

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS MG

ENGENHARIA CIVIL

DRIELE FLORES

**PISCINAS USUAIS DE EDIFICAÇÕES: Estudo comparativo do dimensionamento de
uma piscina enterrada em concreto armado e alvenaria estrutural**

VARGINHA

2016

DRIELE FLORES

**PISCINAS USUAIS DE EDIFICAÇÕES: Estudo comparativo do dimensionamento de
uma piscina enterrada em concreto armado e alvenaria estrutural**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil sob orientação do Prof. M. Sc. Antônio de Faria.

VARGINHA

2016

DRIELE FLORES

**PISCINAS USUAIS DE EDIFICAÇÕES: Estudo comparativo do dimensionamento de
uma piscina enterrada em concreto armado e alvenaria estrutural**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela Banca Examinadora.

Aprovado em 29 / 11 / 2016

Prof. M. Sc. Antônio de Faria

Prof. Leopoldo Freire Bueno

Yago Petrim Cruz

OBS.:

Dedico este trabalho às bases que sustentam a
minha vida: Deus e minha família.

AGRADECIMENTOS

A Deus, meu companheiro fiel, presente em todos os momentos da minha vida e a Nossa Senhora Aparecida, minha mãezinha, por estar sempre intercedendo por mim.

A toda minha família, em especial meus pais e minha irmã, por todo apoio dado ao decorrer do curso.

Aos professores que contribuíram e fizeram parte da minha vida acadêmica

A todos que de alguma forma contribuíram para que eu chegasse até aqui.

“A tarefa não é ver aquilo que ninguém viu,
mas pensar o que ninguém ainda pensou sobre
aquilo que todo mundo vê.”

Arthur Schopenhauer

RESUMO

Em busca de entretenimento, saúde ou até mesmo valorização do imóvel, a piscina é um sonho de consumo para muitas pessoas. Contudo é necessário analisar dentre os vários sistemas construtivos disponíveis, aquele que melhor satisfaz a situação proposta. Com a abordagem das ações que atuam sobre a estrutura, dos esforços solicitantes, bem como os sistemas construtivos que podem ser empregados para tal, este trabalho apresenta critérios para o dimensionamento estrutural de piscinas usuais de edificações. A atuação das ações nas piscinas como também a sua classificação se dá de acordo com a sua posição ao nível do solo, podendo ser: elevada, apoiada e enterrada, sendo a última a mais usual em termos de construção. Aspectos importantes como a impermeabilização empregada a fim de garantir a estanqueidade da estrutura, parâmetros geotécnicos para o reconhecimento do solo onde a estrutura será empregada e a determinação de cada elemento que compõe a estrutura, também foram abordados. Para tanto, um projeto arquitetônico foi elaborado a partir das características do local de estudo, com o objetivo de estabelecer um comparativo entre o concreto armado e a alvenaria estrutural e verificar aquele que se demonstra o mais adequado a ser empregado na construção de uma piscina. Os dados para este estudo foram obtidos por meio dos projetos estruturais desenvolvidos de acordo com os métodos e normas regulamentadoras apresentadas no referencial bibliográfico. Para que um comparativo fosse estabelecido, foram elaboradas planilhas com a composição de preços unitários, onde se avaliou somente os custos diretos envolvidos no processo, tal como o custo dos materiais, mão de obra e equipamentos. Por fim, concluiu-se que a piscina em alvenaria estrutural apresentou melhores resultados quanto ao custo final em relação ao concreto armado.

Palavras-chave: Piscinas. Sistemas construtivos. Comparativo.

ABSTRACT

In search of entertainment, health or even property appreciation, the pool is a dream of consumption for many people. However, it is necessary to analyze from the various building systems available, the one that best suits the given situation. With the approach of actions acting on the structure, internal forces, as well as building systems that can be used for this, this paper presents criteria for the structural design of the usual pools of buildings. The performance of the shares in the pools as well as their classification is given according to its position at ground level and can be: high, supported and buried, the latter being the most common in terms of construction. Important aspects as employed to ensure sealing tightness of the structure, geotechnical parameters for recognition of the ground where the structure is used and the determination of each element that makes up the structure are also covered. Therefore, an architectural project was designed from the characteristics of the study site, in order to establish a comparison between reinforced concrete and structural masonry and check the one that shows the most suitable to be used in the construction of a swimming pool. Data for this study were obtained through structural projects developed in accordance with the methods and regulatory standards given in the bibliographic reference. For a comparison was established, spreadsheets have been prepared with the composition of unit prices, which are evaluated only the direct costs involved in the process, such as the cost of materials, labor and equipment. Finally, it was concluded that in masonry pool showed the best results on the final cost compared to reinforced concrete.

Keywords: *Pools. Building systems. Comparative.*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 01 - Piscinas usuais na situação elevada, apoiada sobre o solo e enterrada.....	17
Figura 02 - Classificação em relação à proporção de dimensões	18
Figura 03 - Ações em piscina elevada cheia.....	19
Figura 04 - Ações em piscina apoiada sobre o solo	19
Figura 05 - Ações em piscina enterrada vazia	20
Figura 06 - Ações em piscina enterrada cheia	20
Figura 07 - Consideração de uma piscina enterrada antes do reaterro	21
Figura 08 - Representação da pressão hidrostática.....	24
Figura 09 - Condição de solo saturado 1	36
Figura 10 - Condição de solo saturado 2	36
Figura 11 - Influência do lençol freático	37
Figura 12 - Modelo de Winkler	41
Figura 13 - Deformabilidade do solo através de molas discretas – hipótese de Winkler....	42
Figura 14 - Rotações nas arestas em piscina elevada e apoiada.....	44
Figura 15 - Rotações nas arestas em piscina enterrada vazia e cheia.....	44
Figura 16 - Rotações nas arestas das paredes em piscina enterrada vazia e cheia	45
Figura 17 - Consideração do sistema estrutural das paredes laterais da piscina.....	46
Figura 18 - Blocos de concreto estrutural.....	57
Figura 19 - Situação de vinculação das placas isoladas	64
Figura 20 - Dois tipos comuns de vigas-parede em relação ao carregamento	68
Figura 21 - Tipos principais de radiers	69
Figura 22 - Discretização da base elástica no Ftool	71
Figura 23 - Parâmetros para cálculo da espessura efetiva de paredes	73
Figura 24 - Cobrimento mínimo da armadura para alvenaria estrutural	77
Figura 25 - Armação indireta.....	77
Figura 26 - Planta baixa da piscina.....	80
Figura 27 - Corte longitudinal da piscina	81
Figura 28 - Dimensões da piscina em concreto armado.....	86
Figura 29 - Corte transversal da estrutura da piscina em concreto armado.....	87
Figura 30 - Esboço da disposição da armadura da piscina em alvenaria estrutura.....	101
Figura 31 - Grampo para amarração indireta.....	103
Figura 32 - Composição de custos finais para a piscina em concreto armado	105

Figura 33 – Composição de custos finais para a piscina em alvenaria estrutural105

LISTA DE TABELAS

Tabela 01 - Classificação dos solos segundo o diâmetro dos grãos	27
Tabela 02 - Valores para peso específico (γ_{sat}) de solos arenosos	29
Tabela 03 - Valores para peso específico (γ_{sat}) de solos coesivos	29
Tabela 04 - Peso específico de solos argilosos.....	29
Tabela 05 - Peso específico de solos arenosos	30
Tabela 06 - Valores para o ângulo de atrito de solos arenosos.....	30
Tabela 07 - Valores para coesão do solo	31
Tabela 08 - Valores para o módulo de deformação do solo (E_s)	32
Tabela 09 - Valores para o Coeficiente de Poisson	33
Tabela 10 - Classificação dos solos arenosos e coesivos segundo N_{SPT}	34
Tabela 11 - Valores de K_v de acordo com Terzaghi	42
Tabela 12 - Valores do coeficiente de Winkler	42
Tabela 13 - Coeficientes de Winkler aplicados nos modelos de cálculo.....	43
Tabela 14 - Vantagens e desvantagens do concreto armado	49
Tabela 15 - Classe de resistência de concretos estruturais	50
Tabela 16 - Valores estimados de módulo de deformação longitudinal.....	52
Tabela 17 - Características das barras de aço	53
Tabela 18 - Propriedades mecânicas dos aços.....	53
Tabela 19 - Classe de agressividade ambiental (CAA)	54
Tabela 20 - Correspondência entre CAA e cobrimento nominal	55
Tabela 21 - Vantagens e desvantagens da alvenaria estrutural	56
Tabela 22 - Resistência à compressão da argamassa.....	58
Tabela 23 - Principais pesos específicos para alvenaria.....	59
Tabela 24 - Propriedades de deformação da alvenaria.....	59
Tabela 25 - Valores característicos da resistência ao cisalhamento	60
Tabela 26 - Valores mínimos para espessura de lajes	65
Tabela 27 - Valores do coeficiente δ	72
Tabela 28 - Coeficientes para cálculo do momento de ruptura em painéis de alvenaria	74
Tabela 29 - Coeficientes de ponderação para combinações normais de ações	74
Tabela 30 – Momentos fletores atuantes na piscina em concreto armado	89
Tabela 31 – Resultados finais das armaduras de flexão	92
Tabela 32 – Resultados finais da composição das armaduras	92

Tabela 33 - Quantitativo de materiais para a piscina em concreto armado.....	95
Tabela 34 – Quantitativo de materiais para a piscina em alvenaria estrutural	103
Tabela 35 - Composição de custos finais para a piscina em concreto armado.....	104
Tabela 36 – Composição de custos finais para a piscina em alvenaria estrutural	105
Tabela 37 – Indicadores de consumo por metro quadrado da piscina.....	106

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	15
1.1. Justificativa	15
1.2. Objetivos.....	16
1.2.1. Geral.....	16
1.2.2. Específicos	16
2. PISCINAS	17
2.1. Classificação e descrição de piscinas.....	17
2.2. Cargas atuantes em piscinas.....	18
2.2.1. Piscinas elevadas.....	18
2.2.2. Piscinas apoiadas sobre o solo	19
2.2.3. Piscinas enterradas	20
3. AÇÕES A SEREM CONSIDERADAS	22
3.1.1. Impermeabilização em piscinas	23
3.2. Empuxo da água	24
3.3. Empuxo do solo.....	25
3.3.1. Procedimento de cálculo do empuxo de solo.....	25
3.3.2. Teoria de Coulomb.....	25
3.4. Reação do solo.....	26
4. ESTUDO DOS SOLOS	27
4.1. Classificação dos solos	27
4.1.1. Solos arenosos.....	27
4.1.2. Solos coesivos	27
4.2. Parâmetros geotécnicos.....	28
4.2.1. Peso específico.....	28
4.2.2. Ângulo de atrito.....	30
4.2.3. Coesão.....	31
4.2.4. Módulo de deformação	32
4.2.5. Coeficiente de Poisson	32
4.3. Levantamento de informações do solo através de sondagens à percussão (SPT).....	33
4.3.1. Classificação do solo segundo os valores de NSPT	33
4.4. Percolação da água e drenagem	34
4.5. Consideração do solo saturado e coluna d'água no dimensionamento	35
4.6. Influência da posição do lençol freático.....	37
5. INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA	39
5.1. Modelos de solo	39
5.2.1. Meio contínuo	40
5.2.2. Modelo de Winkler	40
5.2.3. Coeficiente de reação vertical	41
6. LIGAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS ESTRUTURAIS	44
6.1. Modelos de cálculo para os elementos da estrutura	45

6.1.1. Piscina elevada	45
6.1.2. Piscina apoiada sobre o solo e enterrada.....	46
6.2. Tipos de fundação	46
7. SISTEMAS CONSTRUTIVOS	48
7.1. Sistemas construtivos utilizados em piscinas	48
7.2. Concreto armado	48
7.2.1. Peso específico	49
7.2.2. Propriedades mecânicas do concreto	49
7.2.2.1. Resistência à compressão	49
7.2.2.2. Resistência à tração	50
7.2.2.3. Módulo de deformação longitudinal.....	51
7.2.3. Aço.....	52
7.2.4. Fôrmas	53
7.2.5. Classe de agressividade ambiental	54
7.3. Alvenaria estrutural	55
7.3.1. Componentes da alvenaria estrutural	56
7.3.1.1. Blocos.....	56
7.3.1.2. Argamassa	57
7.3.1.3. Graute.....	58
7.3.1.4. Armaduras	59
7.3.2. Peso específico da alvenaria estrutural	59
7.3.3. Propriedades elásticas	59
7.3.4. Resistência à compressão	60
7.3.5. Resistência ao cisalhamento.....	60
7.3.6. Modulação.....	61
8. DIMENSIONAMENTO.....	62
8.1. Lajes maciças	62
8.1.1. Pré-dimensionamento das alturas das lajes	65
8.1.2. Verificação das flechas	65
8.1.3. Cálculo dos momentos fletores	66
8.1.4. Determinação das armaduras longitudinais	66
8.1.5. Verificação do cisalhamento	67
8.2. Vigas-parede	67
8.3. Radier	69
8.3.1. Métodos de cálculo	69
8.3.2. Sistema de vigas sobre base elástica	70
8.3.3. Uso do Ftool para discretização da base elástica	70
8.4. Pannel de alvenaria estrutural	71
8.4.1. Altura efetiva.....	71
8.4.2. Espessura efetiva.....	72
8.4.3. Índice de esbeltez	73
8.4.4. Determinação dos esforços solicitantes e armaduras do pannel	73
8.4.5. Verificação da resistência ao cisalhamento.....	75
8.4.6. Detalhes de projeto.....	77
9. CUSTOS	79
9.1. Composição dos custos	79

11.METODOLOGIA.....	82
11.1.Tipo de pesquisa	82
11.2.Etapas do projeto.....	82
12.DESENVOLVIMENTO DOS PROJETOS ESTRUTURAIS.....	84
12.1.Caracterização do solo	84
12.1.1.Coefficiente de reação vertical.....	84
12.2.Carga da impermeabilização	84
12.3.Dimensionamento da piscina em concreto armado	86
12.3.1.Determinação dos esforços solicitantes	88
12.3.2.Dimensionamento das armaduras	89
12.3.3.Verificação da abertura de fissuras.....	92
12.4.Dimensionamento da piscina em alvenaria estrutural.....	96
12.4.1.Considerações iniciais	96
12.4.2.Determinação das propriedades físicas da alvenaria	96
12.4.3.Determinação das ações.....	98
12.4.4.Verificação da esbeltez da parede	98
12.4.5.Determinação dos esforços solicitantes	99
12.4.6.Dimensionamento das armaduras das paredes	100
13.COMPOSIÇÃO DOS CUSTOS.....	104
14.ANÁLISE DOS RESULTADOS	106
15.CONCLUSÃO.....	108
REFERÊNCIAS	110
ANEXO A – Parâmetros médios do solo (Ivan J. Júnior)	115
APÊNDICE A – Discretização da base elástica no Ftool.....	116
APÊNDICE B – Composição de preços unitários – Piscina em concreto armado.....	117
APÊNDICE C – Composição de preços unitários – Piscina em alvenaria estrutural....	118

1. INTRODUÇÃO

Um sonho de consumo que até tempos atrás parecia distante e hoje está cada vez mais presente na vida dos brasileiros, é o de ter uma piscina em casa. Fato que pode ser comprovado pelos dados da Associação Nacional dos Fabricantes e Construtores de Piscinas e Produtos Afins (Anapp). No ranking de piscinas, o Brasil ocupa a segunda colocação, ficando atrás apenas dos Estados Unidos. Anualmente no país, são construídas cerca de 70 mil unidades.

A comodidade de não ter que enfrentar clubes lotados, a possibilidade da prática de exercícios físicos e do entretenimento que ela pode proporcionar se junta também a possibilidade de valorização do imóvel. Contudo, antes da construção de uma piscina, a primeira pergunta que vem à mente é: “quanto custará?”. Para isso, com a diversidade de métodos para a execução das piscinas, faz-se necessário a análise do melhor sistema construtivo a ser empregado e quais as vantagens que ele apresenta. A partir desse questionamento e da possibilidade de uma resposta concreta é que o tema “piscinas” foi escolhido como objeto de estudo.

Para tanto, uma chácara na Zona Rural de Elói Mendes, onde o proprietário manifesta interesse na implantação de uma piscina, foi escolhido como local de estudo para que os resultados obtidos ao fim deste trabalho possam ser os mais próximos da realidade.

1.1. Justificativa

É indispensável determinar os custos dos diferentes sistemas construtivos para se avaliar a real economia que um apresenta em relação ao outro. Este é um tema de grande interesse para os construtores em geral. A busca por uma alternativa que propicie boa qualidade a custos menores.

Observa-se que há uma carência de estudos que comprovem numericamente as possíveis vantagens da alvenaria estrutural em relação ao concreto armado, quando empregados em piscinas. A partir disso, espera-se que o material de pesquisa fornecido, junto aos resultados alcançados ao final, seja uma ferramenta para avaliar a viabilidade ou não da alvenaria estrutural em relação ao concreto armado para a construção de piscinas.

1.2. Objetivos

1.2.1. Geral

Elaborar um estudo comparativo sobre o dimensionamento estrutural de uma piscina através dos sistemas construtivos em concreto armado e alvenaria estrutural.

1.2.2. Específicos

- Realizar uma pesquisa bibliográfica sobre o tema em questão;
- Dimensionar os elementos constituintes de uma piscina;
- Apresentar o projeto estrutural de uma piscina em concreto armado e outro em alvenaria estrutural;
- Elaborar o quantitativo de materiais;
- Apresentar indicadores de consumo (concreto, aço e fôrma) para o concreto armado (bloco, argamassa, graute e aço) para a alvenaria estrutural;
- Avaliar os custos de materiais;
- Apontar a solução que se demonstra a mais adequada.

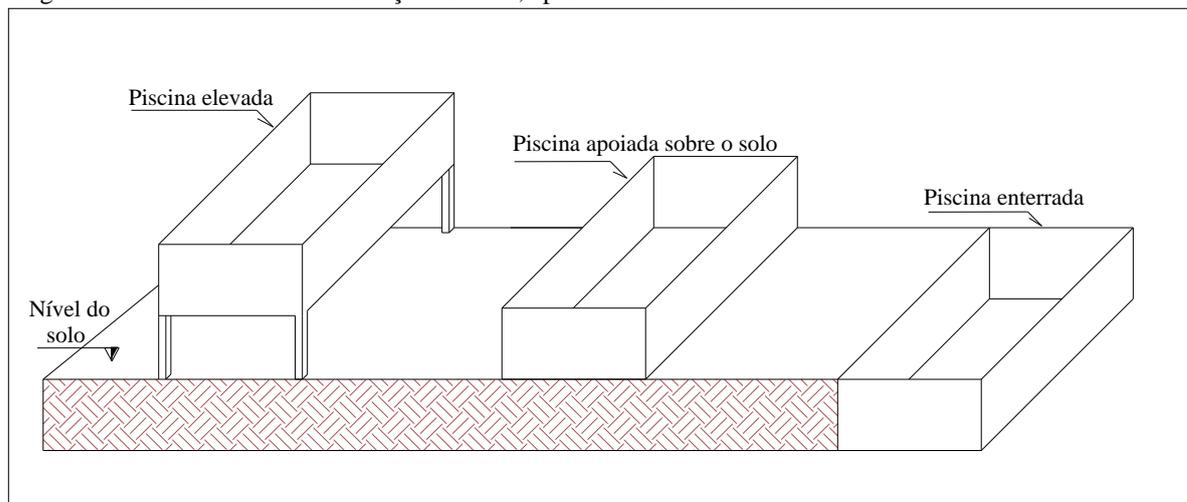
2. PISCINAS

Compreendendo o tanque e demais componentes relacionados a seu uso e funcionamento, piscina é definida pela NBR 9819 (ABNT, 1987), como um conjunto de instalações destinadas às práticas aquáticas. Quanto a sua utilização, as piscinas podem ser: públicas, coletivas, de hospedaria, residenciais coletivas e residenciais privadas.

2.1. Classificação e descrição de piscinas

As piscinas podem ser classificadas de acordo com a sua posição em relação ao solo onde a estrutura está apoiada. Desse modo, as piscinas são definidas como elevadas (sobre pilares, estruturas e edifícios), apoiada (ao nível do solo) ou enterrada, e são representadas esquematicamente na figura 01 (VASCONCELOS, 1998).

Figura 01 - Piscinas usuais na situação elevada, apoiada sobre o solo e enterrada



Fonte: O autor

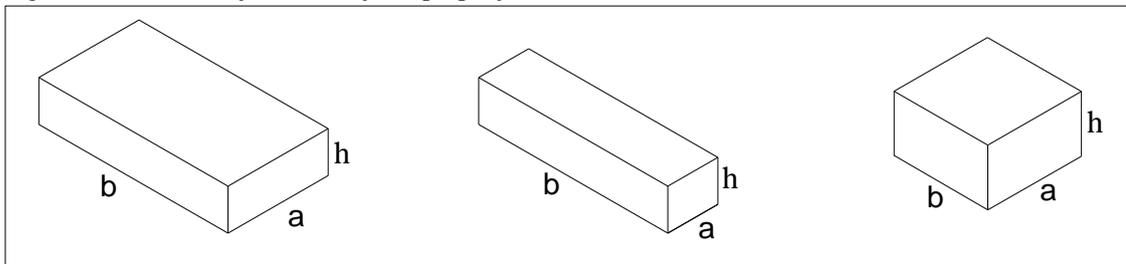
Um aspecto importante quanto ao comportamento estrutural e que pode ser utilizado para a definição do melhor método de cálculo a se usar, é a classificação da piscina quanto à sua forma. Guerrin e Lavaur (2003) citam que as piscinas podem ter forma quadrada, retangular, circular ou de qualquer outra forma. Onde, os dois primeiros, apresentam uma facilidade construtiva maior em relação aos outros, como também, de disposição no terreno.

Kuehn (2002) diz que uma piscina pode também ser classificada quanto ao seu volume armazenado, podendo ser de pequena, média e grande capacidade.

Costa (1998) faz uma complementação que, segundo ele, é de extrema importância para se analisar os esforços das piscinas, separando as cubas em três grupos descritos a seguir e ilustrados na figura 02:

- Cuba achatada: é aquela onde sua altura é bem menor em relação aos outros dois lados, ou seja, $h \ll a$ e b .
- Cuba alongada: é aquela onde o comprimento é muito maior do que a altura e a largura, ou seja, $b \gg h$ e a .
- Cuba cúbica: é aquela onde a altura é da mesma ordem de grandeza que os dois lados, ou seja, $h \sim a \sim b$.

Figura 02 - Classificação em relação à proporção de dimensões



Fonte: Costa (1998).

Independente do tipo de piscina, seja elevada, apoiada ou enterrada, as cargas principais são devidas ao peso e à pressão da água, ressalta Kuehn (2002). Por isso, devem-se projetar piscinas, sempre que possível, com alturas menores, para que não sobrecarregue excessivamente as paredes e o fundo da estrutura.

2.2.Cargas atuantes em piscinas

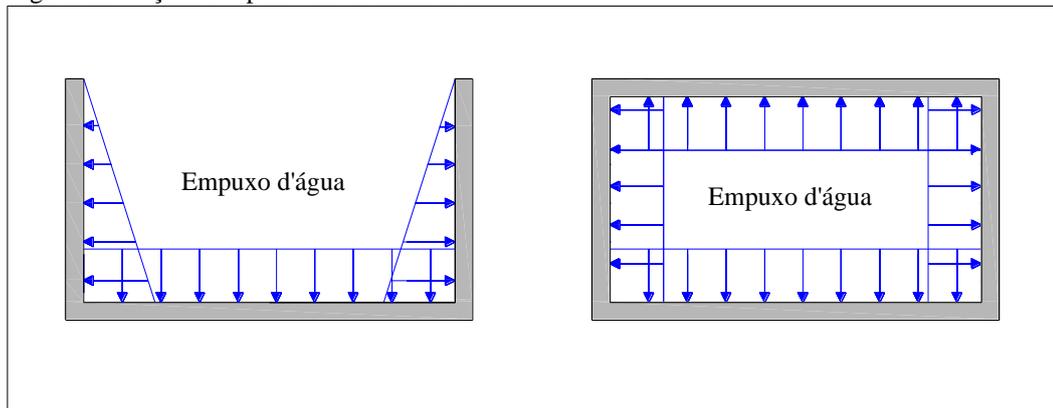
Para a elaboração do projeto estrutural de piscinas, sejam elas de concreto armado, alvenaria estrutural ou outro sistema construtivo, é necessário analisar quais serão as ações que atuarão sobre a estrutura, de acordo com a sua posição em relação ao solo.

As ações, para cada tipo de piscina, serão demonstradas a partir da composição de informações obtidas em Kuehn (2002) e Vasconcelos (1998):

2.2.1.Piscinas elevadas

Neste tipo de piscina, além do peso próprio atua também sobre a estrutura, o empuxo da água. Quando necessário considera-se também a ação do vento. Segundo os cortes verticais e horizontais respectivamente apresentados na figura 03, podem-se observar os carregamentos atuantes.

Figura 03 - Ações em piscina elevada cheia

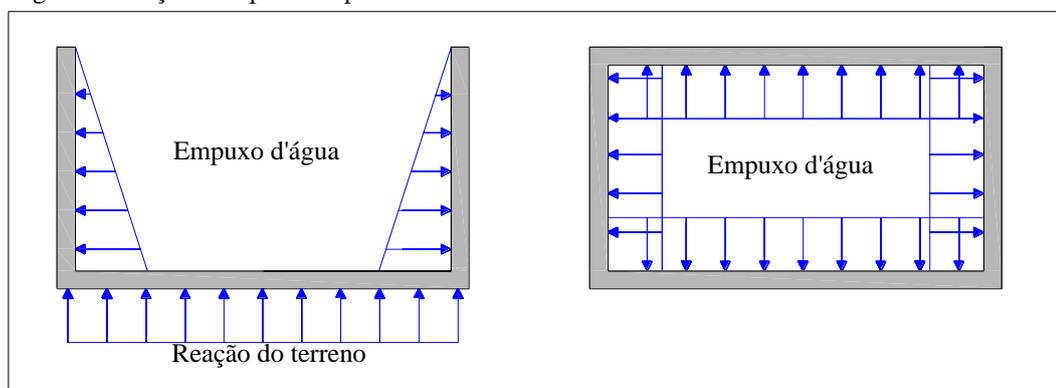


Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 19) adaptado.

2.2.2. Piscinas apoiadas sobre o solo

Neste tipo de piscina, além do seu peso próprio e do empuxo da água, atuam também sobre a estrutura o empuxo de terra e a reação do terreno. Para a situação da piscina cheia há, simultaneamente, a ocorrência de carga devido à massa de água, como também da reação do solo. No cálculo, deve ser considerada a diferença entre as duas ações. Como, na maior parte dos casos, a reação do terreno (no fundo) é maior que a ação proveniente da massa d'água, as ações possuem os aspectos indicados na figura 04.

Figura 04 - Ações em piscina apoiada sobre o solo

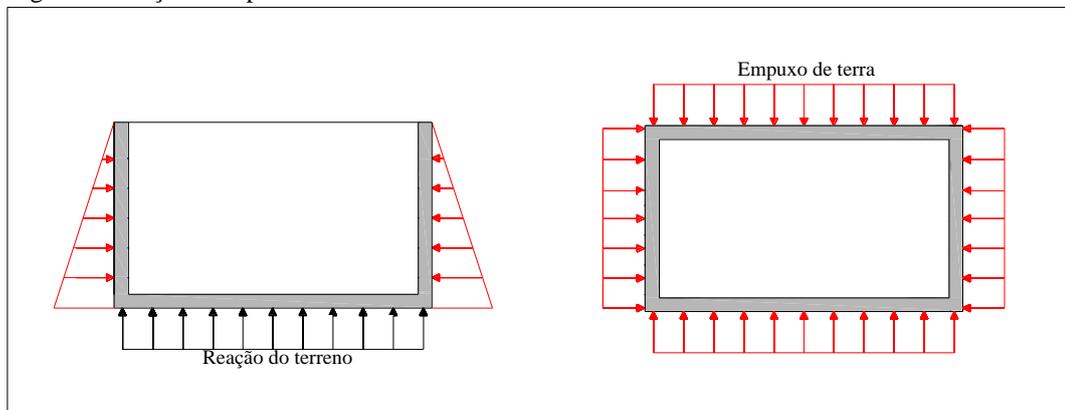


Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 20) adaptado.

