo através da inserção de gás nitrogenado. A pressão é registrada em um manômetro em determinados momentos durante o teste, que deve ocorrer também em outras profundidades. O primeiro registro ocorre sempre quando a dilatação da membrana supera o esforço de compressão do terreno e o segundo registro é efetuado quando ocorre uma deformação do solo de 1,1mm. Sua principal aplicação é estimar recalques e módulos de elasticidade (E), tanto em areias e argilas, e a força de cisalhamento não drenado em argila. Geralmente é solicitado quando são necessárias previsões precisas de recalque de fundações ou quando uma decisão de ser adotada uma fundação rasa ou profunda se faz necessária. Permite também a adaptação de outros módulos capazes de realizar ensaios sísmicos conjuntamente com o DMT. O Quadro 8 a seguir trás um resumo dos principais métodos semidiretos, com as propriedades que podem ser extraídas e onde eles são mais aplicáveis:

Quadro 7 - Resumo comparativo por tipo de ensaio¹⁰

Resumo comparativo entre os métodos de investigação <i>in situ</i>			
Ensaio	Solos aplicáveis	Solos inapropriados	Propriedades Extraídas
SPT	Areia, mistura areia-silte, rochas brandas	Argila mole, silte, pedregulho e solos com cascalho, seixos e matacão	DR, Φ
CPT	Areia, silte e argila	Pedregulho e solos com cascalho, seixos e matacão	DR, Φ da areia, Su, OCR, E da argila
PMT	Areia densa, solos de alta coesão	Pedregulhos e solos com baixa coesão	Φ e K_o da areia, Su, OCR, K_o , E da argila
DMT	Areia, silte e argila	Pedregulho e solos com cascalho, seixos e matacão	DR, Φ , K_o da areia, Su, OCR, K_o , E da argila
VST	Argilas e solos coesivos	Areia e pedregulho	Su

Coefficiente de empuxo em repouso (K_o); Módulo de elasticidade (E); Resistência ao cisalhamento não drenada em argilas (Su); Ângulo de atrito interno em areias (Φ); Razão de sobre adensamento (OCR), Compacidade relativa do dolo (DR).

2.6.1.3 Método indireto

Os métodos geofísicos caracterizam a prospecção indireta e partem do princípio de que se duas ou mais camadas geotécnicas são diferentes então suas propriedades também serão. A resistividade elétrica e a velocidade de propagação das ondas no meio em questão são os mecanismos utilizados para definição dos parâmetros que irão definir as características dos diversos horizontes subterrâneos. Geralmente essa metodologia é utilizada em conjunto com uma outra do método direto e servirá para validar as informações já levantadas, proporcionando uma maior assertividade na composição do subsolo. Quando o método utiliza alguma forma de emissão de energia (sísmica de refração, geoeletrico), ele é considerado ativo, do contrário, se não existe nenhum tipo de emissão de sinal, considera-se como potencial (magnetometria, gravimetria). Já no tocante a sua aplicação, utiliza-se a separação entre superficial e downhole, que são as técnicas utilizadas para prospectar informações dentro de aberturas em subsuperfícies (furos de sondagem, tuneis,..) com a instalação de sensores.

¹⁰ Fonte: Powers *et al.*, 2006 - Modificado

2.7 Rebaixamento do lençol freático

A posição do lençol freático no subsolo não é, entretanto, estável, mas bastante variável. Isso representa dizer que, em determinada região, a profundidade do lençol freático varia segundo as estações do ano. Essa variação depende do clima da região, e dessa maneira, nos períodos de estiagem, a posição do lençol freático sofre normalmente um abaixamento, ao contrário do período das cheias, quando essa posição se eleva, sofrendo variação sazonal.

Em específico, no Distrito Federal têm-se estações distintas típicas do clima, que se enquadram na classificação de Köppen (CODEPLAN, 1984), entre os tipos: tropical de savana e temperado chuvoso de inverno seco, e está caracterizado pela existência bem nítida de duas estações: seca e chuvosa. Os meses mais quentes são setembro e outubro, o mais frio é julho. No tocante à precipitação, o trimestre mais chuvoso compreende os meses de novembro, dezembro e janeiro, ao passo que no trimestre junho, julho, agosto temos o período mais seco do ano. Na figura 08 pode-se observar a sazonalidade climatológica de Brasília e Distrito Federal no que se refere às precipitações.

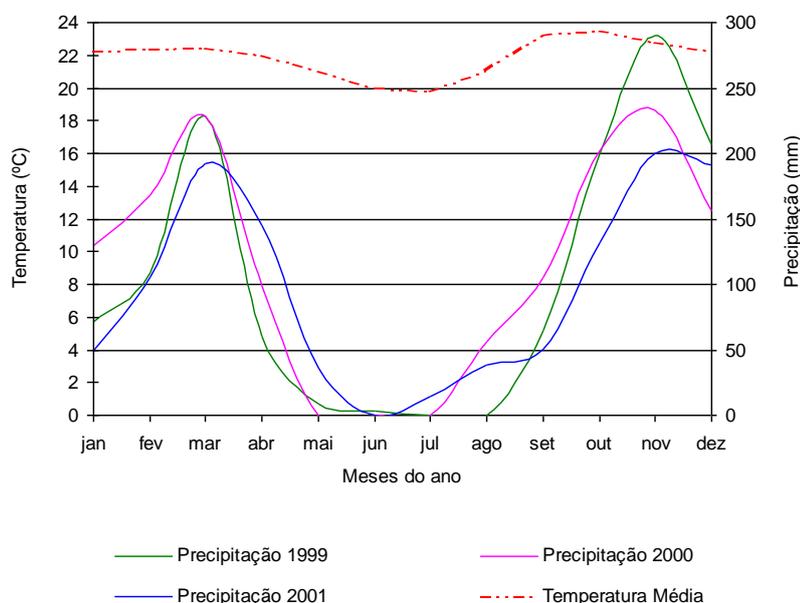


Figura 8 - Distribuição da precipitação e da temperatura do DF

Fonte: MOTA, 2003.

A região de Águas Claras, onde está implantado o empreendimento objeto do presente estudo, tem um clima subquente (temperaturas médias mais baixas) e tropical de altitude com baixa amplitude térmica e chuvas mais concentradas no verão. Além da variação sazonal, existe também a possibilidade de haver aumento do lençol freático em diferentes anos, de acordo com a distribuição das chuvas, ou seja, quando essa distribuição é mais homogênea, a infiltração é mais lenta, portando o gradiente de oscilação do lençol freático é menor. Por outro lado, quando a distribuição das chuvas é mais contrastada, o processo de infiltração torna-se mais rápido, o que gera um maior gradiente de oscilação, BACANI (2004).

2.7.1 Métodos de rebaixamento do lençol freático

Existe uma serie de métodos disponíveis para controlar a água subterrânea em um projeto de construção. O controle da água pode se dar pela adoção de processos de drenagem ou pelo rebaixamento do lençol freático. Com o intuito de se estabelecer o meio mais adequado de se controlar a água subterrânea são necessários alguns ensaios que definam o volume de água infiltrada a ser retirada, as possibilidades de ocorrência de recalques nas edificações vizinhas e que tente estabelecer o nível onde se encontra a água subterrânea. Apesar da multiplicidade de opções, para fins de estudo podem ser estabelecidos quatro grandes grupos onde eles serão enquadrados:

- 1- Bombeamento Direto
- 2- Pré-drenagem
- 3- Cut-off
- 4- Congelamento, Ar comprimido, entre outros.

Em muitas propostas de solução apresentadas, pode-se fazer necessária a aplicação de um método único ou a combinação de vários deles. Serão expostas aqui apenas as suas principais características e aplicações, que visam servir como base de apoio para a tomada de decisão, pois nenhum

método é determinístico por si só. A investigação geotécnica do solo e as particularidades do projeto são fatores determinantes para a escolha, assim como a facilidade de execução e o custo de implantação da solução. Para perfeita compreensão do problema é necessário ao engenheiro iniciar sua análise de posse das seguintes informações básicas:

- O tamanho e a profundidade que se deseja escavar.
- Os métodos sugeridos de escavação e a resistência do solo
- Tipos e profundidade que serão ser sugeridos para a fundação
- O cronograma de desenvolvimento da obra
- A ocorrência de contaminação da água, provocada por algum elemento exterior ao terreno em análise.

Segue abaixo um pequeno resumo dos quatro grandes grupos mencionados anteriormente:

2.7.1.1 Bombeamento direto

Nesse processo permite-se à água entrar na área que está sendo escavada assim que ela avança. Ela então é colhida em valas que se interligam e alimentam poços estrategicamente dispostos e, através da determinação de um tipo e potência de bombas adequadas às condições apresentadas, é retirada para fora. Qualifica-se como o método mais usual e de certo ponto de vista o mais econômico. Em função desse atrativo do fator custo, seu emprego em certas circunstâncias é utilizado sem que seja definida como a de melhor efetividade, e isso faz com que ele exerça um papel exatamente oposto ao esperado, com aumento de gastos, atraso no cronograma e até mesmo inadequação aos objetivos pretendidos.

A decisão de se proceder com o bombeamento direto tem que ser tomada desde que existam condições favoráveis a esse método, tais como:

- Possibilidade de utilização de valas e fossas sem que essas impactem nos trabalhos de escavação das fundações do seu terreno ou nas estruturas dos terrenos vizinhos.
- Inexistência de risco para os trabalhadores no processo de escavação.
- Condições de monitoramento dos aspectos do solo e dos possíveis sinais de colapso.

De acordo com Alonso (2007), esse bombeamento não se mostra o mais adequado em escavações que se apresentam suportadas por cortinas impermeáveis com o gradiente hidráulico elevado, sob pena de se romper o fundo da escavação, caso se identifique uma camada pouca permeável de argila. Na implantação desse método, faz-se necessário o monitoramento da cor da água expelida pelas bombas, pois os casos em que ela sai com aspecto mais sujo podem evidenciar o carreamento de partículas mais finas do solo, que trarão como consequência a possibilidade de recalques mais acentuados que o desejado. Nesses casos, há a necessidade de se melhorar o sistema de captação da água, através da melhoria do sistema de filtragem.

2.7.1.2 Pré-drenagem

Talvez o método mais antigo de pré-drenagem, o método das ponteiros filtrantes utiliza uma bomba a vácuo para se extrair água subterrânea através da escavação de furos (a serem revestidos ou não) onde são instaladas ponteiros filtrantes de aço perfurado, que ligadas a uma rede de tubo coletor, que através dessa bomba, succiona a água que esta localizada no subsolo e então ela é conduzida para um reservatório fechado. Posteriormente, através de uma bomba de recalque, essa água é retirada e dada um destino final a ela. Esse método é utilizado quando se pretende rebaixar o lençol freático bem antes do processo de escavação, permitindo que ela seja feito em um ambiente essencialmente seco. Em função de algumas dificuldades técnicas, geralmente a eficiência desse tipo de rebaixamento se dá até uma profundidade de 4

metros, entretanto se for desejado que se faça um rebaixamento ainda maior que os 4 metros, pode-se estabelecer um novo estágio, repetindo-se o processo anterior e então se obter uma redução adicional de outros 5 metros, assim sucessivamente até à altura necessária no projeto de escavação. Nesse método a instalação dos poços filtrantes ocorre no perímetro do terreno a ser escavado. Seu uso é mais apropriado quando se requer fazer uma escavação rasa em solos estratificados ou em escavações profundas quando em combinação com poços profundos e em solos finamente graduados.

Devido à sua simplicidade, baixo custo e rapidez na execução ele é frequentemente utilizado, porém o limite técnico exposto acima, torna-o um pouco mais complexo. Quando em solos permeáveis que estão ao nível do mar, a profundidade de rebaixamento pode atingir uma redução de até 7 metros, porém em solos menos permeáveis, tipo a areia argilosa, ele está limitado a algo próximo a 5 metros.

Outro método que pode ser aplicado também é o de rebaixamento através da instalação de bomba submersa no interior de poços profundos que tenham cota inferior à da escavação. Esse sistema por não ter de utilizar sistema de sucção, não tem sua eficiência limitada aos números observados no sistema anterior, podendo ser utilizado quando se requer uma redução de 5/6 metros até centenas de metros. Esse sistema, assim como o outro, requer o preenchimento de espaços com material filtrante de granulometria diferente que possibilite impedir o carreamento de finos para o interior da bomba o que poderia causar um comprometimento no seu funcionamento.

2.7.1.3 Cut-off

Existem uma série de métodos para barrar ou excluir a água subterrânea das escavações, porém quase todos eles exigem controles de qualidade na execução bastante apurados, com profissionais treinados e experientes, equipamentos aprimorados e registro sistemático dos dados para avaliação do procedimento e possível correção do trabalho. Por isso a escolha de um dos métodos de *cut-off* tem que levar em consideração os fatores de custos, a necessidade de se evitar os efeitos colaterais de um rebaixamento no

lençol freático ou a necessidade de tornar permanente a proteção da estrutura.

Dentre as alternativas construtivas de *cut-off* podem-se destacar:

- Estaca prancha metálica
- Parede Diafragma
- Cortina de injeção de cimento
- Mistura de solos
- Injeção de graute

2.7.1.4 Congelamento, Ar comprimido, entre outros

O congelamento é uma técnica que utiliza a água armazenada nos poros e a converte em gelo fundindo-o junto com partículas do próprio solo ou das rochas, através da circulação de um líquido refrigerante por um sistema de tubos instalados no terreno que extrai o calor, transmitindo uma força de compressão e impermeabilidade ao solo. Apesar de parecer um processo simples, ele é bastante complexo e dependente de uma avaliação precisa do terreno e das condições da água subterrânea, do controle de qualidade durante o processo de instalação e operação e ainda da avaliação da performance do sistema de congelamento. Em muitos casos o sistema é visto como perfeito, pois ele tem que bloquear 100% da água subterrânea através do congelamento, visto que a presença de água pode trazer perturbações aos resultados do processo.

A técnica de ar comprimido utilizada para retirar a água subterrânea parte do simples conceito de manter-se a pressão dentro do furo maior do que a pressão da água que percola pelas paredes. Em função dos cuidados requeridos com o operário que trabalha dentro desse ambiente, toda uma técnica de compressão e descompressão se faz necessária para que ele não venha sofrer danos permanentes em sua saúde. O equilíbrio entre a pressão do ar e a força da água é muito difícil de prever e estudos feitos pela medicina hiperbárica recomendam que não se trabalhe com pressão acima de uma atmosfera além da pressão atmosférica.

