



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

INTERCONEXÃO UFPB – LIGAÇÃO VIÁRIA ENTRE AS RUAS
PADRE ZÉ, VER. JOÃO FREIRE E A AVENIDA PEDRO II

SANIEL PEDROSO DIAS

João Pessoa - PB
Dezembro de 2019

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA - UFPB
CENTRO DE TECNOLOGIA - CT
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL - DECA

INTERCONEXÃO UFPB – LIGAÇÃO VIÁRIA ENTRE AS RUAS
PADRE ZÉ, VER. JOÃO FREIRE E A AVENIDA PEDRO II

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Universidade Federal da Paraíba, campus João Pessoa, como parte dos requisitos para conclusão do curso de Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Fábio Lopes Soares

Coorientador: Prof. Dr. Nilton Pereira de Andrade

Aluno: Saniel Pedroso Dias

(11426876)

D541i Dias, Saniel Pedroso.

Interconexão UFPB - Ligação viária entre as ruas Padre Zé, ver. João Freire e a avenida Pedro II / Saniel Pedroso Dias. - João Pessoa, 2019.
156 f. : il.

Orientação: Fábio Lopes Soares.

Coorientação: Nilton Pereira de Andrade.

Monografia (Graduação) - UFPB/Campus I.

1. Interconexão Viária. 2. Mobilidade Urbana. 3. Viaduto. 4. Solos. I. Soares, Fábio Lopes. II. Andrade, Nilton Pereira de. III. Título.

UFPB/BC

FOLHA DE APROVAÇÃO

SANIEL PEDROSO DIAS

INTERCONEXÃO UFPB – LIGAÇÃO VIÁRIA ENTRE AS RUAS PADRE ZÉ, VER. JOÃO FREIRE E A AVENIDA PEDRO II

Trabalho de Conclusão de Curso em **16/12/2019** perante a seguinte Comissão Julgadora:

Fábio Lopes Soares

Orientador: Prof. Dr. Fábio Lopes Soares
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO

Clovis Dias

Prof. Dr. Clovis Dias
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO

Carlos Antônio Taurino de Lucena

Prof. Dr. Carlos Antônio Taurino de Lucena
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO

ABSilva

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

À minha amada esposa, presente que a Vida me deu e que sempre está presente em todos os momentos da minha vida me inspirando a ser uma pessoa melhor e a buscar as realizações pessoais.

Agradecimento

À Professora Bagnólia Araújo Costa pela sua dedicação e empenho no Consepe que na condição de relatora do processo de transferência viabilizou meu acesso à esta Universidade.

Ao Professor José Márcilio Filgueiras Cruz que na condição de coordenador do curso me orientou e muito me auxiliou nos procedimentos de transferência.

Ao Professor Clovis Dias a quem recorro constantemente nos diversos assuntos acadêmicos e pacientemente me escuta, orienta e ensina.

À banca examinadora composta pelos Professores Carlos Antônio Taurino De Lucena, Clovis Dias, Fábio Lopes Soares e Nilton Pereira De Andrade pela paciência e dedicação que me dispensaram.

Às Professoras e aos Professores que tanto se dedicaram ao ensino e aprendizados dos alunos, mesmo fora do tempo reservado às aulas: Andrea Brasiliano Silva, Antônio Sergio Cavalcanti de Menezes, Antônio Vinicius Barros Barbosa, Carmem Lucia Moreira Gadelha, Celso Augusto Guimaraes Santos, Claudino Lins Nobrega Junior, Clivaldo Silva de Araújo, Cristiano das Neves Almeida, Enildo Tales Ferreira, Gilson Barbosa Athayde Junior, Givanildo Alves De Azeredo, Hidelbrando Jose Farkat Diógenes, Jose Soares, Karen Guedes Oliveira, Leonardo Vieira Soares, Luiz Simão de Andrade Filho, Marcelo Andrade Diniz, Maria Bernadete Fernandes Vieira de Melo, Pablo Brilhante de Sousa, Paulo Germano Toscano Moura, Primo Fernandes Filho, Ricardo Almeida De Melo, Rômulo De Freitas Paixão, Ronildo Inácio Soares de Alencar.

João Pessoa, dezembro de 2019.

Saniel Pedroso Dias

“Desfrutar do privilégio sem abuso, ter liberdade sem licença, possuir o poder e firmemente se recusar a usá-lo para o auto-engrandecimento – essas marcas indicam uma alta civilidade, numa alta civilização”.

Livro de Urântia

“Cada dia que amanhece assemelha-se a uma página em branco, na qual gravamos os nossos pensamentos, ações e atitudes. Na essência, cada dia é a preparação de nosso próprio amanhã”.

Chico Xavier.

RESUMO

Este trabalho propõe uma interconexão viária, no final da avenida Pedro II nas proximidades da Universidade Federal da Paraíba, contemplando calçadas com área de descanso, ciclovias e pistas exclusivas para o transporte coletivo utilizando conceitos de mobilidade urbana, as legislações nacional e local sobre o assunto e as técnicas construtivas ideais, considerando o solo, materiais, bem como as normas regulamentadas para a engenharia civil. Explorou-se a disposição da interconexão com ramos direcionais para eliminar os conflitos viários existentes e melhorar o fluxo veicular. Definiu-se restrições viárias aos veículos de passeio que por lá transitam para influenciar as decisões das pessoas na escolha do modal a ser utilizado. Os estudos sobre o solo local, a formação Barreiras, definem os tipos de contenção e elementos de fundação propostos. O pavimento em concreto decorre diretamente da exigência do tipo de veículo coletivo, neste caso o BRT. O viaduto em concreto protendido permite uma altura de seção menor refletindo diretamente nas rampas de acesso a ele sem a necessidade de alterar a altura útil mínima de passagem estabelecida. A topografia da região e as calçadas em concreto permeável permitem uma drenagem mais natural, sem a necessidade de estruturas mais complexas além das sarjetas das pistas. O modelo proposto traz benefícios à comunidade local e reflete em toda a cidade como um modelo a ser seguido.

Palavras-chave: Interseção. Interconexão. Mobilidade Urbana. Solos. Estradas. Estruturas.

ABSTRACT

This academic paper presents a road interchange, in the end of avenue Pedro II near of the Universidade Federal da Paraíba, including sidewalks with resting place, bike paths and exclusive lanes for public transportation, using the best concepts of urban mobility, local and national legislations about this issues, such as ideal building techniques, considering the soil, materials, as well as regulated standards for civil engineering. The road interchange arrangement with targeted branches eliminates existing road conflicts and improves vehicular flow. The lanes restrictions impose on cars have intended to influence the people's decisions in choosing the mode of displacement. Region's soil studies, the Formação Barreiras, define the types of reinforced soil structures and elements of foundation proposed. The concrete highway choice accrues directly from the type of collective vehicle, in this case the BRT. The prestressed concrete viaduct allows for a smaller section that directly affects the height of the access ramps without having to change the minimum height used for vehicles pass to below. The topography of the region and the concrete sidewalks permeable allow to of more natural drainage, without the need for more complex structures beyond the runway's gutters. The proposed model brings benefits to the local community and reflects throughout the city as a model to follow.

Keywords: Intersection. Interchange. Urban mobility. Soils. Highways and Streets. Structures.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Bicicletas cargo. Fonte: https://www.cargobike.jetzt/wp-content/uploads/2017/07/montage-urban-arrow-douze-cycles.png	23
Figura 2. Ciclistas na ciclovia da Faria Lima. Fonte: Folha de São Paulo (04/08/2018).	24
Figura 3. Oito Princípios da Calçada. Fonte: WRIBrasil, 2015.	25
Figura 4. Comparação de espaços ocupados por bicicleta, carro e ônibus. Fonte: https://i.pinimg.com/originals/80/85/c5/8085c5241eb2b91a1abed18c5c90bb0e.jpg	27
Figura 5. Ciclo das Rochas. Fonte: http://cienciasdavidaedaterra25.blogspot.com.br/2011/09/ciclo-das-rochas.html	29
Figura 6. Solo argiloso. http://slideplayer.com.br/slide/1577758/ . Criado em 2011.	30
Figura 7. Solo arenoso. fonte: http://slideplayer.com.br/slide/1577758/ . Criado em 2011.	30
Figura 8. Perfil resultante da decomposição das rochas. Fonte: DNIT IPR-719. 2006.	31
Figura 9. Local de solos transportados. Fonte: DNIT IPR-719. 2006.	32
Figura 10. Solos transportados. Fonte Google imagens. 2019.	32
Figura 11. Solos lateríticos. Foto de Marcos J. Vieira. 2012.	33
Figura 12. Fases do solo: (a) estado natural, (b) separada em volume, (c) em função do volume de sólidos. Fonte Pinto, 2006.	35
Figura 13. Dif. entre solos submerso e saturado. Fonte Caputo, 1988.	37
Figura 14. Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo. Fonte Pinto, 2006.	43
Figura 15. Curvas granulométricas (a) contínua bem graduada, (b) descontínua, (c) uniforme. Fonte: Caputo, 1988. (Adaptado).	43
Figura 16. Gráfico de Plasticidade de Casagrande. Fonte: DNIT IPR-719.	49
Figura 17. Gráfico da classificação de solos MCT. Fonte: Villibor, 2009.	51
Figura 18. Fluxograma da sistemática MCT. Fonte: Suporte Solos - Sondagens e Investigações, 2019.	52
Figura 19. Ensaio de compressão edométrica de um solo colapsível. Fonte (Pinto, 2006).	55
Figura 20. Curva pressão - penetração. Fonte: DNIT IPR-719, 2009.	62
Figura 21. Curva de massa específica - umidade e CBR-umidade. Fonte: DNIT IPR-719, 2006.	63
Figura 22. Curva de Compactação. Fonte Wikipédia, 2019).	63
Figura 23. Cisalhamento direto. Fonte: Laboratório UFBA. (modificado).	65
Figura 24. Gráfico tensões cisalhante e normal. Fonte: DAS (2007). (modificado).	66

Figura 25. Reta de Coulomb, coesão e ângulo de atrito para três tipos de solos. Fonte: Professor Fábio Soares. (modificado).	66
Figura 26. Métodos de sondagem. Fonte: Guia da Engenharia.	67
Figura 27. Reprodução da tabela dos estados de compacidade e de consistência. Fonte: NBR 6184:2001.	68
Figura 28. Esquema da sondagem SPT. Fonte: https://www.researchgate.net/figure/Figura-6-Perspectiva-do-ensaio-a-percussao-SPT_fig4_322138819 . (modificado).	69
Figura 29. Formação Barreiras Porto Seguro. Fonte Revista Pesquisa FAPESP.	70
Figura 30. Formação Barreiras Porto Seguro, datação. Fonte Revista Pesquisa FAPESP.	71
Figura 31. Perfil estratigráfico na região próxima à UFPB. Fonte: Benjamim Neves <i>et al.</i> 2009	72
Figura 32. Tensor de tensão de Cauchy. Fonte: Google.	73
Figura 33. Representação gráfica do círculo de Mohr. Fonte: Google.	73
Figura 34. Tensão vertical. Fonte: Gerscovich.	75
Figura 35. Condição Geostática - solo sedimentar. Fonte: Gerscovich. (modificado).	75
Figura 36. Tensão cisalhante na superfície inclinada. Fonte: Gerscovich. (modificado).	76
Figura 37. Conceito de tensão efetiva. Fonte: Gerscovich, notas de aula sobre tensões.	77
Figura 38. (a) Muro de proteção contra erosão superficial, (b) Muro de gravidade, (c) Ponte em arco. Fonte: Gerscovich, 2019. (modificado).	78
Figura 39. Empuxos ativo e passivo agindo simultaneamente. Fonte: Gerscovich, 2019. (modificado).	78
Figura 40. Massa semi-infinita sob condição geostática sem água. Fonte Gerscovich, 2019. (modificado).	79
Figura 41. Círculos de Mohr e trajetórias das tensões efetivas associadas aos estados-limite ativo e passivo. Fonte: Gerscovich, 2019.	80
Figura 42. Tensões cisalhantes mobilizadas. Fonte Gerscovich, 2019. (modificado).	81
Figura 43. Distribuição de empuxos em estruturas lisas. (A) Translação, (B) Rotação pela base, (C) rotação pelo topo. Fonte: Terzaghi e Peck, 1967 <i>apud</i> Gerscovich, 2019. (modificado).	82
Figura 44. Teoria de Rankine - estados-limite. Fonte: Gerscovich, 2010.	84
Figura 45. Círculo de Mohr para solo coesivo. Fonte: Gerscovich, 2010. (modificado).	84
Figura 46. Distribuição dos empuxos ($c=0$): (A) ativo, (B) passivo. Fonte: Gerscovich, 2019. (modificado).	86

Figura 47. Empuxo passivo com poropressão nula. Fonte: Gerscovich, 2019. (modificado).	87
Figura 48. Tipos de interconexões. Fonte: DNIT. (modificado).	95
Figura 49. Seção transversal típica de pavimento flexível. Fonte: Marques (UFJF, 2018).	97
Figura 50. Estruturas do pavimento. Fonte: http://asfaltodequalidade.blogspot.com .	97
Figura 51. Seção transversal típica de pavimento rígido. Fonte: Marques (UFJF, 2018).	98
Figura 52. Execução do pavimento rígido. Fonte: http://asfaltodequalidade.blogspot.com .	99
Figura 53. Execução do pavimento flexível. Fonte: https://www.constructionequipmentguide.com .	99
Figura 54. Fases de execução do solo grampeado. Fonte: Solotrat, 2018.	102
Figura 55. Esquema geral para terra armada. Fonte: Prefeitura Municipal do Recife.	103
Figura 56. Tipos de estacas: escavadas, hélice contínua e raiz. Fonte: Pinterest.	105
Figura 57. Exemplos de cortinas: (A) atirantada; (B) estroncada; (C) em balanço. Fonte: Gerscovich, 2019. (modificado).	106
Figura 58. Obra com estacas justapostas. Fonte: ENGESOL.	107
Figura 59. Exemplo de parede de diafragma. Fonte: Geofund Fundações Especiais (modificado).	108
Figura 60. Exemplos de tipos de pontes.	111
Figura 61. Divisão estrutural de uma ponte. Fonte: Marchetti, 2008.	112
Figura 62. Ponte aeroviária. Aeroporto de Leipzig/Halle. Fonte: Oldrich Chmel.	113
Figura 63. Tipos de pontes. Fonte: Debs & Takeya. (modificado).	113
Figura 64. Seções transversais das pontes de concreto. Fonte: Debs & Takeya. (modificado).	114
Figura 65. Esquema de seções transversais quanto à posição do tabuleiro. Fonte: Debs & Takeya. (modificado).	114
Figura 66. Composição dos custos em função do vão. Fonte: Debs & Takeya. (modificado).	115
Figura 67. Pré-dimensionamento da altura da viga. Fonte: Lucena, 2018. (Modificado).	119
Figura 68. Pré-dimensionamento da altura da viga. Fonte: Lucena, 2018. (Modificado).	120
Figura 69. Vista aérea da região estudada atual. Fonte: Google Earth. (Modificado). 2019.	122
Figura 70. Vista em perspectiva da região estudada. Fonte: Google Earth. 2019.	123
Figura 71. Vista geral do pavimento. Fonte Google Earth.	124
Figura 72. Paradas existentes no local. Fonte: Google Earth.	125
Figura 73. Rotatória analisada. Fonte: Google Earth, 2019. (modificado).	125

Figura 74. Pontos de conflitos na rotatória. Fonte Google Earth, 2019 (modificado) .	126
Figura 75. Calçadas no entorno. Fonte: Google Earth, 2019.	126
Figura 76. Gráfico indicativo do tipo de intersecção em áreas urbanas. Fonte: DNIT. (modificado).	128
Figura 77. Vista geral da proposta.	129
Figura 78. Detalhe 1 mostrando os diferentes níveis da interconexão.	130
Figura 79. Detalhe 2 mostrando o posicionamento da estação BRT e o acesso à UFPB.	130
Figura 80. Interseção dos ramos.	131
Figura 81. Vista em perspectiva da proposta.	132
Figura 82. Vista aérea da proposta.	132
Figura 83. Proposta apresentada pela prefeitura municipal de João Pessoa. Fonte: PMJP.	134
Figura 84. BRT Curitiba. Fonte: < http://www.transportabrasil.com.br/wp-content/uplo ads/2019/05/volvo-curitiba-01.jpg >	135
Figura 85. Elementos de segregação de faixas de rolamento.	135
Figura 86. Detalhe da barreira com dimensões reduzidas.	136
Figura 87. Barreiras <i>New Jersey</i> .	137
Figura 88. Vista em planta do cruzamento em “X”.	137
Figura 89. Passagem de nível inferior.	138
Figura 90. Saída da passagem de nível inferior.	139
Figura 91. Vista aérea parcial das ciclovias.	139
Figura 92. Detalhes: Ponto de descanso para ciclista e semáforo com botoeira.	140
Figura 93. Vista da ciclovia e da parada de descanso para pedestres.	140
Figura 94. Calçadas com bancos para descanso.	141
Figura 95. Alternativa de desvio do fluxo de veículos. Fonte Google Earth (modificado).	142
Figura 96. Croqui para visualização da fundação do viaduto e da contenção da passagem de nível inferior.	143
Figura 97. Croqui para visualização das estacas de contenção.	144
Figura 98. Bulbo de Tensões pavimento flexível x rígido. Fonte: Ibracon.	145
Figura 99. Superestrutura com seção multicelular.	147
Figura 100. Superestrutura com seção de vigas múltiplas.	148
Figura 101. Rampa de acesso ao viaduto.	148

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Crescimento anual em percentual de veículos. Fonte: Empesômetro - IBPT (2018).	21
Tabela 2. Rendimento quilométrico e emissões de CO ₂ por modalidade. Fonte IPEA – Boletim Regional, Urbano e Ambiental, jun/2011.	22
Tabela 3. Dados climáticos médios de João Pessoa. Fonte: CLIMATE-DATA.ORG. 2019. .	22
Tabela 4. Escala granulométrica de acordo com o DNIT.	28
Tabela 5. Decomposição da Rochas.	31
Tabela 6. Índices físicos do solo. Fonte: Carvalho, 2015. (Adaptado).....	35
Tabela 7. Valores típicos de índices de vazios de areias. Fonte Pinto, 2006. (Adaptado).	37
Tabela 8. Classificação das areias segundo a compactidade. Fonte Pinto, 2006. (Adaptado) ..	38
Tabela 9. Consistência em função da resistência à compressão. Fonte Pinto, 2006. (Adaptado).	38
Tabela 10. Classificação das argilas quanto à sensibilidade. Fonte Pinto, 2006. (Adaptado)..	39
Tabela 11. Estimativa da consistência pelo índice de consistência. Fonte Pinto, 2006. (Adaptado).....	40
Tabela 12. Classificação dos Solos TRB. Fonte: IPR-719 DNIT. (modificado).....	44
Tabela 13. Escala Granulométrica do SUCS. Fonte: DNIT IPR-719. (modificado).....	46
Tabela 14. Terminologia usada no SUCS. Fonte: DNIT IPR-719. (modificado).	47
Tabela 15. Grupos de Solos do SUCS. Fonte: DNIT IPR-719. (modificado).....	47
Tabela 16. Sistema Unificado de Classificação de Solos. Fonte: DNIT IPR-719.	50
Tabela 17. Itinerários que passam em frente à UFPB. Fonte: Jampabus.	124
Tabela 18. Reprodução da tabela 65 do IPR/DNIT 740.....	147

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials. Organização Norte-Americana sem fins lucrativos e apartidária que tem como principal objetivo promover o desenvolvimento, operação e manutenção de um sistema de transporte nacional integrado dos tipos modais: aéreo, estradas, transportes públicos, ferroviários e aquaviários.
CPM	Concreto Pré-Moldado.
DER	Departamento de Estradas de Rodagem. Autarquia estadual, subordinada a alguma a secretaria estadual, por exemplo, na Paraíba é vinculada a Secretaria de Infraestrutura e tem sigla DER/PB.
DERSA	Desenvolvimento Rodoviário S/A. Empresa de economia mista fundada em 1969, sendo seu principal acionista o Governo do Estado de São Paulo.
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Extinto em 8 de agosto de 2003.
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Autarquia, vinculada ao Ministério dos Transportes, que tem sua administração distribuída conforme o regimento interno publicado em 2007. É responsável pelos sistemas de transportes: rodoviário, aquaviário e ferroviário do Brasil.
PMJP	Prefeitura Municipal de João Pessoa.
SEMOB	Secretaria de Mobilidade Urbana (neste caso da cidade de João Pessoa-PB).

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	18
1.1 Aspectos Gerais sobre a Formação do Engenheiro Civil	18
1.2 Aspectos Gerais sobre a Mobilidade Urbana	18
1.3 Objetivos do Trabalho	19
1.4 Justificativa.....	19
1.5 Estrutura do Trabalho	20
2 BASE TEÓRICA.....	21
2.1 Mobilidade Urbana	21
2.1.1 Resumo sobre Mobilidade Urbana	27
2.2 Geotecnia.....	28
2.2.1 Conceitos Gerais.....	28
2.2.2 Estados dos Solos	34
2.2.3 Classificação dos solos	40
2.2.3 Comportamento do Solo.....	53
2.2.4 Ensaios Mais Comuns e Investigações Geotécnicas	56
2.2.5 Formação Barreiras.....	70
2.2.6 Tensor de Tensão de Cauchy e Círculo de Mohr	72
2.2.7 Tensões no Solo.....	74
2.2.8 Estados de Equilíbrio Plástico do Solo.....	79
2.2.9 Rankine e Coulomb	82
2.2.10 Resumo sobre Solos	88
2.3 Estruturas	90
2.3.1 Conceitos Gerais sobre Estradas.....	90
2.3.2 Conceitos Gerais sobre Pavimentação.....	96
2.3.3 Estruturas de Contenção	100
2.3.4 Obras-de-arte especiais.....	109
2.3.5 Resumo sobre Estruturas	121
3 ESTUDO DE CASO: A INTERSEÇÃO UFPB	122
3.1 Situação Atual	123
3.2 Proposição	127
3.2.1 Reorganização do local.....	127

3.2.2 Transporte coletivo.....	133
3.2.3 Ciclovia e calçada.....	139
3.2.5 Alternativa aos veículos de passeio.....	142
3.2.6 Soluções de suporte para o solo.....	143
3.2.7 Soluções de pavimentação.....	145
3.2.8 Solução de viaduto.....	146
4 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	149
BIBLIOGRAFIA.....	150
ANEXOS.....	154
Sondagem à Percussão – Auditório no Centro de Música.....	154

1 INTRODUÇÃO

1.1 Aspectos Gerais sobre a Formação do Engenheiro Civil

O engenheiro civil tem formação técnico-científica, que o capacita a absorver e desenvolver novas tecnologias, estimulando a sua atuação crítica e criativa na identificação e solução de problemas, considerando seus aspectos políticos, econômicos, sociais, ambientais e culturais, com visão ética e humanística, em atendimento às demandas da sociedade.

Ao longo da graduação de engenharia civil aprende-se amplos conteúdos em diversas áreas formando um profissional generalista, típico da natureza politécnica da profissão. Ao longo do curso, o futuro engenheiro civil, pode então conhecer e escolher em qual área poderá se especializar, contudo, tem alguns temas que são fundamentais em sua formação, por exemplo solos, estruturas e alguns tipos de materiais como o concreto e o aço.

Dessa maneira, frente a uma determinada necessidade é possível, com os conhecimentos adquiridos, decidir e se aprofundar na melhor solução disponível, como será visto neste trabalho.

1.2 Aspectos Gerais sobre a Mobilidade Urbana

É inerente à sociedade urbana a sua mobilidade. Pessoas têm a necessidade de ir e vir diariamente a diferentes pontos da cidade. Mudanças nem sempre são bem-vindas, principalmente quando requerem mudanças de hábito e valores pessoais – que nesse caso afetam uma grande parte da sociedade.

Trocar o hábito do deslocamento diário feito com veículo de passeio por outros modais é algo que requer, além da vontade política, ações públicas de melhoramento no transporte coletivo, construção de ciclovias e calçadas, e também incentivos, orientações e fiscalizações nessas mudanças.

1.3 Objetivos do Trabalho

Levando em consideração os aspectos gerais sobre a formação do engenheiro e sobre a mobilidade urbana, delimitou-se como objetivos gerais deste trabalho: contribuir para a mobilidade urbana em um dos principais corredores de transporte da cidade de maneira a trazer benefícios à sociedade e mostrar como viabilizar a solução com os conhecimentos adquiridos ao longo da graduação.

Como objetivo específico propôs-se uma intervenção viária em uma interseção em rotatória do corredor avenida Pedro II e avenida Padre Zé, nas proximidades da Universidade Federal da Paraíba – UFPB.

A região apresenta um fluxo intenso de veículos (próximo de cinco mil veículos por hora) e dificuldade de fluxo no período de pico. Uma parcela grande desses veículos apenas passa pela região, ou seja, seu destino não é o campus ou o entorno dele.

A proposta é mostrar uma solução de engenharia que se adeque ao local – por exemplos traçados viários, ciclovias, calçadas e obras-de-arte –, sem, contudo, entrar no detalhamento dos projetos necessários à sua construção.

1.4 Justificativa

A UFPB é um polo atrativo de diversas pessoas. Vêm até ela, segundo o relatório de gestão de 2018 da universidade, cerca de 40 mil pessoas dentre servidores públicos (docentes, técnicos administrativos, funcionários terceirizados), discentes e pessoas que buscam atendimento médico ou outros interesses. As pessoas vêm por meio de ônibus, bicicleta, carona, carro próprio ou a pé, para os que moram perto.

Melhorar essa interseção, além de beneficiar a comunidade acadêmica, também exporá modelos conceituais racionais, como: a mobilidade urbana priorizada pelo transporte coletivo, ciclovias e calçadas; interseções com o mínimo de conflitos e soluções técnicas nas obras-de-arte com tendências atuais.

1.5 Estrutura do Trabalho

Para a realização deste trabalho foram utilizadas teses e dissertações recentes referentes aos assuntos relacionados. Procurou-se referências bibliográficas disponíveis de cada tema, por exemplos: em mobilidade Lerner (2009), em solos Pinto (2006), em pavimentação DNIT, dentre outros. Também utilizou-se de trabalhos feitos ao longo do curso como ensaio de cisalhamento de solo (disciplina de taludes) e contagem de veículos na avenida Padre Zé (disciplina de pavimentação). As dúvidas e complementos de assuntos foram sanadas com os Professores da Universidade Federal da Paraíba.

Com o resultado dos estudos estruturou-se o trabalho em duas grandes partes.

A primeira parte traz a base teórica com os pontos relevantes do embasamento teórico necessário ao estudo de caso, subdividida nos assuntos mobilidade urbana, geotecnia e estruturas. Ao final de cada subdivisão acrescentou-se um resumo com os assuntos depreendidos do estudo.

Na segunda parte é apresentado o estudo de caso, mostrando a situação atual e a proposta de implantação do novo modelo, que procura aliar viabilidade técnica com soluções de atualidade e eficientes práticas de mobilidade urbana.

Ao final, nas considerações gerais, fez-se um resumo geral, o que o trabalho acrescentou na formação pessoal do aluno e as perspectivas futuras pertinentes.

2 BASE TEÓRICA

2.1 Mobilidade Urbana

“Nada é feito até que todos estejam convencidos que aquilo deve ser feito, e convencidos de que aquilo deveria ter sido feito há bastante tempo. Tanto tempo que agora já é hora de fazer algo diferente”. (F. M. Cornford, autor e poeta, 1874–1943 *apud* Ministério das Cidades).

Hodiernamente observa-se uma preferência pelo modal automóvel (“carrocentrismo”), conforme pode-se observar na Tabela 1. Embora o crescimento percentual venha diminuído, ainda é patente a participação dos automóveis comparados com os outros tipos, destacadamente com o transporte coletivo.

Tabela 1. Crescimento anual em percentual de veículos. Fonte: Empesômetro - IBPT (2018).

ANO	AUTOMÓVEIS	ÔNIBUS / MICRO-ÔNIBUS	MOTOCICLETAS / CICLOMOTOR	CAMINHÕES	COMERCIAIS LEVES	TOTAL
2011	6,64%	7,48%	12,40%	10,51%	9,10%	8,32%
2012	6,62%	4,96%	6,98%	6,46%	8,34%	6,86%
2013	5,77%	6,18%	7,26%	7,14%	7,80%	6,37%
2014	4,80%	4,18%	3,32%	5,14%	7,23%	4,69%
2015	2,54%	1,16%	2,70%	1,91%	3,68%	2,67%
2016	1,36%	-0,06%	0,50%	0,54%	2,56%	1,25%
2017	2,16%	0,31%	-0,91%	0,84%	2,02%	1,37%

FONTES: Empesômetro - IBPT

É importante lembrar que, atualmente, existem, disponível no mercado brasileiro, coletivos (biarticulados) que transportam até 270 passageiros, ou seja, um único veículo coletivo substituiria 225 automóveis, segundo Bazani (2016). Na perspectiva do meio-ambiente isso representa menos 41,47¹ kgCO₂/km lançados na atmosfera por um único veículo coletivo a mais na mobilidade urbana, conforme mostrado na Tabela 2 – essa tabela faz um comparativo entre os diferentes tipos modais ressaltando suas emissões em quilogramas de gás carbônico para cada quilometro percorrido –.

¹ 225 automóveis (x) 0,19 kgCO₂/km (-) 1 ônibus (x) 1,28 kgCO₂/km.

Tabela 2. Rendimento quilométrico e emissões de CO₂ por modalidade.
Fonte IPEA – Boletim Regional, Urbano e Ambiental, jun/2011.

Rendimento quilométrico e emissões CO ₂ por modalidade			
Modalidade	Rendimento energético km/l ou km/kWh (A)	Emissões por fonte energética KgCO ₂ /l ou kWh (B)	Emissões quilométricas (KgCO ₂ /km) (B/A)
Metrô	0,028	0,087	3,16
Ônibus	2,5	3,200	1,28
Automóvel ¹	8,5	1,747	0,19
Motocicleta ²	30	2,307	0,07
Veículos pesados	2,5	3,2	1,28

Elaboração do autor.
 Notas: ¹ Emissão média ponderada pelo consumo total de álcool e gasolina.
² Considerando a mistura de 25% de álcool na gasolina.

Também é importante ressaltar que o clima tropical da cidade de João Pessoa é propício a deslocamentos ao ar livre feito por bicicletas ou a pé, dois outros modais a serem considerados nesse trabalho. A duração das chuvas em João Pessoa não costuma atrapalhar o deslocamento das pessoas e na maioria dos meses costuma ser intermitente e de curta duração e bem localizadas.

Como se pode observar na Tabela 3, não há grande variação de temperatura e o regime de chuvas aumenta somente de abril a junho. Assim, andar a pé ou de bicicleta, com infraestrutura para isso, é algo facilmente assimilável à população.

Tabela 3. Dados climáticos médios de João Pessoa. Fonte: CLIMATE-DATA.ORG. 2019.

	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Maió	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
Temperatura média (°C)	26.3	25.8	26.2	25.8	24.9	23.6	23.9	23.5	25.1	25.8	26	25.8
Temperatura mínima (°C)	22.2	21.6	22.4	21.9	21.3	20.1	20.5	19.1	21.3	22	22.2	21.8
Temperatura máxima (°C)	30.5	30.1	30.1	29.7	28.5	27.2	27.4	27.9	29	29.6	29.9	29.8
Chuva (mm)	84	119	208	264	274	320	259	171	59	50	38	42

A bicicleta é o único veículo cuja aquisição é acessível a, praticamente, todas as classes sociais, contribui para a melhoria da saúde de quem a usa, não polui o ambiente, não requer combustível e pode existir em diversas formas (Figura 1). Corroborar essa ideia Araújo (2014b) e complementa que entre os fatores que contribuem para a escolha da bicicleta, destacam-se a presença de ciclovias, a prática do esporte e o benefício para a saúde. Araújo cita ainda outros fatores bastante interessantes na decisão de uso da bicicleta, são alguns deles: distância e tempo de viagem, valores e atitudes do indivíduo, exigências do trabalho, características das rotas,

segurança no tráfego, clima, estacionamento para bicicletas, vestiários e chuveiros, incentivo do empregador (*Federal Highway Administration, 1992 apud Araújo, 2014b*).



Figura 1. Bicicletas cargo. Fonte: <https://www.cargobike.jetzt/wp-content/uploads/2017/07/montage-urban-arrow-douze-cycles.png>.

O sistema ciclovitário é um subsistema de outro maior, o sistema de transportes que está inserido no próprio sistema urbano, veja Figura 2, assim, é imprescindível constá-lo no plano diretor de mobilidade urbana de cada cidade. Araújo (2014b) concluiu em sua dissertação que a implantação de infraestrutura, em uma determinada área urbana, pode influenciar no comportamento de viagem por bicicleta, atraindo mais usuários a partir do momento em que é oferecido um local adequado aos ciclistas.

Chapadeiro (2011) observa que aumentando a utilização da bicicleta, aumenta também a conscientização de todos os partícipes do trânsito, pois os ciclistas, em números crescentes, passam a se destacar, tornando-se parte do trânsito levando, com isso, a administração pública a investir em infraestruturas adequadas que comportem a demanda total de ciclistas. Ele observou também que em cidades localizadas na Holanda, na Dinamarca e na Alemanha – consideradas como as principais pró-bicicleta – um dos mecanismos utilizados na política de incentivo ao uso da bicicleta foi a restrição do uso do automóvel em determinadas áreas. Outras cidades que tentaram implantar uma política ciclovitária sem essa restrição, não obtiveram os mesmos resultados. A cidade de Groningen (Holanda) promove o ciclismo não através de ações especiais ou truques de marketing, mas sim pelo fornecimento de instalações adequadas aos ciclistas e restrições sobre as viagens de automóveis.



Figura 2. Ciclistas na ciclovia da Faria Lima. Fonte: Folha de São Paulo (04/08/2018).

É importante destacar que nesse estudo feito por Chapadeiro (2011), as distâncias eram relativamente pequenas, em torno de 5 quilômetros. Distâncias maiores requerem uma associação modal para sua viabilização, como por exemplo espaços nos coletivos destinados ao transporte de bicicletas.

Em paralelo ao plano cicloviário deve existir também um plano de valorização do pedestre. Segundo Chapadeiro (2011), na cidade de Bogotá em muitas ruas foram removidos os estacionamentos para automóveis e as calçadas foram alargadas, o que possibilitou o plantio de árvore, a instalação de bancos e mais outros diversos equipamentos urbanos. No lugar do espaço para os carros, foram criados também espaços públicos agradáveis e de integração social.

WRIBRASIL (2017) propõe uma nova abordagem sobre calçadas na qual elenca oito princípios para se tê-las funcionais, seguras e integrativas à mobilidade urbana. São elas:

- Dimensionamento adequado – largura da calçada compatível com os usos no local conferindo segurança e conforto para os pedestres;
- Acessibilidade universal – uso de elementos para facilitar o acesso por todas as pessoas contribuindo assim para tornar o espaço urbano inclusivo;
- Conexões seguras – elementos urbanos que interligam as calçadas e contribuem para a formação de uma rede que facilita e dá prioridade aos deslocamentos a pé;
- Sinalização coerente – conjunto de sinais que orientam os pedestres no espaço urbano provendo informações sobre a cidade na escala do pedestre;

- Espaço atraente – elementos que contribuem para tornar o espaço agradável motivando as pessoas a caminharem e permanecerem no espaço público urbano;
- Segurança permanente – aspectos que conferem melhoria de segurança pública ao ambiente urbano aumentando a sensação de segurança nos deslocamentos a pé;
- Superfície eficiente – técnicas para assegurar um piso firme e regular para o calçado conferindo segurança e conforto para os pedestres; e
- Drenagem eficiente – técnicas para promover o escoamento das águas pluviais contribuindo para manter a funcionalidade da calçada.

A Figura 3 resume bem esses princípios.