2.2.3. Piscinas enterradas

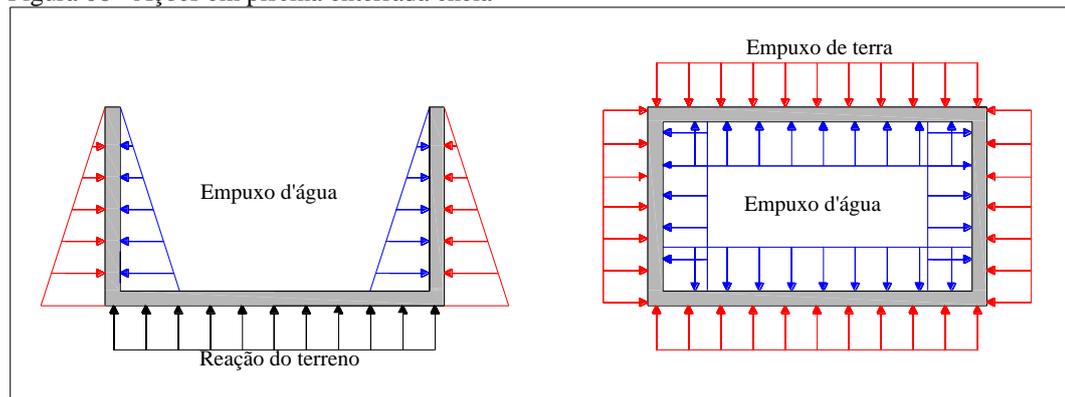
Neste tipo de piscina, além das ações devido ao peso próprio, empuxo de água, empuxo de terra e a reação do terreno, na presença de lençol freático, haverá também subpressão de água. Faz-se necessário para este tipo de piscina, analisar as duas situações de carregamentos que podem ocorrer: piscina vazia e piscina cheia. Com a piscina vazia (figura 05), apenas a carga de reação do terreno atuará sobre a estrutura. Para a situação cheia há, simultaneamente sobre as paredes, a ação devido ao empuxo de água, como também a ação devido ao empuxo de terra. Esta situação possui os aspectos indicados na figura 06:

Figura 05 - Ações em piscina enterrada vazia



Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 20) adaptado.

Figura 06 - Ações em piscina enterrada cheia

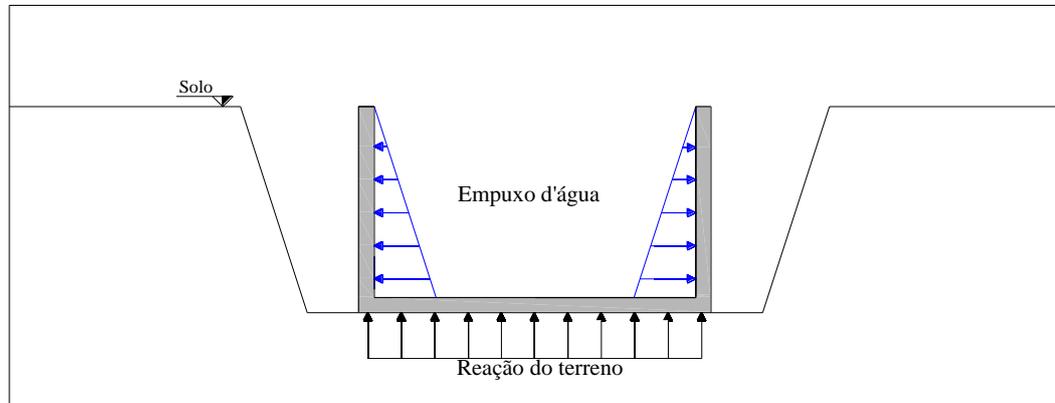


Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 21) adaptado.

Normalmente, para uma piscina enterrada, é feita a escavação de um volume maior de terra que o determinado pelas dimensões externas do tanque, sendo realizado após a conclusão da obra o reaterro deste excesso escavado. Porém, antes da execução do reaterro, é realizado um teste para verificar se não há vazamentos. Neste período, antes do reaterro, deve-se considerar a situação de carregamento de uma piscina apoiada sobre o solo, pois não estará

acontecendo à concomitância da ação do empuxo de água com a ação do empuxo de terra (figura 07). Esta situação, também deverá ser considerada no cálculo.

Figura 07 - Consideração de uma piscina enterrada antes do reaterro



Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 21).

Vasconcelos (1998) ressalta a importância de se analisar a ocorrência de lençol freático acima do nível do fundo de uma piscina enterrada. Nesta situação, além do empuxo do solo que atua externamente, deverá considerar também o empuxo provocado pelo lençol freático. Para esta carga atuante sobre as paredes e a laje de fundo, o valor de sua ação é proporcional à altura do nível do lençol em relação à laje.

Conforme abordado pela Téchne (2002), uma das maiores causas de falência da estrutura de uma piscina é o empuxo provocado pelo lençol freático. O esforço de baixo para cima pode provocar rachaduras como também o deslocamento da piscina.

3. AÇÕES A SEREM CONSIDERADAS

Para que se tenha um autêntico modelo de cálculo, é necessário analisar e quantificar quais ações atuará simultaneamente sobre a estrutura. Eventuais falhas podem ocorrer no seu comportamento em serviço, como também, o aparecimento de estados limites em que a estrutura não foi preparada, caso ocorra erro no processo de quantificação das ações. Para isso as condições de construção, características da estrutura e do terreno a ser implantado, tipo de utilização, condições meteorológicas, entre outros devem ser levados em consideração (MENESES, 2013).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que todas as ações que, eventualmente, possam causar efeitos significativos na segurança da estrutura, levando-se em conta seus possíveis estados limite últimos (ELU) e estado limite de serviço (ELS), devem ser levadas em consideração em uma análise estrutural. Estas ações a serem consideradas, são classificadas pela NBR 8681 (ABNT, 2003) em:

- Permanentes: ações que permanecem praticamente constantes ou tenha pequena variabilidade em seus valores durante toda a vida útil da estrutura.
- Variáveis: ações que apresentam variações significativas em seus valores durante a vida da construção.
- Excepcionais: ações com duração muito curta ou tenha pequena probabilidade de ocorrência durante a vida útil da estrutura, mas devem ser consideradas em projetos de determinadas estruturas.

Segundo Meneses (2013), as ações ainda podem ser classificadas em diretas e indiretas. Onde as diretas consistem nas forças externas que atuam sobre a estrutura, cargas horizontais ou verticais, por exemplo. Já as ações indiretas, consistem nas deformações impostas pela dilatação ou retração térmica, retração do concreto ou recalque diferencial, por exemplo.

Para o dimensionamento de uma piscina, Meneses (2013) diz que é recomendado considerar as seguintes ações: peso próprio da estrutura; peso próprio dos revestimentos; cargas provocadas pela água e pela terra; deformações provocadas por recalque diferencial; assim como ações do vento, térmicas, da neve e sísmica, quando houver.

3.1.Cargas permanentes

Segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980) carga permanente é constituída pelo peso próprio da estrutura, como também, pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes.

Dentro das cargas permanentes, será considerado o peso próprio da estrutura. E para quantificar este peso, é preciso adotar os valores de peso específico dos materiais que a constituem. Estes valores podem ser encontrados na tabela 1 da NBR 6120 (ABNT, 1980).

É preciso levar em consideração também em um projeto de piscina, uma carga permanente decorrente da camada impermeabilizante. Normalmente, para impermeabilização utiliza-se o valor de 1,0 kN/m².

3.1.1.Impermeabilização em piscinas

Para garantir a estanqueidade, evitar vazamentos e a degradação da estrutura de piscinas é preciso contar com um bom projeto de impermeabilização. Produtos adequados para cada tipo de piscina, além de uma correta execução de impermeabilização é indispensável para um melhor desempenho da estrutura (TÉCHNE, 2016).

Há uma diversidade de produtos, contudo para a escolha da melhor alternativa de impermeabilização é preciso levar em conta todas as interferências possíveis que a piscina estará sujeita, como por exemplo, pressão hidrostática, deformações e movimentações (TÉCHNE, 2016).

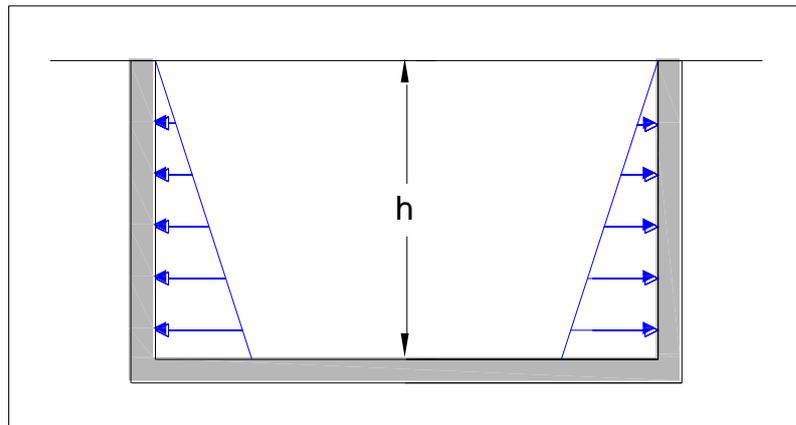
Segundo Sérgio Pousa, projetista da Proiso, empresa especializada em projetos de impermeabilização, as estruturas de piscinas exige aplicação de sistemas flexíveis. Portanto, é recomendada a utilização de produtos com menor módulo de deformação. Ele acrescenta que, por exemplo, os produtos rígidos como os de base cimentícia que os fabricantes sempre recomendam, atendem sim as necessidades, porém possuem módulo de deformação elevado, conferindo menor vida útil ao sistema (TÉCHNE, 2016).

Sejam de concreto armado ou alvenaria estrutura, as piscinas enterradas, podem ser impermeabilizadas com manta asfáltica ou manta geossintética de PVC ou membrana elastomérica estruturada. Enquanto as piscinas elevadas também devem ser impermeabilizadas com manta asfáltica ou manta geossintética de PVC, que é similar à de vinil, porém com espessura de 1,5 mm e tem além da impermeabilização, funcionalidade de acabamento (TÉCHNE, 2016).

3.2. Empuxo da água

A água contida no interior da piscina exerce uma pressão hidrostática sobre a estrutura e esta terá formato triangular (figura 08), com valor máximo no fundo e valor nulo na superfície. O valor da pressão hidrostática na piscina cheia é dado a cada ponto a uma profundidade h e obtido na equação 1 (MENESES, 2013).

Figura 08 – Representação da pressão hidrostática



Fonte: O autor.

$$P_h = \gamma_a \cdot h \quad (1)$$

Onde:

- P_h = Pressão hidrostática;
- γ_a = Peso específico da água;
- h = Altura da coluna de água.

Por se tratar de uma carga triangular, o empuxo hidrostático será então obtido por:

$$E = P_h \cdot \frac{h}{2} \quad (2)$$

Meneses (2013) complementa que é importante considerar também, sobre a estrutura de piscinas apoiadas sobre o solo ou enterradas, o empuxo hidrostático de águas provenientes de lençóis freáticos. Pois, dependendo do nível, poderão provocar cargas importantes de baixo para cima no fundo da laje. Caso o peso próprio da estrutura e o peso do terreno sobre a laje sejam insuficientes, pode levar a ruptura da estrutura, por flutuação da piscina.

3.3. Empuxo do solo

A pressão exercida pelo solo sobre as paredes (empuxo do solo), presente nas piscinas apoiadas ou enterradas, assemelha-se à pressão hidrostática, porém com atuação de fora para dentro (MENESES, 2013).

Meneses (2013) destaca que esta ação é considerada permanente porque após a constatação da estanqueidade da piscina, permanecerá sobre a estrutura durante toda a sua vida útil.

Quanto à pressão do solo exercida sobre a estrutura horizontalmente, dependerá do estado de tensão do solo. Será considerado passivo, quando ocorrer movimentação da estrutura no sentido do terreno, gerando assim, um acréscimo de tensões. Ocorrendo movimentação no sentido contrário, do terreno à estrutura, gerando alívio de tensões, é considerado ativo. Agora, quando não ocorre movimentação suficiente entre a estrutura e o terreno, a pressão do solo é calculada a partir do estado de tensão em repouso. Na situação mais condicionante, ou seja, quando a piscina está vazia, admite-se empuxo ativo (MENESES, 2013).

3.3.1. Procedimento de cálculo do empuxo de solo

Moliterno (1989) cita algumas teorias desenvolvidas para a quantificação do empuxo de solo, que apesar de serem conhecidas como Teorias Antigas, ainda apresentam resultados satisfatórios. São elas: Teoria de Coulomb (1773), Poncelet (1840) e Rankine (1856). Entretanto, devido à limitação deste trabalho, será apresentada e utilizada apenas a Teoria de Coulomb.

3.3.2. Teoria de Coulomb

Moliterno (1980) relata que a Teoria de Coulomb baseia-se na hipótese de que o esforço exercido no paramento do muro ou parede é proveniente da pressão do peso parcial de uma cunha de terra, que desliza pela perda de resistência a cisalhamento ou atrito.

O cálculo do empuxo de solo é análogo ao empuxo de água. A área triangular formada pela pressão exercida sobre a estrutura representa o valor do empuxo. A diferença é que no caso do solo, deve-se levar em conta o atrito entre as partículas, a rugosidade e a inclinação do

terreno em relação à horizontal, e para tanto se introduz um coeficiente K . Desta maneira, o empuxo de terra, será determinado por:

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot K_a \cdot h^2 \quad (3)$$

Onde:

- γ_s = Peso específico do solo;
- K_a = Coeficiente de empuxo ativo;
- h = Altura da parede.

De acordo com a inclinação do terreno e do tipo de parede projetada para a piscina, o valor o coeficiente de empuxo ativo sofre variação. Contudo, Moliterno (1980) determina este coeficiente para parâmetro interno liso, vertical e terreno adjacente horizontal, através da seguinte equação:

$$K_a = tg^2 \cdot \left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (4)$$

Onde:

- ϕ = Ângulo de atrito do solo;

3.4.Reação do solo

As piscinas estão sujeitas a elevados carregamentos provenientes de seu conteúdo, onde o movimento do solo poderá ser elevado e mudar completamente a distribuição dos esforços. Portanto, faz-se necessário a fim de obter resultados condizentes a realidade física, a análise da interação solo-estrutura que será tratado no item 5 deste trabalho (MENESES, 2013).

4. ESTUDO DOS SOLOS

4.1. Classificação dos solos

A NBR 6502 (ABNT, 1995) define granulometria como a “representação de um solo pelas dimensões de suas partículas e suas respectivas percentagens em massa”. E, segundo Christian (2012) esta é a primeira característica que diferencia os solos.. Por exemplo, os grãos de pedregulhos ou a areia do mar, são perceptíveis a olho nu, enquanto outros solos possuem grãos tão finos que, quando molhados, se tornam uma pasta, tornando-se impossível a visualização de suas partículas individualmente.

A NBR 6502 (ABNT, 1995) apresenta a classificação dos solos conforme a sua granulometria. Essa classificação é exposta na tabela a seguir:

Tabela 01 - Classificação dos solos segundo o diâmetro dos grãos

Classificação	Diâmetro dos grãos
Argila	menores que 0,002 mm
Silte	0,002 mm a 0,06 mm
Areia	0,06 mm a 2,0 mm
Pedregulho	2,0 mm a 60 mm

Fonte: NBR 6502 (ABNT, 1995).

4.1.1. Solos arenosos

Definido também como não coesivos, de acordo com Proenc (2012 apud CHRISTIAN, 2012, p. 46) os solos arenosos são ricos em areia, possui a forma de seus grãos relativamente grandes e não conseguem reter água por muito tempo. Rapidamente a água se infiltra pelo espaço que existe entre os grãos de areia, e vai se acumular nas camadas mais profundas.

As areias são formadas principalmente por grãos de quartzo. Estes grãos podem ser angulares, sub-angulares ou arredondados (PUPPI, 2004 apud CHRISTIAN, 2012, p. 47).

A resistência ao cisalhamento do solo, nos solos arenosos, basicamente depende do ângulo de atrito entre as partículas (SILVA; CARVALHO, 2007 apud CHRISTIAN, 2012, p. 47).

4.1.2. Solos coesivos

Solos que contêm muita argila, onde estas possuem partículas muito pequenas. Neste tipo de solos a água é retida por muito tempo nos pequenos espaços existentes entre os grãos de argila, dando origem ao barro (PROENC, 2004 apud CHRISTIAN, 2012, p. 47).

As argilas são pequenas partículas cristalinas de um ou mais membros de um pequeno grupo de minerais. Basicamente os silicatos hidratados de alumínio, com magnésio ou ferro ocupando toda ou parte das posições do alumínio em alguns minerais, e com elementos alcalinos (ex. sódio e potássio), ou alcalino-terrosos (ex. cálcio e magnésio) também presentes como constituintes essenciais de alguns deles (PUPPI, 2004 apud CHRISTIAN, 2012, p. 47).

Quanto à resistência ao cisalhamento, neste tipo de solo dependerá do ângulo de atrito entre as partículas, como também da coesão (SILVA; CARVALHO, 2007 apud CHRISTIAN, 2012, p. 47).

4.2. Parâmetros geotécnicos

Christian (2012) diz que para representar os solos na análise de estruturas, alguns parâmetros geotécnicos são usados, como: o peso específico (γ), o ângulo de atrito (ϕ), a coesão (c), o módulo de deformação (E_s) e o coeficiente de poisson (ν).

4.2.1. Peso específico

A NBR 6502 (ABNT, 1995) apresenta a conceituação de peso específico seco, natural, submerso e saturado:

- Peso específico (γ): relação entre o peso seco de um solo (fase sólida) e o seu volume total;
- Peso específico natural (γ_{nat}): relação entre o peso total de um solo (fases sólida e líquida) e o seu volume total no estado natural;
- Peso específico saturado (γ_{sat}): peso específico de um solo cujos vazios estão completamente preenchidos por água;
- Peso específico submerso (γ_{sub}): relação entre o peso dos grãos de uma massa de solo, diminuído do peso da água deslocada por estes grãos, e o volume total desta massa. Este peso é igual ao peso específico saturado menos o peso específico da água.

Bowles (1997 apud CHRISTIAN, 2012, p. 50) apresenta para os solos arenosos e coesivos, valores para o peso específico do solo saturado, respectivamente nas tabelas 02 e 03:

Tabela 02 - Valores para peso específico (γ_{sat}) de solos arenosos

Compacidade da areia	Peso específico (γ_{sat}) (KN/ m³)
Muito fofa	11 - 16
Fofa	14 - 18
Medianamente compacta	17 - 20
Compacta	17 - 22
Muito compacta	20 - 23

Fonte: Bowles (1997 apud CHRISTIAN, 2012, p. 50).

Tabela 03 - Valores para peso específico (γ_{sat}) de solos coesivos

Consistência da argila	Peso específico (γ_{sat}) (kN/m³)
Muito mole	16 - 19
Mole	16 - 19
Média	17 - 20
Rija	19 - 22
Muito rija	19 - 22
Dura	19 - 22

Fonte: (BOWLES, 1997 apud CHRISTIAN, 2012, p. 50).

De acordo com Cintra e Aoki (2011), na falta de ensaios de laboratório, valores aproximados são apresentados nas tabelas 04 e 05, baseados na compacidade da areia e da consistência da argila, dados em função dos índices de resistência a penetração (N_{spt}):

Tabela 04 – Peso específico de solos argilosos

N_{spt}	Consistência	γ (kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: (GODOY, 1972 apud CINTRA E AOKI, 2011, p. 45).

Tabela 05 – Peso específico de solos arenosos

N_{spt}	Compacidade	γ (kN/m ³)		
		Areia seca	Areia úmida	Areia saturada
< 5	Fofa			
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
> 40	Muito compacta			

Fonte: (GODOY, 1972 apud CINTRA E AOKI, 2011, p. 46).

4.2.2. Ângulo de atrito

Segundo a NBR 6502 (ABNT, 1995) ângulo de atrito é definido como o “ângulo formado com o eixo das tensões normais pela tangente, em um determinado ponto da curva envoltória de Mohr, representativa das resistências ao cisalhamento da rocha, sob diferentes tensões normais”.

O ângulo de atrito interno do solo (ϕ) representa as características friccionais entre as partículas do solo. Tal parâmetro pode ser definido como o ângulo máximo que a força transmitida ao solo pode fazer com a força normal à superfície de contato, sem que haja cisalhamento do solo por ruptura. O grau de compactação, percentagem e tipo de argila, como também o tamanho e forma dos grãos de areia do solo, são fatores que o ângulo de atrito depende (PINTO, 2010 apud SILVA E CARVALHO, 2007).

Alguns valores para o ângulo de atrito da areia são apresentados na tabela sugerida por Bowles (1997, apud CHRISTIAN, 2012, p. 52):

Tabela 06 – Valores para o ângulo de atrito de solos arenosos

Ângulo de atrito (ϕ) ¹	Tamanho do grão	Compacidade da areia - SPT (N_{70})				
		Muito Fofa	Fofa	Medianamente compacta	Compacta	Muito compacta
	Fino	26 - 28	28 - 30	30 - 34	33 - 38	
	Médio	27 - 28	30 - 32	32 - 36	36 - 42	< 50
	Grosso	28 - 30	30 - 34	33 - 40	40 - 50	

Fonte: (BOWLES, 1997 apud CHRISTIAN, 2012, p. 52)

Nota:

(1) Coeficiente de atrito – $\phi = 28^\circ + 15^\circ Dr$ (+/-2°)

Cintra e Aoki (2011) relatam que, para se estimar o ângulo de atrito, duas correlações empíricas que correlacionam este parâmetro com os valores do índice de resistência a penetração (N_{spt}), podem ser utilizadas.

Godoy (1983 apud CINTRA; AOKI, 2011, p. 36) expõe a seguinte correlação:

$$\phi = 28^\circ + 0,4 N_{SPT} \quad (5)$$

Enquanto, Teixeira (1996 apud CINTRA; AOKI, 2011, p. 36) utiliza:

$$\phi = \sqrt{20}N_{SPT} + 15^\circ \quad (6)$$

4.2.3. Coesão

A coesão é uma das características que as argilas e os siltes plásticos, considerados solos muito finos, possuem. Ela aumenta de acordo com a quantidade de argila e atividade coloidal, da relação de pré-adensamento, como também, da diminuição da unidade (MACCARINI 2009 apud CHRISTIAN, 2012, p. 54).

Em função da consistência da argila, alguns valores para a coesão do solo são demonstrados através da tabela 07:

Tabela 07 – Valores para coesão do solo

Consistência da argila	Coesão - c (kN/m²)
Muito mole	< 12,5
Mole	12,5 - 25,0
Média	25,0 - 50,0
Rija	50,0 - 100,0
Muito rija	100,0 - 200,0
Dura	> 200,0

Fonte: (MACCARINI, 2009 apud CHRISTIAN, 2012, p. 54).

Assim como em outros parâmetros geotécnicos já citados, quando não se dispõem de ensaios laboratoriais, para se estimar o valor da coesão, Teixeira e Godoy (1996 apud CINTRA; AOKI, 2010, p.35) utilizam a seguinte relação empírica com o índice de resistência à penetração (N_{spt}):

$$c = 10. N_{SPT} \quad (7)$$

Onde:

- c = coesão do solo em KPa;
- N_{SPT} = índice de resistência a penetração obtido no ensaio SPT.

4.2.4. Módulo de deformação

Conforme Rody (2010 apud CHRISTIAN, 2012, p. 49) o módulo de deformação do solo (E_s) pode ser obtido através do ensaio triaxial, da qual existem três tipos: adensado drenado, adensado não drenado, e não adensado não drenado.

Outra forma de se obter o valor do módulo de deformação do solo é através de ensaios de campo, como o SPT e estes são apresentados na tabela 08 de acordo com Bowles (1997):

Tabela 08 – Valores para o módulo de deformação do solo (E_s)

Tipo de solo	E_s (Mpa)
Argila muito mole	2 - 15
Argila mole	5 - 25
Argila média	15 - 50
Argila dura	50 - 100
Argila arenosa	25 - 250
Argila siltosa	5 - 20
Areia fofa	10 - 25
Areia compacta	50 - 81
Areia fofa e pedregulhos	50 - 150
Areia compacta e pedregulhos	100 - 200
Silte	2- 20

Fonte: (BOWLES 2009 apud CHRISTIAN, 2012, p. 54).

4.2.5. Coeficiente de Poisson

Conforme aborda Rody (2010 apud CHRISTIAN, 2012, p. 49), o Coeficiente de Poisson (ν) é a razão entre a deformação específica lateral e longitudinal, sendo este um valor adimensional. De acordo com a teoria da elasticidade, o valor do coeficiente de Poisson está entre -1 a 0,5. Pelas dificuldades encontradas na medição, recomenda-se adotar os valores de

(ν) encontrados na literatura, como os apresentados por BOWLES 1997 apud CHRISTIAN, 2012, p. 49) na tabela 09:

Tabela 09 - Valores para o Coeficiente de Poisson

Tipo de solo	ν
Argila saturada	0,40 - 0,50
Argila parcialmente saturada	0,10 - 0,30
Argila arenosa	0,20 - 0,30
Silte	0,30 - 0,45
Areia Comum	0,30 - 0,40

Fonte: (BOWLES 1997 apud CHRISTIAN, 2012, p. 49).

4.3. Levantamento de informações do solo através de sondagens à percussão (SPT)

As vantagens em relação a outros ensaios, como a simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico que pode ser associado a regras empíricas, fazem do SPT (standard penetration test) o ensaio de campo mais utilizado para a determinação das características do solo (SCHNAID, 2010 apud CHRISTIAN, 2012, p.35).

Segundo a NBR 6484 (ABNT, 2001) o SPT tem a finalidade de determinar os tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível d'água e os índices de resistência à penetração (N_{SPT}).

A NBR 8036 (ABNT, 1983) fixa as condições exigíveis na programação das sondagens, abrangendo o número, a localização e a profundidade. Onde, o número de sondagens deverá ser suficiente para fornecer a melhor descrição possível da variação das camadas do subsolo do local estudado.

Ainda de acordo com a NBR 8036 (ABNT, 1983) deverá acontecer uma sondagem a cada 200 m² para as edificações de até 1200 m². Entre 1200 e 2400 m² acontecerá uma sondagem a cada 400 m² que excederem 1200 m². Por fim, para áreas acima de 2400 m², o número de sondagens deverá acontecer de acordo com as peculiaridades da construção. Independente das circunstâncias, o número mínimo de sondagens deve ser: dois para áreas com até 200 m² e três para áreas compreendidas entre 200 e 400 m².

A mesma norma estabelece ainda que, quando o número de sondagens for maior que três, a distribuição destas não deverá ser no mesmo alinhamento.

4.3.1. Classificação do solo segundo os valores de N_{SPT}

A classificação do solo, pode também acontecer segundo os valores do N_{SPT} . Para isso, a NBR 6484 (ABNT, 2001) apresenta a tabela a seguir:

Tabela 10 - Classificação dos solos arenosos e coesivos segundo N_{SPT}

Solo	Índice de resistência à penetração (N_{70})	Designação
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 - 8	Pouco compacta (o)
	9 - 18	Medianamente compacta (o)
	19 - 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos (coesivos)	≤ 2	Muito mole
	3 - 5	Mole
	6 - 10	Média (o)
	11 - 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

Fonte: NBR 6484 (ABNT, 2001).

4.4. Percolação da água e drenagem

O comportamento de uma estrutura de contenção pode ser influenciado devido a presença de água no solo. Com o aumento da umidade, parâmetros geotécnicos como a coesão, por exemplo, diminuem. Além disso, a presença de água nos vazios pode ocasionar o aumento do peso específico do solo (BARROS, 2014).

Barros (2014) relata que a presença de água no maciço pode alterar também o próprio empuxo exercido pelo solo. Como a estrutura é impermeável, caso não haja drenagem, a água exercerá sobre ela pressões hidrostáticas.

Para que não aconteça então, a percolação de água e consequentemente o aparecimento das subpressões que solicitem excessivamente a estrutura, faz-se necessário a disposição de uma camada drenante sobre a estrutura (PANIAGO; HANAI, 2002).

Paniago e Hanai (2012, p. 4) explicam: “o dreno tem a função de filtro, ou seja, permitir a livre passagem da água sem que haja um deslocamento das partículas de solo”. Para tanto, este deve atender a duas condições básicas:

- Permeabilidade: para que, a livre drenagem da água e o um controle das forças de percolação aconteça, os vazios entre as partículas do filtro, devem ser grandes o suficiente para que resulte um coeficiente de permeabilidade maior que o do solo em questão;

- Granulometria: as partículas do filtro devem ser pequenas o suficiente que evite o carregamento das partículas do solo para dentro do filtro.

Diante disto, Paniago e Hanai (2012) sugerem algumas alternativas para a execução desse filtro, como:

- Camada de areia e pedra britada e tubos furados como coletores;
- Mantas geotêxteis¹ junto a uma camada de brita;
- Utilização de um sistema denominado Multidren².

Enfim, quanto à presença de água devido ao efeito de chuvas intensas, por exemplo, esta necessita de um caminho preferencial. Se ela infiltrar, precisa encontrar abaixo do solo uma saída. Caso não infiltre, precisa escoar superficialmente.

4.5.Consideração do solo saturado e coluna d'água no dimensionamento

Embora pareçam semelhantes, há divergências ao dimensionar uma parede de contenção considerando o solo saturado e dimensionar contra uma coluna d'água atrás desta estrutura (FARIA, 2016).