3. ESTUDO DE CASO: EMPREENDIMENTO EM ÁGUAS CLARAS

Desenvolvida toda a revisão bibliográfica, apresenta-se a seguir todo o ambiente do estudo de caso escolhido para ilustrar o presente trabalho. Para tanto será detalhado o tipo de empreendimento, seus limites e geometria, a região de implantação, a caracterização estratigráfica do solo onde foi implantado, projeto e execução das obras de terra e as soluções implementadas para os problemas decorrentes da escavação abaixo do nível da água, com seus respectivos custos.

3.1 Do empreendimento

O empreendimento objeto do presente estudo está implantado em lote com área total de 3294 m² situado na cidade de Águas Claras, próximo a uma das suas estações de metrô (figura 9). Possui 350 unidades distribuídas em 35 pavimentos (cinco subsolos, térreo, pilotis, 28 pavimentos tipo e cobertura), com apartamentos de 1 e 2 quartos, apartamentos duplex, coberturas e ampla área de lazer. Seu subsolo e está distribuído em 5 pavimentos que abrigam 384 garagens e ocupam uma área de aproximadamente 11.000 m². Sua metragem total construída é de 42.500 m². Seu projeto foi aprovado pela Administração Regional de Águas Claras em 22/10/2007, com prazo de conclusão em 30/03/12. Por força de mudança na lei ocorrida após a aprovação do projeto em todas as instâncias governamentais quando já contava inclusive com o alvará de construção, a construtora se viu obrigada a reduzir de 30 para 28 o número de pavimentos e fazer uma readequação do projeto para abrigar algumas unidades habitacionais já vendidas e que faziam parte do 29° e 30° andares. Isso obrigou a paralisação da obra que se encontrava no processo de escavação com o intuito de reforçar a estrutura das fundações impactada pela redistribuição de cargas em algumas estacas. A edificação residencial consiste de três juntas sendo a “A” composta de 5 subsolos e 28 pavimentos tipos, a “B” composta de 4 subsolos e 28 pavimentos tipos e a “C” composta de 4 subsolos e 20 pavimentos tipos, todas contemplando um semi-enterrado, um pilotis de acesso e uma cobertura. Tem-

se ainda o embasamento (junta D). Sua estrutura da construção foi toda concebida em concreto armado, já os subsolos utilizaram lajes nervuradas e os pavimentos tipo se valeram de lajes maciças com vedação em bloco cerâmico.

3.2 Dos limites e da geometria

Os limites construtivos da região do embasamento (subsolos, térreo e pilotis) coincidem com o perímetro do terreno, exceto na face paralela ao metrô, onde o limite da área edificante afasta-se dez metros do limite do terreno adjacente ao talude da linha do metrô (figuras 09 e 10). O subsolo também foi projetado, com perímetro coincidente àquele estabelecido pelos limites edificantes.

Na época de sua construção não apresentava nenhum vizinho limítrofe a seu terreno com obra já edificada.



Figura 9 - Localização geográfica do empreendimento.

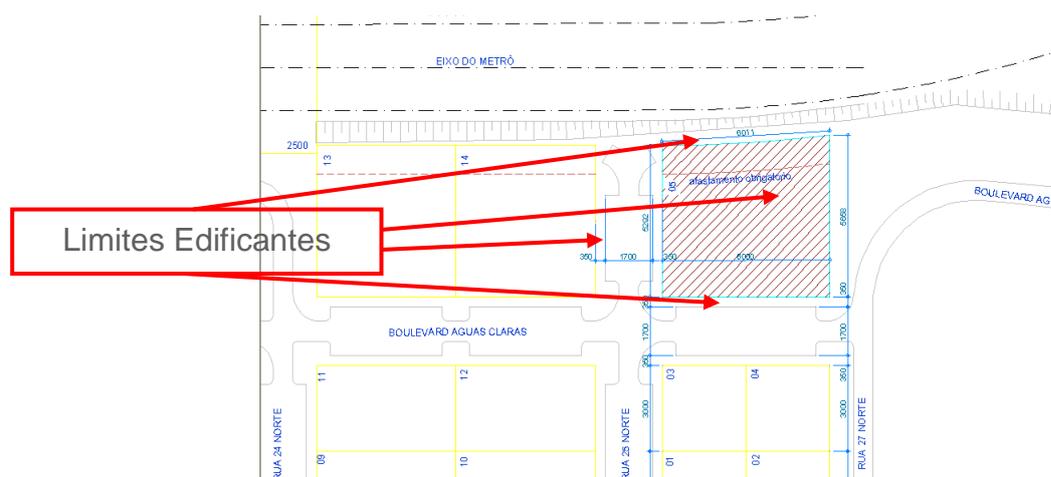


Figura 10 - Representação dos limites edificantes do lote.

3.3 Da região de implantação

A região de Águas Claras que define a área urbana da Região Administrativa (RA) – RA XX – abrange uma área total de 31,50Km² e é composta por três sub-regiões:

- Águas Claras (vertical)
- Areal
- Arniqueiras.

Surgida em dezembro de 1992, Águas Claras (vertical) é uma cidade satélite ao Plano Piloto de Brasília, localizada na parte oeste do mapa do Distrito Federal e implantada entre outras duas cidades satélites conhecidas como Guará e Taguatinga.

Informações obtidas na Pesquisa Distrital por Amostra de Domicílios – PDAD realizada pela Companhia de Desenvolvimento do Planalto – CODEPLAN, órgão do Governo do Distrito Federal – GDF, em 2010, indicam a RA XX como possuidora de 40.252 domicílios ocupados, sendo que destes, 25.953 estariam situados na região de Águas Claras (vertical), denominada assim em função de suas moradias serem formadas exclusivamente de unidades residenciais do tipo apartamento (24.801 unidades) e quitinetes/estúdios (1.152 unidades). Qualificam ainda que 71% ou 18.337 dessas unidades possuem três ou mais dormitórios, estabelecendo uma parcela

significativa de 44,2% de moradias com área na faixa de 91 a 150m² com um bom padrão de habitabilidade, que somada a outra parcela também representativa de 33,2% de unidades, na faixa de 61 a 90m², se caracterizam como as duas de maior relevância. Pode-se considerar ainda que a totalidade da região é servida com rede de água pública (abastecimento e pluvial), rede de esgoto pública, serviço público de limpeza urbana e infraestrutura de asfalto, meio fio, iluminação completamente implantados. Em 2004 a população estimada na área objeto do presente estudo era de 43.623 pessoas, passando para 135.685 pessoas já em 2010, sendo que desse total 79.813 pessoas estariam situadas na sub-região conhecida como Águas Claras Vertical e somente 2.054 cidadãos desse contingente populacional se qualificava como desempregado ao passo que 38.278 eram declarados no exercício de prática de atividade remunerada, com uma Renda Per Capita média de 3.352 reais, equivalentes à época a 6,6 salários mínimos e que seria elevada para 9.175 reais ou 18 salários mínimos de renda domiciliar, distribuídos com a faixa salarial mostrada na figura 11 abaixo:

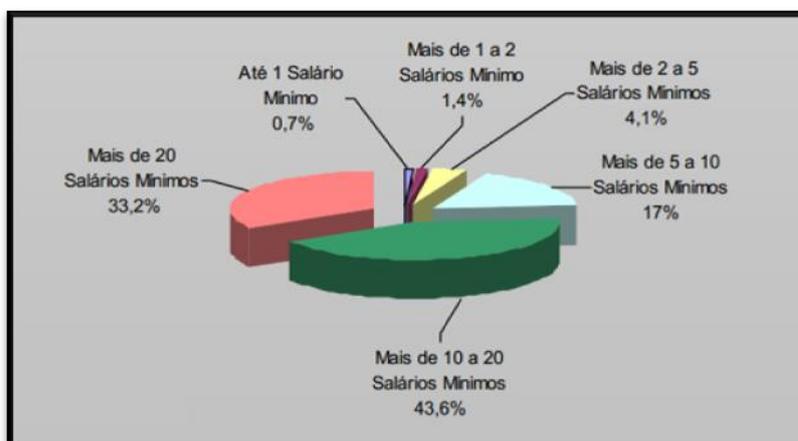


Figura 11 - Distribuição de Domicílios ocupados, segundo as classes de renda domiciliar. Águas Claras Vertical – DF - 2010¹¹

Se estabelecida a Renda Domiciliar média mensal como critério de avaliação, a RA XX de Águas Claras vertical seria a sétima colocada entre as trinta RA's do DF (figura 12).

¹¹ Fonte: PDAD, Codeplan 2011.

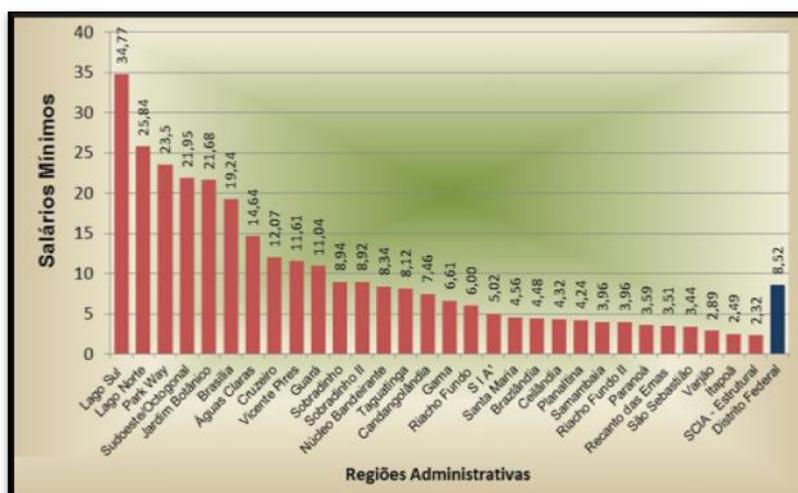


Figura 12 - Renda domiciliar média mensal em salários mínimos, segundo as RA's - DF¹²

Todas as condições acima expostas tornaram Águas Claras durante muitos anos a área de maior interesse para o setor de incorporação imobiliária no DF, fazendo com que em 5 vezes no período de 6 anos compreendidos entre 2005/2010, fosse a região líder na concessão de alvarás de construção residencial expedidos pelo governo, conforme pode-se identificar no quadro 9 apresentado abaixo:

¹² Fonte: PDAD, Codeplan 2011.

Quadro 8 - Área licenciada de alvarás de construção residencial expedida, segundo as RA's do D.F. (2005-2010)¹³

REGIÕES ADMINISTRATIVAS	ÁREA PARA CONSTRUÇÃO RESIDENCIAL LICENCIADA EXPEDIDA (m ²)					
	2005	2006	2007	2008	2009	2010
DISTRITO FEDERAL	1.114.807	1.316.691	1.473.578	2.344.297	2.502.643	1.877.924
Brasília	47.956	24.629	6.714	4.557	237.501	322.667
Gama	20.889	15.237	48.911	123.085	175.115	109.954
Taguatinga	50.100	104.135	159.305	121.733	205.339	180.748
Brazlândia	1.298	4.531	2.141	6.445	6.899	7.793
Sobradinho	20.747	17.695	12.833	17.642	66.905	14.181
Planaltina	6.359	3.730	3.467	9.059	16.041	20.307
Paranoá	5.110	1.430	427	4.207	5.780	4.144
Núcleo Bandeirante	115.829	38.363	11.249	5.004	3.358	2.745
Ceilândia	42.686	30.576	41.315	277.816	75.981	85.859
Guará	33.511	30.372	55.477	524.454	539.715	58.893
Cruzeiro	5.773	3.048	4.592	5.686	9.606	6.217
Samambaia	77.332	59.592	240.236	265.833	341.154	88.773
Santa Maria	19.063	19.440	10.054	15.684	54.014	23.053
São Sebastião	1.993	1.475	352	707	1.856	148.177
Recanto das Emas	14.112	...	16.240	18.570	9.041	30.182
Lago Sul	98.288	55.977	80.320	125.373	110.577	70.577
Riacho Fundo	23.592	13.604	7.932	22.533	19.696	21.854
Lago Norte	46.399	57.008	52.027	46.536	43.929	46.937
Candangolândia	10.343	9.649	10.089	11.039	11.692	4.106
Águas Claras	411.800	804.936	597.826	569.187	386.506	432.905
Riacho Fundo II	9.563	13.388	8.213	19.169	16.811	18.876
Sudoeste/Octogonal	29.701	2.286	-	7.866	-	158
Varjão	5.858	765	-	-	2.188	2.485
Park Way	10.382	...	89.530	113.889	105.515	127.384
SCIA ⁽¹⁾	-	-	-	-	-	-
Sobradinho II	6.123	4.825	6.671	10.373	8.409	13.728
Jardim Botânico	7.657	17.850	49.015	35.221
Itapoã	-	-	-	-	-	-
SIA ⁽²⁾	-	-	-	-	-	-
Vicente Pires					-	-
Fercal					-	-

⁽¹⁾ Setor Complementar de Indústria e Abastecimento. Inclui-se a Estrutural

Por essa razão, Águas Claras vertical foi referenciada pelo setor de construção civil durante muitos anos como o “maior canteiro de obras urbano do Brasil”.

¹³ Fonte : Administrações Regionais especificadas acima

Segundo levantamento da Gerência de Planejamento da Administração Regional de Águas Claras realizado em fevereiro de 2012, 590 edifícios já teriam sido edificados, 201 estariam em construção e 289 lotes permaneciam vagos.

3.4 Da caracterização estratigráfica

Ao longo de todo o empreendimento foram contratadas duas campanhas de sondagens distintas que embasaram as soluções sugeridas e especificadas nos projetos de rebaixamento e drenagem do subsolo assim como no projeto de drenagem na estrutura de contenção.