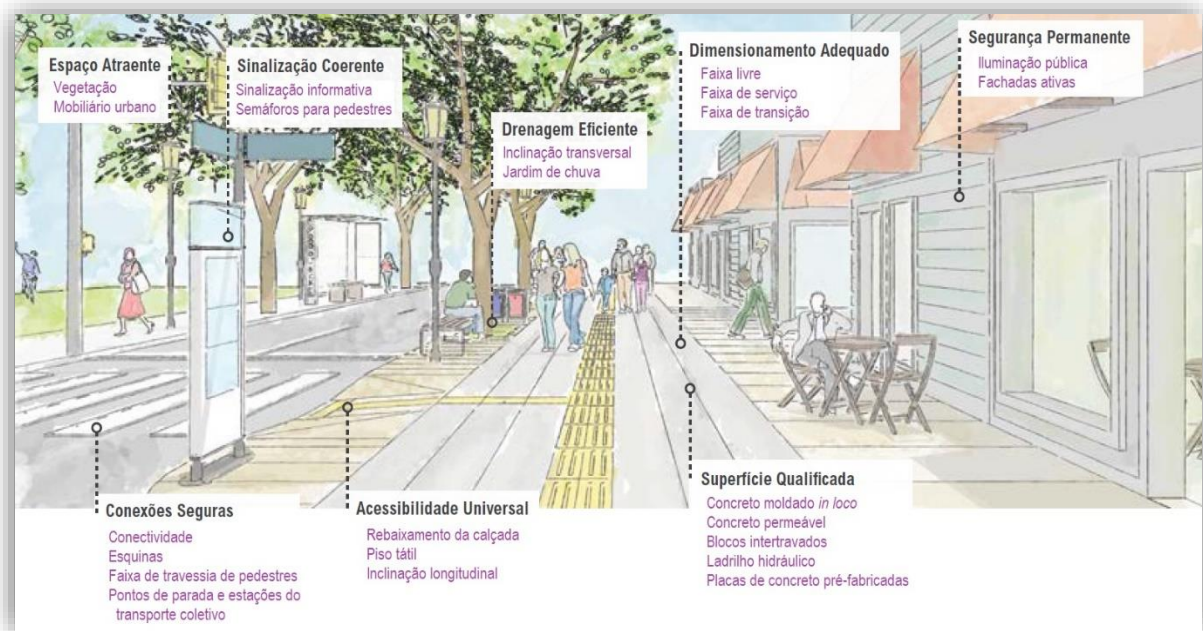


Figura 3. Oito Princípios da Calçada. Fonte: WRIBrasil, 2015.

Nessa mesma linha de raciocínio seguiu Peñalosa² (FGV Projetos, junho/julho 2014) quando, como prefeito de Bogotá (1998 a 2001), implementou diversas inovações que transformaram a cidade em exemplo de mobilidade com base em ônibus (BRT) e uma rede de ciclovias. Interessante destacar que, segundo ele, “os cidadãos de classe média e alta sempre pressionam para que sejam construídas mais vias e mais linhas de metrô. Eles amam o metrô, mesmo não tendo intenção de usá-lo, pois acham bom que as outras pessoas se desloquem

² Enrique Peñalosa se formou em economia e história na *Duke University*, Estados Unidos, e fez doutorado em administração pública na Universidade de Paris II, França. Atualmente, é presidente do Conselho do *Institute for Transportation and Development Policy*, em Nova York, e faz parte do grupo de especialistas da *Urban Age da London School of Economics*.

abaixo da terra, acreditando que isso ajudará a solucionar o engarrafamento”; destaca ainda que a tomada de decisão deve ser não pela pressão dos cidadãos mais poderosos e sim por uma análise criteriosa de custo e benefício de todos os investimentos visando a utilização democrática do espaço urbano. Peñalosa salienta ainda que “deve existir prioridade para o transporte público no uso do espaço viário, e o cidadão que vai a pé deve ter o mesmo direito que aquele que vai num automóvel”.

Semelhante pensamento tem Jaime Lerner que disse, em entrevista ao jornal *El País*³: “Quando você alarga as ruas, estreita a mentalidade. E destrói a história”. Lerner, em 1974 iniciou a implantação de um sistema de mobilidade inovador na cidade de Curitiba, Paraná, no qual contemplava integrações entre linhas (terminais e estações intermediárias rodoviários), corredores segregados para os ônibus (posteriormente denominados BRT⁴), como forma de priorizar o transporte público, diminuir o tempo de percurso e regularizar o intervalo entre os ônibus e linhas alimentadoras. Nesta época a cidade contava com mais de 600 mil habitantes (IBGE) e operava com itinerários ponto a ponto, modelo que não mais atendia a população da cidade. Cabe observar que a segregação do ônibus é uma forma de restringir o uso de veículos de passeio na via, posto que não compartilhará o mesmo espaço do coletivo.

Assevera Ferraz (2004) que a facilidade de deslocamento das pessoas depende das características do sistema de transporte de passageiros e que isso reflete diretamente na qualidade de vida de uma sociedade e por conseguinte no grau de desenvolvimento econômico e social. As atividades comerciais, industriais, educacionais, recreativas, essenciais à vida nas cidades modernas, somente são possíveis com o deslocamento de pessoas e produtos. Assim, o transporte urbano é tão importante para a qualidade de vida da população quanto os serviços de abastecimento de água, coleta de esgoto, fornecimento de energia elétrica, iluminação pública, dentre outros. Destaca ainda que a mobilidade é o elemento balizador do desenvolvimento urbano.

O departamento de trânsito de Munique, na Alemanha, publicou em uma campanha publicitária no ano de 2001 uma imagem que ficou conhecida e reproduzida no mundo todo, na qual faz um comparativo de três modais: ônibus, bicicleta e carro. A Figura 4 resume bem o espaço requerido por cada modal nas vias públicas levando-nos a refletir sobre a importância da mudança dos paradigmas atuais referentes à mobilidade urbana.

³ *El País*, 22 set 2018 21:41 BRT, disponível em “https://brasil.elpais.com/brasil/2018/08/31/eps/1535729785_455010.html”. Acesso em 05/09/2019 12:09.

⁴ BRT: *Bus Rapid Transit*

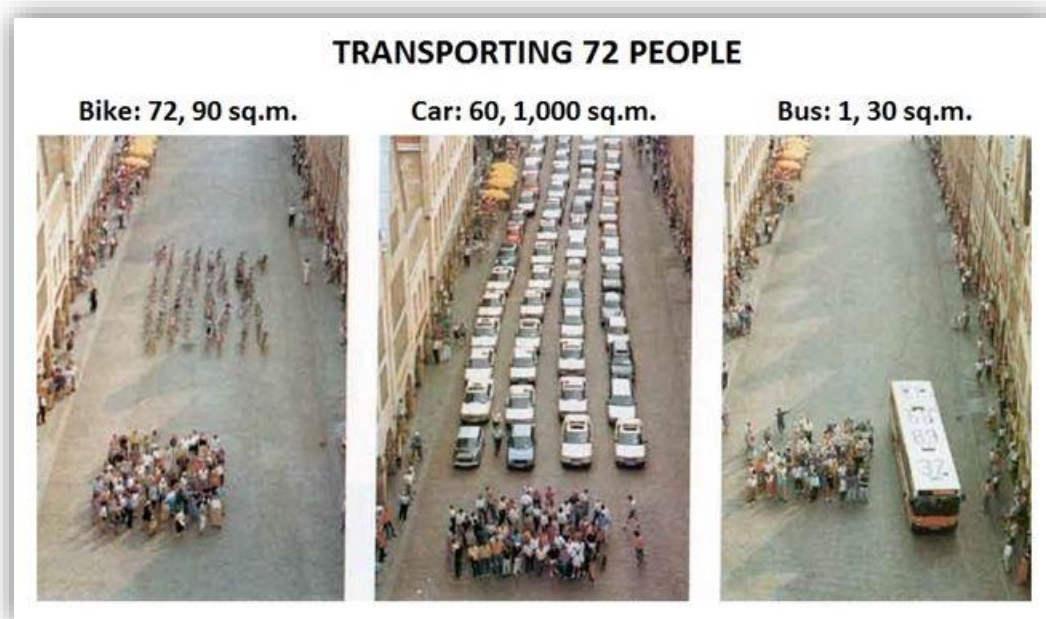


Figura 4. Comparação de espaços ocupados por bicicleta, carro e ônibus. Fonte: <https://i.pinimg.com/originals/80/85/c5/8085c5241eb2b91a1abed18c5c90bb0e.jpg>.

2.1.1 Resumo sobre Mobilidade Urbana

A mobilidade urbana de uma cidade é ponto crítico na determinação da qualidade de vida das pessoas que lá moram, porém, nem sempre funciona de maneira racional, lógica e democrática. Aqui no Brasil ainda predomina a cultura do “carrocentrismo” e isso não é algo que se mude facilmente, mas também não é impossível, como pudemos observar nas experiências de duas grandes personalidades, anteriormente citadas.

Lerner e Peñalosa foram responsáveis por mudanças significativamente positivas na mobilidade urbana em diversas cidades, e nos espaços públicos, especialmente nas vias públicas – democraticamente compartilhada –, melhorando significativamente a qualidade de vida naqueles centros urbanos.

Observa-se também que tais mudanças foram possíveis a partir de um conjunto de obras públicas de infraestruturas, campanhas educativas e principalmente por ações restritivas ao uso de veículos leves em determinados locais, facilitando assim a migração deste modal para os novos implementados. Outras cidades tendem a seguir esse mesmo caminho, por exemplo João Pessoa, que já tem planos de mobilidade urbana com essas mesmas.

2.2 Geotecnia

2.2.1 Conceitos Gerais

Não há como negar: o solo é a fundação, o começo, direta ou indiretamente, de todas as obras de engenharia civil!

De acordo com a definição constante no manual DNIT-IPR-719-Manual de Pavimentação, solo é todo material da crosta terrestre, orgânico ou inorgânico, inconsolidado ou parcialmente cimentado, que não oferece resistência intransponível à escavação, quer seja manual, mecânica ou através de explosivos. Aplica-se a todos os materiais que servem de suporte, arrimo e resistência utilizados em obras de engenharia civil tais como escavações, aterros, fundações, taludes entre outras.

Esta definição é a mais usual em engenharia civil, ela leva em consideração a textura (composição granulométrica), plasticidade, consistência ou compacidade entre outras que auxiliam sua identificação, como: estrutura, forma dos grãos, cor, cheiro, friabilidade⁵, presença de outros materiais (conchas, vegetais, micas etc.). Sendo a textura a propriedade mais importante na classificação. A escala granulométrica adotado pelo DNIT pode ser vista na Tabela 4.

Tabela 4. Escala granulométrica. Fonte: DNIT, 2010.

Fração	Peneiras	
	Passante	Retida
Pedregulho	3"	2,00 mm (#10)
Areia	2,00 mm (#10)	0,075 mm (#200)
Areia Grossa	2,00 mm (#10)	0,42 mm (#40)
Areia Fina	0,42 mm (#40)	0,075 mm (#200)
Silte	0,075 mm (#200)	0,005 mm
Argila	abaixo de 0,005 mm abaixo de 0,001 mm => argila coloidal	

Embora a granulometria seja bastante importante no conhecimento do solo, ela não é suficiente, pois o comportamento de um maciço terroso depende de diversos fatores além destes, como por exemplo os processos geológicos que deram origem ao solo.

⁵ Que se fragmenta facilmente; quebradiço.

De acordo com Muggler *et al* (2005), os processos geológicos envolvidos na formação e destruição de rochas fazem parte de um ciclo, o ciclo das rochas. Este ciclo pode se iniciar por qualquer rocha, seja sedimentar, magmática (ígnea) ou metamórfica. Cada uma destas rochas pode se transformar em qualquer outra dependendo exclusivamente do processo a que for submetida, como observado na Figura 5.

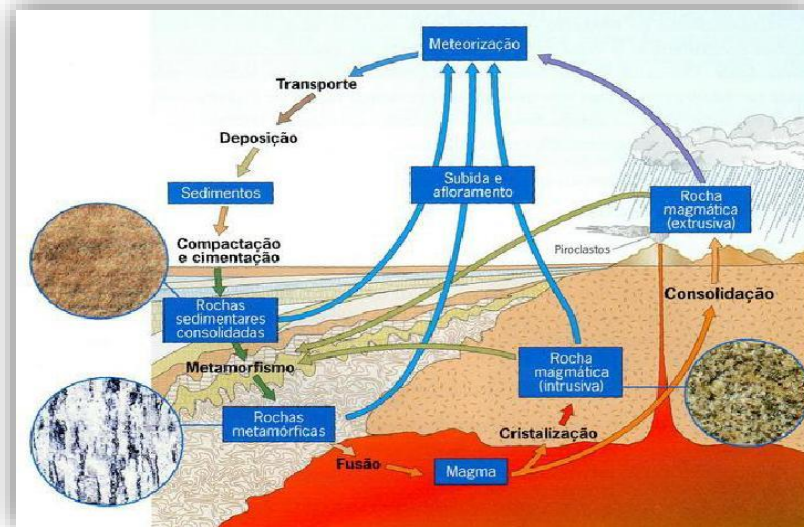


Figura 5. Ciclo das Rochas. Fonte: <http://cienciasdavidaedaterra25.blogspot.com.br/2011/09/ciclo-das-rochas.html>.

Assim, no caso da rocha mãe ser um basalto em clima tropical (Brasil), de invernos secos e verões úmidos, a decomposição se faz, principalmente, pelo ataque químico das águas aciduladas aos plagioclásios (família dos feldspatos que apresenta ângulo oblíquo de fratura nos dois planos de clivagem) e outros elementos melanocráticos (rochas magmáticas de cor escura), dando como resultado predominantemente argilas. Não apareceria neste solo a fração areia, pois o basalto não contém quartzo, mas aparecem, em pequenas porcentagens, grãos de óxidos de ferro, muitas vezes sob a forma de magnetita. É o caso da terra roxa, do interior Centro-Sul do Brasil, que é predominantemente uma argila vermelha. A Figura 6 exemplifica o solo argiloso:



Figura 6. Solo argiloso. <http://slideplayer.com.br/slide/1577758/>. Criado em 2011.

Os arenitos, das formações sedimentares brasileiras do paleozóico ao cretáceo, dão origem a um solo essencialmente arenoso, pois não existem feldspatos ou micas em sua composição. O elemento que altera é o cimento que aglutina os grãos de quartzo. Quando esse cimento é silicoso forma-se um solo residual extremamente arenoso. Quando o cimento é argiloso aparece no solo residual de arenito uma pequena percentagem de argila. A Figura 7 exemplifica o solo arenoso:



Figura 7. Solo arenoso. fonte: <http://slideplayer.com.br/slide/1577758/>. Criado em 2011.

O manual de pavimentação DNIT-IPR-719 divide, de acordo com a origem, em dois grandes grupos de solos:

- os residuais – quando o solo derivado permanece no local;
- os transportados – quando o solo derivado é transportado para local diverso.

Ainda segundo esse manual, todos os tipos de rochas formam o solo residual e este é bastante comum no Brasil, principalmente na região centro-sul, devido ao clima e é dividido em maduro e jovem, de acordo com o grau de decomposição. Este tipo de solo mostra nenhuma relação com a rocha que lhe deu origem. Abaixo, extraído e modificado, apresenta-se uma tabela exemplo:

Tabela 5. Decomposição da Rochas. Fonte: Miscelânea autor.

Tipo de Rocha	Decomposição	Tipo de Solo	Composição
Magmáticas (ígneas)			
Basalto	plagioclásio piroxênios ^{#1}	argiloso (pouca areia)	argila
Granito	quartzo feldspato mica	arenoso-argiloso (micáceo)	quartzo e argila (micáceo)
Sedimentares			
Quartzito	quartzo	arenoso	quartzo
Calcário	calcita		argila
Metamórficas			
Filitos	micas (séricas)	argiloso	argila

^{#1}: grupo importante de silicatos de cadeia simples encontrados em rochas magmáticas ou metamórficas. Do grego *pyros* e *xenos* significando estranho ao fogo; achavam que as piroxenas eram impurezas que resistiam ao fogo, hoje sabe-se que são pequenos cristais, embebidos em massa vítrea, que se cristalizaram antes ou durante a erupção.

Os horizontes entre as camadas da rocha são até o solo residual são gradativos e permitem a separação em pelo menos duas faixas distintas: solo de alteração de rocha e rocha alterada. A Figura 8 esquematiza esses horizontes:

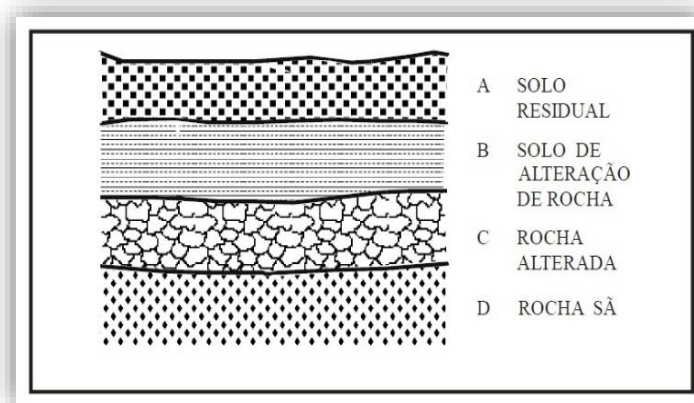


Figura 8. Perfil resultante da decomposição das rochas. Fonte: DNIT IPR-719. 2006.

Já os solos transportados são mais heterogêneos que os residuais podendo ter variações laterais e verticais no seu perfil de acordo com o agente transportador, também são mais fofos e inconsolidados, como observado na Figura 9:

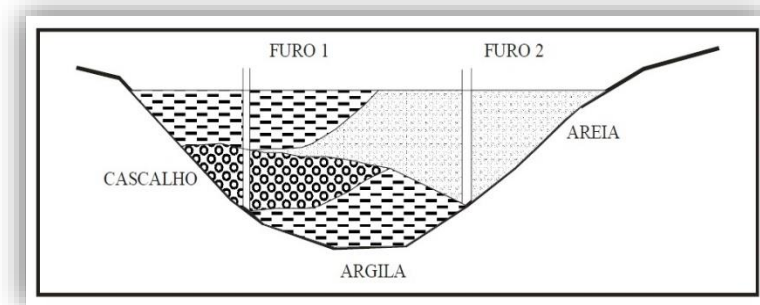


Figura 9. Local de solos transportados. Fonte: DNIT IPR-719. 2006.

Destacam-se neste tipo os solos:

- orgânicos – que tem quantidades variáveis e significativas de matéria orgânica decomposta, por exemplo a turfa;
- coluviais – cujo transporte ocorre exclusivamente pela gravidade, são também conhecidos por depósitos de tálus;
- de aluvião – aqueles arrastados pelas águas e depositados nos momentos em que a corrente sofre uma diminuição na sua velocidade;
- eólicos – transportados pelo vento, por exemplo as dunas.

A Figura 10 mostra imagens destes solos:

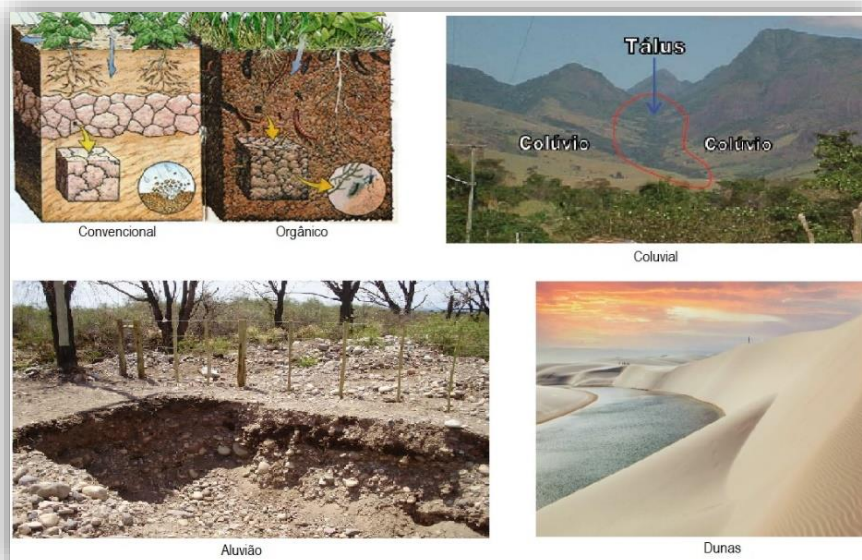


Figura 10. Solos transportados. Fonte Google imagens. 2019

Nas regiões tropicais, por exemplo no Brasil, é comum encontrarmos solos lateríticos ou laterizados (Figura 11) que são solos intemperizados, muitas vezes úmidos, ricos em óxidos

de alumínio e de ferro (geralmente vermelho ou vermelho-amarelo). O termo laterítico agrupa os latossolos e os podzólicos.

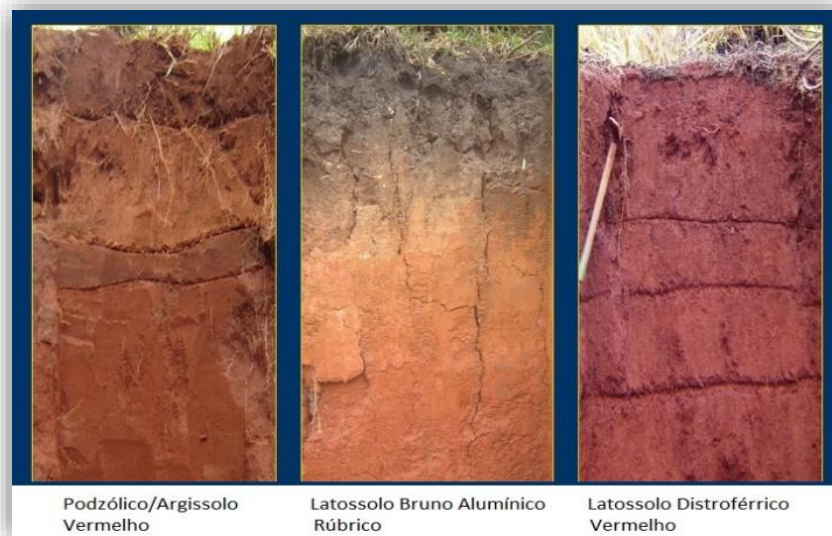


Figura 11. Solos lateríticos. Foto de Marcos J. Vieira. 2012.

Segundo a Embrapa, latossolos são solos minerais, não-hidromórficos, profundos (normalmente superiores a 1 m), horizonte B muito espesso (> 50 cm) com seqüência de horizontes A, B e C pouco diferenciados; as cores variam de vermelhas muito escuras a amareladas, geralmente escuras no horizonte A, vivas no B e mais claras no C. A sílica (SiO_2) e as bases trocáveis (em particular Ca, Mg e K) são removidas do sistema, levando ao enriquecimento com óxidos de ferro e de alumínio que são agentes agregantes, dando à massa do solo aspecto maciço poroso, mas tornando-o pouco fértil para plantas; apresentam estrutura granular muito pequena; são macios quando secos e altamente friáveis (se fragmenta facilmente) quando úmidos.

Apresentam teor de silte inferior a 20% e argila variando entre 15% e 80%.

São solos com alta permeabilidade à água, podendo ser trabalhados em grande amplitude de umidade. Mais de 95% dos latossolos são distróficos (saturação por base inferior a 50%) e ácidos, com pH entre 4,0 e 5,5 e teores de fósforo disponível extremamente baixos, quase sempre inferiores a 1 mg/dm^3 . A fração argila é composta principalmente por caulinita, óxidos de ferro (goethita e hematita) e óxidos de alumínio (gibbsita). Alguns latossolos, formados de rochas ricas em ferro apresentam, na fração argila, a maghemita e, na fração areia, a magnetita e a ilmenita. A esses últimos, estão associados os elementos-traço (micronutrientes) como o cobre e o zinco, importantes para o desenvolvimento das plantas.

Existem diversos estudos do uso do latossolo em pavimentação, daí a importância do destaque neste trabalho.

O segundo grupo de solos lateríticos é o podzólico definido pela Embrapa como solos minerais, não-hidromórficos, com horizonte A ou E (horizonte de perda de argila, ferro ou matéria orgânica, de coloração clara) seguido de horizonte B textural, com nítida diferença entre os horizontes.

Apresentam horizonte B de cor avermelhada até amarelada e teores de óxidos de ferro inferiores a 15%. Podem ser eutróficos (férteis), distróficos ou álicos (baixo potencial nutricional). Têm profundidade variadas e ampla variabilidade de classes texturais. Alguns podzólicos podem mostrar características intermediárias com outras classes de solos, como pouco desenvolvimento de estrutura e cerosidade (brilho fosco), próprios de latossolos ou cambissolos (solos com o horizonte A insuficiente para organossolos).

Nesses solos, constata-se grande diversidade nas propriedades de interesse para a fertilidade e uso agrícola (teor variável de nutrientes, textura, profundidade, presença ou ausência de cascalhos, pedras e concreções, ocorrência em diferentes posições na paisagem, entre outras). Dessa forma, torna-se difícil generalizar suas qualidades.

Também são encontrados problemas sérios de erosão nos que há grande diferença de textura entre os horizontes A e B, sendo tanto maior o problema quanto maior for a declividade do terreno.

2.2.2 Estados dos Solos

Um solo é constituído por três partes ou fases: partículas sólidas, água e ar. O comportamento dele depende da equalização destas partes. De acordo com Pinto (2006), diversas relações são empregadas para expressar as proporções entre elas. Para uma determinada quantidade de partículas sólidas, quantidades de água e ar podem ser combinadas alterando assim o estado em que o solo se encontra.

A Figura 12 faz uma representação destas fases e permite extrair algumas relações. Na Figura 12 (a) estão representadas, simplificada, as três fases (sólidos, ar e água); na Figura 12 (b) e (c) as três fases estão separadas proporcionalmente aos volumes que ocupam, facilitando a definição e a determinação das relações entre elas.

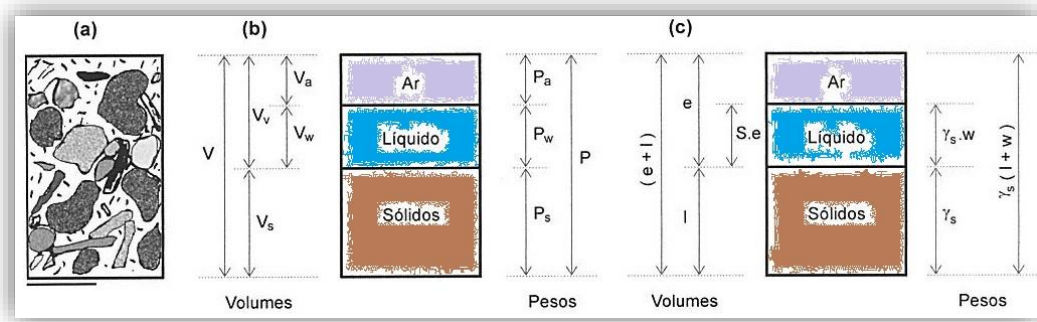


Figura 12. Fases do solo: (a) estado natural, (b) separada em volume, (c) em função do volume de sólidos. Fonte Pinto, 2006.

Para identificar o estado em que o solo se encontra, utilizam-se índices que correlacionam os pesos e os volumes das três fases.

De imediato obtém-se as relações fundamentais, em volumes e pesos, entre os constituintes de um solo:

$$V = V_v + V_s = V_s + V_a + V_w \quad \text{Equação 1}$$

$$P = P_s + P_a + P_w \quad \text{Equação 2}$$

Sendo:

V : Volume total;

V_v : Volume de vazios;

V_s : Volume de sólidos;

V_a : Volume de ar;

V_w : Volume de água;

P : Peso total;

P_s : Peso seco;

P_a : Peso do ar, observar que normalmente despreza-se o peso do ar;

P_w : Peso da água.

A partir destas, pode-se obter outras bastantes usuais, conforme mostrado na Tabela 6.

Tabela 6. Índices físicos do solo. Fonte: Carvalho, 2015. (Adaptado)

Grandeza	Símb. SI	Un.	Equação	Definição
Umidade	w	%	$w = \frac{P_w}{P_s} 100$	Teor de umidade de um solo, geralmente variando entre 10% e 40%.
Peso específico da água	γ_w	kN/m ³	---	Razão entre o peso da água e o volume de água. Embora varie um pouco com a temperatura, adota-se

Grandeza	Símb. SI	Un.	Equação	Definição
				sempre como igual a 10 kN/m ³ (1 tf/m ³).
Peso específico Aparente ($w \neq 0$)	γ	kN/m ³	$\gamma = \frac{P}{V}$	Também chamado de peso específico ou peso específico natural. Este peso não varia muito de um solo para outro sendo estimado, geralmente, entre 17 kN/m ³ (1,7 tf/m ³) e 21 kN/m ³ (2,1 tf/m ³). Casos especiais como argila mole pode apresentar peso específico de 14 kN/m ³ (1,4 tf/m ³).
Peso específico aparente seco ($w=0$)	γ_d	kN/m ³	$\gamma_d = \frac{P_s}{V}$ $\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w}$	Razão entre o peso das partículas sólidas e o volume total do solo. Normalmente varia entre 13 kN/m ³ (1,3 tf/m ³) e 19 kN/m ³ (1,9 tf/m ³). No caso de argila mole pode apresentar peso específico entre 5 kN/m ³ (0,5 tf/m ³) e 7 kN/m ³ (0,7 tf/m ³).
Peso específico dos sólidos	γ_s	kN/m ³	$\gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$	Razão entre o peso das partículas sólidas e o volume de sólidos.
Peso Específico aparente saturado #1	γ_{sat}	kN/m ³	$\gamma_{sat} = \frac{P}{V_{sat}}$ $\gamma_{sat} = \frac{\delta + e}{1 + e} \gamma_w$ $\gamma_{sat} = \gamma_d + n \gamma_w$ $\gamma_{sat} = [\delta(1 - n) + n] \gamma_a$	Razão entre o peso total e o volume total do solo completamente saturado (sem variação de volume). Normalmente está na ordem de 20 kN/m ³ (2 tf/m ³). Também pode ser dado em função da densidade do solo e do índice de vazios. Ou ainda em função da porosidade.
Peso específico submerso #1	γ'	kN/m ³	$\gamma_{sub} = \frac{\delta - 1}{1 + e} \gamma_w$ $\gamma_{sub} = (\delta - 1)(1 - n) \gamma_w$ $\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$	Peso específico efetivo do solo quando submerso. É igual ao peso específico natural menos o peso específico da água. Geralmente está na ordem de 10 kN/m ³ (1 tf/m ³).
Índice de vazios	e	1	$e = \frac{V_v}{V_s}$ $e = \frac{V}{V_s} - 1$	Razão entre o volume de vazios e o volume das partículas sólidas. É calculado indiretamente a partir de outros índices. Geralmente situa-se entre 0,5 e 1,5, mas em argilas orgânicas pode passar de 3 (volume de vazios, com água, superior a 3 vezes o volume de partículas sólidas).
Porosidade	n	%	$n = \frac{V_v}{V} 100$ $n = \frac{e}{1 + e}$	Razão entre o volume de vazios e o volume total. Valores geralmente entre 30% e 70%.

Grandeza	Símb. SI	Un.	Equação	Definição
Grau de saturação	S_r	%	$S_r = \frac{V_w}{V_v} 100$	Razão entre o volume de águas intersticiais e o volume de vazios. varia de 0 a 100%.

A distinção entre solos saturado e submerso pode ser observada no exemplo da Figura 13 do livro do professor Caputo:

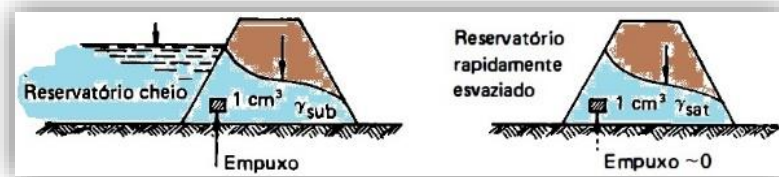


Figura 13. Dif. entre solos submerso e saturado. Fonte Caputo, 1988.

Dentro do assunto *estados dos solos* há ainda que se falar em consistência, para os estados das argilas, e compactidade, para os estados das areias.

Segundo Pinto (2006), o índice de vazios fornece pouca informação sobre o comportamento das areias, pois com o mesmo índice de vazios uma determinada areia pode estar fofa ou compacta.

Se uma areia pura e seca for colocada cuidadosamente em um recipiente, vertida através de um funil com pequena queda, ela ficará no seu estado mais fofo possível, podendo assim determinar seu peso específico e por conseguinte o índice de vazios máximo (e_{max}).

Vibrando essa mesma areia dentro de um molde, ela ficará no seu estado mais compacto possível, podendo dessa forma determinar o índice de vazios mínimo (e_{min}).

Estes índices variam de acordo com as características da areia, sendo os valores resumidos na Tabela 7.

Tabela 7. Valores típicos de índices de vazios de areias. Fonte Pinto, 2006. (Adaptado).

Descrição da areia	e_{min}	e_{max}
Areia uniforme de grãos angulares	0,70	1,10
Areia bem graduada de grãos angulares	0,45	0,75
Areia uniforme de grãos arredondados	0,45	0,75
Areia bem graduada de grãos arredondados	0,35	0,65

Em relação a esses índices extremos (e_{\min} e e_{\max}), criou-se um outro índice: índice de compactidade relativa:

$$CR = \frac{e_{\max} - e_{nat}}{e_{\max} - e_{\min}} \quad \text{Equação 3}$$

Quanto maior for o CR, mais compacta é a areia, o professor Carlos (Terzaghi *apud* Pinto, 2006, p. 40,) sugeriu a terminologia apresentada na Tabela 8 abaixo. Em geral, areias compactas apresentam maior resistência e menor deformabilidade.

Tabela 8. Classificação das areias segundo a compactidade. Fonte Pinto, 2006. (Adaptado)

Classificação	CR
Areia fofa	abaixo de 0,33
Areia de compactidade média	entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	acima de 0,66

Ao contrário das areias que se desmancham facilmente, as argilas apresentam certa consistência (resistência) ao ser manipulada.

A consistência das argilas pode ser quantificada por meio de ensaio de compressão simples, que consiste na ruptura por compressão de um corpo de prova geralmente cilíndrico. A carga de ruptura, dividida pela área desse corpo, é denominada: resistência à compressão simples (a expressão *simples* indica somente que o corpo de prova não é confinado). Os termos expressos são apresentados na Tabela 9.

Tabela 9. Consistência em função da resistência à compressão. Fonte Pinto, 2006. (Adaptado).

Consistência	Resistência em kPa
muito mole	< 25
mole	25 a 50
média	50 a 100
rija	100 a 200
muito rija	200 a 400
dura	> 400

A resistência das argilas depende do arranjo entre os grãos e do índice de vazios em que se encontra. Certas argilas, quando amolgadas, diminuem sua resistência, ainda que o índice de vazios seja mantido constante. A sua consistência após o manuseio pode ser menor que no estado natural (indeformado). Esse fenômeno varia de acordo com a formação argilosa. A

relação entre as resistências no estado natural e no estado amolgado é definido como *sensitividade da argila*.

A Tabela 10, extraída do livro do professor Carlos (Pinto, 2006), apresenta a classificação da sensitividade da argila.

Tabela 10. Classificação das argilas quanto à sensitividade. Fonte Pinto, 2006. (Adaptado).

Sensitividade	Classificação
1	insensitiva
1 a 2	baixa sensitividade
2 a 4	média sensitividade
4 a 8	sensitiva
> 8	ultrassensitiva (<i>quick clay</i>)

A sensitividade das argilas é uma característica muito importante, pois indica que, se a argila vier a sofrer uma ruptura, sua resistência é bem menor. Um exemplo dado pelo mesmo professor são os solos argilosos orgânicos da baixadas litorâneas brasileiras (regiões de mangue). A argila orgânica é de tão baixa resistência que só comporta aterros de 1,5 metros. Ao se tentar colocar alturas maiores, ocorre a ruptura e sua resistência cai a um terço ou a um quarto da inicial. Após rompido, a altura máxima suportada é em torno de 0,5 metro. A sensitividade dessas argilas é em torno de 3 a 4.

O fenômeno da sensitividade se refere a solos sedimentares, no entanto, em argilas residuais, ocorre fenômeno semelhante.

Quando uma argila se encontra remoldada, seu estado pode ser expresso pelo índice de vazios. Como é muito comum as argilas se encontrarem saturadas, o índice de vazios dependerá diretamente pelos teores de umidade. Esses teores são chamados de limites de consistência (limite de liquidez⁶ (LL), limite de plasticidade⁷ (LP)).