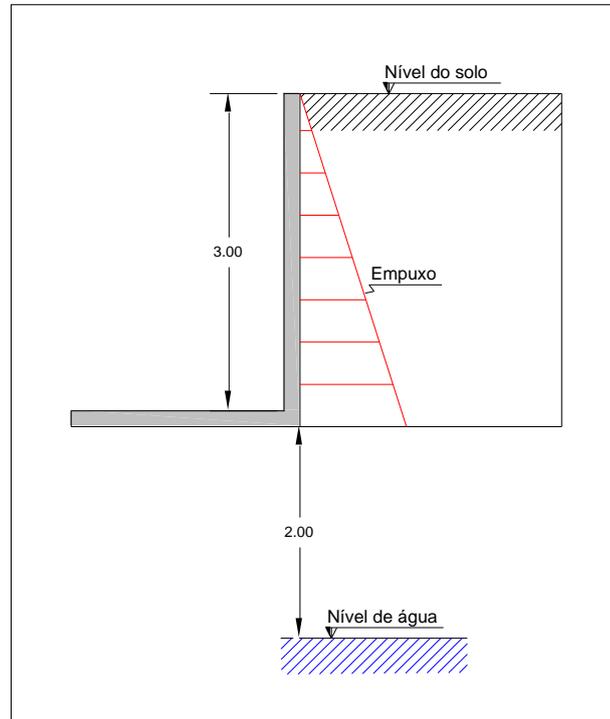
Para o solo estar saturado, não necessariamente ele precisa estar abaixo do nível d'água. Ele pode estar há vários metros acima e estar saturado devido ao efeito da capilaridade. Além disso, o mesmo efeito pode ocorrer devido a infiltrações de tubulações ou chuvas. Contudo, na presença de uma coluna d'água, o solo também estará saturado. Mas, como dito anteriormente, há diferenças (FARIA, 2016).

Vejam, por meio de um exemplo, tais diferenças. Para uma situação de uma parede de contenção de 3 metros, onde esta deve conter um solo argiloso de peso específico 16 kN/m³, com porosidade de 40 %, ângulo de atrito 28° e com o nível de água a 2 metros em relação a base da estrutura, conforme a figura a seguir:

¹ Manta permeável que, quando associado com o solo, tem capacidade drenante.

² Sistema fabricado e fornecido pela Rodhia-Ster que associa um núcleo drenante de polietileno de alta densidade ao geotêxtil que o envolve.

Figura 09 - Condição de solo saturado 1



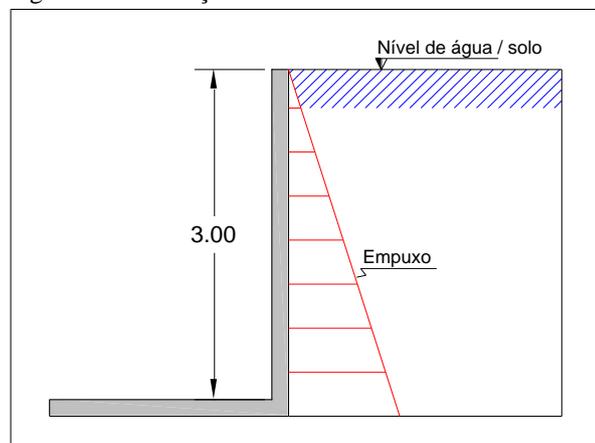
Fonte: O autor.

Considerando o solo saturado e ângulo de atrito 28° teremos, respectivamente, peso específico saturado e o coeficiente de empuxo ativo iguais a 20 kN/m^3 e $0,36$.

Usando estes valores e calculando o empuxo exercido pelo solo encontramos $32,4 \text{ kN/m}$.

Agora, para a situação apresentada na figura 11, em que após a construção da parede de contenção, suponhamos que o nível da água suba ou se eleva para o topo, o solo estará saturado e também submerso.

Figura 10 - Condição de solo saturado 2



Fonte: O autor.

Utilizando-se do peso do solo submerso para o cálculo do empuxo, somando a ele a pressão hidrostática exercida pela coluna de água, teremos então uma força horizontal contra a parede de 61,2 kN/m². Com isso torna-se claro que, dimensionar contra o solo saturado (32,4 kN/m²) e dimensionar contra a coluna d'água (61,2 kN/m²) que é bem mais severa, não é a mesma coisa (FARIA, 2016).

Faria (2016) afirma que paredes de contenção devem ser dimensionadas para a condição saturada, visto que esta é a condição em que o solo possui menor resistência.

4.6. Influência da posição do lençol freático

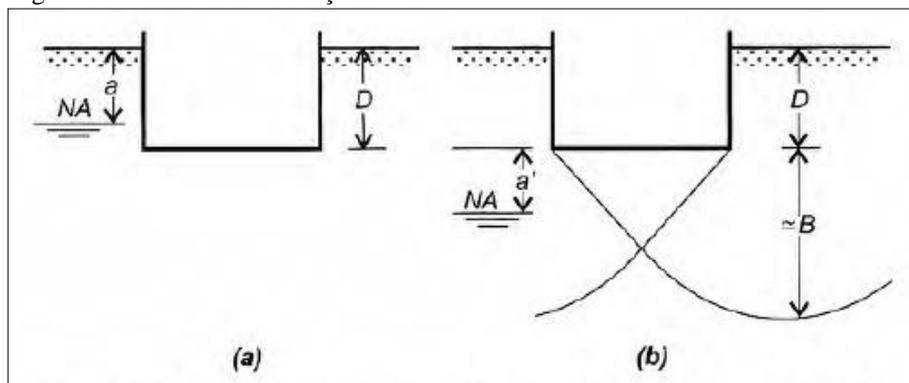
A capacidade de carga do solo sofre considerável redução dependendo da posição do nível do lençol freático. Os termos da expressão de Terzagui, por exemplo, que quantifica a capacidade de carga sofre influência através da variação tanto na parcela de contribuição da sobrecarga, como também do peso específico respectivamente explícito a seguir (CINTRA E AOKI, 2011):

$$\sigma_r = c \cdot N_c \cdot S_c + \underbrace{q \cdot N_q \cdot S_q}_{\text{Sobrecarga}} + \underbrace{\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma}_{\text{Peso específico}} \quad (8)$$

Segundo Velloso e Lopes (2011), há dois casos básicos a serem considerados, conforme a figura 11:

- Nível de água localizado entre o nível do terreno e a base de fundação;
- Nível de água localizado entre a base da fundação e o limite da superfície de ruptura.

Figura 11 - Influência do lençol freático



Fonte: (VELLOSO E LOPES, 2011, p. 82).

Para a primeira situação é preciso considerar para a sobrecarga, parte do solo no seu estado normal e outra no submerso. Enquanto o peso específico do solo deve ser considerado sendo submerso, conforme apresentados a seguir:

$$q = \gamma_{nat} \cdot a + \gamma_{sub} \cdot (D - a) \quad (9)$$

$$\gamma = \gamma_{sub} \quad (10)$$

Na segunda situação, para a parcela de sobrecarga é levado em consideração o peso específico natural do solo, ao passo que, a parcela do peso específico é calculada através da média entre o peso específico natural e o peso específico submerso. Este caso baseia-se na hipótese de que a profundidade da superfície de ruptura atinge, abaixo da cota onde a fundação está assentada, o valor correspondente a sua largura B.

$$q = \gamma_{nat} \cdot D \quad (11)$$

$$\gamma = \gamma_{sub} + \frac{a'}{B} (\gamma_{nat} - \gamma_{sub}) \quad (12)$$

O nível de água não influenciará na capacidade de carga, quanto ele estiver a uma distância maior que B abaixo da cota onde a fundação está assentada, com isso utiliza-se o peso específico natural do solo.

5. INTERAÇÃO SOLO ESTRUTURA

Danziger (2005) diz de forma concisa, que a forma como uma estrutura reage às solicitações quando submetida a um carregamento externo, é determinado pela interação solo-estrutura.

De forma convencional, em um projeto estrutural, admite-se que os apoios sejam indeslocáveis. Mas, de acordo com a realidade geotécnica, não condiz à suposição de que o sistema de fundação possui comportamento rígido e indeslocável (COLARES, 2006).

É importante analisar a interação solo-estrutura, visto que a estrutura quando submetida à carga externa, apresenta reações de apoio que variam de acordo com o maciço onde a estrutura está assentada. Portanto, a não consideração dessa interação, como muitos projetistas fazem, conduz a uma realidade que não corresponde ao verdadeiro comportamento do conjunto que compreende: a superestrutura, os elementos estruturais de fundação e o maciço de solos (REIS, 2000).

Pode ser verificado na prática, que o solo se deforma quando é submetido ao carregamento de uma estrutura. Essa deformação provoca perturbações na estrutura e altera o seu fluxo de cargas, resultando assim uma mudança nos valores dos esforços das peças estruturais. A redistribuição desses esforços pode provocar o aparecimento de fissuras em lajes, vigas e esmagamento de pilares (HOLANDA JÚNIOR, 1998).

Colares (2006) diz que o termo interação solo-estrutura (ISE) possui um campo de estudo muito amplo podendo incluir diversos tipos de estruturas e o solo sobre o qual estão assentadas

Reis (2000 apud DANZIGER, 2005, p. 44) destaca que há fatores que intervêm na interação solo-estrutura: a rigidez relativa estrutura x solo, a influência recíproca entre os elementos da fundação de uma edificação vizinha, a influencia das etapas de construção e a modificação ocasionada pela execução de um reforço de estrutura ou de fundação na vizinhança.

Quanto à interação solo-fundação, Velloso e Lopes (2010) relatam que a análise desta tem como objetivo fornecer os recalques reais da fundação e seus esforços internos. Para a determinação destes esforços, além da análise da interação, pode ser feita também indiretamente através das pressões de contato.

5.1. Modelos de solo

Para uma análise da interação solo-estrutura, Velloso e Lopes (2010) propõem dois modelos principais para representar o solo: meio contínuo e o modelo de Winkler.

5.2.1. Meio contínuo

Velloso e Lopes (2010) dizem que o meio contínuo pode ser elástico ou eletroplástico. Pela Teoria da Elasticidade, há algumas soluções para vigas e placas para o caso elástico. Enquanto, para o eletroplástico, requer soluções numéricas, pelo Meio dos Elementos finitos, por exemplo.

5.2.2. Modelo de Winkler

Winkler, um engenheiro civil alemão, propôs em 1867 um modelo onde supõe que as cargas aplicadas na superfície do solo geram deslocamentos somente no ponto de aplicação da mesma. Com isso, foi sugerido, que o maciço de solo fosse substituído por uma série de molas com rigidez correspondente (ANTONIAZZI, 2011).

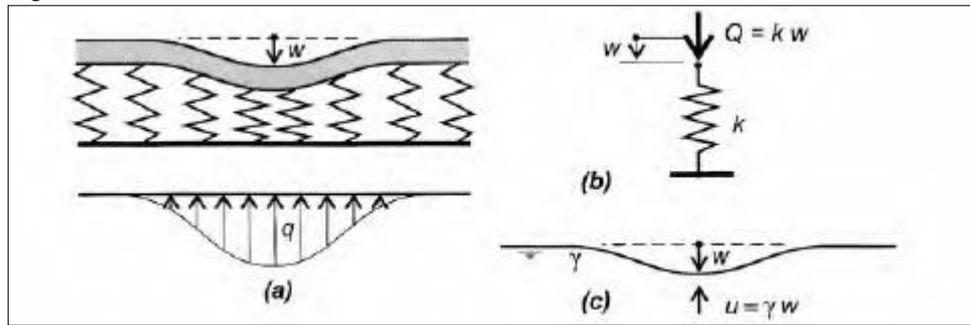
Tal modelo, segundo Colares (2006, p. 28) “admite que o deslocamento w de qualquer ponto situado na superfície do solo é diretamente proporcional ao carregamento q aplicado e independe de outros carregamentos externos, aplicados em outros pontos do solo”.

Velloso e Lopes (2010) complementa que as pressões de contato são proporcionais aos recalques, representada na figura 12 e expressa na seguinte equação:

$$q = k_v \cdot w \quad (13)$$

Onde, K_v , a constante de proporcionalidade é normalmente chamada de coeficiente de reação vertical, mas pode receber também outras denominações como coeficiente de recalque, módulo de reação ou coeficiente de mola (VELLOSO E LOPES, 2010).

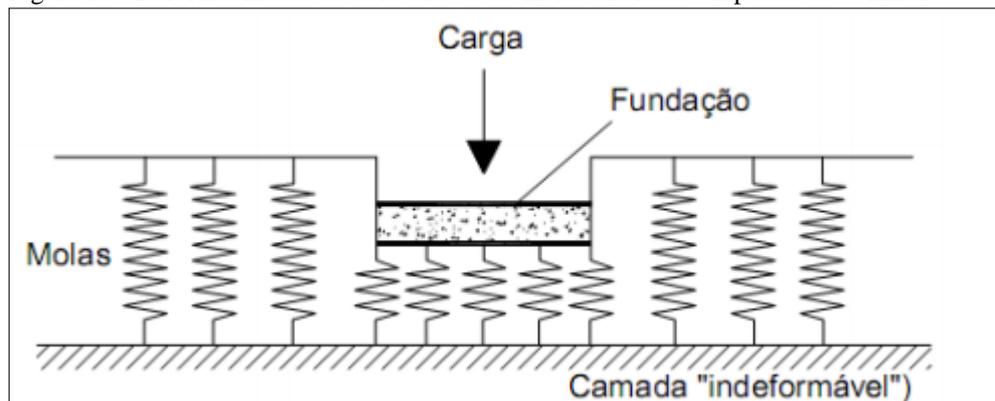
Figura 12 - Modelo de Winkler



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 126).

Essa deformação do solo somente na região de aplicação da carga, desconsiderando o efeito dos carregamentos no entorno da estrutura, demonstrado através das molas, também é representada por Antoniazzi (2011) na figura a seguir:

Figura 13 - Deformabilidade do solo através de molas discretas – hipótese de Winkler



Fonte: (ANTONIAZZI, 2011, p. 61).

5.2.3. Coeficiente de reação vertical

Antoniazzi (2011) diz que o coeficiente de reação vertical k , não constitui uma propriedade do solo, mas está ligado a diversos fatores como o tipo de construção, as dimensões e forma da estrutura e flutuações de carregamento.

Baseados em diferentes métodos, diversos autores sugerem valores de k , através de ensaios por placa, tabelas de valores típicos ou correlações com o módulo de elasticidade (MENESES, 2013).

Na falta de dados precisos, ou pela falta de ensaios realizados no maciço de solo onde a estrutura será construída, podem ser utilizados valores típicos para o coeficiente reação vertical do solo (ANTONIAZZI, 2011).

Terzaghi (1955 apud ANTONIAZZI, 2011, p. 36) sugere através da tabela 11, valores padronizados para o módulo de reação vertical para diferentes características de solos. Dados estes, obtidos através de ensaios de placa.

Tabela 11 - Valores de K_v de acordo com Terzaghi

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
qu (MPa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	> 0,4
Faixa de valores	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	> 64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000
Areias	Fofas	Mediamente Compacta	Compacta
Faixa de valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

Fonte: Terzaghi (1955 apud ANTONIAZZI, 2011, p. 36)

Nota:

qu = corresponde à resistência à compressão não-drenada. Os resultados foram determinados por meio de ensaios de placa, de tal modo que necessitam de correção em função da forma e dimensão da sapata.

Na falta de ensaios apropriados, Moraes (1976 apud ANTONIAZZI, 2011, p. 36) também propôs os valores para o módulo de reação vertical que podem ser adotados e estão descritos na tabela 12:

Tabela 12 - Valores do coeficiente de Winkler

Tipo de solo	K_v (KN/m³)
Turfa leve - solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada - solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia c	200.000 a 250.000

Fonte: Moraes (1976 apud ANTONIAZZI, 2011, p. 36).

Quatro diferentes valores do coeficiente de Winkler (tabela 13) são aplicados a fim de avaliar a influencia de deformação do solo nos esforços gerados pela estrutura. Fica claro que,

os solos que possuem maiores deformações, não são propícios a receberem fundações diretas de uma piscina (MENESES, 2013).

Tabela 13 – Coeficientes de Winkler aplicados nos modelos de cálculo

Descrição	K_s^v (kN/m³)
Solo extremamente deformável	5.000
Solo deformável	40.000
Solo muito rígido	200.000
Solo indeformável	2E7

Fonte: (MENESES, 2013, p. 33).

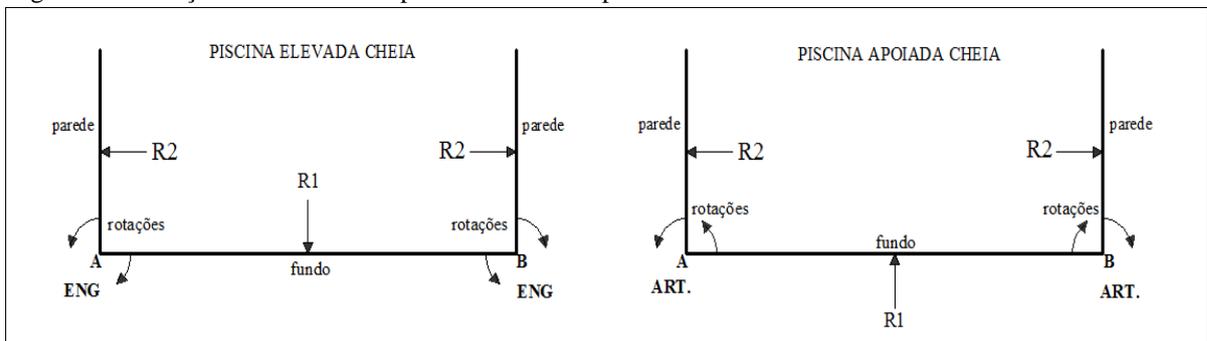
6. LIGAÇÕES ENTRE OS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Para a análise de piscinas as condições de vinculação, ou seja, de ligações entre os elementos, é de extrema importância. Estas ligações são determinadas através do estudo das rotações das arestas dos elementos estruturais em função dos carregamentos atuantes (KUEHN, 2002).

Vasconcelos (1998) complementa que se deve considerar em cada caso, quanto à vinculação dos elementos, a direção das forças resultantes (R_1 e R_2) das ações que atuam sobre o fundo e as paredes (comentadas no item 2.2), e as rotações que produzem sobre as arestas.

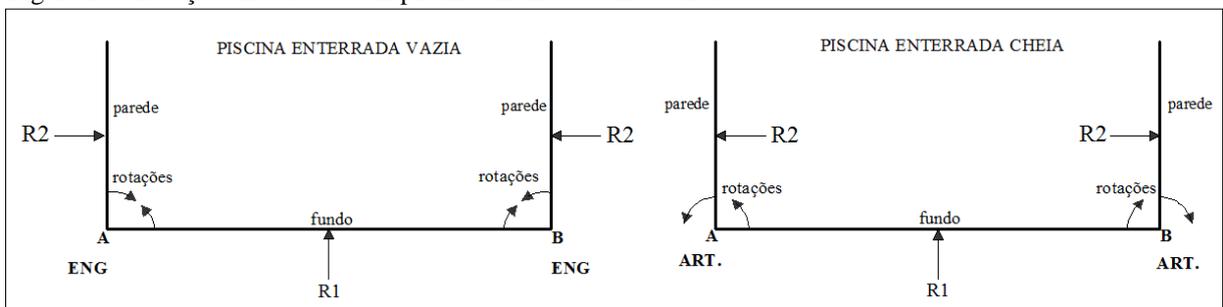
Rocha (1969 apud VASCONCELOS, 1998, p. 24), diz que a vinculação é considerada articulada, quando as ações tendem a produzir rotações no mesmo sentido, enquanto considera-se engastada quando as rotações são em sentidos contrários, conforme são descritas nas figuras 14 e 15 respectivamente.

Figura 14 - Rotações nas arestas em piscina elevada e apoiada



Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 23) adaptado.

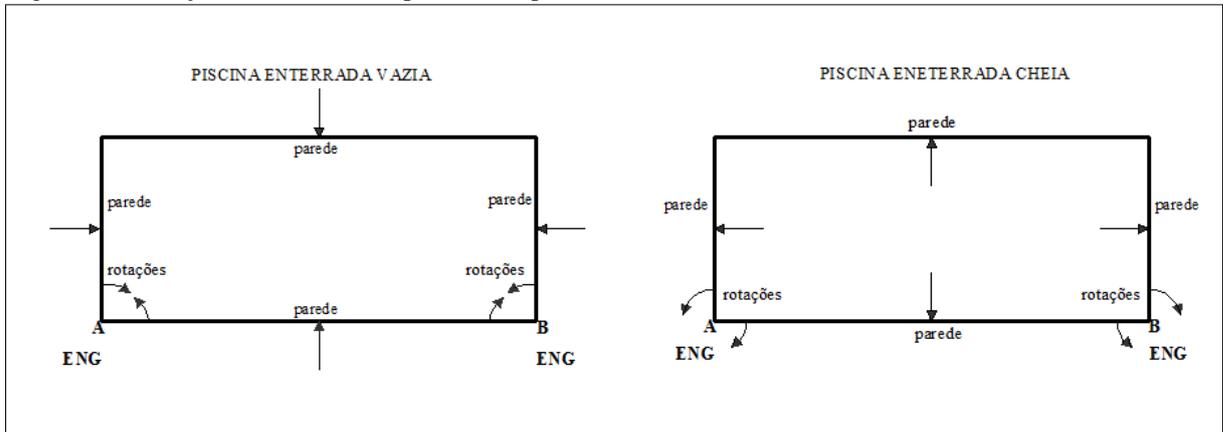
Figura 15 - Rotações nas arestas em piscina enterrada vazia e cheia



Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 24) adaptado.

As vinculações entre as paredes das piscinas, tanto na situação vazia quanto cheia, podem-se considerar todas engastadas, conforme figura 16.

Figura 16 - Rotações nas arestas das paredes em piscina enterrada vazia e cheia



Fonte: (VASCONCELOS, 1998, p. 24) adaptado.

Com o que foi exposto, de um modo geral, atentando-se para as possíveis vinculações existentes em piscinas conclui-se que, para a questão de giro o esquema mais próximo da realidade é a consideração de engastamento. Tanto na ligação entre as paredes, como também, para o contorno da laje de fundo.

6.1. Modelos de cálculo para os elementos da estrutura

6.1.1. Piscina elevada

Segundo Carvalho e Faria (2008) normalmente, as piscinas são compostas por uma laje horizontal (fundo) e as quatro paredes laterais. A laje de fundo tem comportamento de placa, pois se trata de um elemento com duas dimensões maiores que sua espessura, além de suas ações atuarem perpendicularmente ao seu plano.

Para o caso das paredes laterais, quando submetidas às ações laterais provocadas pela água, geralmente, elas também funcionarão como placas. Enquanto, para absorver as ações verticais provocadas pela laje de fundo, funcionarão como vigas-parede. (CARVALHO; FARIA, 2008).

Ainda segundo Carvalho e Faria (2008) os modelos para cálculo dependem fundamentalmente das relações entre as dimensões dos elementos. Por exemplo, se a piscina for muito comprida (alongada), as lajes laterais e a laje de fundo passam a trabalhar com comportamento de lajes armadas em uma direção, ou seja, a menor. Enquanto as paredes

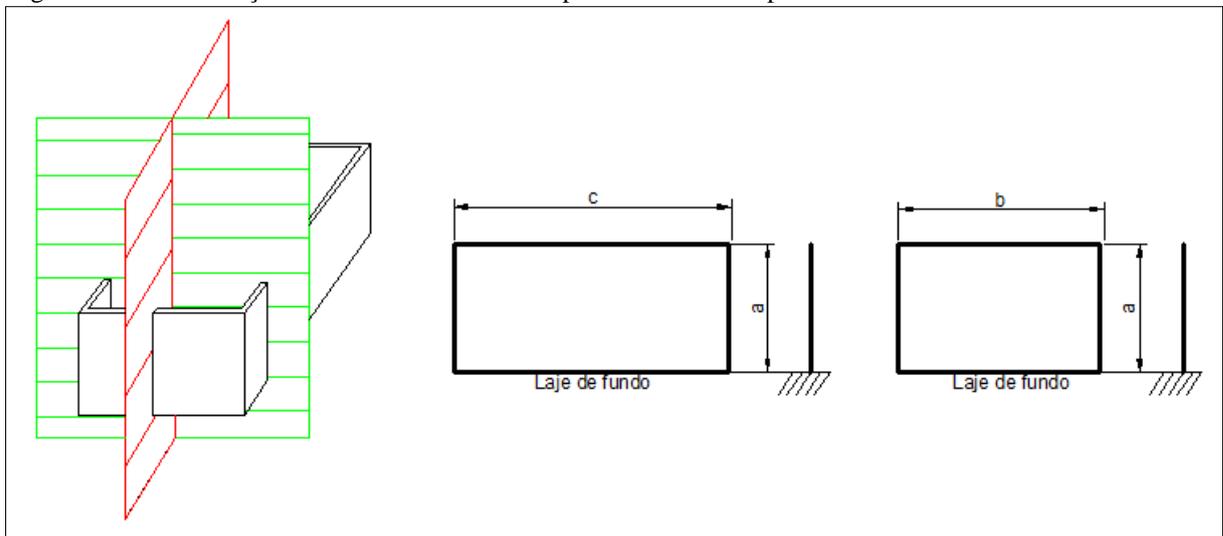
funcionarão como vigas normais se a altura da piscina for menor que duas vezes o seu comprimento. Desta forma, há dois modelos de cálculo: piscinas curtas e alongadas.

6.1.2. Piscina apoiada sobre o solo e enterrada

Ao se fazer um corte transversal, obtêm-se os esquemas estruturais das paredes laterais como indicado na figura 17. As paredes da piscina serão consideradas como placas se a relação a/b e a/c estiver contida no intervalo de 0,5 e 2. Entretanto, se a relação dos lados das paredes forem maior que 2 ou menor que 4, o comportamento passa a ser de uma viga. Como, apresentarão três contornos engastados e uma borda livre, a parede pode ser considerada como uma haste engastada no fundo e livre na outra extremidade, ou seja, uma viga em balanço (CARVALHO; FILHO, 2008).

Carvalho e Filho (2008) complementa que, no caso da laje de fundo, esta estará apoiada no solo e funcionará como uma placa (ou viga dependendo da relação entre os lados) sobre base elástica.

Figura 17 – Consideração do sistema estrutural das paredes laterais da piscina



Fonte: (CARVALHO; FÁRIA, 2008) – adaptado.

6.2. Tipos de fundação

Conforme Carvalho e Faria (2008) ressaltam, antes de se construir uma piscina, é preciso primeiramente analisar se a mesma pode ser executada com fundação rasa ou se será necessário fundação profunda. Para a verificação de fundação rasa a seguinte análise pode ser

realizada: se o peso do solo escavado para a execução for maior que o peso da água necessária para encher a piscina junto ao peso da estrutura em si, é possível usar fundação rasa. Ao contrário disso, não.

Carvalho e Faria (2008) complementam que em casos onde a piscina estará assentada em solo em aterro, por exemplo, ou terreno com variações dos tipos de solos, em que ambas as situações possam gerar recalques diferenciais e conseqüentemente fissuras na estrutura, pode ser necessário o uso de estacas (fundação profunda). Esta análise preliminar do terreno, prevendo o tipo de fundação é de extrema importância, visto que o uso de estacas, por exemplo, pode aumentar o custo de execução de uma piscina significativamente.

7. SISTEMAS CONSTRUTIVOS

Sabbatini (apud VILLAR, 2005, p. 13) define sistema construtivo como “processo construtivo de elevados níveis de industrialização e de organização, constituído por um conjunto de elementos e componentes inter-relacionados e completamente integrados pelo processo”. Sabbatini (apud VILLAR, 2005, p. 14) acrescenta ao termo “conjunto de partes coordenadas que se inter-relacionam” e que diferentemente do processo construtivo que se refere a métodos ou processos construtivos específicos, o sistema construtivo corresponde mais às características dos componentes e subsistemas e sua conseqüente montagem e desempenho.

Guimarães (2014) concluiu que um sistema construtivo é uma combinação ou conjunto de componentes ou subsistemas que se relacionam de forma organizada para formar uma estrutura.

7.1.Sistemas construtivos utilizados em piscinas

Os sistemas construtivos utilizados na construção de piscinas são: concreto armado, alvenaria estrutural, poliéster reforçado com fibra de vidro, vinil, concreto pré-moldado, manta armada de PVC, além da argamassa armada. Sendo os dois primeiros os sistemas mais utilizados (TÉCHNE, 2002).

7.2.Concreto armado

Concreto é definido por Carvalho e Figueiredo Filho (2014) como material formado a partir da mistura de cimento, água e agregados graúdos e miúdos. Quanto à função estrutural, a utilização somente do concreto não é adequado, pois à compressão ele apresenta boa resistência, mas à tração ele pouco resiste. Para suprir a deficiência do concreto à tração é importante associar a ele um material que apresente boa resistência a esse esforço e que seja mais deformável. O material mais comum de ser empregado junto ao concreto é o aço.

A associação entre concreto simples e aço, de maneira que juntos resistam solidariamente aos esforços solicitantes é chamado de concreto armado (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Como material estrutural, o concreto armado possui vantagens e desvantagens em relação a outros materiais quanto ao seu uso. E de acordo com Pinheiro (2007) estão listados a seguir na tabela 14, respectivamente:

Tabela 14 – Vantagens e desvantagens do concreto armado

Vantagens	Desvantagens
Boa trabalhabilidade	Fissuração
Durabilidade	Peso próprio elevado
Apresenta boa resistência	Corrosão das armaduras
Baixo custo dos materiais que o constitui	Custo de formas para moldagem
Baixo custo de mão de obra	
Facilidade e rapidez de execução	
Gasto de manutenção reduzido, desde que bem executado	
Processos construtivos conhecidos e bem difundidos	

Fonte: (PINHEIRO, 2007, p. 04).