A primeira delas foi realizada em 25/09/2007, visando o desenvolvimento da solução técnica das fundações e contenções utilizando sondagem à percussão (tipo SPT) com a execução de nove furos de sondagem e perfuração total de 240 metros pelo processo sem circulação de água, porém protegido com um revestimento de 63,50 mm de diâmetro, conforme ilustra a figura 13 abaixo:

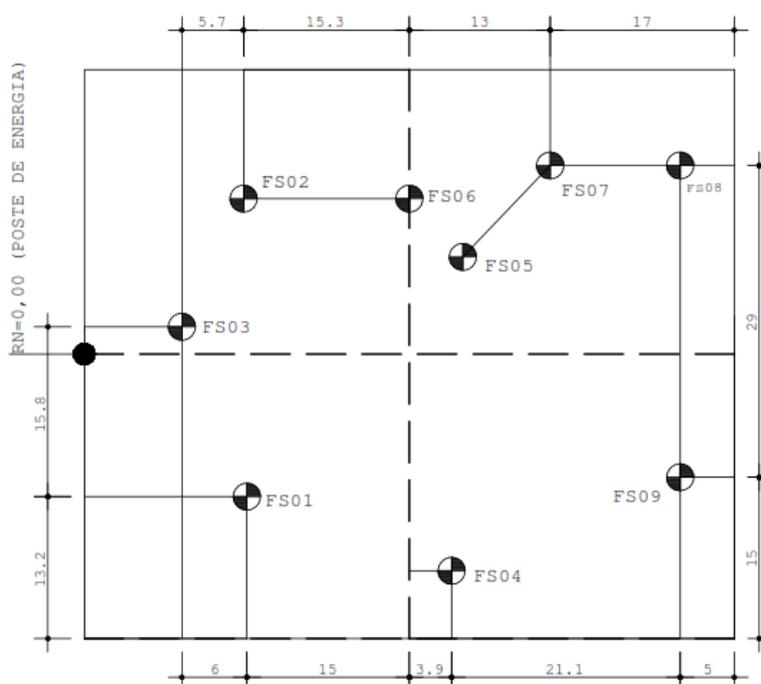


Figura 13 - Planta de localização dos furos

Na segunda campanha, realizada em 02/05/2009, foram executados três furos de sondagens rotativas, com circulação de água, e profundidade total de 55,0 metros. A referida campanha teve como objetivo a investigação da camada impenetrável existente a uma profundidade acima do estabelecido no projeto. Percebeu-se então que se tratava de um matacão que levou a uma alteração do projeto original com a execução de reforço, com estaca raiz nos 08 (oito) blocos onde houveram registros dessas ocorrências, a ser tratado no item 3.5.2. Cabe salientar que todos os ensaios estão em consonância com os critérios estabelecidos na NBR 6484/96 (ABNT, 1996).

Devido às dificuldades encontradas durante a escavação da obra, em função da variabilidade estratigráfica e lençol freático, além das sondagens, foi realizada a espacialização do terreno com base nas campanhas de sondagens realizadas. Este estudo detalha e reforça a percepção da heterogeneidade e classificação técnica do solo, bem como a posição do nível do lençol freático. A espacialização está representada nas figuras 14 a 18 mostradas a seguir:

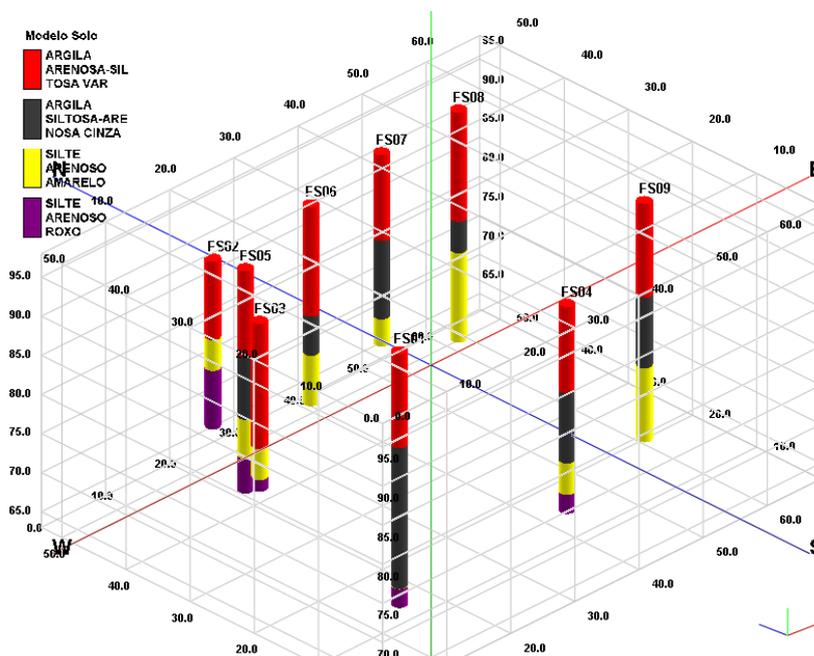


Figura 14 - Localização em 3D dos furos de sondagens a percussão (SPT)

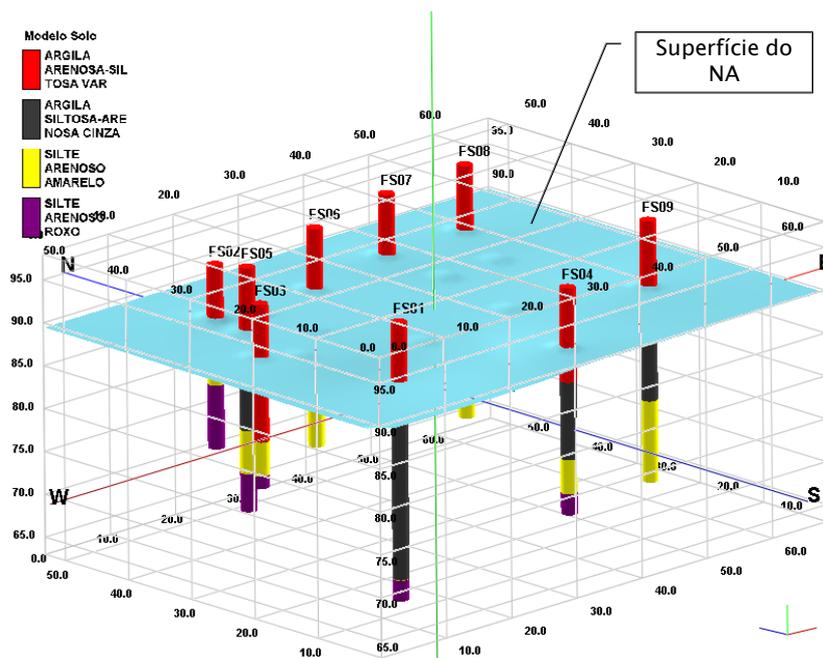


Figura 15 - Localização do nível d'água a partir da sondagem SPT

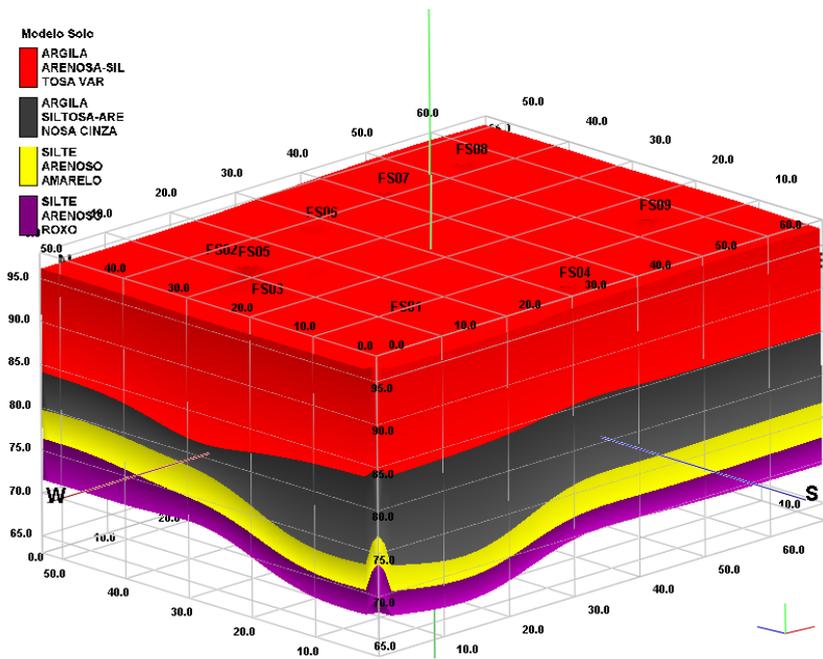


Figura 16 - Perfil estratigráfico em 3D

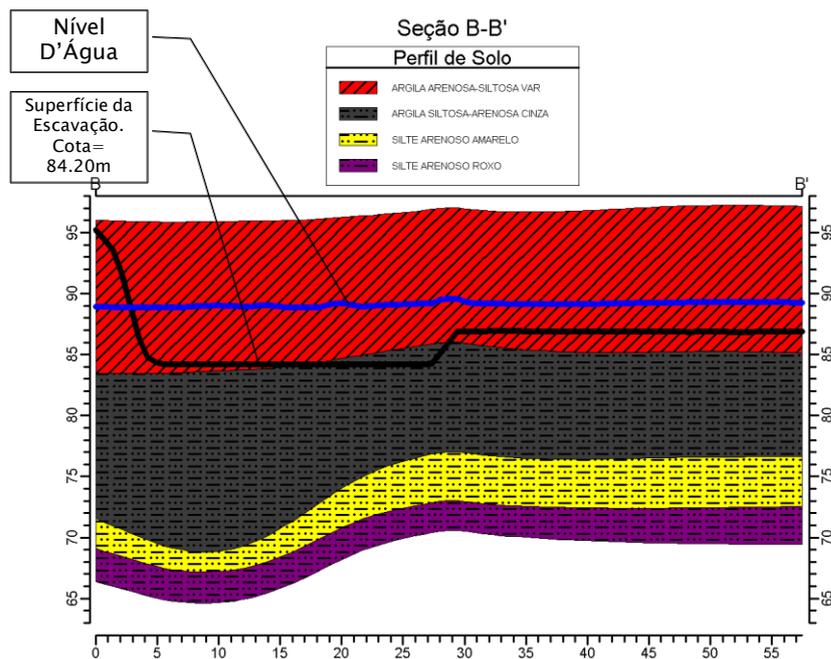


Figura 17 - Perfil estratigráfico do solo local – seção B-B'

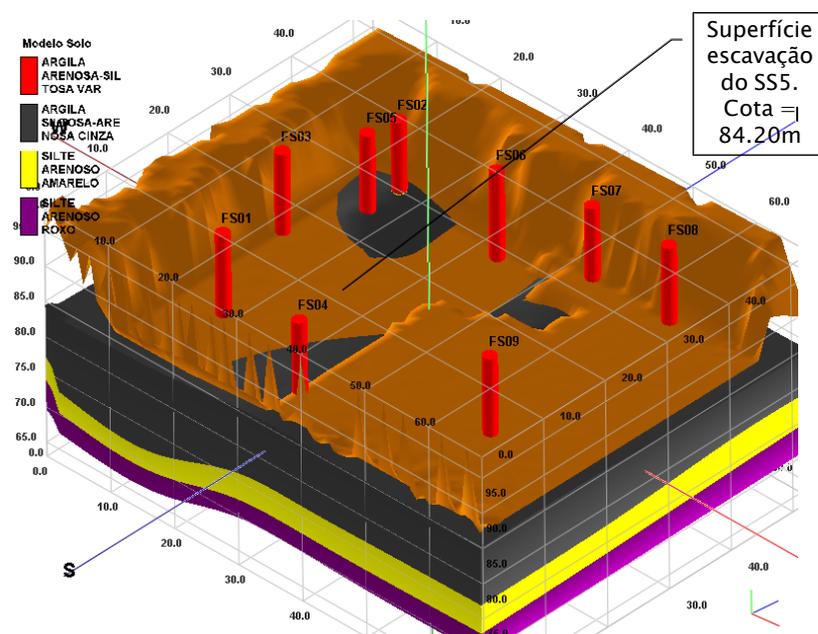


Figura 18 - Superfície de escavação seguida por camada de turfa.

Conforme pode-se observar nas imagens acima o subsolo apresenta estratigrafia macroscópica extremamente heterogênea, com baixa resistência a profundidades inferiores a 20 (vinte) metros sendo que a primeira camada constitui-se em um horizonte de argila arenoso siltosa variegada com

profundidade aproximada de 10 metros entremeando o nível da água que esta a 6,0 m abaixo da superfície do terreno e com a presença de aterro em algumas áreas. Segue-se a ela uma argila siltosa arenosa cinza (turfa) com valores de N_{SPT} nulos, ocorrendo entre 10 e 20 metros de profundidade, intercalada à camada de silte arenoso amarelo bastante intemperizado com profundidade aproximada de 5 metros da qual está sobrejacente, N_{SPT} de 2 a 15 golpes e finalizando sobre uma camada de silte roxo com N_{SPT} de 15 a 31 golpes, profundidade de 5 metros, de acordo com o que apresenta a figura 19 abaixo.



Figura 19 - Visão geral da composição do solo

A cota 84,20 referente a escavação do 5º subsolo encontra-se abaixo do nível de água onde percebe-se a presença de uma camada de turfa que dificultou bastante a escavação e a execução dos grampos das cortinas provisórias.

As sondagens e a espacialização foram fundamentais na definição dos projetos de fundações e contenções.

3.5 Projeto e execução das obras de terra

3.5.1 Contenções

Com as informações das características geotécnicas do terreno em mãos, entendeu-se que as escavações só seriam exequíveis se houvesse uma estrutura de contenção.

Para resolver a questão da água, foram analisadas as possibilidades de estacas cravadas (concreto ou aço), hélice contínua ou estacas escavadas com auxílio de lama bentonítica. Estas últimas mostraram-se a solução de melhor custo/ benefício na época de sua contratação.

Sendo assim, foi contratada uma empresa para a realização das estacas de contenção, escavadas com auxílio de lama bentonítica. O projeto consistia na execução de estacas justapostas instaladas ao longo de todo o perímetro da obra: cortinas norte, sul, leste oeste; conforme apresentado na figura 20 abaixo.