⁶ O limite de liquidez (LL) é o teor em água acima do qual o solo adquire o comportamento de um líquido. A passagem do estado sólido para o estado líquido é gradual, por consequência, qualquer definição de um limite de fronteira terá de ser arbitrário. É possível determinar o limite de liquidez de um solo através de dois dispositivos: a concha de Casagrande e o penetrômetro de cone. O limite de liquidez é definido como o teor de umidade do solo com o qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para se fechar numa concha.

⁷ O Limite de plasticidade (LP) é o teor de umidade abaixo do qual o solo passa do estado plástico para o estado semissólido, ou seja, ele perde a capacidade de ser moldado e passa a ficar quebradiço. O ensaio para determinação do LP (método da norma NBR 7180) consiste, basicamente, em se determinar a umidade do solo quando uma amostra começa a fraturar ao ser moldada com a mão sobre uma placa de vidro, na forma de um cilindro com cerca de 10 cm de comprimento e 3 mm de diâmetro.

Para indicar a posição relativa da umidade aos limites de mudança propôs o *índice de consistência*, dada pela expressão (Terzaghi *apud* Pinto, 2006, p. 40,):

$$IC = \frac{LL-w}{LL-LP} \quad \text{Equação 4}$$

Quando o teor de umidade (w) é igual ao LL, o IC é igual a zero. À medida que o teor de umidade diminui, o IC aumenta, ficando maior que 1 quando a umidade fica menor que o LP.

O índice de consistência é especialmente representativo do comportamento de solos sedimentares. Quando esses solos se formam, o teor de umidade é muito elevado e a resistência é baixa. À medida que novas camadas se depositam sobre as primeiras, as águas dos vazios vão sendo expulsas reduzindo o índice de vazios e aumentando a resistência.

A consistência das argilas pode ser estimada por meio do índice de consistência para solos remoldados e saturados. Realça-se que seu valor é didático, no sentido de realçar a dependência da resistência ao teor de umidade e, conseqüentemente, ao adensamento que a argila sofre pela sobrecarga suportada.

A Tabela 11 apresenta essa estimativa.

Tabela 11. Estimativa da consistência pelo índice de consistência. Fonte Pinto, 2006. (Adaptado).

Consistência	Índice de Consistência
Mole	< 0,5
Média	0,5 a 0,75
Rija	0,75 a 1
Dura	> 1

“O índice de consistência não tem significado quando aplicado a solos não saturados, pois eles podem estar com elevado índices de vazios, baixa resistência e baixa umidade, o que indicaria um índice de consistência alto” (Pinto, 2006).

2.2.3 Classificação dos solos

Assevera o professor Braja (DAS, 2007) que solos diferentes com propriedades similares podem ser classificados em grupos e subgrupos de acordo com seu comportamento do ponto de vista da engenharia.

Segundo o professor Almeida (ALMEIDA,2005), a identificação do solo deverá ser o início do processo de classificação, realizada tanto em campo quanto no laboratório, precedendo a todo e qualquer ensaio que se pretenda realizar sobre o solo. A identificação pode ser feita através de testes visuais e tácteis, rápidos e específicos para cada tipo de solo. A NBR 6484:2001 orienta a identificação e descrição de amostras obtidas em sondagens de simples reconhecimento de solos.

Para a fração grossa, pedregulhos e areias, as informações quanto a composição granulométrica, forma das partículas, existência ou não de finos são sempre necessárias; estas partículas são ásperas ao tato, visíveis ao olho nu e se separam quando secas.

Para os solos finos, siltes e argilas, são importantes as informações sobre plasticidade, resistência à compressão quando seco, comportamento quando imerso em água e a cor. Partículas de silte são invisíveis a olho nu e os torrões secos quando imersos em água desagregam rapidamente. As argilas quando molhadas apresentam-se saponáceas ao tato e torrões quase secos apresentam uma superfície lisa e lustrosa e alta resistência à compressão.

Para os solos orgânicos, a cor e, às vezes, a proporção de matéria orgânica, são informações úteis. Nestes, a resistência à compressão do solo seco é geralmente pequena.

Os sistemas de classificação agrupam solos de maneira a demonstrar característica comuns que refletem o comportamento do solo de acordo com interesses construtivos a serem aplicados. Para este trabalho, propôs-se mostrar uma visão geral de alguns sistemas usuais de classificação de solos e também uma forma de identificação rápida e prática disponível para o engenheiro civil, são eles:

- Classificação granulométrica;
- Classificação TRB (*Transportation Research Board* antigo HRB *Highway Research Board* usado pela AASHTO);
- Sistema Unificado de Classificação de Solo (SUCS);
- Classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical).

A classificação granulométrica é a técnica pela qual diversos tipos de solos são agrupados em função das frações preponderantes dos diversos diâmetros das partículas que os compõem. É importante lembrar que o comportamento do solo não é condicionado somente pela fração predominante, mas sim por um conjunto de propriedades.

A norma ABNT NBR 6502:1995 classifica os solos segundo as dimensões dos seus grãos ou partículas e suas diferentes percentagens de ocorrência. Essas dimensões são mostradas abaixo:

- Areia fina – areia com grãos de diâmetros entre 0,06 mm e 0,2 mm;
- Areia média – areia com grãos de diâmetros entre 0,20 mm e 0,60 mm;
- Areia grossa – areia com grãos de diâmetros entre 0,60 mm e 2,0 mm;
- Argila – Solo de granulação fina constituído por partículas com dimensões menores que 0,002 mm, apresentando coesão e plasticidade;
- Pedregulho fino – pedregulho com grãos entre 2,0 mm e 6,0 mm;
- Pedregulho médio – pedregulho com grãos entre 6,0 mm e 20,0 mm;
- Pedregulho grosso – pedregulho com grãos entre 20,0 mm e 60,0 mm;
- Pedra-de-mão – fragmento de rocha com diâmetro entre 60 mm e 200 mm;
- Matacão – fragmento de rocha, transportado ou não, comumente arredondado por intemperismo ou abrasão, com uma dimensão compreendida entre 200 mm e 1 m.
- Bloco de rocha – fragmento de rocha, transportado ou não, com diâmetro > a 1 m.

Uma vez conhecida as dimensões das partículas do solo e das proporções relativas é possível determinar os coeficientes de uniformidade (C_u) e de curvatura (C_c), importantes para composição de traços de argamassa e de concreto, ou ainda para filtros de areia utilizados em irrigações, por exemplos.

O coeficiente de uniformidade (C_u) é a razão entre os diâmetros correspondentes a 60% (d_{60}) e 10% (d_{10} ou d_{ef}), tomados na curva granulométrica, mostrada na Figura 14, e expresso pela equação:

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{ef}} \quad \text{Equação 5}$$

O resultado dessa razão pode ser avaliado da seguinte maneira:

- $C_u < 5$ indica muito uniforme;
- $5 < C_u < 15$ indica uniformidade média;
- $C_u > 15$ indica desuniforme.

O coeficiente de curvatura (C_c) é a razão entre o quadrado do diâmetro correspondente a 30% (d_{30}) e o produto dos diâmetros 60% (d_{60}) e 10% (d_{10} ou d_{ef}), tomados na curva granulométrica, mostrada na Figura 14, e expresso pela equação:

$$C_c = \frac{d_{30}}{d_{60} \cdot d_{ef}} \quad \text{Equação 6}$$

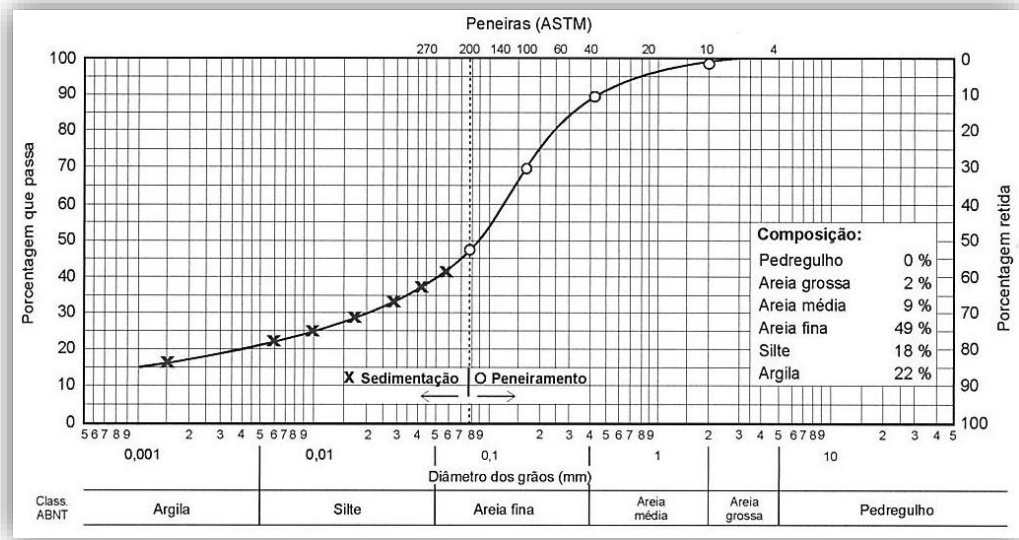


Figura 14. Exemplo de curva de distribuição granulométrica do solo. Fonte Pinto, 2006.

Para solos bem graduados, o resultado dessa equação está entre 1 e 3.

Também é possível a construção de uma curva logarítmica que mostra as graduações do solo. No exemplo mostrado na Figura 15, são mostradas três distintas curvas composta por um solo: (a) bem graduado, contínuo; (b) graduação aberta, descontínuo; (c) graduação uniforme.

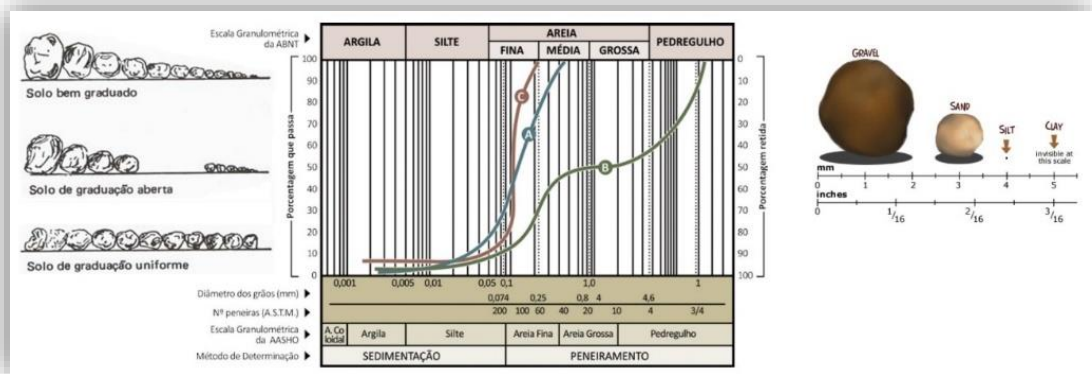


Figura 15. Curvas granulométricas (a) contínua bem graduada, (b) descontínua, (c) uniforme. Fonte: Caputo, 1988. (Adaptado).

Um subsistema de classificação partindo da granulometria é o trilinear, ou de Ferret. Este subsistema não foi considerado porque o mesmo não tem valor geotécnico, sendo mais utilizado para fins agrícolas segundo professor Almeida (UFJF, 2005).

A classificação TRB é um sistema que leva em conta a granulometria, limites de consistência e índice de grupo (Tabela 12). De acordo com esses parâmetros são criados grupos e subgrupos em uma tabela sendo o enquadramento feito de cima para baixo e da esquerda para a direita, por eliminação.

Tabela 12. Classificação dos Solos TRB. Fonte: IPR-719 DNIT. (modificado)

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MAT. GRANULARES 35% (ou menos) passando na #200							MAT. SILTO-ARGILOSOS			
CLASSIFICAÇÃO EM GRUPOS	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-A	A-1-B		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Granulometria											
% passando na peneira											
#10	50 máx.										
#40	30 máx.	30 máx.	51 mín.								
#200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Caract. da fração passando na #40											
Limite de Líquidez (LL)				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índ. De Plasticidade (IP)	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.*
Índ. de grupo (IG)	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais Constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia			Pedregulho ou areias siltosos ou argilosos				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento como subleito	Excelente a Bom							Sofrível a Mau			

* IP do grupo A-7-5 é igual ou menor do que o LL menos 30.

Cabe explicar um pouco mais a observação feita na Tabela 12, reproduzida do manual de pavimentação do DNIT: quando da classificação se chegar no grupo A-7, calcula-se a diferença do LL-30, caso essa diferença seja menor ou igual ao IP, enquadra-se como A-7-5, caso contrário enquadra-se como A-7-6.

Esse mesmo manual descreve o conteúdo dos materiais desses grupos:

- Grupo A-1 – mistura bem graduada de fragmentos de pedra ou pedregulhos, areia grossa, areia fina e um aglutinante de solo não plástico ou fracamente plástico, podendo incluir também fragmentos de pedra, pedregulho, areia grossa, cinzas vulcânicas, etc., que não contenham aglutinantes⁸ de solo.
 - Subgrupo A-1-A – fragmentos de pedra ou pedregulho, com ou sem material fino bem graduado, funcionando como aglutinante.
 - Subgrupo A-1-b – constituição principal de areia grossa, com ou sem aglutinante de solo bem graduado.
- Grupo A-2 – grande variedade de materiais que se situam entre os grupos A-1 e A-3 e também entre os materiais constituídos de mistura silte-argila dos grupos A-4,

⁸ Alguns exemplos de aglutinantes naturais: argila, cal, resinas de árvores, gema do ovo, alho, caseína (proteína de leite, óleo de linhaça).

A-5, A-6 e A-7. Inclui todos os solos com 35% ou menos passando na peneira #200, mas que não podem ser classificados como A-1 ou A-3, devido ao teor de finos que contêm, ou a plasticidade, ou ambos excedendo os limites estabelecidos para os citados grupos.

- Subgrupos A-2-4 e A-2-5 – solo contendo 35% ou menos, passando na peneira #200, com uma porção menor retida na peneira #40, possuindo as características dos grupos A-4 ou A-5; pedregulho e areia grossa, em que o teor de silte e o índice de plasticidade ultrapassam os limites estabelecidos para o Grupo A-1, e ainda areia fina com silte não plástico excedendo os limites do Grupo A-3.
- Subgrupos A-2-6 e A-2-7 – solos semelhantes aos descritos nos subgrupos A-2-4 e A-2-5-, exceção feita da porção de finos que contem argila plástica com características dos grupos A-6 ou A-7. Os efeitos combinados dos índices de plasticidade maiores que 10 e percentagem passando na peneira #200, maiores que 15, estão refletidos nos valores dos índices do grupo de 0 a 4.
- Grupo A-3 – areia fina de praia ou de deserto, sem silte ou argila, ou possuindo pequena quantidade de silte não plástico; inclui também misturas de areia fina mal graduada e quantidades limitadas de areia grossa e pedregulho depositados pelas correntes.
- Grupo A-4 – solo siltoso não plástico, ou moderadamente plástico, possuindo, geralmente, 5% ou mais passando na peneira #200. Inclui também misturas de solo fino siltoso com até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira #200. Os valores dos índices do grupo vão de 1 a 8, as percentagens crescentes de material grosso, dando origem a valores decrescentes para os índices de grupo.
- Grupo A-5 – solo semelhante ao do grupo A-4, exceto que ele é, geralmente, de caráter diatomáceo⁹ ou micáceo, altamente elástico, conforme indica seu elevado LL. Os valores dos índices do grupo vão de 1 a 12; esses valores crescentes revelam o efeito combinado do aumento dos LL e das percentagens decrescentes de material grosso.

⁹ Certas regiões do fundo marinho contêm carapaças de diatomáceas acumuladas ao longo de milhares de anos, formando camadas rochosas compactas conhecidas como terras de diatomáceas ou diatomito, rocha sedimentar. Por ser constituído de carapaças vitrificadas muito pequenas, o diatomito tem granulidade finíssima, sendo por isso empregado como matéria-prima de polidores e também na confecção de filtros e isolantes. Terras de diatomáceas são utilizadas desde a antiguidade como material de construção, geralmente misturadas à cal. Exemplos de obras construídas com terras de diatomáceas e que ainda se conservam são os aquedutos de Roma, os portos de Alexandria e o canal de Suez. Fonte: Wikipédia, 2019.

- Grupo A-6 – solo argiloso, plástico, tendo, geralmente, 75% ou mais de material passando na peneira #200. Inclui também misturas de solos finos argilosos, podendo conter até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira #200. Solos deste grupo comumente sofrem elevada mudança de volume entre os estados seco e úmido. Os valores dos índices do grupo vão de 1 a 16, esses valores crescentes mostram o efeito combinado do aumento dos índices de plasticidade e diminuição dos materiais grossos.
- Grupo A-7 – solo semelhante ao do grupo A-6, com a diferença de que possui as características de alto LL do grupo A-5, podendo ainda ser elástico e estar sujeito a elevada mudança de volume. Os valores dos índices do grupo vão de 1 a 20; este aumento indica o efeito combinado de crescimento dos LL e dos IP, bem como a diminuição dos materiais grossos.
 - Subgrupo A-7-5 – solos IP moderado em relação ao LL, podendo ser altamente elástico e sujeito a elevadas mudanças de volume.
 - Subgrupo A-7-6 – solos com elevados IP em relação aos LL, estando sujeitos a elevadas mudanças de volume.

A Classificação feita pelo SUCS se baseia na identificação dos solos de acordo com suas propriedades de textura e plasticidade agrupando-os de acordo com seu comportamento quando usados em aeroportos, estradas, aterros e fundações. São considerados ainda percentagens de pedregulhos, areia e finos passantes na peneira #200 (silte e argila), forma da curva granulométrica, plasticidade e compressibilidade.

A propriedade textura é definida pela granulometria, usada nesse sistema, segundo DNIT (IPR-719, 2006), com a seguinte escala (Tabela 13):

Tabela 13. Escala Granulométrica do SUCS. Fonte: DNIT IPR-719. (modificado).

Material	Escala	
Pedras	acima de 3"	(76 mm)
Cascalho grosso	3" – ¾"	(76 mm – 19 mm)
Cascalho fino	¾" – #4	(19 mm – 4,76 mm)
Areia grossa	#4 – #10	(4,76 mm – 2 mm)
Areia média	#10 – #40	(2mm – 0,43 mm)
Areia fina (limo ou mó)	#40 – #200	(0,42 mm – 0,076)
Finos (silte e argila)	passante na #200	(menor que 0,075 mm)

Para facilitar o trabalho de campo, criou-se símbolos de identificação para a natureza do solo e para o valor prático das indicações que esta classificação proporciona aos ramos da engenharia de solos, a saber: na Tabela 14 a terminologia e na Tabela 15 o significado para os grupos.

Tabela 14. Terminologia usada no SUCS. Fonte: DNIT IPR-719. (modificado).

Símbolos	Significado	
G	<i>Gravel</i>	cascalho, pedregulho
S	<i>Sand</i>	areia
C	<i>Clay</i>	argila
W	<i>Well graded</i>	bem graduado
P	<i>Poor graded</i>	mal graduado
F	<i>finer</i>	finos passantes na #200
M	<i>fine</i>	areia fina (mó ou limo)
O	<i>organic</i>	matéria orgânica
L	<i>Low liquid limit</i>	LL baixo
H	<i>High liquid limit</i>	LL alto
Pt	<i>Peat</i>	turfa

Tabela 15. Grupos de Solos do SUCS. Fonte: DNIT IPR-719. (modificado).

Símbolos	Significado para os Grupos
GW	Cascalho bem graduado, cascalho e areia sem muitos finos
GP	Cascalho mal graduado, cascalho e areia sem muitos finos
GM	Cascalho siltoso com areia
GC	Cascalho argiloso com areia
SW	Areia bem graduada com cascalho e sem muitos finos
SP	Areia mal graduada com cascalho e sem muitos finos
SM	Areia siltosa, mistura de areia e silte ou limo
SC	Areia argilosa, mistura de areia e argila
ML	Material siltoso e areias muito finas, pó-de-pedra, areias finas siltosas ou argilosas ou siltes argilosos com baixa plasticidade
CL	Argilas magras, argilas de plasticidade baixa ou média, argilas com cascalho, areia ou silte
OL	Siltes orgânicos, argilosos ou não, com baixa plasticidade
MH	Siltes, limos, areias finas micáceas ou diatomáceas, solos siltosos, siltes elásticos
CH	Argilas gordas, de plasticidade média ou alta
OH	Argilas orgânicas de plasticidade média ou alta, siltes orgânicos
Pt	Turfa e outros solos altamente orgânicos

A propriedade plasticidade é demonstrada no Gráfico de Plasticidade (Figura 16) idealizado pelo professor Artur Casagrande¹⁰.

O gráfico é um diagrama cartesiano com limite de liquidez (LL) no eixo das abcissas e o índice de plasticidade (IP) no eixo das ordenadas, nos quais são traçadas duas linhas, uma reta inclinada – linha "A" –, e a outra vertical com LL=50. A linha "A" representa uma importante fronteira empírica entre as argilas tipicamente sem matéria orgânica (CL e CH) das outras. A linha vertical LL = 50 separa os siltes e argilas, com baixo LL, daqueles que têm LL alto. Na parte inferior do gráfico, abaixo de LL=50, com aproximadamente IP entre 4 e 7, há considerável superposição nas propriedades dos solos argilosos e dos siltosos. Por esse motivo, a linha "A" nessa zona transforma-se numa área, e os solos aí situados são classificados como limítrofes.

¹⁰ Artur Casagrande (28/08/1902–06/09/1981), engenheiro civil austro-estadunidense filho de portugueses. Considerado um dos pais da Mecânica dos Solos. Teve contribuições fundamentais no avanço dos métodos de ensaio geológicos e geotécnicos, no estudo da liquefação dos solos e percolação de água em solos. Fonte Wikipédia, 2019.

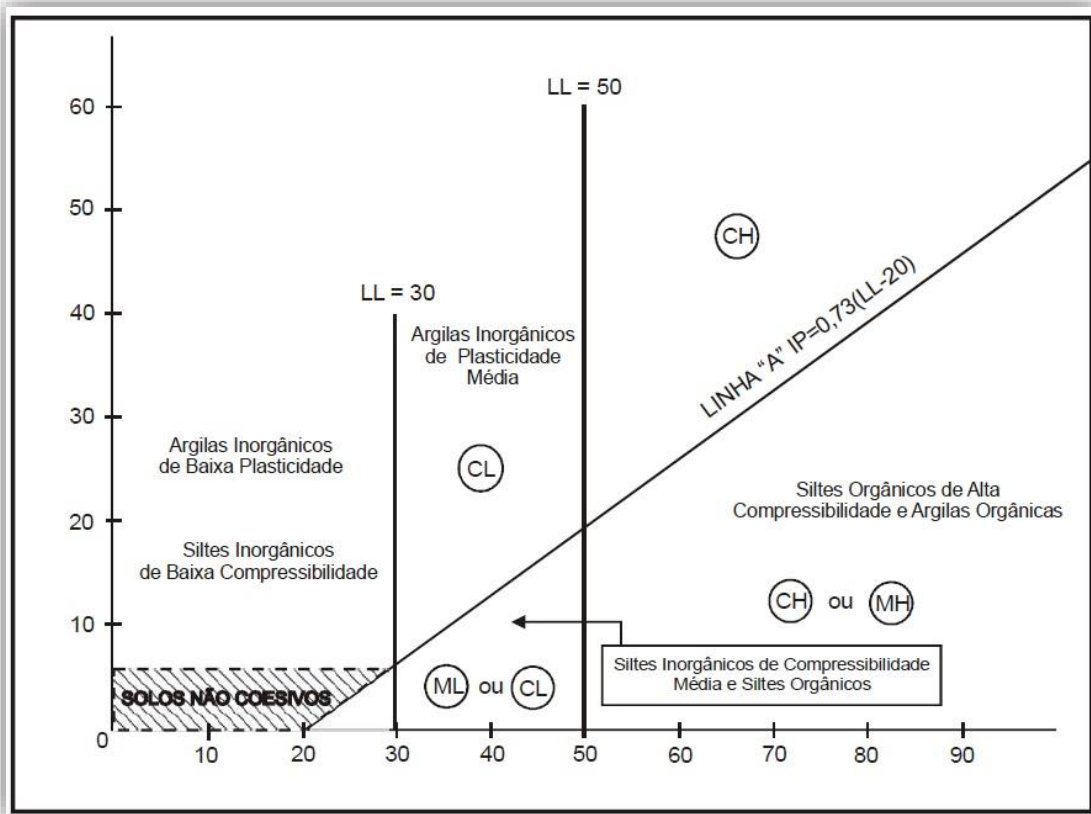


Figura 16. Gráfico de Plasticidade de Casagrande. Fonte: DNIT IPR-719.

Ainda segundo DNIT (IPR, 2006), a experiência tem demonstrado que a compressibilidade é aproximadamente proporcional ao LL, e que os solos com o mesmo LL têm aproximadamente a mesma compressibilidade, supondo que os outros fatores sejam essencialmente os mesmos. Verificou-se ainda que nos solos com o mesmo LL, quando cresce o IP, crescem também as características coesivas e diminui a permeabilidade.

Cabe salientar que a plasticidade é justamente o que permite separar silte (baixa plasticidade) da argila (alta plasticidade).

A Tabela 16 apresenta a classificação conforme o SUCS.

Tabela 16. Sistema Unificado de Classificação de Solos. Fonte: DNIT IPR-719.

SOLOS DE GRADUAÇÃO GROSSA: mais de 50% retido na peneira nº 200	Pedregulhos: 50% ou mais da fração graúda retida na peneira nº 4	Pedregulho sem finos	GW	Pedregulhos bem graduados ou misturas de areia de ped.com pouco ou nenhum fino.
			GP	Pedregulhos mau graduados ou misturas de areia e ped.com pouco ou nenhum fino.
		Pedregulho com finos	GM	Pedregulhos siltosos ou misturas de ped.areia e silte.
			GC	Pedregulhos argilosos, ou mistura de ped.areia e argila.
	Areias: 50% ou mais da fração graúda passando na peneira nº 4	Areias sem finos	SW	Areias bem graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
			SP	Areias mau graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
		Areias com finos	SM	Areias siltosas - Misturas de areia e silte.
			SC	Areias argilosas - Misturas de areia e argila.
SOLOS DE GRADUAÇÃO FINA: 50% ou mais passando pela peneira nº 200	SILTES e ARGILAS com $LL \leq 50$	ML	Siltos inorgânicos - Areias muito finas - Areias finas siltosas e argilosas.	
		CL	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade - Argilas pedregulhosas, arenosas e siltosas.	
		OL	Siltos orgânicos - Argilas siltosas orgânicas de baixa plasticidade.	
	SILTES e ARGILAS com $LL > 50$	MH	Siltos - Areias finas ou siltos micáceos - Siltos elásticos.	
		CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade.	
		OH	Argilas orgânicas de alta e média plasticidade.	
	Solos Altamente Orgânicos		PT	Turfas e outros solos altamente orgânicos.

Como se pode observar, no SUCS os solos são divididos em solos: de granulometria grossa (50% retidos na #200); granulometria fina (50% passante na #200); e os altamente orgânicos. Para um aprofundamento maior nessa classificação consultar o manual do DNIT IPR-719 de 2006.

A classificação MCT, como a própria sigla sugere: “Miniatura, Compactado, Tropical”, é um sistema criado por Nogami¹¹ e Villibor¹² (Villibor, 2009) especialmente para estudo de solos tropicais e está baseada em propriedades mecânicas e hídricas obtidas de corpos de prova compactados com dimensões reduzidas. Essa sistemática é recomendada para solos tropicais que passam integralmente, pelo menos 90%, na peneira de abertura de dois milímetros. Villibor observa que esse tipo de solo, predominante no estado de São Paulo e em outras regiões tropicais, em quase sua totalidade satisfazem essa condição.

¹¹ Job Shuji Nogami, engenheiro, doutor em Geotecnia Rodoviária e Solos Residuais, membro do grupo de pesquisa de uso de solos arenosos (DNIT), Professor assistente doutorado da USP. Fonte: Portal da Tecnologia.

¹² Douglas Fadul Villibor, engenheiro, doutor em transportes (estradas e aeroportos), mestre em utilização de solo arenoso fino na execução de bases para pavimento de baixo custo, docente do Departamento de Vias de Transporte e Topografia da EESC-USP, pesquisador e especialista em desenvolvimento de metodologias para pavimentos de baixo custo. Fonte: Portal da Tecnologia.

Os solos tropicais são separados em duas grandes classes: os que têm comportamento laterítico¹³ e os de comportamento não laterítico. De acordo com a classificação MCT, os solos lateríticos e saprolíticos podem pertencer aos seguintes grupos:

- os que tem comportamento laterítico:
 - LA – areia laterítica quartzosa;
 - LA' – solo arenoso laterítico;
 - LG' – solo argiloso laterítico;
- os que não tem comportamento laterítico (os saprolíticos):
 - NA – areias, siltes e misturas de areias e siltes com predominância de grão de quartzo e/ou mica, não laterítico;
 - NA' – misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico (solos arenosos);
 - NS' – solo siltoso não laterítico;
 - NG' – solo argiloso não laterítico.

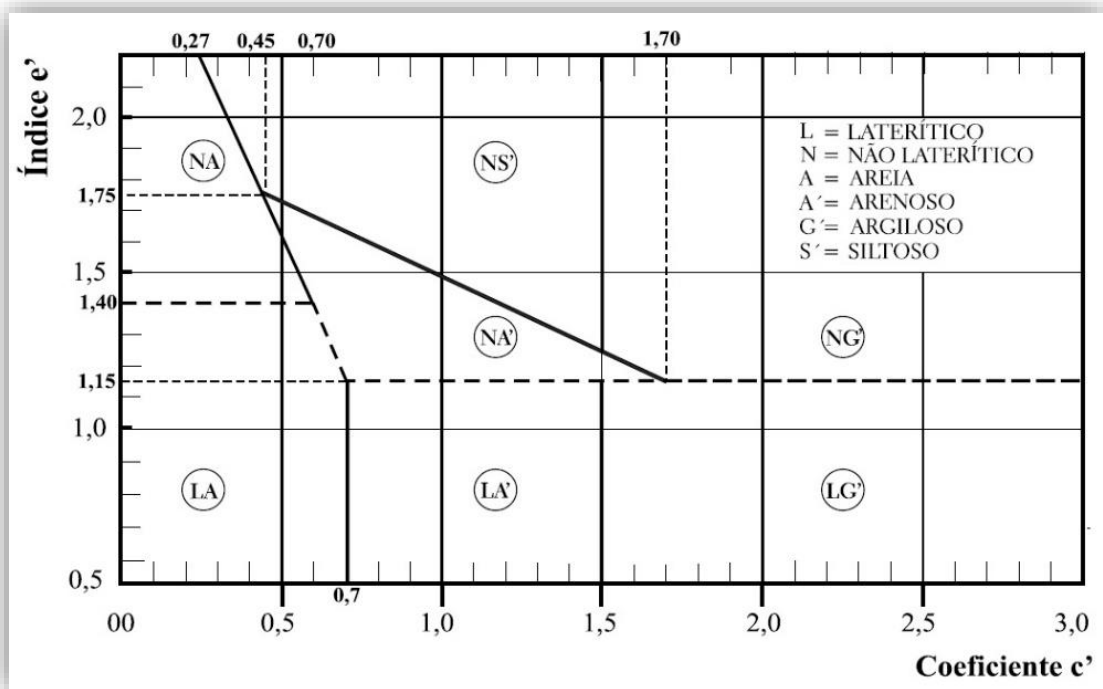


Figura 17. Gráfico da classificação de solos MCT. Fonte: Villibor, 2009.

¹³ O comportamento laterítico advém do processo de laterização, tipo de intemperismo químico (queimadas, desmatamentos), que consiste no enriquecimento da superfície por óxidos hidratados de ferro ou alumínio, aumentando a concentração de caulinita, argilomineral composto justamente por esses óxidos. Fonte: Brasil Escola, 2019.

O gráfico (Figura 17) foi elaborado a partir do coeficiente de deformabilidade c' , no eixo das abscissas, e do coeficiente angular e' , no eixo das ordenadas. O coeficiente c' e d' são obtidos com o ensaio Mini-MCV¹⁴.

O coeficiente c' , para a classificação de solos, é obtido por meio do coeficiente angular da parte retilínea da curva de deformabilidade que mais se aproxima do valor Mini-MCV igual a 10. Este coeficiente indica a argilosidade do solo, ou seja, um c' elevado (acima de 1,5) caracteriza as argilas e solos argilosos, enquanto valores baixos (abaixo de 1,0) caracterizam as areias e os siltes não plásticos ou pouco coesivos. No intervalo entre 1,0 e 1,5 situam-se diversos tipos de solos, como areias siltosas, areias argilosas, argilas arenosas e argilas siltosas.

O coeficiente e' é calculado a partir do coeficiente d' (inclinação da parte retilínea do ramo seco da curva de compactação, correspondente a 12 golpes do ensaio de Mini-MCV) e da perda de massa por imersão P_i (porcentagem da massa desagregada em relação à massa total do ensaio quando submetida à imersão em água, obtida pelo ensaio de perda de massa por imersão), expresso pela expressão:

$$e' = \sqrt[3]{\left(\frac{20}{d'}\right) + \left(\frac{P_i}{100}\right)} \quad \text{Equação 7}$$

A sistemática pode ser melhor compreendida observando o fluxograma abaixo (Figura 18).

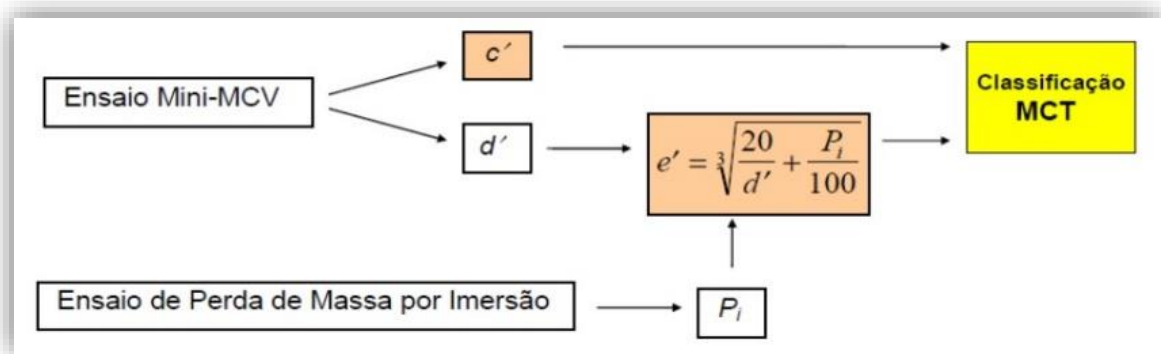


Figura 18. Fluxograma da sistemática MCT. Fonte: Suporte Solos - Sondagens e Investigações, 2019.

Para um aprofundamento maior, consultar Villibor (2009, item 3.2 Sistemática MCT).

¹⁴ O ensaio Mini-MCV é aquele em que a compactação é efetuada em um equipamento miniatura, no qual para cada teor de umidade, aplicam-se de maneira padronizada, energias crescentes, até conseguir uma densidade máxima. Tudo de acordo com o que estabelece o Método de Ensaio ME-53 da PCR - "Ensaio de Compactação de Solos com Equipamento Miniatura", correspondente ao método M191/88 do DER-SP.

2.2.3 Comportamento do Solo

A diversidade de solos na crosta terrestre é bastante grande o que dá à Mecânica dos Solos características peculiares em comparação com outras ciências da Engenharia (Pinto, 2006).

Na Mecânica dos Solos são desenvolvidos modelos de comportamento que os representam bem em determinadas condições, mas somente nestas condições, ou seja, não representam a totalidade das situações, por exemplo, no caso das argilas, os modelos se referem a solos simplificados, como os solos sedimentares, saturados, sem estrutura. Esses modelos servem de ponto de partida para estudos mais aprofundados incorporando a estes aqueles conhecimentos simplificados.