7.2.1. Peso específico

Quanto ao peso específico, para efeito de cálculo, segundo a NBR 6120 (ABNT, 1980) adota-se para o concreto simples o valor de 24 kN/m³ e para o concreto armado 25 kN/m³.

7.2.2. Propriedades mecânicas do concreto

Determinadas através de ensaios específicos, a resistência à compressão, à tração e o módulo de elasticidade são as principais propriedades mecânicas do concreto (PINHEIRO, 2007).

7.2.2.1. Resistência à compressão

Segundo Pinheiro (2007) a principal característica mecânica do concreto é a resistência à compressão (f_c). O mesmo autor acrescenta que, para a estimativa de resistência à compressão em um lote de concreto, corpos de prova cilíndricos são moldados seguindo as orientações da norma pertinente e rompidos aos 28 dias de idade.

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) afirmam, na prática, o calculista especifica um valor de resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) e o adota nos cálculos. Caberá ao construtor fabricar ou comprar o concreto com as características definidas em projeto, controlado por meio de ensaios e utilizá-lo na obra.

A partir da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) obtida através do ensaio de corpos de prova, a NBR 6118 (ABNT, 2014) em conformidade com a NBR 8953 (ABNT, 2015) os concretos para fins estruturais são classificados (tabela 15) em dois grupos: grupo I para concretos de 20 até 50 MPa e grupo II para concretos de classes superiores a 50 até 90 MPa.

Tabela 15 - Classe de resistência de concretos estruturais

Classe de Resistência	Resistência característica à compressão (MPa)	Classe de Resistência	Resistência característica à compressão (MPa)
Grupo I		Grupo II	
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45		
C50	50	C100	100

Fonte: NBR 8953 (ABNT, 2015).

A NBR 8953 (ABNT, 2015) acrescenta que não são considerados estruturais, concretos com resistência inferior a 20 MPa.

7.2.2.2. Resistência à tração

Embora o concreto seja um material de baixa resistência à tração, por ela estar relacionada à capacidade resistente da peça, sujeitas a esforço cortante e fissuração, por exemplo, é necessário conhecê-la. Para tanto, existem três tipos de ensaios normalizados: tração direta, tração indireta (compressão diametral) e flexotração (CARVALHO; FILHO, 2014).

Pinheiro (2007) diz que, como os resultados obtidos nos ensaios de tração indireta ($f_{ct,sp}$) e flexotração ($f_{ct,f}$) são diferentes dos relativos do ensaio relativo à tração direta, há coeficientes para conversão, sendo eles 0,9 e 0,7 respectivamente. Na ausência de ensaios, as resistências à tração direta podem ser obtidas a partir da resistência à compressão f_{ck} , através das seguintes equações:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (14)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad (15)$$

Sendo:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (16)$$

Tanto o f_{ck} , quanto o $f_{ct,m}$, são expressos em megapascals (MPa).

7.2.2.3. Módulo de deformação longitudinal

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o módulo de deformação tangente inicial do concreto (E_{ci}) é determinado conforme o método estabelecido pela NBR 8522 (ABNT, 2008), considerando a idade de 28 dias para o concreto. Na falta de ensaios e dados mais precisos sobre o concreto, por meio das expressões abaixo, pode-se estimar o módulo de deformação inicial:

- Para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (17)$$

- Para f_{ck} de 55 MPa a 90 MPa:

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_e \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (18)$$

Onde:

- $\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio;
- $\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaisse;
- $\alpha_e = 0,9$ para calcário;
- $\alpha_e = 0,7$ para arenito.

Pinheiro (2007) diz que para se determinar esforços solicitantes como também verificar estados limites de serviço, o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) é utilizado. Através de ensaio estabelecido pela NBR 8522 (ABNT, 2008) módulo de deformação secante pode ser obtido. Este também pode ser estabelecido pela expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80}\right) \cdot E_{ci} \leq E_{ci} \quad (19)$$

Considerando o uso de granito como agregado graúdo, a NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta valores estimados de módulos de deformação em função da resistência característica à compressão do concreto e estes podem ser usados no projeto estrutural, conforme a tabela 16:

Tabela 16 - Valores estimados de módulo de deformação longitudinal

Classe de Resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,9	0,91	0,93	0,95	0,98	1	1

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

7.2.3. Aço

Quando dimensionado e detalhado de maneira adequada, o aço resiste muito bem à maioria dos tipos de solicitação. Além de fornecer ductilidade, mesmo em peças comprimidas, o aço aumenta a resistência à compressão (PINHEIRO, 2007).

Obtidos por laminação³ e trefilação⁴, as barras e os fios de aço são classificados pela NBR 7480 (ABNT, 1996) de acordo com a sua resistência de escoamento: barras nas categorias CA 25 e CA 50 e os fios em CA 60.

Entende-se por bitola (\emptyset), de acordo com Fusco (1995, p. 3) como o “número correspondente ao valor arredondado, em milímetros, do diâmetro da seção transversal nominal do fio ou da barra”.

A seguir são apresentadas na tabela 17, as bitolas padronizadas pela NBR 7480 (ABNT, 1996), com seus respectivos valores nominais de diâmetro, peso e área.

³ Laminação: redução de um metal a lâminas ou chapas

⁴ Trefilação: processo industrial de fabricação de arame e barras finas de metal, que acarreta na redução da seção transversal e respectivo aumento no comprimento do material.

Tabela 17 – Características das barras de aço

Fios	Barras \varnothing (mm)	Diâmetro (cm)	Peso (daN/m - kgf/m)	Área (cm²)
3,2	-	0,32	0,063	0,080
4	-	0,40	0,100	0,125
5,5	5,5	0,55	0,186	0,240
6,3	6,3 (1/4")	0,63	0,248	0,315
8	8,0 (5/16")	0,80	0,393	0,500
10	10,0 (3/8")	1,00	0,624	0,800
-	12,5 (1/2")	1,25	0,988	1,250
-	16,0 (5/8")	1,60	1,570	2,000
-	20,0 (3/4")	2,00	2,480	3,150
-	22,5 (7/8")	2,25	3,120	4,000
-	25,0 (1")	2,50	3,930	5,000
-	32,0 (1,25")	3,20	6,240	8,000

Fonte: (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014, p. 173).

Salim (2009) expõe que comercialmente as barras ou fios de aço são denominados vergalhões com comprimentos de aproximadamente 12 metros.

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) expõem que as características mais significativas quanto à definição de um aço, contraídas através de ensaios de tração são: resistência característica de escoamento do aço à tração (f_{yk}), limite de resistência (f_{stk}) e alongamento na ruptura (ϵ).

A tabela 18 apresenta algumas propriedades dos aços de acordo com as prescrições da NBR 6118 (2014):

Tabela 18 - Propriedades mecânicas dos aços

Aço	$f_{yk}(MPa)$	$f_{yd}(MPa)$	$\epsilon_{yd}(\%)$
CA50	500	435	0,207
CA60	600	522	0,248

Fonte: NBR 6118 (2014):

7.2.4. Fôrmas

Destinadas a dar forma definitiva ao concreto, após a cura, as fôrmas são elementos pertencentes à estrutura na fase de execução. Como podem interferir significativamente no acabamento final, assim como, na estabilidade do elemento estrutural a ser concretado, elas devem obedecer a certos critérios de execução (SALGADO, 2014).

Segundo Salgado (2014) há uma variedade de materiais destinados à execução de fôrmas para concreto podendo destacar a madeira, que é um material de grande utilização, de boa trabalhabilidade e de fácil aquisição. Para tanto, ela deve possuir as seguintes qualidades:

- Peso específico pequeno;
- Baixo custo;
- Não ser muito dura, para facilitar a serragem, como também a penetração e extração dos pregos;
- Ter resistência razoável.

7.2.5. Classe de agressividade ambiental

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a agressividade do meio ambiente é uma das principais responsáveis pela perda da qualidade e durabilidade das estruturas. A NBR 6118 classifica a agressividade ambiental, podendo ser avaliada segundo as condições de exposição da estrutura, conforme apresentado na tabela 19:

Tabela 19 - Classe de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submersa	Insignificante
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾ Industrial ^{1), 2)}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)} Respingos de maré	Elevado

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Nota:

1) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos: salas, dormitórios, banheiros, cozinhas, áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.

2) Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde chove raramente.

3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Com a classe de agressividade ambiental definida, o cobrimento da armadura dos elementos estruturais pode ser definido de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme apresentado na tabela 20:

Tabela 20 - Correspondência entre CAA e cobrimento nominal

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

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Nota:

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

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

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

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

7.3. Alvenaria estrutural

Camacho (2006) conceitua Alvenaria Estrutural, como processo construtivo racionalizado, onde os elementos de alvenaria desempenham a função estrutural.

Na alvenaria estrutural dispensa-se o uso de vigas e pilares. As paredes, chamadas portantes, compõe a estrutura da edificação e distribui as cargas uniformemente ao longo das fundações (TAUIL; NESE, 2010).

Ramalho e Corrêa (2003) destaca o conceito crucial a ser considerado para a elaboração de estruturas usando esse tipo de processo construtivo que é a capacidade de absorver solicitações de compressão.

Camacho (2006) diz que a Alvenaria estrutural recebe sua classificação quanto ao processo construtivo empregado (armada e não armada), quanto ao tipo de unidades (tijolos ou blocos) ou material empregado (cerâmico ou concreto).

De acordo com Parsekian (2012, p. 18) recebe o nome de alvenaria não armada o “elemento de alvenaria no qual a armadura é desconsiderada para resistir aos esforços solicitantes”. Quanto à alvenaria armada o mesmo autor a conceitua como “elemento de

alvenaria no qual são utilizadas armaduras passivas que são consideradas para resistência aos esforços solicitantes”.

Tabela 21 – Vantagens e desvantagens da alvenaria estrutural

Vantagens	Desvantagens
Redução de desperdícios	Necessidade de mão de obra qualificada
Economia de fôrmas	Não admite improvisações
Menor diversidade de materiais e mão de obra	Exige projetos e execução de obra bem planejados e
Técnica executiva simplificada	Dificuldade de se adaptar arquitetura a um novo uso
Facilidade de controle	Interferência entre projetos de
Excelente flexibilidade e versatilidade	

Fonte: Alves (2011, p. 12).

7.3.1. Componentes da alvenaria estrutural

Segundo Ramalho e Corrêa (2003) os principais componentes da alvenaria estrutural, são: unidades, argamassa, graute e armadura. Das quais serão descritos a seguir:

7.3.1.1. Blocos

Os blocos são os componentes de maior importância na alvenaria estrutural, visto que são eles que determinam a resistência à compressão da estrutura. Os principais tipos de são: os cerâmicos, de concreto e sílico-calcáreos (CAMACHO, 2006).

Quanto às propriedades, Camacho (2006) destaca: resistência à compressão, estabilidade dimensional, vedação, absorção adequada, trabalhabilidade e modulação.

Guimarães (2014) diz que atualmente os blocos de concreto são os mais utilizados na construção em sistemas de alvenaria estrutural. Fatores como a facilidade de fabricação e sua alta resistência, faz com que os engenheiros optem mais por esse tipo de bloco.

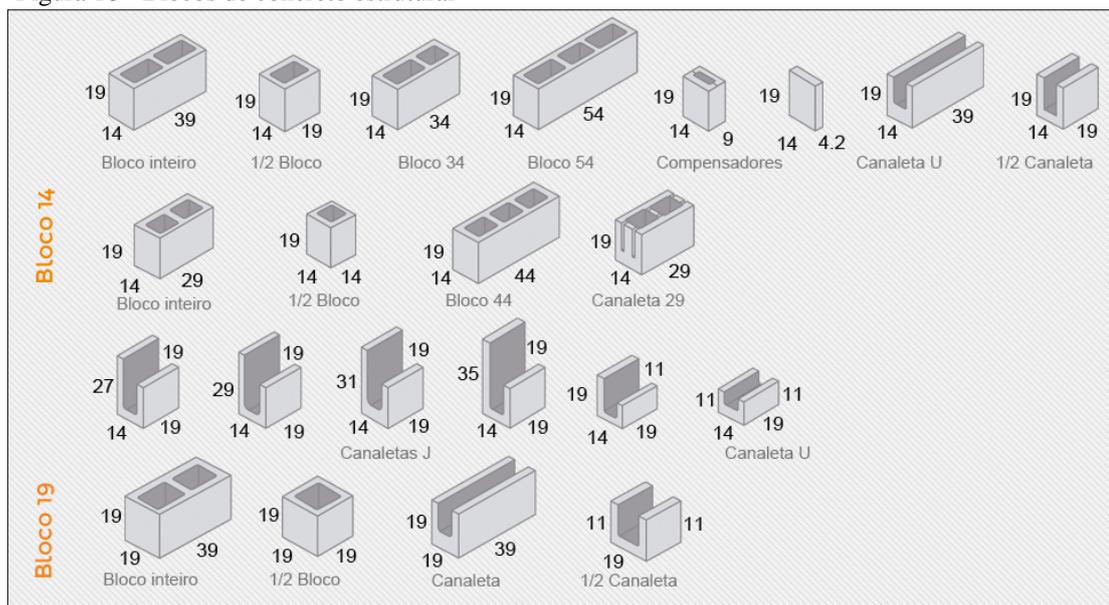
A NBR 6136 (ABNT, 2014) classifica os blocos de concreto, quanto ao seu uso, em três classes de acordo com sua resistência característica à compressão (f_{bk}) obtida aos 28 dias através de ensaios:

- Classe A: blocos com função estrutural, de f_{bk} maior que 8,0 MPa, utilizados em elementos de alvenaria acima ou abaixo do nível do solo;
- Classe B: blocos com função estrutural, de f_{bk} entre 4,0 e 8,0 MPa, utilizados em elementos de alvenaria acima do nível do solo;

- Classe C: blocos com ou sem função estrutural, de f_{bk} maior que 3,0 MPa, utilizados em elementos de alvenaria acima do nível do solo;

Existem também, além dos blocos retangulares, outros blocos de diferentes formatos que servem para cumprir funções como, por exemplo: junção de paredes a 45°, passagem de tubulações, receber armações entre outras. Funções essas, que os blocos padronizados não conseguem cumprir (GUIMARÃES, 2014). A seguir, na figura 18, podem ser vistos os diferentes tipos de blocos de concreto estrutural.

Figura 18 - Blocos de concreto estrutural



Fonte: www.pavertech.com.br

7.3.1.2. Argamassa

Segundo Ramalho e Corrêa (2003) normalmente a argamassa é composta por areia, cimento, água e cal. Para um bom desempenho de suas funções, esta deve reunir boas características de trabalhabilidade, resistência, plasticidade e durabilidade. Dentre suas funções básicas estão: solidarizar as unidades, transmissão e uniformização das tensões entre as unidades de alvenaria, absorção de pequenas deformações, além de prevenir a entrada de água e vento nas edificações.

As argamassas de assentamento devem seguir as especificações da NBR 13281 (ABNT, 2005).

Ramalho e Corrêa (2003) destacam dois fatores em que a argamassa tem influência sobre a resistência à compressão nas paredes de alvenaria estrutural:

- A resistência à compressão da argamassa que deve estar entre 70 % a 100 % da resistência do bloco na área bruta não devendo ser inferior a 40 %;
- A espessura da junta horizontal, por recomendação normativa, deve estar entre limites bem estreitos, em torno de 01 cm.

A resistência à compressão da argamassa conforme a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) não deve ultrapassar o valor máximo limitado a 0,7 da resistência característica especificada para o bloco, referida à área líquida.

A resistência característica da argamassa quanto à compressão e tipo de classe é apresentada na tabela 22 conforme a NBR 13281 (ABNT, 2005):

Tabela 22 - Resistência à compressão da argamassa

Classe	Resistência à compressão MPa	Método de ensaio
P1	$\leq 2,0$	ABNT NBR 13279
P2	1,5 a 3,0	
P3	2,5 a 4,5	
P4	4,0 a 6,5	
P5	5,5 a 9,0	
P6	$> 8,0$	

Fonte: NBR 13281 (ABNT, 2005).

7.3.1.3. Graute

Ramalho e Corrêa (2003) definem graute como um concreto com agregados de dimensões pequenas e de alta fluidez, necessário ao preenchimento dos vazios dos blocos. A função do graute está em propiciar o aumento da área da seção transversal dos blocos, aumentando assim a capacidade portante da alvenaria. Solidarizar os blocos com eventuais armaduras que possam estar posicionadas nos seus vazios, também é função deste componente, permitindo que essas armaduras combatam tensões de tração que a alvenaria sozinha não é capaz de resistir.

A alta fluidez do graute é necessária para que todos os furos dos blocos sejam preenchidos completamente, aumentando assim a área líquida e com isso, a sua capacidade de carga. Além disso, deve garantir o funcionamento monolítico do conjunto bloco-graute-armadura, como também proteger as armaduras contra a corrosão (VILLAR, 2005).

Para Parsekian (2012) é indicado utilizar a resistência característica do graute (f_{gk}) igual à resistência característica do bloco tendo como referência a área líquida com valor

mínimo de 15 MPa para alvenaria armada. Pode-se citar como exemplo, para um bloco de 8 MPa com relação área líquida/ área bruta igual a 2 pode-se adotar f_{gk} igual a 16 MPa arredondando para 20 MPa, levando-se em conta as classes de resistência do concreto

7.3.1.4. Armaduras

Conforme Ramalho e Corrêa (2003) as barras de aço que são utilizadas em estruturas de alvenaria estrutural, são as mesmas utilizadas no concreto armado, com a diferença que na alvenaria serão sempre envolvidas por graute para garantir um trabalho conjunto com os demais componentes.

Villar (2005) destaca as funções das armaduras na alvenaria estrutural. A primeira é combater eventuais esforços de tração e reforçar determinadas regiões onde ocorrem concentrações de tensões, sendo estas armaduras construtivas das quais não são calculadas. A segunda função está em reforçar as paredes, aumentando assim, sua capacidade de carga. Essas são armaduras obrigatoriamente calculadas encontradas apenas na alvenaria armada. Sem elas as paredes não resistem aos esforços aos quais estão submetidos.

7.3.2. Peso específico da alvenaria estrutural

Ramalho e Corrêa (2003) explicam que para a determinação do peso específico devem ser consideradas as condições específicas da alvenaria utilizada. Para tanto, em concordância com a NBR 15961-1 (ABNT, 2011), os autores apresentam estes valores na tabela a seguir:

Tabela 23 – Principais pesos específicos para alvenaria

Tipo de alvenaria	Peso específico (KN/m³)
Blocos vazados de concreto	14
Blocos vazados de concreto preenchidos com graute	24
Blocos cerâmicos	12

Fonte: (RAMALHO; CORRÊA, 2003, p. 28).

7.3.3. Propriedades elásticas

Conforme a NBR 15961-1(ABNT, 2011) os valores das propriedades elásticas da alvenaria que podem ser adotados, estão dispostos na tabela a seguir:

Tabela 24 – Propriedades de deformação da alvenaria

Propriedade	Valor	Valor máximo
Módulo de deformação longitudinal	800 f_{pk}	16 Gpa
Coefficiente de Poisson	0,2	—

Fonte: NBR 15961-1 (ABNT, 2011).

A NBR 15961-1 (ABNT, 2011) recomenda que para verificações de estados-limite de serviço (ELS), devem-se reduzir em 40 % os módulos de deformação, para considerar de forma aproximada o efeito da fissuração da alvenaria.

7.3.4. Resistência à compressão

Parsekian et al (2012) expõem que a resistência à compressão da alvenaria provém da resistência do bloco, da mão de obra e da resistência da argamassa. A maior carga de compressão que a parede é capaz de suportar depende da seção transversal (comprimento e espessura da parede), da esbeltez e de eventuais excentricidades de carregamento. A NBR 15961-1 (ABNT, 2011) recomenda o ensaio de prima para o controle da resistência à compressão.

7.3.5. Resistência ao cisalhamento

Segundo Parsekian (2012) as tensões de cisalhamento na alvenaria seguem o mesmo critério de resistência de Coulomb ($\tau = \tau_0 + \mu\sigma$), havendo uma parcela inicial da resistência correspondente à aderência que é aumentada devido ao nível de pré-compressão.

O valor parcial de resistência ao cisalhamento da alvenaria, conforme Parsekian (2012) provém do traço de argamassa utilizada, afetando a aderência inicial (τ_0), e o nível de pré-compressão ($\mu\sigma$), com o coeficiente de atrito (μ) igual a 0,5. O valor característico da resistência convencional ao cisalhamento, (f_{vk}), é indicado na tabela 25 conforme a norma:

Tabela 25 – Valores característicos da resistência ao cisalhamento

Resistência média de compressão da argamassa (MPa)			
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
f_{vk}	$0,10 + 0,5\sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5\sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5\sigma \leq 1,7$

Fonte: NBR 15961-1 (ABNT, 2011).

Onde, σ é a tensão normal considerando apenas 90% das cargas permanentes.

Parsekian (2012) destaca que esses valores indicados são válidos só para argamassas tradicionais de cimento, areia e cal, sem adições ou aditivos. Para argamassa industrializada, com o emprego de aditivo, deve ser feito um ensaio de caracterização da alvenaria para se encontrar a resistência ao cisalhamento.

A NBR 15961-1 (ABNT, 2011) estabelece que se deva considerar f_{vk} igual a 0,35 MPa, para a verificação do cisalhamento nas interfaces de ligação entre paredes (amarração direta). Para elementos de alvenaria estrutural sujeitas a flexão e quando existirem armaduras perpendiculares ao plano de cisalhamento e envoltas por graute, a resistência característica ao cisalhamento é obtida através da equação a seguir:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5\rho \leq 0,7 \text{ MPa} \quad (20)$$

Em que a taxa geométrica de armadura ρ é dada por:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (21)$$

Onde:

- A_s = área da armadura principal de flexão;
- b = largura da seção transversal;
- d = altura útil da seção transversal.

7.3.6. Modulação

Ramalho e Corrêa (2003) destacam a importância racional e econômica da modulação em uma edificação em alvenaria estrutural. Para a racionalização do sistema construtivo, é necessário que o comprimento e a largura do bloco sejam iguais ou múltiplos, de forma que se tenha um único módulo em planta, fazendo com que a amarração das paredes seja bem simplificada.

8. DIMENSIONAMENTO

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o dimensionamento de uma estrutura tem por finalidade garantir que ela suporte de forma segura, estável e sem grandes deformações, a todas as ações em que estará submetida durante a sua execução e toda sua vida útil.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o cálculo estrutural consiste em uma das seguintes operações:

- Justificar se uma seção previamente conhecida, (forma, dimensões e quantidade de armaduras) é capaz de suportar as solicitações mais desfavoráveis que podem atuar sobre a estrutura;
- Dimensionar uma seção que ainda não tenha sido estabelecida completamente (dimensões podem ser impostas antes do cálculo), com o propósito de suportar as solicitações máximas em que poderá estar submetida (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

8.1.Lajes maciças

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014), lajes maciças são placas de concreto, de superfície plana, onde a sua espessura é pequena em relação às outras dimensões e estão sujeitas a ações normais ao seu plano.

São denominadas chapas ou viga parede, quando as ações estão compreendidas em seu plano. Quanto ao processo construtivo, as lajes podem ser: moldadas no local ou pré-moldadas (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Considera-se para efeito de cálculo, laje armada em duas direções, quando a relação entre o maior e menor vão da laje é menor ou igual a dois e armada em uma direção, no caso a do menor vão, quando a relação é maior que dois (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) expõem os métodos de cálculo para as lajes maciças: o elástico e o de ruptura.

Onde:

- Método elástico: subestimam-se os deslocamentos, pois não é considerada a fissuração do concreto;

- Método de ruptura: desenvolvido com base no mecanismo de ruptura da laje, melhor dizendo, procura-se identificar de qual maneira a laje chega à ruptura, e para isso, são calculados os esforços pela chamada teoria das charneiras plásticas.

Ainda de acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014), a equação diferencial fundamental das placas submetidas a uma carga $p_{(x,y)}$ é descrita abaixo:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = -\frac{p}{D} \quad (22)$$

Sendo:

- w = deslocamento vertical;
- x, y = coordenadas de um ponto genérico da placa;
- p = intensidade da carga atuante;
- $D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}$ = é a rigidez à flexão da placa;
- E = módulo de deformação longitudinal do concreto;
- ν = coeficiente de Poisson.

Os mesmos autores acrescentam que, com a resolução da equação descrita acima, obtém-se a expressão para a superfície elástica, e a partir de suas derivadas, são obtidos respectivamente os momentos m_x e m_y nas direções x e y :

$$\frac{m_x}{D} = \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad (23)$$

$$\frac{m_y}{D} = \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (24)$$

$$m_x = \frac{M_x}{l_y} \quad (25)$$

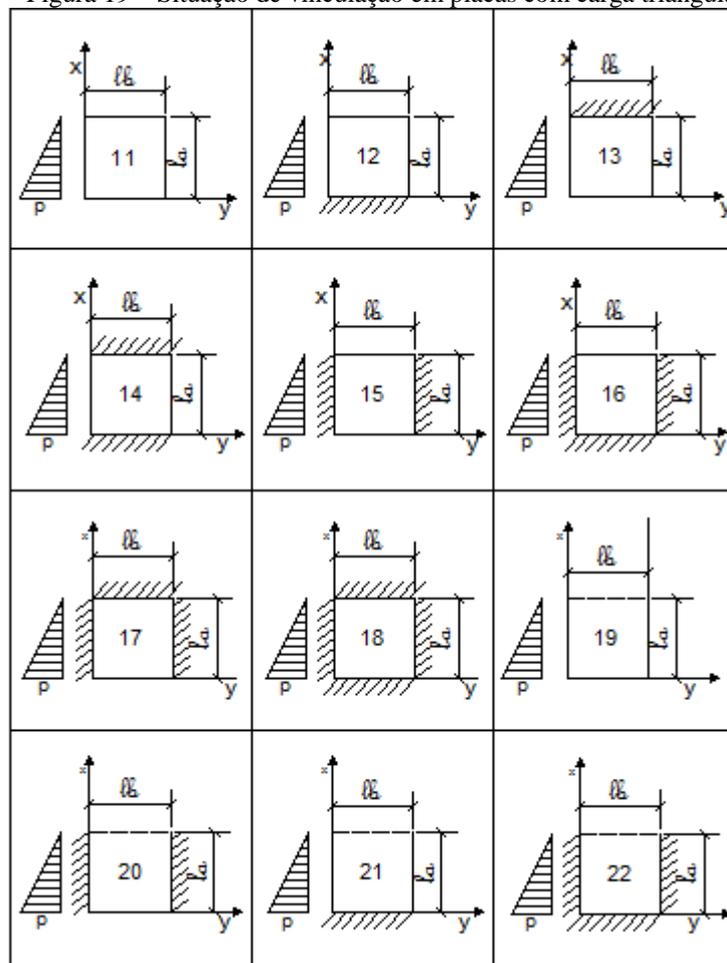
Carvalho e Figueiredo Filho (2014) ressaltam que para se determinar os esforços e os deslocamentos de placas podem-se considerar as cargas em serviço, a partir da equação fundamental, ou montar outro tipo de modelo. Para tanto, existem os seguintes processos de resolução: diferenças finitas, elementos finitos, grelha equivalente e utilização de séries para a

representação do calor de $p(x, y)$, sendo este último o processo de resolução empregado para o cálculo das lajes.

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) o método de cálculo de placas por série possibilita determinar os momentos fletores e deslocamentos máximos (flechas) através das condições de vinculação e geometria da placa, a partir de tabelas confeccionadas para facilitar a obtenção destes dados. Cada laje deve ser considerada individualmente de acordo com a sua vinculação (simplesmente apoiada ou engastada).

Na figura a seguir são apresentadas as diversas condições de vinculação para a determinação dos momentos fletores em lajes com carga triangular que é o caso de piscinas:

Figura 19 – Situação de vinculação em placas com carga triangular



Fonte: (PINHEIRO, 2007).

Carvalho e Figueiredo Filho (2014) ressalta que a relação entre a maior e menor dimensão da laje, denominado parâmetro λ , é dado a partir da equação a seguir:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad (26)$$

Onde:

- l_y = maior dimensão da superfície da laje;
- l_x = menor dimensão da superfície da laje.

Com o parâmetro λ estabelecido, faz-se necessário para o cálculo de lajes isoladas, seguir o seguinte roteiro:

8.1.1. Pré-dimensionamento das alturas das lajes

A NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece valores mínimos e máximos para a espessura das lajes maciças, de acordo com a tabela a seguir:

Tabela 26 – Valores mínimos para espessura de lajes

Espessura (cm)	Tipo de laje
7	Cobertura não em balanço
8	Lajes de piso não em balanço
10	Lajes em balanço
10	Lajes que suportem veículos de peso total ≥ 30 KN
12	Lajes que suportem veículos de peso > 30 KN
15	Lajes com protensão apoiadas em vigas
14	Lajes-cogumelo fora do capitel
16	Lajes lisas

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

8.1.2. Verificação das flechas

De acordo com Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a determinação das flechas de lajes maciças de carregamento uniforme e com as condições de contorno em conformidade com a figura 19, é feita conforme a equação a seguir:

$$f = \frac{p \cdot l_x^4}{E \cdot h^3} \cdot \frac{\alpha}{100} \quad (27)$$

Onde:

- p = carregamento uniformemente distribuído à placa;

- α = coeficiente para cálculo das flechas;
- l_x = menor vão da laje;
- E = módulo de deformabilidade do concreto;
- h : altura ou espessura da placa.

