

**PROJETO DE RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO COMO ALTERNATIVA PARA CONTROLE DE
CHEIAS DO BAIRRO MEUDON, TERESÓPOLIS – RJ**

JULIANA PESSIN

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
FEVEREIRO - 2015**

**PROJETO DE RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO COMO ALTERNATIVA PARA CONTROLE DE
CHEIAS DO BAIRRO MEUDON, TERESÓPOLIS – RJ**

JULIANA PESSIN

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Prof. Paulo César de Almeida Maia

Co-orientador: Eng.^a Marta Fleichman Prellwitz

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

FEVEREIRO - 2015

**PROJETO DE RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO COMO ALTERNATIVA PARA CONTROLE DE
CHEIAS DO BAIRRO MEUDON, TERESÓPOLIS – RJ**

JULIANA PESSIN

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Aprovado em 13 de fevereiro de 2015.

Comissão Examinadora

Prof.: Paulo César de Almeida Maia (Orientador, D.Sc, Geotecnia) - UENF

Eng.^a Marta Fleichman Prellwitz (Co-Orientadora) - UENF

Prof.: Aldo Durand Farfan (D.Sc, Geotecnia) – UENF

Eng.^o Sebastião Petrucci Rangel

À Minha Família

AGRADECIMENTOS

A Deus, por tudo.

Aos meus pais, Geraldo e Lucineia pelo amor, esforços e confiança dedicados a mim.

À minha irmã Giséle, fiel companheira, pelo amor e cuidados comigo. Por me apoiar, ouvir e por ter o dom de ser minha mãe.

Ao meu irmão Virgílio, pelo carinho e amizade.

Ao meu cunhado Décio, pelo incentivo na minha jornada.

Às minhas companheiras de república, Jocarla e Charina, pelos momentos de descontração, amizade e por terem tornado meus dias mais alegres.

Ao meu orientador Paulo, pelos conhecimentos transmitidos e por todas as horas de dedicação às minhas atividades, durante os anos de Iniciação Científica e na realização deste trabalho. Por ter me apresentado a Geotecnia.

À minha co-orientadora Marta pelo apoio e incentivo.

Ao Eng.^o Luiz Gabriel Smiderle e ao Prof. Sergio Luis González Garcia, pelo apoio prestado no cálculo estrutural do reservatório.

Ao Eng.^o José Luiz Ernandes, pela amizade e contribuição com este projeto.

A todos os professores que passaram por mim, especialmente àqueles que conseguiram despertar meu interesse para suas áreas de estudo, e que contribuíam para tornar o “estudar” uma atividade mais prazerosa, estimulando o meu crescimento e a alcançar meus objetivos.

Ao técnico do Laboratório de Engenharia Civil, Milton Pereira Soares Júnior, pela ajuda durante os anos de Iniciação Científica e pelos momentos de descontração.

A todos os amigos que se fizeram presentes na minha vida, em especial aos da turma de Engenharia Civil de 2011, com os quais convivi durante boa parte do meu tempo nesse período de graduação, pelos momentos alegres e difíceis que passamos juntos e também pela ajuda que me prestaram quando foi necessário.

A todos os que acreditaram em mim. Pelas palavras de apoio e por toda força que transmitiram.

Enfim, a todos que contribuíram para a realização deste trabalho assim como à minha formação humana e profissional.

SUMÁRIO

RESUMO	viii
LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE TABELAS	xi
CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO	1
1.1- Considerações iniciais	1
1.2 – Objetivos	1
CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 - Conceitos hidrológicos	3
2.1.1 - Ciclo hidrológico	3
2.1.2 - Enchentes	3
2.2 - Alternativas para controle de inundações	4
2.2.1 - Dragagem	5
2.2.2 - Diques	5
2.2.3 - Reservatórios de detenção	6
2.4 - Parede diafragma	7
2.4.1 - Características.....	8
2.4.2 - Procedimentos executivos e especificações	10
2.5 - Carregamento atuante na contenção.....	14
2.5.1 - Empuxo	14
2.6 - Determinação do carregamento.....	16
2.6.1 - Teorias de Estados Limite	17
2.7 - Considerações quanto ao dimensionamento de paredes diafragma	21
2.8 - Escolha do tipo de escoramento.....	22
CAPÍTULO III – PRÉ DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO	24
3.1 - Cálculo da capacidade de vazão do canal.....	25
3.2 - Cálculo da vazão gerada pelo escoamento	29
3.2.1 - Vazão	29
3.2.2 - Coeficiente <i>run-off</i>	29
3.2.3 - Tempo de concentração	31
3.2.4 - Intensidade de precipitação.....	34
3.3 - Definição da configuração do reservatório.....	36

3.3.1 - Resistência ao levantamento de fundo do reservatório devido ao empuxo d'água – cálculo da altura de ficha	36
3.3.2 – Sistema de captação	38
CAPÍTULO IV – Cálculo Numérico	40
4.1 – Características	40
4.2. Modelagem Numérica	41
4.2.1 - Definição dos materiais	43
4.2.2 - Análise em etapas	43
4.3 - Esforços obtidos para dimensionamento dos elementos estruturais do reservatório	46
CAPÍTULO V – Memória de cálculo dos elementos estruturais do reservatório	50
5.1 - Dimensionamento dos elementos estruturais do reservatório de detenção...	50
5.1.1 - Paredes diafragma	50
5.1.2 - Lajes	54
5.1.3 – Pilares/estaca barrete	57
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	60

RESUMO

O Bairro Meudon, situado no município de Teresópolis, localizado no Estado do Rio de Janeiro, apresenta problemas recorrentes de cheias, provocados por deficiência do sistema de drenagem de águas pluviais existente. Essa deficiência foi identificada através do resultado de um estudo hidrológico realizado no Bairro, onde foi verificado que a galeria pluvial que canaliza o Rio Meudon, no trecho mais a jusante, não suporta a vazão gerada pela área de contribuição correspondente. Nesse sentido, este projeto final de curso tem por objetivo o dimensionamento de uma estrutura para amortecimento da vazão excedente do Rio, permitindo, deste modo, o controle de inundações do Bairro Meudon.

No projeto faz-se a exposição de algumas possibilidades de solução, no entanto, baseado em uma avaliação preliminar do problema, irá propor como solução a construção de um reservatório de detenção subterrâneo e impermeabilizado. Esse reservatório somente é inundado quando a galeria pluvial que conduz o Rio não suporta a vazão gerada pelas chuvas. Após o amortecimento, a água do reservatório é devolvida de forma controlada para a galeria através de sistemas de recalque. Foram utilizadas paredes diafragma para as obras de contenção do empuxo de terra e controle de fluxo d'água. Fez-se também o dimensionamento dos outros elementos estruturais do reservatório, como a fundação, laje de fundo, de topo, intermediárias e pilares intermediários. Não se contempla neste projeto o cálculo do sistema hidráulico de recalque (bombas). Para a obtenção dos esforços atuantes nas estruturas do reservatório, modelou-se uma seção do mesmo no Programa SIGMA/W 2004. Apresenta-se como produto deste projeto final uma revisão bibliográfica sobre conceitos hidrológicos, reservatórios de detenção, parede diafragma e empuxo de terra, pré-dimensionamento do reservatório baseado no estudo hidrológico mencionado anteriormente, obtenção dos esforços atuantes nos elementos estruturais do reservatório através do SIGMA/W, memória de cálculo da parede diafragma, lajes e pilares, plantas contendo localização do reservatório e pontos de captação, etapas de execução do reservatório, planta de forma do reservatório, vistas e cortes do reservatório e detalhamento da parede diafragma.

PALAVRAS CHAVE: Reservatório de detenção; Parede diafragma; SIGMA/W.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Inundação no Bairro Meudon (FONTE: Netdiário, 2013).	4
Figura 2 – Hidrogramas Característicos dos Reservatórios de Detenção (FONTE: Augusto, 2008).	6
Figura 3 – Metodologia executiva das estacas barrete (FONTE: Geofund, 2014).	9
Figura 4 – Mureta guia concretada (FONTE: Geodactha, 2003).	10
Figura 5 - Diafragmadora: clam-shell e guindaste principal (FONTE: Naresi e Hielber, 2014).	11
Figura 6 – Hidrofresa: utilizada em escavações em rocha (FONTE: Costa Fortuna, 2014).	11
Figura 7- Chapas-junta (FONTE: Varela, <i>no date</i>).	12
Figura 8 - Içamento da gaiola de armadura para parede diafragma (FONTE: Costa Fortuna, 2014).	12
Figura 9 – Empuxo em estruturas de contenção (FONTE: Gerscovich, 2008).	15
Figura 10 – Esquema de sobrecargas junto às valas (FONTE: Hachich <i>et al.</i> , 1998).	16
Figura 11 - Classificação das Teorias de Estados Limites (FONTE: Hachich <i>et al.</i> , 1998).	17
Figura 12 - Aplicação do Método de Rankine a casos com sobrecarga uniforme (FONTE: Gerscovich, 2010).	20
Figura 13 - Aplicação do Método de Rankine a maciços com nível freático (FONTE: Gerscovich, 2010).	21
Figura 14 – Envoltórias aparentes de tensões propostas por Terzaghi e Peck (FONTE: Hachich <i>et al.</i> , 1998).	21
Figura 15 – Vista superior do Bairro Meudon (FONTE: <i>Google Earth</i> , 2014).	25
Figura 16 - Cálculo do tempo de concentração de uma microbacia genérica em uma seção ou estaca considerada.	34
Figura 17 - Relatório da interpolação do programa Pluvio 2.1 para a área em estudo.	35
Figura 18 - Modelagem do reservatório de detenção. (a) Região da modelagem. (b) Condições de contorno: apoio nas laterais para limitar o deslocamento na horizontal e na base para limitar o deslocamento vertical e horizontal.	42
Figura 19 - Estado inicial de tensões.	44

Figura 20 - Definição das sobrecargas.....	44
Figura 21 – Primeira escavação.....	45
Figura 22 – Segunda escavação.....	45
Figura 23 – Terceira escavação.....	45
Figura 24 – Lançamento da quarta laje e das estacas de ancoragem.....	46
Figura 25 – Tensão horizontal ao longo da profundidade.....	46
Figura 26 – Diagrama de momento fletor na parede diafragma.....	47
Figura 27 – Diagrama de esforço cortante na parede diafragma.....	47
Figura 28 – Diagrama de momento fletor nas lajes.....	48
Figura 29 – Diagrama de esforço cortante nas lajes.....	48
Figura 30 – Diagrama de esforço axial nos pilares.....	49
Figura 31 – Perímetro crítico e superfícies críticas (C e C') em pilar interno.....	55

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Especificações para lama bentonítica (FONTE: NBR 6122: 2010).	14
Tabela 2 – Coeficientes de empuxo segundo a Teoria de Rankine, para o caso de maciço não coesivo e com superfície horizontal	18
Tabela 3 - Ilustração do cálculo de “m”, área molhada (A_m), perímetro molhado (P_m) e raio hidráulico (RH).	26
Tabela 4 – Cálculo da capacidade de vazão do canal.	27
Tabela 5 – Valores do coeficiente de escoamento, segundo o manual de drenagem do DNIT.	30
Tabela 6 - Valores do coeficiente de escoamento conforme as características de urbanização da bacia, segundo Wilken (1978).....	30
Tabela 7 - Valores do coeficiente de escoamento baseados nas características das diversas superfícies presentes na bacia segundo Villela e Mattos (1980).	31
Tabela 8 - Coeficiente C_k - equação de Kerby.....	33
Tabela 9 – Planilha utilizada no cálculo da altura de ficha necessário para equilibrar o empuxo d’água.....	38
Tabela 10 – Características da areia em estudo.	43
Tabela 11 – Esforços máximos atuantes nas estruturas.	49
Tabela 12 – Dimensionamento da parede diafragma ao momento fletor.....	52
Tabela 13 – Dimensionamento da parede diafragma ao esforço cortante.	53
Tabela 14 – Dimensionamento das lajes ao momento fletor.....	54
Tabela 15 – Dimensionamento de lajes à punção.....	56
Tabela 16 – Dimensionamento dos pilares ao esforço axial.	59

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1- Considerações iniciais

Dentre algumas causas para o problema de cheias do Bairro Meudon estão as margens tomadas por construções, lixo despejado nas laterais, construções sobre a caixa do rio, vários pontos de afunilamento e deficiência do sistema de drenagem de águas pluviais existente. Essa deficiência foi identificada através do resultado de um estudo hidrológico realizado no Bairro. Em tal estudo verificou-se que a galeria pluvial que canaliza o Rio Meudon não suporta, em determinados pontos, a vazão gerada pela área de contribuição correspondente. Soma-se às causas de inundações o fato de o Bairro Meudon estar situado em uma região de deságue e cercado por montanhas íngremes, que contribuem para intensificar o escoamento superficial.

Como alternativa para controle de cheias do Bairro, será apresentado neste projeto de conclusão de curso o dimensionamento de um reservatório de detenção, que objetiva amortecer vazões de pico geradas pelo escoamento.

Quanto aos elementos estruturais constituintes do reservatório, para contenção do empuxo de terra serão utilizados paramentos do tipo paredes diafragma. Para reduzir a magnitude dos deslocamentos que ocorrem na parede, serão utilizadas lajes de topo, fundo e intermediárias, assim como pilares (sob a forma de estacas barrete), como estruturas definitivas. Vale ressaltar que a configuração escolhida para o reservatório também possibilita sua manutenção periódica, fator essencial para garantir o bom funcionamento do empreendimento.

1.2 – Objetivos

Como objetivo principal deste projeto tem-se o dimensionamento de um reservatório de detenção a fim de permitir o controle de inundações do Bairro Meudon. Para a realização desta atividade, foi necessário atingir alguns objetivos específicos:

- Revisão bibliográfica sobre conceitos hidrológicos, possibilidades de solução para controle de cheias, reservatórios de detenção, parede diafragma (características e procedimentos executivos) e empuxo de terra;

- Pré-dimensionamento do reservatório de detenção, que se utilizou de dados presentes em um Relatório Técnico que contém um estudo hidrológico realizado no Bairro Meudon;

- Modelagem do reservatório de detenção através do Programa SIGMA/W 2004, que possibilitou a obtenção dos esforços solicitantes a fim de dimensionar as estruturas que compõem o reservatório;

- Memória de cálculo dos elementos estruturais do reservatório: parede diafragma, lajes e pilares intermediários;

- Execução de plantas contendo localização do reservatório e pontos de captação, etapas de execução do reservatório, planta de forma do reservatório, vistas e cortes do reservatório e detalhamento da parede diafragma.

O Relatório Técnico realizado no Bairro Meudon contém estudo hidrológico da bacia do rio Meudon, que apresenta as condições de drenagem das áreas edificadas, cálculo das vazões ao longo do canal e das capacidades de vazão ao longo do canal e verificação da condição de trabalho. Alguns dados desse Relatório foram considerados no cálculo da vazão de projeto do reservatório de detenção em questão. Destaca-se que o Relatório resultou de estudo realizado por equipe de pesquisa da UENF, do qual fiz parte, sob orientação do Prof. Paulo César de Almeida Maia.

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Conceitos hidrológicos

2.1.1 - Ciclo hidrológico

As águas na natureza se movimentam, circulam e se transformam no interior das três unidades principais que compõem o nosso Planeta, que são a atmosfera (camada gasosa que circunda a Terra), a hidrosfera (águas oceânicas e continentais) e a litosfera (crosta terrestre). A dinâmica de suas transformações e a circulação nas referidas unidades formam um grande, complexo e intrínseco ciclo chamado ciclo hidrológico (SEMADS, 2001).

Nesse processo, a ocorrência da precipitação se dá em determinadas condições climáticas e através da combinação de outros fatores físicos, quando surgem gotículas de água que se precipitam das nuvens e sob a ação da força da gravidade, formam a precipitação pluviométrica. As águas de chuva podem ser interceptadas, em parte, pela vegetação que cobre o terreno e/ou pelas superfícies superiores das construções. O que excede a essa retenção, soma-se àquela parcela de chuva que atingiu diretamente o solo, se infiltrando através dos vazios entre os grãos do solo (SEMADS, 2001).

Quando a capacidade de infiltração do solo é superada, o excesso das águas de chuva vai avolumar os escoamentos superficiais já iniciados sobre as áreas impermeáveis e as de menor permeabilidade, na direção das regiões mais baixas, através das galerias de águas pluviais, quando houver, dos córregos, riachos e rios, chegando, finalmente, ao oceano onde a continuidade do ciclo se manifesta novamente através dos mecanismos de evaporação (SEMADS, 2001).

Assim, quanto maior for a retenção na cobertura vegetal e a infiltração das águas provenientes de chuva, menor será o volume excedente disponível para o escoamento superficial e, a princípio, pressupõe-se menor chance de ocorrência de enchentes e inundações (SEMADS, 2001).

2.1.2 - Enchentes

A enchente é parte integrante do ciclo da água na natureza e, portanto, trata-se de um fenômeno natural cujas consequências só trarão danos e prejuízos, na medida em que seus efeitos interfiram negativamente no bem estar da sociedade. A expansão urbana e as intervenções mínimas necessárias para garantir

acessibilidade às novas áreas alteram drasticamente os padrões de drenagem natural. Essa dinâmica gera constantes modificações na configuração das enchentes e nas dimensões das áreas sujeitas às inundações. Quanto maior a transformação e a modificação da superfície dos terrenos, tornando-os menos permeáveis à infiltração das águas e diminuindo a capacidade de retenção natural, maior será a parcela contribuinte para os escoamentos superficiais e maior a probabilidade de inundações (SEMADS, 2001).

A falta de planejamento da ocupação urbana e de fiscalização por parte dos órgãos públicos responsáveis, o desmatamento, o relevo, tipo de solo, e principalmente, a ação do homem, são as principais causas das cheias urbanas. A Figura 1 mostra a ocorrência de inundação no Bairro Meudon.



Figura 1 – Inundação no Bairro Meudon (FONTE: Netdiário, 2013).