Alguns modelos estudados dizem respeito à solos estruturados e cimentados, solos residuais, solos não saturados, solos colapsíveis, solos expansivos e solos compactados.

Os solos estruturados e cimentados são solos que possuem ligações aglomerantes que agem como se fossem cola, ou seja, substâncias cimentantes nos contatos intergranulares, para depois mobilizar o atrito, essa parcela de resistência é a coesão natural. Ela se distingue fisicamente da coesão considerada para as argilas, que é resultante da pressão neutra negativa – tratadas como coesão aparente.

Ainda segundo Pinto (2006), todos os solos apresentam algum grau de cimentação. Nos solos sedimentares saturados, ela pode ser muito pequena por efeito das forças físico-químicas naturais dos minerais. Em outros tipos de solos, a cimentação pode exercer um papel fundamental.

Os solos sedimentares acima do lençol freático sofrem a ação da água na percolação, tanto por infiltração das águas de chuva, como pela elevação por capilaridade da água do lençol. Essas águas dissolvem alguns sais presentes e os depositam em nova estrutura química quando se evaporam; as argilas variegadas são um exemplo desse fenômeno.

Há ainda outro efeito de cimentação que é aquele encontrado em solos residuais, efeito este decorrente das próprias ligações químicas remanescentes da rocha original, em que a intensidade cimentante decorre do grau de evolução do solo. Esses efeitos de cimentação manifestam-se na resistência dos solos.

Todos os tipos de rocha formam solo residual. Sua composição depende do tipo e da composição mineralógica da rocha original que lhe deu origem, por exemplo, a decomposição de basaltos forma um solo típico conhecido como terra-roxa, de cor marrom-chocolate e composição argila-arenosa. Já a desintegração e a decomposição de arenitos ou quartzitos irão formar solos arenosos constituídos de quartzo. Rochas metamórficas do tipo filito (constituído de micas) irão formar um solo de composição argilosa e bastante plástico.

Essa variedade de origem, em certos casos, dificulta a determinação de características próprias por meio de ensaios laboratoriais, pois corpos de prova podem ter diferentes resultados dependendo de sua origem. Entretanto, segundo Pinto (2006), ao se analisar grandes massas desses solos, notam-se características semelhantes que podem ser associados a parâmetro médios de comportamento como, por exemplo, os parâmetros de resistência.

Uma outra característica dos solos residuais é sua anisotropia, resultante da anisotropia da rocha-mãe, ou seja, se a rocha-mãe apresenta propriedades físicas conforme a direção cristalográfica considerada, o solo residual também apresentará propriedades físicas diferentes conforme diferentes direções.

Os solos não saturados não é um tipo específico e sim uma condição em que se encontra muito significativa a de saturação. Essa condição é muito observada em solos tropicais, como os encontrados na maior parte do Brasil.

Segundo Carvalho [et. al., 2015] essa condição torna inadequada a utilização de conceitos e teorias iniciais da Mecânica do Solos clássica, que foram criados para ambientes secos ou saturados. Nesses maciços terrosos não saturados, os fluidos nos vazios entre as partículas sólidas condicionam os fenômenos relacionados ao estado não saturado e modificam os comportamentos mecânico, volumétrico e hidráulico.

Baixos valores de saturação torna a parte gasosa do solo contínua e a parte líquida filmes delgados na superfície das partículas sólidas (umidade higroscópica); conforme o grau de saturação aumenta a parte líquida começa a ser contínua; para saturação elevada a parte líquida torna o ar ocluso no maciço.

Esse comportamento torna o solo problemático, visto que variações de saturação normalmente ocorrem e isso fará com que o maciço se expanda, se colapse, se reduza, alterando assim a sua resistência.

Para um conhecimento mais aprofundado, Pinto (2006) apresenta em seu livro um estudo dessa condição para as argilas e os melhores ensaios, para cada condição, a serem utilizados para se obter a resistência do solo.

Solos colapsíveis são solos não saturados que apresentam uma considerável e rápida compressão quando submetidos a um aumento de umidade sem que varie a tensão total a que estejam submetidos (Pinto, 2006). O fenômeno da colapsividade é geralmente estudado por meio de ensaios de compressão edométrica (ensaio de adensamento lateralmente confinado), veja Figura 19 abaixo:

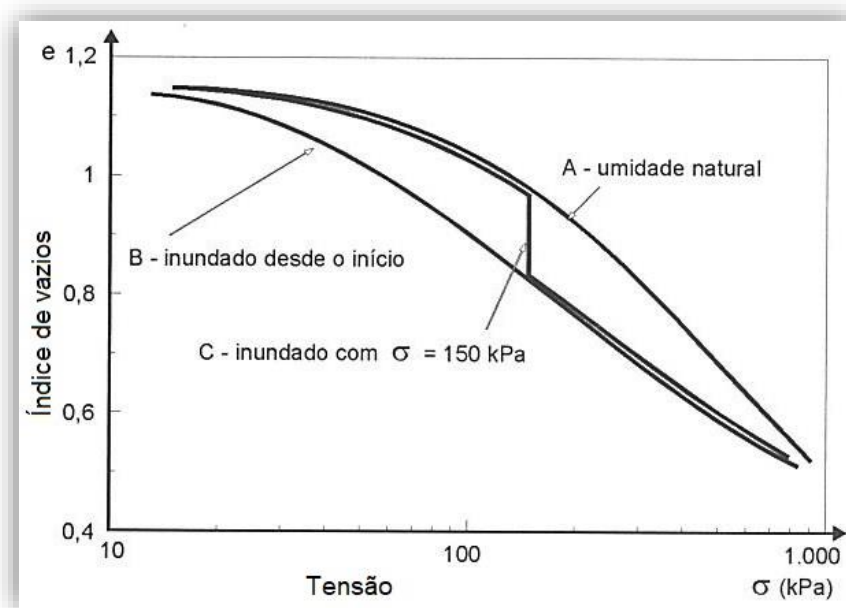


Figura 19. Ensaio de compressão edométrica de um solo colapsível. Fonte (Pinto, 2006).

O colapso, a perda de resistência, deve-se à destruição dos meniscos capilares, responsáveis pela diminuição da tensão de sucção, ou a um amolecimento do cimento natural que mantinha as partículas e as agregações de partículas unidas. No Brasil, solos colapsíveis são bastante frequentes (p.e.: argilas porosas vermelhas); em encostas, a inundação se manifesta pelos escorregamentos dos taludes; em terrenos planos onde se apoiam fundações, com solo confinado, ocorrem deformações verticais acentuadas.

Os solos expansivos também fazem parte de solos não saturados, porém têm um comportamento contrário aos solos colapsíveis, ou seja, quando submetidos a saturação apresentam expansão e se contraem quando ressecam. Uma característica marcante é a presença de argilo-minerais expansivos, especialmente as montmorilonitas.

Os solos compactados também são uma parte de solos não saturados variando por isso sua estrutura, e por conseguinte seu comportamento, de acordo com o processo de compactação e da umidade de compactação dos quais resultam características próprias como o peso específico seco, o grau de saturação e a estrutura do solo.

A compactação é um processo para melhorar as propriedades do solo através da redução dos seus vazios pela aplicação de pressão, impacto ou vibração. Esse processo torna o maciço mais homogêneo, como é o caso de aterros. Com a diminuição dos vazios do solo, espera-se um aumento do peso específico aparente, uma redução da variação dos teores de umidade, da compressibilidade e da permeabilidade e um aumento da resistência ao cisalhamento e à erosão.

2.2.4 Ensaios Mais Comuns e Investigações Geotécnicas

Os ensaios, laboratoriais e de campo, são os instrumentos que nos permitem conhecer determinado solo que será de interesse nas obras de engenharia. O conhecimento das características e parâmetros do solo é fundamental para a escolha de qual tipo de fundação será utilizado, assim, destaca-se alguns ensaios mais corriqueiros e que se encaixam na proposta desse trabalho.

O primeiro ensaio a ser considerado é o de granulometria que pode ser regido pela ABNT NBR7181:2016 (versão corrigida em 28/05/2018) ou pelas normas do DNIT nomeadas: DNER-ME 051/94 e DNER-ME 080/94. Ele consiste em determinar as percentagens, em peso, dos diferentes diâmetros da parte seca do solo.

Essa análise granulométrica determina as percentagens, em peso, das diferentes frações constituintes da parte sólida do solo, sendo a peneira #200 (0,075 mm) o divisor entre a análise feita pelo peneiramento e a feita por sedimentação.

Para amostra de solo retida na #200 o ensaio é feito com uma série de peneiras padronizadas, sendo as mais utilizadas:

- #200 (0,075 mm);
- #100 (0,15 mm);
- #40 (0,42 mm);
- #10 (2,09 mm);
- #4 (4,8 mm);

- 3/8” (9,5 mm);
- 3/4” (19,1 mm);
- 1” (25,4 mm);
- 1 1/2” (38,1 mm);
- 2” (50,8 mm).

Pesam-se as quantidades retiradas em cada peneira e calculam-se as porcentagens passante cada peneira.

O roteiro pode ser expresso assim: pesa-se uma amostra representativa do solo, em torno de 1500g, tem-se, então, o peso de amostra úmida; passa-se toda a amostra na #10; a fração retida será lavada na #10, para eliminar todo o material fino aderente às partículas de solo; transfere-se o solo lavado para uma cápsula e seca-se a temperatura de 105 °C a 110 °C; faz-se, então o peneiramento do solo até a #10; da fração que passa na #10 toma-se cerca de 100 g para o peneiramento fino (das peneiras #10 à #200), e cerca de 50 g para determinação da umidade higroscópica; lava-se a amostra destinada ao peneiramento fino na #200, seca-se a parte retida, em estufa a 105 °C a 110 °C, procedendo-se, então, ao peneiramento entre as peneiras #10 e #200.

Para amostra de solo passante na #200 o ensaio é feito pelo método da sedimentação contínua em meio líquido. Método este baseado na lei de Stokes, a qual estabelece uma relação entre o diâmetro das partículas e a sua velocidade de sedimentação em um meio líquido de viscosidade e peso específico conhecidos. Isolando-se o diâmetro tem-se:

$$d = \sqrt{\frac{1800n \cdot a}{\gamma_g - \gamma_a \cdot t}} \quad \text{Equação 8}$$

Sendo: d (mm): diâmetro equivalente da partícula, isto é, o diâmetro de uma esfera de mesmo peso específico e que sedimenta com a mesma velocidade;

n (g/cm²): coeficiente de viscosidade do meio dispersor (água);

γ_g (g/cm³): peso específico das partículas de solo;

γ_a (g/cm³): peso específico do meio dispersos (água);

a (cm): altura de queda das partículas, correspondentes à leitura do densímetro;

t (s): tempo de sedimentação.

A percentagem do material ainda não sedimentado é dado por:

$$Q = \alpha \frac{\gamma_g}{\gamma_g - 1} \cdot \frac{L_c}{P_s} \quad \text{Equação 9}$$

Sendo Q = percentagem de solo em suspensão no instante da leitura do densímetro;

α = porcentagem de material que passa na #10 (2 mm);

L_c = Leitura corrigida do densímetro ($L_c = L + \Delta L$; em que L é a decimal da leitura na parte superior do menisco multiplicada por 103 e ΔL a correção);

P_s (g) = peso do solo seco usado na suspensão.

Para um aprofundamento maior, consultar (DNER-ME 051/94 e DNER-ME 080/94).

O roteiro pode ser expresso assim: com a fração da amostra representativa do solo que passa na #10, toma-se cerca de 120 g, no caso de solos arenosos, ou cerca de 70 g, no de solos siltsos ou argilosos; coloca-se em um recipiente com água destilada, devendo o solo permanecer em imersão durante 18 horas; passado este tempo, adicionam-se 20 cm de defloculante e leva-se ao dispersor; transfere-se o solo dispersado para uma proveta de capacidade de 1000 ml; completa-se o volume adicionando água destilada até o traço indicando 1000 ml; agita-se, deposita-se a proveta e faz-se as leituras densimétricas de acordo com os tempos especificados para o ensaio de sedimentação, que são: 30 segundos, 1 minuto, 2 minutos, 4 minutos, 8 minutos, 15 minutos, 30 minutos, 60 minutos, 240 minutos e 1500 minutos; terminando o ensaio de sedimentação, lava-se o solo na #200, seca-se em estufa à temperatura de 105 °C a 110 °C, procedendo-se ao peneiramento compreendido entre as peneiras #10 e #200.

Para o cálculo da granulometria por sedimentação é necessário conhecer o peso específico dos grãos do solo. O ensaio para determinação do peso específico dos grãos do solo é realizado com um picnômetro de 500 ml e usando a fração da amostra representativa do solo que passa na #10 e coloca-se em uma cápsula com água destilada em quantidade suficiente para se obter pasta fluida. Coloca-se a pasta no dispersor e liga-se este durante 15 minutos; transfere-se a amostra para o picnômetro e junta-se água destilada até aproximadamente metade de seu volume; faz-se vácuo no picnômetro durante 15 minutos, no mínimo, para extrair o ar contido na amostra e, em seguida, adiciona-se água destilada até a marca de calibração; enxuga-se o picnômetro e pesa-se, anotando-se, a seguir, a temperatura da água; tira-se, na curva de calibração, o peso do picnômetro cheio de água, para a temperatura do ensaio. O peso específico dos grãos do solo é dado pela fórmula:

$$\gamma_g = \frac{P_s}{P_s + P_a + P_{as}} \gamma_{at} \quad \text{Equação 10}$$

Sendo γ_g (g/cm³): peso específico real dos grãos do solo;

P_s (g): peso do solo seco em estufa a 105 °C - 110 °C;

P_a (g): peso do picnômetro cheio de água à temperatura t ;

P_{as} (g): peso do picnômetro, mais solo, mais água;

γ_{at} (g/cm³): peso específico da água à temperatura do ensaio (Nos ensaios correntes poder-se-á considerar $\gamma_{at} = 1$ g/cm³).

Com os valores obtidos no ensaio de sedimentação, e conhecido o peso específico dos grãos do solo, calculam-se os diâmetros d das partículas, pela lei de Stokes, para cada leitura do densímetro. A porcentagem de solo em suspensão Q no instante da leitura densimétrica é calculada pela expressão vista anteriormente. Com os valores de d e Q podemos traçar a curva granulométrica (DNIT IPR-719, págs. 31 a 35).

O ensaio do limite de liquidez (LL) indica a quantidade de água que pode ser absorvida pela fração de solo passante na #40 (42 mm). Observa-se que quanto maior o LL, maior é a compressibilidade do solo.

De acordo com a norma DNER-ME 122/94, o ensaio é realizado em um aparelho denominado aparelho de Casagrande, que consiste essencialmente de uma concha metálica que, acionada por uma manivela, golpeia a base do citado aparelho. Colocam-se os 70 g de material em uma cápsula e homogeneiza-se com adição de água, aos poucos, até resultar massa plástica; transfere-se parte da massa plástica, assim obtida, para a concha do aparelho, moldando-a de modo que, na parte central da concha, apresente uma espessura aproximada de 1 cm; com um dos cinzéis, o julgado mais aconselhável para o caso (solo arenoso, siltoso ou argiloso), divide-se a massa do solo contida na concha em duas partes, abrindo-se uma canelura em seu centro, normalmente à articulação da concha; coloca-se a concha no aparelho, procedendo-se, por meio de acionamento da manivela, o golpeamento da concha contra a base do aparelho; golpeia-se à razão de duas voltas por segundo até que as bordas inferiores da canelura se unam em 1 cm de comprimento, sendo registrado o número de golpes e retirada uma pequena quantidade de solo no ponto onde a canelura fechou, para determinação do teor de umidade.

O limite de liquidez será determinado em um gráfico de coordenadas retangulares no qual, no eixo das abcissas e em escala aritmética, são apresentadas as porcentagens de umidade e no eixo das ordenadas em escalas logarítmicas são representados os números de golpes. Os

pontos obtidos no gráfico originam uma reta. O ponto de ordenadas 25 golpes determina, no eixo das abcissas, uma umidade que é o limite de liquidez do solo ensaiado (DNIT IPR-719, pág. 36).

O ensaio do limite de plasticidade (LP) indica o teor de umidade abaixo do qual o solo passa do estado plástico para o estado semissólido, perdendo a capacidade de moldagem passando a ficar quebradiço.

De acordo com a norma DNER-ME 082/94, o ensaio é realizado com uma fração da amostra representativa do solo passante na #40 (42 mm). colocam-se cerca de 50g de solo em uma cápsula e homogeneiza-se com adição de água aos poucos, até resultar massa plástica; forma-se uma pequena bola, que será rolada sobre uma placa de vidro esmerilhada com pressão suficiente da mão, de modo a resultar a forma de cilindro; quando este atingir a 3mm (verificado com o cilindro de comparação) sem se fragmentar, amassa-se o material e procede-se como anteriormente. Repete-se a operação até que, por perda de umidade, o cilindro se fragmenta quando atingir 3 mm de diâmetro; transfere-se alguns pedaços do cilindro fragmentado para um recipiente e determina-se a umidade em estufa à temperatura de 105 °C - 110°C. Repete-se o procedimento acima referido até serem obtidos 3 valores que não difiram da respectiva média de mais de 5% (DNIT IPR-719, págs. 36 e 37).

Uma vez realizado os ensaios anteriormente comentados, pode-se calcular o Índice de Grupo (IG) que é um valor numérico, variando de 0 a 20, que retrata o duplo aspecto de plasticidade e graduação das partículas do solo. O IG é calculado pela fórmula:

$$IG = 0,2a + 0,005ac + 0,01bd \quad \text{Equação 11}$$

Sendo: a : % de material passante na #200, menos 35; se $a > 75$, então $a = 75$; se $a < 35$, então $a = 35$ (a varia de 0 a 40);

b : % de material passante #200 menos 15; se $b > 55$, então $b = 55$; se $b < 15$, então $b = 15$ (b varia de 0 a 40);

c : valor do LL-40; se LL > 60, adota-se 60, se LL < 40, adota-se 40 (c varia de 0 a 20).

d = valor do IP-10; se IP > 30, adota-se 30; se IP < 10, adota-se 10 (d varia de 0 a 20).

O ensaio Equivalente Areia (EA), realizado de acordo com a norma DNER-ME 054/94, é o que dá a relação entre a altura de areia depositada após 20 minutos de sedimentação e a

altura total de areia depositada mais a de finos (silte e argila) em suspensão, após aquele mesmo tempo de sedimentação, numa solução aquosa de cloreto de cálcio. O Equivalente de Areia é utilizado no controle de finos de materiais granulares usados em pavimentação.

O ensaio Índice de Suporte Califórnia (ISC), também conhecido por CBR (*California Bearing Ratio*), realizado de acordo com a norma DNER-ME 049/94, consiste na determinação da relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num corpo-de-prova de solo, e a pressão necessária para produzir a mesma penetração numa brita padronizada. O valor dessa relação, expressa em percentagem, permite determinar, por meio de equações empíricas, a espessura de pavimento flexível necessária, em função do tráfego.

O manual do DNIT (IPR-719, 2006, págs. 37 à 40) traz, em linhas gerais, a sequência para a execução deste ensaio:

- a) Compacta-se no molde o material, em cinco camadas iguais de modo a se obter uma altura total de solo com cerca de 12,5 cm, após a compactação. Cada camada recebe 12 golpes do soquete (caso de materiais para subleito), 26 ou 55 (caso de materiais para sub-base e base), caindo de 45,7 cm, distribuídos uniformemente sobre a superfície da camada. O peso do soquete é de 4,5 kg.
- b) Após a compactação, rasa-se o material na altura exata do molde e retira-se do material excedente da moldagem uma amostra representativa com cerca de 100g para determinar a umidade.
- c) Compactam-se outros corpos-de-prova com teores crescentes de umidade, tantas vezes quantas necessárias para caracterizar a curva de compactação.
- d) Colocam-se os corpos-de-prova imersos em água durante quatro dias.
- e) A penetração dos corpos-de-prova é feita numa prensa para ISC, a uma velocidade constante de 0,05 pol/min.
- f) Traça-se a curva pressão-penetração conforme é mostrado na Figura 20. Caso exista um ponto de inflexão, traça-se uma tangente à curva nesse ponto até que ela intercepte o eixo das abcissas; a curva corrigida será então essa tangente mais a porção convexa da curva original, considerada a origem mudada para o ponto em que a tangente corta o eixo das abcissas. Seja c a distância desse ponto à origem dos eixos. Soma-se às abcissas dos pontos correspondentes as penetrações de 0,1 e 0,2 polegadas a distâncias c . Com isso obtêm-se, na curva traçada, os valores correspondentes das novas ordenadas, que representam os valores das pressões corrigidas para as penetrações referidas.

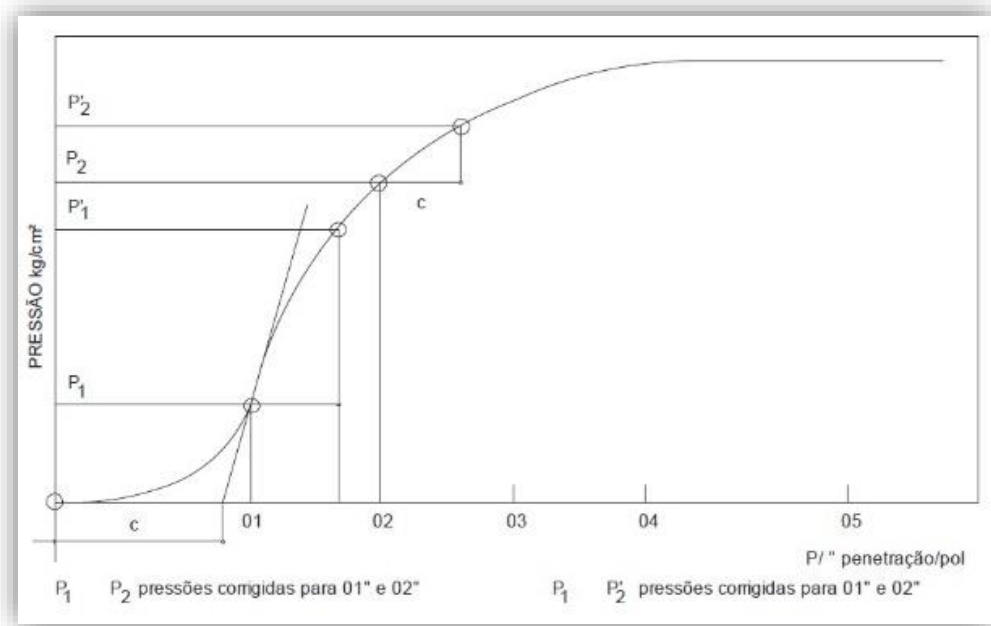


Figura 20. Curva pressão - penetração. Fonte: DNIT IPR-719, 2009.

- g) O índice CBR, em porcentagem, para cada corpo-de-prova é obtido pela fórmula:

$$CBR = \frac{\text{Pressão calculada ou pressão corrigida}}{\text{Pressão padrão}} \quad \text{Equação 12}$$

Adota-se para o índice CBR o maior dos valores obtidos nas penetrações de 0,1 e 0,2 polegadas.

- h) Para o cálculo do índice final, registram-se de preferência, na mesma folha em que se representa a curva de compactação, usando a mesma escala das unidades de moldagem, sobre o eixo das ordenadas, os valores dos CBR obtidos, correspondentes aos valores das unidades que serviram para a construção da curva de compactação. O valor da ordenada desta curva, correspondente à umidade ótima já verificada, mostra o CBR (Figura 21).

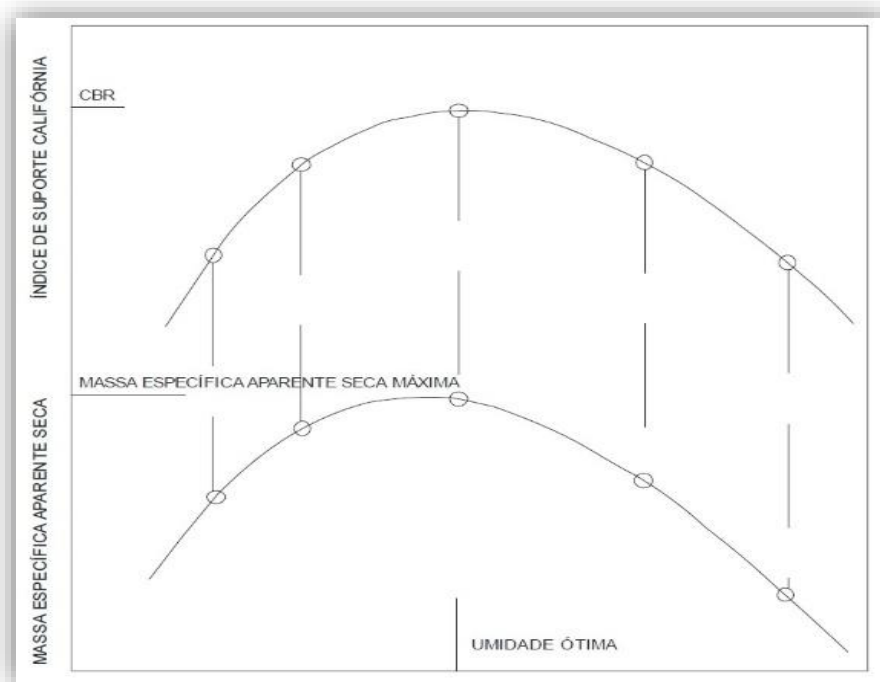


Figura 21. Curva de massa específica - umidade e CBR-umidade. Fonte: DNIT IPR-719, 2006.

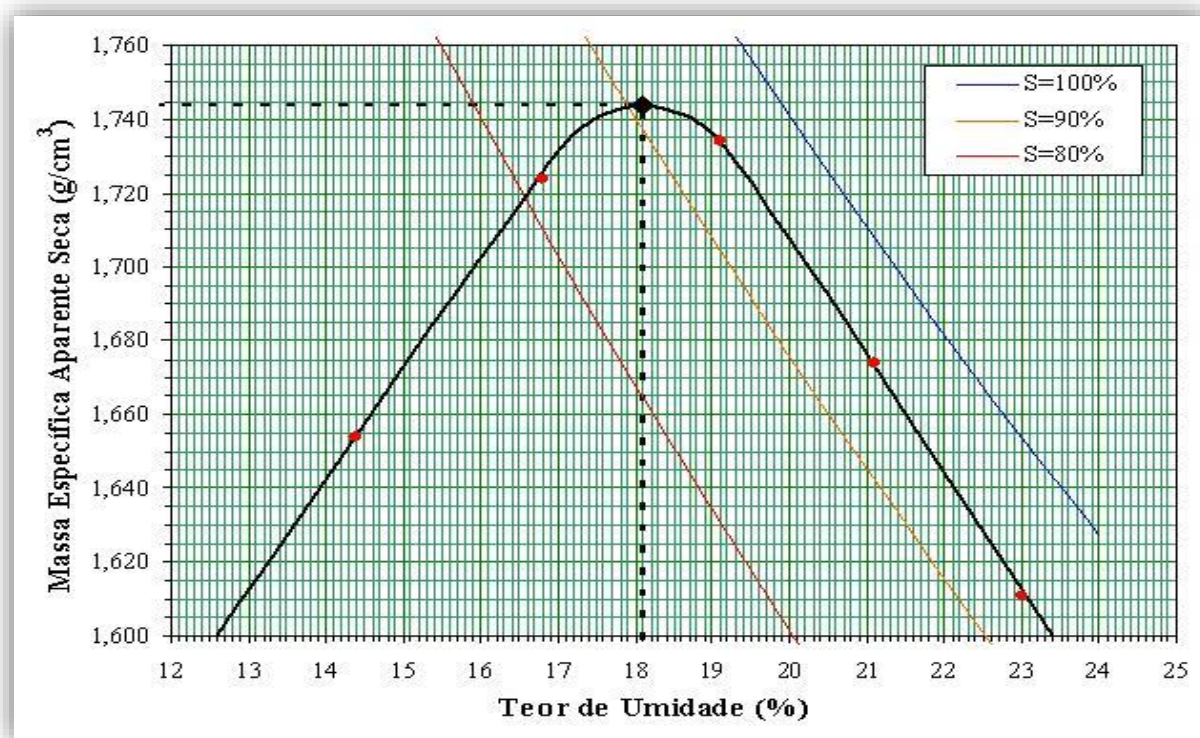


Figura 22. Curva de Compactação. Fonte Wikipédia, 2019).

O ensaio de compactação, também conhecido como Ensaio Normal de Proctor¹⁵, determina a umidade e a respectiva massa específica aparente seca de um solo que melhor resiste ao cisalhamento e à erosão. Para garantir a melhora dessas propriedades é preciso atingir uma umidade tal que garanta a máxima compactação – a umidade ótima (h_{ot})–, qualquer percentagem de umidade a mais ou a menos não irá proporcionar a otimização da compactação, ou seja, a maior massa específica aparente seca ($\gamma_{s,m\acute{a}x}$). A Figura 22 exemplifica uma curva de compactação:

Padronizado pela norma DNER-ME 129/94, consiste em compactar uma amostra dentro de um recipiente cilíndrico, com aproximadamente 1000 cm³, em três camadas sucessivas, sob a ação de 25 golpes de um soquete, pesando 2,5 kg, caindo de 30 cm de altura. Repete-se esse procedimento para diferentes teores de umidade, determinando-se, para cada um deles, a $\gamma_{s,m\acute{a}x}$; obtidos esses valores traça-se a curva $\gamma_s=f(h)$, onde se obterá o ponto correspondente a $\gamma_{s,m\acute{a}x}$ e h_{ot} (Figura 22). Para o traçado da curva é conveniente a determinação de pelo menos cinco pontos, procurando-se fazer com que dois deles se encontrem no ramo seco, um próximo a umidade ótima e os outros dois no ramo úmido. A energia de compactação desse ensaio é de aproximadamente 6 kg.cm/cm³.

Evidentemente, se o esforço de compactação for outro, obter-se-ão valores diferentes para $\gamma_{s,m\acute{a}x}$ e h_{ot} . O ensaio é, pois, convencional. Proctor estudou-o para os casos práticos da época, atualmente, tendo em vista o maior peso dos equipamentos de compactação, tornou-se necessário alterar as condições do ensaio, para manter a indispensável correlação com o esforço de compactação no campo. Surgiu, assim, o ensaio modificado de Proctor modificado. Nesta nova modalidade de ensaio, embora a amostra seja compactada no mesmo molde, isto é feito, no entanto, em cinco camadas, sob a ação de 25 golpes de um peso de 4,5 kg, caindo de 45 cm de altura. A energia específica de compactação é, para este ensaio, da ordem de 25 kg x cm/cm³. Posteriormente, alguns órgãos rodoviários adotaram em seus ensaios uma energia de compactação intermediária as dos ensaios de Proctor, normal e modificado.

Há ainda outras variações do ensaio de compactação, como o que é realizado em campo e o feito com equipamento de percussão (soquete mecânico). Para maiores detalhes dessas variantes consulte DNIT (IPR-719, 2006, págs. 44 a 48) e a referida norma.

¹⁵ Metodologia desenvolvida pelo engenheiro Ralph Proctor em 1933, sendo normatizada nos Estados Unidos pela AASHO - *American Association of State Highway Officials*.

O ensaio de cisalhamento direto é o mais simples e antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento e se baseia diretamente no critério de Mohr-Coulomb. No ensaio, a amostra de solo a ser ensaiada é colocada em um recipiente bipartido, ficando metade de sua altura na parte de cima e metade na parte de baixo. Este recipiente permite o deslocamento da sua parte superior em relação a inferior, levando o solo à ruptura, que ocorrerá diretamente no plano que ocorre entre as partes dele, ou seja, na sua meia altura.

Previamente aplica-se previamente uma tensão normal (σ) ao plano principal da amostra, onde haverá a ruptura, e uma tensão paralela (τ) neste mesmo plano de ruptura, causando com isso o cisalhamento da amostra (Figura 23).

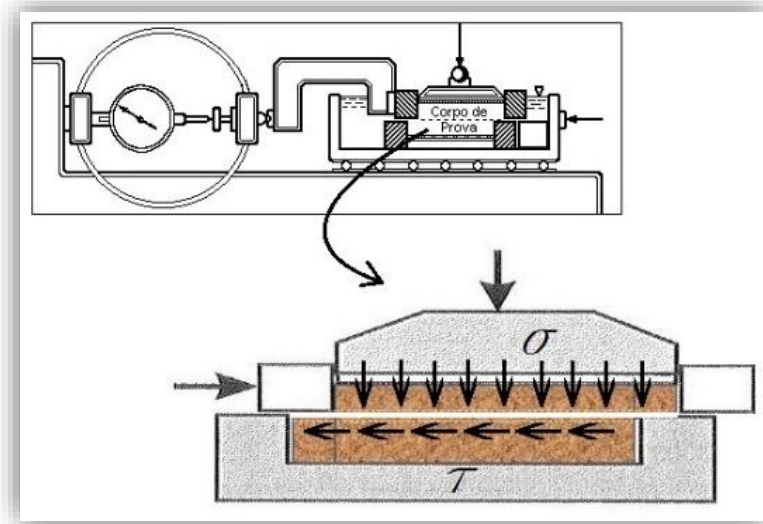


Figura 23. Cisalhamento direto. Fonte: Laboratório UFBA. (modificado).

O corpo de prova de solo pode apresentar as seguintes dimensões sendo largura, comprimento e altura, respectivamente: 51x51x25 (mm) e 102x102x25 (mm).

Segundo DAS (2007), o ensaio pode ser realizado de duas formas distintas, sendo uma por tensão controlada e outra por deformação controlada.

Quando o ensaio é realizado em tensão controlada, a força é aplicada em quantidades iguais até que se ocorra a ruptura do corpo de prova e após a aplicação do carregamento a variação na altura é medida com um extensômetro. Quando o é por deformação controlada, a força é aplicada a uma taxa constante de deslocamento cisalhante em uma metade do recipiente. Essa força resistente de cisalhamento, ou deslocamento cisalhante, pode ser medido por um anel dinamométrico ou célula de carga.

A vantagem do ensaio feito por deformação controlada é que, no caso de areia compacta, as resistências aos cisalhamentos de pico, quando ocorre a ruptura, e inferior, após a ruptura, podem ser observada e colocada em um gráfico, como mostrado na Figura 24.

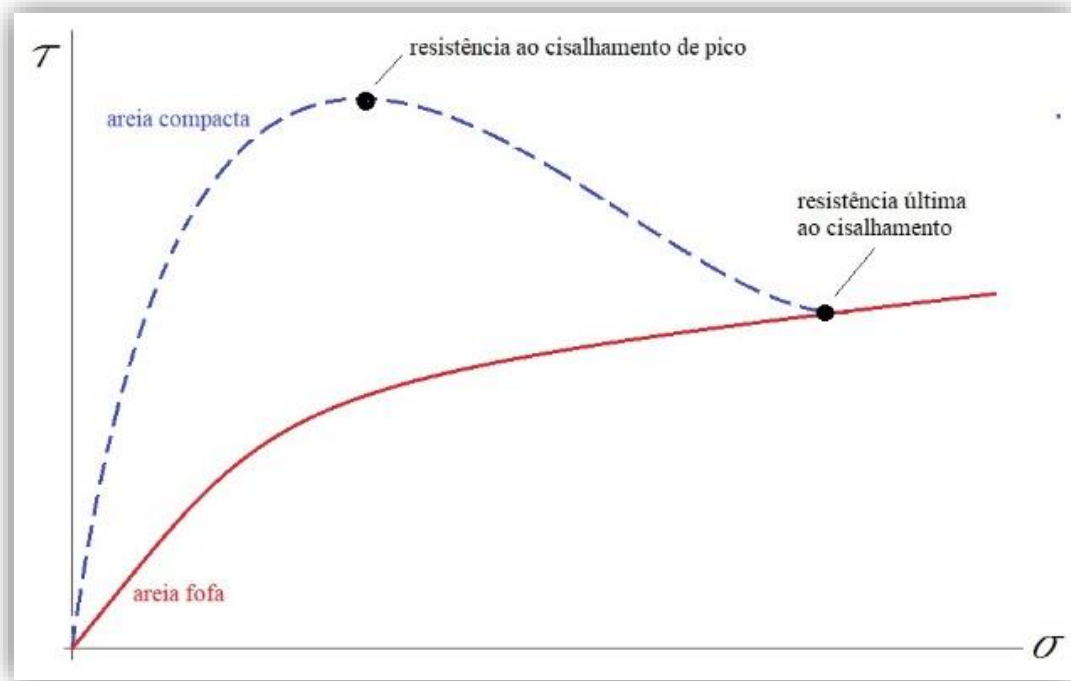


Figura 24. Gráfico tensões cisalhante e normal. Fonte: DAS (2007). (modificado).