8.1.3. Cálculo dos momentos fletores

Conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2014) os momentos fletores máximos são obtidos através das equações seguintes:

- Momentos máximos positivos, por unidade de comprimento:

$$m_x = \mu_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (28)$$

$$m_y = \mu_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (29)$$

- Momentos máximos negativos, por unidade de comprimento:

$$x_x = \mu'_x \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (30)$$

$$x_y = \mu'_y \cdot \frac{p \cdot l_x^2}{100} \quad (31)$$

Onde os coeficientes, μ_x , μ_y , μ'_x e μ'_y são fornecidos pelas tabelas apresentadas por Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

8.1.4. Determinação das armaduras longitudinais

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2014) a determinação das armaduras longitudinais, nas direções x e y , é feito da mesma maneira que nas vigas retangulares sob flexão simples, porém para a largura da seção é tomada uma faixa unitária (usualmente um metro), com isso a armadura que for adotada deve ser distribuída ao longo desta largura.

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (32)$$

$$A_s = \frac{M_d}{(K_z) \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (33)$$

Onde:

- M_d = Momento de cálculo;
- $K_{md} = (0,68 * K_x - 0,272 * K_x^2)$;
- K_x = aproveitamento da seção de concreto;
- b_w = largura da base;
- d = altura útil;
- f_{cd} = resistência de cálculo do concreto;
- A_s = área de aço;
- $K_z = (1 - 0,40 \cdot K_x)$;
- f_{yd} = Resistência de cálculo do aço.

8.1.5. Verificação do cisalhamento

A NBR 6118 (ABNT, 2014) recomenda no item 19.4.1 que é permitido prescindir da armadura transversal para suportar aos esforços de tração devidos à força cortante, contanto que os critérios de ancoragem estejam atendidos, se a força cortante solicitante de cálculo (V_{sd}) for menor ou igual à resistência de projeto ao cisalhamento (V_{Rd1}), ou seja:

$$V_{sd} \leq V_{rd1} = [\tau_{Rd1} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1)] \cdot b_w \cdot d \quad (34)$$

Onde: $\tau_{Rd1} = 0,25 \cdot f_{ctd} \quad (35)$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} \cdot \gamma_c \quad (36)$$

$$k = (1,6 - d) \geq 1 \quad (37)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02 \quad (38)$$

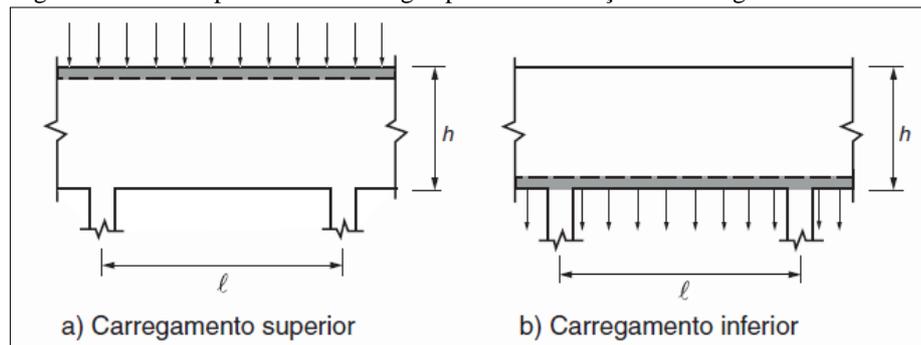
8.2. Vigas-parede

Pode-se definir viga parede (VP) como uma viga de grande relação H/L (altura/vão). Onde, diferentemente das vigas tradicionais que possuem altura equivalente a $L/10$, as Vps possuem alturas maiores ou iguais definidas entre $L/2$ e $L/3$. E devido a essa diferente geometria, não se pode aplicar a hipótese de seção plana (Bernoulli- Navier) às Vps assim como são aplicadas nas vigas tradicionais em função das grandes distorções sofridas pela estrutura (GUIGLIANI, S/D).

Também pode ser definida como peça laminar de concreto armado com comportamento semelhante ao de uma viga. Onde esta possui características geométricas de uma parede, mas tem comportamento assemelhado ao de uma viga (MARTINS, 2003).

NBR 6118 (ABNT, 2014) diz que, as VPs são vigas altas aonde a relação l/h (altura/vão) é menor que dois nas vigas biapoiadas e menor que três nas contínuas. Onde estas podem receber carregamento tanto inferior quanto superior, conforme demonstra a figura 20:

Figura 20 – Dois tipos comuns de vigas-parede em relação ao carregamento



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Por não apresentarem um comportamento que não respeita a hipótese de seções planas, tanto a NBR 6118 (ABNT, 2014) quanto à norma americana ACT 318 (2008), classificam as VPs como elementos especiais. E por isso devem ser dimensionadas e calculadas através de modelos teóricos apropriados, sendo estes modelos elásticos ou não lineares ou modelo de biela e tirante (NEPOMUCENO, 2012).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) expõe que, visando à responsabilidade que estes elementos considerados especiais têm na estrutura, as solicitações de cálculo devem ser majoradas por um coeficiente adicional (γ_n), de acordo com a norma de ações e segurança nas estruturas.

A mesma norma relata que as VPs possuem características específicas quanto a seu comportamento estrutural, onde se podem destacar as ineficiências que elas possuem quanto à flexão e quanto ao cisalhamento, quando comparadas as vigas usuais.

8.3.Radier

Mohr (2013) define radier como uma laje apoiada sobre o solo que tem a finalidade de suportar as cargas provenientes da supraestrutura. O cálculo do radier é semelhante ao de uma laje convencional, o que muda é que esta estará lançada diretamente sobre o solo, sem a necessidade de outros tipos de fundação.

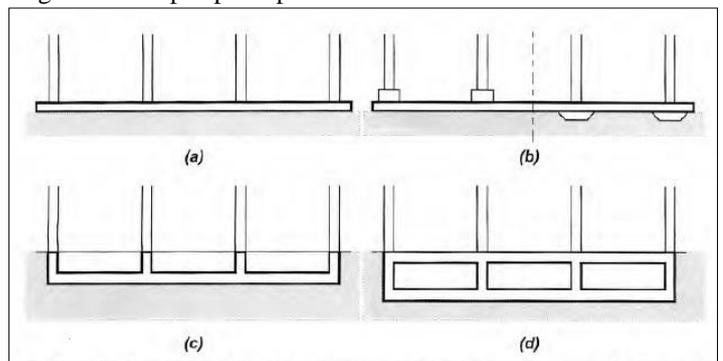
Radier é definido por Dória (2007) como um tipo de fundação superficial, que recebe todas as cargas de pilares ou alvenarias da edificação e as distribuem de forma uniforme ao solo. Sua execução pode ser em concreto armado ou protendido.

Dória (2007) ressalta fatores importantes que necessitam de atenção antes da execução de um radier, para um bom desempenho: tipo de solo, a uniformidade do suporte da base, qualidade do concreto, tipo e espaçamento das juntas e o acabamento superficial. O conhecimento das características do solo, na qual o radier será assentado, é o fator de maior destaque ao se dimensionar este tipo de fundação. Outro aspecto de grande importância para o cálculo estrutural de um radier é o conhecimento do módulo de reação do solo (item 5.2.3).

Mohr (2013) também destaca a extrema importância da adequada determinação dos coeficientes de reação do solo, visto que estes valores interferem diretamente o comportamento da estrutura. Valores inadequados conseqüentemente poderão gerar um dimensionamento também inadequado e comprometer toda a estrutura.

Os raders são classificados quanto à forma ou sistema estrutural em: lisos, com pedestais ou cogumelos, nervurados e caixão e são listados na figura a seguir:

Figura 21 – Tipos principais de raders



Fonte: (VELLOSO; LOPES, 2010, p. 163).

8.3.1.Métodos de cálculo

De acordo com Velloso e Lopes (2010), os métodos de cálculo para fundação do tipo radier são: Método Estático, Sistema de Vigas Sobre Base Elástica, Método da Placa Sobre Solo de Winkler, Método do American Concrete Institute (ACI), Método das Diferenças Finitas e o Método dos Elementos Finitos.

Dória (2007) explica que no projeto estrutural de um radier o modelo mais simples seria o cálculo da laje trabalhando de baixo para cima sendo solicitada pela reação do solo. Para a visualização de um comportamento mais próximo da realidade, o modelo mais recomendado para tal, seria a consideração da laje apoiada em base elástica (ou sistema de vigas sobre base elástica), cuja obtenção se dá a partir das características do solo.

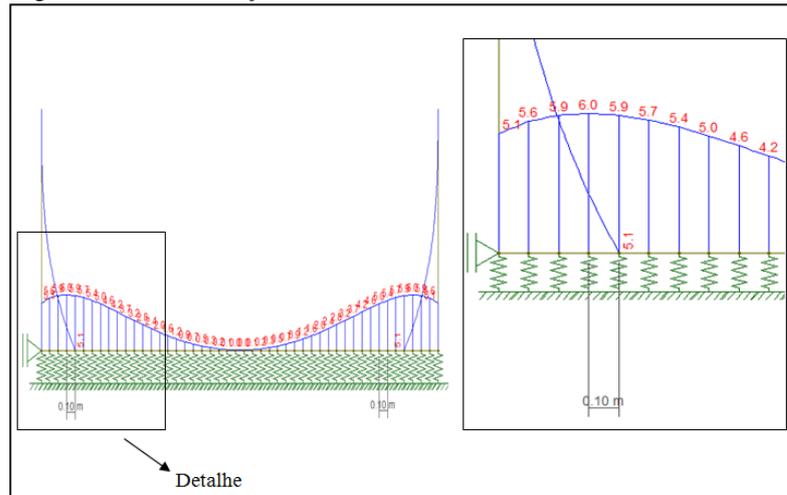
8.3.2. Sistema de vigas sobre base elástica

Para o cálculo desse sistema, Velloso e Lopes (2010) sugere que se separe o radier em dois sistemas de faixas, de acordo com a sua geometria e a distribuição dos pilares ou alvenarias, onde cada uma destas é tratada como uma viga de fundação isolada sobre base elástica, com a utilização da hipótese de Winkler apresentado no item 5.2.2.

8.3.3. Uso do Ftool para discretização da base elástica

Para a discretização de uma base elástica no Ftool, através de um estudo comparativo variando o espaçamento entre molas, Faria (2015) concluiu que para representar o modelo teórico do solo mais próximo da realidade, o melhor espaçamento seria a cada 10 cm. Ou seja, é preciso usar uma mola a cada 10 cm. A figura abaixo demonstra a modelagem no Ftool de uma piscina enterrada:

Figura 22 - Discretização da base elástica no Ftool



Fonte: (FARIA, 2015).

Para a obtenção dos momentos fletores que posteriormente serão utilizados no dimensionamento do radier, é necessária a transformação de unidades do coeficiente de reação do solo, obtidos através das tabelas descritas no item 5.2.3, de kN/m^3 para kN/m .

8.4. Painel de alvenaria estrutural

Segundo Maluf (2007) é chamada de painel a parede de alvenaria sujeitas às cargas laterais perpendiculares ao seu plano, semelhante às lajes, onde a flexão é o esforço predominante. O comportamento de um painel de alvenaria submetido a esses esforços é também semelhante ao de uma laje de concreto armado.

Através de um estudo comparativo, Maluf (2007) concluiu que, para o dimensionamento à flexão de alvenarias, o melhor critério a se usar é o Método dos Estados Limites de acordo com a NBR 15961-1 (ABNT, 2011).

Para o cálculo de esforços em painéis sujeitos a cargas laterais, dentro dos métodos existentes, será utilizado neste trabalho o método recentemente adotado pela norma canadense, chamado Linha de Ruptura. Maiores informações sobre este e os demais métodos podem ser encontrados em Maluf (2007).

8.4.1. Altura efetiva

Quanto à consideração da altura efetiva (h_{ef}) de uma parede a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) diz que:

- Será igual se a altura da parede se houver travamentos que restrinjam os deslocamentos horizontais nas suas extremidades;
- Será igual ao dobro da altura, se uma extremidade for livre e houver travamento que restrinja, ao mesmo tempo, o deslocamento horizontal e a rotação da outra extremidade.

8.4.2. Espessura efetiva

Quanto à consideração da espessura efetiva (t_e) de uma parede a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) diz que:

- Em uma parede sem enrijecedores, a sua espessura efetiva será igual a sua espessura (t) sem a consideração de revestimentos;
- Em uma parede com enrijecedores regularmente espaçados, a sua espessura efetiva deverá ser calculada conforme a seguinte expressão:

$$t_e = \delta \cdot t \quad (39)$$

Onde:

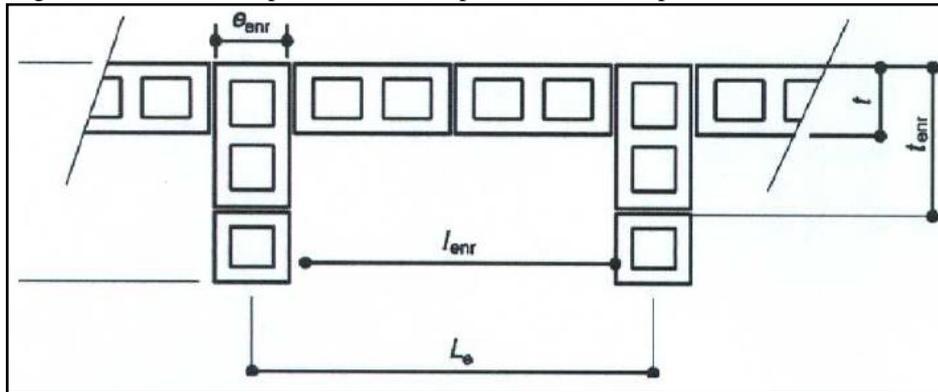
- t_e = espessura efetiva da parede;
- δ = coeficiente calculado de acordo com a tabela 27 e parâmetros dados pela figura 23;
- t = espessura da parede na região entre enrijecedores.

Tabela 27 – Valores do coeficiente δ

$l_{\text{enr}} / e_{\text{enr}}$	$t_{\text{enr}} / t = 1$	$t_{\text{enr}} / t = 2$	$t_{\text{enr}} / t = 3$
6	1,0	1,4	2,0
8	1,0	1,3	1,7
10	1,0	1,2	1,4
15	1,0	1,1	1,2
20 ou mais	1,0	1,0	1,0

Fonte: NBR 15961-1 (ABNT, 2011).

Figura 23 – Parâmetros para cálculo da espessura efetiva de paredes



Fonte: NBR 15961-1 (ABNT, 2011).

8.4.3. Índice de esbeltez

Conforme exigência da NBR 15961-1 (ABNT, 2011) é necessário verificar o índice de esbeltez (λ) do painel. Para tanto, o cálculo para esta verificação é dado pela razão entre a altura efetiva e a espessura efetiva da parede:

- Para alvenaria não armada:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 24 \quad (40)$$

- Para alvenaria armada:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 30 \quad (41)$$

8.4.4. Determinação dos esforços solicitantes e armaduras do painel

Maluf (2007) diz que para a determinação dos esforços solicitantes do painel utilizando o método de linhas de ruptura de acordo com a norma canadense CAN, os cálculos são dados por:

- Plano de falha paralelo à junta de assentamento:

$$M = \alpha \cdot w_k \cdot \gamma_f \cdot L^2 \quad (42)$$

- Plano de falha perpendicular à junta de assentamento:

$$M = \mu \cdot \alpha \cdot w_k \cdot \gamma_f \cdot L^2 \quad (43)$$

Onde:

- μ = relação de resistência ortogonal;
- α = coeficiente de momento;
- w_k = carregamento uniformemente distribuído sobre área lateral;
- γ_f = coeficiente de ponderação;
- L = comprimento do painel.

O coeficiente de momento (α) é dado para vários casos entre a relação de resistência ortogonal e a relação h/l, das quais são estabelecidos pela norma canadense – CAN (tabela 28), enquanto o coeficiente de ponderação é dado pela NBR 15961-1 (ABNT, 2007) e são apresentados por Maluf (2007) na tabela 29:

Tabela 28 – Coeficientes para cálculo do momento de ruptura em painéis de alvenaria

μ_m	h/L										
	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,50	3,00
1,00	0,031	0,038	0,045	0,075	0,106	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125
0,90	0,032	0,040	0,048	0,080	0,113	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125
0,80	0,034	0,042	0,052	0,086	0,120	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125
0,70	0,035	0,044	0,057	0,093	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125
0,60	0,038	0,047	0,063	0,102	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125
0,50	0,040	0,053	0,070	0,113	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125
0,40	0,043	0,061	0,080	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125
0,35	0,046	0,066	0,087	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125
0,30	0,051	0,073	0,095	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125	0,125

Fonte: Maluf (2007).

Tabela 29 – Coeficientes de ponderação para combinações normais de ações

Categoria de ação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Permanentes	Edificações Tipo 1 ^a e pontes em geral	1,35	0,9
	Edificações Tipo 2 ^b	1,40	0,9
Variáveis	Edificações Tipo 1 ^a e pontes em geral	1,50	-
	Edificações Tipo 2 ^b	1,40	-

Fonte: NBR 15961-1 (ABNT, 2011).

Nota: (a) Edificações Tipo 1 cargas acidentais superam 5KN/m² e (b) Tipo 2 não superam 5KN/m².

Para o caso de uma seção retangular fletida com armadura simples, segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) o momento fletor resistente de cálculo será:

$$M_{rd} = A_s \cdot f_s \cdot z \quad (44)$$

Na qual, o braço de alavanca (z) é dado por:

$$z = d \left(1 - 0,5 \cdot \frac{A_s \cdot f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \leq 0,95d \quad (45)$$

Onde:

- A_s = área da armadura tracionada;
- $f_s = 0,5 \cdot f_{yd}$, ou seja, metade da resistência ao escoamento de cálculo da armadura, sendo a tensão de tração na armadura;
- f_d = máxima tensão de compressão;

O valor de M_{rd} não pode ser maior que:

$$M_{rd} \leq 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 \quad (46)$$

Onde:

- f_d = resistência característica do prisma dividido por um coeficiente de ponderação das resistências;
- b = largura do trecho considerado;
- d = altura útil do bloco considerado.

Para se determinar a armadura do painel de alvenaria, então se utiliza:

$$A_s = \frac{M_d}{f_s \cdot z} \quad (47)$$

A NBR 15961-1 (ABNT, 2011) estabelece que a área da armadura mínima principal não seja menor que 0,10 % da área da seção transversal.

A mesma norma diz que, em paredes de alvenaria armada, há a necessidade de se dispor uma armadura secundária, perpendicular à principal e esta deve ter área mínima de 0,05 % da seção transversal correspondente.

8.4.5. Verificação da resistência ao cisalhamento

Segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) a verificação da resistência é atendida quando a tensão de cisalhamento de cálculo (τ_{vd}) não for maior que a resistência de cálculo obtida a partir dos valores característicos da resistência ao cisalhamento (f_{vk}), especificados em 7.1.5., ou seja:

$$\tau_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad (48)$$

A mesma norma acrescenta que, a tensão de cisalhamento de cálculo pode ser obtida diferentemente para:

- $\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot h}$, para peças de alvenaria não armada;
- $\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot d}$, para peças de alvenaria não armada.

Caso haja a necessidade de armadura de cisalhamento, a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) recomenda o cálculo da área desta, a partir da seguinte equação:

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a) \cdot s}{0,5 \cdot f_{yd} \cdot d} \quad (49)$$

Onde:

- A_{sw} = área da seção transversal da armadura de cisalhamento;
- V_a = força cortante absorvida pela alvenaria;
- V_d = força cortante de cálculo;
- s = espaçamento das barras da armadura.

A parcela do cisalhamento a parcela da força cortante absorvida pela alvenaria (V_a) é dada por:

$$V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d \quad (50)$$

Segundo a NBR 15961-1 (ABNT, 2011) não se admite espaçamento (s) superior a 50% da altura útil. E no caso das paredes armadas ao cisalhamento o espaçamento não pode ultrapassar os 60 cm.

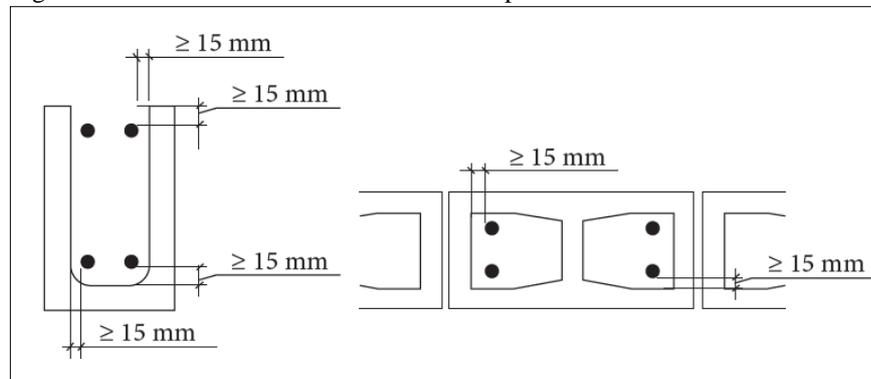
8.4.6. Detalhes de projeto

De acordo com as recomendações da NBR 15961-1 (ABNT, 2011), Parsekian (2012) expõe alguns detalhes básicos de projeto.

a) Cobrimento mínimo da armadura

O cobrimento mínimo na direção horizontal de armaduras dispostas em juntas deve-se respeitar o mínimo de 15 mm, assim como no caso de armadura vertical em furo de bloco ou horizontal em canaleta, como apresentado na figura (xx). E para que o posicionamento das armaduras possa ser garantido é possível o uso de espaçadores.

Figura 24 – Cobrimento mínimo da armadura para alvenaria estrutural



Fonte: Parsekian (2012).

b) Área e diâmetros de armaduras mínimos e máximos

Para paredes e vigas de alvenaria armada, a área da armadura longitudinal principal não deve ser menor que 0,10 % da área da seção transversal.

Em paredes, uma armadura secundária deve ser disposta perpendicularmente à principal, e esta deve ter área mínima de 0,05% da seção transversal correspondente.

Deve-se respeitar também a armadura máxima de 8% da área seção a ser grauteada, incluindo regiões de traspasse.

Quanto aos diâmetros, barras localizadas em juntas de assentamento não deve ter diâmetro superior a 6,3 mm e para os demais casos 25 mm.

O espaçamento entre barras não deve ser menor que:

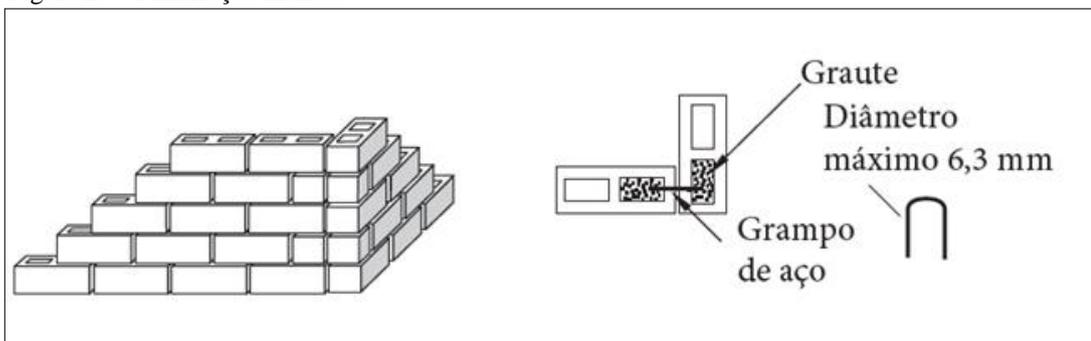
- diâmetro máximo do agregado mais 5 mm;
- 1,5 vez o diâmetro da armadura;
- 20 mm.

c) Amarração

É de extrema importância usar sempre amarração entre as paredes estruturais. A norma regulamentadora define dois tipos: direta e indireta. A primeira, sendo o padrão de ligação de paredes por intertravamentos obtido com a interpenetração alternada das fiadas. Enquanto a segunda, como padrão de ligação de paredes com junta vertical a prumo, em que o plano da interface comum é atravessado por armaduras normalmente constituídas por grampos metálicos devidamente ancorados em furos verticais adjacentes.

A amarração indireta, apesar de não ser recomendada, caso o projetista opte pelo uso deste tipo de amarração, deve-se utilizar armaduras em forma de U de diâmetro mínimo de 6,3 mm dispostas a pelo menos a cada duas fiadas.

Figura 25 – Amarração indireta



Fonte: Parsekian (2012).

9. CUSTOS

Termo importante para a orçamentação na construção civil, o custo é denominado por Ávila et al (2003 apud GUIMARÃES, 2014, p. 103) como o valor monetário gasto para a execução de uma obra. Os custos podem ser classificados em:

- Diretos: são todos os custos diretamente associados à produção de uma obra: insumos constituídos por materiais, mão de obra, equipamentos, como também toda a infraestrutura indispensável no local para a sua execução. Normalmente estes dados são apresentados em uma planilha de custos (TISAKA, 2006).
- Indiretos: são os custos específicos da administração central ligados a uma determinada obra como: contabilidade, impostos, taxas, combustíveis, almoxarifado, transporte de pessoal, etc. (TISAKA, 2006).

9.1. Composição dos custos

Também denominada como Composição de Preço Unitário (CPU), a composição de custos refere-se ao processo determinado através dos custos incorridos para se executar uma atividade ou serviço. Todos os insumos necessários à execução devem estar listados na composição de custos (ALVES E ARAÚJO, 2010).

Alves e Araújo (2010) expõem que para a orçamentação na construção civil, as composições de custos podem ser obtidas de várias fontes, sendo estas públicas, privadas, de forma impressa ou eletrônica. No Brasil, a fonte de composições de custos mais utilizada é a TCPO (Tabela de Composições Preços para Orçamento) da Editora Pini.

Além da TCPO, há também outras fontes de Composições de Preços das quais são publicadas periodicamente por órgãos públicos como, por exemplo, a SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices da Construção Civil – Caixa).

Alves e Araújo (2010) ainda citam que insumos com suas respectivas unidades, preços unitários de materiais, mão de obra e equipamentos são alguns dos dados que devem compor uma Composição de Preço Unitário.

Quanto aos materiais utilizados na composição dos custos unitários, como aço, areia, brita, madeira, blocos ou cimento, por exemplo, podem ser apresentados por unidades de medida em áreas, volumes, pesos, comprimentos, sacos, etc. (TISAKA, 2006).

10. DIRETRIZES PARA O ESTUDO DE CASO

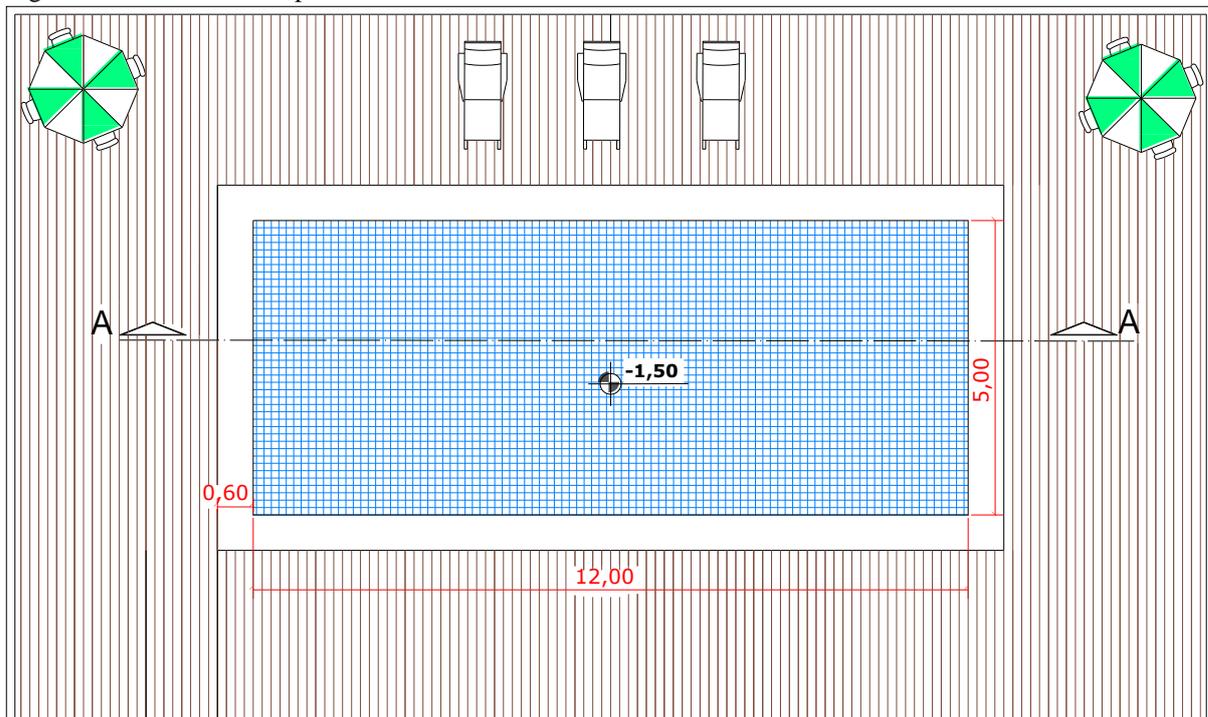
O local de estudo será uma chácara, na zona rural de Elói Mendes, visto que o proprietário manifestou interesse no estudo e na possibilidade da implantação de uma piscina neste local.