2.2 - Alternativas para controle de inundações

As medidas para controle de inundações podem ser classificadas como estruturais e não estruturais. No primeiro caso, estão as medidas de controle através de obras hidráulicas como diques, dragagem, reservatórios de detenção, entre outros. Já no segundo caso, encontram-se as medidas preventivas, como

preservação da cobertura vegetal, ocupação racional do solo e da bacia e implantação de sistema de alerta.

As obras de controle de enchentes podem amenizar os efeitos negativos de um evento, até uma determinada probabilidade de ocorrência. Se as enchentes superarem as vazões máximas estabelecidas nos critérios de projeto, a área de interesse sofrerá prejuízos, na maioria das vezes agravado pela despreocupação, pelo despreparo da população e pela acumulação de bens materiais dispostos na área supostamente protegida (SEMADS, 2001).

Para este projeto, será adotada uma medida estrutural para controle de inundações do Bairro Meudon. A seguir são descritas algumas medidas estruturais existentes:

2.2.1 - Dragagem

A dragagem consiste no serviço de desassoreamento, alargamento, desobstrução, remoção, derrocamento ou escavação de material do fundo de rios, lagoas, mares, baías e canais de acesso a portos (Portogente, 2014).

Como resultado dessa intervenção, tem-se uma recuperação ou melhora na capacidade de escoamento.

Segundo SEMADS (2001), além de serem obras que consomem grandes somas de verbas públicas e que produzem impactos ambientais significativos, não resolvem o problema por longo prazo, tratando-se de medida paliativa local e temporária.

2.2.2 - Diques

Os diques contribuem para aumentar a capacidade de descarga dos rios e protegem somente enquanto não são ultrapassados; depois disso perdem a utilidade. Quando uma cheia significativa transborda os diques, considera-se que a devastação provocada pode ser maior, em comparação à situação anterior à construção dos mesmos.

A retificação ou canalização de canais tem desvantagens como a redução das áreas naturais de inundação e o aumento da velocidade do escoamento das enchentes em âmbito local, agravando o problema a jusante.

2.2.3 - Reservatórios de retenção

Os reservatórios de retenção são construídos com a finalidade de amortecer o pico de cheias para um evento chuvoso correspondente a determinado tempo de recorrência, garantindo o controle para jusante das áreas vulneráveis. Dessa forma, contribuem para minimizar os impactos provocados pelo aumento da impermeabilização e conseqüente redução da capacidade de armazenamento natural da bacia, aliviando o funcionamento da rede de drenagem.

A escolha pelo reservatório de retenção se justifica pelo fato de o mesmo constituir uma medida mais eficaz, levando em conta a elevada vazão excedente presente em momentos de inundação no Bairro, conforme será observado no Capítulo 3 deste trabalho.

Quando transita por um reservatório, uma onda de cheia sofre um efeito de amortecimento. Ao reter parte da vazão afluente, o reservatório faz com que a vazão da saída seja menor que a vazão de entrada, sendo também defasada em relação à vazão de entrada, como pode ser observado na Figura 2.

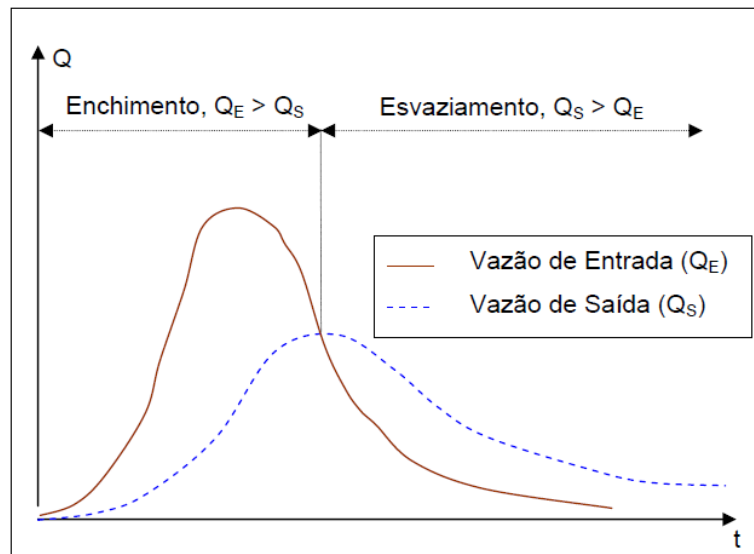


Figura 2 – Hidrogramas Característicos dos Reservatórios de Retenção (FONTE: Augusto, 2008).

Os reservatórios de retenção podem ser classificados quanto à sua configuração em relação ao curso d'água, como em série (*on line*), implantados sobre ou ao longo do curso d'água, ou em paralelo (*off line*), construídos nas margens ou paralelamente ao curso d'água.

Dentre algumas vantagens dos reservatórios de retenção subterrâneos, tem-se:

- Facilidade de administrar a construção;
- Possibilidade de integrar soluções urbanísticas e paisagísticas com o controle de enchente;
- Depois de construídos, causam pouca interferência no tráfego de veículos e no funcionamento de atividades de comércio e serviços.

E como algumas desvantagens dos reservatórios de detenção, têm-se:

- Carências de ações de saneamento (lixo e esgoto) fazem com que os reservatórios recebam cargas poluentes elevadas;
- Dificuldade de encontrar locais adequados;
- Custo de aquisição da área;
- A implantação de reservatórios sem a integração de outros usos potenciais tem oposição por parte da população.

Cabe ressaltar que a manutenção deste tipo de reservatório deve ser planejada e contínua, visto que a não realização desta atividade poderá acarretar na proliferação de animais vetores de doenças, vegetação e microrganismos patogênicos, pois é comum que esse dispositivo receba diversos tipos de lixo. A manutenção deve cuidar também para que o volume decantado no reservatório não diminua seu volume útil ao longo do tempo.

Para este projeto será apresentado um reservatório de detenção subterrâneo, e, portanto, será revestido de concreto. Como contenção do empuxo de terra será utilizada parede diafragma. Sua configuração será do tipo *off line*, devido à restrição na disponibilidade de área, e à maior capacidade de armazenamento que este tipo pode oferecer, uma vez que o fundo do reservatório pode ser mais profundo que o leito do córrego.

O reservatório de detenção proposto objetiva reter temporariamente o volume excedente do escoamento superficial, a fim de evitar que ocorram inundações no Bairro Meudon, de modo que o volume armazenado seja liberado de forma gradativa às áreas de jusante após o evento de precipitação.

2.4 - Parede diafragma

A fim de resistir ao empuxo de terra, tornou-se necessário utilizar uma estrutura de contenção na construção das paredes do reservatório de detenção. A escolha pela parede diafragma se deu pelo fato de a mesma apresentar

características favoráveis à construção de um reservatório subterrâneo, pois evita o carreamento do solo de fora para dentro do reservatório, o que poderia ocasionar problemas na região próxima à vala.

2.4.1 - Características

A parede diafragma consiste na realização de um muro vertical de profundidades e espessuras variáveis no subsolo, constituídos de painéis elementares alternados ou sucessivos, e aptos a absorver cargas axiais, empuxos horizontais e momentos fletores (Brasfond, 2013).

Segundo Almeida (2013), o tipo mais utilizado atualmente é a parede diafragma moldada *in loco*. É caracterizada pela concretagem submersa feita com tremonha em trincheiras escavadas, relativamente estreitas. Durante a escavação, a estabilidade é obtida pela introdução de uma suspensão de “bentonita” em água; construída em trechos contíguos com comprimentos da ordem de 2 m a 3 m, os quais são escavados sucessivamente ou alternadamente, conforme as características da obra e do solo (Hachich *et al.*, 1998).

As paredes diafragma são aplicadas em obras de edifícios comerciais e residenciais com a presença de água no subsolo, construção de galerias de metrô e passagens subterrâneas, estrutura de contenção para prevenção de deslizamentos, estruturas portuárias, proteção de fundações de pilares de pontes, fundações profundas, canalização de rios e córregos e construção de reservatórios subterrâneos.

Dentre algumas vantagens apresentadas pelas paredes diafragma, são encontradas em Hachich *et al.* (1998):

- Permitem executar ao longo de todo o perímetro da contenção uma parede contínua de concreto armado, sem provocarem vibrações ou desconfinar o terreno adjacente praticamente em qualquer tipo de solo, acima ou abaixo do N.A.;
- Permitem realizar com relativa facilidade, segurança e economia, escavações profundas mesmo junto a edificações já existentes;
- Podem ser implantadas em quase qualquer tipo de terreno, mesmo em areias finas submersas, sem rebaixamento do lençol freático;
- Formando um paramento “estanque”, evitam o fluxo de água para o interior da escavação possibilitando que esta, entre os paramentos, seja executada, na maioria das vezes, somente com esgotamento superficial;

- Executadas usualmente com espessuras variando de 30 a 120 cm, podem ser utilizadas em contenções de pequena ou grande altura;
- Se confirmam melhor ao perímetro da contenção e podem ser utilizadas com qualquer tipo de escoramento;
- A ligação das paredes com as lajes de fundo e de cobertura são facilmente executadas.

No entanto, como algumas desvantagens da utilização de paredes diafragma têm-se:

- Necessidade de transportes muito dispendiosos e de equipamentos de descarga possantes;
- Existência de limitações com relação ao comprimento das placas pré-moldadas (quando a altura de escavação for muito grande, pode-se executar a parede diafragma mista, onde o trecho inferior é moldado no terreno e o trecho superior pré-moldado, para assim proporcionar as vantagens de melhor aparência e acabamento).

As lamelas que compõem a parede diafragma, quando utilizadas individualmente, consistem nas chamadas estacas barrete. Valem, por isso, as mesmas prescrições recomendadas para a parede diafragma quanto ao concreto e lama a serem utilizados. A Figura 3 apresenta a metodologia executiva das estacas barrete.

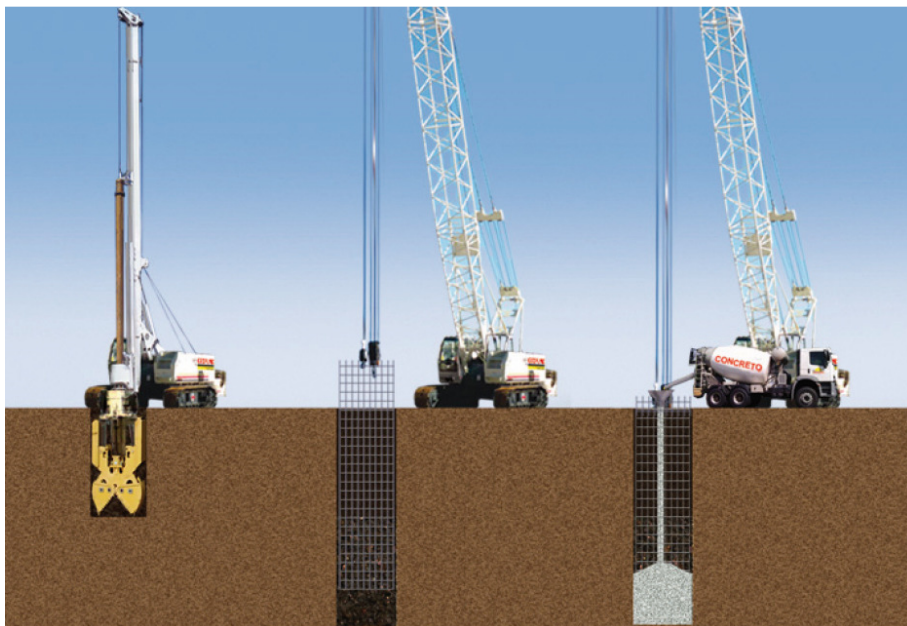


Figura 3 – Metodologia executiva das estacas barrete (FONTE: Geofund, 2014).

2.4.2 - Procedimentos executivos e especificações

Para a execução da parede diafragma são realizadas várias operações que são interligadas entre si e cada uma deve ser planejada com antecedência para que não haja imprevistos (Franki, *no date*). Dentre elas, destacam-se as seguintes:

- Execução da mureta guia, que serve para guiar o equipamento de escavação e definir o perímetro da obra (Figura 4);

- Fabricação da lama bentonítica;

- Escavação (preenchendo a vala com lama bentonítica até a cota de projeto) feita com o uso dos equipamentos diafragmadora clam-shell (Figura 5) ou hidrofresas (Figura 6), no caso de escavação em rocha;

- Troca ou tratamento da lama bentonítica a fim de garantir as características desejáveis;

- Colocação da chapa junta que cria reentrâncias do tipo “macho/fêmea” na extremidade dos painéis, a fim de estabelecer continuidade na parede (Figura 7);

- Colocação da armadura, com espaçadores, para assegurar o cobrimento de projeto e assegurar a centralização (Figura 8);

- Concretagem submersa, feita através do tubo tremonha, que deve ter sua extremidade sempre submersa no concreto;

- Retirada das chapas-junta assim que o concreto iniciar o processo de pega.

As chapas-junta são montadas verticalmente nas laterais da escavação, com a seção trapezoidal virada para dentro da mesma, formando assim uma junta fêmea, que na concretagem do painel seguinte será preenchida, solidarizando-se com este.



Figura 4 – Mureta guia concretada (FONTE: Geodactha, 2003).



Figura 5 - Diafragmadora: clam-shell e guindaste principal (FONTE: Naresi e Hielber, 2014).



Figura 6 – Hidrofresa: utilizada em escavações em rocha (FONTE: Costa Fortuna, 2014).



Figura 7- Chapas-junta (FONTE: Varela, *no date*).



Figura 8 - Içamento da gaiola de armadura para parede diafragma (FONTE: Costa Fortuna, 2014).

A armadura é constituída por barras longitudinais e estribos montados em forma de gaiolas, que são içadas e mergulhadas na escavação cheia de lama bentonita com auxílio de guindaste auxiliar.

A NBR 6122:2010 especifica algumas características do concreto a ser utilizado:

- Consumo de cimento não inferior a 400 kg/m³
- Abatimento ou *slump* igual a (22 ± 3) cm;
- Fator água/cimento ≤ 0,6;
- Dimensão máxima de agregado: 19 mm (brita 1);
- % de argamassa em massa: ≥ 55;
- Traço tipo bombeado;
- $f_{ck} \geq 20$ MPa

Quanto ao material estabilizante utilizado da escavação, pode-se fazer uso da lama bentonítica.

De acordo com a NBR 6122: 2010, a lama bentonítica é formada pela mistura de bentonita com água limpa, em misturadores de alta turbulência, com concentração variável em função da viscosidade e densidade que se pretende obter.

Bentonita é o nome genérico da argila composta predominantemente pelo argilomineral montmorilonita (55-70%), do grupo das esmectitas, independentemente de sua origem ou ocorrência. As esmectitas possuem alto poder de inchamento, até 20 vezes seu volume inicial, alta área de superfície (até 800 m²/g), capacidade de troca catiônica (CTC) na faixa de 60 a 170 meq/100g e tixotropia. Estas características conferem à bentonita propriedades bastante específicas, que têm justificado uma vasta gama de aplicações nos mais diversos segmentos (Oliveira, 2004).

Naresi e Hilber (2014) apresentam algumas qualidades básicas da lama bentonítica:

- Viscosidade superior à da água;
- Permite, nas faces da escavação, a colmatação dos vazios da estrutura do solo, formando uma película praticamente impermeável;
- Tem poder tixotrópico, ou seja, a condição de adquirir certa rigidez quando a suspensão se apresenta em repouso.

Depois de misturada, a lama bentonítica deve ficar em repouso durante 12 h para total hidratação.

A NBR 6122: 2010 apresenta algumas especificações para a lama bentonítica, apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Especificações para lama bentonítica (FONTE: NBR 6122: 2010).

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

2.5 - Carregamento atuante na contenção

2.5.1 - Empuxo

Os carregamentos atuantes nas escavações são essencialmente os mesmos, qualquer que seja o tipo de obra. O carregamento final atuante no elemento estrutural em geral é composto de três parcelas básicas: empuxo de terra, empuxo devido a sobrecargas externas e empuxo devido à água (Hachich *et al.*, 1998).

2.5.1.1 - Empuxo de terra

Empuxo de terra é o esforço produzido pelo maciço de terra sobre as obras com ele em contato. A determinação do seu valor, assim como da distribuição das tensões ao longo do elemento estrutural, dependem da interação solo-estrutura durante todas as fases da obra, sendo tanto na escavação quanto no reaterro. O empuxo atuante sobre o elemento estrutural provoca deslocamentos horizontais, que por sua vez, alteram o valor e a distribuição do empuxo ao longo das fases da obra ou até mesmo durante sua vida útil. Assim, a determinação do valor do empuxo de terra é fundamental para o dimensionamento das estruturas de contenção.

Como toda estrutura sofre deformações, os empuxos variam em função dos deslocamentos. A Figura 9 mostra uma cortina que sofre deformações. O solo à esquerda da cortina tem seu estado de tensões horizontais aliviado, denominado estado ativo. Já no lado direito, a magnitude das tensões é aumentada, sendo denominado de estado passivo. O cálculo dos empuxos para as condições ativa e passiva é análogo ao feito para o estado de repouso, sendo que os coeficientes de empuxo são substituídos por k_a (coeficiente de empuxo ativo) ou k_p (coeficiente de empuxo no passivo) (Gerscovich, 2008).

Em resumo, tem-se:

$$\sigma'_{ha} = k_a \sigma'_v < \sigma'_{h0} = k_0 \sigma'_v < \sigma'_{hp} = k_p \sigma'_v$$

Estado ativo

Estado em
repouso/ inicial

Estado passivo

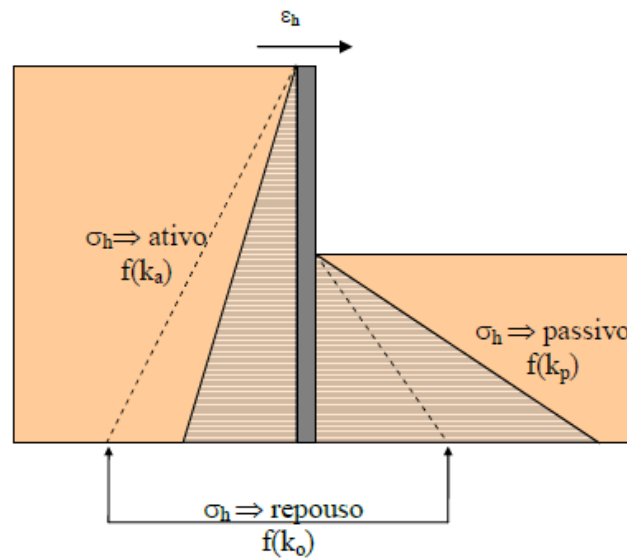


Figura 9 – Empuxo em estruturas de contenção (FONTE: Gerscovich, 2008).