Repetindo-se o ensaio para outras amostras, obtém-se um conjunto de pares $(\sigma ; \tau)$, que marcados em um sistema cartesiano permitem determinar ϕ (ângulo de atrito interno) e c (coesão do solo), ver Figura 25.

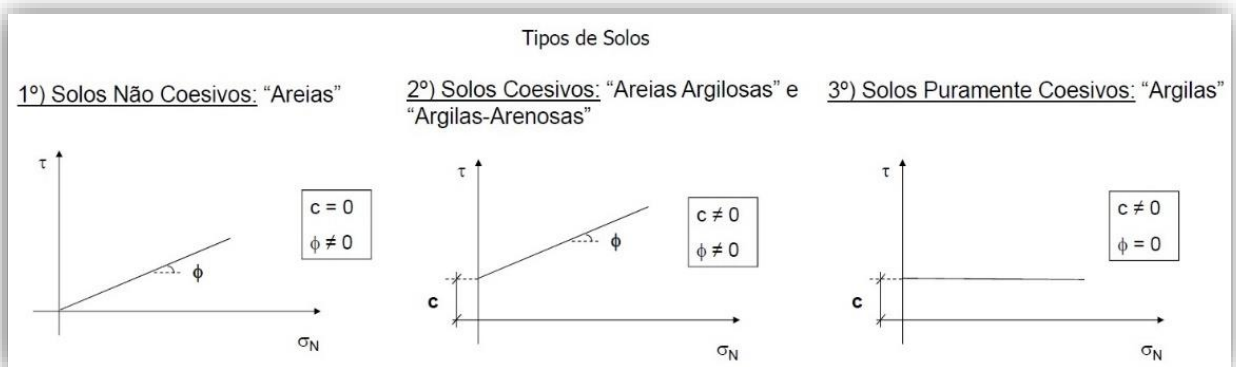


Figura 25. Reta de Coulomb, coesão e ângulo de atrito para três tipos de solos. Fonte: Professor Fábio Soares. (modificado).

Há ainda outros ensaios disponíveis para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, como por exemplo o ensaio triaxial, porém, não será objeto de estudo visto que os parâmetros utilizados neste trabalho foram obtidos através do cisalhamento direto.

“Infelizmente, os solos são feitos pela natureza e não pelo homem, e os produtos da natureza são sempre complexos ... Assim que passamos do aço e do concreto para a terra, a onipotência da teoria deixa de existir. O solo natural nunca é uniforme. Suas propriedades mudam de ponto a ponto, enquanto nosso conhecimento de suas propriedades é limitado aos poucos pontos em que as amostras foram coletadas. Na mecânica do solo, a precisão dos resultados computados nunca excede a de uma estimativa grosseira, e a principal função da teoria consiste em nos ensinar o que e como observar em campo”¹⁶. Karl Terzaghi.

Em campo, como bem observou Terzaghi, nem sempre as coisas são fáceis de se entender. Dessa forma criou-se diversos métodos de investigações geotécnicas a serem utilizadas a depender da finalidade da obra, das características do terreno, dos custos disponíveis e do que existe no entorno do local a ser investigado.

Uma rápida visualização mostra que esses métodos podem ser diretos, semidiretos e indiretos. Métodos diretos são os métodos resultantes da observação direta do solo e/ou obtenção de amostras ao longo de uma perfuração. Os métodos semidiretos, por sua vez,

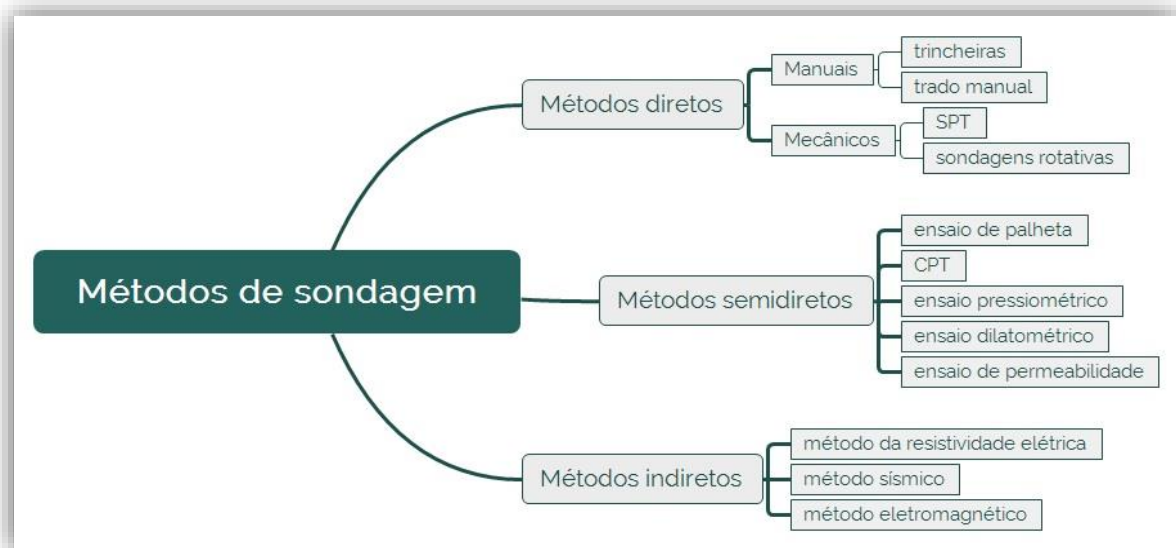


Figura 26. Métodos de sondagem. Fonte: Guia da Engenharia.

¹⁶ Tradução livre de: “Unfortunately, soils are made by nature and not by man, and the products of nature are always complex... As soon as we pass from steel and concrete to earth, the omnipotence of theory ceases to exist. Natural soil is never uniform. Its properties change from point to point while our knowledge of its properties are limited to those few spots at which the samples have been collected. In soil mechanics the accuracy of computed results never exceeds that of a crude estimate, and the principal function of theory consists in teaching us what and how to observe in the field.”. Fonte: <<https://www.geoengineer.org/education/karl-terzaghi/quotes>>, 2019.

fornece informação sobre as características do solo, porém não há coleta de amostras. E, por fim, os métodos indiretos fornecem as informações sobre o solo medindo, indiretamente, as suas características físicas. A Figura 27 mostra bem essa visão geral sobre os métodos de sondagem.

Desses métodos de sondagem em campo destaca-se o direto mecânico feito por SPT.

A sondagem à percussão é a técnica mais utilizada na análise de solos e é conhecida como ensaio de sondagem à percussão com circulação de água – SPT. É também um método direto de exploração do subsolo que se dá pela retirada de amostras, deformadas ou não, para serem posteriormente analisadas.

Segundo a NBR-6484, a finalidade para a engenharia civil da sondagem feita por SPT consiste: em determinar o tipo de solo em suas respectivas profundidades; a posição do nível d'água; e os índices de resistência à penetração (N) a cada metro. O índice “N” de resistência à penetração é determinado pelo número de golpes, com um martelo padronizado, correspondente à cravação de 30 cm do amostrador-padrão, após a cravação inicial de 15 centímetros; por ele é possível se obter o grau de compactação do solo, conforme mostrado na Figura 27.

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

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

Figura 27. Reprodução da tabela dos estados de compactidade e de consistência. Fonte: NBR 6184:2001.

O procedimento para sondagem consiste em inicialmente quando de sua locação, cravar um piquete identificado para cada furo a ser feito.

Com o trado ou cavadeira escavar o primeiro metro, onde será instalado o primeiro segmento do tubo de revestimento para início do ensaio de penetração. O amostrador é posicionado para a cravação, e então o martelo de 65kg é elevado a uma altura padrão de 75cm e solto, em queda livre. O número de golpes para penetrar cada 15cm do solo é anotado para fornecer o índice N. Para cada metro de solo ensaiado, são escavados os primeiros 55cm, e a penetração é feita nos últimos 45cm de cada metro. Esses 45cm de cada metro são divididos em 3 segmentos de 15cm. A Figura 28 demonstra o esquema geral dessa sondagem.

Retira-se o amostrador com o material escavado removido por meio da circulação de água, anotam-se as cotas de transições de camadas detectadas por exame táctil-visual e mudança

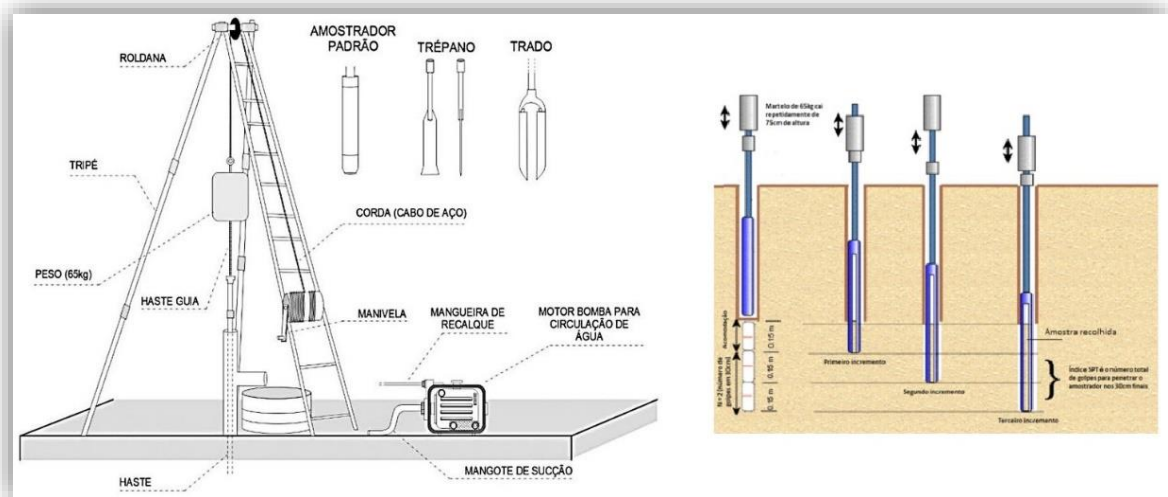


Figura 28. Esquema da sondagem SPT. Fonte: https://www.researchgate.net/figure/Figura-6-Perspectiva-do-ensaio-a-percussao-SPT_fig4_322138819. (modificado).

de cor. Antes de se retirar o conjunto de perfuração, marca-se a haste na altura da boca do revestimento, profundidade em que se irá apoiar o amostrador na operação subsequente de ensaio e amostragem. Uma amostra representativa do solo deve ser colhida para exame posterior. Durante a perfuração o operador deve se atentar ao nível do lençol freático, observando se o solo se encontra úmido ou molhado. Das amostras retiradas, deve-se também identificar granulometria (areia, pedregulho, argila ou silte), plasticidade, cor e origem (solos residuais, transportados, aterros).

Como exemplo, no tópico Anexos, deste trabalho, encontra-se um relatório da sondagem à percussão realizada no Auditório no Centro de Música da UFPB. Nele é possível analisar os resultados dos ensaios.

Para um aprofundamento maior neste assunto consultar a norma NBR 6484/2001.

2.2.5 Formação Barreiras



Figura 29. Formação Barreiras Porto Seguro. Fonte Revista Pesquisa FAPESP.

"[Esta terra] Traz, ao longo do mar em algumas partes grandes barreiras, umas vermelhas, e outras brancas; e a terra de cima toda chã e muito cheia de grandes arvoredos. De ponta a ponta é toda praia... muito chã e muito formosa". Trecho da carta de Pero Vaz de Caminha ao El Rei D. Manuel. Sexta-feira, primeiro dia de maio de 1500.

O trecho acima retrata bem a emoção que sentimos ao admirarmos a formação barreiras, (Figura 29) datada sem muita precisão entre 16 e 25 ma (milhões de anos), quando os primeiros rinocerontes, gatos, cavalos, grandes símios e o *homo habilis* começaram a caminhar na terra.

Segundo Pivetta (p. 63) grande parte dessas falésias surgiu pela ação de correntes de maré ao longo da costa brasileira que arrastaram sedimentos continente adentro devido ao aumento significativo do nível do mar seguido pelo seu rebaixamento por conta de movimentações de terreno provocadas pela atividade tectônica em trechos da costa. Neste mesmo artigo a geóloga Dilce de Fátima Rossetti, do Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE), explica que quando houve o pico de elevação global do nível dos oceanos (entre 15 e

10 ma), a atividade sísmica teria produzido um efeito contrário na costa brasileira: “Nesse período, o terreno se estabilizou ou até soergueu. Isso teria compensado o aumento do nível do mar global, que não conseguiu deixar nenhum registro sedimentar sobre essa região”, em um trecho mais adiante continua: “Nesse momento, uma ampla faixa do litoral do Norte e Nordeste do Brasil, que então se encontrava coberta pelo mar, emergiu, ficou exposta à erosão e se tornou um lugar favorável ao crescimento de vegetação.”. A Figura 30 mostra o perfil da Formação Barreiras na região de Porto Seguro-BA:

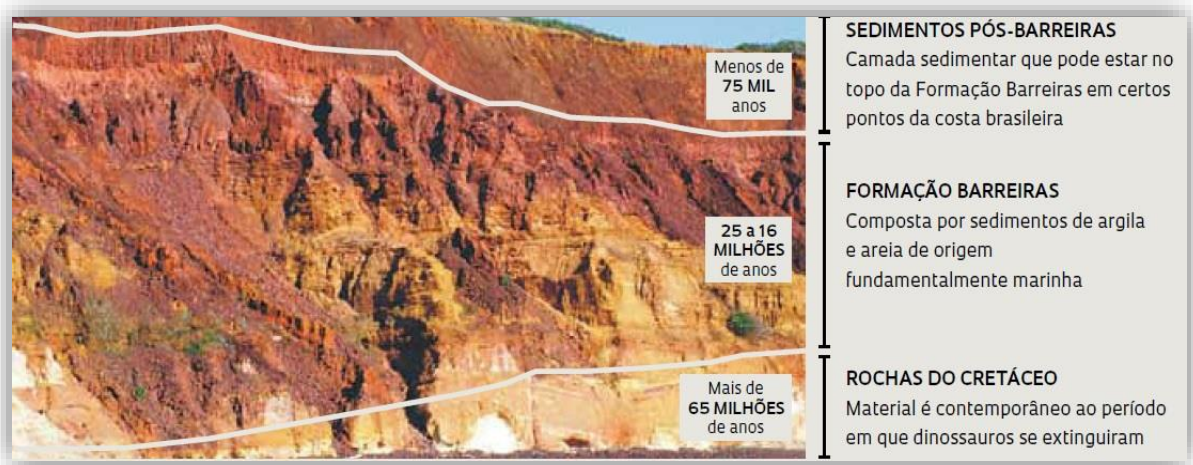


Figura 30. Formação Barreiras Porto Seguro, datação. Fonte Revista Pesquisa FAPESP.

Boa parte da formação barreiras provêm de solos podzólicos (argissolo vermelho) tendo em alguns pontos latossolo bruno amarelo.

Num estudo de Furrier *et al* (2006), particularmente na bacia de Alhandra, área de interesse desse trabalho, os sedimentos provêm da ação do intemperismo sobre o embasamento cristalino (rochas cristalinas: granitos, gnaisses e xistos) com depósitos de granulometria variada com cascalhos e areias grossas a finas, de coloração creme amarelado, com intercalações de microclastos de argila síltica. As fácies de leque são constituídas por conglomerados polimíticos de coloração creme avermelhada, com seixos e grânulos subangulosos de quartzo e blocos de argila retrabalhada, em corpos tabulares e lenticulares de até um metro de espessura, intercalados com camada síltico-argilosa menos espessa.

Em um estudo mais aprofundado Neves *et al* (2009) nos mostra a região interessada (destaque) com mais detalhes, conforme mostrado na Figura 31 abaixo:

Pode-se observar que na região destacada (Buraquinho) a formação (grupo) barreiras descansa sobre o cristalino (TAM) intercalados pelas formações Beberebe e Gramame; para uma dúvida sobre a formação Beberebe que o autor não explicitou, talvez pela semelhança entre as formações Barreiras e Beberebe.

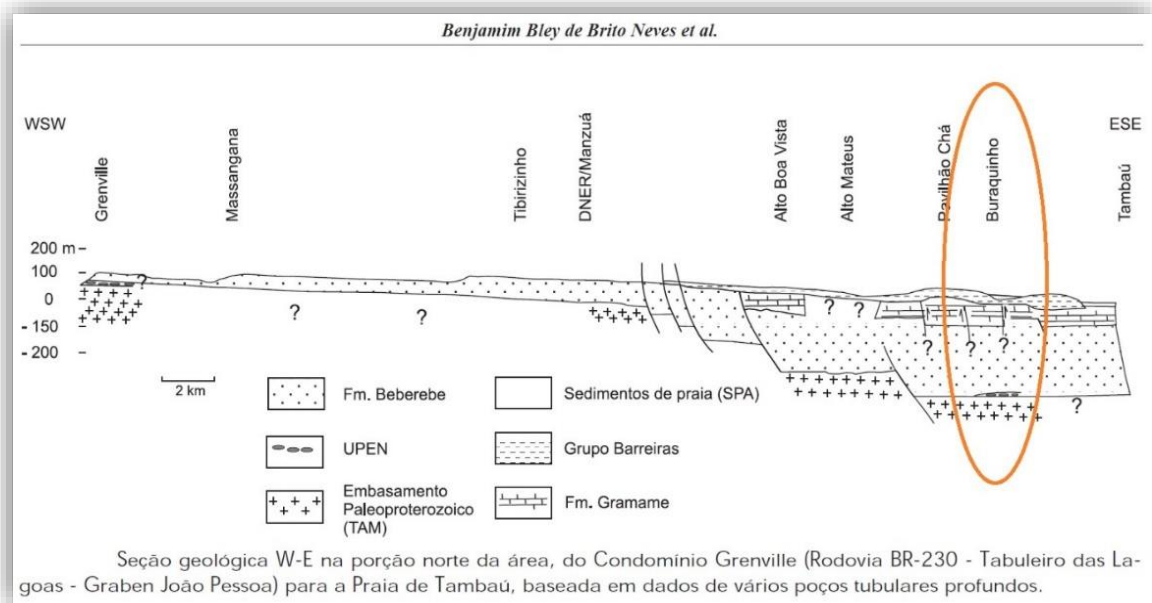


Figura 31. Perfil estratigráfico na região próxima à UFPB. Fonte: Benjamim Neves *et al.* 2009

2.2.6 Tensor de Tensão de Cauchy e Círculo de Mohr

O tensor de tensão de Cauchy, também chamado tensor tensão verdadeira, simplesmente tensor tensão, Figura 32, é representado pelo símbolo σ . É um tensor tridimensional de segunda ordem, com nove componentes σ_{ij} , que define completamente o estado de tensão em um ponto no domínio de um corpo material em sua configuração deformada.

Ele obedece a lei de transformação de tensores sobre uma mudança de sistema de coordenadas. Uma representação gráfica desta lei de transformação é o círculo de Mohr para tensões. É usado para a análise de tensões de corpos materiais submetidos a pequenas deformações. É um conceito central da teoria da elasticidade linear.

Christian Otto Mohr (08/10/1835 – 02/10/1918), desenvolveu um método gráfico simples para determinação das tensões principais, o círculo de Mohr, Figura 33. O círculo de Mohr, é um método gráfico bidimensional representativo da lei de transformação do tensor tensão de Cauchy.

Após realizar uma análise de tensões em um corpo material assumido como um meio contínuo, as componentes do tensor tensão de Cauchy em um determinado ponto do corpo são conhecidas em relação a um sistema de coordenadas. O círculo de Mohr é então usado para determinar graficamente as componentes de tensão em relação a um sistema rotacionado, isto é, agindo sobre um plano de orientação diferente passando sobre o ponto.

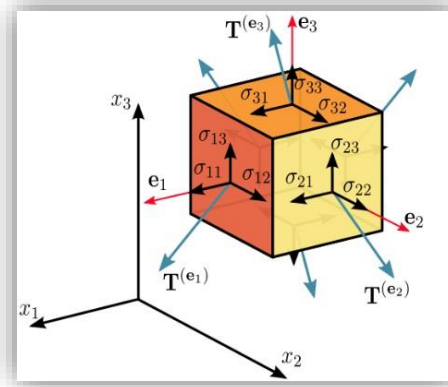


Figura 32. Tensor de tensão de Cauchy. Fonte: Google.

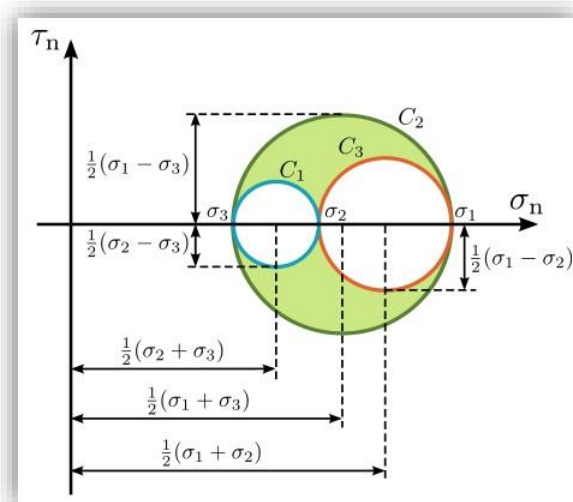


Figura 33. Representação gráfica do círculo de Mohr. Fonte: Google.

A abscissa σ_n e a ordenada τ_n de cada ponto do círculo são as magnitudes da tensão normal e da tensão cisalhante atuando sobre um sistema de coordenadas rotacionado. Em outras palavras, o círculo é o *locus* dos pontos que representam o estado de tensão sobre planos individuais em todas as suas orientações, no qual os eixos representam os eixos principais dos elementos de tensão. A contribuição de Mohr estendeu o uso desta representação para estados de tensão bi e tridimensional e desenvolveu um critério de falha baseado sobre o círculo de

tensão. O círculo de Mohr pode ser aplicado a qualquer matriz simétrica 2x2, incluindo os tensores de deformação e momento de inércia.

2.2.7 Tensões no Solo

O solo, como todos os materiais utilizados na engenharia civil, está sujeito a esforços solicitantes causando tensões, deformações e plasticidade. O conhecimento desses esforços no maciço terroso é de vital importância no entendimento do comportamento, e por conseguinte o cálculo, de praticamente todas as obras de engenharia geotécnica. Assevera o professor Sandro UFBA, 1997) que magnitude das deformações apresentadas pelo solo irá depender não só de suas propriedades intrínsecas de deformabilidade (elásticas e plásticas), mas também do valor do carregamento a ele imposto.

Tensões em um maciço terroso pode ser entendida, simplificada, como:

$$\sigma = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta \vec{F}}{\Delta A} \quad \text{Equação 13}$$

Sendo ΔF o módulo da força que atua no elemento de área de módulo ΔA . Para um aprofundamento maior nesse assunto consultar Caputo (1988, cap. 10) que demonstra os estados de tensões (Sistema Triaxial de Tensões)¹⁷ de um maciço terroso. Neste trabalho considerar-se-á apenas dois estados de tensão: a vertical representada por $\sigma_1 = \sigma_v$ e a horizontal representada por $\sigma_3 = \sigma_h$.

Simplificada porque consideram os meios contínuos, deformáveis, homogêneos e isotrópicos, ou seja, iguais horizontalmente em todas as direções. Gerscovich (2019) confirma que frequentemente são encontradas na geotecnia situações geostáticas em que o peso do solo resulta em um padrão de distribuição de tensões bastante simplificado na qual a superfície do terreno e as subcamadas são horizontais e existe pouca variação das propriedades do solo na direção horizontal; ela também alerta que o cálculo pode ser bastante complexo nos casos de heterogeneidade e topografia irregular.

¹⁷ Neste sistema as solicitações num ponto são representadas pelas tensões principais normais:

σ_1 : tensão principal maior agindo num plano principal maior, no caso horizontal;

σ_2 : tensão principal intermediária agindo num plano principal intermediário;

σ_3 : tensão principal menor agindo sobre um plano principal menor.

No caso de solos considerando-o como homogêneo e contínuo em todas as direções, dentro de um espaço semi-infinito, pode considerar a condição particular de $\sigma_2 = \sigma_3$ (Maragon, 2018)

A tensão vertical, para qualquer profundidade, é calculada considerando o peso específico do solo, de cada camada, acima dele:

$$\sigma_v = \frac{\sum P_i}{A} = \sum \gamma_i z_i \quad \text{Equação 14}$$

Sendo, na camada i , P o peso do solo, A a área, γ o peso específico do solo e z a profundidade. Como lembra Gerscovich (UERJ, 2008) para os casos em que o nível d'água está acima da camada estudada, considerar a condição saturada, conforme bem demonstrado na Figura 34.

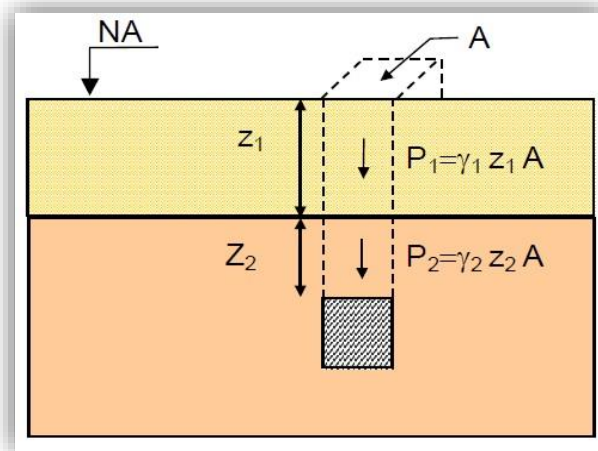


Figura 34. Tensão vertical. Fonte: Gerscovich.

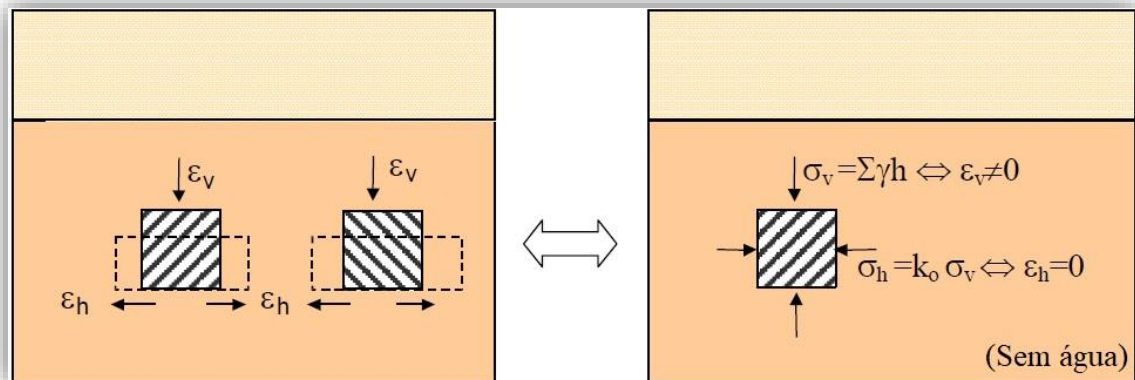


Figura 35. Condição Geostática - solo sedimentar. Fonte: Gerscovich. (modificado).

Gerscovich (2019) idealiza um cenário com solo sedimentar, por exemplo a Formação Barreiras, que na condição geostática não existem tensões cisalhantes atuando nos planos horizontal e vertical – neste caso planos principais de tensão –. No processo de deposições sucessivas de solo ocorre um acréscimo de tensão que gera deformações, conforme representado na Figura 35. Essas deformações, porém, não ocorrem na direção horizontal por

causa da tendência de deslocamentos dos elementos adjacentes. Assim, a determinação da magnitude da tensão horizontal pode ser calculada, pois seu valor garante a condição de deformação nula ($\epsilon_h=0$).

Em situações diferentes da geostática pode aparecer tensões cisalhantes nos planos horizontal e vertical (neste caso não sendo mais os planos principais), como é o caso de superfícies inclinadas a qual apresentam tendências a movimentos de massa na direção da inclinação, conforme mostrado na Figura 36.

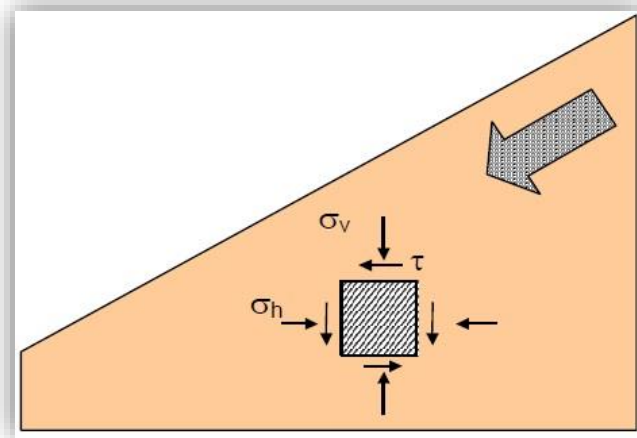


Figura 36. Tensão cisalhante na superfície inclinada. Fonte: Gerscovich. (modificado).

As deformações que ocorrem decorrem da capacidade de os grãos do solo mudarem de posição. E essa mobilidade depende de mudanças nas tensões transmitidas nestes – tensões efetivas –. Para este caso, dado um semiespaço infinito como superfície horizontal, a tensão efetiva horizontal (σ'_h) pode ser determinada em função da tensão efetiva vertical (σ'_v) e do potencial de deformabilidade do solo, representado pelo coeficiente de empuxo¹⁸ no repouso (k_0 ¹⁹):

$$\sigma'_h = k_0 \cdot \sigma'_v \quad \text{Equação 15}$$

¹⁸ Entende-se por empuxo, neste caso de terra, a ação horizontal produzida por um maciço de solo sobre estruturas com ele em contato, ou seja, a resultante da distribuição das tensões horizontais atuantes em uma estrutura de contenção.

¹⁹ O valor de k_0 depende de vários parâmetros geotécnicos do solo: ângulo de atrito, índice de vazios, razão de pré-adensamento etc. Vale lembrar que k_0 vale para solos sedimentares; solos residuais e solos que sofreram transformações pedológicas posteriores apresentam tensões horizontais que dependem das tensões internas da rocha ou do processo de evolução sofrido (Gerscovich, 2019).

Adicionando-se a poropressão²⁰ (u) tem-se o empuxo total:

$$\sigma'_h = k_0 \cdot \sigma'_v + u \quad \text{Equação 16}$$

O conceito de que parte da tensão normal age nos contatos inter-partículas e parte atua na água existente nos vazios, deu origem a uma das relações mais importantes da Mecânica dos Solos proposta por Terzaghi e é conhecida como Conceito da Tensão Efetiva: A percepção de que somente parte das tensões normais é transmitida aos grãos possibilitou uma melhor compreensão do comportamento de solos saturados. Tanto no que diz respeito a sua compressibilidade quanto a sua resistência.

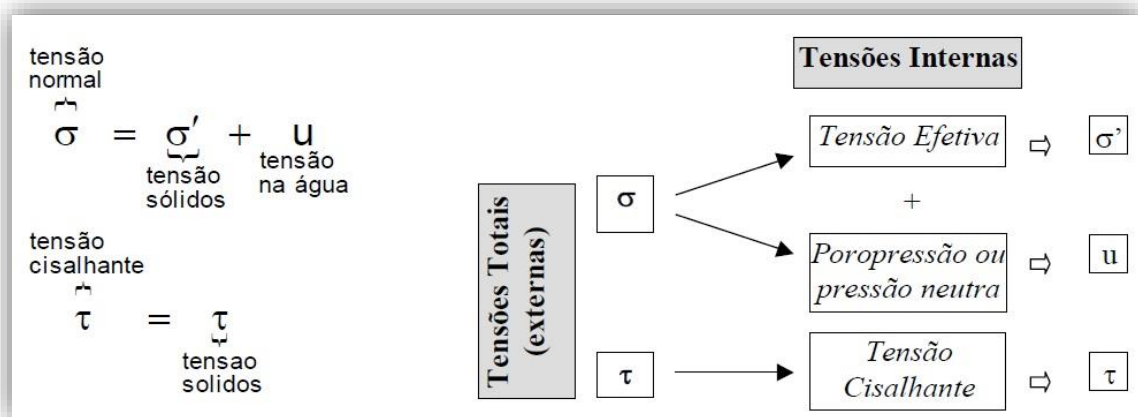


Figura 37. Conceito de tensão efetiva. Fonte: Gerscovich, notas de aula sobre tensões.

Gerscovich (UERJ, 2008) resumiu bastante bem o princípio da tensão efetiva reproduzido na Figura 37. Interessante observar que a tensão de cisalhamento será transmitida exclusivamente para a fase sólida, uma vez que a água não resiste a tensões cisalhantes.

Fácil então de se concluir que qualquer variação de tensão efetiva provoca variações volumétricas – recalque ou expansão –, ou seja, carregamentos externos (tensão total) ou variações hídricas²¹ (poropressão) afetam diretamente a resistência do solo: maiores níveis de tensão efetiva fornecem uma maior capacidade de resistir a tensões cisalhantes. Lembrar que solos não resistem a tensão de tração, assim, a tensão efetiva não pode ter valores negativos, mas a poropressão sim, pode ser positiva ou negativa (de sucção) Gerscovich (UERJ, 2008).

²⁰ Poropressão ou pressão neutra (u) é a pressão da água que preenche os espaços vazios entre as partículas sólidas; ocorre quando a água que enche todos os vazios está sob ação da gravidade (ocorrência de água livre – solos submersos) ou está sob pressão externa que pode ser pressão de percolação ou de adensamento.

²¹ Variações nas condições de água no subsolo: elevação ou rebaixamento do lençol freático, variações no fluxo regular de água, inundações etc.

O empuxo é bastante importante no cálculo dos esforços em estruturas de fundação e ou contenção. A depender da interação entre a estrutura e o solo tem-se empuxo passivo ou ativo. Quando o solo pressiona a estrutura, diz-se que há um empuxo passivo, quando é a estrutura que empurra, diz-se empuxo ativo. A Figura 38 mostra exemplos de obras nas quais ocorrem empuxos ativo e passivo.

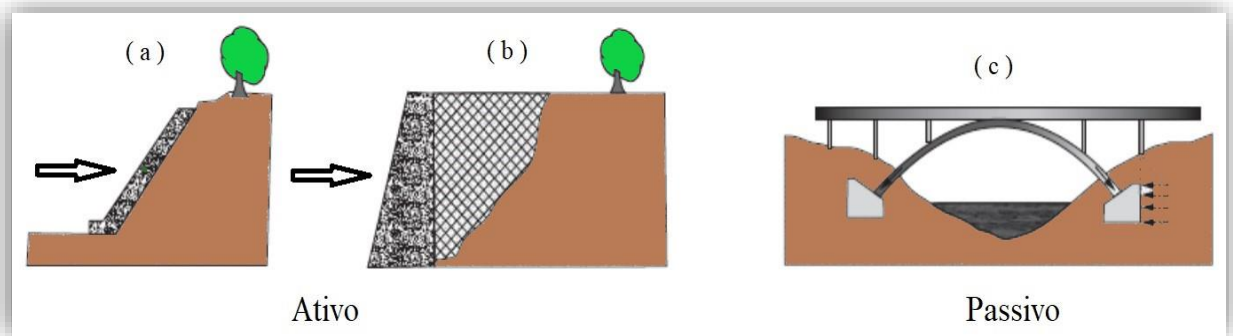


Figura 38. (a) Muro de proteção contra erosão superficial, (b) Muro de gravidade, (c) Ponte em arco. Fonte: Gerscovich, 2019. (modificado).

Há casos em que ocorrem empuxos ativo e passivo simultaneamente, por exemplos em muro-cais ancorado, cortina de estacas, mostrado na Figura 39.