Assim, foram levantados os dados básicos com relação ao local a ser construída a piscina. A área total do lote é de 3.000 m² com 240 m² disponíveis para a área de lazer.

Devido à área disponível e o desejo do proprietário, para este estudo será considerada o dimensionamento de uma piscina enterrada. Além disso, é de interesse do proprietário as seguintes dimensões: 12,00 m em sua maior dimensão e 5,00 m em sua menor dimensão e 1,50 m de profundidade.

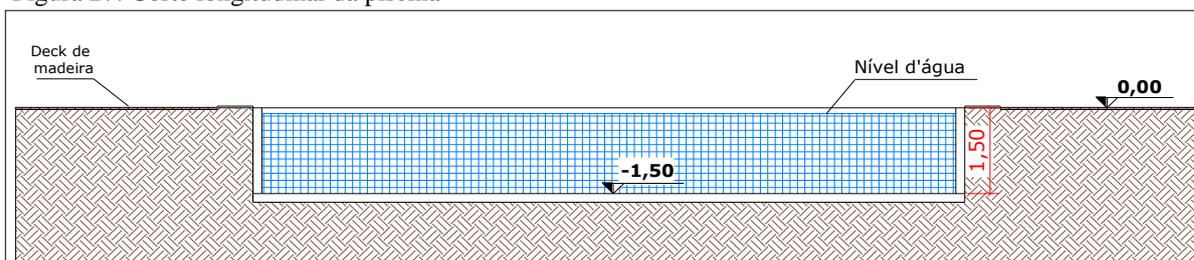
O projeto arquitetônico composto pela planta baixa e um corte longitudinal da piscina proposta serão apresentados respectivamente nas figuras a seguir:

Figura 26: Planta baixa da piscina



Fonte: O autor.

Figura 27: Corte longitudinal da piscina



Fonte: O autor.

11. METODOLOGIA

11.1. Tipo de pesquisa

A pesquisa é do tipo bibliográfica, exploratória e estudo de caso. De acordo com Vergara (1998, p. 46), esta pesquisa é considerada bibliográfica porque é “um estudo sistematizado desenvolvido com base em material publicado em livros, revistas, jornais, redes eletrônicas”. Ainda de acordo com Vergara (1998, p.45), trata-se também de uma investigação exploratória porque “é realizada em área na qual há pouco conhecimento acumulado e sistematizado”. Por fim, Gil (1996, p.58) diz que “estudo de caso é caracterizado pelo estudo profundo e exaustivo de um ou de poucos objetos, de maneira a permitir o seu conhecimento amplo e detalhado”.

11.2. Etapas do projeto

Este trabalho partiu da intenção inicial de realizar um comparativo quanto ao dimensionamento estrutural de uma piscina em concreto armado e em alvenaria estrutural. Para tanto este estudo foi dividido em duas etapas: TCC 01 e TCC 02 realizados respectivamente durante o 9º e 10º períodos.

Na primeira etapa, realizou-se então uma pesquisa bibliográfica em livros, dissertações, artigos, sites de cunho acadêmico e normas técnicas, a fim de sistematizar os conhecimentos gerais necessários sobre o tema em questão. Desenvolveu-se também um projeto arquitetônico a fim de estabelecer a geometria e o tipo de piscina a ser dimensionada.

Na segunda etapa, em um primeiro momento, foram definidas as condições necessárias para a realização do projeto, tais como: parâmetros geotécnicos do solo; resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}), cobrimento das armaduras e aço; blocos, argamassa, graute e aço; tipo de impermeabilização.

Definidas as condições, foram determinadas as ações que atuarão sobre a estrutura em concreto armado através da discretização da base elástica, utilizando o software Ftool. Enquanto, para a estrutura em alvenaria estrutural, a determinação das ações foi realizada através de método apresentado na revisão bibliográfica.

Para determinados cálculos, como a determinação e composição das armaduras em concreto armado, por exemplo, foram desenvolvidas planilhas através do software Excel e para o detalhamento das estruturas foi utilizado o software AutoCAD.

Através de dados extraídos da Tabela de Composições de Preços para Orçamentos (PINI) e dos preços de insumos da tabela do Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices da Construção Civil – Caixa (SINAPI) o orçamento das piscinas pôde ser realizado.

Após a realização dos projetos e da orçamentação, foi possível determinar alguns critérios comparativos entre os sistemas construtivos propostos e assim estabelecer indicadores de consumo, das quais foram analisados e apresentados em tabelas e gráficos.

12. DESENVOLVIMENTO DOS PROJETOS ESTRUTURAIS

12.1. Caracterização do solo

Pela falta de ensaios realizados no maciço de solo no local deste estudo, foram adotados a partir da tabela apresentada por Joppert Júnior (2007) disposta no Anexo A, parâmetros médios de solo que serão utilizados posteriormente para a determinação da pressão de terra, por exemplo.

O primeiro tipo de solo apresentado na tabela “areia pouco siltosa / pouco argilosa” foi escolhido. São apresentados peso específico natural e peso específico saturado. Visto que a condição saturada é a condição em que o solo possui menor resistência, esta então foi adotada, assim como os demais parâmetros descritos a seguir:

$$\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$c = 0$$

Sem a presença de lençol freático

12.1.1. Coeficiente de reação vertical

Assim como os parâmetros do solo, pela falta de ensaios realizados no solo onde a estrutura será construída, o coeficiente de reação vertical também será adotado através dos valores típicos apresentados por Terzaghi (tabela 11).

Relacionando o tipo de solo adotado e sua faixa de SPT de acordo com a tabela 05, temos uma “Areia pouco compacta”. Na tabela apresentada por Terzaghi, este tipo de solo encaixa-se na situação em que os valores para o coeficiente de reação vertical estão entre 19.000 e 96.000 kN/m³. Com isso adotou-se a média entre estes valores:

$$K_v = 57.000 \text{ kN/m}^3$$

12.2. Carga da impermeabilização

A carga da impermeabilização foi estimada conforme sugere a fabricante de impermeabilizantes VEDACIT (2016). Diferentes tipos de impermeabilização são utilizados conforme a posição da piscina em relação ao solo: elevada, apoiada sobre o solo ou enterrada.

Para uma piscina enterrada, que é o caso deste estudo, a fabricante consultada sugere os seguintes produtos: BIANCO, VEDACIT e VEDATOP. Há que se destacar que produtos similares a esses podem ser utilizados.

O composto adesivo, que será utilizado como primeira camada impermeabilizante é feito de argamassa de cimento e areia misturado à resina sintética sugerida ou similar.

A argamassa impermeabilizante, segunda camada, é também feita de argamassa de cimento e areia, porém com o aditivo impermeabilizante proposto ou equivalente.

A fabricante explica que a impermeabilização deve ser executada por etapa respeitando-se os prazos entre elas.

Para o primeiro dia deve-se realizar uma camada de chapisco com o composto adesivo, de preferência usando um rolo de textura para manter a homogeneidade da camada. Após a camada de chapisco deverá ser executada a camada da argamassa impermeabilizante com uma espessura de 01 cm. Este procedimento de chapisco e argamassa impermeabilizante devem ser executados também no segundo dia. Feito estes procedimentos, com um broxa ou trincha, deve-se aplicar o argamassa polimérica de base acrílica impermeável em 4 demãos cruzadas, obedecendo o intervalo de 6 horas entre as demãos.

Em consulta ao site da fabricante e de posse dos materiais que serão utilizados para este tipo de impermeabilização, foi possível obter a densidade de cada um. A densidade foi transformada em peso específico para posteriormente ser então transformados em carga.

- BIANCO → Densidade: 1,02 g/cm³ → Peso específico: 10,2 kN/m³
- VEDACIT → Densidade: 1,05 g/cm³ → Peso específico: 10,5 kN/m³
- VEDATOP → Densidade: 1,23 g/cm³ → Peso específico: 12,3 kN/m³

Segundo a NBR 6120 (1980) para argamassa feita de cimento e areia o peso específico é de 21 kN/m³.

As espessuras das camadas adotadas para o chapisco do composto adesivo, da argamassa impermeável e demãos do impermeabilizante de base acrílica são respectivamente: 05 mm, 1,00 cm e 04 mm.

A carga de impermeabilização é então estimada pela multiplicação entre a espessura de cada camada e o peso específico correspondente. Lembrando que as duas primeiras camadas são realizadas no primeiro e segundo dia de impermeabilização:

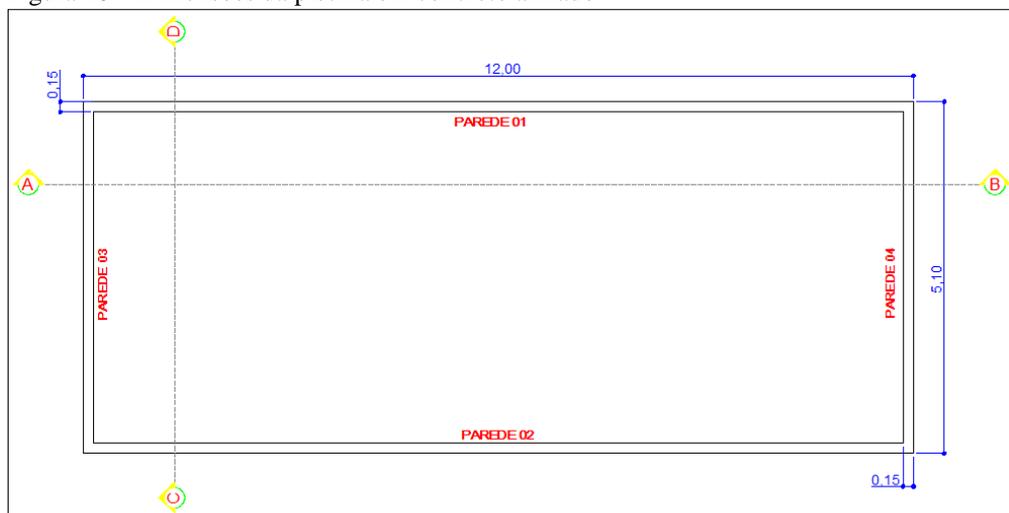
- Chapisco – Composto adesivo c/ “Bianco” = $(0,005) \cdot (21+10,2) = 0,156 \text{ kN/m}^2$
- Argamassa Impermeabilizante c/ “Vedacit” = $(0,010) \cdot (21+10,5) = 0,315 \text{ kN/m}^2$
- Chapisco – Composto adesivo c/ “Bianco” = $(0,005) \cdot (21+10,2) = 0,156 \text{ kN/m}^2$
- Argamassa Impermeabilizante c/ “Vedacit” = $(0,010) \cdot (21+10,5) = 0,315 \text{ kN/m}^2$
- Demãos de “Vedatop” = $(0,004) \cdot (12,3) = \underline{0,0492 \text{ kN/m}^2}$
0,9912 kN/m²

Carga da impermeabilização adotada = 1,0 kN/m²

12.3. Dimensionamento da piscina em concreto armado

Antes do dimensionamento da piscina faz-se necessário estabelecer as dimensões das partes constituintes deste tipo de estrutura. A proposta inicial para este estudo de caso era de uma piscina com 12,00 x 5,00 metros e profundidade de 1,50 metros. Porém, devido a modulação das fiadas do projeto em alvenaria estrutural, estabeleceu-se as seguintes dimensões também para a estrutura em concreto armado: 12,00 x 5,00 metros e 1,60 metros de profundidade. As espessuras das paredes foram consideradas **15 cm** por recomendação da NBR 6118 (2014). E para o fundo (radier), adotou-se também uma espessura de **15 cm**.

Figura 28 – Dimensões da piscina em concreto armado

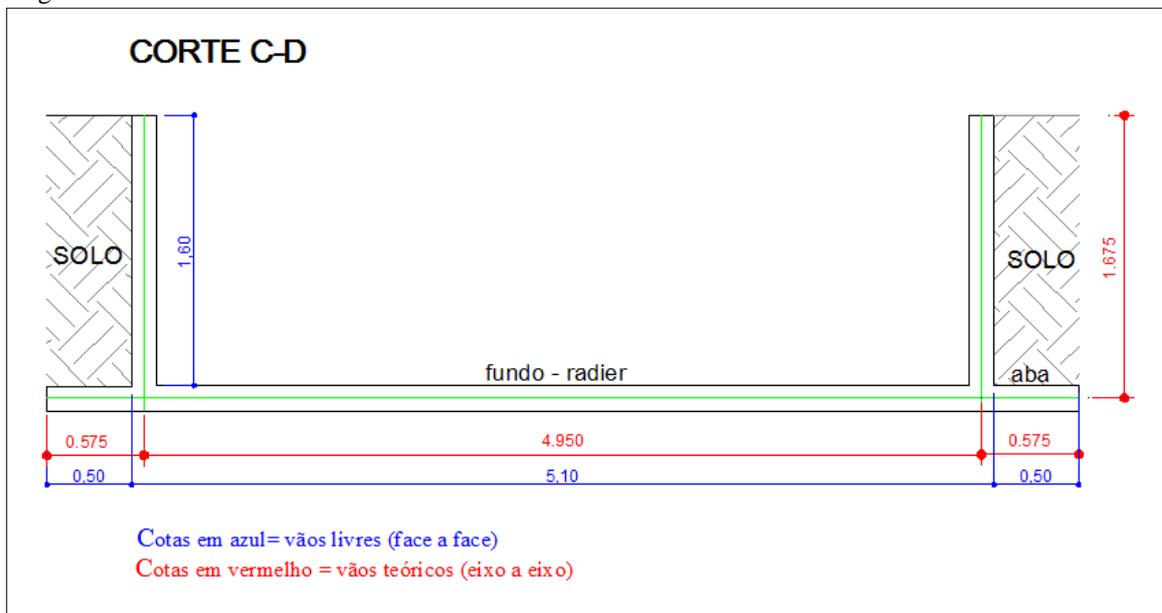


Fonte: O autor.

Segundo Vasconcelos (1998) em reservatórios é comum o uso de mísulas (chanfros), nas arestas das paredes. Esta medida aumenta a rigidez da ligação, pois absorvem os esforços solicitantes, diminuindo as aberturas das fissuras nos nós dessas estruturas. Como em piscinas o apelo arquitetônico é maior, não é usual o uso de mísulas nas arestas das paredes. Porém, para que ocorra o aumento da rigidez e conseqüentemente a diminuição dos momentos fletores nesta região, para o caso de piscinas adota-se o prolongamento da laje de fundo, ou seja, adota-se uma aba.

Para este dimensionamento foi adotado para a **aba comprimento de 50 cm**.

Figura 29 – Corte transversal da estrutura em concreto armado



Fonte: O autor.

Com os vãos teóricos conhecidos é possível determinar se as paredes laterais serão armadas em uma ou duas direções:

$$\lambda_{\text{corte transv.}} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{4,95}{1,675} = 2,95$$

$$\lambda_{\text{corte long.}} = \frac{l_y}{l_x} = \frac{11,85}{1,675} = 7,07$$

Como a relação entre os vãos teóricos das paredes da piscina, tanto no corte transversal como no corte longitudinal são maiores que dois, as paredes passam a trabalhar com comportamento de **lajes armadas em uma direção**.

12.3.1. Determinação dos esforços solicitantes

Com o propósito da visualização do comportamento da estrutura mais próximo da realidade, através das características do solo, para a determinação dos esforços será utilizado o sistema de vigas sobre base elástica através da discretização no Ftool. E, para que isso seja possível, é necessário primeiramente determinar as cargas que atuarão sobre cada elemento da estrutura utilizando os vãos teóricos (eixo a eixo) e sua altura (espessura).

Na análise de uma piscina enterrada, devem ser verificadas duas situações: piscina vazia e cheia. Para as paredes quando a piscina encontra-se vazia, perpendicularmente a elas, atuará o carregamento da pressão exercida pelo solo. Enquanto para a situação cheia, além da pressão exercida pelo solo, a parede estará também submetida a um carregamento perpendicular exercido pela água. Sobre o fundo, atuará o peso das paredes, seu peso próprio, o carregamento proveniente da água (quando cheia), além da carga devido à impermeabilização e revestimento. Segue abaixo todos os dados:

a) Cargas nas paredes

- Pressão hidrostática = $\gamma_{\text{água}} \cdot h = 10 \cdot 1,60 = 16,00 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Redução da carga na parede} = q_a \cdot \frac{h_a}{h_{\text{eixo-eixo}}} = 16,00 \cdot \frac{1,60}{1,675} = \mathbf{15,28 \text{ kN/m}^2}$$

- Pressão do solo = $K_a \cdot \gamma_{\text{solo}} \cdot h = 0,33 \cdot 19 \cdot 1,675 = \mathbf{10,50 \text{ kN/m}^2}$

b) Carga no Fundo (piscina cheia)

- Peso próprio = $h_{\text{fundo}} \cdot \gamma_{\text{concreto}} = 0,15 \cdot 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

- Peso da água = $h_{\text{paredes}} \cdot \gamma_{\text{água}} = 1,675 \cdot 10 = 16,75 \text{ kN/m}^2$

- Impermeabilização = $1,00 \text{ kN/m}^2$

- Revestimento = $e_{\text{arg}} \cdot \gamma_{\text{arg}} + e_{\text{rev}} \cdot \gamma_{\text{rev}} = 0,005 \cdot 19 + 0,006 \cdot 28 = 0,265 \text{ kN/m}^2$

- **TOTAL = 21,76 kN/m²**

c) Carga no Fundo (piscina vazia)

- Peso próprio = $h_{\text{fundo}} \cdot \gamma_{\text{concreto}} = 0,15 \cdot 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

- Impermeabilização = $1,00 \text{ kN/m}^2$

- Revestimento = $e_{\text{arg}} \cdot \gamma_{\text{arg}} + e_{\text{rev}} \cdot \gamma_{\text{rev}} = 0,005 \cdot 19 + 0,006 \cdot 28 = 0,265 \text{ kN/m}^2$

- **TOTAL = 5,01 kN/m²**

d) Peso das paredes

- Peso da parede = $h \cdot L \cdot \gamma_{concreto} = 0,15 \cdot 1,675 \cdot 25 = 6,28 \text{ kN/m}^2$

e) Carga na aba

- Peso próprio = $h_{aba} \cdot \gamma_{concreto} = 0,15 \cdot 25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- Peso de solo = $h_{solo} \cdot \gamma_{solo} = 1,675 \cdot 19 = 31,825 \text{ kN/m}^2$
- **TOTAL** = **35,58 kN/m**

Através da discretização da base elástica no Ftool (imagens do software dispostas no Apêndice A), com todos os dados descritos anteriormente, junto à caracterização do solo exposta no item 12.1, foi possível determinar os momentos fletores atuantes nas paredes e fundo da estrutura. Os maiores valores obtidos são apresentados na tabela 30:

Tabela 30 - Momentos fletores atuantes na piscina em concreto armado

	Posição	M.F (kN.cm/m)
Paredes	Vertical (interna)	710
	Horizontal (interna)	-
	Vertical (externa)	490
	Horizontal (interna)	-
Fundo/Parede	(-)	480
Fundo	(+)	360

Fonte: O autor

12.3.2. Dimensionamento das armaduras

Para o dimensionamento das armaduras, além dos esforços solicitantes já determinados, são necessários os dados complementares descritos abaixo:

- $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$;
- Aço CA 50;

- Classe de agressividade ambiental: II;
- Cobrimento: 3,0 cm (elemento estrutural em contato com o solo)
- d' (adotando \emptyset 6,3 mm) = $c + (\emptyset/2) = 3,00 + (0,63/2) = 3,315$ cm

$$K_{md} = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{(1,4 \cdot 710)}{100 \cdot (15 - 3,315)^2 \cdot 2,0/1,4} = 0,051$$

$$K_{md} = 0,68 \cdot K_x - 0,272 \cdot K_x^2 = 0,272 \cdot K_x^2 - 0,68 \cdot K_x + 0,051$$

$$K_x = \frac{0,68 - \sqrt{0,68^2 - 4 \cdot 0,272 \cdot 0,051}}{2 \cdot 0,272} = 0,077$$

$$K_z = 1 - 0,40 \cdot K_x = 1 - 0,40 \cdot 0,077 = 0,969$$

$$A_s = \frac{M_d}{K_z \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{(1,4 \cdot 710)}{(0,969) \cdot (15 - 3,315) \cdot \left(\frac{50}{1,15}\right)} = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\text{mín}} = 0,15 \% \cdot b_w \cdot h = (0,15/100) \cdot 100 \cdot 15 = 2,25 \text{ cm}/\text{m}$$

Como a área de aço calculada é menor que a área de aço mínima, adotou-se:

$$A_{s,\text{mín}} = 2,25 \text{ cm}/\text{m}$$

Com a área de aço definida, calculam-se então o espaçamento necessário entre barras para $\emptyset = 6,3$ mm.

$$s = \frac{A_{s\emptyset}}{A_s} = \frac{\frac{\pi \cdot (0,63)^2}{4}}{2,25} = 13,9 \text{ cm} \quad s_{\text{adotado}} = 14 \text{ cm}$$

$$A_{s\text{efetivo}} = 2,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como o comportamento das paredes e fundo são de lajes armadas em uma direção, perpendicularmente à armadura principal, deve-se dispor de armadura de distribuição, chamada

também de armadura secundária. Onde, segundo a tabela 19.1 da NBR 6118 (2014), deve atender a:

- $(A_s/s) \geq 20\%$ da armadura principal e $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$;
- $\rho \geq 0,5 \cdot \rho_{\text{mín}}$

Com isso teremos como armadura de distribuição a maior armadura entre as relações a seguir:

- $20\% A_{\text{principal}} = 0,20 \cdot 2,22 = 0,44 \text{ cm}^2/\text{m}$
- $0,90 \text{ cm}^2/\text{m}$
- $0,5 \cdot \rho_{\text{mín}} = 0,5 \cdot 0,150 \cdot 15 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}$

Tendo a armadura de distribuição definida, calculam-se então o espaçamento necessário entre barras para $\emptyset = 6,3 \text{ mm}$.

$$s = \frac{A_s \emptyset}{A_s} = \frac{\pi \cdot (0,63)^2}{4 \cdot 1,13} \cdot 100 = 27,6 \text{ cm}$$

$$s_{\text{adotado}} = 28 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\text{efetivo}}} = \frac{\pi \cdot (0,63)^2}{4 \cdot \left(\frac{28}{100}\right)} = 1,11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Visto que, para a determinação das armaduras dos demais esforços solicitantes o mesmo roteiro de cálculo deve ser seguido, para que este texto não torne repetitivo, abaixo são apresentados nas tabelas 31 e 32 apenas os resultados finais de armadura e espaçamento necessário.

Tabela 31- Resultados finais das armaduras de flexão

	Posição	M.F (kN.cm/m)	h (cm)	d' (cm)	kMd	kx	Ver. kx	kz	As (cm ² /m)
Paredes	Vertical (int)	710	15	3,32	0,051	0,077	ok!	0,969	2,02
	Horizontal (int)	ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO							
	Vertical (ext)	490	15	3,32	0,035	0,053	ok!	0,979	1,38
	Horizontal (int)	ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO							
Fundo/Parede	(-)	480	15	3,32	0,034	0,052	ok!	0,979	1,35
		ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO							
Fundo	(+)	360	15	3,32	0,026	0,039	ok!	0,985	1,01
		ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO							

Fonte: o autor.

Tabela 32 - Resultados finais da composição das armaduras

	Posição	M.F (kN.cm/m)	As (cm ² /m)	As,total (cm ² /m)	As,min. (cm ² /m)	As,adot (cm ² /m)	As,distrib. (cm ² /m)	φ (mm)	s _{calc} (cm)	s _{adot} (cm)	As,efet. (cm ² /m)			
Paredes	Vertical (int)	710	2,02	2,02	2,25	2,25		6,3	13,9	14	2,23			
	Horizontal (int)	ARMADURA DISTRIBUIÇÃO								1,125	6,3	27,7	28	1,11
	Vertical (ext)	490	1,38	1,38	2,25	2,25		6,3	13,9	14	2,23			
	Horizontal (ext)	ARMADURA DISTRIBUIÇÃO								1,125	6,3	27,7	28	1,11
Fundo/Parede	(+)	480	1,35	1,35	2,25	2,25		6,3	13,9	14	2,23			
		ARMADURA DISTRIBUIÇÃO								1,125	6,3	27,7	28	1,11
Fundo	(-)	360	1,01	1,01	2,25	2,25		6,3	13,9	14	2,23			
		ARMADURA DISTRIBUIÇÃO								1,125	6,3	27,7	28	1,11

Fonte: O autor.

12.3.3. Verificação da abertura de fissuras

Segundo a NBR 6118 (2014) o aparecimento de fissuras em estruturas de concreto armado é inevitável. Com isso, visando obter um bom desempenho relacionado à proteção das armaduras quanto à corrosão e à aceitabilidade sensorial dos usuários, deve-se controlar a abertura dessas fissuras. Ainda segundo a mesma norma, de modo geral, se a abertura máxima característica (w_k) de fissuras respeitarem os limites estabelecidos, a presença de fissuras não implica em perda de durabilidade ou perda de segurança quanto aos estádios limites últimos.

Com isso, para a CAA II, f_{ck} 20 é calculado o momento de fissuração:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_c}{y_g}$$

$$f_{ct,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot 20^{2/3} = 1,54 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{b_w \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,154 \cdot 282125}{7,5} = 866,25 \text{ kN.m}$$

Considerando que o maior momento fletor atuante na piscina é da ordem de 710 kN.cm, ou seja, menor que o momento de fissuração que é de 866,25 kN.cm conclui-se que a abertura de fissuras estará dentro dos limites estabelecidos. Porém, para a estimativa dessa abertura, baseada nas hipóteses do Estádio II, a sua verificação é realizada conforme roteiro apresentado por Vasconcelos (1998) em concordância com a NBR 6118 (2014). Onde para o momento atuante de 710 kN.cm resultou uma armadura de $\emptyset 6,3$ a cada 14 cm, com área efetiva de 2,23 cm²/m. Considerando f_{ck} 20, tem-se então:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c_s}} = \frac{210000}{0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{20}} = 9,86$$

Para uma faixa de um metro, a posição da linha neutra, no estádio II é dada pela expressão a seguir:

$$b \cdot \frac{x^2}{2} \cdot \alpha_e \cdot A_{e,ef} \cdot (d - x) = 0$$

$$100 \cdot \frac{x^2}{2} \cdot 9,86 \cdot 2,23 (11,68 - x) = 0, \text{ e, portanto } x_{II} = 2,05 \text{ cm}$$

$$I_{x,II} = \frac{b_f \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha_e \cdot A_s \cdot (x_{II} - d)^2$$

$$I_{x,II} = \frac{100 \cdot 2,05^3}{3} + 9,86 \cdot 2,23 \cdot [2,05 - (15 - 3,32)]^2 = 2326,25 \text{ cm}^4$$

Considerando a combinação rara em serviço, para verificação da abertura de fissuras:

$$M_{at} = 710 \text{ kN.cm}$$

y_{si} = distância da armadura i até a linha neutra do estádio II

$$Y_{si} = (15 - 3,32 - 2,05) = 9,63$$

A tensão de serviço na armadura é então calculada:

$$\sigma_{si} = \frac{M_{at}}{I_{x,II}} \cdot y_{si} \cdot \alpha_e = \frac{710}{2326,25} \cdot 9,63 \cdot 9,86 = 28,98 \frac{kN}{cm^2} = 289,9 MPa$$

A taxa de armadura corresponde a:

$$\rho_{ri} = \frac{A_{si}}{A_{cri}}, \quad \text{onde } A_{cri} = (a + b) \cdot (c + d)$$

$$a_1 = 7,5 \cdot \emptyset = 7,5 \cdot 0,63 = 4,725 \text{ cm}$$

$$b_1 = 7,5 \cdot \emptyset = 7,5 \cdot 0,63 = 4,725 \text{ cm}$$

$$c_1 = 7,5 \cdot \emptyset = 7,5 \cdot 0,63 = 4,725 \text{ cm}$$

$$d_1 = 2,5 \cdot \frac{\emptyset}{2} = 2,5 + \frac{0,63}{2} = 2,815 \text{ cm}$$

$$\rho_{ri} = \frac{0,223}{(4,725 + 4,725) \cdot (4,725 + 2,815)} = 0,0032 \text{ cm}^2/\text{cm}^2$$

De acordo com o item 17.3.3.1 da NBR 6118 (2014), o valor característico da abertura de fissuras w_k , determinado para cada parte da região de envolvimento será o menor entre os obtidos pelas expressões a seguir⁵:

$$w_k = \frac{\emptyset_1}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ct,m}}$$

$$w_k = \frac{\emptyset_1}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0,3 \cdot \sqrt[3]{20^2} = 2,21$$

$$w_k = \frac{\emptyset_1}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \sigma_{si}}{f_{ct,m}} = \frac{6,3}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{289,8}{210000} \cdot \frac{3 \cdot 289,8}{2,21} = 0,121$$

⁵ O coeficiente η_1 , que mede a conformação superficial é dado no item 9.3.2.1 da norma, e vale 1,0 para barras lisas (CA 25), 1,4 para barras entalhadas (CA 60) e 2,25 para barras (nervuradas) de alta aderência (CA 50).

$$w_k = \frac{\phi_1}{12,5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right) = \frac{6,3}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{289,8}{210000} \cdot \left(\frac{4}{0,0032} + 45 \right) = 0,40$$

Assim, conclui-se que o valor da abertura de fissura correspondente a 0,121 é menor que o limite 0,2 mm.