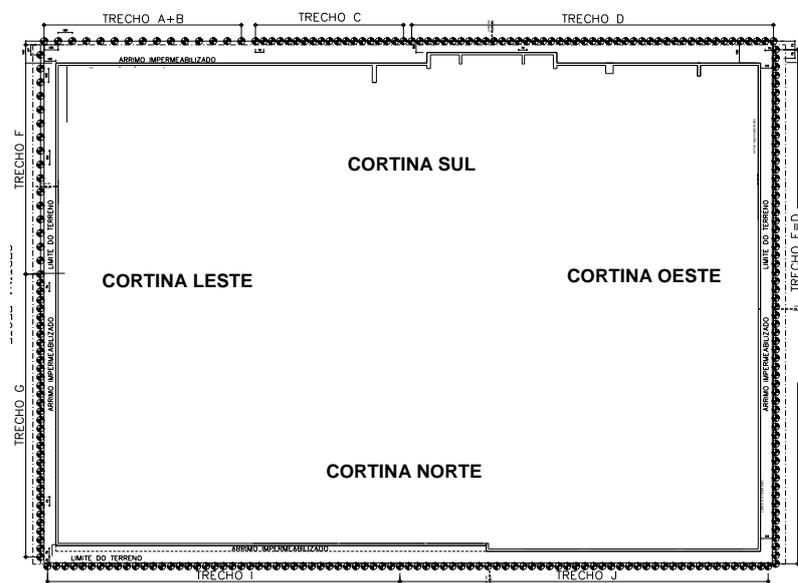


Figura 20 - Layout do projeto de contenções com identificação dos trechos

O projeto segmentou as quatro faces da contenção em oito trechos, de acordo com a topografia, estratigrafia e cotas de cortes da obra, sendo

executado um total de 175 estacas com diâmetro, espaçamento e profundidade mínima especificadas no Quadro 10 abaixo:

Quadro 9 - Quantitativo e aspectos técnicos das estacas de contenção

Estacas de contenção (cortina sul)				
Trecho	Nº de estacas	Espaço entre eixos (cm)	Diametro (mm)	Profundidade mínima (m)
A + B	16	120	600	20,5
C	19	70	600	22,5
D	45	70	600	25,5
Total	80			
Estacas de contenção (cortina oeste)				
Trecho	Nº de estacas	Espaço entre eixos (cm)	Diametro (mm)	Profundidade mínima (m)
E	61	75	600	25,5
Total	61			
Estacas de contenção (cortina leste)				
Trecho	Nº de estacas	Espaço entre eixos (cm)	Diametro (mm)	Profundidade mínima (m)
F	17	120	600	20,5
G	33	75	600	20,5 a 31,5
Total	50			
Estacas de contenção (cortina norte)				
Trecho	Nº de estacas	Espaço entre eixos (cm)	Diametro (mm)	Profundidade mínima (m)
I	42	75	600	26,5 a 30,6
J	42	75	600	26,5
Total	84			

Pode-se observar que nos trechos C, D, E, G, I e J, têm-se as maiores profundidades de escavações, representando comprimento de estacas maiores e espaçamentos entre elas menores, sendo considerados os trechos mais críticos da obra.

Foi estabelecido ainda, no projeto executivo a instalação de linhas de grampos/tirantes a cada 2,5 m (dois metros e cinquenta centímetros), com inclinação de 5° e diâmetro de escavação de 4" nos grampos aço de $\Phi = 32\text{mm}$ e nos tirantes INCO 22D e 35D, correspondente a 30mm e 40 mm de diâmetro nominal, respectivamente. O projeto estabelecia que as profundidades dos grampos variariam entre 14 e 16 metros, enquanto que a dos tirantes estaria fixa em 15 metros. As vigas de travamento ligariam os grampos e tirantes formando 4 (quatro) linhas. A figura 21 apresenta os detalhes dos grampos/tirantes em corte.

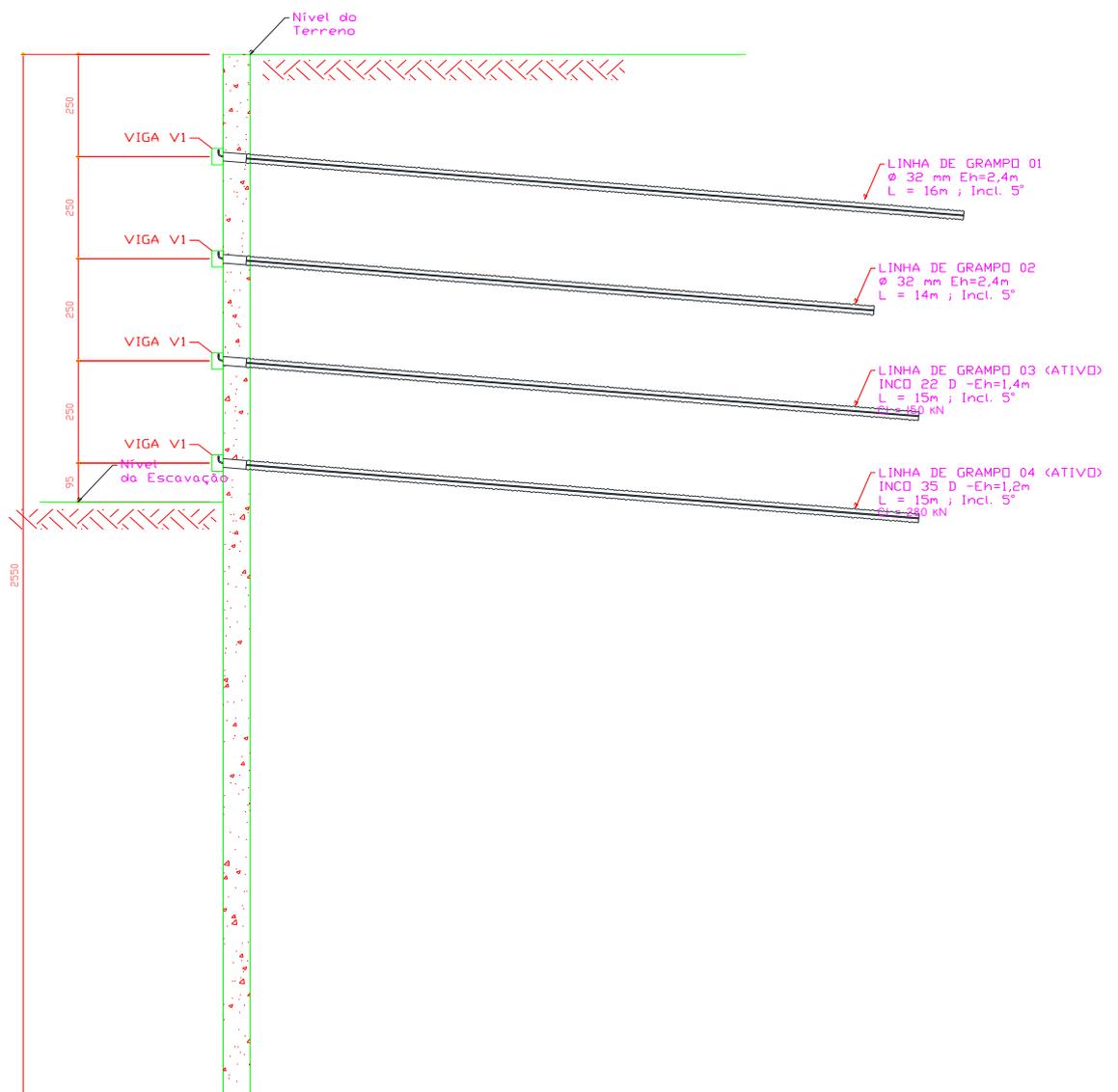


Figura 21 - Corte com detalhamento dos tirantes da contenção

Entretanto, há que se observar na figura 22 abaixo, que devido às possíveis interferências na galeria de águas, paralela ao metrô, a primeira e segunda linha de grampos, lado sul, foram executadas com espaçamento aproximadamente 3,5 m, isso fez com que a segunda linha de grampo, deste lado, passasse a ser tirante (ativo).

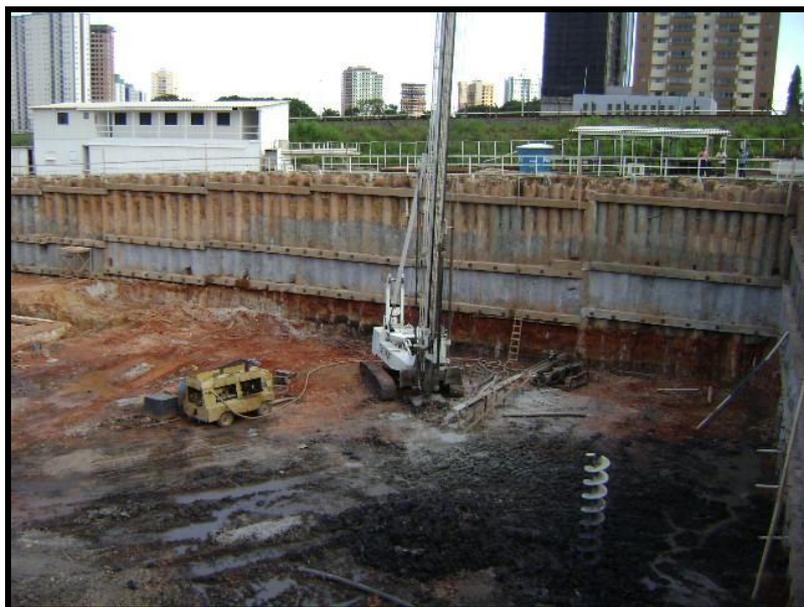


Figura 22 - Contenções com maior distância entre a 1ª e 2ª linhas

Para instalação dos grampos da 1ª linha a perfuração do maciço natural foi executada manualmente e nas demais linhas com máquina perfuratriz, seguido da injeção de calda de cimento. Buscando uma maior facilidade de execução e após consulta ao projetista, resolveu-se padronizar a profundidade dos grampos em 15 metros igualando-os aos tirantes, evitando-se dessa forma a ocorrência de trocas durante a sua instalação. A etapa seguinte consistia na concretagem das vigas de travamento. Após o ganho de resistência do concreto das vigas, uma nova profundidade de 2,5 (dois metros e cinquenta centímetros) era liberada para escavação, repetindo-se igualmente o mesmo ciclo até que fosse atingida a altura dos cinco subsolos, conforme pode-se observar na figura abaixo. Observa-se ainda, no fundo da cava a variação estratigráfica, em especial presença da turfa, identificada na espacialização apresentada (figura 23).



Figura 23 - Foto com a vista da turfa na parte escura.

Enquanto a injeção de calda de cimento em um grampo ou tirante horizontal era realizada por um tubo, outro funcionava como dreno, até que a coloração do efluente drenado alterava-se de transparente para cinza, quando então o dreno era fechado e a injeção do elemento horizontal finalizava-se. A figura 24 a seguir apresenta uma linha de tirantes, sendo preparada para injeção, por máquina perfuratriz.



Figura 24 - Execução da 3ª linha de tirante.

Durante as obras de contenções, a maior dificuldade encontrada foi o nível d'água. Este problema ficava mais evidente no momento da perfuração e injeção necessária à instalação dos grampos e tirantes horizontais.

Nos trechos mais críticos, em que a água jorrava durante a perfuração dos grampos/tirantes, a solução encontrada foi o tamponamento com argamassa contendo aditivo impermeabilizante de pega ultrarrápida, e posterior injeção de calda de cimento, pelos tubos de injeção e drenagem previamente instalados (figura 25).



Figura 25 - Drenagem da água que percola pelo furo dos tirantes.

Foi executado, entre as estacas justapostas, emboço com argamassa armada com tela de aço Q 92 (figura 26). A tela foi fixada nas estacas com pino e finca-pino e com grampos no solo. Este serviço ajudou na prevenção de carreamento do solo durante as escavações e manutenção da cava aberta.



Figura 26 - Detalhe da tela armada instalada na contenção

3.5.2. Fundações

Também através das características geotécnicas apresentadas nas sondagens e na espacialização, foram realizados estudos do custo/benefício das possibilidades de modelo construtivo a ser adotado para as fundações que suportam pilares com cargas de até 14660 kN. É importante salientar que, também em função da heterogeneidade e resistência do solo, bem como presença de água, o processo executivo das fundações foi extremamente complexo.

Dentre as possibilidades analisadas (estacas cravadas de aço ou concreto, estacas escavadas com auxílio de lama bentonítica ou hélice), a solução adotada foi a do tipo hélice contínua monitorada com diâmetros de 40 a 70 cm e profundidade média de 18,0m.

Para garantir a segurança e a qualidade dos serviços executados, algumas providências foram tomadas, tais como: prova de carga, controle de recalque e ensaios de integridade.

Os resultados dos ensaios de prova de carga indicavam que parte das estacas possuíam capacidades de carga inferiores àquelas consideradas em projeto. Como solução, foram projetados reforços através do aumento do número de estacas do tipo hélice contínua, bem como a adoção de algumas

estacas do tipo raiz, para que houvesse a menor interferência possível nos blocos de fundação inicialmente projetados. A sua execução final apresentou o quantitativo expresso no quadro 11 abaixo:

Quadro 10- Quantitativo de estacas segmentado por tipo

Estacas tipo helice continua	
Nº de estacas	Diametro (mm)
34	400
24	500
60	600
252	700
370	Total
Estacas Injetadas	
Nº de estacas	Diametro (mm)
42	410
42	Total

Além da questão da capacidade de carga das estacas e conforme já explicado anteriormente, o empreendimento sofreu uma interferência do GDF, resultando na necessidade da alteração no projeto de arquitetura e, conseqüentemente, nos projetos de estrutura e fundações. O novo formato geométrico da edificação também colaborou para a necessidade da execução de reforços do tipo hélice contínua e raiz.

Os ensaios de controle de recalque realizados ao longo da construção da edificação como um todo apresentaram excelentes resultados e será objeto de análise no item que abordará todos os aspectos referentes à instrumentalização. As deformações estão todas dentro dos limites prescritos em norma, o que comprova a eficiência das soluções adotadas.

Como referência geométrica do posicionamento final das estacas, a espacialização do terreno mostrada na figura 27 a seguir, destaca o conjunto de estacas executadas, apoiadas em silte arenoso roxo:

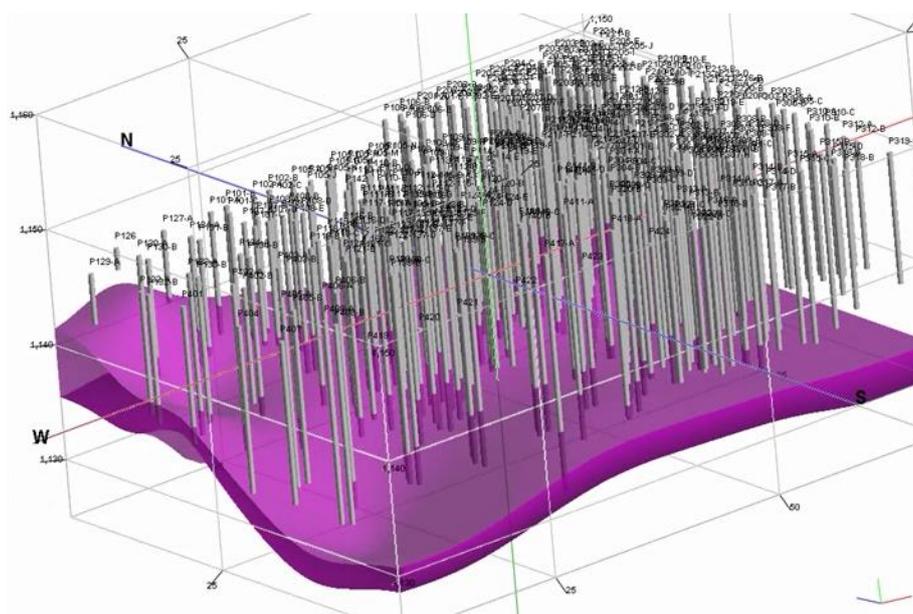


Figura 27- Conjunto com o posicionamento final das estacas

3.6. Gerenciamento do lençol freático durante escavações

No caso do empreendimento de Águas Claras, quando da escavação para construção dos 5 subsolos, percebeu-se que o lençol freático cruzava através de vários veios uma parcela representativa do terreno e que a água percolava por entre as estrutura das contenções do tipo estaca justaposta e atirantadas, com distribuições pontuais e não muito uniformes.