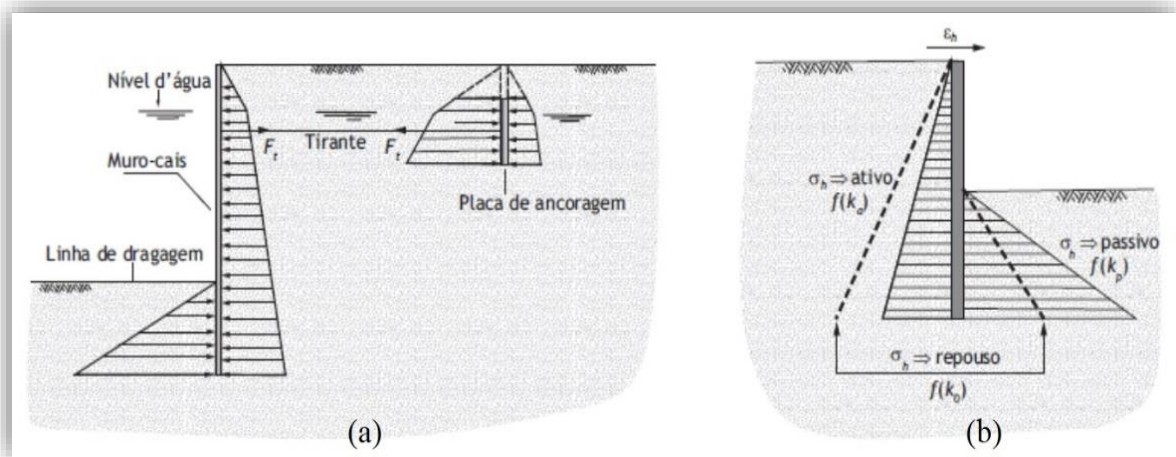


Figura 39. Empuxos ativo e passivo agindo simultaneamente. Fonte: Gerscovich, 2019. (modificado).

Como mostrado na Figura 39 (a), as pressões do solo suportado imediatamente atrás da cortina são equilibradas pela força F_t de um tirante de aço amarrado em um ponto perto do topo da cortina e pelas pressões do solo em frente à cortina. O esforço de tração no tirante tende a deslocar a placa para a esquerda, isto é, empurra-a contra o solo, mobilizando pressões de natureza passiva de um lado e pressões de natureza ativa do lado oposto (Gerscovich, 2019).

Na Figura 39 (b) o solo à esquerda da cortina tem seu estado de tensões horizontais aliviado (empuxo ativo), ao passo que, no lado direito, a magnitude das tensões é aumentada (empuxo passivo). Com isso, pode-se antever a seguinte relação:

$$\underbrace{\sigma'_{ha}}_{\text{condição ativa}} < \underbrace{\sigma'_h = k_0 \cdot \sigma'_v}_{\text{condições iniciais repouso}} < \underbrace{\sigma'_{hp}}_{\text{condição passiva}}$$

2.2.8 Estados de Equilíbrio Plástico do Solo

Viu-se no tópico anterior um maciço de solo sob tensão em um equilíbrio geostático que poderia ser afetada gerando empuxos ativo e passivo. Agora, se esse mesmo maciço estiver no limite de ruptura, então esse maciço estará sob equilíbrio plástico.

Gerscovich (2019) explica bem essa condição. Segundo ela, considerando uma massa semi-infinita de solo, não coesivo e na condição geostática, um diafragma de comprimento infinito (Figura 40), havendo um deslocamento deste diafragma:

Para a esquerda, ocorrerá uma redução na tensão horizontal (σ_h); prosseguindo esse deslocamento, σ_h reduzirá mais ainda até o seu limite inferior, a ruptura. Nesse momento essa massa semi-infinita estará na condição de equilíbrio plástico ativo e a tensão total/efetiva ($\sigma_h = \sigma'_h = \sigma'_{ha}$) será igual a σ_3 na ruptura.

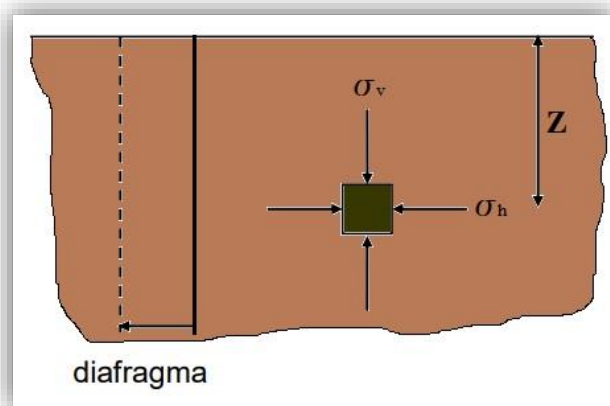


Figura 40. Massa semi-infinita sob condição geostática sem água.
Fonte Gerscovich, 2019. (modificado).

Para a direita, ocorrerá um aumento na tensão horizontal (σ_h); prosseguindo esse deslocamento, σ_h aumentará mais ainda até o seu limite superior, a ruptura. Nesse momento

essa massa semi-infinita estará na condição de equilíbrio plástico passivo e a tensão total/efetiva ($\sigma_h = \sigma'_h = \sigma'_{ha}$) será igual a σ_1 na ruptura.

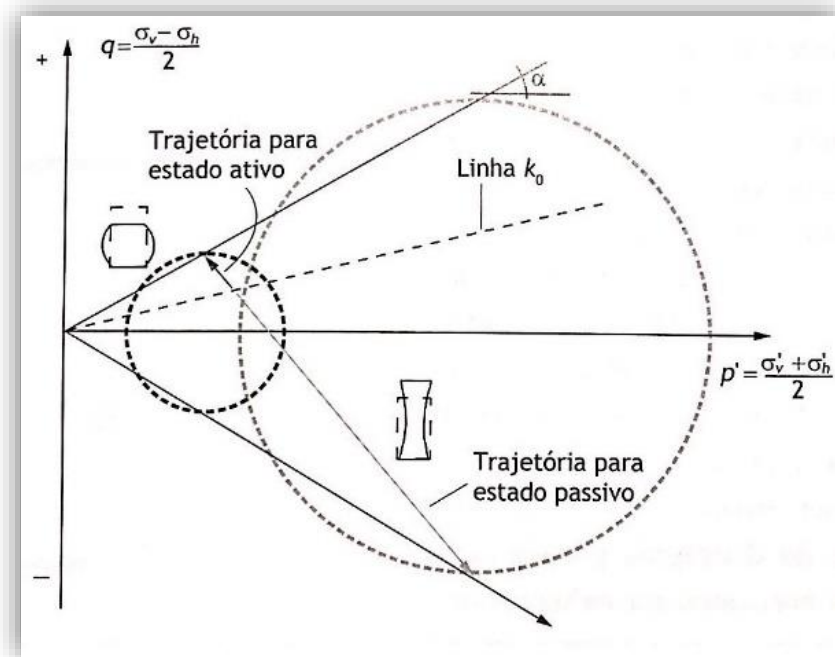


Figura 41. Círculos de Mohr e trajetórias das tensões efetivas associadas aos estados-limite ativo e passivo. Fonte: Gerscovich, 2019.

Importante observar que a tensão vertical (σ_v) não sofre variação, mantém-se constante esses deslocamentos e que havendo saturação o comportamento do solo passa a ser regido pelas tensões efetivas.

Na Figura 41, Gerscovich (2019) resume bem o exposto. Mantendo-se a tensão efetiva vertical (σ'_v) constante. No estado-limite ativo atinge-se a tensão efetiva horizontal (σ'_{ha}) diminuindo progressivamente a tensão efetiva horizontal (σ'_h), a ruptura ocorrerá quando a superfície plana inclinada, em relação ao plano horizontal, atingir $\alpha = 45^\circ + \phi'/2$; no estado-limite passivo atinge-se a tensão efetiva horizontal (σ'_{hp}) aumentando progressivamente a tensão efetiva horizontal (σ'_h), a ruptura ocorrerá quando a superfície plana inclinada, em relação ao plano horizontal, atingir $\alpha = 45^\circ - \phi'/2$.

Lembrando que nesta Figura 41, q e p' são os raios dos círculos e k_0 é o coeficiente de empuxo no repouso. Observar também as representações deformadas do elemento de massa semi-infinita nas condições ativa e passiva.

Considerou-se que para a massa de solo semi-infinita é gerado um movimento de diafragma de um estado plástico em toda a massa de solo, coisa que normalmente não acontece (salvo ocorrência de forças tectônicas), na prática, os movimentos são localizados e só produzem mudanças nas vizinhanças da estrutura de contenção e ocorre resistência no contato solo-muro com deslocamento deste. Observa-se na Figura 42 que no caso ativo, o peso da cunha de solo empurra o muro que resiste ao longo do contato e pela resistência que acontece também na superfície de ruptura do solo. No caso passivo, as tensões cisalhantes (τ_w) têm sentidos contrários.

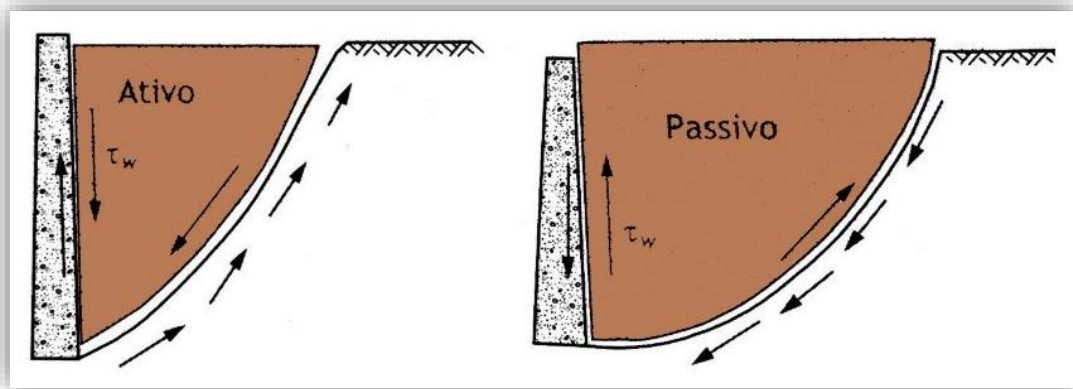


Figura 42. Tensões cisalhantes mobilizadas. Fonte Gerscovich, 2019. (modificado).

Assim, a mobilização das tensões na vizinhança da estrutura será função do tipo de deformação e do nível de rugosidade entre a estrutura e a massa de solo. Segundo Gerscovich (2019), resultados experimentais com muros com tardoiz liso mostraram que os estados de equilíbrio plástico se desenvolvem em deslocamentos:

- por translação ou por rotação pela base; nesses casos, a superfície de ruptura é aproximadamente plana com inclinação de $45^\circ \pm \phi'/2$, conforme mostrado na Figura 43 (A) e (B);
- por rotação pelo topo; nesse caso a superfície de ruptura não é plana e os pontos de plastificação estão localizados ao longo da superfície de ruptura.

Pela distribuição de tensões mostradas na Figura 43, observa-se que o tipo de deslocamento da estrutura influi não só no formato da superfície de ruptura, como também na sua magnitude.

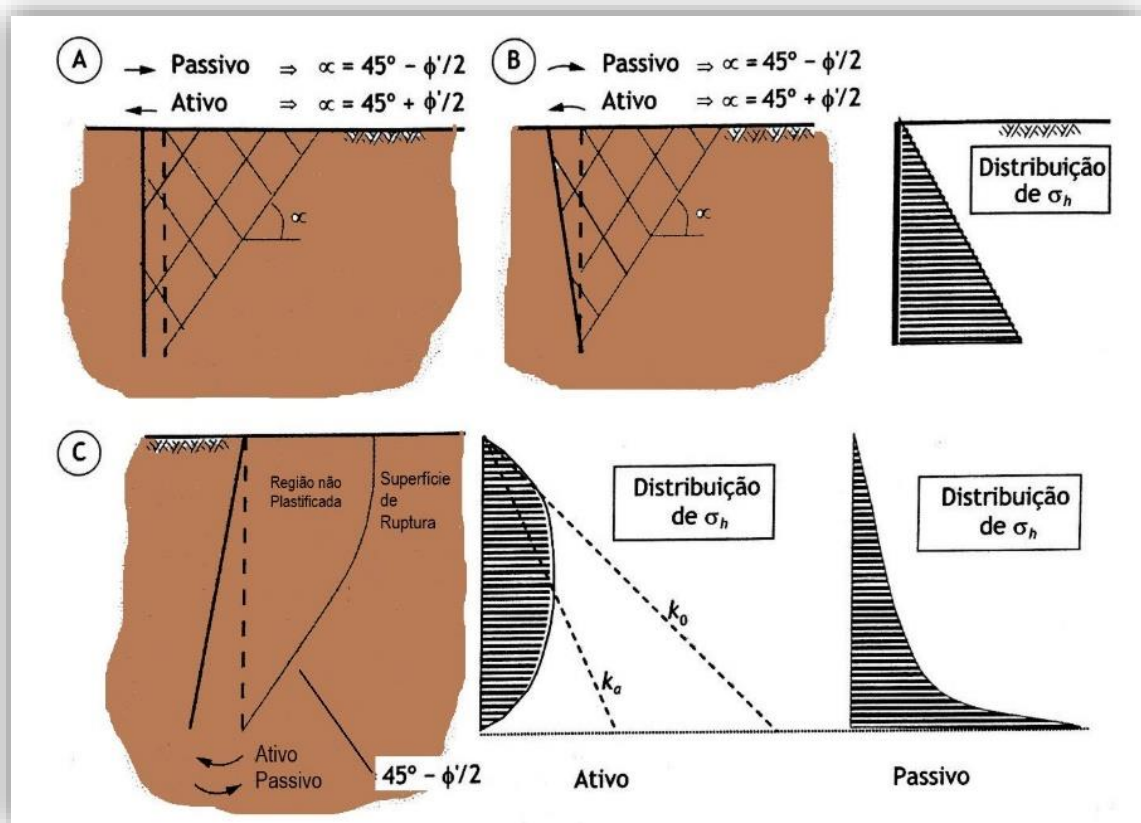


Figura 43. Distribuição de empuxos em estruturas lisas. (A) Translação, (B) Rotação pela base, (C) rotação pelo topo. Fonte: Terzaghi e Peck, 1967 *apud* Gerscovich, 2019. (modificado).

Os deslocamentos relativos entre o muro e o solo, necessários à mobilizações ativa e ou passiva dependem do tipo de solo, da trajetória das tensões e da densidade do solo; mobilizações ativas, geralmente, requerem movimento lateral muito reduzido, da ordem de 0,1% a 0,4% da altura do muro; por outro lado, mobilizações passivas requerem índices maiores, da ordem de 1% a 4% da altura do muro (Rowe; Peaker, 1965; Terzaghi; Peck, 1967 *apud* Gerscovich). Essa diferença significativa de índices entre os estados ativo e passivo decorre principalmente da característica de os solos não serem, muito resistentes à tração.

2.2.9 Rankine e Coulomb

Conforme Gerscovich (UERJ, 2010) explica, a técnica de Rankine baseia-se nas equações de equilíbrio interno do maciço, ou seja, o equilíbrio de tensões entre as solicitações externas (tensões geradas por forças aplicadas na superfície do terreno e pelo peso próprio da

cunha) e internas atuantes sobre a cunha plastificada, ou seja, o deslocamento de uma parede irá desenvolver estados limites plásticos.

No momento da ruptura surgem infinitos planos de ruptura e ocorre então a plastificação de todo o maciço, desde que obedeça as seguintes hipóteses: solo isotrópico e homogêneo; superfície do terreno plana; ruptura simultânea em todos os pontos do maciço e sob o estado plano de deformação; muro perfeitamente liso (atrito solo-muro: $\delta=0$) e empuxos de terra paralelos à superfície do terreno; parede da estrutura em contato com o solo é vertical.

Com essas hipóteses, no caso de afastamento da parede, na Figura 44 de B para B₁, haverá um decréscimo das tensões horizontais (σ_h) sem alteração das tensões verticais (σ_v). As tensões verticais e horizontais continuarão sendo as tensões principais, máxima e mínima, respectivamente. Este processo tem um limite, que corresponde à situação para a qual o maciço entra em equilíbrio plástico e, por maiores que sejam os deslocamentos da parede, não é possível reduzir mais o valor da tensão principal menor (σ'_{ha}). Neste instante, o solo terá atingido a condição ativa de equilíbrio plástico no qual a razão entre a tensão efetiva horizontal e a tensão efetiva vertical é definida pelo coeficiente de empuxo ativo (k_a):

$$k_a = \frac{\sigma'_{ha}}{\sigma'_v} \quad \text{Equação 17}$$

No caso contrário, deslocamento de encontro com a parede, na Figura 44 de B para B₂, haverá um acréscimo das tensões horizontais (σ_h), também sem alteração das tensões verticais (σ_v). Em determinado instante, a tensão horizontal se igualará à tensão vertical, instalando-se no maciço um estado de tensões hidrostático ou isotrópico. Nos estágios seguintes, a tensão principal maior passa a ser horizontal, ou seja, ocorre uma rotação das tensões principais. Com a continuidade do movimento, a tensão (σ_h) aumentará até que a razão σ_h/σ_v atinja o limite superior, a ruptura, passando o solo à condição passiva de equilíbrio plástico. Nesta condição, a razão entre a tensão efetiva horizontal e a tensão efetiva vertical é definida pelo coeficiente de empuxo passivo (k_p):

$$k_p = \frac{\sigma'_{hp}}{\sigma'_v} \quad \text{Equação 18}$$

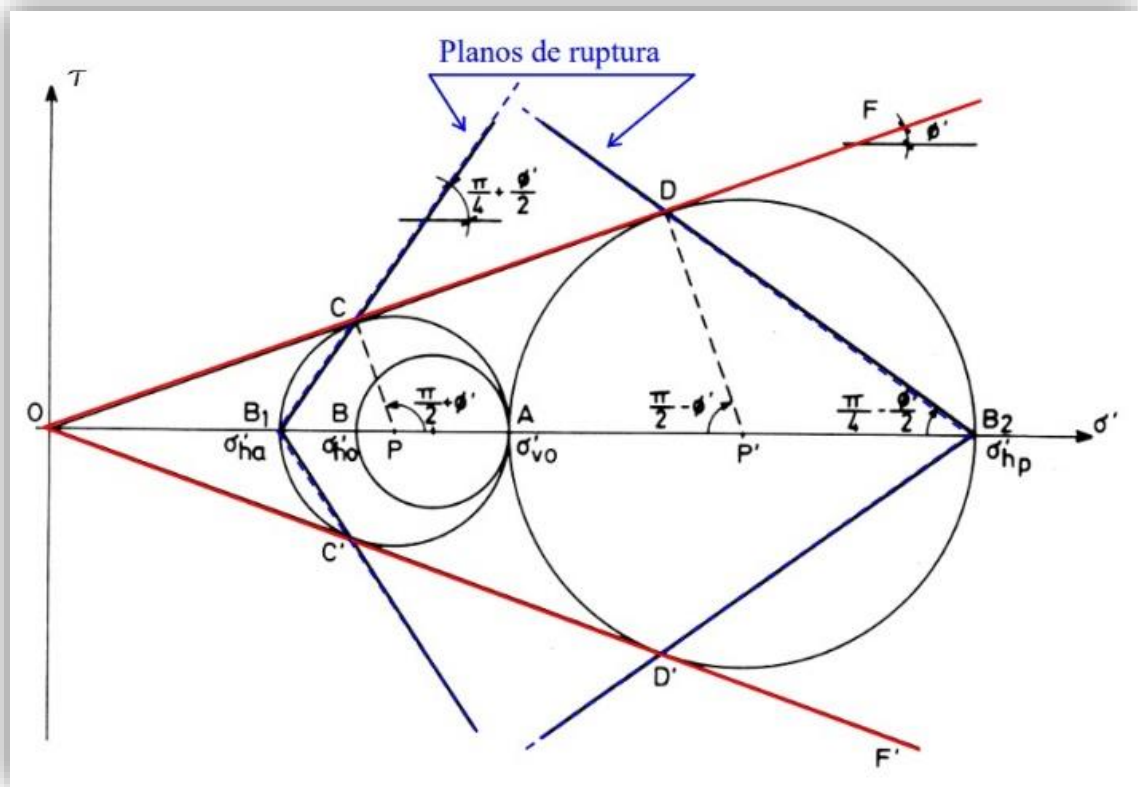


Figura 44. Teoria de Rankine - estados-limite. Fonte: Gerscovich, 2010.

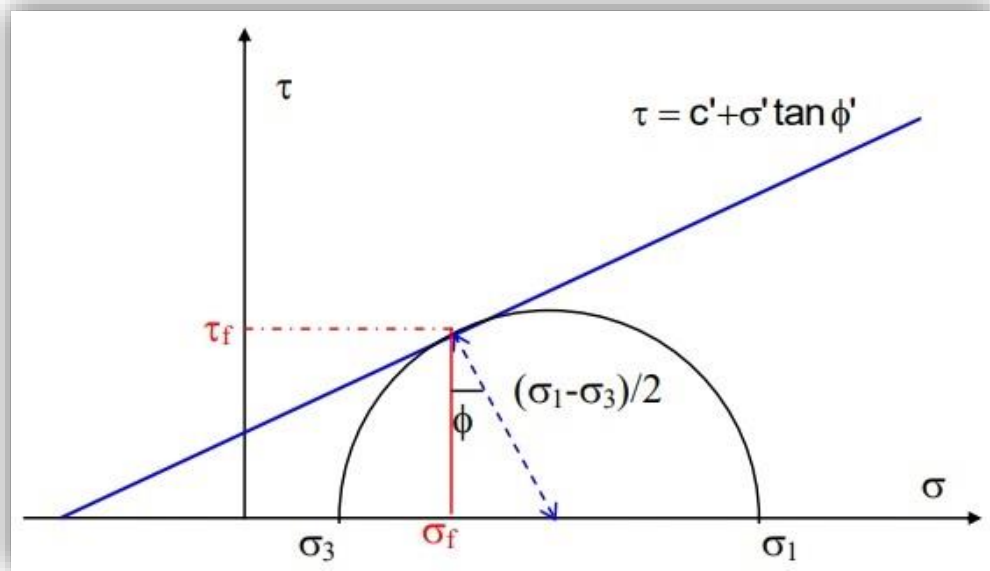


Figura 45. Círculo de Mohr para solo coesivo. Fonte: Gerscovich, 2010. (modificado).

No caso de solo coesivo, as tensões de ruptura são calculadas após feitas modificações na equação da envoltória de Mohr-Coulomb (Figura 45); substitui-se as coordenadas ($\sigma'_f; \tau'_f$) na equação $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$. Com isso, tem-se:

- Para o estado-limite ativo com (plano $\theta = 45^\circ + \phi'/2$), ($\sigma'_v = \sigma'_1$), ($\sigma'_h = \sigma'_3$):

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_v \cdot k_a - 2c' \sqrt{k_a} \quad \text{Equação 19}$$

$$k_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{Equação 20}$$

- Para o estado-limite passivo com (plano $\theta = 45^\circ - \phi'/2$), ($\sigma'_v = \sigma'_3$), ($\sigma'_h = \sigma'_1$):

$$\sigma'_{hp} = \sigma'_v \cdot k_p + 2c' \sqrt{k_p} \quad \text{Equação 21}$$

$$k_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad \text{Equação 22}$$

Para um solo não coesivo, uma vez tendo as tensões horizontais (σ_h) e a profundidade da camada (z), é possível com base na integração do diagrama de tensões (Figura 43) obter o empuxo total (E):

$$E = \int_0^z \sigma_h dz \quad \text{Equação 23}$$

Em casos mais simples, considerando solo homogêneo, seco, sem coesão ($c'=0$), os valores dos empuxos totais ativo (E_a) e passivo (E_p) são calculados para uma determinada profundidade (h) com base na área dos triângulos ABD, mostrado na Figura 46, e podem ser obtidos pelas equações:

$$E_a = \int_0^h k_a \gamma z dz = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_a \quad \text{Equação 24}$$

$$E_p = \int_0^h k_p \gamma z dz = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_p \quad \text{Equação 25}$$

Para solos coesivos, Gerscovich (2019) indica acrescentar a constante ($-2c' \sqrt{k_a}$) e ($+2c' \sqrt{k_p}$) para os casos ativo e passivo respectivamente. Assim, reescrevendo as equações de empuxos ativos e passivos, tem-se:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_a - 2c' h \sqrt{k_a} \quad \text{Equação 26}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma h^2 k_p + 2c' h \sqrt{k_p} \quad \text{Equação 27}$$

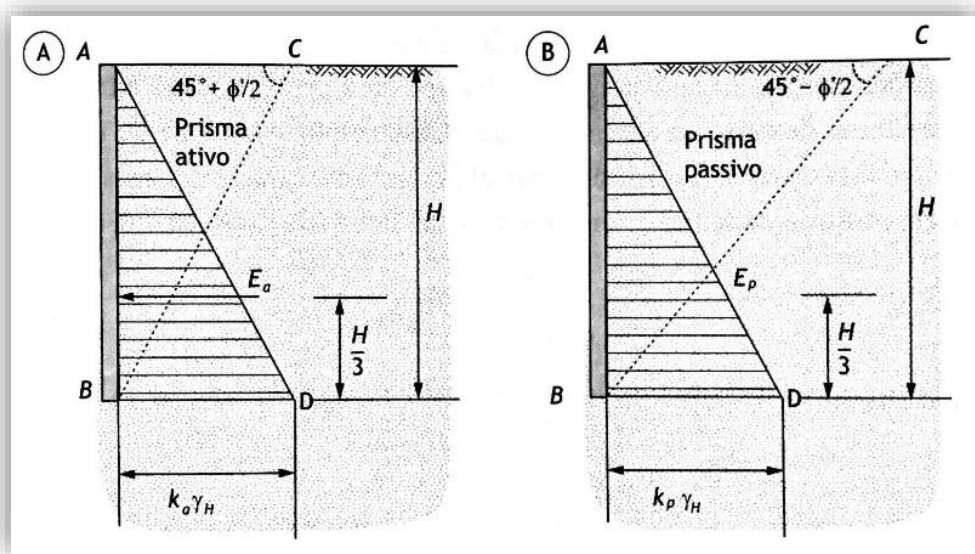


Figura 46. Distribuição dos empuxos ($c=0$): (A) ativo, (B) passivo. Fonte: Gerscovich, 2019. (modificado).

Segundo Maragon (UFJF, 2018), a teoria de Coulomb, formulada em 1776, sobre empuxo de terra baseia-se na teoria de equilíbrio limite (com uma superfície de ruptura) considerando originalmente a existência de atrito solo-muro. Esta teoria baseia-se na premissa de que o esforço exercido no/pelo paramento é proveniente da pressão do peso parcial de uma cunha de terra (corpo rígido, indeformável), mas que se rompe segundo superfícies curvas, espiral logarítmica. Nos casos práticos, é válido substituir esta curvatura por uma superfície plana chamada de plano de ruptura ou plano de deslizamento.

A vantagem deste método está no fato de que se pode considerar a ocorrência de atrito solo-muro, além de possibilitar a análise de estruturas com o paramento não vertical. Para a sua aplicação é necessário considerar as seguintes hipóteses: solo homogêneo e isotrópico; a ruptura ocorre sob o estado plano de deformação bidimensional; ao longo da superfície de deslizamento o material se encontra em estado de equilíbrio limite (critério de Mohr-Coulomb), ou seja, o estado de equilíbrio plástico é proveniente do peso de uma cunha de terra; forças de atrito são uniformemente distribuídas ao longo da superfície de ruptura junto ao paramento do muro (atrito solo-muro). Esta última hipótese permite conhecer a direção do empuxo.

Nota-se que não é referenciado o seu ponto de aplicação ou à forma da distribuição das tensões horizontais sobre o muro. O cálculo do empuxo é efetuado estabelecendo-se as equações de equilíbrio das forças atuantes sobre uma cunha de deslizamento hipotética. Uma das forças atuantes é o empuxo que no estado ativo será o máximo valor dos empuxos determinados sobre as cunhas analisadas; o passivo, o mínimo.

Gerscovich (2019) explica que para determinar os empuxos, arbitram-se superfícies de deslizamento, que delimitam cunhas de solo adjacentes à estrutura. Equilibrando-se as forças atuantes em cada cunha acha-se a força que a estrutura exercer sobre o maciço (na condição limite de ruptura).

Empuxos passivos e ativos diferenciam-se em função dos sentidos de deslocamentos relativos entre a cunha e o restante do maciço e entre a cunha e a estrutura (o passivo é invertido do ativo, conforme pode-se observa na Figura 47 as forças E_p e R).

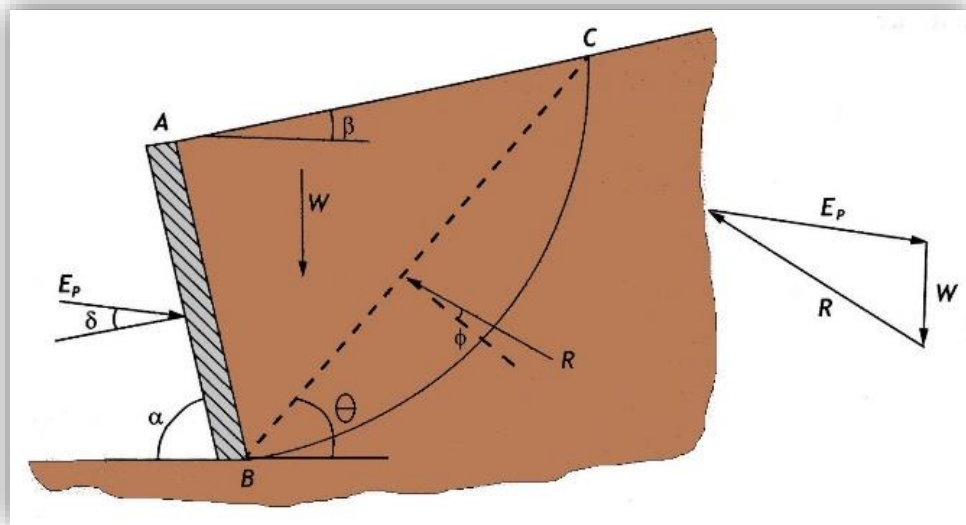


Figura 47. Empuxo passivo com poropressão nula. Fonte: Gerscovich, 2019. (modificado).

Da Figura 47 observa-se que na cunha ABC atuam três forças: E_p (empuxo passivo), W (peso do solo e sobrecargas) e R (resultante das forças atuantes).

Considerando W como:

$$W = \frac{\gamma H^2}{2 \text{sen}^2 \alpha} \left[\text{sen}(\alpha + \theta) \frac{\text{sen}(\alpha + \beta)}{\text{sen}(\theta + \beta)} \right] \quad \text{Equação 28}$$

Usando a lei dos senos:

$$\frac{E_p}{\text{sen}(\theta + \phi)} = \frac{W}{2 \text{sen}^2 \alpha} \quad \text{Equação 29}$$

Derivando em relação a θ ($\frac{dE_p}{d\theta} = 0$), obtém-se:

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad \text{Equação 30}$$

Gerscovich (2019, p.44) mostra também que fazendo $\beta = \delta = 0$; $\alpha = 90^\circ$, a equação simplifica-se e iguala-se à de Rankine {Equação 28 = Equação 23}.

De forma análoga, invertendo-se o sentido das forças E_p e R Gerscovich (2019, p. 50-52) demonstra o empuxo ativo:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad \text{Equação 31}$$

Que também mantém a mesma igualdade com Rankine quando se faz $\beta = \delta = 0$; $\alpha = 90^\circ$,
{Equação 31 = Equação 26}

2.2.10 Resumo sobre Solos

Quais opções de pavimentação podemos usar? Qual tipo de estrutura de fundação podemos usar para um viaduto que pesa em torno de 2500 toneladas? Qual tipo de contenção podemos usar em escavações com mais de 5 metros? É possível utilizar-se de todo o solo escavado?

Essas e outras perguntas são respondidas com base nos conhecimentos que se têm das características particulares de cada tipo de solo, de seu comportamento, da sua capacidade de carga, da topografia do terreno e dentre outros mais indiretamente relacionados. Como se pode ver, solos é assunto fundamental nas obras de engenharia, afinal não há como definir os projetos de fundação sem prévio conhecimento do solo local.

O solo, como o conhecemos e usamos em engenharia civil, conserva muitas características da rocha mãe – aquela que o deu origem –, e também dá pistas do que se esperar de suas camadas. Os minerais que compõem a rocha mãe se alteram diferentemente no tempo, por exemplo, o quartzo leva mais tempo para se desagregar do que a calcita, por isso rochas como o granito levam mais tempo para se decompor do que o calcário. O granito (rocha mãe magmática) não tem planos de fraqueza, podendo permanecer sem grandes alterações por séculos; enquanto o folhelho (rocha mãe sedimentar) apresenta planos de estratificação e pode romper-se facilmente ao longo destes.

Para a engenharia civil solos compostos por britas (granito), pedregulhos, areias e pouco teor de argila são excelentes, permitindo soluções de fundações mais simplificadas e menos onerosas. Já solos siltsos, argilosos, orgânicos são bastantes problemáticos, visto que necessário será ultrapassar suas camadas (fundações profundas) e em algumas situações até mesmo removê-los (turfas, mangues), tornado assim as obras mais custosas.

Solos que apresentam coesão natural, aquelas que apresentam substâncias cimentantes nos contatos intergranulares, são bastante resistentes e confiáveis e utilizáveis em obras, já aqueles que apresentam coesão aparente, caso das argilas, resultante da pressão neutra negativa²² são muito pouco confiáveis, visto que em condições de variação de saturação ficam imprevisíveis fazendo com que o maciço terroso se expanda, se reduza, ou se colapse alterando a resistência inicial.

Grandes movimentações tectônicas levam também a modificações topográficas criando com isso novos tipos de solos com características semelhantes ao longo de uma extensão soerguida, como por exemplo o que ocorreu entre dez e quinze milhões de anos originando, entre outras, a Formação Barreiras composta por boa parte de solos podzólicos (argissolo vermelho) com alguns pontos de latossolo bruno-amarelo provenientes das rochas cristalinas (granitos, gnaisses e xistos), porém com não muita coesão natural.

Grandes personalidades, como Mohr, Rankine, Coulomb, dentre outros, criaram modelos matemáticos para o entendimento do mecanismo de funcionamento do solo considerando seus estados de tensões, permitindo com isso soluções de obras de engenharia nos cálculos estruturais.

Basicamente as tensões que ocorrem no solo são provindas do seu peso próprio, do carregamento que está sujeito e do grau de saturação líquida a que está submetido. Assim, a depender dessas variáveis, surgem diferentes tipos de empuxos nas estruturas.

Esses modelos levam em consideração a coesão e o ângulo da superfície de ruptura do solo (limite de ruptura) em uma ou mais camadas a uma determinada profundidade.

²² Para o solo não-saturado a condição de capilaridade, em que a água ocupa os vazios do solo na faixa acima do lençol freático, e com ela está comunicada, tem-se uma pressão abaixo da pressão atmosférica tendo efeito de sucção.

2.3 Estruturas

2.3.1 Conceitos Gerais sobre Estradas

“Muito mais do que uma causa, estradas devem ser encaradas como uma consequência da civilização” (PONTES FILHO, 1998).

A solução final para um projeto passa pela escolha de um dos diversos traçados possíveis que atendam os critérios normativos como raios mínimos de curvas horizontais, inclinações de rampas, curvas verticais, volumes de cortes e aterros, superelevação, superlargura etc.

Também são necessários estudos prévios na área de planejamento de transporte que visam conhecer o comportamento do sistema viário existente, as demandas de tráfego detectadas, as condições socioeconômicas da região de estudo entre outros.

Pontes Filho (1998) complementa com as principais atividades para a elaboração de um projeto viário, a saber:

- estudos de tráfego, geológicos e geotécnicos, hidrológicos e topográficos;
- projeto geométrico, de obras de terra, terraplenagem, pavimentação, drenagem, obra-de-arte especiais e correntes, viabilidade econômica, desapropriações, interseções, retornos e acessos, sinalização e elementos de segurança;
- orçamento da obra e plano de execução;
- relatório de impacto ambiental.

Destes, por interesse deste trabalho, descrever-se-á resumidamente o projeto geométrico, procurando complementar com assuntos dos outros tópicos quando necessário for.