Conforme o projeto estrutural disposto no Apêndice D deste trabalho, o consumo final de material para a piscina em concreto armado, são apresentados na tabela 33:

Tabela 33 - Quantitativo de materiais para a piscina em concreto armado

PISCINA DE CONCRETO ARMADO - AÇO CA 50					
POS.	φ mm	Quantidade	Comp. Unit. (m)	Total (m)	Peso (kg)
N1	6,30	184	4,63	851,92	211,28
N2	6,30	184	1,90	349,60	86,70
N3	6,30	48	8,69	417,12	103,45
N4	6,30	48	4,74	227,52	56,42
N5	6,30	236	3,68	868,48	215,38
N6	6,30	16	10,38	166,08	41,19
N7	6,30	16	7,69	123,04	30,51
N8	6,30	16	4,74	75,84	18,81
				Total (kg)	763,74
VOLUME CONCRETO - C 20 (m ³)				20,10	
TAXA DE ARMADURA (kg/m ³)				41,79	
FÔRMAS (m ²)				107,52	

Fonte: O autor.

12.4. Dimensionamento da piscina em alvenaria estrutural

12.4.1. Considerações iniciais

Conforme exposto no referencial teórico deste trabalho, a alvenaria estrutural permite o dimensionamento da mesma com ou sem o uso de armaduras. Segundo Parsekian (2012), para alvenarias onde a força lateral é predominante, como é o caso de uma piscina, é comum ou mesmo desejável o uso da alvenaria armada. Pois, além de aumentar a resistência à flexão, a inclusão de armaduras, aumenta a resistência ao cisalhamento e melhora a ductibilidade. Com isso, a análise deste trabalho será desenvolvida através da alvenaria armada.

O Método dos Estados Limites (Estádio III) em conformidade com a NBR 15961-1 (2011) será o critério utilizado para o dimensionamento dos painéis de alvenaria submetidos à flexão.

Para a determinação dos esforços solicitantes optou-se pelo método utilizado pela norma canadense denominado Linha de Ruptura.

12.4.2. Determinação das propriedades físicas da alvenaria

a) Resistência dos blocos

Segundo o item 5.3.1 da NBR 6136 (2014), devem ser utilizados blocos Classe A, para aplicação abaixo do nível do solo. Estes devem, de acordo com a tabela 3 da mesma norma, devem apresentar f_{bk} mínimo igual 8,0 MPa e, pelo menos, 14 cm de espessura. Com isso, foram adotados blocos com resistência à compressão igual a 8,0 MPa e dimensões 14x19x39 cm.

b) Resistência da argamassa

Parsekian (2012) apresenta valores padronizados da especificação de argamassa, grante e valor de prisma em função da resistência à compressão do bloco. Com isso, a resistência característica à compressão da argamassa (f_a) para o bloco com f_{bk} 8,0 MPa é de 6,0 MPa. Porém, para elementos que tenham contato com o solo e sob ação lateral predominante, o mesmo autor recomenda que seja utilizada argamassa com f_a compreendido

entre 8,5 e 12,5 MPa. Deste modo, será utilizada em conformidade a NBR 13281 (ABNT, 2005), uma argamassa do tipo P6 com f_a igual a 8,5 MPa.

c) Resistência do graute

De acordo com a padronização apresentada por Parsekian (2012), para um bloco com resistência característica à compressão igual a 8,0 MPa, o graute deve ter sua resistência característica com valor mínimo igual a 20 MPa.

d) Resistência característica à compressão do prisma

Assim como a argamassa e graute, Parsekian (2012) também apresenta, de acordo com a resistência característica do bloco, o valor da resistência característica à compressão do prisma (f_{pk}) igual a 6,40 MPa.

e) Módulo de deformação para a alvenaria estrutural

O valor do módulo de deformação longitudinal da alvenaria estrutural, em conformidade com a NBR 15961-1 (2011), é dado em função da resistência característica do prisma segundo a equação abaixo:

$$E_{alv} = 800 \cdot f_{pk} = 800 \cdot 6,40 = 5120 \text{ MPa}$$

f) Resistência à tração na flexão

Quanto à determinação dos valores característicos da resistência à tração da alvenaria sob flexão (f_{tk}), utilizou-se os dados prescritos na tabela 3 da NBR 15961-1 (2011).

Como a argamassa adotada é do tipo P6 de 8,5 MPa, os valores são apresentados na sequência. Enquanto o valor da resistência ortogonal (μ), que será necessário para a obtenção do coeficiente para o momento de ruptura, é definido pela relação entre os dois valores:

- Normal à fiada ($f_{alv,t,k \text{ perp}}$) = 0,25 MPa
- Paralela à fiada ($f_{alv,t,k \text{ perp}}$) = 0,50 MPa
- $\mu = (0,25 / 0,50) = 0,50$

12.4.3. Determinação das ações

a) Pressão exercida pelo solo

Os parâmetros de solo adotados para este estudo de caso são descritos no item 12.1 e seguem abaixo:

- Peso específico (γ_{sat}) = 19 kN/m³

- Ângulo de atrito (ϕ) = 30°

A determinação da pressão de terra ocasionada pelo empuxo, para um paramento interno liso e vertical é dado por:

$$P = K_a \cdot \gamma_s \cdot h$$

$$\text{Onde: } K = tg^2 (45 - \phi/2) = tg^2 (45 - 30/2) = tg^2 30 = 0,33$$

Portanto:

$$P = 0,33 \cdot 19 \cdot 1,6 = 10,03 \text{ kN/m}^2/\text{m} = 10,03 \text{ kN/m}$$

b) Pressão exercida pela água

A determinação da pressão hidrostática é dada em função da altura do painel. Como a altura é de 1,60 metros, tem-se então:

$$P = \gamma_a \cdot h = 10 \cdot 1,60 = 16 \text{ kN/m}^2/\text{m} = 16 \text{ kN/m}$$

12.4.4. Verificação da esbeltez da parede

Conforme é exigido pela NBR 15961-1 (2011), é necessário verificar a esbeltez do painel. Para a alvenaria armada, a norma brasileira estabelece um valor máximo do índice de esbeltez (λ) igual a 30. Onde este é definido pela relação entre a altura efetiva (h_{ef}) e espessura efetiva (t_{ef}). Para o caso da parede de uma piscina, a sua altura efetiva deve ser considerada como sendo 2.h, assim tem-se:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 30 = \frac{2 \cdot 160}{14} \leq 30 = 22,85 \leq 30 \quad \text{Ok!}$$

12.4.5. Determinação dos esforços solicitantes

Para a definição dos esforços que solicitam o painel, o mesmo é calculado como uma laje apoiada em três extremidades e livre no topo, através do método de linhas de ruptura (Norma Canadense – CAN) demonstrado por Maluf (2007), cujos momentos fletores máximos são dados de acordo com as equações 42 e 43.

- No painel de alvenaria temos: - Comprimento do painel: $L = 5,0 \text{ m}$
- Altura do painel: $h = 1,60 \text{ m}$
- Para $\mu = 0,50$ e $h/L = (1,60/5,0) = 0,32$, temos de acordo com a tabela 28: $\alpha = 0,040$
- O coeficiente de ponderação foi obtido por meio da tabela 29: $\gamma_f = 1,35$
- Como a tabela da norma canadense foi desenvolvida para uma carga uniformemente distribuída sobre toda a placa. Como no caso de uma piscina trata-se de uma carga uniformemente variável, para a determinação dos esforços consideram-se as cargas como:

$$P_{\text{média (solo)}} = \frac{P}{2} = \frac{10,03}{2} = 5,01 \text{ kN/m}$$

$$P_{\text{média (água)}} = \frac{P}{2} = \frac{16,00}{2} = 8,00 \text{ kN/m}$$

Temos então os seguintes esforços:

$$M_{Sd, \text{ par}} = \alpha \cdot w_k \cdot \gamma_f \cdot L^2 = 0,040 \cdot 5,01 \cdot 1,35 \cdot 1,6^2 = 0,692 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd, \text{ per}} = \mu \cdot \alpha \cdot w_k \cdot \gamma_f \cdot L^2 = 0,5 \cdot 0,040 \cdot 5,01 \cdot 1,35 \cdot 1,6^2 = 0,346 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd, \text{ par}} = \alpha \cdot w_k \cdot \gamma_f \cdot L^2 = 0,040 \cdot 8,00 \cdot 1,35 \cdot 1,6^2 = 1,106 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Sd, \text{ per}} = \mu \cdot \alpha \cdot w_k \cdot \gamma_f \cdot L^2 = 0,5 \cdot 0,040 \cdot 8,00 \cdot 1,35 \cdot 1,6^2 = 0,553 \text{ kN.m/m}$$

Apenas o esforço mais significativo (paralelo à fiada) tanto da pressão exercida pelo solo quanto da pressão exercida pela água, serão utilizados para o cálculo das armaduras nas duas direções:

$$M_{sd} = 69,2 \text{ kN.cm/m}$$

$$M_{sd} = 110,6 \text{ kN.cm/m}$$

O momento fletor resistente de cálculo é dado pela equação 46:

$$\begin{aligned} M_{rd} \leq 0,4 \cdot f_d \cdot b \cdot d^2 &= 0,4 \cdot \frac{f_k}{\gamma_m} \cdot b \cdot d^2 = 0,4 \cdot \frac{0,7 \cdot f_k}{\gamma_m} \cdot b \cdot d^2 \\ &= 0,4 \cdot \frac{0,7 \cdot 0,64}{2} \cdot 100 \cdot 9,5^2 = 808,64 \text{ kN.cm/m} \end{aligned}$$

Como $M_{rd} > M_{sd} \rightarrow \text{Ok!}$

12.4.6. Dimensionamento das armaduras das paredes

Através da equação 47, considerando $z = 0,95 \cdot d$, temos:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{z \cdot f_s} = \frac{M_{sd}}{0,95 \cdot d \cdot \left(\frac{0,5 \cdot f_{yk}}{\gamma_s}\right)} = \frac{69,2}{0,95 \cdot 9,5 \cdot \left(\frac{0,5 \cdot 50}{1,15}\right)} = 0,352 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \frac{M_{sd}}{z \cdot f_s} = \frac{M_{sd}}{0,95 \cdot d \cdot \left(\frac{0,5 \cdot f_{yk}}{\gamma_s}\right)} = \frac{110,6}{0,95 \cdot 9,5 \cdot \left(\frac{0,5 \cdot 50}{1,15}\right)} = 0,563 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\text{mín},\text{principal}} \geq 0,1 \% \cdot A_s \geq \left(\frac{0,1}{100}\right) \cdot 14 \cdot 100 \geq 1,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,\text{mín},\text{secundária}} \geq 0,05 \% \cdot A_s \geq \left(\frac{0,05}{100}\right) \cdot 14 \cdot 100 \geq 0,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como a área de aço calculada, tanto da pressão exercida pelo solo quando da água, são menores que a armadura mínima, serão adotadas armaduras mínimas para ambas:

- 1 Ø 10,0 mm a cada 60 cm nas duas faces da parede na vertical (armadura principal), tendo:

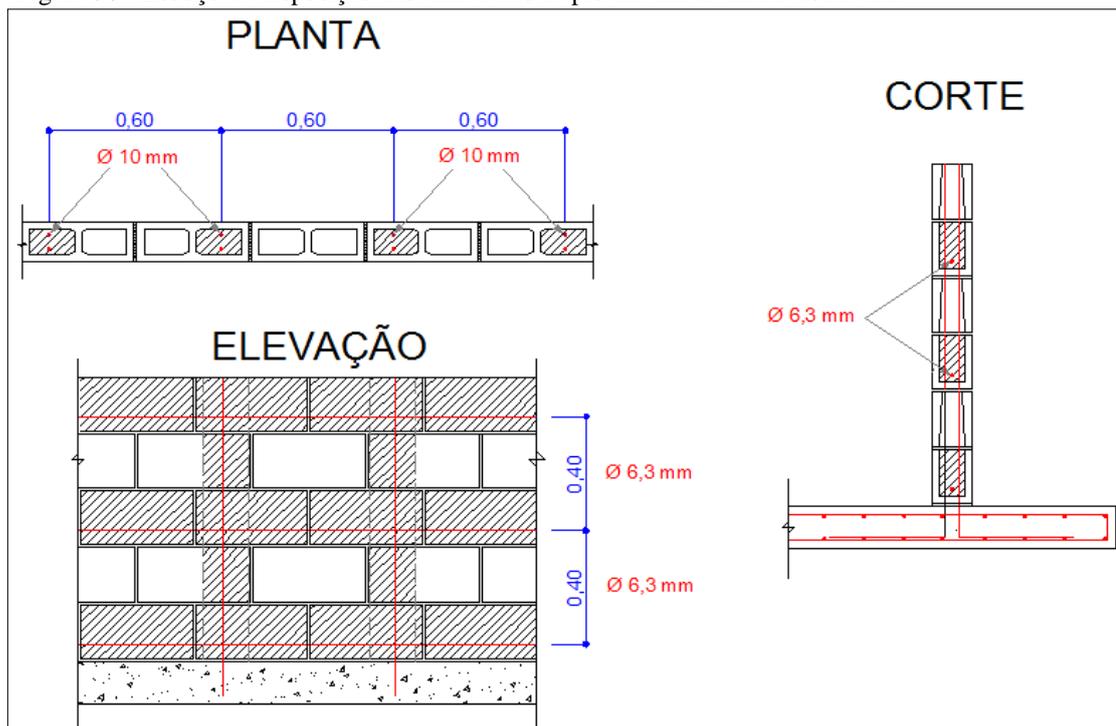
$$A_{s,\text{efetivo}} = 1,33 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

- 1 Ø 6,3 mm a cada 40 cm (armadura secundária), tendo:

$$A_{s, \text{efetivo}} = 0,77 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

A figura a seguir, apresenta um esboço da disposição das armaduras:

Figura 30 - Esboço da disposição das armaduras da piscina em alvenaria estrutural



Fonte: O autor.

- Verificação do esforço cortante:

$$V_{k(\text{solo})} = \frac{p \cdot h}{2} = \frac{10,03 \cdot 1,60}{2} = 8,02 \text{ kN}$$

$$V_{k(\text{água})} = \frac{p \cdot h}{2} = \frac{16,00 \cdot 1,60}{2} = 12,08 \text{ kN}$$

Para peças de alvenaria estrutural submetida à flexão e quando existirem armaduras perpendiculares ao plano do cisalhamento e envoltas por graute, a resistência característica ao cisalhamento pode ser obtida pelas equações a seguir:

$$\begin{aligned}
 f_{vk} &= 0,35 + 17,5\rho \leq 0,7MPa & = 0,35 + 17,5 \cdot \left(\frac{A_s}{b \cdot d}\right) \leq 0,7MPa \\
 &= 0,35 + 17,5 \cdot \left(\frac{1,33}{100 \cdot 9,5}\right) \leq 0,7MPa & = 0,374 \leq 0,7 MPa \rightarrow \text{Ok!}
 \end{aligned}$$

Para a alvenaria armada, a tensão de cisalhamento é então determinada pelo maior esforço cortante:

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{b \cdot d} = \frac{\gamma_f \cdot V_k}{b \cdot d} = \frac{1,35 \cdot 12,08}{100 \cdot 9,5} = 0,0233 \frac{kN}{cm^2} = 0,233 MPa$$

$$\tau_{vd} \leq \frac{f_{vk}}{\gamma_m} \quad 0,233 \leq \frac{0,374}{1,2} \quad 0,233 \leq 0,311 \rightarrow \text{Ok!}$$

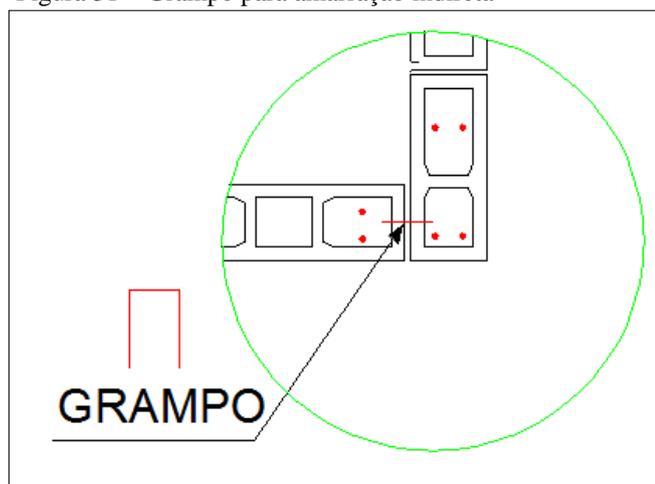
A força cortante absorvida pela alvenaria é dada por:

$$\begin{aligned}
 V_a = f_{vd} \cdot b \cdot d &> V_d & = 1,35 \cdot 0,0374 \cdot 100 \cdot 9,5 > 12,08 \cdot 1,35 \\
 & & = 47,96 kN > 16,31 kN
 \end{aligned}$$

Como $V_a > V_d$, a alvenaria é capaz de absorver a parcela de cisalhamento sem precisar de armaduras.

Como aspecto construtivo, Parsekian (2012) afirma ser importante utilizar armaduras em forma de U (grampo) com diâmetro máximo de 6,3 mm na amarração das paredes estruturais. Para este projeto, foram adotados grampos a cada fiada nas quatro arestas da piscina. Assim como uso de grampos, foram adotados outros aspectos construtivos apontados pelo mesmo autor, como o espaçamento mínimo entre barras.

Figura 31 – Grampo para amarração indireta



Fonte: O autor.

Conforme o projeto estrutural disposto no Apêndice E deste trabalho, o consumo final de aço, graute e concreto para a piscina em alvenaria estrutural, são apresentados na tabela 34. Há que se destacar que o consumo de concreto é referente ao radier. No qual, para este elemento da estrutura, foram adotados as mesmas dimensões e armaduras do projeto em concreto armado.

Tabela 34 - Quantitativo de materiais para a piscina em alvenaria estrutural

PISCINA DE ALVENARIA ESTRUTURAL - AÇO CA 50						
POS.	φ mm	Quantidade	Comp. Unit. (m)	Total (m)	Peso (kg)	
N1	6,30	180	4,63	833,40	206,68	
N2	6,30	180	1,90	342,00	84,82	
N3	6,30	44	8,69	382,36	94,83	
N4	6,30	44	4,74	208,56	51,72	
N5	10,00	116	2,11	244,76	152,73	
N6	6,30	8	5,04	40,32	10,00	
N7	6,30	8	11,94	95,52	23,69	
N8	6,30	32	0,37	11,84	2,94	
				Total (kg)	627,40	
				VOLUME GRAUTE (m ³)	3,26	
				VOLUME CONCRETO - C 20 (m ³)	11,90	

Fonte: O autor.

13. COMPOSIÇÃO DOS CUSTOS

Para que fosse possível realizar um comparativo entre a piscina proposta em concreto armado e em alvenaria estrutural, foi necessário elaborar planilhas de composição de custos entre os dois sistemas construtivos. Para a obtenção dos índices de consumo foram utilizadas as Tabelas de Composições de Preços para y

Orçamentos (TCPO) disponibilizados pela editora PINI. Enquanto para os preços de insumos, foram utilizadas as planilhas disponibilizadas pela CAIXA (SINAPI) e teve com data referência de agosto de 2016.

A fim de obter um valor de custo mais próximo da realidade, além dos preços dos materiais referentes ao projeto estrutural, foram considerados também o custo de materiais para o acabamento, mão de obra e equipamentos para a execução dos serviços. Vale ressaltar que, por este estudo não conter o projeto de instalação hidráulica da piscina, este item não foi considerado na composição dos custos.

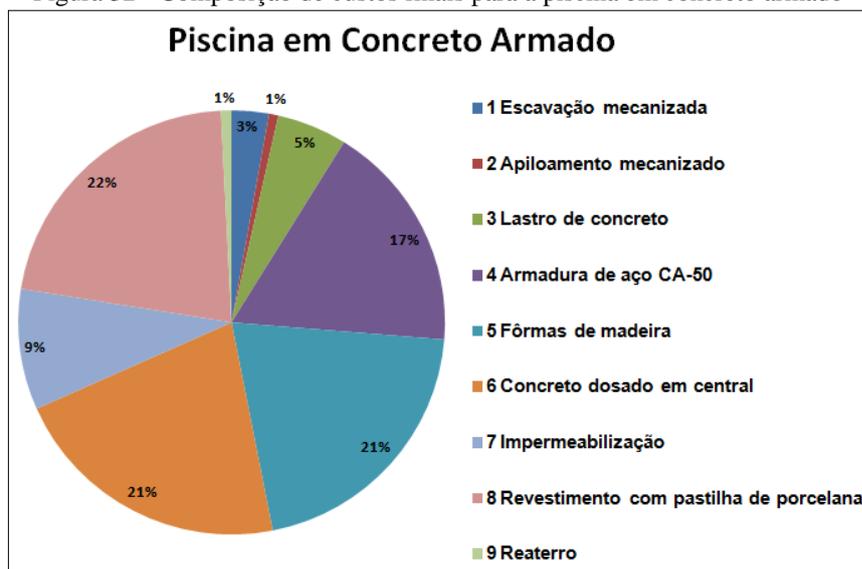
Assim, as tabelas 35 e 36 e as figuras 32 e 33 demonstram a composição de custos finais para a execução da piscina proposta em concreto armado e alvenaria estrutural, respectivamente:

Tabela 35 - Composição de custos finais para a piscina em concreto armado

ITEM	DESCRIÇÃO	CUSTO RS
1	Escavação mecanizada de vala em solo de 1ª categoria, profundidade de até 4 m	923,33
2	Apiloamento mecanizado - <i>(adaptado)</i>	233,88
3	Lastro de concreto, incluindo preparo e lançamento	1.741,14
4	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, corte, dobra e montagem	5.728,21
5	Fôrmas de madeira para cortina de concreto ou parede estrutural, compensado plastificado e =12 mm - Fabricação, montagem e desmontagem - <i>(adaptado)</i>	6.765,07
6	Concreto dosado em central	7.030,89
7	Impermeabilização interna de piscina enterrada	3.021,64
8	Revestimento com pastilha de porcelana, assentada com argamassa pré fabricada de cimento colante, inclusive rejuntamento	7.106,96
9	Reaterro manual de vala	263,85
TOTAL RS		32.814,98

Fonte: O autor.

Figura 32 - Composição de custos finais para a piscina em concreto armado



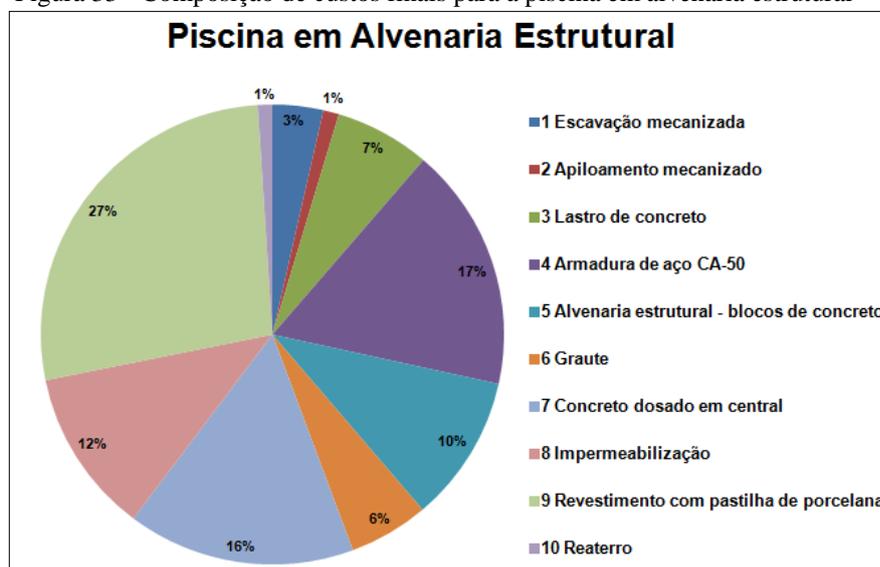
Fonte: O autor.

Tabela 36 - Composição de custos finais para a piscina em alvenaria estrutural

ITEM	DESCRIÇÃO	CUSTO RS
1	Escavação mecanizada de vala em solo de 1ª categoria, profundidade de até 4 m	923,33
2	Apiloamento mecanizado - (<i>adaptado</i>)	288,30
3	Lastro de concreto, incluindo preparo e lançamento	1.741,14
4	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, corte, dobra e montagem	4.483,59
5	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14x19x39 cm, espessura da parede 14 cm,	2.701,09
6	Graute- preparo e lançamento com argamassa de cimento, cal hidratada, areia sem peneirar	1.459,05
7	Concreto dosado em central	4.154,95
8	Impermeabilização interna de piscina enterrada	3.021,64
9	Revestimento com pastilha de porcelana, assentada com argamassa pré fabricada de cimento colante, inclusive rejuntamento	7.106,96
10	Reaterro manual de vala	263,85
TOTAL RS		26.143,92

Fonte: O autor.

Figura 33 - Composição de custos finais para a piscina em alvenaria estrutural



Fonte: O autor.

14. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Por meio do quantitativo de materiais é possível estipular indicadores que permitem comparar a piscina entre os sistemas construtivos propostos. O orçamento realizado e disposto no item 12.2 deste trabalho demonstra que a piscina em alvenaria estrutural é R\$ 6.671,06 mais barata que a piscina em concreto armado, ou seja, ao custo final desta estrutura este valor representa uma economia de aproximadamente 20%. Esse percentual se deve ao fato de:

- Na alvenaria estrutural não há utilização de fôrmas para a cura do graute como acontece na estrutura em concreto armado. E como é descrito no item 5 do Apêndice B deste trabalho, a fabricação, montagem e desmontagem das fôrmas é um item que eleva bastante o custo da piscina em concreto armado;
- Desconsiderando as armaduras das sapatas que são comuns nos dois sistemas construtivos, o consumo de aço para a piscina em alvenaria estrutural é aproximadamente 38% menor que o necessário para a execução da piscina em concreto armado;
- A execução das paredes em alvenaria estrutural com todos os seus componentes (blocos, argamassa, aço e graute) tem um custo menor de aproximadamente 49% em relação às paredes executadas em concreto armado com as mesmas condições de carregamento;

Por fim, considerando que a piscina possui uma área de 61,20 m² foi possível estabelecer indicadores de consumo por metro quadrado e estes valores são apresentados por na tabela 37. Para este levantamento de consumo não foram consideradas perdas de material.

Tabela 37: Indicadores de consumo por metro quadrado da piscina

	AÇO (kg/m ²)	CONCRETO (m ³ /m ²)	GRAUTE (m ³ /m ²)	FÔRMAS (m ² /m ²)	BLOCOS (unid./m ²)
CONCRETO ARMADO	12,48	0,33	0,00	1,76	0,00
ALVENARIA ESTRUTURAL	10,25	0,19	0,05	0,00	12,07

Fonte: o autor.

Da análise dos dados que foram apresentados acima, relativos ao consumo de material, mão de obra e equipamentos é possível afirmar que, para uma piscina como a que foi proposta neste estudo, a alvenaria estrutural apresenta-se como o sistema construtivo mais econômico.

Todavia, vale salientar que outros aspectos devem ser avaliados antes da escolha da técnica a ser utilizada. Um exemplo é a disponibilidade de mão de obra especializada, que no caso da alvenaria estrutural, por ainda não ter o seu processo construtivo bem difundido como o concreto armado, em determinadas regiões é considerada escassa.