No terceiro subsolo podia-se observar através de inspeção visual que havia um fluxo de água com carreamento de finos e que esse fato poderia se tornar um problema maior caso medidas corretivas que impedissem essa desagregação do solo se não fossem implementadas em um curto espaço de tempo, além de atrasos no cronograma de escavação face a dificuldade encontrada para a continuidade desse serviço em função do volume de água que tomava conta do ambiente já escavado.

Inicialmente foi contratado então um projeto de drenagem que objetivava viabilizar a construção e a manutenção do edifício que tem a cota da laje do 5º subsolo 6,0 m abaixo da cota do lençol freático, indicando dessa forma que os dois últimos subsolos estariam completamente submersos (figura 28).

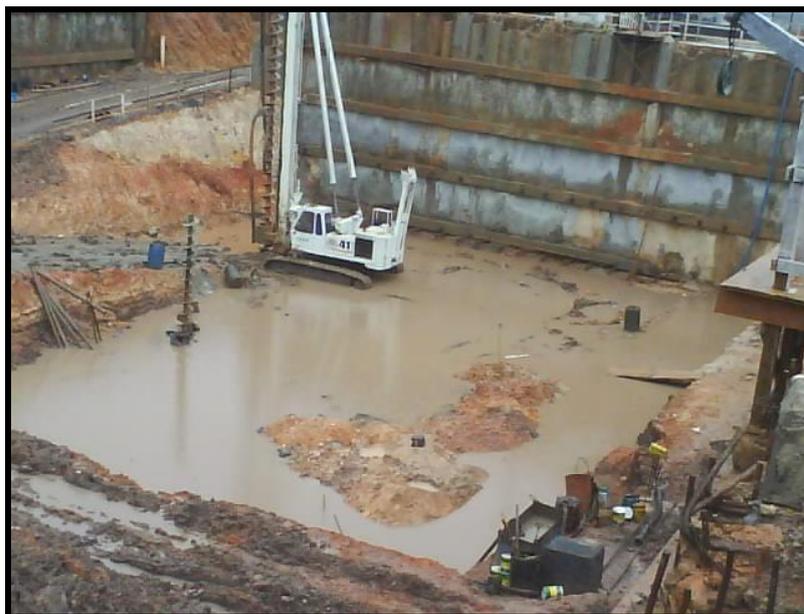


Figura 28 - Subsolo 5 totalmente submerso

A primeira contratação de projeto executivo de drenagem para rebaixamento provisório considerava a realização de poços de rebaixamento no interior da cava do terreno. Entretanto, a presença de turfa (material orgânico mole e impermeável), em quantidades maiores que aquelas anteriormente estimadas, tornaram inexecuível o rebaixamento do lençol através dos poços internos a cava.

Diante do exposto, adotou-se nova metodologia que permitiu a execução da obra com sucesso. Apresentam-se a seguir as etapas de desenvolvimentos de gestão da água de lençol freático para posterior escavação da obra.

- Realização de cinco poços externos a cava, com profundidade média de 20m, espaçados a cada 12,0 m. Os referidos poços tangenciavam as estacas justapostas de contenção sul, com objetivo de reduzir ao máximo a percolação de água e carreamento de solo por entre as estacas.
- Escavação de trincheiras provisórias, escavadas a céu aberto, com espessura de 80 cm e profundidade de 1,5 m, internas a cava, para a canalização da água até a extremidade de cada trecho, com recalque feito através de bombas submersas para condução da água até o pavimento térreo

(figura 29). Esta etapa foi executada a cada nível de escavação definidos para a obra, repetindo-se a sequência executiva até o 5º subsolo.



Figura 29 - Detalhe das trincheiras escavadas

- Também foram executados no Lado Oeste drenos horizontais, tipo barbacãs instalados no último nível de escavação, espaçados a cada 3 estacas e com comprimento de 2,5 m para alívio do empuxo ativo do solo no paramento de estacas justapostas e drenagem da água na base da contenção. Em alguns casos foi realizada a canalização dos barbacãs para facilitar a execução dos serviços (figura 30).



Figura 30 - Detalhe dos barbacãs canalizados

- Como os grampos e tirantes eram mais profundos que os barbacãs, ocorreu que a água percolou com maior intensidade pelos mesmos inutilizando, em parte, a função drenante dos barbacãs (figura 31).

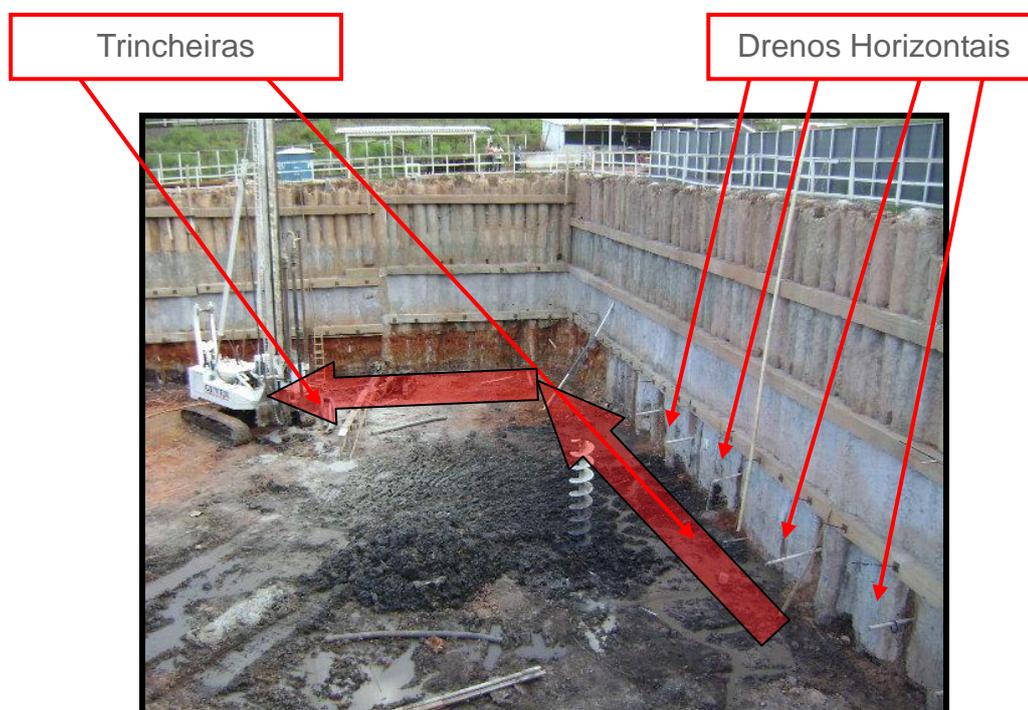


Figura 31 - Identificação dos barbacãs instalados

Com a referida metodologia foi possível executar a obra sem nenhuma ocorrência de desmoronamento de solo ou mesmo falta de acesso para máquinas e pessoal durante a execução das fundações e da estrutura. Vale lembrar ainda, que não houve necessidade de instalação de drenagem vertical ao longo da contenção.

Resolvido, portanto, o problema da água durante o processo de execução das contenções e escavações, as demais etapas do processo construtivo encontravam-se liberadas. Ou seja, estrutura, obra bruta e obra fina poderiam ser finalizadas.

Entretanto, tinha-se que encarar as trincheiras e bombas instaladas como sistema provisório de drenagem. Como solução definitiva, foram analisadas duas opções que serão apresentadas no próximo item.

3.7. Solução definitiva adotada para a gestão da água

Para gestão definitiva da água subterrânea, foram estudadas duas opções de solução para obra, conforme descrito a seguir, sendo adotada para obra a 2ª opção pelos critérios técnicos e econômicos.

1ª OPÇÃO (Cut-off): Construção de parede e piso de concreto armado para evitar a entrada de água para os solos. Nesta solução o dimensionamento levaria em consideração os empuxos de solo e água na contenção (parede diafragma) e empuxo de água no piso (laje subpressão). Esta alternativa apresentou-se economicamente inviável, considerando o alto custo da laje, e tecnicamente de difícil execução, em função da não existência de empresas locais com equipamento adequados para este tipo de obra (exemplos: Clamshell, estacas secantes, estacas pranchas metálicas, concreto projetado, etc).

2ª OPÇÃO (Bombeamento Direto): Adoção de parede falsa de alvenaria para fechamento e piso armado, com adoção de um sistema drenante na contenção (criação galerias) e no piso, conforme a seguir.

Contenção: Para conter a água que percolava pelas estacas justapostas, principalmente nas faces sul e oeste, em função do volume de

água e da necessidade de visitas ao longo de toda a vida útil do empreendimento, foi projetada uma galeria que circundava todo o perímetro do subsolo.

Como a ocorrência do fluxo no interior da estrutura de contenção era pontual e distribuída de maneira não uniforme ao longo do paramento, situação verificada na figura 32, os estudos se concentram na concepção do sistema filtrante (pré-filtro confinado) no interior da galeria.



Figura 32 - Sistema filtrante do interior da galeria

Com base em análises de laboratório, através de ensaios de caracterização do solo na profundidade de 16,0 m (fluxo de ocorrência mais intenso), foi dimensionado o sistema filtrante.

Na caracterização, o solo foi identificado como saprolítico com estrutura granular de tamanho aproximado de grãos de areia. A figura 33 e o quadro 12 mostram as análises granulométricas e faixas de distribuição do solo realizadas com defloculante (CD) e sem defloculante (SD).

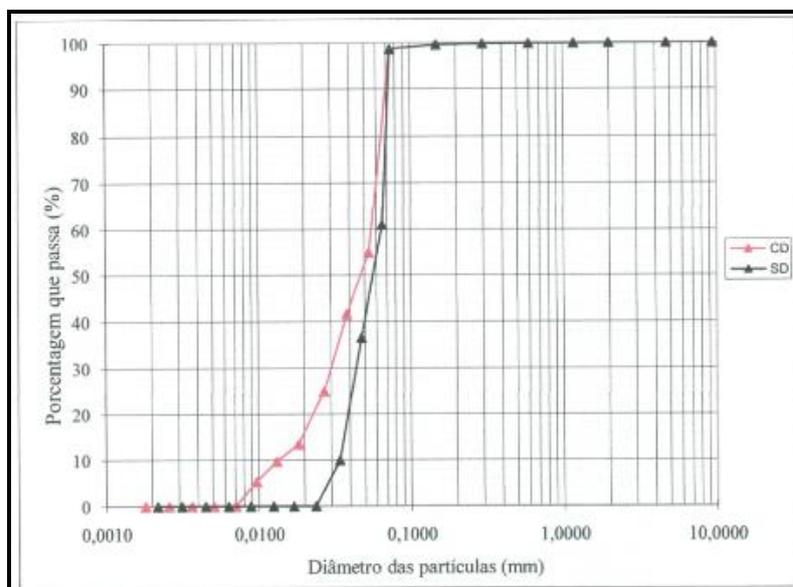


Figura 33 - Análises granulométricas do solo com defloculante (CD) e sem defloculante (SD).

Quadro 11 - Faixas granulométricas

Distribuição de faixas granulométricas	SD	CD
Pedregulho Grosso $20\text{mm} < \Phi < 60\text{mm}$	0	0
Pedregulho Médio $6\text{mm} < \Phi < 20\text{mm}$	0	0
Pedregulho Fino $2\text{mm} < \Phi < 6\text{mm}$	0	0
Areia Grossa $0,6\text{mm} < \Phi < 2\text{mm}$	0	0
Areia Média $0,2\text{mm} < \Phi < 0,6\text{mm}$	0	0
Areia Fina $0,06\text{mm} < \Phi < 0,2\text{mm}$	70	44
Silte $0,002\text{mm} < \Phi < 0,6\text{mm}$	30	56
Argila $\Phi < 0,002\text{mm}$	0	0

Baseado na referida análise da curva granulométrica o solo foi classificado como Areia Siltosa (ensaio CD) e um Silte Arenoso (ensaio SD).

Caracterizado o problema e baseado nos dados já levantados assim como nas experiências pessoais do grupo técnico responsável por estudar o caso, entendeu-se que a melhor solução seria a utilização de sistema com pré-filtro confinado. Nesta concepção do sistema levou-se em consideração as

possíveis consequências da erosão interna (*piping*) a médio e longo prazo, que poderiam causar afundamentos superficiais na vizinhança, principalmente a linha do metrô. Neste contexto, o sistema de drenagem de pré-filtro foi executado com espessura de 30 cm, brita 2 e geocomposto drenante (GD) com abertura de filtração, conforme detalhe da figura 34 e da especificação técnica:

- Sistema filtrante com geossintético, tipo geocomposto drenante – GD, com abertura de filtração $\Phi > 0,1\text{mm}$ (com a utilização do pré-filtro), levando-se em consideração a condição do solo no local.
- Adoção de GD com $\Psi_{GT}^{14} \geq 1,8 \text{ s}^{-1}$, K_n (permeabilidade) = $3,05\text{E}^{-1} \text{ m/s}$ e porosidade do GT $\geq 50\%$.