2.5.1.2 - Influência da água

A presença da água no subsolo deverá ser considerada a partir dos condicionantes hidrogeológicos da região, das permeabilidades das várias camadas do solo, da parede de contenção e do seu embutimento. A influência da água nos empuxos se dá através da determinação das pressões neutras não somente na parede de contenção, mas também na superfície potencial de ruptura (Hachich *et al.*, 1998).

2.5.1.3. Sobrecargas

Em qualquer tipo de obra, sendo provisória ou permanente, é necessária a consideração das sobrecargas externas no cálculo das paredes de contenção de valas, como edifícios próximos à vala, depósitos de materiais nas proximidades da vala, equipamentos, entre outros.

São definidos dois tipos de sobrecargas equivalentes: uma semi-infinita e outra com largura definida, que representaria os veículos especiais e equipamentos. Conforme ilustra a Figura 10, é comum a adoção de 10 kN/m² para sobrecarga semi-infinita, e de 25 a 40 kN/m² para a sobrecarga devida aos equipamentos, com uma

largura de 1,50 m, sendo valores que devem ser analisados e aferidos para verificar se atendem às condições específicas da obra (Hachich *et al.*, 1998).

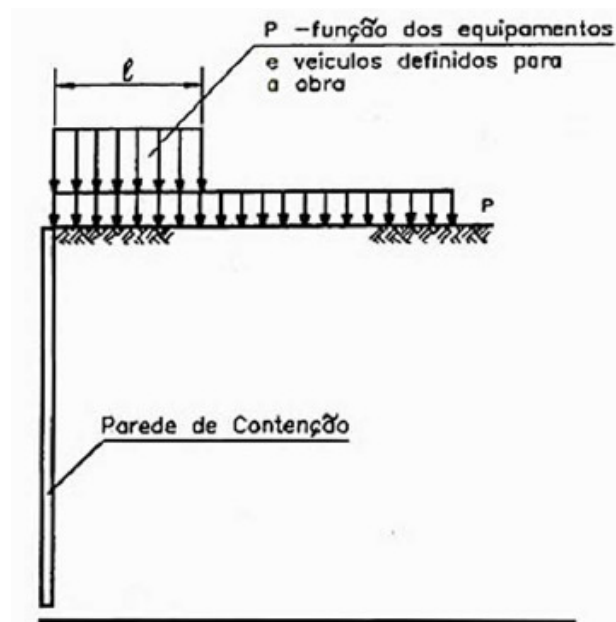


Figura 10 – Esquema de sobrecargas junto às valas (FONTE: Hachich *et al.*, 1998).

O efeito dessas sobrecargas nas paredes de contenção (tensões horizontais) é comumente calculado através da aplicação da Teoria da Elasticidade.

Quanto ao empuxo passivo, não devem ser consideradas sobrecargas acidentais, pois atuariam favoravelmente à estabilidade da parede de contenção, o que poderia comprometer a estabilidade da obra caso deixassem de atuar (Hachich *et al.*, 1998).

2.6 - Determinação do carregamento

Gerscovich (2014) menciona que o cômputo da resultante e da distribuição das pressões que o solo exerce no anteparo, seja esta de natureza ativa ou passiva, é quase sempre muito difícil. Porém, a determinação dos valores mínimo (ativo) e máximo (passivo) é usualmente resolvida pelas teorias de estado limite.

A seqüência básica da determinação do empuxo de terra consiste em calcular primeiramente o empuxo-força resultante, determinado estaticamente pela teoria de equilíbrio-limite para as condições de ruptura do solo. Em seguida, deve-se estimar a distribuição das tensões respectivas (Hachich *et al.*, 1998).

Os resultados obtidos do cálculo estático devem ser entendidos como aproximações, devido a alguns fatores, como a dificuldade em representar as tensões iniciais, a reologia do maciço, os fenômenos que ocorrem durante a construção e que não podem ser previstos nos cálculos, assim como a dificuldade em operacionalizar métodos de cálculo sofisticados (Hachich *et al.*, 1998).

Quanto ao empuxo passivo, é usual a utilização do peso específico submerso, mesmo existindo providências de drenagem, já que qualquer deficiência deste sistema acarretará na redução do empuxo passivo. Deve-se verificar se o valor do empuxo passivo obtido na condição de percolação de água é menor que o valor na condição de submersão, devendo ser adotado caso a afirmação proceda (Hachich *et al.*, 1998).

2.6.1 - Teorias de Estados Limite

Estado limite é qualquer condição que impeça a estrutura de desempenhar as funções para as quais foi concebida. São dois tipos de estados limites: de ruptura e de utilização. O estado limite de ruptura corresponde ao esgotamento da capacidade portante da estrutura, e o estado limite de utilização corresponde às situações em que a estrutura deixa de satisfazer os requisitos funcionais ou de durabilidade (Hachich *et al.*, 1998).

As Teorias de Estado Limite são resumidas na Figura 11.

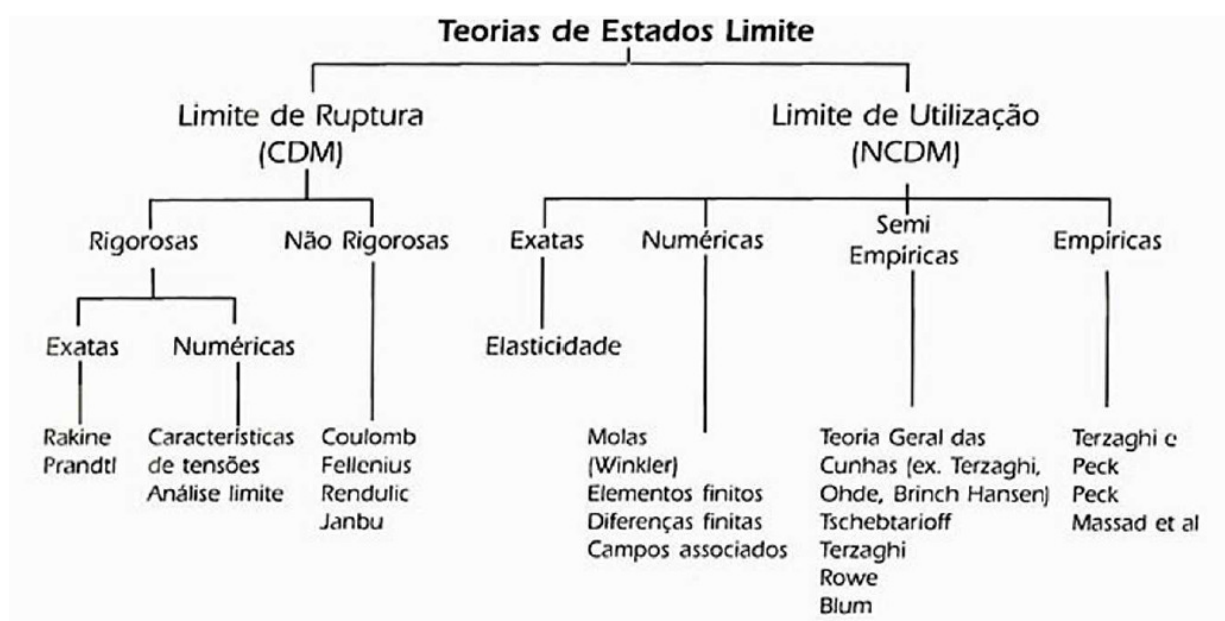


Figura 11 - Classificação das Teorias de Estados Limites (FONTE: Hachich *et al.*, 1998).

Este trabalho se limitará a apresentar a Teoria de Rankine, por ser uma das mais utilizadas. Além disso, somente será descrita para os casos de solo não coesivo e para maciço com superfície horizontal, caso do presente trabalho.

2.6.1.1 - Teoria de Rankine

De acordo com a teoria de Rankine, o deslocamento de uma parede irá desenvolver estados limites, plásticos. No momento da ruptura surgem infinitos planos de ruptura e ocorre a plastificação de todo o maciço. Esta teoria se baseia nas seguintes hipóteses (Gerscovich, 2010):

- Solo isotrópico;
- Solo homogêneo;
- Superfície do terreno plana;
- A ruptura ocorre em todos os pontos do maciço simultaneamente;
- A ruptura ocorre sob o estado plano de deformação;
- Muro perfeitamente liso (atrito solo-muro: $\delta = 0$);
- A parede da estrutura em contato com o solo é vertical.

Para o caso de solos não coesivos, o empuxo total é dado pela integral da distribuição das tensões horizontais:

$$E = \int_0^z \sigma_h dz \quad (1)$$

A Tabela 2 apresenta os coeficientes de empuxo segundo a Teoria de Rankine, para o caso de maciço não coesivo e com superfície horizontal.

Tabela 2 – Coeficientes de empuxo segundo a Teoria de Rankine, para o caso de maciço não coesivo e com superfície horizontal.

Caso	Coeficientes de empuxo
Ativo	$k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\Phi'}{2}\right)$
Passivo	$k_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\Phi'}{2}\right)$

2.6.1.1.1 - Consideração das sobrecargas

A consideração das sobrecargas segundo a Teoria de Rankine foi encontrada em (Gerscovich, 2010): se existe uma sobrecarga uniformemente distribuída, q , aplicada na superfície do terreno (Figura 12), a tensão vertical em qualquer ponto do maciço aumenta naturalmente de igual valor. Assim:

$$\sigma'(z) = \sigma \cdot z + q \quad (2)$$

Caso o maciço se encontre em equilíbrio limite, a tensão horizontal (ativa ou passiva) sobre a parede a uma profundidade z passa a ser:

$$\sigma'_h(z) = K \cdot \sigma'_v(z) = K \cdot \sigma \cdot z + K \cdot q \quad (3)$$

Assim, a existência de uma sobrecarga uniformemente distribuída na superfície do terreno implica em uma situação de equilíbrio limite de Rankine na existência de um diagrama retangular de pressões. A tensão horizontal será definida pelo produto da sobrecarga aplicada pelo coeficiente de empuxo correspondente ao estado de equilíbrio limite em questão.

O efeito da sobrecarga também pode ser considerado como uma altura equivalente de aterro (h_o):

$$h_o = \frac{q}{\gamma} \quad (4)$$

Sendo q a sobrecarga uniformemente distribuída na superfície do terreno e γ o peso específico do solo.

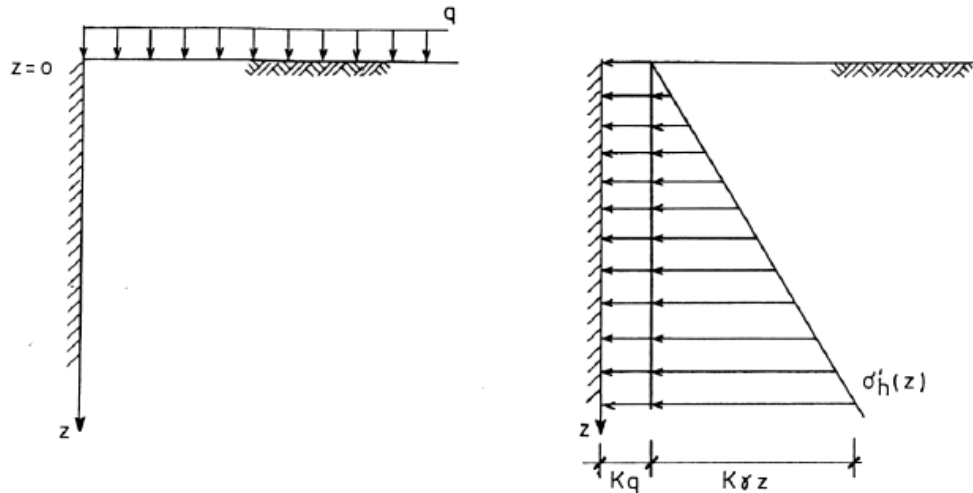


Figura 12 - Aplicação do Método de Rankine a casos com sobrecarga uniforme (FONTE: Gerscovich, 2010).

2.6.1.1.2 - Efeito da água

A presença de nível freático no maciço segundo a Teoria de Rankine também foi considerada a partir de Gerscovich (2010).

Na existência de um nível freático, considera-se como se houvessem dois estratos, um acima do nível freático, de peso específico γ , e outro abaixo do nível freático, de peso específico γ_{sub} .

A Figura 13 apresenta o esquema de cálculo: o diagrama (1) é referente ao solo acima do nível freático (a tensão horizontal cresce com a profundidade até a altura do nível d'água; a partir daí, o diagrama permanece constante, pois o estrato superior pode ser considerado como uma sobrecarga uniformemente distribuída de valor $k\gamma(h-h_w)$). O diagrama (2) refere-se ao solo abaixo do nível freático. O diagrama (3) é o das pressões hidrostáticas.

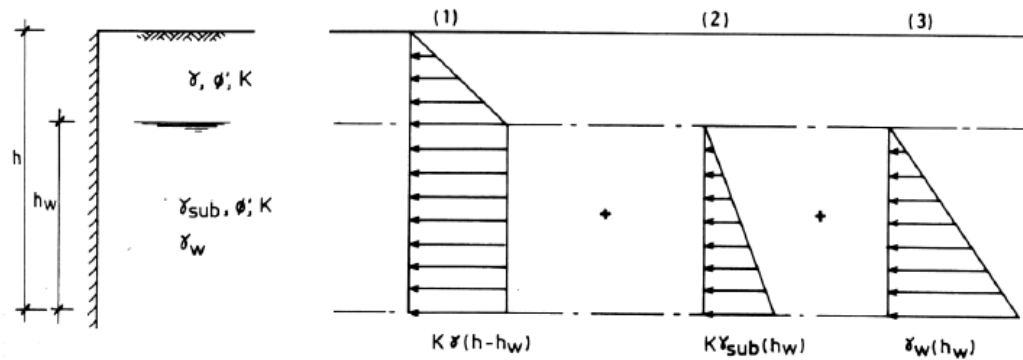


Figura 13 - Aplicação do Método de Rankine a maciços com nível freático (FONTE: Gerscovich, 2010).

A distribuição de tensões adotada para estimar o empuxo atuante na parede diafragma será baseada na envoltória de tensões proposta por Terzaghi e Peck para areias (Figura 14).

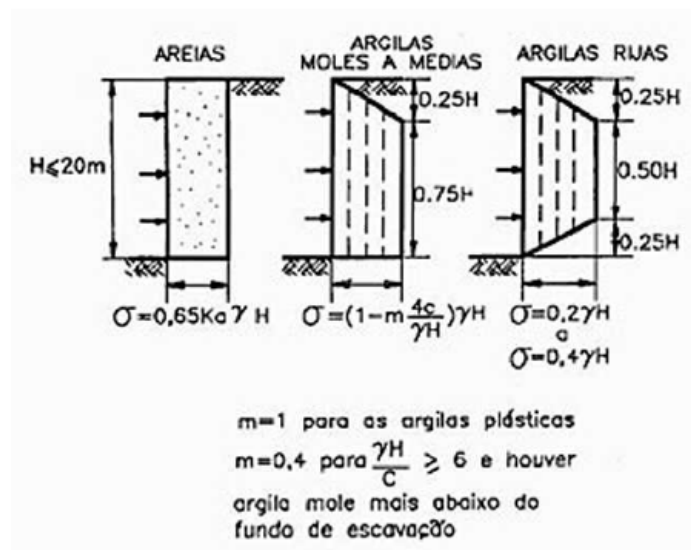


Figura 14 – Envoltórias aparentes de tensões propostas por Terzaghi e Peck (FONTE: Hachich *et al.*, 1998).

2.7 - Considerações quanto ao dimensionamento de paredes diafragma

Sendo uma parede de contenção, as paredes diafragma estão sempre submetidas a pelo menos dois esforços solicitantes: momentos fletores e forças cortantes (Hachich *et al.*, 1998).

Diante das características construtivas das paredes diafragma moldadas “in loco”, tem sido prática comum o seu dimensionamento à flexão considerando-se

apenas o momento fletor máximo, sem a decalagem do diagrama de momento fletor para posterior cobertura (Hachich *et al.*, 1998).

O esforço normal, geralmente não é considerado quando devido exclusivamente ao peso próprio do elemento, por ser de grandeza significativamente menor que as demais solicitações. Sua consideração torna-se obrigatória quando a parede servir de apoio para outros elementos, como lajes, vigas e coberturas de vala (Hachich *et al.*, 1998).

Com relação ao cisalhamento, as paredes diafragma são dimensionadas normalmente como uma viga, utilizando-se apenas estribos. Na distribuição das armaduras necessárias é comum a variação tanto do diâmetro da barra quanto do espaçamento ao longo da altura (Hachich *et al.*, 1998).

Cuidado especial deverá ser observado na disposição em planta dos estribos, de modo que ela não comprometa a passagem do tubo tremonha necessário para a concretagem dos painéis. Dependendo do comprimento do painel, pode ser necessária a utilização de mais de um tubo tremonha, para se garantir a qualidade da concretagem (Hachich *et al.*, 1998).

No caso em que se utiliza como escoramento a própria estrutura definitiva, as paredes diafragma podem ser executadas incorporando os ferros de espera das vigas e lajes.

2.8 - Escolha do tipo de escoramento

Os escoramentos podem ser constituídos de tirantes, estroncas, pela estrutura definitiva ou por uma combinação desses elementos.