O projeto geométrico passa por algumas fases no decorrer de sua construção, são elas: reconhecimento, exploração e detalhamento do anteprojecto.

Na fase de reconhecimento faz-se o levantamento e a análise dos dados da região de maneira a permitir a escolha do melhor traçado de uma estrada. No levantamento constam os principais obstáculos topográficos, geológicos, hidrológicos. Da análise destes dados surgem os trechos para o lançamento de anteprojetos.

São tarefas inclusas na fase de reconhecimento:

- coleta de dados da região (topografia, fotos aéreas, dados socioeconômicos, tráfego, estudos geológicos e hidrológicos existentes etc.);

- determinação das diretrizes geral e parciais considerando os pontos restritivos de passagem – cabe observar que a diretriz geral é a linha que liga os dois extremos da região estudada e as diretrizes parciais são linhas que ligam dois pontos obrigados intermediários de passagem;
- levantamento de quantitativos e custos preliminares das alternativas de traçados;
- avaliação dos traçados.

Na fase de exploração é feito o levantamento topográfico, com instrumentos mais precisos dos utilizados na fase anterior, de uma faixa limitada do terreno, dentro da qual seja possível projetar o eixo da estrada.

Nesta fase também são feitos outros estudos sobre tráfego, hidrologia, geologia, terraplenagem que permitem o lançamento do anteprojeto geométrico que tem como sequência:

- escolha dos pontos de interseção das tangentes (PI), determinação de suas coordenadas e cálculo do comprimento das tangentes;
- escolha e dimensionamento dos raios das curvas horizontais;
- estaqueamento do traçado;
- levantamento do perfil do terreno relativo ao traçado escolhido;
- escolha dos pontos de interseção das rampas (PIV);
- determinação das cotas e estacas dos PIV's;
- cálculo dos comprimentos e das declividades das rampas;
- escolha e dimensionamento das curvas verticais.

Algumas regras básicas devem consideradas:

- As curvas devem ter o maior raio possível;
- a rampa máxima somente desse ser implementada em casos particulares e sempre com a menor extensão possível;
- a visibilidade deve ser assegurada em todo traçado, com destaque nos cruzamentos e nas curvas verticais e horizontais;
- Devem ser minimizados ou evitados os cortes em rocha;
- Sempre que possível cortes e aterros devem ser compensados;
- As distâncias de transporte devem ser as menores possíveis.

Na fase de detalhamento do anteprojeto são feitos os cálculos de todos os elementos necessários à definição do projeto em planta, perfil longitudinal e seções transversais.

O projeto final é o conjunto de todos esses projetos complementado por memórias de cálculo, justificativas de soluções e processos adotados, quantificação de serviços, especificações de materiais, métodos de execução e orçamento (PONTES FILHO, 1998).

Dentre esses projetos inclui o projeto de interseção. Uma interseção é definida, geralmente, como uma área onde duas ou mais rodovias se encontram (AASHTO, 2001). Segundo Pontes Filho (1998), uma interconexão é um cruzamento em desnível, com uma ou mais rampas de conexão entre vias que se cruzam.

O objetivo principal de uma interseção é facilitar, de maneira segura e confortável, os movimentos dos veículos que se cruzam em determinado ponto. Ela deve ser concebida considerando, segundo a AASHTO (2001, p.559), cinco elementos básicos:

- fatores humanos – hábitos de direção, capacidade dos condutores para tomar decisões, expectativa do motorista, tempo de decisão e reação, uso e hábitos de pedestres e uso e hábitos do tráfego de bicicletas
- tráfego – projeto e capacidades reais, os movimentos de giro existentes, as características dos veículos que trafegarão, as variedades de movimentos que realizarão (divergindo, mesclando e entrecruzando), a velocidade dos veículos, os sinistros ocorridos, o fluxo de bicicletas, o fluxo de pedestres;
- elementos físicos – uso e ocupação do solo local (incluindo vizinhanças), alinhamento vertical na vizinhança (gabarito), distância de visibilidade, ângulo de interseção, conflitos na área, conflitos na área, faixas de aceleração e desaceleração (mudanças de velocidade), características do desenho geométrico, dispositivos de controle de tráfego, equipamentos de iluminação, características de segurança, tráfego de bicicletas, fatores ambientais e cruzamentos de caminhos.
- fatores econômicos – custos de melhorias, desapropriações locais, restrições ou proibições de tráfego de veículos, consumo de energia;
- funcionalidade da interseção na área – como funciona a intersecção, ou seja, os fluxos a montante e a jusante, como é a aproximação do cruzamento, as distâncias de percepção-reação, de manobra e do comprimento da fila;

Existem basicamente interseções em nível: com 3 ramos (em “T” ou em “Y”), com 4 ramos (retas, oblíquas ou assimétricas), com ramos múltiplos (mais de 4 ramos) e rotatórias.

Cabe destacar destes tipos a rotatória. Segundo o DNIT (IPR-718), rotatória (rótula, girador, giratório) é um tipo de interseção na qual o tráfego circula em um só sentido ao redor de uma ilha, podendo ou não cruzar essa ilha.

A rotatória apresenta vantagens e desvantagens a serem consideradas, são elas:

- Vantagens:
 - ordena o trânsito tornando-o contínuo e seguro;
 - elimina cruzamentos (diminui os conflitos);
 - diminui o tempo e tamanho de fila nas vias;
 - baixo custo de implantação;
 - permitem manobras de retorno;
 - adaptam-se bem a interseções com diversos ramos;
- Desvantagens:
 - atende a um fluxo baixo a moderado de veículos;
 - requer espaços maiores com diâmetro da ilha central maior que 30 metros;
 - não são apropriadas a um trânsito de pedestres alto (alonga o percurso);
 - são de difícil ampliação.

As rotatórias, geralmente antecedem à construção de interconexões.

As interconexões podem ser de dois tipos básicos: cruzamentos em níveis diferentes sem ramos e a interconexão propriamente dita, quando contempla ramos.

Nos cruzamentos em níveis diferentes sem ramos não há trocas de fluxos de tráfego entre as rodovias que se interceptam. Normalmente adota-se a designação “Passagem Superior” quando a rodovia principal passar sobre a via secundária e Passagem Inferior quando passar sob a via secundária.

Geralmente esse tipo de interconexão é utilizada quando:

- há um pequeno volume de tráfego nas trocas de rodovias;
- há grande proximidade entre interconexões (evitar dificuldades de operação das interconexões);
- evitar interferências na via mais importante;
- quando a topografia assim determina.

A interconexão propriamente dita é aquela que possui, além do desnível, ramos que conduzem os veículos de uma via à outra. Normalmente são classificadas em sete tipos básicos, conforme mostra a Figura 48:

- “Trombeta” é quando uma das correntes de tráfego de um ramo executar giro próximo de 270°;
- Direcional 3 ramos é quando utiliza ramos direcionais para os principais movimentos de conversão à esquerda;
- Quadrante é quando a interconexão ocorre entre uma rodovia e uma via pública; não é adequado para sistemas de rodovias;
- Diamante é quando a via principal apresenta, para cada sentido, uma saída à direita antes do cruzamento e uma entrada à direita após o mesmo. As conexões na via secundária são interseções em nível.
- Trevo parcial é formada pela eliminação de um ou mais ramos de um trevo completo, apresentando pelo menos um ramo em laço.
- Trevo completo ocorre nos quatro quadrantes, os movimentos de conversão à esquerda são feitos por laços (*loops*) e à direita por conexões externas aos laços.
- Direcional 4 ramos é quando todos os movimentos de conversão são feitos por ramos direcionais, também chamada de “totalmente direcional”.

A escolha do tipo de interconexão leva em consideração diversos fatores socioeconômicos, sendo os principais:

- exigências técnicas de trânsito baseadas em velocidade de referência, volume e composição do tráfego;
- topografia;
- custos de instalação, operação e manutenção.

O manual de projeto de interseções do DNIT (IPR-718) traz aprofundamento sobre os tipos mostrados, suas variantes e uma metodologia para escolha de cada um deles.

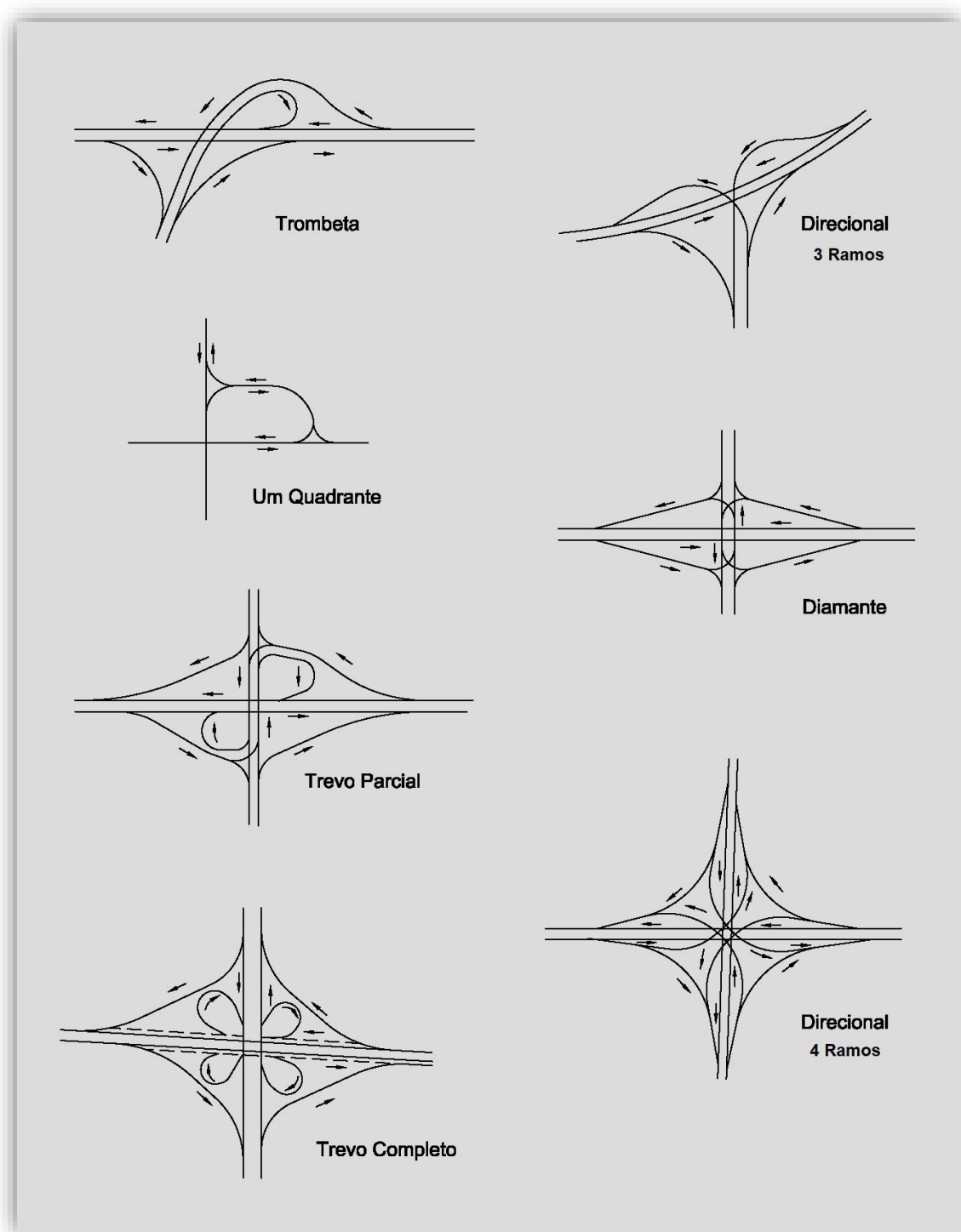


Figura 48. Tipos de interconexões. Fonte: DNIT. (modificado).

2.3.2 Conceitos Gerais sobre Pavimentação

Consta na NBR-7207/82 da ABNT a seguinte definição:

"O pavimento é uma estrutura construída após terraplenagem e destinada, econômica e simultaneamente, em seu conjunto, a:

- a) Resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais produzidos pelo tráfego;
- b) Melhorar as condições de rolamento quanto à comodidade e segurança;
- c) Resistir aos esforços horizontais que nela atuam, tornando mais durável a superfície de rolamento."

Assim, pode-se entender como pavimento aquela camada constituída por materiais diversos e construída após a terraplenagem para sustentar o tráfego de pessoas e veículos permitindo conforto e segurança.

O pavimento é responsável por receber uma carga superficial, estática ou dinâmica, e diluí-la de tal forma a minimizar as solicitações no solo (subleito). Como Marques (UFJF, 2018) explica:

“Quando o pavimento é solicitado por uma carga de veículo Q , que se desloca com uma velocidade V , recebe uma tensão vertical σ_0 (de compressão) e uma tensão horizontal τ_0 (de cisalhamento), conforme figura 01 (SANTANA, 1993).

A variadas camadas componentes da estrutura do pavimento também terão a função de diluir a tensão vertical aplicada na superfície, de tal forma que o sub-leito (*sic*) receba uma parcela bem menor desta tensão superficial (p_1).

A tensão horizontal aplicada na superfície exige que esta tenha uma coesão mínima”.

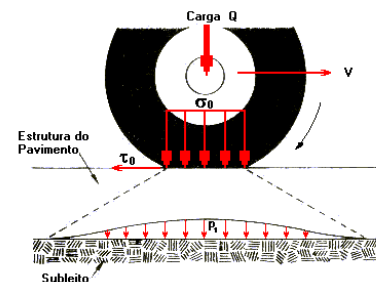


Figura 01 - Cargas no Pavimento (SANTANA, 1993)

Basicamente os pavimentos são classificados em três tipos: flexíveis, rígidos e semirrígidos (ou semiflexíveis).

Os pavimentos flexíveis são constituídos por camadas que não trabalham à tração. Normalmente são constituídos de revestimento betuminoso delgado sobre camadas puramente granulares. A capacidade de suporte é função das características de distribuição de cargas por

um sistema de camadas superpostas, onde as de melhor qualidade encontram-se mais próximas da carga aplicada.

A Figura 49 mostra uma seção típica de um pavimento flexível. Observa-se que nem todas as camadas mostradas são essenciais à sua constituição e as medidas mostradas variam de acordo com o projeto geométrico da via. A Figura 50 mostra a estrutura do pavimento.

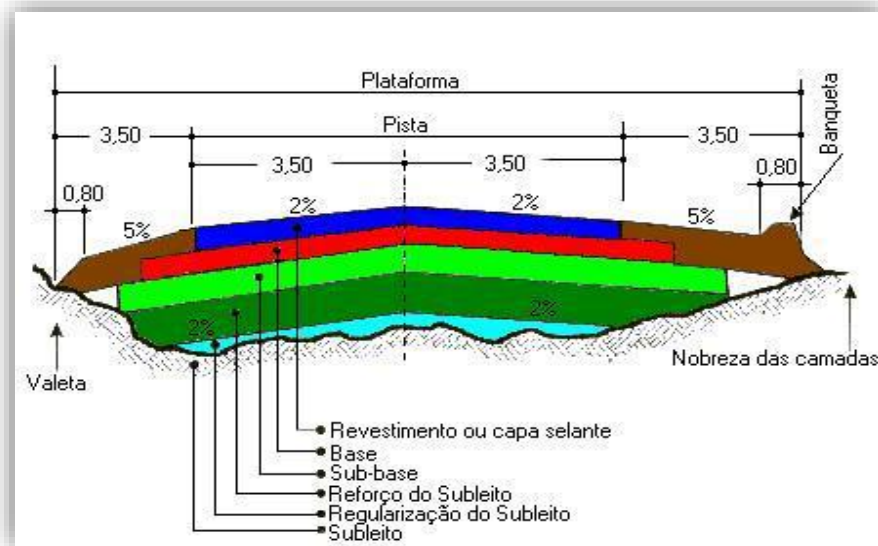


Figura 49. Seção transversal típica de pavimento flexível. Fonte: Marques (UFJF, 2018).

No dimensionamento tradicional do pavimento flexível são consideradas as características geotécnicas dos materiais a serem utilizados, e a definição da espessura das várias camadas depende do valor do ISC (CBR), ou seja, a resistência do subleito é determinante no dimensionamento.



Figura 50. Estruturas do pavimento. Fonte: <http://asfaltodequalidade.blogspot.com>.

Os pavimentos rígidos são constituídos por camadas que trabalham à tração. São pouco deformáveis e tem uma vida útil maior. O dimensionamento é baseado nas propriedades resistentes das placas de concreto apoiadas na sub-base.

A determinação da espessura é dada a partir da resistência à tração do concreto e são feitas considerações em relação à fadiga, coeficiente de reação do subleito e cargas aplicadas, ou seja, a resistência do próprio pavimento determina o dimensionamento.

A Figura 51 mostra uma seção típica de um pavimento rígido.

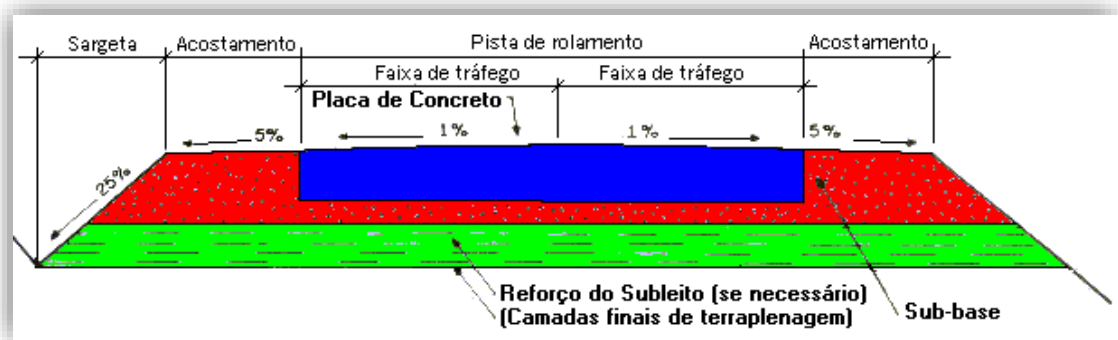


Figura 51. Seção transversal típica de pavimento rígido. Fonte: Marques (UFJF, 2018).

O pavimento semirrígido ou semi-flexível é uma situação intermediária entre os pavimentos rígidos e flexíveis. É o caso das misturas solo-cimento, solo-cal, solo-betume, dentre outras, que apresentam razoável resistência à tração. Quando se tem uma base cimentada sob o revestimento betuminoso, o pavimento é dito semirrígido. O pavimento reforçado de concreto asfáltico sobre placa de concreto é considerado como pavimento composto.

Complementa ainda Marques (UFJF, 2018) que especificamente para o projeto de pavimentação são feitos estudos geotécnicos de:

- reconhecimento do subleito;
- jazidas
- estudos de empréstimos e bota-fora;
- sondagens para obras-de-arte;
- fundações;
- taludes;
- maciço para túneis.

Esses estudos conjuntamente com os estudos de tráfego do local e vida útil requerida permitem o dimensionamento do pavimento flexível pelos métodos da Resiliência e do DNER; e do pavimento rígido pelo método do PCA 84 (*Portland Cement Association, 1984*).

As Figura 52 e a Figura 53 mostram equipamentos utilizados na construção dos pavimentos rígido e flexível.



Figura 52. Execução do pavimento rígido. Fonte: <http://asfaltodequalidade.blogspot.com>.



Figura 53. Execução do pavimento flexível. Fonte: <https://www.constructionequipmentguide.com>.

2.3.3 Estruturas de Contenção

Bastante comum na fase de fundação, as estruturas de contenção são projetadas para resistir a empuxos, cargas estruturais e ou quaisquer outros esforços induzidos por estruturas vizinhas ou equipamentos adjacentes, conforme orienta Bittencourt (2019).

Observa-se que para este tema não existe uma unanimidade nas classificações e agrupamentos. Há um arranjo de acordo com o objetivo da obra considerada, por exemplo, Bittencourt (2019) classifica da seguinte maneira:

- Pela existência ou não de contenção em si: contidas ou em talude;
- Pela transitoriedade da contenção: provisórias ou definitivas;
- Pelo funcionamento estrutural da contenção: flexíveis (cortinas/paredes) ou rígidas (muros de gravidade);
- Pela forma de obtenção de equilíbrio: escoradas ou não-escoradas.

Já Fidem (2004) agrupa da seguinte maneira, quando trata de obras de estabilização de encostas:

- Obras sem estrutura de contenção
 - Retaludamento
 - Cortes: Taludes contínuo e escalonado
 - Aterro compactado: Carga de fase de talude (muro de terra)
 - Proteção superficial
 - Materiais naturais: Gramíneas, Grama armada com geossintético, Vegetação arbórea (mata), Selagem de fendas com solo argiloso
 - Materiais artificiais: Canaleta de borda, de pé e de descida, Cimentado, Geomanta e gramíneas, Geocélula e solo compactado, Tela argamassada, Pano de pedra ou lajota, Alvenaria armada, Asfalto ou polietileno, Lonas sintéticas (pvc e outros materiais)
 - Estabilização de blocos
 - Retenção: Tela metálica e tirante
 - Remoção: Desmonte
- Obras com estrutura de contenção
 - Muro de arrimo

- Solo cimento: Solo cimento ensacado (sacos de fibra têxtil ou geossintética)
- Pedra rachão: Pedra seca (sem rejunte), Alvenaria de pedra (com rejunte)
- Concreto: Concreto armado, Concreto ciclópico
- Gabião: Gabião-caixa
- Bloco de concreto articulado: Bloco de concreto articulado (pré-moldado encaixado sem rejunte)
- Solo-pneu: Solo-pneu
- Outras soluções de contenção
 - Terra armada: Placa pré-moldada de concreto, ancoragem metálica ou geossintética
 - Microancoragem: Placa e montante de concreto, ancoragem metálica ou geossintética
 - Solo compactado e reforçado: Geossintético, Paramento de pré-moldado
- Obras de proteção para massas movimentadas
 - Contenção de massas movimentadas
 - Materiais naturais: Barreira vegetal
 - Materiais artificiais: Muro de espera

Assim, destacar-se-á para esse trabalho as soluções: solo grampeado (microancoragem metálica); terra armada com placa pré-moldada de concreto, ancoragem metálica; e cortinas de estacas justapostas e paredes (contenções flexíveis e definitivas).

Solo grampeado é uma técnica de melhoria de solos, que permite a contenção de cortes e taludes por meio da execução de chumbadores ou grampos, concreto projetado e drenagem. Os chumbadores ou grampos, promovem a estabilização geral do maciço, o concreto projetado dá estabilidade local junto ao paramento e a drenagem age em ambos os casos (SOLOTRAT, 2018).

Essa técnica permite a deformação do terreno formando uma região plástica, que é contida pelos grampos. Desta forma, as tensões utilizadas na contenção são menores do que as correspondentes a um estado sem deformação.

É importante diferenciar o significado do termo grampo para este caso. Segundo a norma ABNT NBR 11682:2009 – Estabilidade de encosta – grampo é o:

“Elemento de reforço do terreno constituído de perfuração preenchida com calda de cimento, ou argamassa, compósito ou outro aglutinante e elemento resistente à

tração/cisalhamento. Tem a finalidade de distribuir cargas ao longo de todo o seu comprimento, interagindo com o terreno circunvizinho, podendo parte da carga mobilizada ser absorvida pela cabeça. A mobilização de carga no grampo é induzida pela deformação do terreno por pequena carga aplicada na extremidade externa. Diferem dos tirantes, conforme descrito na ABNT NBR 5629, por não apresentarem trecho livre e serem passivos.”

O solo grampeado possui como uma principal vantagem em relação a outros métodos de estabilidade, a diversidade de sua aplicação, podendo ser mais comumente aplicado em taludes naturais, taludes de corte ou aterro e em escavações.

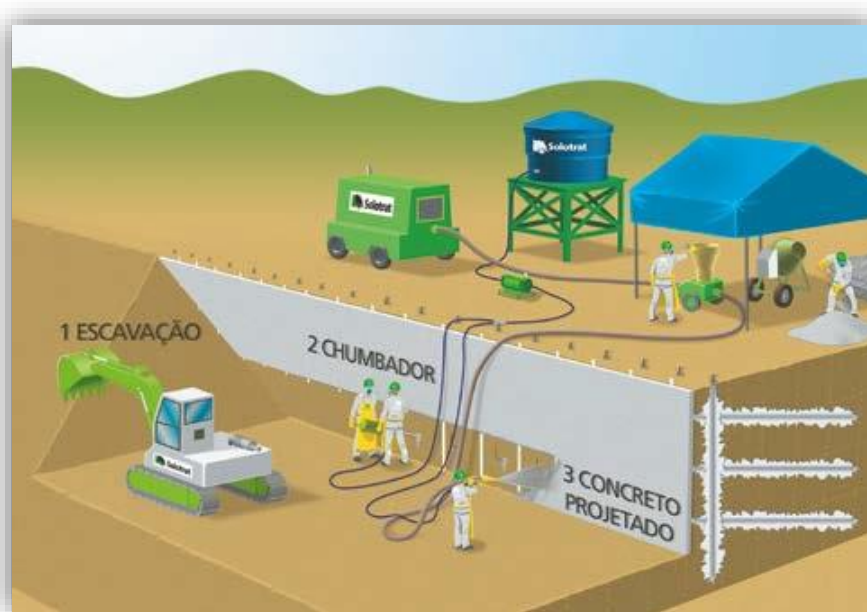


Figura 54. Fases de execução do solo grampeado. Fonte: Solotrat, 2018.

Para maiores detalhes desta técnica consultar Manual de Serviços Geotécnicos (SOLOTRAT, 2018).

Na solução terra armada o solo é reforçado com tiras metálicas de aço galvanizado e complementado por um paramento externo, em geral, de concreto. Este sistema foi desenvolvido em 1963, pelo engenheiro e arquiteto Henry Vidal, tendo estado sob proteção de patente até o início da década de 90. Hoje, esta técnica já é de domínio público no Brasil.

Os maciços em “Terra Armada” são constituídos pela associação de solo com propriedades adequadas, tiras metálicas flexíveis dispostas sempre de forma horizontal e por um paramento externo (pele) fixado às essas tiras, além de acessórios complementares.

Os componentes principais destes maciços são:

- a terra que envolve as armaduras e ocupa um espaço chamado “volume armado”.
- as armaduras lineares flexíveis, que trabalham a tração e deve apresentar boa resistência a corrosão; prendem-se as placas de concreto por parafusos; são normalmente feitas de aço de galvanização especial e algumas vezes de alumínio, de aço inoxidável ou mesmo de aço de baixo teor de carbono sem galvanização;
- o paramento externo, placas cruciformes, geralmente vertical, constituídas por escamas metálicas flexíveis ou por rígidas placas de concreto.

O solo de aterro do volume armado deverá ser isento de matéria orgânica e ou outros materiais agressivos. Deverá também, satisfazer as condições granulométricas:

- máxima de 250 mm;
- menos que 5% de finos (passante na #200) e 10% de finos com diâmetro equivalente máximo de 0,015 mm.

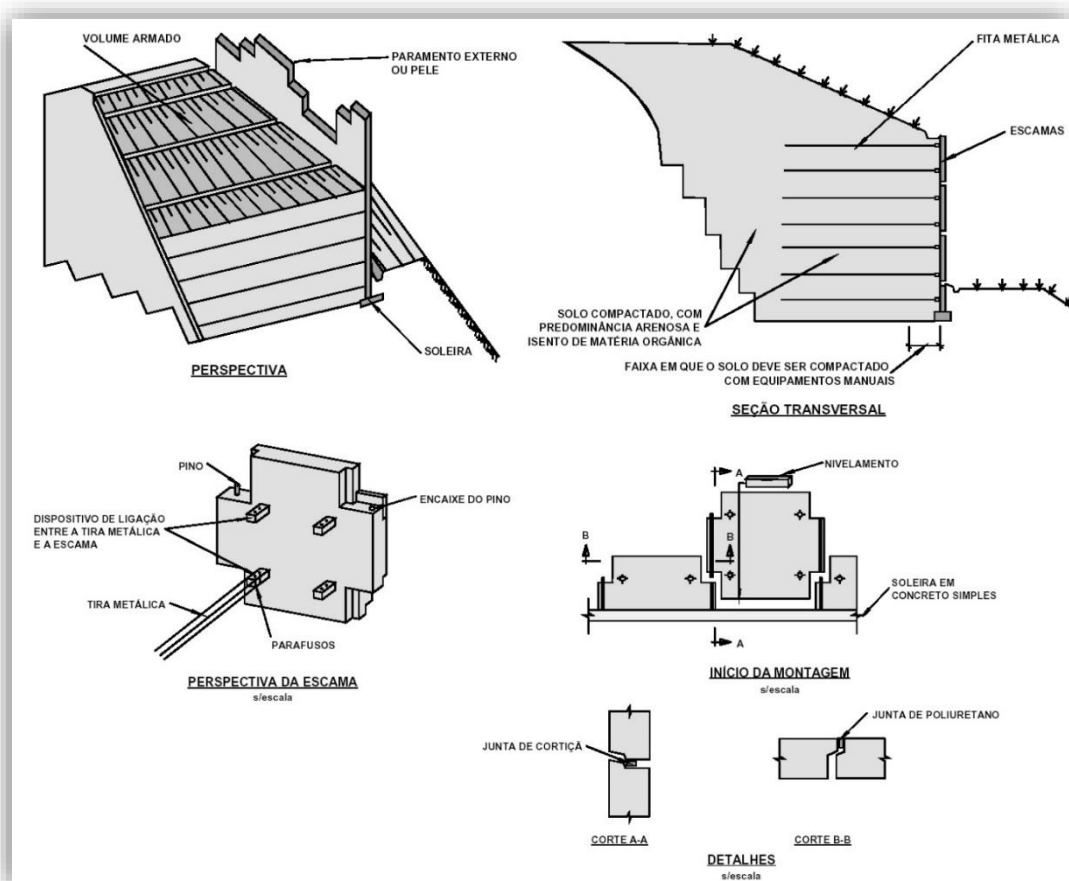


Figura 55. Esquema geral para terra armada. Fonte: Prefeitura Municipal do Recife.

Na Figura 55 é possível visualizar um esquema da solução terra armada.

Podem ser usadas tiras metálicas, lineares, flexíveis, de aço galvanizado com alta resistência à tração, fixadas as escamas do paramento externo através de parafusos ou armaduras, barras chatas nervuradas em aço zincadas a fogo, cortadas e perfuradas de acordo com as tolerâncias estipuladas nos desenhos de fabricação.

O paramento externo, a pele, geralmente vertical, composto pelos elementos de face, quase sempre constituídos por rígidas escamas de concreto pré-moldado que podem deslizar ligeiramente entre si. Essas escamas têm como função principal evitar a fuga de solo e secundariamente são responsáveis pelo equilíbrio das tensões da periferia próxima ao paramento externo.

Para um aprofundamento maior consultar a documentação técnica da Prefeitura Municipal do Recife referente às diretrizes executivas de serviços para aterros reforçados²³.

A solução de estacas justapostas se enquadra como cortinas definido por Gerscovich (2019) como “estruturas de contenção esbeltas” sujeitas a flexão, ou flexocompressão, utilizadas para conter desnível superior a cinco metros ou quando não se tem espaço suficiente para abrigar um muro de gravidade.

Forma-se uma cortina de estacas justapostas espaçadas com a presença de solo entre o final de uma estaca e o início de outra, sendo que esse espaço altera entre 2 e 3 diâmetros.

As estacas podem ser dos tipos (Figura 56):

- escavadas;
- hélice contínua monitorada;
- estacas tipo raiz.

Esta solução de contenção apresenta a vantagem de praticamente não desconfinar o solo adjacente e não provocar vibrações. Para utilização deste tipo de contenção, é necessário dispor de um espaço de pelo menos 30 cm para estacas escavadas e raiz, e 40 cm para estacas hélices.

A contenção é feita por meio da introdução de elementos estruturais no solo que apresentam rigidez suficiente para absorver os esforços do empuxo do maciço de terra limitando deslocamentos horizontais e em alguns casos suportando também cargas verticais neles apoiados.

²³ Documento disponível em: <https://www.recife.pe.gov.br/pr/servicospublicos/emlurb/cadernoencargos/geotecnia_reforcados.pdf>, acesso em 06/11/2019.

A Figura 56 mostra um esquema de escavação dos tipos de estacas apresentados.

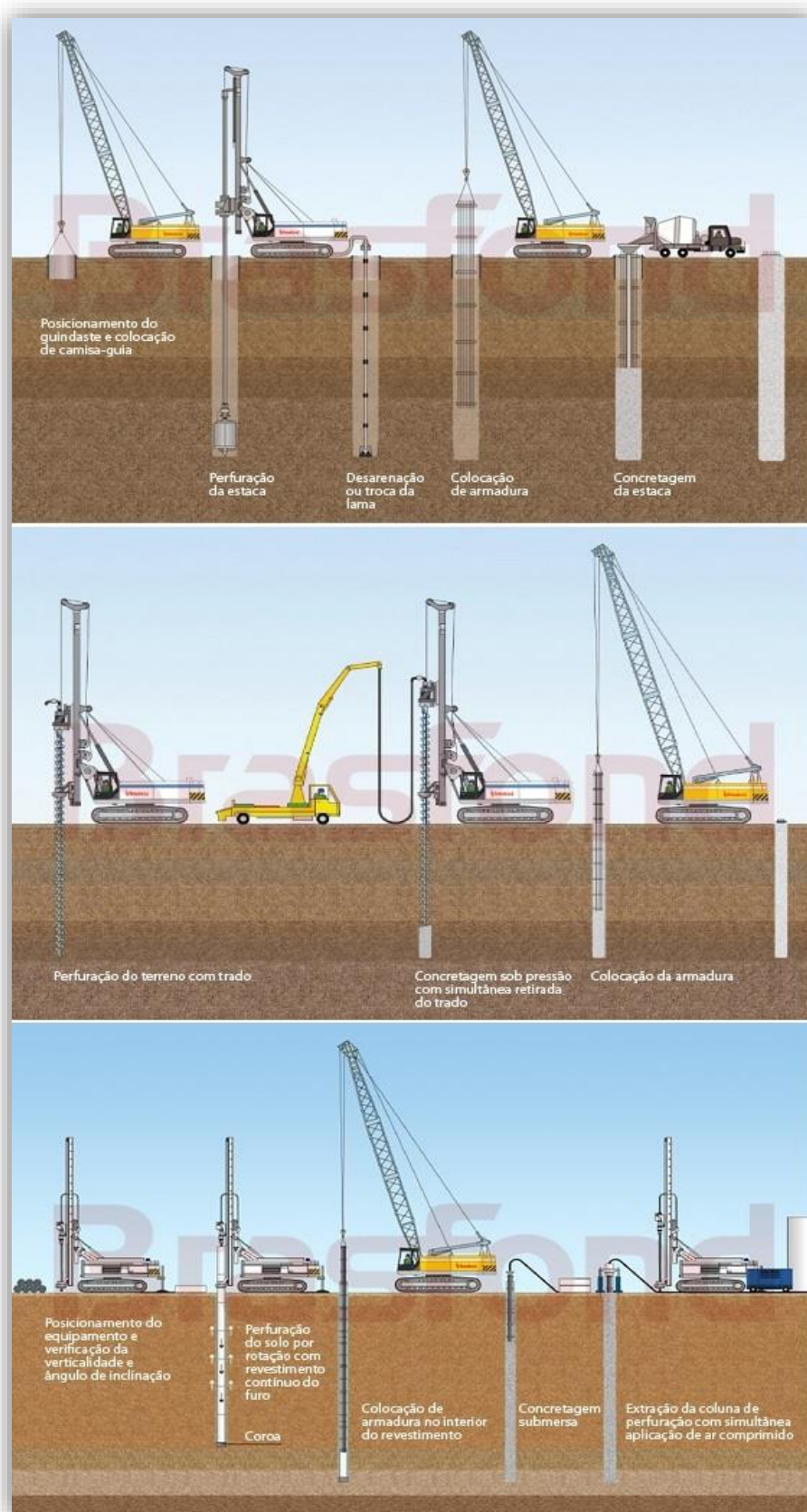


Figura 56. Tipos de estacas: escavadas, hélice contínua e raiz. Fonte: Pinterest.