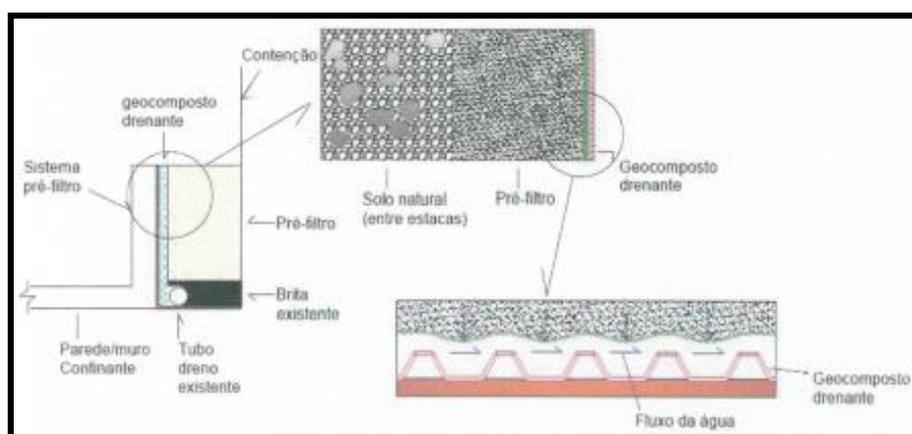


Figura 34 - Esquema do sistema de drenagem de pré-filtro

¹⁴ GT (Geotêxtil): Produto têxtil bidimensional permeável, composto de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando estruturas tecidas, não tecidas ou tricotadas, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem que desempenhe várias funções numa obra geotécnica.

Ψ (permissividade): Corresponde a quantidade de água que passa ao longo do geotêxtil, ou seja, a razão entre a permeabilidade e a espessura do geotêxtil: $Q/A \cdot H = (\text{m}^3/\text{s})/(\text{m}^2 \cdot \text{m}) = (\text{s}^{-1})$



Figura 35 - Detalhes da galeria do 5º subsolo

No espaço interno da galeria (figura 35) instalou-se no sistema a parede de confinamento formada por placas metálicas, com função de conter o pré-filtro (figura 36).



Figura 36 - Detalhe da parede de confinamento em placas metálicas

A água drenada é canalizada através de tubo tipo Kanadreno, com diâmetro de 100 mm e inclinação de 0,5%, intercalado por caixas de passagem

(com função de favorecer a manutenção e regular caimento e diâmetros, mostrada na figura 37), até serem conduzidas aos dois reservatórios de acumulação.



Figura 37 - Detalhe da caixa de passagem interna à galeria

Piso:

O projeto de drenagem contemplou um sistema que previu a captação da água subsuperficial que venha a atingir a cota de instalação do sistema, garantindo que o eventual aumento do lençol não prejudicasse a segurança da estrutura de contrapiso.

No piso foi dimensionado o sistema em rede de drenagem linear, colchão drenante e caixas de passagem ou inspeção, conforme descrito a seguir.

Rede de drenagem linear

A rede de drenagem linear, tipo trincheiras drenantes, foi ligada a um poço no qual se instalaram bombas de recalque para conduzir as águas drenadas ao sistema público de águas pluviais, como será abordado no próximo item.

A vala escavada para execução da trincheira foi de 40 cm (início de vala), atingindo a profundidade máxima de 90 cm, dependendo do comprimento entre caixas de passagens, considerando inclinação de 0,5%. A largura mínima adotada foi de 40 cm. O objetivo deste sistema foi propiciar um nível mínimo de rebaixamento necessário para proteção da estrutura de contrapiso. Vale lembrar que a profundidade da trincheira define a cota inferior do lençol freático, sendo que na região central, entre duas trincheiras, tem-se o ponto mais crítico do ponto de vista de nível do lençol freático. Neste tipo de rede, o rebaixamento do lençol ocorre conforme está representado na figura 38.

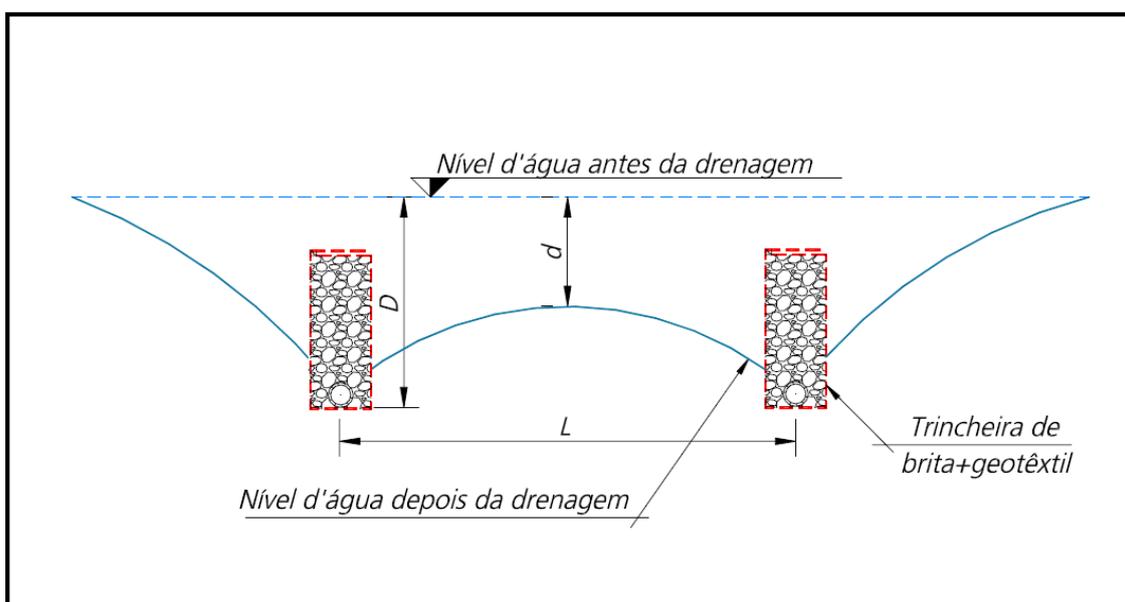


Figura 38 - Representação do rebaixamento da superfície freática causada pela utilização de drenagem por trincheira.

Foi executado o sistema unidimensional, conhecido como “espinha-de-peixe”, em que as trincheiras estavam paralelas entre si e desembocando em uma rede principal. Também em algumas regiões mais críticas e com maior

interferência dos blocos de fundações, foi executado o sistema bidimensional em que as trincheiras foram dispostas paralelas e ortogonais entre si, sem que houvesse uma rede principal, de forma que o fluxo tivesse mais de um caminho a seguir no encontro dessas trincheiras (caixas de passagem).

A trincheira drenante foi executada utilizando os seguintes materiais: tubo dreno Kanadreno com diâmetros de 100 mm, 160 mm e 200 mm, brita nº 2, geotêxtil MACTEX MT200 (ou similar).

No sistema bidimensional adotado, o critério de caminhamento dos drenos foi feito buscando-se o melhor funcionamento hidráulico e também mais seguro contra eventuais problemas de operacionalidade. Isso porque, além de garantir caminhos alternativos para o escoamento da água, em caso de obstrução acidental de um trecho ou vazão afluyente excessiva, atua também como reservatório de água em casos de falta de energia para o bombeamento do reservatório de acumulação.

Rede de drenagem linear

O colchão drenante foi executado com uma dupla finalidade dentro do conceito do sistema de drenagem adotado, a saber:

- Impedir que as curvas formadas pelo nível de água dinâmico, entre caminhos paralelos de drenagem, alcançassem a superfície;
- Evitar que o efeito de capilaridade permitisse que a água presente no lençol freático atingisse o subsolo, tornando o ambiente intensamente úmido e conseqüentemente em condição insalubre.

Neste caso o colchão drenante foi executado com uma camada de geotêxtil não-tecido (camada separadora), uma camada de brita nº1 de 20 cm e uma camada de lona terreiro dobrada.

Caixas de passagem ou inspeção

Em relação às caixas de inspeção, as mesmas permitiram que os diâmetros dos drenos fossem reduzidos devido à divisão das vazões de saída,

o que gerou menor comprimento das redes tronco de maior diâmetro, além de permitir as manutenções preventivas da rede de drenagem.

As caixas foram executadas em concreto, no formato quadrado com tampa cega metálica. O fundo foi coberto com uma camada de brita nº 2, situado 10 cm abaixo do tubo-dreno de chegada mais profundo, conforme Figura 39.



Figura 39 - Detalhe da caixa de inspeção do 5º subsolo

Sistema de Acumulação da Água Drenada:

O sistema de drenagem possui dois reservatórios (figura 40) com capacidade de armazenagem de 27 m³ cada um, que através de um sistema automático de ativação por meio de boias dispostas em alturas distintas, das quatro bombas externas (três ativas e uma reserva) (figura 41) instaladas próximas ao poço, recalca para o sistema de águas pluviais públicas (figura 42). O sistema tem ainda um dispositivo sonoro ligado à guarita do porteiro no térreo, que dispara caso ocorra alguma anomalia no bombeamento de toda essa água para que ele possa tomar medidas emergenciais. Em caso de falta de energia, existe ainda um grupo gerador dimensionado para suprir toda a energia necessária ao funcionamento das bombas. Em teste realizado pela empresa, foi estimado um prazo de 24h para a completa saturação do colchão

drenante e para que o nível da água atingisse uma altura de 15 cm acima da superfície.

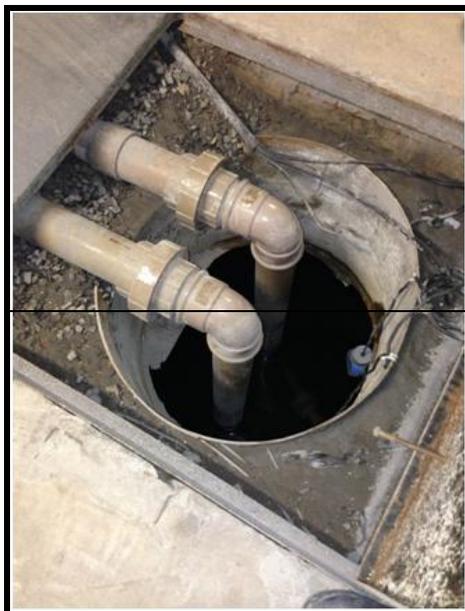


Figura 40 - Detalhe da entrada do reservatório de água.

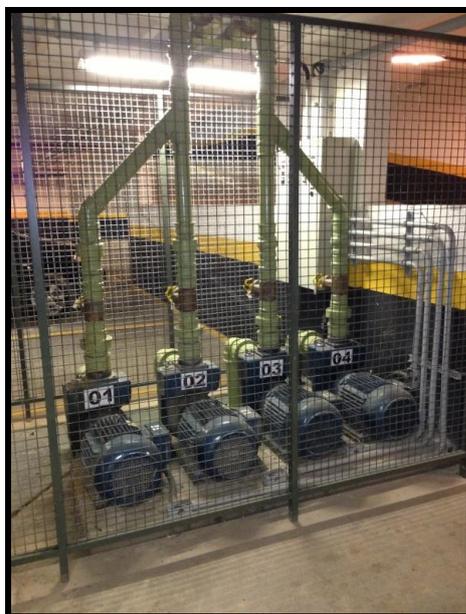


Figura 41 - Conjunto de bombas para recalque da água



Figura 42 - Água recalcada para o sistema publico de águas pluviais

3.8. Instrumentação do empreendimento

Sabendo-se das dificuldades construtivas do empreendimento e das responsabilidades do incorporador e considerando que os riscos são inerentes a toda e qualquer atividade que envolva fenômenos da natureza, todos os critérios e procedimentos inerentes ao gerenciamento de risco da obra foram realizados, sem que se medissem esforços.

Foi designado um corpo técnico de profissionais, projetistas e consultores, com experiência local e nacional.

Neste contexto foram realizadas instrumentações na escavação, contenção, fundação, bem como o monitoramento de recalque durante obra e após a sua entrega, conforme serão descritos a seguir.

3.8.1 Escavações

Para acompanhamento das escavações foi instalado um inclinômetro próximo à linha do metrô, com intuito de garantir a segurança durante a obra e ponto de preocupação dos executores do projeto de escavação, e um outro na face paralela ao parque, justamente as mais críticas da região.

Para instalação do inclinômetro foi realizado em 16/02/2009, um furo de sondagem SPT com o processo de circulação de água, que atingiu a profundidade de 28,06 metros. O furo foi revestido por um tubo de 25 mm diâmetro (figura 43).



Figura 43 - Detalhe da cerca que envolve o inclinômetro

Obteve-se durante todas as fases da escavação uma inclinação máxima de 10,3 mm no sentido da cava, valor aceitável e dentro dos parâmetros da norma.

3.8.2 Contenções

A garantia da estabilidade das contenções era controlada através da medição de seu deslocamento. Esta medição foi realizada com estação total em todas as faces. Na figura 44 pode-se visualizar os marcos de referência que orientavam a topografia.



Figura 44 - Detalhe dos marcos de referência

A figura 45 apresenta um gráfico com as deformações acumuladas obtidas no monitoramento topográfico realizado durante as escavações, compreendendo o período de Janeiro 2009 a Julho/2009.

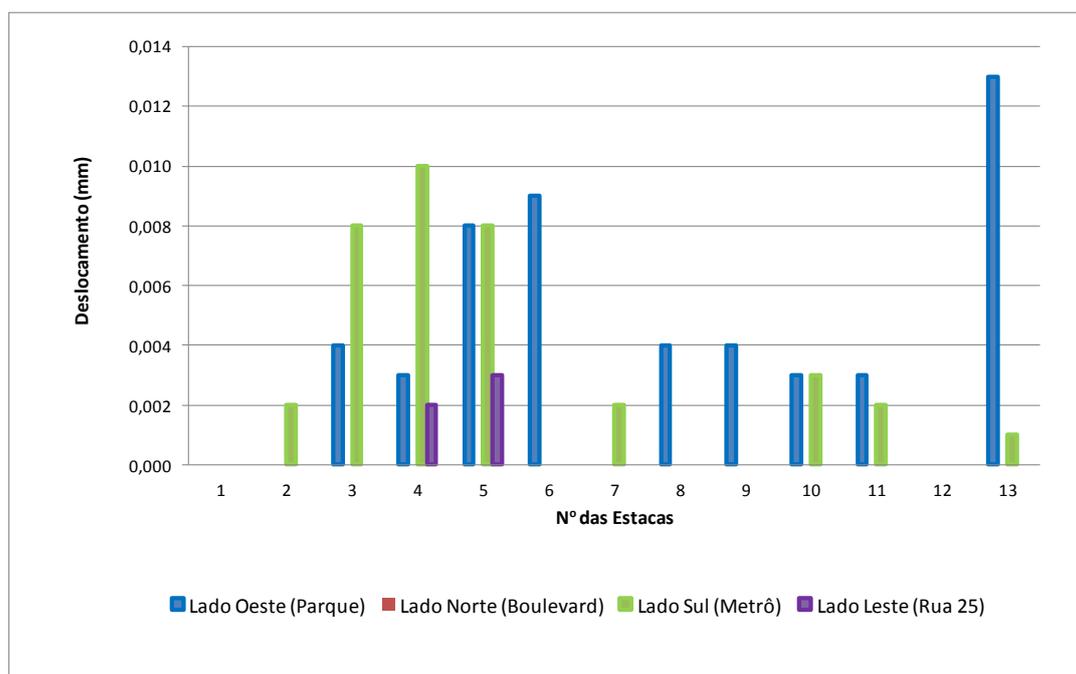


Figura 45 - Gráfico das deformações acumuladas

Com base nos resultados obtidos pode-se verificar que no Lado Norte (Boulevard) da contenção não houve deslocamentos e que nos demais lados o maior deslocamento foi de 0,013mm no Lado Oeste (Parque) muito abaixo do valor crítico de deslocamento que em geral corresponde a 0,3% da profundidade escavada.