Os tirantes são elementos lineares introduzidos no maciço terroso ancorados por meio de um trecho alargado, denominado bulbo e submetidos a esforços de tração. Apesar de proporcionarem significativa facilidade na etapa de escavação do terreno, sua instalação em terrenos vizinhos causa um grande inconveniente.

Já as estroncas, normalmente são utilizadas em situações em que a distância entre as paredes de contenção não é muito grande (aproximadamente menor que 12 m).

Geralmente, o escoramento proporcionado pela estrutura definitiva é mais econômico. No entanto, os custos das escavações com execução de outros serviços sob lajes e vigas, principalmente quando o "pé-direito" é reduzido, oneram o custo

das obras podendo anular a economia obtida pelo escoramento com a estrutura definitiva (Hachich *et al.*, 1998).

No caso em que se utiliza a própria estrutura definitiva (lajes e vigas do subsolo), as paredes-diafragma podem ser executadas incorporando os ferros de espera das vigas e lajes. A adoção da laje de cobertura da passagem como escoramento superior da estrutura de contenção apresenta inúmeras vantagens:

- Escoramento feito com a própria estrutura definitiva.

- Executada logo após os paramentos da contenção, permitirá, num prazo bem mais curto, a liberação do tráfego, ainda que de forma provisória sobre a passagem e permitirá, também, antecipar o início dos serviços de reurbanização (Hachich *et al.*, 1998).

A utilização da estrutura definitiva (lajes e vigas dos subsolos) como escoramento de uma contenção é, em alguns casos, a única solução plausível como, por exemplo, no escoramento de escavações profundas para implantação de vários subsolos quando não se tem permissão para instalar tirantes nos terrenos vizinhos (Hachich *et al.*, 1998).

Dadas as dificuldades executivas, pois os subsolos são constituídos de cima para baixo, os prazos de execução tendem a ser mais dilatados podendo, muitas vezes, comprometer o resultado final do empreendimento.

Para superar o problema de prazo quando este tipo de escoramento é adotado, costuma-se dimensionar os apoios intermediários, provisórias, não somente para sustentar o peso das vigas e lajes dos subsolos mas, também, para sustentar o peso da estrutura de outros andares superiores, e construir simultaneamente, os subsolos e a estrutura da edificação, reduzindo desta forma, o prazo total da obra.

CAPÍTULO III – PRÉ DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO DE DETENÇÃO

O pré-dimensionamento do reservatório de retenção resultará no máximo volume de água que caberá ao reservatório armazenar. A determinação deste valor se utilizou de dados presentes no RELATÓRIO CCT/LECIV/PCAM nº 66 (Maia *et al.* 2014), que contém um estudo hidrológico realizado no Bairro Meudon e apresenta além de outros dados, as capacidades de vazão do canal (que atravessa o Bairro) ao longo de um estaqueamento (realizado para fins de localização). Além disso, houve a necessidade de se determinar as vazões geradas pelo escoamento superficial ao longo do estaqueamento. Os pontos que possuem vazão excedente foram localizados através do resultado da diferença entre a vazão gerada pelo escoamento e a capacidade de vazão do canal, ao longo do estaqueamento.

A capacidade de vazão do canal foi obtida diretamente do Relatório e o cálculo da vazão gerada pelo escoamento se utilizou de alguns dados do mesmo.

O volume de água correspondente à vazão de escoamento foi obtido multiplicando-se a vazão de escoamento, em cada microbacia, pelo seu tempo de concentração correspondente.

O volume de água correspondente à capacidade de vazão do canal foi calculado multiplicando-se a capacidade de vazão por um tempo de concentração ponderado.

O tempo de concentração ponderado foi calculado pela média ponderada dos tempos de concentração com o volume gerado pelo escoamento. Com isso, obteve-se o tempo de concentração ponderado ao longo do estaqueamento. Assim, o tempo de concentração ponderado, em uma estaca *i*, foi calculado através da Equação 5:

$$t_i = \frac{(t_a \times V_a + t_b \times V_b + \dots + t_z \times V_z)}{V_{total}} \quad (5)$$

sendo t_a o tempo de concentração em uma microbacia *a*, na estaca *i*; V_a o volume gerado pelo escoamento na microbacia *a*, na estaca *i* (e assim por diante) e V_{total} o volume total gerado pelas microbacias na estaca *i*.

A Figura 15 ilustra a imagem fornecida pelo Google Earth do Bairro Meudon.



Figura 15 – Vista superior do Bairro Meudon (FONTE: *Google Earth*, 2014).

3.1 - Cálculo da capacidade de vazão do canal

Os valores e procedimentos de cálculo da capacidade de vazão do canal foram retirados do Relatório e serão aqui apresentados resumidamente.

Através do levantamento topográfico e do levantamento das seções internas do canal foi possível determinar a capacidade de vazão de cada trecho do canal, determinada pela fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} Am^{\frac{5}{3}} Pm^{-\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (6)$$

Na qual, Q é a vazão, em m^3/s ; Am é a área molhada, em m^2 ; Pm é o perímetro molhado, em m ; n é um parâmetro que depende da rugosidade da parede e fundo do canal e S é a pendente da linha d'água. Os valores de Am e Pm são determinados de acordo com as características geométricas de cada seção do canal (Tabela 3). A Tabela 4 resume os dados utilizados e os cálculos realizados para a obtenção capacidade de vazão do canal, presentes no Relatório.

Tabela 3 - Ilustração do cálculo de “m”, área molhada (Am), perímetro molhado (Pm) e raio hidráulico (RH).

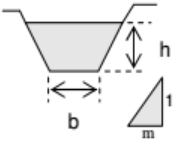
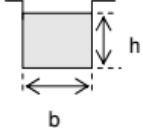
Geometria da seção	Área molhada (Am)	Perímetro molhado (Pm)	Raio hidráulico (Rh)
	$(b + mh)h$	$b + 2h\sqrt{1 + m^2}$	$\frac{(b + mh)h}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}$
	$b \cdot h$	$b + 2h$	$\frac{b \cdot h}{b + 2h}$

Tabela 4 – Cálculo da capacidade de vazão do canal.

Ponto de desc.	Estaca (m)		Distância (m)		Tipo de seção	Base (m)		Altura (m)	"m"	Pendente (%)	n	Área molhada Am (m²)	Perímetro molhado Pm (m)	Raio hidráulico RH (m²)	Capacidade de vazão (m³/s)
	Inteira	Fração	Parcial	Acumulada		inferior	superior								
0	0		0,0	0	retangular	3,0	3,0	2,80	0,00	2,00	0,018	8,40	8,60	0,98	64,97
---	0	8,5	8,5	9	trapezoidal	2,4	4,4	2,80	0,36	2,00	0,023	9,52	8,35	1,14	63,90
1	0	15,0	6,5	15	trapezoidal	2,4	4,4	2,80	0,36	2,00	0,023	9,52	8,35	1,14	63,90
---	0	19,0	4,0	19	retangular	3,0	3,0	2,80	0,00	2,00	0,018	8,40	8,60	0,98	64,97
---	1		1,0	20	retangular	3,0	3,0	2,80	0,00	2,00	0,018	8,40	8,60	0,98	64,97
---	2		20,0	40	retangular	3,0	3,0	2,80	0,00	2,00	0,018	8,40	8,60	0,98	64,97
---	3		20,0	60	trapezoidal	2,4	4,4	2,80	0,36	2,00	0,023	9,52	8,35	1,14	63,90
---	3	17,0	17,0	77	retangular	3,0	3,0	2,80	0,00	2,00	0,018	8,40	8,60	0,98	64,97
---	4		3,0	80	retangular	3,0	3,0	2,80	0,00	2,00	0,018	8,40	8,60	0,98	64,97
---	5		20,0	100	retangular	3,0	3,0	2,80	0,00	2,00	0,018	8,40	8,60	0,98	64,97
---	5	15,0	15,0	115	trapezoidal	2,4	4,4	2,80	0,36	2,00	0,023	9,52	8,35	1,14	63,90
---	6		5,0	120	trapezoidal	2,4	4,4	2,80	0,36	2,00	0,023	9,52	8,35	1,14	63,90
---	7		20,0	140	trapezoidal	2,4	4,4	2,80	0,36	2,00	0,023	9,52	8,35	1,14	63,90
---	8		20,0	160	trapezoidal	2,4	4,4	2,80	0,36	2,00	0,023	9,52	8,35	1,14	63,90
---	9		20,0	180	trapezoidal	2,4	4,4	2,80	0,36	2,00	0,023	9,52	8,35	1,14	63,90
---	10		20,0	200	trapezoidal	2,4	4,4	2,80	0,36	2,00	0,023	9,52	8,35	1,14	63,90
---	11		20,0	220	trapezoidal	2,4	4,4	2,80	0,36	2,00	0,023	9,52	8,35	1,14	63,90
---	11	13,0	13,0	233	retangular	3,0	3,0	2,80	0,00	1,80	0,018	8,40	8,60	0,98	61,69
2	11	17,5	4,5	238	retangular	3,0	3,0	2,80	0,00	1,80	0,018	8,40	8,60	0,98	61,69
---	12		2,5	240	retangular	3,0	3,0	2,80	0,00	1,80	0,018	8,40	8,60	0,98	61,69
---	13		20,0	260	retangular	3,0	3,0	2,80	0,00	1,80	0,018	8,40	8,60	0,98	61,69
---	13	13,0	13,0	273	trapezoidal	2,4	4,4	2,80	0,36	1,80	0,023	9,52	8,35	1,14	60,67
---	14		7,0	280	trapezoidal	2,4	4,4	2,80	0,36	1,80	0,023	9,52	8,35	1,14	60,67
---	14	7,5	7,5	288	retangular	2,4	2,4	2,90	0,00	1,80	0,018	6,96	8,20	0,85	46,54
---	15		12,5	300	retangular	2,4	2,4	2,90	0,00	1,80	0,018	6,96	8,20	0,85	46,54
---	15	12,5	12,5	313	retangular	2,4	2,4	2,90	0,00	1,80	0,018	6,96	8,20	0,85	46,54
---	16		7,5	320	retangular	2,4	2,4	2,90	0,00	1,80	0,018	6,96	8,20	0,85	46,54
---	16	12,4	12,4	332	retangular	2,4	2,4	1,80	0,00	1,80	0,018	4,32	6,00	0,72	25,89
---	17		7,6	340	retangular	2,4	2,4	1,80	0,00	1,80	0,018	4,32	6,00	0,72	25,89
---	18		20,0	360	retangular	2,4	2,4	1,80	0,00	1,80	0,018	4,32	6,00	0,72	25,89
---	19		20,0	380	retangular	2,4	2,4	1,80	0,00	1,80	0,018	4,32	6,00	0,72	25,89
---	19	2,2	2,2	382,2	elíptico	3,4	---	2,15	---	1,80	0,019	5,74	8,00	0,72	32,51
3	19	8,2	6,0	388,2	elíptico	3,4	---	2,15	---	1,80	0,019	5,74	8,00	0,72	32,51
---	19	12,2	10,0	392,2	retangular	3,4	3,4	2,15	0,00	1,80	0,018	7,31	7,70	0,95	52,67
---	20		7,8	400	retangular	3,4	3,4	2,15	0,00	1,80	0,018	7,31	7,70	0,95	52,67
---	21		20,0	420	retangular	3,4	3,4	2,15	0,00	2,58	0,018	7,31	7,70	0,95	63,01
---	21	5,5	5,5	426	retangular	4,4	4,4	2,90	0,00	2,58	0,018	12,76	10,20	1,25	132,20
---	22		14,5	440	retangular	4,4	4,4	2,90	0,00	2,58	0,018	12,76	10,20	1,25	132,20
---	22	15,0	15,0	455	retangular	2,4	2,4	2,00	0,00	2,58	0,018	4,80	6,40	0,75	35,36
---	23		5,0	460	retangular	2,4	2,4	2,00	0,00	2,58	0,018	4,80	6,40	0,75	35,36
---	24		20,0	480	retangular	2,4	2,4	2,00	0,00	2,58	0,018	4,80	6,40	0,75	35,36
---	24	7,0	7,0	487	retangular	2,4	2,4	1,30	0,00	2,58	0,018	3,12	5,00	0,62	20,33
---	25		13,0	500	retangular	2,4	2,4	1,30	0,00	2,58	0,018	3,12	5,00	0,62	20,33
---	26		20,0	520	retangular	2,4	2,4	1,30	0,00	2,58	0,018	3,12	5,00	0,62	20,33
---	27		20,0	540	retangular	2,4	2,4	1,30	0,00	2,58	0,018	3,12	5,00	0,62	20,33
---	27	10,0	10,0	550	retangular	2,2	2,2	1,70	0,00	2,58	0,018	3,74	5,60	0,67	25,50
---	28		10,0	560	retangular	2,2	2,2	1,70	0,00	2,58	0,018	3,74	5,60	0,67	25,50
---	29		20,0	580	retangular	2,2	2,2	1,70	0,00	2,58	0,018	3,74	5,60	0,67	25,50
---	29	12,6	12,6	593	retangular	2,3	2,3	1,40	0,00	2,58	0,018	3,22	5,10	0,63	21,15
---	30		7,4	600	retangular	2,3	2,3	1,40	0,00	2,58	0,018	3,22	5,10	0,63	21,15
4	30	4,3	4,3	604	retangular	2,3	2,3	1,40	0,00	2,58	0,018	3,22	5,10	0,63	21,15
---	30	8,5	4,2	609	retangular	3,7	3,7	2,00	0,00	0,41	0,018	7,30	7,65	0,95	25,20
---	31		11,5	620	retangular	2,3	3,7	2,00	0,74	0,41	0,018	7,56	7,28	1,04	27,64
---	31	5,3	5,3	625	retangular	3,5	3,7	2,25	5,93	0,41	0,018	37,88	30,54	1,24	155,70
---	32		14,7	640	retangular	3,5	3,7	2,25	5,93	0,41	0,018	37,88	30,54	1,24	155,70
---	32	4,5	4,5	645	retangular	3,7	3,7	1,30	0,00	0,41	0,018	4,81	6,30	0,76	14,31
---	32	12,8	8,3	653	retangular	2,1	2,1	1,80	0,00	0,53	0,018	3,78	5,70	0,66	11,67
---	33		7,2	660	retangular	2,1	2,1	1,80	0,00	0,53	0,018	3,78	5,70	0,66	11,67
---	33	3,9	3,9	664	retangular	2,1	2,1	1,80	0,00	0,53	0,018	3,78	5,70	0,66	11,67
---	33	12,5	8,6	673	retangular	2,1	2,1	1,80	0,00	0,53	0,018	3,78	5,70	0,66	11,67
---	34		7,5	680	retangular	2,1	2,1	1,80	0,00	0,53	0,018	3,78	5,70	0,66	11,67

Tabela 4 – Continuação.

Ponto de desc.	Estaca (m)		Distância (m)		Tipo de seção	Base (m)		Altura (m)	"m"	Pendente (%)	n	Área molhada Am (m²)	Perímetro molhado Pm (m)	Raio hidráulico RH (m²)	Capacidade de vazão (m³/s)
	Inteira	Fração	Parcial	Acumulada		inferior	superior								
5	34	12,5	12,5	693	trapezoidal	4,0	5,0	2,70	0,74	0,53	0,023	16,20	10,72	1,51	67,78
---	35		7,5	700	trapezoidal	6,2	7,2	2,40	0,83	0,53	0,023	19,68	12,45	1,58	84,86
---	35	4,8	4,8	705	retangular	4,5	4,5	2,80	0,00	0,99	0,018	12,60	10,10	1,25	80,75
---	35	9,8	5,0	710	trapezoidal	7,8	9,8	2,40	0,42	0,99	0,023	21,12	13,00	1,62	126,33
6	35	14,0	4,2	714	trapezoidal	7,8	9,8	2,40	0,42	0,99	0,023	21,12	13,00	1,62	126,33
---	35	18,0	4,0	718	trapezoidal	7,8	9,8	2,40	0,42	0,99	0,023	21,12	13,00	1,62	126,33
---	36		2,0	720	trapezoidal	7,8	9,8	2,40	0,42	0,99	0,023	21,12	13,00	1,62	126,33
7	36	6,5	6,5	727	trapezoidal	7,8	9,8	2,40	0,42	0,99	0,023	21,12	13,00	1,62	126,33
---	37		13,5	740	trapezoidal	3,5	5,5	2,50	2,50	0,99	0,023	24,38	16,96	1,44	134,34
---	37	3,2	3,2	743	retangular	4,3	4,3	2,00	0,00	0,99	0,018	8,60	8,30	1,04	48,70
---	37	8,4	5,2	748	trapezoidal	3,5	5,5	2,50	0,40	0,99	0,023	11,25	8,89	1,27	56,99
---	37	12,5	4,1	753	trapezoidal	3,5	5,5	2,50	0,40	0,99	0,023	11,25	8,89	1,27	56,99
8	38		7,5	760	trapezoidal	3,5	5,5	2,50	0,40	0,99	0,023	11,25	8,89	1,27	56,99
---	39		20,0	780	trapezoidal	3,5	5,5	2,50	0,40	0,99	0,023	11,25	8,89	1,27	56,99
---	40		20,0	800	trapezoidal	3,5	5,5	2,50	0,40	0,99	0,023	11,25	8,89	1,27	56,99
---	40	4,5	4,5	805	retangular	3,9	3,9	2,70	0,00	0,99	0,018	10,53	9,30	1,13	63,26
---	42	16,4	16,4	856	retangular	3,7	3,7	2,80	0,00	0,99	0,018	10,36	9,30	1,11	61,57
---	43		3,7	860	retangular	3,7	3,7	2,80	0,00	0,99	0,018	10,36	9,30	1,11	61,57
---	43	4,2	4,2	864	retangular	3,5	5,5	2,50	0,40	0,17	0,018	11,25	8,89	1,27	29,80
---	44		15,9	880	retangular	4,5	6,5	1,80	0,56	0,17	0,018	9,90	8,62	1,15	24,58
---	44	5,2	5,2	885	retangular	4,5	4,5	1,80	0,00	0,17	0,018	8,10	8,10	1,00	18,33
---	44	9,4	4,2	889	retangular	4,5	6,5	1,80	0,56	0,17	0,018	9,90	8,62	1,15	24,58
---	45		10,7	900	retangular	4,5	6,5	1,80	0,56	0,17	0,018	9,90	8,62	1,15	24,58
9	45	3,5	3,5	904	retangular	4,5	6,5	1,80	0,56	0,17	0,018	9,90	8,62	1,15	24,58
10	45	4,0	0,5	904	retangular	4,5	6,5	1,80	0,56	0,17	0,018	9,90	8,62	1,15	24,58
---	45	13,5	9,5	914	retangular	2,9	2,9	2,90	0,00	3,00	0,018	8,41	8,70	0,97	79,12
---	46		6,5	920	retangular	2,9	2,9	2,90	0,00	3,00	0,018	8,41	8,70	0,97	79,12
---	47		20,0	940	retangular	2,9	2,9	2,90	0,00	3,00	0,018	8,41	8,70	0,97	79,12
---	48		20,0	960	retangular	2,9	2,9	2,90	0,00	3,00	0,018	8,41	8,70	0,97	79,12

Descrição dos elementos da Tabela 4:

- *Ponto de desc.*: Pontos de descarga presentes ao longo do estaqueamento;
- *Estaca (inteira e fração)*: apresenta os valores do estaqueamento realizado ao longo do canal;
- *Distância (parcial e acumulada)*: representa a distância medida ao longo do estaqueamento;
- *Tipo de seção*: apresenta se a seção é retangular ou trapezoidal;
- *Base (inferior e superior)*: corresponde à largura inferior e superior da seção transversal do canal;
- *Altura*: altura da seção transversal do canal;
- *"m"*: dado utilizado em seções trapezoidais, ilustrado na Tabela 3;
- *Pendente*: inclinação do fundo do canal;
- *n*: coeficiente de rugosidade do canal;
- *Área molhada, perímetro molhado e raio hidráulico*: ilustrados na Tabela 3;
- *Capacidade de vazão*: obtida pela Equação 6.