15. CONCLUSÃO

Dentre os assuntos que foram abordados neste trabalho, alguns aspectos fundamentais para análise e dimensionamento da estrutura de uma piscina podem ser destacados:

- As ações devido ao empuxo da água que devem ser consideradas nos três tipos de piscinas: elevada, apoiada sobre o solo e enterrada.
- As ações devido ao empuxo do solo que devem ser consideradas nas piscinas apoiada sobre o solo e enterrada. Nas apoiadas, elas recebem as reações do solo em sua laje de fundo, enquanto nas enterradas, além da reação na laje de fundo, estas recebem também ação devido ao empuxo de solo nas suas paredes.
- Na presença de lençol freático, a ação do empuxo da água provocado por ele, deve ser contabilizada.
- As piscinas podem apresentar comportamentos diferentes de acordo com os seus apoios. As elevadas, por exemplo, em suas paredes tem comportamento de placa ou viga-parede dependendo de suas dimensões. Se elas forem apoiadas em modo contínuo, como acontecem nas apoiadas sobre o solo e enterradas, as paredes tem comportamento de parede estrutural, enquanto a laje de fundo pode ser considerada como radier.
- O conhecimento das características do solo, bem como o módulo de reação é de extrema importância no dimensionamento do radier, visto que estes valores interferem diretamente no comportamento da estrutura. O método mais indicado para a obtenção dos valores que poderão ser utilizados para simular, com maior confiabilidade o comportamento da estrutura, são os ensaios realizados com o solo disponível. Entretanto, para este estudo as características do solo foram adotadas devido à falta desses ensaios. Porém há que se destacar a importância da realização de ensaios para o dimensionamento desse tipo de estrutura.
- O processo de impermeabilização, independente do sistema construtivo a ser empregado. Este processo requer cuidados específicos, pois deve garantir que não haja vazamento, suporte as movimentações da estrutura e garanta a estanqueidade da piscina. Além disso, por ser tratar de uma carga que estará presente durante toda a vida útil da estrutura, deverá ser estimada para a determinação dos esforços solicitantes

Com o desenvolvimento dos projetos deste estudo de caso, observa-se uma grande diferença entre os dois sistemas construtivos propostos. A execução da estrutura representa uma diferença de 20% favorecendo a alvenaria estrutural. Essa diferença deve-se especialmente a racionalização deste sistema que exclui a necessidade do uso de formas, como também do menor consumo de aço. Portanto para a situação proposta, o sistema construtivo que se demonstra o mais adequado em termos de custos é a alvenaria estrutural.

Vale ressaltar que este trabalho não tem o intuito de generalizar um resultado e sim de fornecer dados de referências para uma melhor escolha do sistema construtivo. Visto que, além dos custos deve-se analisar a mão de obra a ser empregada que no caso da alvenaria estrutural por não ter suas técnicas tão difundidas como o concreto armado, em algumas regiões ainda é considerada escassa no mercado.

REFERÊNCIAS

ALVES, Gabriel da Silva; ARAÚJO, Nelma Mirian Chagas de. **Composições de custos unitários: TCPO x Apropriação in loco**. In: CONNEPI – Congresso Norte-Nordeste de Pesquisa e Inovação, Maceió/AL, 2010.

ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. 135 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil e Ambiental, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

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

_____. **NBR 6136**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria - Requisitos. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

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

_____. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

_____. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação. 2 ed. Rio de Janeiro, ABNT, 2007.

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

_____. **NBR 8522**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

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

_____. **NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. 3 ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

_____. **NBR 9819**: Piscina. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

_____. **NBR 13281**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos. Rio de Janeiro: ABNT, 2005.

_____. **NBR 15961-1**: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto – Parte 1: Projeto. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

BARROS, P.L.A. **Obras de contenção**: Manual técnico. Jundiaí/SP: MACCAFERRI DO BRASIL Ltda., 2014. 219 p.

CAMACHO, J. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. 48 f. NEPAE Núcleo de ensino e pesquisa da alvenaria estrutural, UNESP — Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira/SP, 2006.

CARVALHO, Roberto Chust; FARIA, Antônio de. **Reservatórios paralelepípedicos e piscinas**. (Apostila). Universidade de Federal de São Carlos. São Carlos/SP, 2008.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4. ed. São Carlos/SP: Edufscar, 2014. 415 p.

CHRISTIAN, Priscila de. **Estudo da interação solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos**. 2012. 194 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba/PR, 2012.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas**: Projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

COLARES, George Moura. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. 2006. 83 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 2006.

COSTA, Flávio de Oliveira. **Projetos estruturais de reservatórios paralelepípedicos de concreto armado moldados in loco**. 1997. 162 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 1998.

DANZIGER, Bernadete. R. **Estudo de caso de Obra com Análise de Interação solo estrutura**. 12 f. Curso de Engenharia Civil, Departamento de Estruturas e Fundações, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2005.

DÓRIA, Luis Eduardo Santos. **Projeto de estrutura de fundação em concreto armado do tipo radier**. 2007. 93 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Maceió/AL, 2007.

FARIA, Antônio de. **Viga sobre base elástica**: Estudo estático e elástico. (Notas de Aula). Centro Universitário do Sul de Minas/ UNIS MG, Varginha, 2015.

FARIA, Antônio de. **Dimensionamento de muro de arrimo com solo saturado** (Notas de Aula). Centro Universitário do Sul de Minas/ UNIS MG, Varginha, 2016.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. São Paulo/SP: Pini, 1995. 382 p.

GIL, Antônio Carlos. **Métodos e técnicas de pesquisa social**. 6ª edição. São Paulo/SP: Atlas, 1991. 200 p.

GUERRIN, A.; LAVAUUR, Roger Claude. **Tratado de concreto armado**. 5. ed. São Paulo/SP: Hemus, 2003.

GUIMARÃES, Andrei Hammes. **Análise da viabilidade técnica e econômica de diferentes sistemas construtivos aplicados às habitações de interesse social de Florianópolis**. 2014. 290 f. Trabalho de Conclusão de Curso - Curso de Engenharia de Civil, Universidade de Santa Catarina, Florianópolis/SC, 2014.

HOLANDA JÚNIOR, Oswaldo Gomes de. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. 1998. 180 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 1998.

KUEHN, Adriana. **Comparação entre métodos de análise estrutural para reservatórios retangulares de concreto armado**. 2002. 201 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis/SC, 2002.

JOPPERT JÚNIOR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios**. São Paulo: Pini, 2007. 222 p.

MALUF, Danilo Rodrigues. **Estudo de painéis de alvenaria estrutural sujeitos a ações perpendiculares ao plano**. 2007. 116 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos/SP, 2007.

MARTINS, João Guerra. **Betão armado: Vigas-parede**. Porto, Portugal: Universidade Fernando Pessoa, 2003. (Estruturas).

MENESES, Miguel Bacelar de Begonha de. **Análise e dimensionamento de um reservatório cilíndrico em betão armado**. 2013. 172 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Técnico Lisboa, Lisboa, Portugal, 2013.

MOLITERNO, Antonio. **Caderno de muros de arrimo**. 2. ed. São Paulo/SP: Edgar Blucher, 1994. 194 p.

MOHR, Micheli Maria. **Dimensionamento e detalhamento de radier**. 2013. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/274/1072/pt-br/dimensionamento-e-detalhamento-de-radier.html>>. Acesso em: 15 maio 2016.

NEPOMUCENO, Chaira Lacerda. **Análise de viga-parede aplicando modelo de biela e tirante e microtreliça**. 2012. 160 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil e Ambiental, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 2012.

PANIAGO, Dálím Gomes; HANAI, João Bento. **Análise estrutural de reservatórios enterrados de argamassa armada com telas de aço soldadas**. Caderno de Engenharia de Estruturas. São Carlos/SP, 2002. 29 p.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G.. **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. São Carlos: Edefscar, 2012.

PARSEKIAN, Guilherme Aris. **Parâmetros de projeto de alvenaria estrutural com blocos de concreto**. São Carlos/SP: Edefscar, 2012. 85 p.

PARVETECH. **Blocos e Pisos**. Disponível em: <http://www.pavertech.com.br/catalogo_blocos_de_concreto.html> Acesso em: 11 maio 2016.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. (Apostila). Universidade de São Paulo. São Carlos/SP, 2007.

RAMALHO, Márcio A.; CORRÊA, Márcio R. S.. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo/SP: Pini, 2003. 169 p.

REIS, Jeselay Hemetério Cordeiro dos. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. 2000. 155 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

SALIM, J.J. **Diretrizes de projeto para melhorar a produtividade na montagem de componentes pré-cortados e pré-dobrados de aço para estruturas de concreto armado de edifícios**. 2009. 242f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

SALGADO, J.C.P. **Técnicas e práticas construtivas: da implantação ao acabamento**. 1. ed. São Paulo: Érica, 2014. 168 p.

SILVA, Apolino José Nogueira da; CARVALHO, Fabíola Gomes de. **Coesão e resistência ao cisalhamento a atributos físicos e químicos de latossolo amarelo de tabuleiro costeiro**. Scielo. Revista Brasileira de Ciência do Solo, Viçosa, 2007. Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0100-06832007000500003>. Acesso em: 08 maio 2016.

SINAPI. **Preço de insumos sem desoneração para Minas Gerais**. Belo Horizonte: Caixa Econômica Federal, agosto 2016.

TABELAS DE COMPOSIÇÕES DE PREÇOS PARA ORÇAMENTOS. 14. ed. São Paulo: Pini, 2012. 659 p.

TAUIL, Carlos Alberto; NESE, Flávio José Martins. **Alvenaria Estrutural**. São Paulo: Pini, 2010. 183 p.

TÉCHNE. São Paulo: Pini, fev. 2002. Mensal.

_____. São Paulo: Pini, fev. 2016. Mensal.

TISAKA, Maçahiko. **Orçamento na construção civil: consultoria, projeto e execução**. São Paulo: Editora Pini, 2006.

VASCONCELOS, Zelma Lamaneres. **Critérios para projetos de reservatórios paralelepípedicos elevados de concreto armado**. 1998. 136 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

VEDACIT. **Vedacit explica**. Disponível em:< <http://www.vedacit.com.br/vedacit-explica/perguntas-frequentes?q=como-impermeabilizar-piscina-enterrada>> Acesso em: 01 outubro 2016.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações**: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

VERGARA, Sylvia Constant. **Projetos e relatórios de pesquisas em administração**. 2ª edição. São Paulo: Atlas, 1998. 90 p.

VILLAR, Carlos Eduardo de França. **Caracterização e comportamento da alvenaria estrutural de blocos cerâmicos**. 2005. 107 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia e Ciência de Materiais, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.

ANEXO A – Parâmetros médios do solo (Ivan J. Júnior)

Tipo de solo	Faixa de STP	Módulo de elasticidade (t/m ²)	Peso específico (g)		Ângulo atrito efetivo (f)	Coesão efetiva (tf/m ²)
			Natural (t/m ³)	Saturado (t/m ³)		
Areia pouco siltosa / pouco argilosa	0 - 4	2000 - 5000	1,7	1,8	25°	–
	5 - 8	4000 - 8000	1,8	1,9	30°	–
	9 - 18	5000 - 10000	1,9	2,0	32°	–
	19 - 41	8000 - 15000	2,0	2,1	35°	–
	≥ 41	16000 - 20000	2,0	2,1	38°	–
Areia média e fina muito argilosa	0 - 4	2000	1,7	1,8	25°	0
	5 - 8	4000	1,8	1,9	28°	0,5
	9 - 18	5000	1,9	2,0	30°	0,75
	19 - 41	10000	2,0	2,1	32°	1,0
Argila porosa vermelha e amarela	0 - 2	200 - 500	1,5	1,7	20°	0,75
	3 - 5	500 - 1000	1,6	1,7	23°	1,5
	6 - 10	1000 - 2000	1,7	1,8	25°	3,0
	≥ 10	2000 - 3000	1,8	1,9	25°	3,0 a 7,0
Argila siltosa pouco arenosa (terciário)	0 - 2	100	1,7	1,8	20°	0,75
	3 - 5	100 - 250	1,8	1,9	23°	1,5
	6 - 10	250 - 500	1,9	1,9	24°	2,0
	11 - 19	500 - 1000	1,9	1,9	24°	3,0
	20 - 30	3000 - 10000	2,0	2,0	25°	4,0
	≥ 30	10000 - 15000	2,0	2,0	25°	5,0
Argila arenosa pouco siltosa	0 - 2	500	1,5	1,7	15°	1,0
	3 - 5	500 - 1500	1,7	1,8	15°	2,0
	6 - 10	1500 - 2000	1,8	1,9	18°	3,5
	11 - 19	2000 - 3500	1,9	1,9	20°	5,0
	≥ 20	3500 - 5000	2,0	2,0	25°	6,5
Turfa / argila orgânica (quaternário)	0 - 1	40 - 100	1,1	1,1	15°	0,5
	2 - 5	100 - 150	1,2	1,2	15°	1,0
Silte arenoso pouco argiloso (residual)	5 - 8	8000	1,8	1,9	25°	1,5
	9 - 18	1000	1,9	2,0	26°	2,0
	19 - 41	15000	2,0	2,0	27°	3,0
	≥ 41	20000	2,1	2,1	28°	5,0

APÊNDICE B – Composição de preços unitários – Piscina em concreto armado

ITEM	DESCRIÇÃO	FONTE	UNID.	CONSUMO	QUANT.	CONSUMO TOTAL	FONTE	CUSTO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO PARCIAL (R\$)
1	Escavação mecanizada de vala em solo de 1ª categoria, profundidade de até 4 m		m³						923,33
1.1	Servente		h	0,0484		8,42	SINAPI	9,67	81,41
1.2	Retroescavadeira sobre pneus, potência nominal no volante de motor : 76 hp, diesel, fator de carga médio, com caçamba dianteira de inclinação simples aplicação geral, com capacidade nominal de 0,96 m³, braço padrão, profundidade de escavação de 4.362 mm, alcance de carregamento 1.732 mm.	PINI	h prod	0,0484		8,42	COTAÇÃO	100,00	841,92
2	Apiloamento mecanizado - (Adaptado do serviço de reaterro mecanizado de vala empregando compactador de placa vibratória, em camadas de 20 cm)		m²						233,88
2.1	Servente		h	0,305		24,19	SINAPI	9,67	233,88
2.2	Compactador de placa vibratória, diesel, potência 4,7 hp (3,5 kW)	PINI	h prod	0,305		0,00	SINAPI	2,25	0,00
3	Lastro de concreto, incluindo preparo de caixa, e = 5 cm		m²						1.741,14
3.1	Pedreiro		h	0,53		42,03	SINAPI	14,81	622,45
3.2	Servente		h	0,26		20,62	SINAPI	9,67	199,38
3.3	Concreto não estrutural, preparo com betoneira		m³	0,05					919,31
3.3.1	Servente		h	6,00		23,79	SINAPI	9,67	230,05
3.3.2	Areia lavada tipo média		m³	0,677		2,68	SINAPI	58,33	156,58
3.3.3	Brita 1		m³	0,263		1,04	SINAPI	50,00	52,14
3.3.4	Brita 2		m³	0,615		2,44	SINAPI	50,00	121,92
3.3.5	Cimento CP-32		kg	220		872,30	SINAPI	0,41	357,64
3.3.6	Betoneira elétrica trifásica, 2 HP 1,5 kW, capacidade 400 L		h prod	0,306		1,21	SINAPI	0,81	0,98
4	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, corte, dobra e montagem		m²						5.728,21
4.1	Ajudante de armador		h	0,140		106,92	SINAPI	14,81	1.583,54
4.2	Armador		h	0,080		61,10	SINAPI	9,67	590,83
4.3	Máquina de dobrar ferro, elétrica, potência 5 hp (3,7 kW), capacidade de dobra para aço CA 25 até 32 mm e CA-50 até 25 mm - vida útil 20.000h	PINI	h prod	0,060		45,82	SINAPI	3,32	152,14
4.4	Aço CA - 50 - φ 6,3 mm		kg	1,100		840,11	SINAPI	3,89	3.268,05
4.5	Arame recozido nº 18 BWG - φ 1,25 mm		kg	0,025		19,09	SINAPI	7,00	133,65
5	Fôrmas de madeira para cortina de concreto ou parede estrutural, compensado plastificado e =12 mm - Fabricação, montagem e desmontagem (adaptado)		m²						6.765,07
5.1	Ajudante de carpinteiro - Fabricação		h	0,167		17,90	SINAPI	9,67	173,11
5.2	Carpinteiro - Fabricação		h	0,665		71,50	SINAPI	14,81	1.058,93
5.3	Chapa de madeira compensada plastificada, espessura 12 mm		m²	0,60		64,51	SINAPI	18,32	1.181,86
5.4	Prego 17 x 21 com cabeça (comprimento: 48 mm / diâmetro: 3 mm)		kg	0,20		21,50	SINAPI	9,54	205,15
5.5	Pontaleta (seção transversal: 3x3" / altura: 75 mm / largura: 75 mm)		m	2,48		266,11	SINAPI	8,44	2.245,99
5.6	Sarrafo (seção transversal: 1x3" / altura: 75 mm / largura: 75 mm)		m	3,61		387,61	SINAPI	0,89	344,97
5.7	Ajudante de carpinteiro - Montagem		h	0,131		14,09	SINAPI	9,67	136,20
5.8	Carpinteiro - Montagem		h	0,524		56,34	SINAPI	14,81	834,40
5.9	Desmoldante de fôrmas para concreto		l	0,020		2,15	SINAPI	5,21	11,20
5.10	Prego com cabeça 17 x 27 (comprimento: 62,1 mm / diâmetro: 3 mm)		kg	0,185		19,89	SINAPI	7,88	156,74
5.11	Ajudante de carpinteiro - Desmontagem		h	0,056		6,02	SINAPI	9,67	58,22
5.12	Carpinteiro - Desmontagem		h	0,225		24,19	SINAPI	14,81	358,28
6	Concreto dosado em central		m³						7.030,89
6.1	Concreto dosado em central convencional britas 1 e 2 fck 20 MPa		m³	1,05		21,11	SINAPI	267,54	5647,27
6.2	Pedreiro - Transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto em estrutura		h	1,65		33,17	SINAPI	14,81	491,25
6.3	Servente - Transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto em estrutura		h	4,5		90,46	SINAPI	9,67	874,78
6.4	Vibrador de imersão, elétrico, potência 1 HP (0,75 kW)		h prod	0,2		4,02	COTAÇÃO	4,38	17,59
7	Impermeabilização interna de piscina enterrada		m²						3.021,64
7.1	Chapisco roldado com mistura de cimento, areia e adesivo base acrílica, traço 1:3 - preparo e execução		m²						350,74
7.1.1	Pedreiro - execução do chapisco		h	0,200		10,56	SINAPI	14,81	156,39
7.1.2	Servente - execução do chapisco		h	0,250		13,20	SINAPI	9,67	127,64
7.1.3	Areia lavada tipo média		m³	0,010		0,53	SINAPI	58,33	30,80
7.1.4	Cimento CP-32		kg	2,450		129,36	SINAPI	0,41	53,04
7.1.5	Adesivo base acrílica - BIANCO		l	0,250		13,20	COTAÇÃO	10,55	139,26
7.2	Emboço para parede interna com argamassa de cimento e areia sem peneirar, e = 30 mm		m²						619,32
7.2.1	Pedreiro - execução do emboço		h	0,570		30,10	SINAPI	14,81	445,72
7.2.2	Servente - execução do emboço		h	0,340		17,95	SINAPI	9,67	173,60
7.2.3	Argamassa de cimento e areia sem peneirar, com aditivo impermeabilizante traço 1:3		m³	0,030					661,30
7.2.3.1	Areia lavada tipo média		m³	1,22		1,93	SINAPI	58,33	112,72
7.2.3.2	Cimento CP-32		kg	486		769,82	SINAPI	0,41	315,63
7.2.3.3	Aditivo impermeabilizante em pó para argamassas - VEDACIT		kg	20		31,68	COTAÇÃO	4,44	140,66
7.2.3.4	Servente - preparo do emboço		h	6,00		9,50	SINAPI	9,67	91,90
7.2.3.5	Betoneira elétrica trifásica, 2 HP 1,5 kW, capacidade 400 L		h prod	0,306		0,48	SINAPI	0,81	0,39
7.3	Pintura impermeabilizante - VEDATOP (4 demãos)	VEDACIT	kg	3,40		179,52	COTAÇÃO	7,74	1.390,28
8	Revestimento com pastilha de porcelana, assentada com argamassa pré fabricada de cimento colante, inclusive rejuntamento		m²						7.106,96
8.1	Pastilheiro		h	0,30		15,84	SINAPI	14,81	234,59
8.2	Servente		h	0,20		10,56	SINAPI	9,67	102,12
8.3	Argamassa pré-fabricada de cimento colante para assentamento de pastilhas e rejunte de pastilhas de porcelana	PINI	kg	6,50		343,20	SINAPI	0,99	339,77
8.4	Pastilha de porcelana (comprimento: 25 mm / largura: 25 mm)		m²	1,05		55,44	SINAPI	115,99	6.430,49
9	Reaterro manual de vala		m³						263,85
9.1	Servente	PINI	h	0,45		27,29	SINAPI	9,67	263,85

APÊNDICE C – Composição de preços unitários – Piscina em alvenaria estrutural

ITEM	DESCRIÇÃO	FONTE	UNID.	CONSUMO	QUANT.	CONSUMO TOTAL	FONTE	CUSTO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO PARCIAL (R\$)
1	Escavação mecanizada de vala em solo de 1ª categoria, profundidade de até 4 m		m³					Subtotal	923,33
1.1	Servente		h	0,0484		8,42	SINAPI	9,67	81,41
1.2	Retroescavadeira sobre pneus, potência nominal no volante de motor : 76 hp, diesel, fator de carga médio, com caçamba dianteira de inclinação simples aplicação geral, com capacidade nominal de 0,96 m³, braço padrão, profundidade de escavação de 4.362 mm, alcance de carregamento 1.732 mm.	PINI	h prod	0,0484	173,95	8,42	COTAÇÃO	100,00	841,92
2	Apiloamento mecanizado - (Adaptado do serviço de reaterro mecanizado de vala empregando compactador de placa vibratória, em camadas de 20 cm)		m²					Subtotal	288,30
2.1	Servente		h	0,305	79,30	24,19	SINAPI	9,67	233,88
2.2	Compactador de placa vibratória, diesel, potência 4,7 hp (3,5 kW)	PINI	h prod	0,305		24,19	SINAPI	2,25	54,42
3	Lastro de concreto, incluindo preparo de caixa, e = 5 cm		m²					Subtotal	1.741,14
3.1	Pedreiro		h	0,53	79,30	42,03	SINAPI	14,81	622,45
3.2	Servente		h	0,26		20,62	SINAPI	9,67	199,38
3.3	Concreto não estrutural, preparo com betoneira		m³	0,05				Subtotal	919,31
3.3.1	Servente		h	6,00		23,79	SINAPI	9,67	230,05
3.3.2	Areia lavada tipo média	PINI	m³	0,677		2,68	SINAPI	58,33	156,58
3.3.3	Brita 1		m³	0,263	3,97	1,04	SINAPI	50,00	52,14
3.3.4	Brita 2		m³	0,615		2,44	SINAPI	50,00	121,92
3.3.5	Cimento CP-32		kg	220		872,30	SINAPI	0,41	357,64
3.3.6	Betoneira elétrica trifásica, 2 HP 1,5 kW, capacidade 400 L		h prod	0,306		1,21	SINAPI	0,81	0,98
4	Armadura de aço CA-50 para estruturas de concreto armado, corte, dobra e montagem		kg					Subtotal	4.483,59
4.1	Ajudante de armador		h	0,140	627,40	87,84	SINAPI	9,67	849,38
4.2	Armador		h	0,080		50,19	SINAPI	14,81	743,35
4.3	Máquina de dobrar ferro, elétrica, potência 5 hp (3,7 kW), capacidade de dobra para aço CA 25 até 32 mm e CA-50 até 25 mm - vida útil 20.000h	PINI	h prod	0,060		37,64	SINAPI	3,32	124,98
4.4	Aço CA - 50 - φ 6,3 mm		kg	1,100	474,67	522,14	SINAPI	3,89	2.031,12
4.5	Aço CA - 50 - φ 10 mm		kg	1,100	152,73	168,00	SINAPI	3,72	624,97
4.6	Arame recozido nº 18 BWG - φ 1,25 mm		kg	0,025	627,40	15,69	SINAPI	7,00	109,80
5	Alvenaria estrutural com blocos de concreto, 14x19x39 cm, espessura da parede 14 cm, juntas de 10 mm traço 1:0,5:5		m²					Subtotal	2.701,09
5.1	Pedreiro		h	0,850	54,72	46,51	SINAPI	14,81	688,84
5.2	Servente		h	0,570		31,19	SINAPI	9,67	301,61
5.3	Bloco de concreto estrutural para receber revestimento (altura 190 mm / comprimento: 390 mm / largura: 140 mm / resistência: 8,0 MPa)		unid	13,500		738,72	SINAPI	1,90	1.403,57
5.4	Argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia sem peneirar traço 1:0,25:3		m³	0,0193				Subtotal	307,07
5.4.1	Servente		h	6,00		6,34	SINAPI	9,67	61,27
5.4.2	Betoneira elétrica trifásica, 2 HP 1,5 kW, capacidade 400 L		h prod	0,306	1,06	0,32	SINAPI	0,81	0,26
5.4.3	Areia lavada tipo média	PINI	m³	1,22		1,29	SINAPI	58,33	75,15
5.4.4	Cal hidratada		kg	73,00		77,10	SINAPI	0,57	43,94
5.4.5	Cimento CP-32		kg	292,00		308,38	SINAPI	0,41	126,44
6	Graute - preparo e lançamento com argamassa de cimento, cal hidratada, areia sem peneirar e pedrisco traço 1:0,1,3:2		m³					Subtotal	1.459,05
6.1	Pedreiro		h	5,00	3,26	16,30	SINAPI	14,81	241,40
6.2	Servente		h	18,00		58,68	SINAPI	9,67	567,44
6.3	Areia lavada tipo média	PINI	m³	0,685		2,23	SINAPI	58,33	130,26
6.4	Pedrisco		m³	0,457		1,49	SINAPI	63,84	95,11
6.5	Cal hidratada CH III		kg	15		48,90	SINAPI	0,57	27,87
6.6	Cimento CP-32		kg	297		968,22	SINAPI	0,41	396,97
7	Concreto dosado em central		m³					Subtotal	4.154,95
7.1	Concreto dosado em central convencional britas 1 e 2 eck 20 MPa		m³	1,05	11,88	12,47	SINAPI	267,54	3.337,29
7.2	Pedreiro - Transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto em estrutura		h	1,65		19,60	SINAPI	14,81	290,31
7.3	Servente - Transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto em estrutura		h	4,5		53,46	SINAPI	9,67	516,96
7.4	Vibrador de imersão, elétrico, potência 1 HP (0,75 kW)		h prod	0,2		2,38	COTAÇÃO	4,38	10,40
8	Impermeabilização interna de piscina enterrada		m²					Subtotal	3.021,64
8.1	Chapisco rolado com mistura de cimento, areia e adesivo base acrílica, traço 1:3 - preparo e execução		m²		52,8			Subtotal	350,74
8.1.1	Pedreiro - (inclui do chapisco)		h	0,20		10,56	SINAPI	14,81	156,39
8.1.2	Servente - execução do chapisco		h	0,25		13,20	SINAPI	9,67	127,64
8.1.3	Areia lavada tipo média	PINI	m³	0,01		0,53	SINAPI	58,33	30,80
8.1.4	Cimento CP-32		kg	2,45		129,36	SINAPI	0,41	53,04
8.1.5	Adesivo base acrílica - BIANCO		l	0,25		13,20	COTAÇÃO	10,55	139,26
8.2	Emboço para parede interna com argamassa de cimento e areia sem peneirar, e = 30 mm		m²		52,80			Subtotal	619,32
8.2.2	Pedreiro - execução do emboço		h	0,57		30,10	SINAPI	14,81	445,72
8.2.3	Servente - execução do emboço		h	0,34		17,95	SINAPI	9,67	173,60
8.2.4	Argamassa de cimento e areia sem peneirar, com aditivo impermeabilizante traço 1:3		m³	0,03				Subtotal	661,30
8.2.4.1	Areia lavada tipo média	PINI	m³	1,22		1,93	SINAPI	58,33	112,72
8.2.4.2	Cimento CP-32		kg	486		769,82	SINAPI	0,41	315,63
8.2.4.3	Aditivo impermeabilizante em pó para argamassas - VEDACIT		kg	20		31,68	COTAÇÃO	4,44	140,66
8.2.4.4	Servente - preparo do emboço		h	6,00		9,50	SINAPI	9,67	91,90
8.2.4.5	Betoneira elétrica trifásica, 2 HP 1,5 kW, capacidade 400 L		h prod	0,306		0,48	SINAPI	0,81	0,39
8.3	Pintura impermeabilizante - VEDATOP (4 demãos)	VEDACIT	kg	3,40	52,80	179,52	COTAÇÃO	7,74	1.390,28
8	Revestimento com pastilha de porcelana, assentada com argamassa pré fabricada de cimento colante, inclusive rejuntamento		m²					Subtotal	7.106,96
8.1	Pastilheiro		h	0,30	52,80	15,84	SINAPI	14,81	234,59
8.2	Servente		h	0,20		10,56	SINAPI	9,67	102,12
8.3	Argamassa pré-fabricada de cimento colante para assentamento de pastilhas e rejunte de pastilhas de	PINI	kg	6,50		343,20	SINAPI	0,99	339,77
8.4	Pastilha de porcelana (comprimento: 25 mm / largura: 25 mm)		m²	1,05		55,44	SINAPI	115,99	6.430,49
9	Reaterro manual de vala		m³					Subtotal	263,85
9.1	Servente	PINI	h	0,45	60,64	27,29	SINAPI	9,67	263,85