3.8.3 Fundações

Durante a execução da obra foi realizado o controle de recalque das fundações, seguindo as orientações da NBR 6122/10 (ABNT, 2010) que traz em seu texto a obrigatoriedade do controle de recalque durante a construção em estruturas com mais de 60 m de altura com relação ao térreo.

As atividades pertinentes a esta etapa consistiram basicamente em:

- Instalação da referência de nível (RN), conhecido como benchmark;
- Instalação de 35 pinos nos pilares das juntas A, B e C;
- Medições de recalque;
- Análise dos levantamentos e conclusão sobre o estudo realizado.

Foram utilizados dois níveis óticos, dotados de placa plano paralela e uma mira graduada em chapa de invar. Os pontos instrumentados foram definidos a partir do entendimento dos projetos estrutural e de fundações e de acordo com as condições de acesso na obra.

O programa de leituras seguiu o andamento construtivo do edifício, concentrando um maior número de medições nas etapas de concretagem da estrutura e assentamento de alvenaria, por representarem cerca de 60% do carregamento do prédio.

Os resultados estão apresentados na Figura 46 que apresentam os recalques absolutos de todas as medições realizadas nas juntas A, B e C, a partir dos nivelamentos efetuados nos dias 23/12/2009 e 19/04/2012.

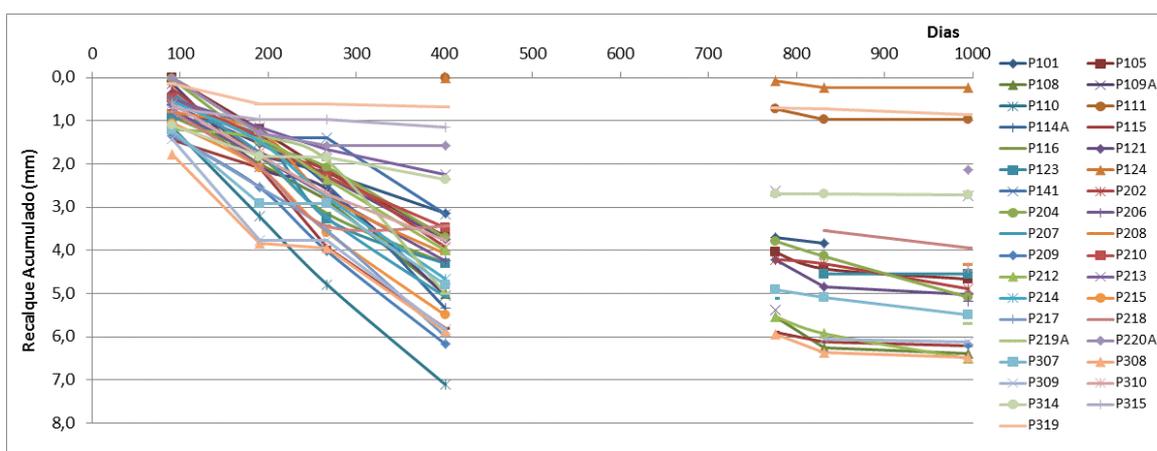


Figura 46 – Recalques Acumulados das Juntas A, B e C.

Os resultados apresentados foram obtidos a partir do nivelamento na 4ª laje (Junta A), 9ª laje (Junta B) e 10ª laje (Junta C), sendo realizadas medições após a entrega da obra, na 35ª laje, que corresponde à carga total do edifício, conforme figuras 47 a 49 que apresentam os levantamentos feitos “*in locu*” nas referidas datas das medições.

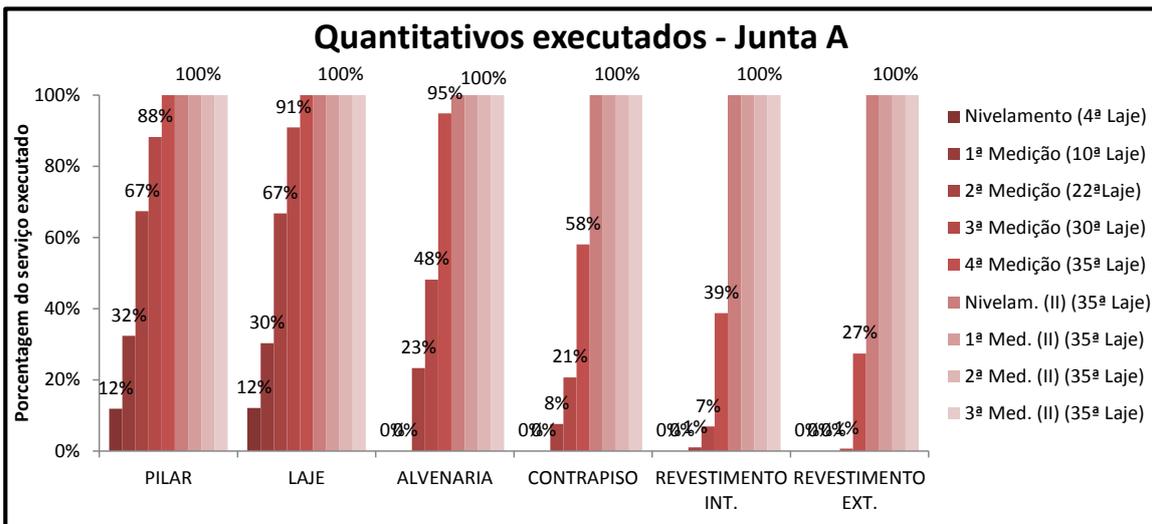


Figura 47 - Quantitativos dos serviços executados – Juntas A.

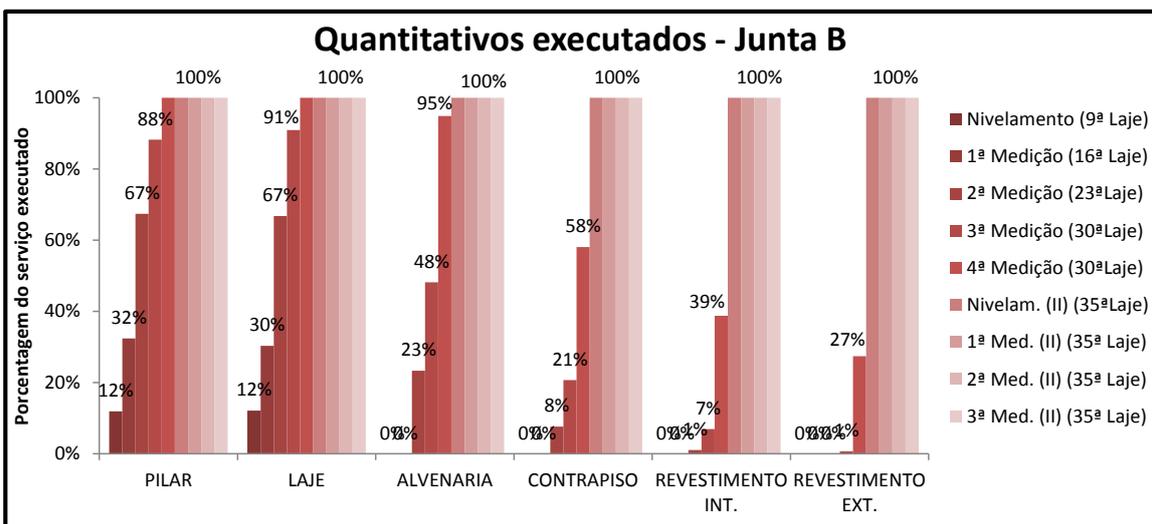


Figura 48 – Quantitativos dos serviços executados – Juntas B

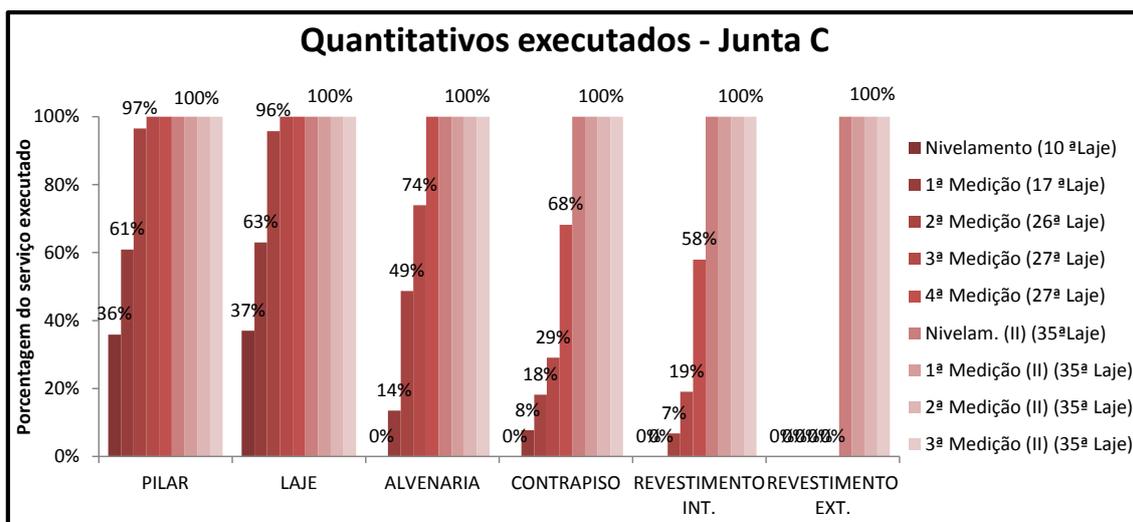


Figura 49 - Quantitativos dos serviços executados – Juntas C.

Os resultados obtidos estão dentro de limites aceitáveis pela bibliografia, sendo observados que durante o carregamento da obra os recalques e velocidades foram mais acentuados com estabilização após a entrega do empreendimento. Os recalques distorcionais máximos obtidos estão apresentados no quadro 13 abaixo:

Quadro 12 - Recalques distorcionais máximos

Junta	Recalques Distorcionais Máximos Entre Pilares	Referência Bibliográfica Bjerrum (1963)
A	P105/P110: 1 /1640 P109/P110: 1/3460	1/500 limite seguro para evitar danos em paredes de edifícios
B	P212/P215: 1/2295 P213/P215: 1/2903	
C	P219A/P220A: 1/822 P220A/P308: 1/1557	

3.9 Custos

Historicamente, os valores das fundações situam-se entre 3% e 5% do custo total de construção, de acordo com o quadro de referência publicado pela revista Guia da Construção, em Fevereiro de 2013 (quadro 14). Entretanto estes valores dependem da complexidade estratigráfica do local, tipologia das

fundações e contenções, bem como a época do ano em que serão executadas as obras de terra.

Quadro 13 - Estimativa de gastos por etapa de Obra
Fonte: Revista Guia da Construção edição de fevereiro/2013.

Estimativas de Gastos por Etapa de Obra (%)

Mês de referência: dezembro/12

ETAPAS CONSTRUTIVAS	HABITACIONAL						COMERCIAL		INDUSTRIAL
	RESIDENCIAL			PRÉDIO COM ELEVADOR	PRÉDIO SEM ELEVADOR		PRÉDIO COM ELEVADOR	PRÉDIO SEM ELEVADOR	GALPÃO
	FINO (1)	MÉDIO (2)	POPULAR (3)	FINO (4)	MÉDIO (5)	POPULAR (6)	FINO (7)	MÉDIO (8)	MÉDIO (9)
Serviços preliminares	2,4 a 3,4	2,4 a 3,9	0,6 a 1,2	0,2 a 0,3	0,4 a 0,7	1,0 a 2,0	0 a 1,0	0,4 a 0,8	1,0 a 2,1
Movimento de terra	0 a 1,0	0 a 1,0	0 a 1,0	0 a 1,0	0 a 1,0	0 a 1,0	0 a 1,0	0 a 1,0	0 a 1,0
Fundações especiais	-	-	-	3,0 a 4,0	3,0 a 4,0	3,0 a 4,0	3,0 a 4,0	3,0 a 4,0	4,0 a 5,0
Infraestrutura	7,1 a 7,7	3,9 a 4,4	2,4 a 4,4	2,0 a 2,6	3,7 a 4,3	4,3 a 4,8	2,9 a 3,5	4,2 a 5,2	3,3 a 4,2
Superestrutura	15,7 a 18,4	12,3 a 16,9	10,6 a 13,5	27,4 a 33,5	23,5 a 29,3	20,3 a 25,4	24,3 a 29,1	20,5 a 24,6	6,1 a 8,0
Vedação	4,5 a 7,4	7,5 a 11,7	7,7 a 13,7	3,1 a 4,4	4,5 a 8,9	8,3 a 14,1	3,1 a 4,3	4,8 a 7,5	2,1 a 3,6
Esquadrias	2,7 a 5,4	7,0 a 13,0	8,2 a 13,6	6,9 a 12,8	4,2 a 7,5	3,3 a 5,8	6,7 a 13,3	7,7 a 14,3	9,6 a 18,3
Cobertura	0 a 0,4	4,0 a 8,8	9,0 a 17,9	-	0,6 a 1,9	-	-	-	20,1 a 30,2
Instalações hidráulicas	11,1 a 13,0	11,2 a 13,1	11,1 a 12,0	10,5 a 12,4	9,7 a 11,4	9,5 a 10,4	9,4 a 10,4	7,4 a 8,3	4,5 a 5,4
Instalações elétricas	3,8 a 4,8	3,8 a 4,8	3,8 a 4,8	4,5 a 5,4	3,7 a 4,6	3,8 a 4,8	3,7 a 4,6	3,8 a 4,7	5,0 a 6,0
Impermeabilização e isolamento térmica	10,5 a 13,7	0,4 a 0,8	0,4 a 0,8	1,4 a 2,8	1,3 a 2,0	5,0 a 6,4	2,1 a 2,7	6,6 a 8,1	1,1 a 1,7
Revestimento (pisos, paredes e forros)	20,1 a 27,2	23,7 a 29,6	21,5 a 29,7	19,8 a 25,7	24,8 a 31,5	22,7 a 32,0	17,0 a 24,0	17,5 a 21,1	7,9 a 10,9
Vidros	1,6 a 2,9	0,3 a 0,7	0,6 a 1,2	1,2 a 2,3	0,3 a 0,7	0,3 a 0,6	1,5 a 2,8	1,1 a 2,1	0 a 0,3
Pintura	3,9 a 5,6	6,0 a 7,8	3,9 a 4,8	3,4 a 4,3	4,9 a 6,6	2,6 a 3,4	6,6 a 9,9	6,3 a 8,1	5,2 a 7,7
Serviços complementares	2,2 a 3,4	0,5 a 0,7	0,5 a 1,1	0,3 a 0,9	0 a 1,2	0,5 a 1,1	0 a 1,1	0 a 8,1	10,5 a 15,1
Elevadores	-	-	-	2,0 a 2,5	-	-	3,8 a 4,7	-	-

Veja as informações relativas às tipologias construtivas na tabela do Custo Unitário PINI de Edificações (Cupe).