3.2 - Cálculo da vazão gerada pelo escoamento

O cálculo da vazão gerada pelo escoamento é apresentado no CD anexo a este projeto, cujo arquivo é intitulado “vazao de escoamento”. Previamente apresenta-se algumas definições que contribuem para a compreensão do processo de cálculo.

No cálculo da vazão de escoamento considerou-se um tempo de concentração para cada microbacia, e que também varia ao longo do estaqueamento; isso resultou em uma variação de vazões ao longo do estaqueamento para cada microbacia; a vazão total em cada estaca foi considerada como sendo o somatório das vazões obtidas em cada microbacia, estaca por estaca.

3.2.1 - Vazão

Segundo classificação do DNIT (ISF 208), a bacia hidrográfica em estudo pode ser classificada como intermediária, pois possui área aproximadamente igual a 4km² (menor que 10km²). Com isso, o cálculo da vazão de escoamento é realizado pelo Método Racional:

$$Q = \frac{C i A}{36 \times 10^4} \quad (7)$$

No qual, Q é a descarga de contribuição em m³/s; C é o coeficiente de escoamento superficial *run-off*, adimensional, fixado de acordo com o complexo solo cobertura vegetal e declividade do terreno; i é a intensidade de precipitação em cm/h, e A é a área de descarga em m².

3.2.2 - Coeficiente *run-off*

Os valores utilizados para o coeficiente de escoamento c neste projeto, ou *run-off* foram baseados nos fornecidos pelas Tabelas 5, 6, e 7 e são listados abaixo:

- Áreas edificadas: $c = 0,55$
- Áreas florestais: $c = 0,17$
- Industriais: $c = 0,83$

Tabela 5 – Valores do coeficiente de escoamento, segundo o manual de drenagem do DNIT.

Características da superfície	Coeficiente de escoamento
Revestimento de concreto de cimento portland	0,70 – 0,90
Revestimento betuminoso	0,80 – 0,95
Revestimento primário	0,40 – 0,60
Solos sem revestimento com baixa permeabilidade	0,40 – 0,65
Solos sem revestimento com permeabilidade moderada	0,10 – 0,30
Taludes gramados	0,50 – 0,70
Prados e campinas	0,10 – 0,40
Áreas florestais	0,10 – 0,25
Terrenos cultivados em zonas altas	0,15 – 0,40
Terrenos cultivados em vales	0,10 – 0,30

Tabela 6 - Valores do coeficiente de escoamento conforme as características de urbanização da bacia, segundo Wilken (1978).

Zonas	Valores de C
De edificação muito densa: partes centrais densamente construídas de uma cidade com ruas e calçadas pavimentadas;	0,70 a 0,95
De edificação não muito densa: partes adjacentes ao centro, de menor densidade de habitações, mas com ruas e calçadas pavimentadas;	0,60 a 0,70
De edificação com pouca superfície livre: partes residenciais com construções cerradas, ruas pavimentadas;	0,50 a 0,60
De edificação com muitas superfícies livres: partes residenciais tipo cidade-jardim, ruas macadamizadas ou pavimentadas;	0,25 a 0,50
De subúrbios com alguma edificação: partes de arredores com pequena densidade de construções;	0,10 a 0,25
De matas, parques e campos de esporte: partes rurais, áreas verdes, superfícies arborizadas, parques e campos de esporte sem pavimentação.	0,05 a 0,20

Tabela 7 - Valores do coeficiente de escoamento baseados nas características das diversas superfícies presentes na bacia segundo Villela e Mattos (1980).

Zonas	Valores de C
Telhados perfeitos sem fuga;	0,70 a 0,95
Superfícies asfaltadas em bom estado;	0,85 a 0,90
Pavimentação de paralelepípedos, ladrilhos ou blocos de madeira com juntas bem tomadas;	0,70 a 0,85
Para superfícies anteriores sem as juntas tomadas;	0,50 a 0,70
Pavimentação de blocos inferiores sem as juntas tomadas;	0,40 a 0,50
Estradas macadamizadas;	0,25 a 0,60
Estradas e passeios de pedregulho;	0,15 a 0,30
Superfícies não-revestidas, pátios de estradas de ferro e terrenos descampados, parques, jardins, dependendo da declividade;	0,10 a 0,30
Do solo na natureza e do subsolo.	0,01 a 0,20

3.2.3 - Tempo de concentração

Por definição, o tempo de concentração pode ser entendido como o intervalo de tempo, a partir do início de uma precipitação, necessário para que toda a bacia hidrográfica contribua para o escoamento superficial no seu exutório (Farias Júnior e Botelho, 2011).

Consiste em um parâmetro essencial para a estimativa de vazões máximas e entra no cálculo da intensidade de precipitação. Para este projeto, o cálculo do tempo de concentração será feito com base no procedimento descrito em “Instruções técnicas para elaboração de estudos hidrológicos e dimensionamento hidráulico de sistemas de drenagem urbana”, que

[...] tem como objetivo principal orientar, estabelecer parâmetros e diretrizes que deverão ser utilizados no dimensionamento, detalhamento e apresentação dos projetos e cadastros de obras de greide e de sistemas de micro e macrodrenagem no Município do Rio de Janeiro, buscando amparar técnica e legalmente as decisões dos projetistas e da fiscalização, segundo critérios preconizados pela Subsecretaria de Gestão de Bacias Hidrográficas (RIO-ÁGUAS, 2010).

Segundo essas Instruções, as parcelas do tempo de concentração poderão ser calculadas pela fórmula de George Ribeiro ou pela fórmula de Kirpich, relativas ao percurso sobre o talvegue e pela fórmula de Kerby, relativa ao percurso sobre o

terreno natural; para canais, recomenda-se a adoção do Método Cinemático. O tempo de concentração adotado não deverá ser inferior a 5 minutos.

Como este projeto contempla o dimensionamento de um reservatório de detenção em um Bairro que se utiliza de um sistema de galerias pluviais, o tempo de concentração (t_c) será determinado a partir da soma de tempos distintos:

$$t_c = t_e + t_p \quad (8)$$

Nesse caso, t_e é o tempo de entrada (tempo gasto pelas chuvas caídas nos pontos mais distantes da bacia para atingirem o primeiro ralo ou seção considerada) e t_p é o tempo de percurso (tempo de escoamento dentro da galeria ou canal, calculado pelo Método Cinemático).

O tempo de entrada, t_e , pode também ser subdividido em parcelas:

$$t_e = t_1 + t_2 \quad (9)$$

onde t_1 é o tempo de escoamento superficial no talvegue (tempo de escoamento das águas pelo talvegue até alcançar o primeiro ralo ou seção considerada), que será calculado pela equação de George Ribeiro e t_2 é o tempo de percurso sobre o terreno natural (tempo de escoamento das águas sobre o terreno natural, fora dos sulcos, até alcançar o ponto considerado do talvegue), que será calculado pela equação de Kerby.

No cálculo de t_1 , segue a equação proposta por George Ribeiro:

$$t_1 = \frac{(16L)}{(1,05-0,2p)(100I)^{0,04}} \quad (10)$$

onde L é o comprimento do talvegue em km; p representa a relação entre a área com cobertura vegetal e a área total da bacia e I representa a declividade média do talvegue principal em m/m.

Vale ressaltar que segundo Farias Júnior e Botelho (2011), a formulação de George Ribeiro é a mais adotada pelo INEA (órgão gestor de recursos hídricos do Estado do Rio de Janeiro). Além disso, foi a que apresentou melhor resultado, comparada ao método gráfico, quando aplicada à estimativa do tempo de concentração da bacia do Rio Cônego, município de Nova Friburgo/RJ, também no

trabalho de Farias Júnior e Botelho (2011). A bacia do Rio Cônego apresenta características semelhantes à bacia do Rio Meudon, como clima tropical de altitude, com verões brandos e chuvosos e relevo montanhoso.

Para o cálculo de t_2 , a equação de Kerby fornece a seguinte expressão:

$$t_2 = 1,44 \left[L_2 C_k \left(\frac{1}{S_2^{0,5}} \right) \right]^{0,47} \quad (11)$$

onde L_2 é o comprimento do percurso considerado, em km; C_k é o coeficiente determinado pela Tabela 8 e S_2 é a declividade média do terreno;

Tabela 8 - Coeficiente C_k - equação de Kerby.

Tipo de superfície	C_k
Lisa e impermeável	0,02
Terreno endurecido e desnudo	0,10
Pasto ralo, terreno cultivado em fileiras e superfície desnuda, moderadamente áspera	0,20
Pasto ou vegetação arbustiva	0,40
Mata de árvores decíduas	0,60
Mata de árvores decíduas tendo o solo recoberto por espessa camada de detritos vegetais	0,80

A parcela do tempo de concentração correspondente ao tempo de percurso (t_p) é calculada pela expressão seguinte, considerada no Método Cinemático:

$$t_p = 16,67 \frac{L_i}{v_i} \quad (12)$$

Na expressão t_p é o tempo de percurso, em min; L_i é o comprimento do talvegue (trechos homogêneos), em km e V_i é a velocidade do trecho considerado, em m/s.

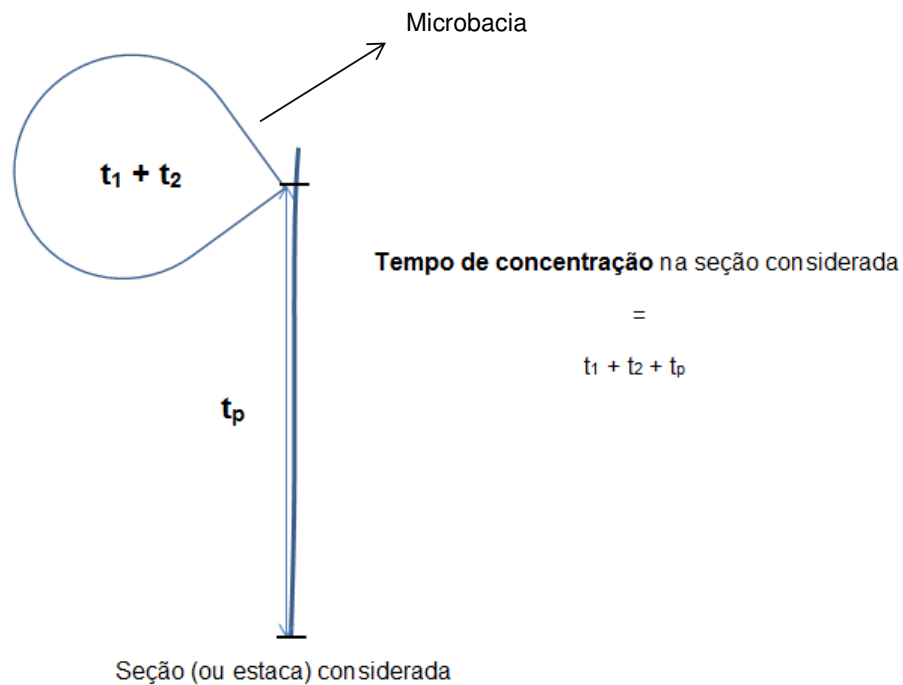


Figura 16 - Cálculo do tempo de concentração de uma microbacia genérica em uma seção ou estaca considerada.

3.2.4 - Intensidade de precipitação

Os parâmetros necessários para o cálculo da intensidade de precipitação foram obtidos através do programa Pluvio 2.1 (GPRH, 2006). Este programa utiliza a base de dados nacional de estações meteorológicas e procedimentos de interpolação para coordenadas geográficas específicas. As coordenadas foram retiradas através de um aparelho de GPS. A Figura 17 apresenta os resultados da interpolação feita pelo programa utilizando as coordenadas da região de estudo. Como resultado são apresentados os parâmetros da equação da chuva a serem utilizados.

LOCALIZAÇÃO:

Localidade: Não definida **Estado:** Rio de Janeiro

Latitude: 22°26'01"

Longitude: 42°56'47"

PARÂMETROS DA EQUAÇÃO:

K: 9747,769

a: 0,212

b: 41,600

c: 1,140

MAPA DE LOCALIZAÇÃO:

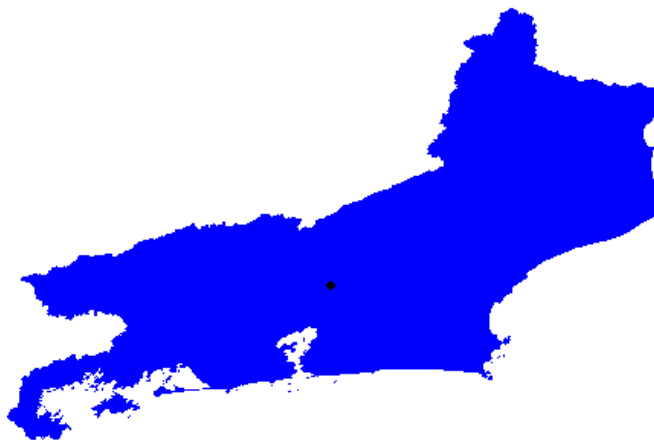


Figura 17 - Relatório da interpolação do programa Pluvio 2.1 para a área em estudo.

A intensidade de precipitação pode ser calculada através da Equação 13, que é a equação IDF (intensidade, duração e frequência):

$$i = \frac{k TR^a}{(tc + b)^c} \quad (13)$$

Na referida equação i é a intensidade pluviométrica em mm/h; k , a , b e c são os parâmetros apresentados na Figura 17; TR é o tempo de recorrência em anos; e tc é o tempo de concentração em minutos.

Para este projeto será utilizado um tempo de recorrência igual a 25 anos.

3.3 - Definição da configuração do reservatório

O volume do reservatório foi determinado como sendo igual a 25875,73 m³. Com isso, optou-se por fazer um reservatório de seção quadrada, com relação comprimento x largura igual a 50 x 50 m o que resultou em profundidade útil igual 10,50 m.

Antes de fazer a modelagem do problema no SIGMA/W 2004, foi necessário estimar algumas dimensões das estruturas do reservatório, que serão verificadas na etapa de dimensionamento, no Capítulo 5:

- Para as lamelas da parede diafragma e estacas barrete definiu-se uma seção transversal com 2,5 m de comprimento e 0,40 m de largura, que consiste em uma dimensão executável por equipamentos disponíveis no mercado;

- Para as lajes definiu-se dimensões comprimento x largura iguais a 50 x 50 m e uma espessura de 0,40 m;

- A altura das lamelas das paredes diafragma e das estacas barrete foi definida como sendo igual à altura útil do reservatório, 10,5 m, acrescida da espessura das lajes e da altura de ficha, que foi dimensionada com o objetivo de impedir o levantamento de fundo do reservatório, contribuindo com a geração de atrito solo/elemento estrutural.

3.3.1 - Resistência ao levantamento de fundo do reservatório devido ao empuxo d'água – cálculo da altura de ficha

O empuxo d'água exercido sobre o reservatório devido ao volume de água retirado na construção do reservatório pode provocar um levantamento de fundo do mesmo. Os esforços resistentes a esse levantamento podem ser fornecidos pelo peso do reservatório (lajes, paredes diafragma e estacas barrete) acrescido da parcela devida ao atrito lateral, que acima da escavação é desenvolvido ao longo de um dos lados da parede diafragma e abaixo da escavação é desenvolvido ao longo das fichas da parede diafragma e das estacas barrete.

A Tabela 9 apresenta os cálculos realizados para verificar os esforços atuantes e resistentes ao levantamento de fundo. Esses cálculos foram essenciais

para estimar uma altura de ficha necessária para as paredes diafragma e estacas barrete. Considerou-se um coeficiente de segurança satisfatório igual a 2.

O peso específico do concreto adotado foi igual a 2,5 tf/m³.

No cálculo da resistência ao levantamento de fundo do reservatório devido ao atrito lateral, utilizou-se a segunda parcela da equação proposta pelo Método de Aoki e Velloso (1975) para o cálculo de capacidade de carga axial de fundações profundas, correspondente à parcela de resistência devida ao atrito lateral:

$$Q_{ult} = A \frac{kN}{F_1} + \left(U \sum \frac{\alpha kN}{F_2} \Delta l \right) \quad (14)$$

onde F_1 e F_2 são fatores de escala e execução; k e α variam com o tipo de solo; U é o perímetro da estaca; N é o número de golpes obtidos do ensaio SPT na camada de altura Δl .

Os valores de k e α , F_1 e F_2 utilizados foram os adotados por Aoki e Velloso (1975), disponíveis em Velloso e Lopes (2002).

O empuxo devido à água é igual ao peso de volume de água deslocado, ou seja, o volume do reservatório. O peso específico da água foi considerado como sendo igual a 1 tf/m³.

Como resultado dos cálculos realizados, optou-se por utilizar 25 pilares e 30 estacas de ancoragem com altura de ficha igual a 21 metros.

Serão chamados de pilares as estacas barrete que estão presentes ao longo da profundidade do reservatório e que também possuem ficha, e de estacas de ancoragem as estacas barrete que serão concretadas somente abaixo da cota da última escavação, utilizadas essencialmente para contribuir com o impedimento do levantamento de fundo do reservatório.

Quanto ao desenvolvimento de atrito ao longo da parede diafragma, foi considerado nos cálculos apenas aquele desenvolvido na ficha.

Tabela 9 – Planilha utilizada no cálculo da altura de ficha necessário para equilibrar o empuxo d'água.

Peso do reservatório (sem as fichas)					
	Quant.	Altura (m)	Largura (m)	Espes. (m)	Vol. (m ³)
Parede	4,00	12,10	50,00	0,40	968,00
Lajes	4,00	50,00	50,00	0,40	4000,00
Pilares	41,00	10,50	2,50	0,40	430,50
Peso total (tf)					13496,25

Peso das fichas					
	Quant.	Altura (m)	Largura (m)	Espes. (m)	Vol. (m ³)
Parede	4,00	21,00	50,00	0,40	1680,00
Pilares	71,00	21,00	2,50	0,40	1491,00
Peso total (tf)					7927,50

Resistência devida ao atrito lateral					
	Quant.	Altura (m)	Largura (m)	Perím. (m)	Área (m ²)
Parede (ficha)	-	21,00	-	400,00	8400,00
Pilares (ficha)	71,00	21,00	-	5,80	8647,80
α	0,014	Resistência atrito (tf)			39778,20
k (tf/m ²)	100				
N	10				
F2	6				

Resistência total (tf) 61201,95

Força de levantamento de fundo no reservatório devido ao empuxo (peso do volume de água deslocado)			
Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Volume (m ³)
50,00	50,00	12,10	30250,00
Peso total (tf)			30250,00

FS 2,0

Como resultado dos cálculos realizados, as paredes diafragma, pilares e estacas de ancoragem terão altura de ficha igual a 21 m.

3.3.2 – Sistema de captação

O cálculo do sistema de captação consistiu em calcular as vazões excedentes ao longo do estaqueamento (pela diferença entre a vazão de escoamento e a capacidade de vazão do canal) e assim localizar estrategicamente alguns pontos do canal para realizar o desvio dessa vazão excedente para o reservatório. O processo

de cálculo é apresentado na tabela presente no CD em anexo a este projeto, cujo arquivo é intitulado “sistema de captacao” e a indicação dos pontos de captação e valores de vazão correspondentes são apresentados na Planta 01 também no CD em anexo.

Na tabela mencionada “sistema de captacao”, a coluna “vazão de escoamento” representa a soma das vazões geradas pelas microbacias ao longo do estaqueamento, obtidas através da soma das vazões “Q” de cada microbacia apresentadas no arquivo “vazao de escoamento”. Já a coluna “capacidade de vazão” foi retirada da Tabela 4.

Além disso, no CD em anexo também são apresentadas as plantas:

- Planta 02: Etapas de execução do reservatório de detenção;
- Planta 03: Planta de forma do reservatório;
- Planta 04: Planta de forma do reservatório;
- Planta 05: Vistas e cortes do reservatório;
- Planta 06: Detalhamento da parede diafragma.

CAPÍTULO IV – CÁLCULO NUMÉRICO

4.1 – Características

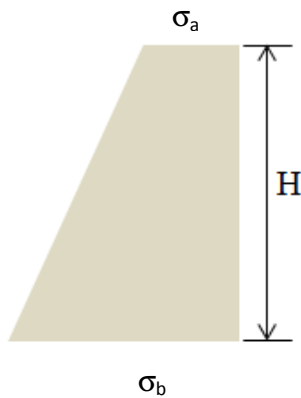
O SIGMA/W é um programa de elementos finitos que pode ser utilizado para fazer análises de tensões e deformações de estruturas de terra. Permite modelar a interação solo-estrutura utilizando elementos de barra ou viga. Os elementos de viga tem rigidez à flexão e os elementos de barra somente rigidez axial.

Há a possibilidade de considerar construção em estágios, em que regiões do solo podem ser ativadas ou desativadas em diferentes estágios, em um mesmo arquivo de projeto. Permite ainda fazer múltiplas análises em um único projeto.

Através do método dos elementos finitos obtêm-se os esforços atuantes nos elementos da estrutura, parede diafragma, lajes e estacas barrete, como momentos fletores e forças axiais, necessários ao dimensionamento estrutural desses elementos, que consiste no principal objetivo dessa modelagem. Permite o incremento das etapas de execução da estrutura e por fim, a avaliação do comportamento da estrutura ao longo do processo construtivo.

Para a elaboração da modelagem numérica, a parede diafragma, as estacas barrete e as lajes serão analisadas como elementos de viga (*beam*). Os dados de entrada são equivalentes por metro comprimento da parede diafragma, lajes, pilares e estacas. É necessário inserir área e momento de inércia (A e I), como dados geométricos das seções transversais, e o módulo de elasticidade do material (E), como dado de rigidez. Tendo fornecido estes dados, o programa calcula a rigidez axial (EA) e flexional (EI) do elemento.

Para fins de comparação com os esforços fornecidos pelo cálculo numérico, calculou-se o empuxo atuante na parede diafragma com base na Teoria de Rankine e na Trajetória Aparente de Tensões proposta por Terzaghi e Peck.



$$\sigma_a = 0,65k_a\gamma_{sub}H + k_aq$$

$$\sigma_b = \sigma_a + \gamma_w H$$

Sendo k_a o coeficiente de empuxo ativo determinado pela Teoria de Rankine; γ_{sub} o peso específico submerso do solo; H a altura considerada; q a sobrecarga adotada e γ_w o peso específico da água.

Dados necessários:

γ : 18 kN/m³

γ_{sub} : 8 kN/m³

γ_w : 10 kN/m³

ϕ (°): 30

q^* : 25 kN/m²

H: 12,10 m

Coeficiente de empuxo ativo (k_a) segundo a Teoria de Rankine:

$$k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\Phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2}\right) = 0,33$$

Com base nesses dados, obteve-se para σ_a o valor de 28,26 kN/m² e para σ_b 149,26 kN/m².

Adiante será apresentado o gráfico de empuxo fornecido por programa de elementos finitos.

4.2. Modelagem Numérica

Definiu-se uma seção transversal do reservatório que fosse representativa do comportamento do mesmo como um todo.

A região da modelagem foi definida como ilustra a Figura 18. Como o problema é simétrico, somente é apresentada metade da região. Para além das paredes diafragma, na horizontal, foi definida uma distância de 30 m e abaixo da

base das fichas uma distância de 5 m, pois há fortes indícios de que o nível impenetrável esteja próximo.

O desenvolvimento de atrito ao longo das fichas das estacas/parede foi simulado no programa através do lançamento de elementos de barra com esforços definidos com base nos valores calculados na Tabela 9, só que para faixas de 1m.

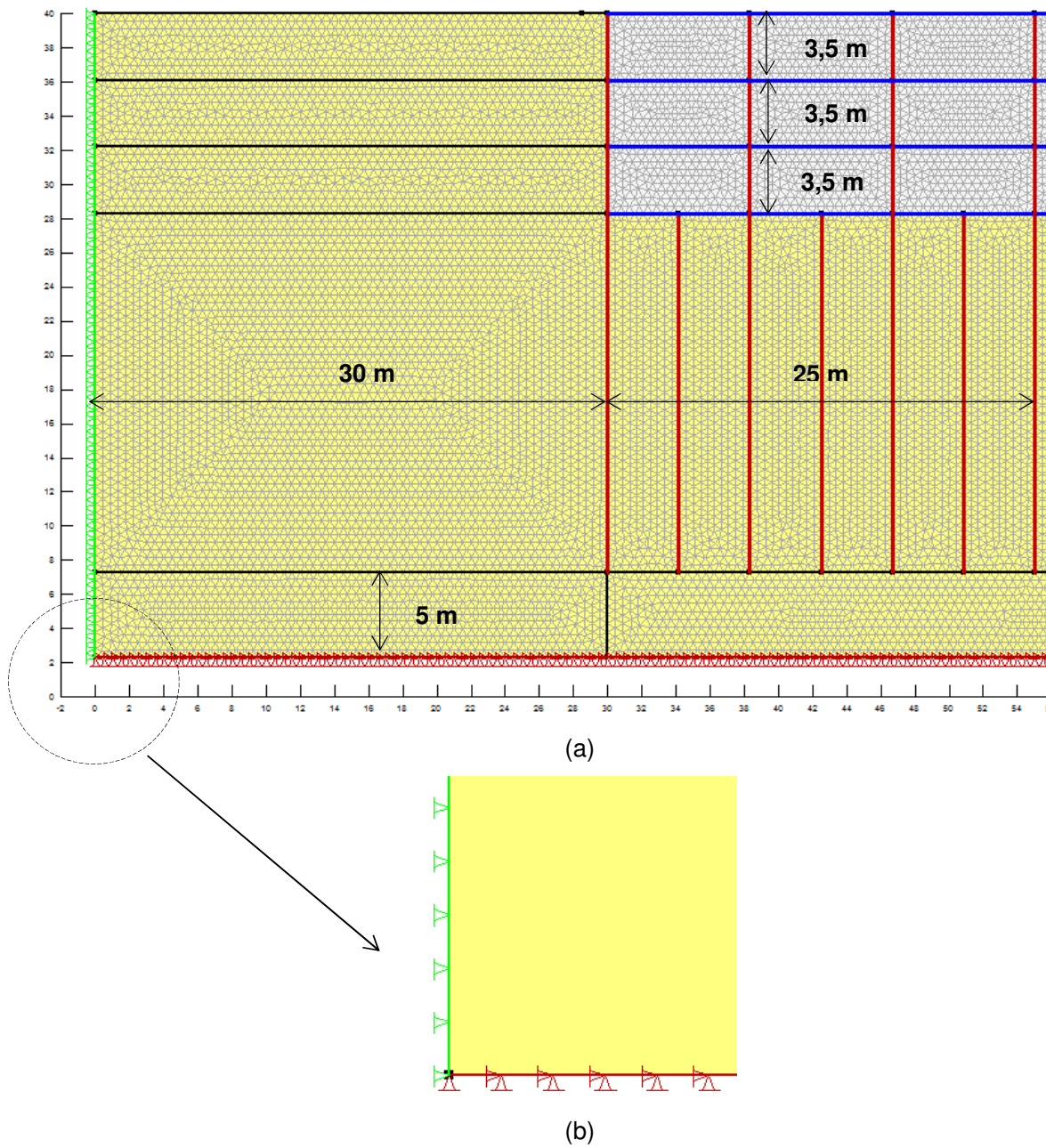


Figura 18 - Modelagem do reservatório de detenção. (a) Região da modelagem. (b) Condições de contorno: apoio nas laterais para limitar o deslocamento na horizontal e na base para limitar o deslocamento vertical e horizontal.

Optou-se por fazer uma análise em termos de tensões totais, mesmo considerando material areia, por não se dispor de investigação detalhada do material ao longo do qual será construído o reservatório de detenção.

A seguir é descrito como foi feito o lançamento das características dos materiais no SIGMA/W.

4.2.1 - Definição dos materiais

4.2.1.1 - *Material solo*

O material a ser escavado foi estimado como sendo uma areia medianamente compacta, com comportamento elástico-linear. A Tabela 10 reúne as principais características necessárias à modelagem.

Tabela 10 – Características da areia em estudo.

Denominação	Peso específico (kN/m³)	E (kPa)	v
Areia	18	40000	0,3

4.2.1.2 - *Elementos estruturais*

Como os dados de entrada são equivalentes por metro comprimento da parede diafragma, e considerando as dimensões estimadas para o dimensionamento do reservatório no Capítulo 3, considera-se uma seção transversal de 0,4 m² para a parede diafragma, estacas e lajes, levando em conta espessura de 0,4 m e largura de 1 m para esses elementos.

Além disso, tiveram de ser lançados no Programa o momento de inércia da seção considerada anteriormente e o módulo de elasticidade do concreto que comporá as paredes diafragma, estacas barrete e lajes. O módulo de elasticidade foi tomado como sendo igual a 35000000 kPa, seção transversal igual a 0,4 m² e momento de inércia de 0,0053 m⁴.

4.2.2 - Análise em etapas

- Estado inicial de tensões (Figura 19): foi definida a posição do nível freático;

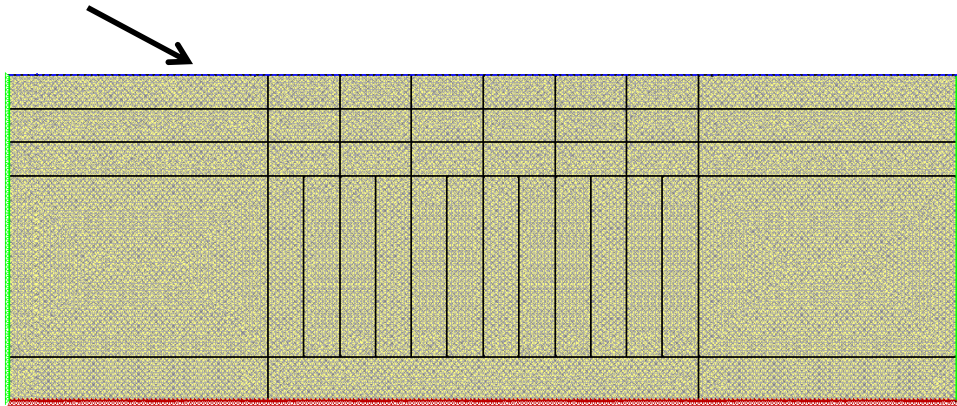


Figura 19 - Estado inicial de tensões.

- Sobrecarga (Figura 20): foi definida uma sobrecarga com largura de 1,5 m com magnitude de 40 kN/m², uma sobrecarga com largura infinita de 10 kN/m² e uma com 25 kN/m² no centro do reservatório, simulando o peso dos equipamentos sobre a laje, conforme sugerido no Item 2.5.1.3;

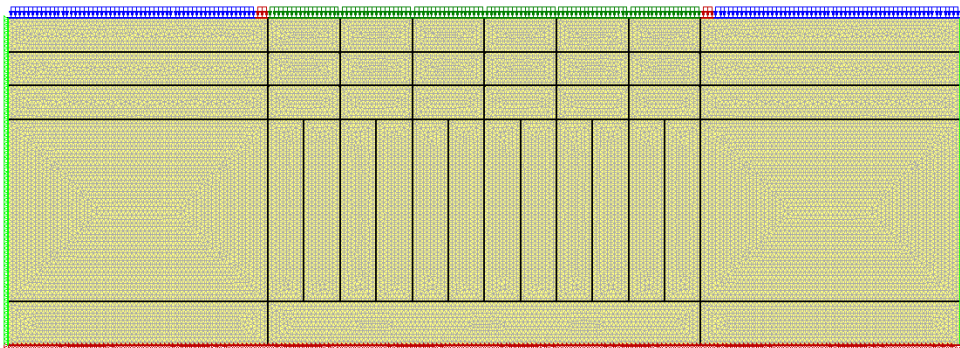


Figura 20 - Definição das sobrecargas.

- Primeira escavação (Figura 21): Lançou-se a parede diafragma, os pilares, a primeira laje e efetuou-se a primeira escavação. Em todas as etapas de escavação, com a retirada de uma camada de solo, simulou-se o alívio do solo (vertical), e também da água (lateral), cujos valores correspondem à pressão antes exercida pelo solo e pela água no nível em análise; como as escavações tem alturas iguais, os valores são iguais nas três etapas de escavação.



Figura 21 – Primeira escavação.

- Segunda escavação (Figura 22): Lançamento da segunda laje e simulação da segunda escavação (a seguir).

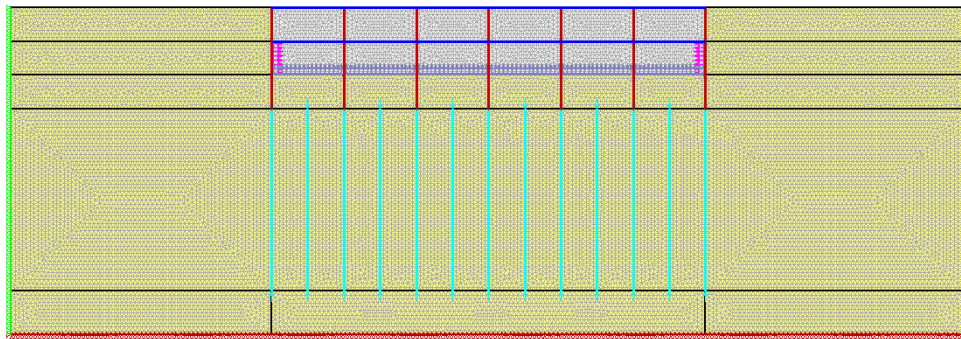


Figura 22 – Segunda escavação.

- Terceira escavação (Figura 23): Lançamento da terceira laje e simulação da terceira escavação.