Realizando-se uma análise comparativa entre o empreendimento em estudo (C) e outros 03 (três) empreendimentos executados pelo mesmo incorporador, com os mesmos padrões construtivos, obtém-se os dados apresentados no quadro 15:

Quadro 14 - Comparativo percentual de custos incorridos

		Empreendimento			
		A	B	C	D
1	Preliminares e Gerais	19,67%	11,46%	8,62%	8,02%
2	Administração da Obra		11,35%	8,35%	8,96%
3	Fundações/ Contenções	5,72%	3,45%	13,68%	4,66%
4	Estrutura	23,28%	17,07%	24,76%	24,70%
5	Paredes	3,42%	2,56%	3,38%	7,51%
6	Instalações	11,00%	18,56%	10,45%	8,53%
7	Elevadores	3,02%	3,86%	2,73%	2,34%
8	Esquadrias	7,40%	7,56%	5,89%	6,81%
9	Revestimento/ Pavimentações	10,89%	10,59%	10,51%	14,17%
10	Vidros	2,46%	2,93%	1,61%	1,17%
11	Outros	13,14%	10,61%	10,02%	13,13%
12	TOTAL	100,00%	100,00%	100,00%	100,00%

As obras de fundações e contenções do empreendimento em estudo somam custos incorridos que representam cerca de 14% (quatorze por cento) do custo total da obra, quando comparado com os demais empreendimentos. Além disso, vale destacar que os quatro empreendimentos possuem, nos

demais itens, valores bem mais próximos, com exceção do item 6 – Instalações, que para o empreendimento B alcançou valores acima do esperado, fato este justificado por se tratar de um empreendimento comercial que contou com instalações diferenciadas.

Diante deste contexto pode-se atribuir o elevado custo das fundações e contenções do empreendimento em estudo, as dificuldades do processo construtivo, as características geotécnicas do terreno e as alterações no projeto de arquitetura que foram fundamentais para que as contenções e fundações quebrassem a barreira histórica dos custos.

Apenas como referência do potencial aumento de custo em função das dificuldades encontradas no projeto e na execução das fundações e contenções, numa situação de obra abaixo de lençol freático, tem-se:

- Despesas com o sistema provisório do rebaixamento do lençol (pré-drenagem) para a realização das contenções e fundações;
- Manutenção do sistema de rebaixamento durante a obra. Ou seja, gerenciamento das bombas de recalque, reposicionamento de trincheiras drenantes e poços de recalque;
- Dificuldade para execução da fundação, blocos e redes enterradas;
- Dificuldade de rebaixamento do lençol freático em solos impermeáveis encontrados na obra, a saber: argila siltosa arenosa, de cor cinza (turfa), e silte arenoso;
- Dificuldade na retirada e transporte para bota-fora, durante a escavação dos solos coesivos, por possuírem peso específico elevado;
- Problemas com a limpeza das cabeças das estacas, armação dos blocos das fundação, instalação dos arranques dos pilares e concretagem;
- Custos com a instrumentação da obra, por se tratar de escavações com elevado nível de complexidade;
- Custos com consultores especializados em obras deste porte;
- Complexidade do projeto arquitetônico;
- Retrabalho nas fases iniciais da obra, durante a execução da pré-drenagem;

- Multiplicidade nas alternativas propostas para a pré-drenagem;
- Complexidade no sistema de drenagem definitiva adotada para gestão da água;
 - Contratação de projeto de drenagem (pisos e paredes), reservatórios de acumulação e bombas de recalque;
 - Redundância do sistema de recalque no caso de falta de energia ou necessidade de manutenção;
 - Acesso à galeria onde se encontram as estacas de contenção e paredes, bem como valetas drenantes.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A parcela de chuva que cai sobre a superfície terrestre infiltra-se no solo ficando armazenada dentro de grandes reservatórios subterrâneos que se interligam através dos poros e fraturas das rochas, formando o lençol freático. Problemas decorrentes do fluxo da água subterrânea apresentam comportamento bastante variado conforme a composição do solo e ocorrem com bastante frequência nas obras de engenharia, trazendo muitas vulnerabilidades ao processo construtivo. Portanto, um grande desafio é a eliminação parcial ou definitiva da água que percola no interior do maciço de solo, pois os efeitos decorrentes dessa movimentação provocam danos nocivos ao levantamento da estrutura das edificações em todas as suas fases.

A engenharia civil dispõe de várias técnicas capazes de definir com elevado grau de assertividade um modelo estratigráfico das camadas do solo, que quando associado ao estudo do fluxo de água antecipa soluções para os problemas advindos dessa interação com custo menos impactante no contexto do empreendimento. O conhecimento absorvido com a experiência incorporada durante as etapas de escavação, contenção e fundação do empreendimento permite que algumas considerações sejam elaboradas, assegurando um maior controle do orçamento se devidamente observadas. São elas:

- A investigação geotécnica levanta informações que proporcionam a elaboração de um planejamento mais racional do sistema construtivo;

- O conhecimento do perfil estratigráfico do solo deve anteceder à etapa de elaboração do projeto arquitetônico;
- A integração da engenharia e da arquitetura no processo de concepção do projeto arquitetônico elimina grande parte das intercorrências que se apresentam no canteiro de obras;
- Gerenciar a água durante o processo construtivo é um desafio. O rebaixamento provisório do lençol, bem como a logística do canteiro são aspectos que precisam ser resolvidos através de um projeto a ser concebido antes da escavação;
- O lençol freático não deve ser subestimado, pois ele encarece os sistemas de fundações e contenções, bem como a operação da obra e da edificação entregue, portanto o projeto de drenagem deve ser cuidadosamente detalhado e discutido ainda na etapa de planejamento;
- Variações do lençol freático ocorrem em diferentes épocas do ano de acordo com o nível de precipitação das chuvas e afetam o nível da água. O aumento no fluxo de água e a dificuldade de impermeabilização podem gerar pontos de infiltração no subsolo e poços de elevadores trazendo risco constante de alagamento do último subsolo;
- A impermeabilização deve ser prevista na fase de projeto da edificação, considerando-se que a melhor proteção se dá quando feita na face que tem contato com o solo;
- A altura do lençol freático limita as soluções disponíveis para realização de estacas de contenções e fundações;
- A experiência de execução de obras abaixo do lençol freático indicam soluções de estaqueamento, tanto para contenções como para fundações, que se limitam a poucas e caras possibilidades, tais como: estacas escavadas com auxílio de lama bentonítica, estacas do tipo raiz, estacas do tipo hélice contínua, estacas cravadas (metálicas ou concreto) e paredes diafragma;
- Obras de contenções e fundações em terrenos com baixa coesão representam, frequentemente, riscos de desmoronamento;

- A instrumentação de empreendimentos com fundações locadas abaixo do nível da água antecipa medidas corretivas que podem inibir o colapso da estrutura;

- O apoio de profissionais qualificados com experiência na área de fundações e contenções, nas discussões que antecedem a definição do método construtivo ajuda a consolidar a melhor alternativa;

- Um empreendimento bem sucedido equilibra as questões comerciais, econômicas e técnicas (engenharia propriamente dita). O objeto de estudo deste trabalho assemelha-se a outros empreendimentos lançados no momento de euforia do mercado imobiliário. Sendo assim, certamente alguns aspectos comerciais prevaleceram na definição do produto. O sucesso comercial é evidente. Entretanto, se alguns aspectos técnicos forem subestimados no planejamento do empreendimento, isso poderá comprometer o resultado econômico como um todo;

- Para atender às características do produto desenvolvido, onde a maior parte das unidades imobiliárias consiste em apartamentos de um e dois quartos, fez-se necessária a concepção de cinco subsolos destinados às vagas de garagem. Se houver uma lista das principais decisões a respeito do projeto, certamente a opção por um produto com um grande número de apartamentos e vagas de garagem está no topo;

- Contenções, fundações, drenagem e estrutura seriam mais simples em um projeto com um número menor de subsolos, especialmente se as escavações não ultrapassassem a cota do lençol freático;

- Como aprendizado, para que a engenharia e custos decorrentes de suas soluções não sejam subestimados, alguns cuidados devem ser tomados antes da aquisição de novos terrenos e do lançamento de empreendimentos imobiliários. Dentre eles, destacam-se:

- Contratar laudos geotécnicos antes da aquisição de terrenos;

- Nos momentos de euforia e calma do mercado imobiliário, os processos de definição de produtos e projetos não podem ser negligenciados. É fundamental equilibrar o estudo de viabilidade com os quesitos comerciais, financeiros e técnicos;

- Empreendimentos com mais de dois subsolos aumentam o risco de escavação abaixo do nível da água, portanto, devem ser evitados;
- Evitar projetos com obras especiais. Ou seja, buscar soluções triviais de engenharia. A engenharia boa e barata é aquela que resolve grandes problemas com soluções simples.
 - Quando a solução técnica mostrar-se complexa e específica, durante a execução, é necessário o envolvimento de consultores e especialistas;
 - Quanto mais profunda a escavação, mais complicada e cara é a logística de canteiro. Problemas com movimentação de terra, transporte vertical e horizontal em geral, ociosidade de equipamentos e pessoas são alguns dos aspectos difíceis de mensurar e que agregam custos à obra;
 - Investir em planejamento, desdobrando e simulando as atividades do ciclo da incorporação imobiliária, como projetos, cronogramas, orçamentos, especificações, agendas de decisões e compras, otimiza o processo construtivo e produz ganhos de eficiência, reduzindo os prazos de construção e a alocação de mão de obra direta, para isso é fundamental o acompanhamento de todo o planejamento e seus desdobramentos, bem como a retroalimentação do processo em si e de novos projetos;
 - Toda solução apresentada deve incorporar em sua análise os custos de manutenção decorrentes de sua adoção e as facilidades de acesso e limpeza assim como a perspectiva de sua vida útil;
 - Custos não desembolsados durante o processo construtivo e que serão arcados pelo condomínio, tais como, gestão das bombas de recalque e plano de manutenção (o que inclui os quadros de comando e a inspeção visual das paredes drenantes), devem fazer parte da documentação a ser entregue à comissão de recebimento da obra;
 - Projetos, laudos, garantias dos fabricantes, memórias de cálculo e relação dos fornecedores são documentos que devem ser preservados no arquivo da construtora.

Sendo essas as considerações que melhor expressam a experiência angariada ao longo desse trabalho, no que se refere à escavação abaixo do

nível da água, e demonstrado que o planejamento prévio de todo o modelo construtivo, ao observar os itens acima destacados proporcionará a associação da segurança na execução dos serviços com a da estrutura, e que isso ainda possibilitará uma efetiva redução dos custos e prazos, deixo meu incentivo para que se desenvolvam novos estudos e debates dentro do meio acadêmico, com visão mais econômica e rica em experiências, que possam ser convertidos em ganhos de produtividade, eficiência e redução nos desembolsos para todo o setor da construção civil.

5. REFERÊNCIAS

ALONSO, U.R. (2007). **Rebaixamento temporário de aquíferos**. São Paulo, SP, Oficina de Textos, 151 p.

BACANI, V.M. et al (2004). **Oscilação sazonal do lençol freático da lagoa Salina do Meio, Pantanal da Nhecolândia**. IV SIMPAM - Simpósio sobre Recursos Naturais e Socioeconômicos do Pantanal, Corumbá, MS.

BRANDÃO, Viviane dos Santos et al (2006). **Infiltração de água no solo**. Viçosa. Ed. EFV. 120 p.

BUENO, Benedito (2012). **Dutos enterrados: Aspectos geotécnicos**. São Paulo. Ed. Oficina de Textos, 229 p.

CODEPLAN (1984). **Atlas do Distrito Federal. Governo do Distrito Federal**. Brasília, DF, 79 p.

DAS, Braja M. (2007). **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo. Ed. Thomson, 549 p.

EMBRAPA (1978). **Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Distrito Federal**. Boletim Técnico, nº 53, Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos, Rio de Janeiro, RJ, 455 p.

GEORIO, Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro (2000). **Drenagem e Proteção Superficial/ Coleção Manual Técnico de**

Encostas. Rio de Janeiro. 99 p

GOMES, Celso Figueiredo (1988). **ARGILAS o que são e para que servem.** Lisboa. Ed. Fundação Calouste Gulbenkian. 443 p.

HACHICH, Waldemar et al (2009). **Fundações: teoria e prática.** São Paulo. Ed. PINI. 751 p.

LEINZ, Viktor e AMARAL, Sergio Estanislau do (2001). **Geologia geral.** São Paulo. Ed. Companhia Editora Nacional, 391 p.

MOTA, N.M.B (2003). **Ensaio Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação.** 335 p., ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia.

NEVES, Luis Fernando de Seixas (2010). **Dicionário de engenharia geotécnica e fundações.** São Paulo. Edição do autor, 432 p.

PINTO, Carlos de Sousa (2006). **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas.** São Paulo-SP: Ed. Oficina de Textos, 362 p.

POWERS, J. Patrick et al. (2007). **Construction dewatering and groundwater control.** Hoboken, New Jersey, EUA. Ed. John Wiley and Sons, inc. 619 p.

TUCCI, Carlos E. M. (2009). **Hidrologia ciência e aplicação.** Porto Alegre: Editora da UFRGS, 940 p.