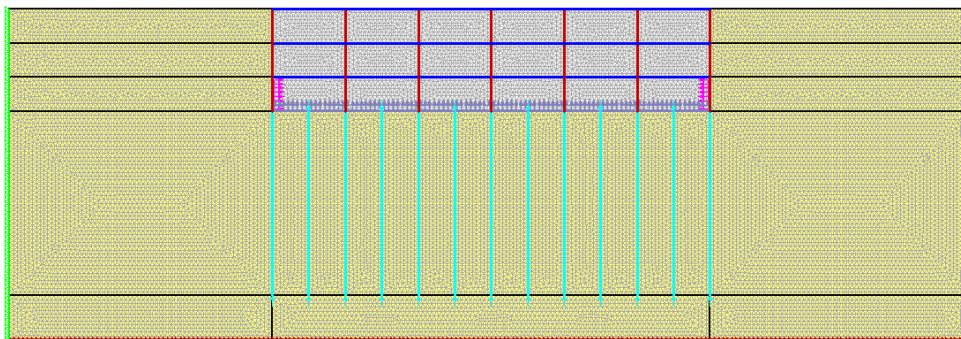


Figura 23 – Terceira escavação.

- “Fim” (Figura 24): Lançamento da quarta laje e das estacas de ancoragem.

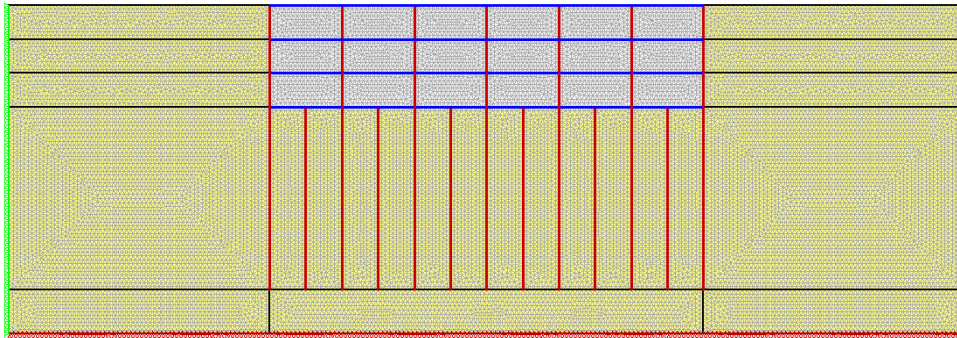


Figura 24 – Lançamento da quarta laje e das estacas de ancoragem.

4.3 - Esforços obtidos para dimensionamento dos elementos estruturais do reservatório

Os esforços de compressão são positivos e os de tração negativos.

Observação: Na legenda, 2 sec equivale a 1ª escavação, 3 sec a 2ª escavação, 4 sec a 3ª escavação e 5 sec a 4ª escavação.

- Parede diafragma

a) Diagrama de esforço horizontal – empuxo (Figura 25):

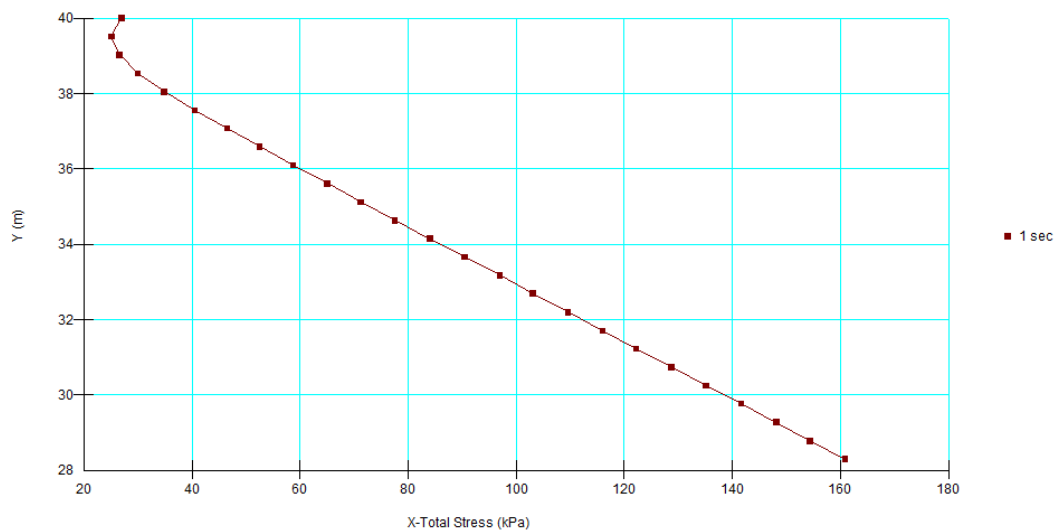


Figura 25 – Tensão horizontal ao longo da profundidade.

Quanto à comparação dos esforços fornecidos pelo SIGMA/W para o empuxo atuante com os obtidos com base na Teoria de Rankine e Trajetória Aparente de Tensões, são agora comparados:

Teoria de Rankine/ Trajetória Aparente de Tensões: $\sigma_1 = 28,26 \text{ kN/m}^2$ e $\sigma_2 = 149,26 \text{ kN/m}^2$.

Esforços obtidos pelo SIGMA/W: $\sigma_1 = 26,95 \text{ kN/m}^2$ e $\sigma_2 = 160,76 \text{ kN/m}^2$. Isso indica que os valores obtidos pelo SIGMA/W estão coerentes.

b) Diagrama de momento fletor (Figura 26):

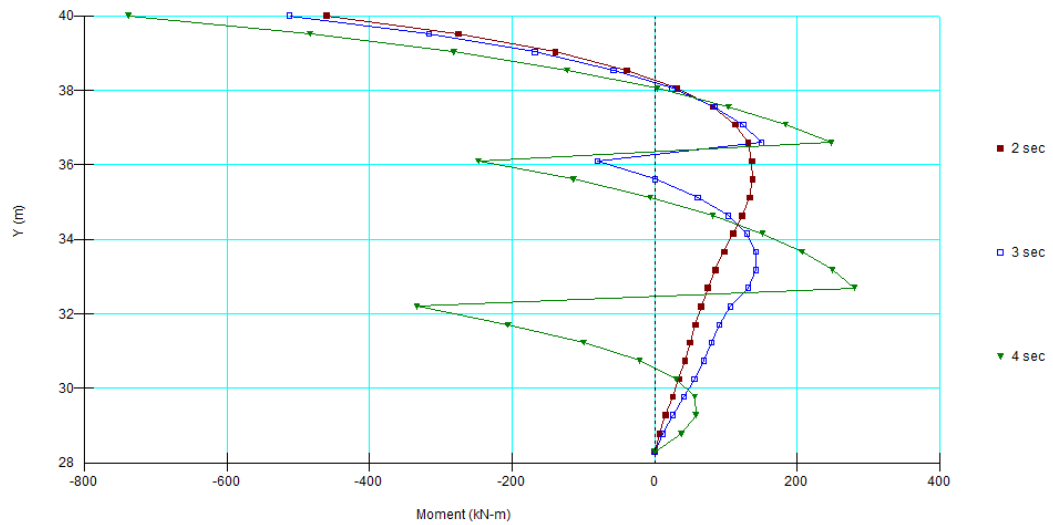


Figura 26 – Diagrama de momento fletor na parede diafragma.

c) Diagrama de esforço cortante (Figura 27):

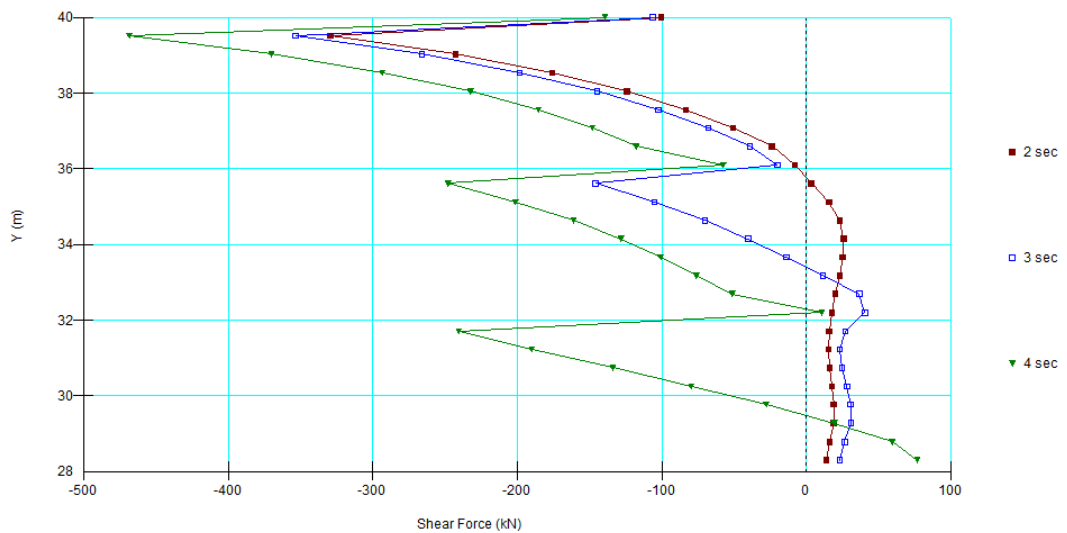


Figura 27 – Diagrama de esforço cortante na parede diafragma.

- Lajes 1, 2, 3 e 4

a) Diagrama de momento fletor (Figura 28):

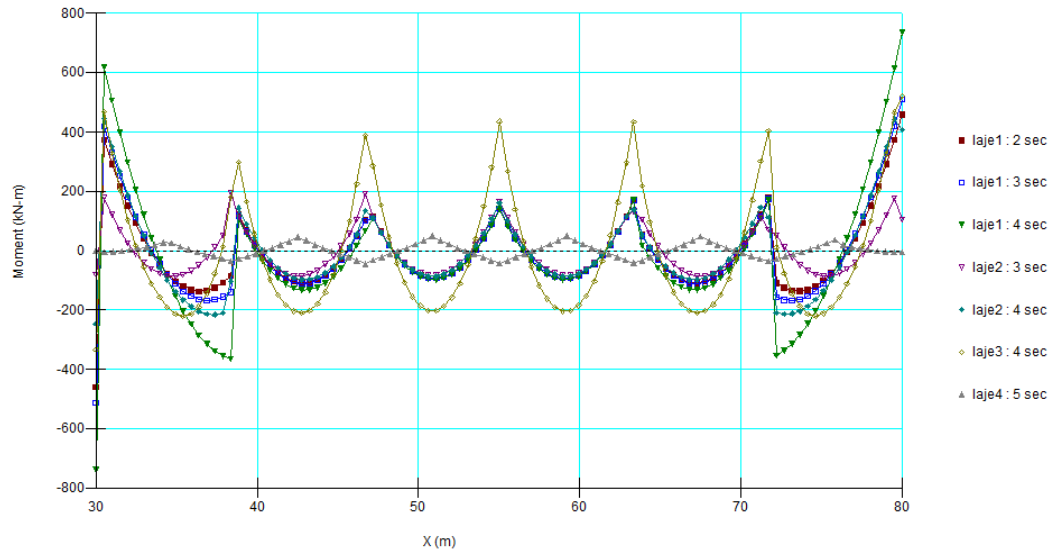


Figura 28 – Diagrama de momento fletor nas lajes.

b) Diagrama de esforço cortante (Figura 29):

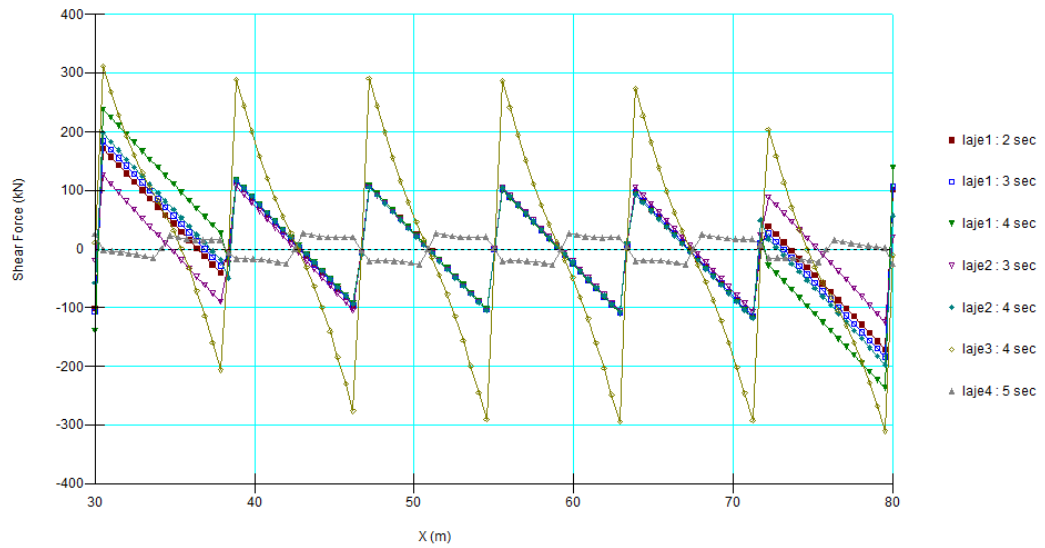


Figura 29 – Diagrama de esforço cortante nas lajes.

- Pilares

a) Diagrama de esforço axial (Figura 30):

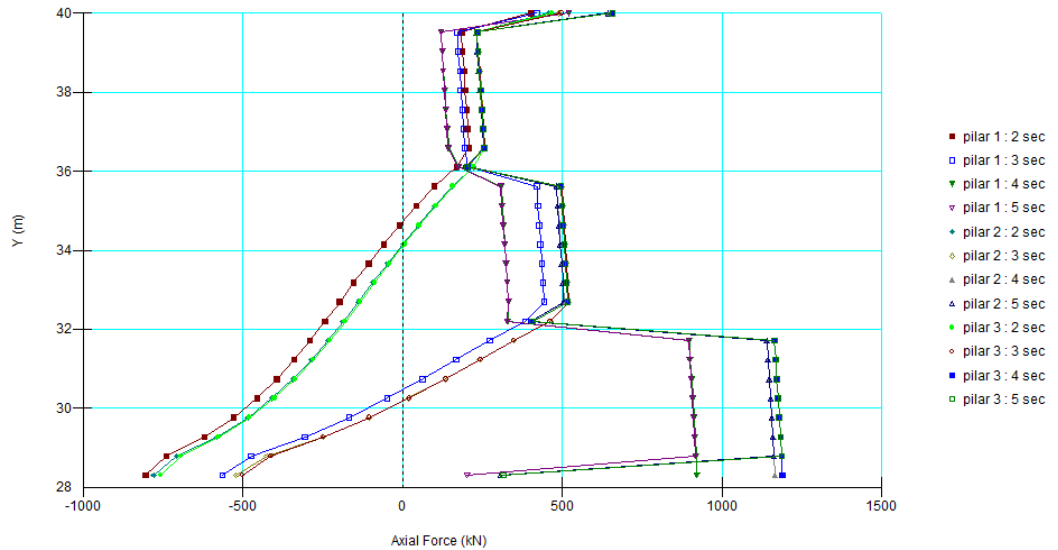


Figura 30 – Diagrama de esforço axial nos pilares.

A Tabela 11 resume os esforços atuantes nas estruturas utilizados para dimensionamento.

Tabela 11 – Esforços máximos atuantes nas estruturas.

Elemento	Esforços máximos				
	Momento (kNm/m) (+)	Momento (kNm/m) (-)	Cortante (kN/m)	Esforço axial (kN) (+)	Esforço axial (kN) (-)
Par. diafragma	282,00	739,00	469,00	-	-
Lajes	222	522	311,10	-	-
Pilares	-	-	-	1164,00	1176,00*
Estacas ancor.	-	-	-	-	1176,00*

* Esforços devido ao atrito desenvolvidos na altura de ficha.

CAPÍTULO V – MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DO RESERVATÓRIO

5.1 - Dimensionamento dos elementos estruturais do reservatório de detenção

Esta etapa do trabalho possibilitou a verificação das seções transversais estimadas inicialmente para a parede diafragma, lajes, pilares e estacas de ancoragem, assim como o cálculo de armadura longitudinal e transversal (quando necessário) para esses elementos.

5.1.1 - Paredes diafragma

A parede diafragma trabalha como uma placa associada à flexão local devido a ações normais ao seu plano, nesse caso, o empuxo. No caso do presente trabalho a relação entre o maior (l_y) e o menor vão (l_x) é maior que 2: $l_y = 50$ m e $l_x = 3,9$ m e portanto $\lambda = 12,82 > 2$ e por isso a placa trabalhará em uma só direção e será armada na direção do menor vão (direção principal), pois os esforços na outra direção (direção secundária) são desprezíveis. A parcela correspondente à reação de apoio no lado menor é muito pequena e por isso, o momento fletor na direção do maior vão também resulta muito menor que o momento fletor na menor direção.

Nesse caso, os esforços solicitantes são calculados supondo-se a parede como uma viga com largura de 1 m, segundo a direção principal da parede.

No dimensionamento da parede diafragma, será adotado um concreto com f_{ck} de 45 MPa e aço CA-50.

Optou-se por utilizar um cobrimento igual a 5 cm, seguindo as recomendações da NBR 6118: 2014, considerando a parede diafragma como um elemento estrutural em contato com solo de classe de agressividade IV, que engloba o caso de reservatórios.

Para o peso o específico do concreto armado é indicado o valor de 25kN/m³.

5.1.1.2 - Cálculo da armadura longitudinal

A resistência de cálculo do concreto é dada por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (15)$$

Sendo f_{ck} a resistência característica do concreto e γ_c o coeficiente de minoração da resistência do concreto, tomado como sendo igual a 1,4.

Já a resistência de cálculo do aço é dada por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (16)$$

sendo f_{yk} a resistência característica do aço e γ_s o coeficiente de minoração da resistência do aço tomado como sendo igual a 1,15.

O dimensionamento na seção foi realizado a flexão, ou seja, a uma laje com armadura simples (domínio 2 ou 3) e que altura da zona comprimida (x) seja menor ou igual a altura limite entre o domínio 3-4 (x_{3-4}), sendo determinada através da Equação 17:

$$x = 1,25d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425bd^2f_{cd}}} \right] \quad (17)$$

onde d é a distância da borda comprimida do elemento ao centro de gravidade da armadura tracionada; M_d é o momento fletor de cálculo; b é a largura da base da seção transversal.

O momento fletor de cálculo é dado por:

$$M_d = M_k \times \gamma_c \quad (18)$$

onde M_k é o momento característico atuante na estrutura fornecido pela modelagem realizada no Programa SIGMA/W e γ_c é o coeficiente de majoração do momento atuante, tomado como sendo igual a 1,4.

A determinação da área de aço necessária para a seção foi obtida através da Equação 19:

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d-0,4x)} \quad (19)$$

Os espaçamentos adotados para as seções foram determinados relacionando a área de aço calculada com um espaçamento de 100 cm e a área A_ϕ (área da bitola do aço adotado) com um espaçamento S .

A Tabela 12 apresenta a planilha utilizada no processo de cálculo de armadura longitudinal e espaçamentos para a parede diafragma.

Tabela 12 – Dimensionamento da parede diafragma ao momento fletor.

DIMENSIONAMENTO DA PAREDE DIAFRAGMA AO MOMENTO FLETOR					
	Armadura +	Armadura -			
h (m)	0,40	0,40			
d (m)	0,34	0,33			
Msd (kNm)	394,80	1034,60			
fck (kN/m²)	45000,00	45000,00			
fcd (kN/m²)	32142,86	32142,86			
x(m)	0,057	0,181			
x 3-4(m)	0,214	0,210			
x < x3-4?	sim	sim			
fyd (kN/m²)	435000,00	435000,00			
As (cm²)	28,61	90,91			
<i>para fck=45MPa em seção retangular $\rho_{smin}=0,194\%$</i>					
<i>ρ_{min} para lajes que trabalham em uma direção: $\rho_s \geq \rho_{smin}$ (armaduras positivas e negativas)</i>					
Asmin (cm²)	7,76	7,76			
As (cm²) a utilizar	28,61	90,91			
Smax (cm)	20	20			
DETALHAMENTO ARMADURA LONGITUDINAL					
			<i>A ϕ 20 mm</i>	<i>3,14</i>	<i>cm²</i>
			<i>A ϕ 32 mm</i>	<i>8,04</i>	<i>cm²</i>
	As (cm²/m)	As (cm²) em 2,5 m	nº barras	nº barras a utilizar	S (m) em 190 cm
<i>Positiva</i>	28,61	71,53	22,78	29,00	6,79
<i>Negativa</i>	90,91	227,27	28,27	29,00	6,79

5.1.1.3 - Cálculo da armadura transversal

Na análise da força cortante atuante na parede diafragma, a mesma pode ser analisada como uma viga.

Verificação do estado limite último da seção:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (20)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (21)$$

onde V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo, na seção; V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto; V_{Rd3} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, onde V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça e V_{sw} a parcela resistida pela armadura transversal.

Neste trabalho será utilizado o Modelo I para auxiliar na verificação. O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo

longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independentemente de V_{sd} .

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad (22)$$

onde $\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$, com f_{ck} em MPa;

$$V_c = 0,6 f_{ctd} b_w \quad (23)$$

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 d f_{ywd} (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \quad (24)$$

Assim, s é o espaçamento entre elementos da armadura transversal A_{sw} , medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural e α é o ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, tomado como sendo igual a 90° .

Tabela 13 – Dimensionamento da parede diafragma ao esforço cortante.

DIMENSIONAMENTO DA PAREDE DIAFRAGMA AO ESFORÇO CORTANTE

d (m)	0,34
Vsd (kN)	656,60
fcd (kN/m ²)	32142,86
fyd (kN/m ²)	434782,61
V Rd2 (kN)	2478,60
Vsd (kN) ≤ V Rd2?	sim!
Vc (kN)	357,90
V sw	298,70
A sw/s (cm ² /m)	22,45

DETALHAMENTO ARMADURA TRANSVERSAL

			$A \phi 12.5 \text{ mm}$	1,23	cm ²
As (cm²/m)	As (cm²) em 2,5 m	nº estribos/m	S (cm)	Nº estribos (ao longo de 33,1 m)	
22,45	56,13	5,72	17,48	189,3	

- Espaçamento máximo entre estribos:

De acordo com a NBR 6122: 2014, se $V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2}$, então, $s_{m\acute{a}x} = 0,6d \leq 300\text{mm}$. Portanto, o espaçamento máximo será dado por $0,6d = 0,6 \times 330 = 198$ mm.

5.1.2 - Lajes

5.1.2.1 – Armadura longitudinal

As lajes em análise trabalham em duas direções, pois a relação entre o maior (l_y) e o menor vão (l_x) é igual a 1 ($\lambda < 2$). A Tabela 14 ilustra o procedimento de cálculo.

Tabela 14 – Dimensionamento das lajes ao momento fletor.

DIMENSIONAMENTO DE LAJES AO MOMENTO FLETOR

	Armadura +	Armadura -
h (m)	0,40	0,40
d (m)	0,32	0,32
Msd (kNm)	310,80	730,80
fcd (kN/m²)	28571,43	28571,43
x(m)	0,05	0,15
x 3-4(m)	0,20	0,20
x < x3-4?	sim	sim
fyd (kN/m²)	435000,00	435000,00
As (cm²)	24,37	65,55

para $f_{ck}=40\text{MPa}$ em seção retangular $\rho_{smin}=0,179\%$

$\rho \geq \rho_{smin}$ (armaduras negativas)

ρ_{min} para lajes que trabalham em **duas direções**: $\rho \geq 0,67 \rho_{smin}$ (armaduras positivas)

Asmin (cm²)	4,80	7,16
As (cm²) a utilizar	24,37	65,55
Smax (cm)	20	20

	DETALHAMENTO ARMADURA LONGITUDINAL		$A \phi 20 \text{ mm}$	4,91	cm ²
	As (cm ² /m)	Nº barras/metro	$A \phi 16 \text{ mm}$	2,01	cm ²
			S (cm)	S prático (cm)	nº barras em 50 m
Positiva	24,37	12,13	8,25	8,2	609,8
Negativa	65,55	13,36	7,48	7,4	675,7

5.1.2.1 – Armadura de punção

As lajes em análise trabalham como lajes puncionadas e, portanto, após o cálculo da armadura longitudinal será verificada sua resistência à punção.

O dimensionamento à punção corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas (na Figura 31 são indicadas as superfícies C e C') no entorno de forças concentradas.

Na superfície C deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento e na superfície C' deve ser

verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal.

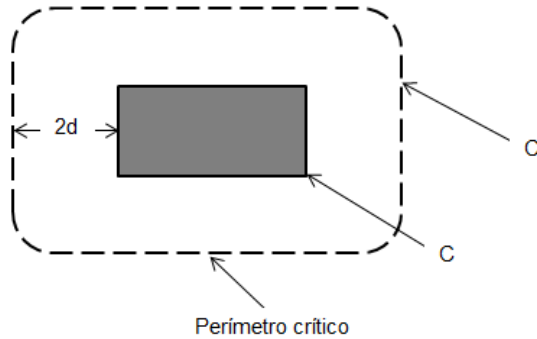


Figura 31 – Perímetro crítico e superfícies críticas (C e C') em pilar interno.

-Tensão solicitante nas superfícies críticas C e C'

No caso em que o carregamento pode ser considerado simétrico:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} \quad (25)$$

Sendo F_{sd} a força ou reação concentrada de cálculo; u é o perímetro C (u_0) ou C' (u), conforme o caso, e d é a altura útil da laje ao longo de C'.

- 1) Verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C
- 2)

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27\alpha_v f_{cd} \quad (26)$$

Onde $\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$

- 3) Verificação da tensão resistente na superfície crítica C' considerando não haver armadura de punção

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \frac{\sqrt{20}}{d}\right) (100\rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} \quad (27)$$

Onde d é a altura útil ao longo do contorno crítico C', em centímetros e ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente.

A Tabela 15 apresenta a planilha utilizada no processo de verificação do punção. Como resultado, conclui-se não ser necessária a utilização de armadura de punção.

Tabela 15 – Dimensionamento de lajes à punção.

DIMENSIONAMENTO DE LAJES À PUNÇÃO		
h (cm)	40,00	
d (cm)	33,00	
Fsd	435,40	
α_v	0,84	
ρ	0,02	
fcd (MPa)	28,57	
u0 (cm)	580,00	
τ_{sd} (MPa)	0,23	superfície C
τ_{Rd2} (MPa)	6,48	
$\tau_{sd} < \tau_{Rd2}$?	sim!	
u (cm)	844,00	
τ_{sd} (MPa)	0,16	superfície C'
τ_{Rd1} (MPa)	0,99	
$\tau_{sd} < \tau_{Rd1}$?	sim!	

5.1.2.2 – Armadura de punção

O comprimento de ancoragem necessário pode ser definido através da relação:

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min} \quad (28)$$

Nesse caso, $l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \geq 25\phi$ é o comprimento de ancoragem básico, sendo:

ϕ o diâmetro da armadura longitudinal (adotado 20 mm)

f_{yd} a resistência de escoamento do aço (adotada 435000kN/m²);

$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd}$, adotando $\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas; $\eta_2 = 1$ para situações de boa aderência e $\eta_3 = 1$ para $\phi < 32$ mm;

$\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho.

Considerando ainda $\phi = 20$ mm, $f_{ck} = 40$ MPa, $\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 0,99$, obteve-se para

$l_{b,nec}$ o valor de 34,65 cm.

O comprimento de ancoragem mínimo é o maior valor entre $0,3 l_b$, 10ϕ e 100 mm, resultando em $10\phi = 200$ mm. Dessa forma, optou-se por adotar um comprimento de ancoragem prático igual a 35 cm.

5.1.3 – Pilares/estaca barrete

5.1.3.1 – Armadura Longitudinal

No dimensionamento dos pilares, os mesmos serão analisados como pilares intermediários e por isso os momentos em ambas as direções do pilar são considerados nulos.

A seguir segue um roteiro de cálculo para dimensionamento de pilares intermediários:

- Esforços solicitantes:

A força normal de cálculo pode ser obtida por:

$$N_d = \gamma_n \gamma_f N_k \quad (29)$$

onde $\gamma_n = 1$ (menor dimensão do pilar é maior que 19 cm) e $\gamma_f = 1,4$.

- Comprimento de flambagem

O comprimento de flambagem (l_e), considerando o pilar engastado e articulado, é assim definido nas direções x e y:

$$l_{ex} = l_{ey} = 0,70 l \quad (30)$$

sendo l o comprimento do pilar entre a laje (engastado) e o solo (articulado), na escavação de 3,9 m, consistindo a situação mais crítica.

- Índice de esbeltez para seção retangular:

$$\lambda = \frac{3,46 l_e}{h} \quad (31)$$

sendo l_e o comprimento de flambagem, e h a dimensão da seção na direção considerada .

- Momento fletor mínimo:

$$M_{1d,min} = N_d(1,5 + 0,03h) \quad (32)$$

Com h em centímetros.

- Esbeltez limite

$$\lambda_1 = \frac{25+12,5\frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad \text{com} \quad \frac{35}{\alpha_b} \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (33)$$

Sendo $e_1 = 0$ para pilar intermediário.

Se $\lambda \leq \lambda_1$ não se considera o efeito de 2ª ordem na seção considerada;

Se $\lambda > \lambda_1$ se considera o efeito de 2ª ordem na seção considerada.

Para calcular a armadura longitudinal, determina-se os coeficientes adimensionais:

$$\nu = \frac{N_d}{A_c f_{cd}} \quad \text{e} \quad \mu = \frac{M_{d,tot}}{h A_c f_{cd}} \quad (34)$$

No ábaco de flexão composta normal (Ábacos de Venturini) determina-se a taxa mecânica ω e calcula-se a armadura do pilar com a equação:

$$A_s = \frac{\omega A_c f_{cd}}{f_{yd}} \quad (35)$$

A Tabela 16 apresenta o dimensionamento dos pilares ao esforço axial.

Tabela 16 – Dimensionamento dos pilares ao esforço axial.

DIMENSIONAMENTO DE PILARES AO ESFORÇO AXIAL

Nk (kN)	1176,00				
Nd (kN)	1646,40				
lex (cm)	273,00				
ley (cm)	273,00				
hx (cm)	250,00				
hy (cm)	40,00				
λ_x	3,78				
λ_y	23,61				
M1d, mín, x (kN cm)	14817,60				
M1d, mín, y (kN cm)	4445,28				
λ_1	25,00	valor mínimo ->	35,00		
$\lambda_x : \lambda_1$		desconsidera efeito de 2ª ordem!			
$\lambda_y : \lambda_1$		desconsidera efeito de 2ª ordem!			
v	0,06		Compres.	Tração	
μ_x	0,00				
d'x/hx	0,02	$\omega \rightarrow$	0,00	0,00	
μ_y	0,00				
d'y/hy	0,15	$\omega \rightarrow$	0,00	0,06	O ω sai do Ábaco de Venturini
		As (cm²)	-	39,43	
		As, mín (cm²)	40,00	40,00	

ARMADURA LONGITUDINAL *A ϕ 16 mm* 2,01 cm²

As (cm²)	Nº barras
40,00	19,90

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - **NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - **NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

Almeida, T. de - **Análise, Projeto e Execução de Parede Diafragma Moldada In Loco**. 2013. 127p. Trabalho de Conclusão de Curso - UFSC, Santa Catarina.

Augusto, D. L. - **Concepção, Modelagem e Detalhamento de um Reservatório de Detenção em Praça, como Alternativa para o Controle de Cheias**. 2008. 135p. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil - UFRJ/COPPE, Rio de Janeiro.

Brasfond - **Paredes diafragma**. Disponível em <<http://www.brasfond.com.br/fundacoes/pdiafragma.html>>. Acesso em: 20 de ago. de 2014.

Costa Fortuna, Engenharia de Fundações - **Contenções**. Disponível em: <http://www.costafortuna.com.br/svc_contencoes.html>. Acesso em: 26 ago. 2014.

Costa Fortuna, Engenharia de Fundações - **Hidrofresa**. Disponível em: <http://www.costafortuna.com.br/svc_hidrofresa.html>. Acesso em: 30 ago. 2014.

DNIT, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - **ISF 208 – Estudos Hidrológicos**. Disponível em <<http://www.dnit.gov.br/sala-de-imprensa/isf-208-estudos-hidrologicos.pdf/view>>. Acesso em: 30 jun. 2014.

Farias Júnior, J. E. F. de; Botelho, R. G. M - **Análise Comparativa do Tempo de Concentração: Um Estudo de Caso na Bacia do Rio Cônego, Município de Nova Friburgo/RJ**. IN: XIX SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HIDRÍCOS, 2011. Maceió, AL. p. 1-20.

FRANKI - **Parede Diafragma**, *no date*. Disponível em: <<http://professor.ucg.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/16538/material/PAREDE%20DIAFRAGMA.pdf>>. Acesso em: 5 de out. de 2014.

Geodactha - **Rua Tabapuã - Itaim – SP**. Foto em 12/12/03 - Mureta guia concretada. Disponível em: <<http://www.geodactha.com.br/obras/camargocorreia3.htm>>. Acesso em: 10 jan. 2015.

Geofund, Fundações Especiais - **Parede diafragma moldada “in loco” e pré-moldada**. Disponível em: <<http://www.geofund.com.br/?p=210>>. Acesso em: 7 dez. 2014.

Gerscovich, Denise M. S. - **Apostila de Tensões em Solos**. Rio de Janeiro, 2008. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/tensoes.pdf>>. Acesso em: 4 out. 2014.

Gerscovich, Denise M. S. - **Apostila de Estruturas de Contenção – Empuxos de Terra**. Rio de Janeiro, 2010. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/deptos/professor/123/empuxos.pdf>>. Acesso em: 25 out. 2014.

Gerscovich, Denise M. S. - **Apostila de Empuxos de Terra & Muros Gravidade**. Rio de Janeiro, 2014. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/empuxo.pdf>> Acesso em: 25 nov. 2014.

Google Earth - **Vista sobre o Bairro Meudon, Teresópolis-RJ**. Disponível em: <<https://earth.google.com/>>. Acesso em: 20 jul. 2014.

GPRH, Grupo de Pesquisas em Recursos Hídricos DEA UFV - **Chuvas Intensas para o Brasil – Pluvio 2.1**. Copyright (2006) © GPRH. Disponível em <<http://www.gprh.ufv.br/?area=softwares>>. Acesso em: 10 mai. 2014.

Hachich, W. *et al.* - **Fundações: Teoria e Prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

Maia, P. C. A. *et al.* - **RELATORIO CCT/LECIV/PCAM nº 66**. Relatório Técnico – UENF. Campos dos Goytacazes, 2014.

Naresi, L. A. J; Hilber, F. B. S. - **Parede Diafragma Moldada “In Loco” com auxílio de Lama bentonítica**. Disponível em <<https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/20-execucao-de-parede-diaframacom-auxilio-de-lama-bentonitica>>. Acesso em: 10 set. 2014.

NetDIÁRIO - **Cheio de lixo, Rio Meudon seria Vilão das enchentes?**. Disponível em: <<http://netdiario.com.br/rio-meudon-vilao-das-enchentes/>>. Acesso em: 15 jun. 2014.

Portogente - **Dragagem**. Disponível em: <<https://portogente.com.br/portopedia/dragagem-73040>>. Acesso em: 15 out. 2014.

SEMADS - **Enchentes no Estado do Rio de Janeiro**. Projeto Planágua SEMADS/GTZ. Rio de Janeiro, Vol. 8, 2001.

Varela, M.. **Estruturas de Contenção Parte 1**. Disciplina Estruturas de Contenção, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Curso Tecnologia da Construção Civil, *no date*. Disponível em: <<http://docente.ifrn.edu.br/marciovarela/disciplinas/estruturas-de-contencao/apostila-parte-1>>. Acesso em: 5 jan. 2015.

Velloso, D. A.; Lopes, F. R. **Fundações**: Fundações Profundas. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2002. Vol. 2, 472p.