As cortinas podem ser executadas atirantadas (ancoragem passiva ou ativa), estroncadas (apoiadas) ou em balanço, conforme mostrado na Figura 57.

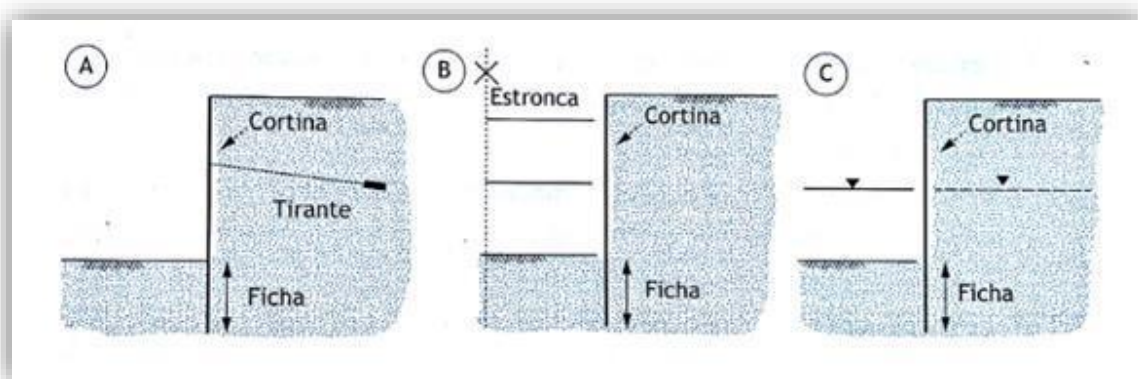


Figura 57. Exemplos de cortinas: (A) atirantada; (B) estroncada; (C) em balanço.
 Fonte: Gerscovich, 2019. (modificado).

As cortinas atirantadas permitem a escavação a céu aberto e a implantação da estrutura de forma convencional de baixo para cima, acelerando o processo construtivo. Em obras sem a possibilidade de uso de tirantes e após a execução da estrutura de contenção, a escavação é feita de forma parcial, utilizando berma provisória definida para não permitir grandes deslocamentos dos vizinhos com fundações superficiais. Após a execução das fundações e da estrutura que serve de apoio à contenção, as bermas provisórias podem ser retiradas.

As cortinas atirantadas, também chamadas de ancoradas ou apoiadas, suportam o empuxo de terra tanto pela ficha quanto por meio de níveis de ancoragem acima da escavação. O número de ancoragens é determinado pela altura do solo a arrimar. A ancoragem permite a redução da ficha e dos esforços na estrutura. A primeira linha de ancoragem deve ser colocada na posição mais próxima do topo da escavação para limitar deslocamentos da parede e sua repercussão nos vizinhos.

As cortinas em balanço suportam esforços provenientes do empuxo de terra, sem qualquer tipo de apoio acima do nível da escavação, entretanto, estão sujeitas a maiores deslocamentos comparadas às estroncadas e às atirantadas. A ficha mínima é o comprimento mínimo de embutimento da cortina no solo, que garante o equilíbrio com uma margem de segurança adequada (ENGESOL, 2019).

O dimensionamento pode ser considerando flexão simples, quando não há atuação de esforço normal, ou flexocompressão, no caso contrário. Os elementos a serem determinados no dimensionamento são: comprimento da ficha; momento fletor e esforço cortante máximo; e

esforço na ancoragem. Com os valores do momento fletor e esforço cortante, a seção transversal do elemento de contenção é dimensionada à flexão e ao cisalhamento. Com o esforço na ancoragem, é calculada a ferragem e o comprimento do trecho de ancoragem da mesma. O dimensionamento da estrutura de contenção deve considerar cada nível de escavação e implantação de ancoragem, com geometria detalhada de escavação, sendo que as ações decorrentes desta condição devem ser calculadas. O dimensionamento final será aquele que cubra a envoltória em todos os estágios da construção.

A Figura 58 mostra uma obra com solução estacas justapostas.



Figura 58. Obra com estacas justapostas. Fonte: ENGESOL.

A solução de parede, ou parede diafragma moldadas *in loco* (Figura 59), assemelha-se bastante à solução cortina. Conforme explica Varela (IFRN/NATAL, 2013), é um elemento de fundação e ou contenção moldada no solo, realizando no subsolo um muro vertical de concreto armado cuja espessura pode variar entre 30 cm e 120 cm e profundidade de até 50 metros.

Assim como nas cortinas, ela pode absorver empuxos, cargas axiais e momentos fletores, bem como ser utilizado como elemento de fundação absorvendo cargas normais, podendo ser executado com a presença ou não de lençol freático. Este tipo de fundação tem a vantagem de se moldar a geometria do terreno, sua execução não causa vibrações nem grandes descompressões no terreno podendo ser realizada muito próximo às estruturas vizinhas existentes, sem ocasionar danos às mesmas.



Figura 59. Exemplo de parede de diafragma. Fonte: Geofund Fundações Especiais (modificado).

2.3.4 Obras-de-arte especiais

O termo remonta à época em que tais estruturas eram concebidas por artífices que, graças a uma importante intuição e criatividade, conseguiram conceber e construir obras que eram apelidadas de “obras de arte”. (Wikipédia, 2019).

O DNIT, em seu glossário de termos técnicos rodoviários, define obra-de-arte especial como uma estrutura, tal como ponte, viaduto ou túnel que, pelas suas proporções e características peculiares, requeiram um projeto específico. Para o termo ponte, essa autarquia conceitua da seguinte forma:

“Estrutura, inclusive apoios, construída sobre uma depressão ou uma obstrução, tais como água, rodovia ou ferrovia, que sustenta uma pista para passagem de veículos e outras cargas móveis, e que tem um vão livre, medido ao longo do eixo da rodovia, de mais de seis metros. Ficam incluídos nesta definição viadutos, passagens superiores e passagens inferiores” (DNIT-NORMA 010/2004 –PRO, p. 3).

Cabe lembrar que a diferença entre ponte e viaduto está no obstáculo a ser transposto, assim viaduto é uma classe de ponte cujo o obstáculo não contém água.

A escolha do tipo de uma ponte não é algo tão simples, como lembra Lucena (2018) não basta pensar em um modelo e implementá-lo, também não basta conhecer o local em que será construído e seus carregamentos, é necessário ter qualificação e um sólido conhecimento em estruturas e normas, imaginação e criatividade, bom senso e coragem no desenvolvimento de novas ideias.

Usualmente, as pontes são divididas em 6 tipos, a saber:

1. Ponte em viga (*Beam Bridge*) – a sua construção é feita com vigas de aço em baixo, e concreto ou então em peças pré-fabricadas. Este é o tipo de ponte tecnicamente mais simples e conseqüentemente mais fácil de se construir. Neste tipo de ponte uma viga horizontal é suportada em ambas as suas extremidades por pilares. A maioria das pontes rodoviárias cai nesta categoria, feitas de vigas I de concreto armado, por exemplo a ponte Rio-Niterói.
2. Ponte de treliças (*Truss Bridge*): a sua construção é feita, como o próprio nome diz, de treliças podendo ser de metal ou madeira. Este tipo de pontes foi muito popular nos EUA de 1870 a 1930. São fáceis de analisar e relativamente fáceis de construir. Elementos de madeira são usados para forças de compressão, enquanto que

elementos de metal são feitos para suportar a tração e compressão. Ambos os materiais são combinados em estruturas geométricas capazes de dar suporte aos pesos e forças que atuam sobre ela. Um exemplo desse tipo é a ponte de Santa Margarida do Sado, em Grândola, Portugal.

3. Ponte de arco (*Arch Bridge*): da sua forma deriva o seu nome. A ponte mais antiga deste tipo ainda existe e foi construída na Grécia em 1300 A.C. (Ponte Arkadiko). No entanto quem ficou conhecido por construir pontes deste tipo foram os romanos. Um exemplo desse tipo é a ponte Zhijinghe, na China.
4. Ponte pênsil ou suspensa (*Suspension Bridge*): é uma ponte que está segura por cabos de aço que são suportados por torres em cada extremidade. Os cabos transferem, de maneira bastante eficaz, o peso e o carregamento da ponte para os pontos de ancoragem nas suas extremidades. Como exemplo de ponte suspensa tem-se a Golden Gate nos Estados Unidos.
5. Ponte estaiada (*Cable-stayed Bridge*): são semelhantes às pontes suspensas na sua estrutura, mas com algumas diferenças, entre elas a quantidade de cabos usada. Na ponte estaiada, as torres de suporte são relativamente curtas e requerem menos quantidade de cabo em relação à ponte suspensa. As torres desse modelo também servem de ponto focal para os cabos. Outra diferença é que, ao contrário de uma ponte suspensa, onde o cabo principal não é apertado, os cabos em uma ponte estaiada estão em constante tensão. Exemplo desse tipo é a ponte João Isidoro França, localizada em Teresina, PI.
6. Ponte em balanço (*Cantilever Bridge*): essas pontes suportam o peso com um contrapeso em uma extremidade. O problema com o uso de um balanço (ou de um sistema de suspensão ou estaiado) é que eles precisam ser ancorados em algo. As pontes reais são ancoradas ao solo usando pilares de concreto. Pontes de balanço não tem essa opção. A maioria das pontes precisa ser portátil, o que significa que você pode transportá-las de um local para outro. Um exemplo desse modelo é a Ponte entre o vilarejo de *Romeoville* e o distrito de *Lockport* em Illinois EEUU.

Os exemplos de tipos de pontes podem ser vistos na Figura 60.

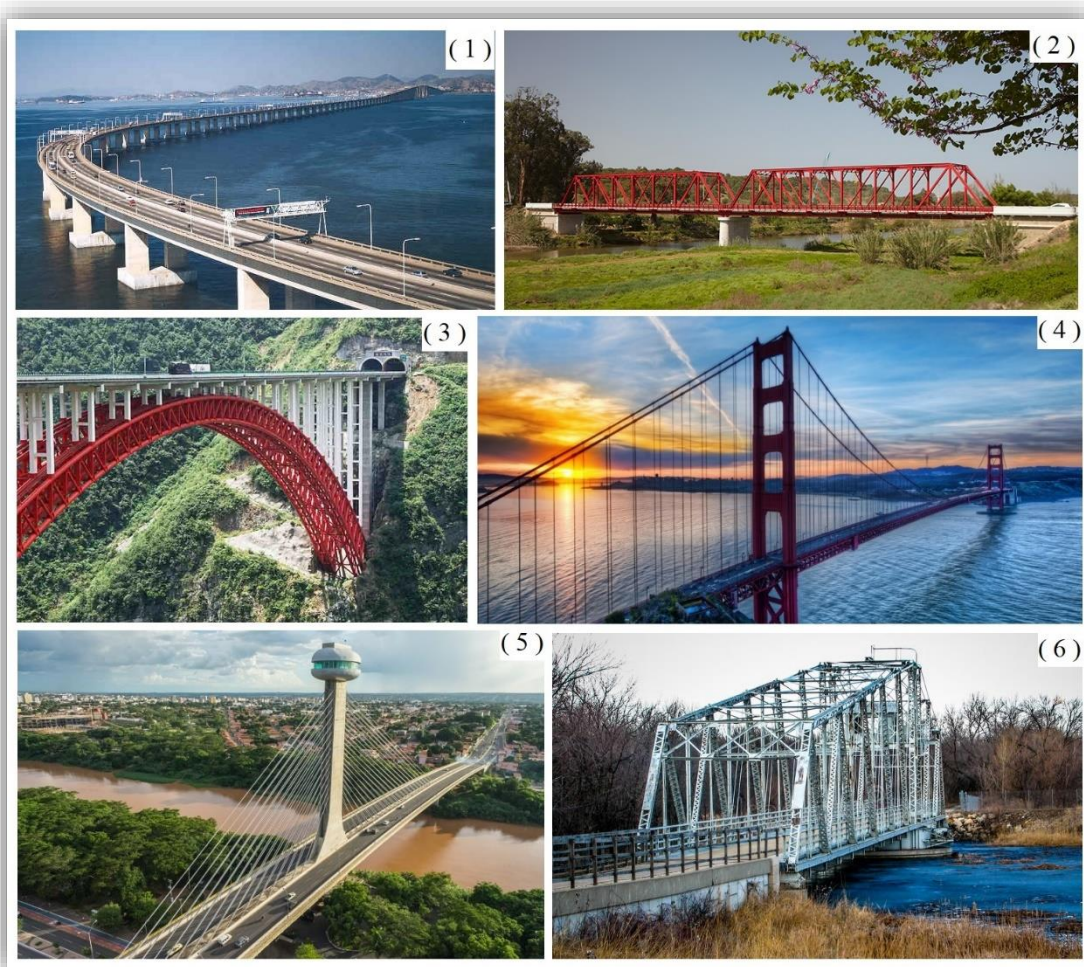


Figura 60. Exemplos de tipos de pontes.

(1) Ponte Rio-Niterói, ponte em viga; (2) Ponte de Santa Margarida do Sado, ponte de treliça; (3) Ponte Zhijinghe China, ponte de arco; (4) Ponte Golden Gates EEUU, ponte pencil; (5) Ponte João Isidoro França no Piauí, ponte estaiada; (6) Ponte entre Romeoville e Lockport EEUU, ponte em balanço.

Fontes: (1) Folha de São Paulo, (2) Tecnovia Portugal, (3) Blog Gigantes do Mundo, (4) Wallpaper Abyss, (5) Oficina de Textos, (6) Pt.Dreamstime.com.

Do ponto de vista estrutural, as pontes podem ser divididas em três partes principais: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura (PFEIL, 1990; MARCHETTI, 2008 *apud* MILANI, 2012), como pode ser visto na Figura 61.

A superestrutura compreende a parte superior da ponte, o elemento que transporá o obstáculo e receber o carregamento do tráfego. Normalmente divide-se essa parte em estrutura principal (vigas e longarinas) e secundária (tabuleiro ou estrado composto por laje, tábuas ou chapas metálicas) (MARCHETTI, 2008 *apud* MILANI, 2012).

A mesoestrutura compreende os elementos intermediários, aqueles que transmitem os esforços atuantes do carregamento aos elementos da fundação, como por exemplos pilares isolados ou aporticados, aparelhos de apoio e encontros.

A infraestrutura é constituída pelos elementos que transmitem diretamente os esforços ao solo, por exemplos blocos, sapatas, estacas ou tubulões, além das peças de ligação destes elementos, como os blocos de coroamento de conjunto de estacas e vigas de rigidez (SARTORTI, 2008 *apud* MILANI, 2012).

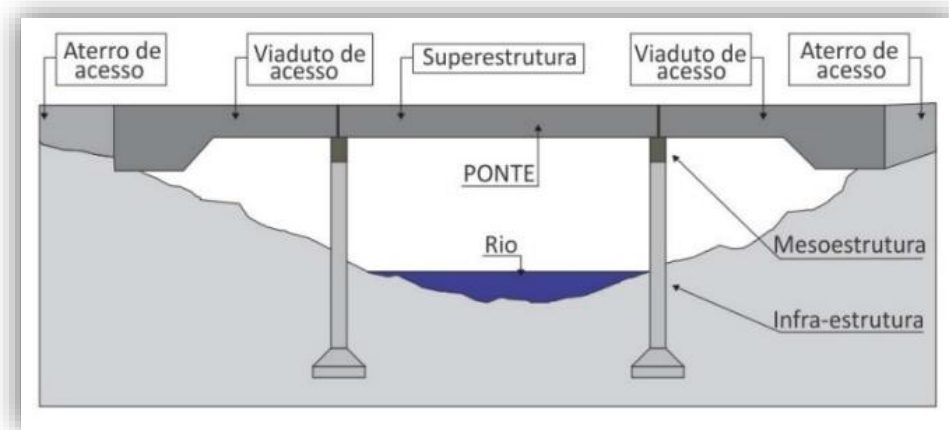


Figura 61. Divisão estrutural de uma ponte. Fonte: Marchetti, 2008.

Pode-se ainda classificar pontes de diversas maneiras sendo as mais comuns:

- extensão do vão total – vão até 2 m: bueiros; vão de 2 a 10 m: pontilhões; vão maior do que 10 m: pontes (Marchetti, 2008 *apud* MILANI, 2012);
- natureza do tráfego – pontes rodoviárias; para pedestres; aquedutos; mistas; ferroviárias; ponte canal e pontes aeroviárias (Figura 62). Podem, ainda, destinar-se ao suporte de tubulações para água, esgoto, gás, óleo (Pfeil, 1990 *apud* MILANI, 2012);
- durabilidade – permanentes, provisórias e desmontáveis;
- desenvolvimento planimétrico – reta ortogonal, reta esconsa, curvas;
- desenvolvimento altimétrico – reta horizontal, reta em rampa, curva com tabuleiro convexo, curva com tabuleiro côncavo;
- seção transversal – em laje maciça, laje vazada, seção “T” e seção celular;
- posição do tabuleiro – tabuleiro superior (normal), intermediário (rebaixado), inferior (rebaixado);
- material da superestrutura – madeira, alvenaria (pedra, tijolos), concreto armado, concreto protendido, aço;
- estaticidade da superestrutura – isostática ou hiperestática;

- sistema construtivo – moldado in loco, pré-moldado, balanços sucessivos; aduelas ou segmentos;
- mobilidade dos tramos – basculante (para pequenos vãos), levadiça, corrediça, giratória.

A Figura 62 mostra um viaduto aeroviário em uma das pistas do aeroporto de Leipzig/Halle, na Alemanha.



Figura 62. Ponte aeroviária. Aeroporto de Leipzig/Halle. Fonte: Oldrich Chmel.

A Figura 63 mostra o esquema das pontes (ou viadutos) quanto ao seu desenvolvimento.

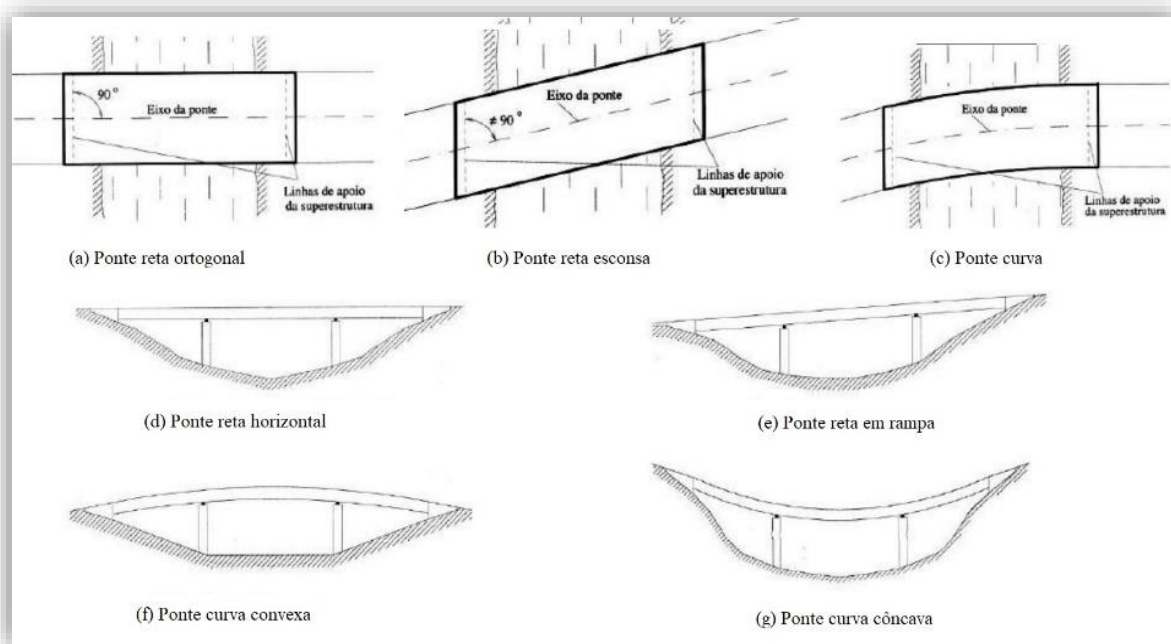


Figura 63. Tipos de pontes. Fonte: Debs & Takeya. (modificado).

A Figura 64 mostra o esquema das pontes (ou viadutos) quanto à sua seção transversal.

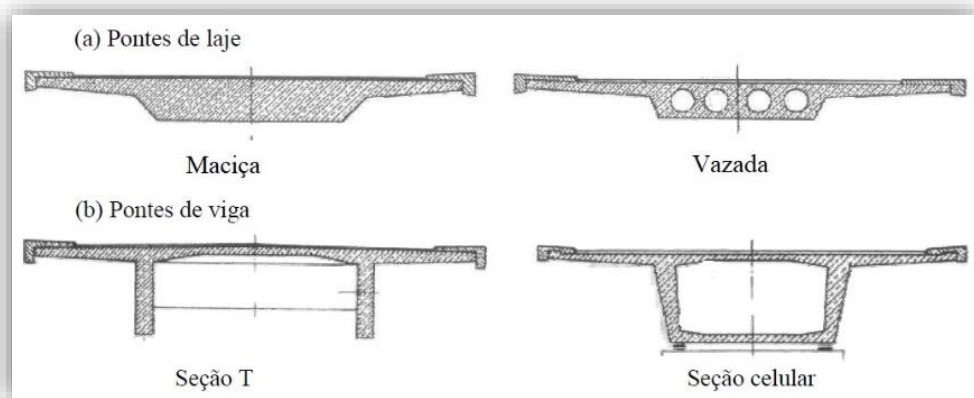


Figura 64. Seções transversais das pontes de concreto. Fonte: Debs & Takeya. (modificado).

A Figura 65 mostra o esquema das pontes (ou viadutos) quanto à posição do tabuleiro.

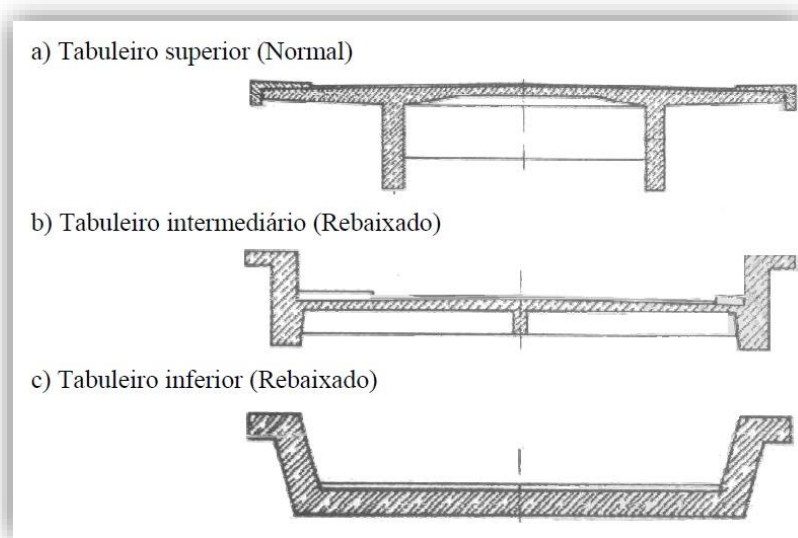


Figura 65. Esquema de seções transversais quanto à posição do tabuleiro. Fonte: Debs & Takeya. (modificado).

Minimizar o custo é uma preocupação constante na projeção de uma obra, principalmente quando se trata de obra-de-arte especial. Um viaduto, em termos de custos, pode ser dividido em infraestrutura, aparelhos de apoio e superestrutura.

Para um viaduto de determinado comprimento, um dos fatores mais importantes que influi no custo são os vãos. Quanto maior é o vão, maior é o custo da superestrutura e menor a soma dos custos da infraestrutura e dos aparelhos de apoio, e vice-versa, quanto menor é o vão,

menor é o custo da superestrutura e maior a soma dos custos da infraestrutura e dos aparelhos de apoio.

Debs & Takeya (2007) mostram em um diagrama, Figura 66, uma situação genérica na qual em uma primeira aproximação, o vão indicado é aquele em que o custo da superestrutura resulta aproximadamente igual ao custo da infraestrutura. Assim, na hora de locar o viaduto, é preciso escolher um ponto tal que resulte no seu menor comprimento de vão.

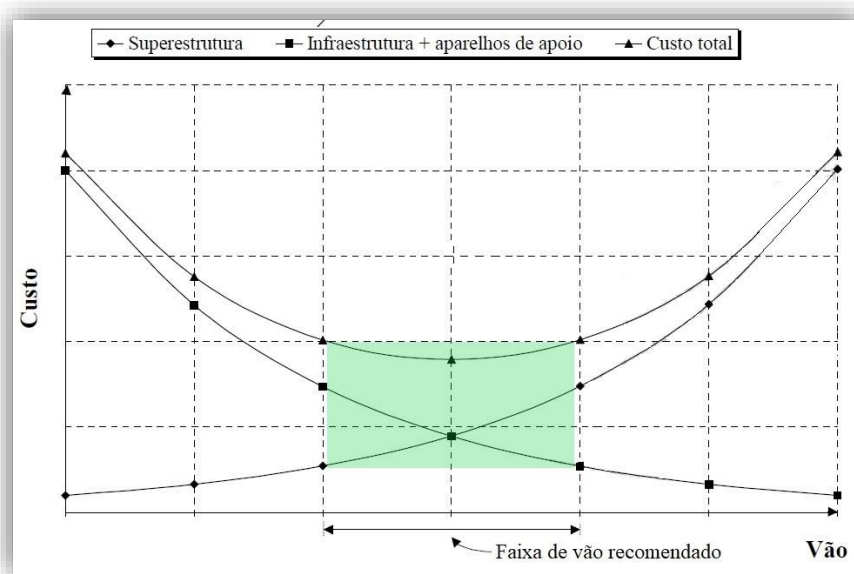


Figura 66. Composição dos custos em função do vão. Fonte: Debs & Takeya. (modificado).

Para o projeto há que se considerar as ações, a composição estrutural, simplificações na análise estrutural (elementos indeformáveis na direção transversal, grelhas), processos construtivos, minimização dos transtornos da construção e impacto arquitetônico que a obra-de-arte especial trará ao local.

Em um resumo das normas NBR-8681:2003 e 7187:2003 podemos descrever as ações como sendo:

- Permanentes, diretas ou indiretas, tais como cargas provenientes do peso próprio dos elementos estruturais; cargas provenientes do peso da pavimentação, dos trilhos, dos dormentes, dos lastros, dos revestimentos, das defensas, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização; empuxos de terra e de líquidos; forças de protensão; deformações impostas, isto é, aquelas provocadas por fluência e retração do concreto, e por deslocamentos de apoios.

- Variáveis, normais ou especiais, tais como: as cargas móveis (ação gravitacional, força centrífuga choque lateral; efeitos de frenagem e aceleração); cargas de construção; a ação do vento; o empuxo de terra provocado por cargas móveis; a pressão da água em movimento; efeito dinâmico do movimento das águas; as variações de temperatura.
- Excepcionais como: choques de veículos; outras ações excepcionais.

A escolha da composição estrutural, como orienta Lucena (2018), é uma consequência dos parâmetros:

- topográfico – perfil longitudinal do terreno e planta topográfica amarrados ao estaqueamento e as referências de nível do projeto da rodovia;
- hidrológico – estudos da região, regime fluviométrico, períodos de recorrência, níveis máximos e mínimos de vazão, a seção de vazão, entre outros;
- geológicos e geotécnicos – estudos preliminares e complementares perfis geotécnicos, sondagens e análises que permitam um melhor conhecimento do solo, sua capacidade de suporte, e das estruturas de fundações a serem utilizadas;
- geométrico da rodovia – seguindo as normas técnicas DNIT, DER de cada estado sobre elementos de curva (raio, ângulo central, comprimento da transição, coordenadas, estacas dos pontos característicos, elementos de locação, alinhamento das tangentes), elementos de greide (PIV, PVC, PTV, coeficiente k de variação da parábola vertical, comprimento L e flecha máxima), perfil de superelevação, esquemas de sobrelarguras e todos os detalhes;
- geométrico da ponte/viaduto – elementos geométricos: vão total (distância entre os encontros), vão livre, tramo (vão teórico: medida horizontal entre centros de dois suportes sucessivos), altura de construção distância vertical entre o ponto mais alto da superfície de rolamento e o ponto mais baixo da superestrutura), altura livre (ponto mais baixo da superestrutura e o ponto mais alto do obstáculo transposto), esconsidade (obliquidade à esquerda ou à direita), gabaritos (dimensões de observância obrigatória nos projetos);
- executivo – topografia local, acessos, mão-de-obra locais etc.;
- operacionais e de segurança – tráfego, propriedades circunvizinhas, rapidez da execução etc.

Da análise desses parâmetros consideradas as condições particulares de cada travessia irão definir e ordenar a importância dos mesmos levando a uma escolha lógica do tipo estrutural que melhor se enquadra a ponte ou o viaduto:

- em laje – utilizado para pequenos vãos e de altura reduzida, geralmente limitados a quinze metros podendo chegar a trinta metros quando em concreto protendido;
- em viga – são os mais comuns com grande variação de vãos, desde dez metros até mais de 100 metros quando em concreto protendido, entretanto o vão mais comum encontrado e em torno de quarenta metros; as vigas podem ser:
 - simplesmente apoiada – estrutura isostática mais simples que se conhece, é insensível a recalques de fundação;
 - simplesmente apoiada com extremidades em balanço – normalmente utilizadas quando se tem grande altura de aterro, necessariamente possuem cortinas;
 - contínuas – muito utilizado, é um sistema estrutural hiperestático, conseqüentemente sofre influência pelo recalque da fundação:
 - para o limites dos vãos tem-se até 30 metros inércia constante e para vãos maiores inércia variável;
 - para fundação rasa em sapata ou bloco, com inércia constante, o vão tem que estar entre 15 e 20 metros;
 - para fundação profunda (tubulão até 20 metros) o vão deve estar entre 20 e 30 metros;
 - para fundação profunda (em torno de 40 metros) o vão deve variar entre 60 e 70 metros, obrigatório neste caso então altura variável da viga;
 - Gerber – estrutura isostática, tem como vantagens insensibilidade a recalques de apoio, possibilidade de redução de altura no trecho articulado, juntas de concretagem definidas, facilitando o cálculo e o plano de concretagem, porém, tem delicadeza nas articulações Gerber, pois são pontos frágeis com grandes concentrações de esforços;
- em estrutura celular – apresentam vantagens estáticas e estéticas, ao mesmo tempo são elegantes soluções de viadutos e obras urbanas, pois possuem grandes rigidezes longitudinal e torsional, praticamente são soluções únicas para grandes vãos ou obras curvas; seus vãos limitam-se entre 25 e 30 metros, podendo ser entre 35 e 60 metros quando adotado concreto protendido. Com avanços sucessivos, uso do concreto protendido e altura variável, podem chegar a vãos de até 200 metros.

- em quadro rígido – pouco utilizado no Brasil, a estrutura principal é aporticada com alto grau de hiperestaticidade; os pilares trabalham em conjunto com as vigas na absorção dos esforços de flexão permitindo com isso estruturas mais esbeltas; não suportam grandes recalques de fundação; apresentam dificuldade de cálculo e de execução (plano de concretagem laborioso, a concretagem tem que ser por etapa para reduzir solicitações devido à retração e à temperatura);
- em arco – utilizada, normalmente, para grandes vãos, sua fundação exige, nos encontros, rocha de boa qualidade devido aos elevados empuxos transmitidos; com maior utilização do concreto protendido e balanços sucessivos, permitem eliminar escoramentos e estruturas provisórias de apoio; para vãos acima de 100 metros, as seções transversais, tanto das abóbadas como dos arcos devem ser preferencialmente celulares;
- pênsil – para grandes vãos, o tabuleiro é suspenso por tirantes suspensos por feixes de cabos.
- estaiado – também para grandes vãos, entre 200 e 300 metros e para concreto protendido até 400 metros, tem grande efeito estético, os estrados (geralmente celulares em concreto protendido) destas estruturas são suspensos por meio de cabos ou estais, fixados em torres intermediárias bastantes altas; a componente horizontal da força nos cabos retos inclinados é aproveitada para protensão parcial do tabuleiro.

Para um pré-dimensionamento, Lucena (2018) apresenta alguns esquemas relacionando altura da viga (H) para o respectivo vão (L), conforme mostrado nas Figura 67 e Figura 68. A relação $H=L/(x)$ apresentada pode ser alterada quando utilizada a protensão, diminuindo a altura da viga entre 20% a 40%.

Para a passagem de nível inferior, segue-se os mesmos raciocínios aplicados a pontes e viadutos.

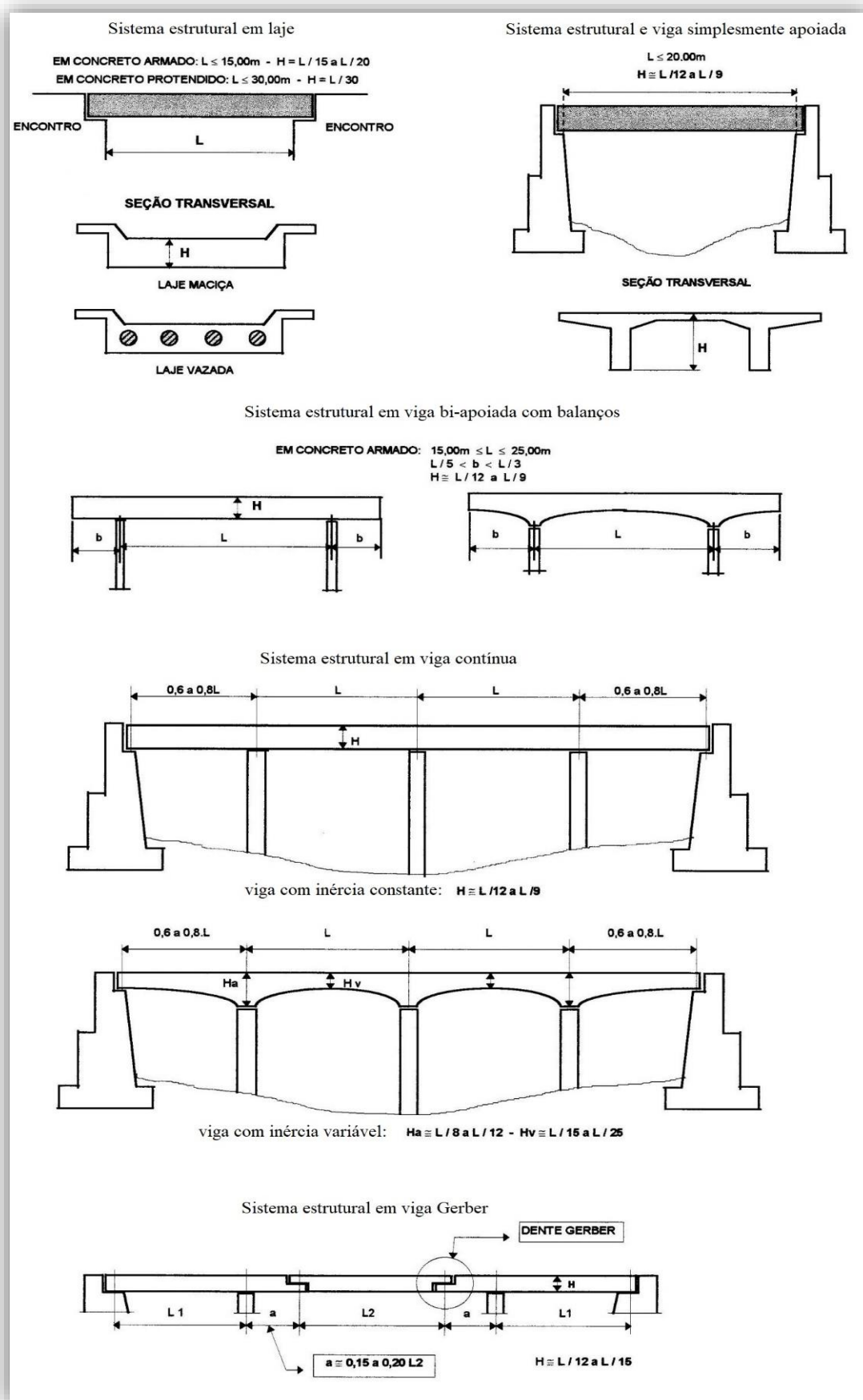


Figura 67. Pré-dimensionamento da altura da viga. Fonte: Lucena, 2018. (Modificado).

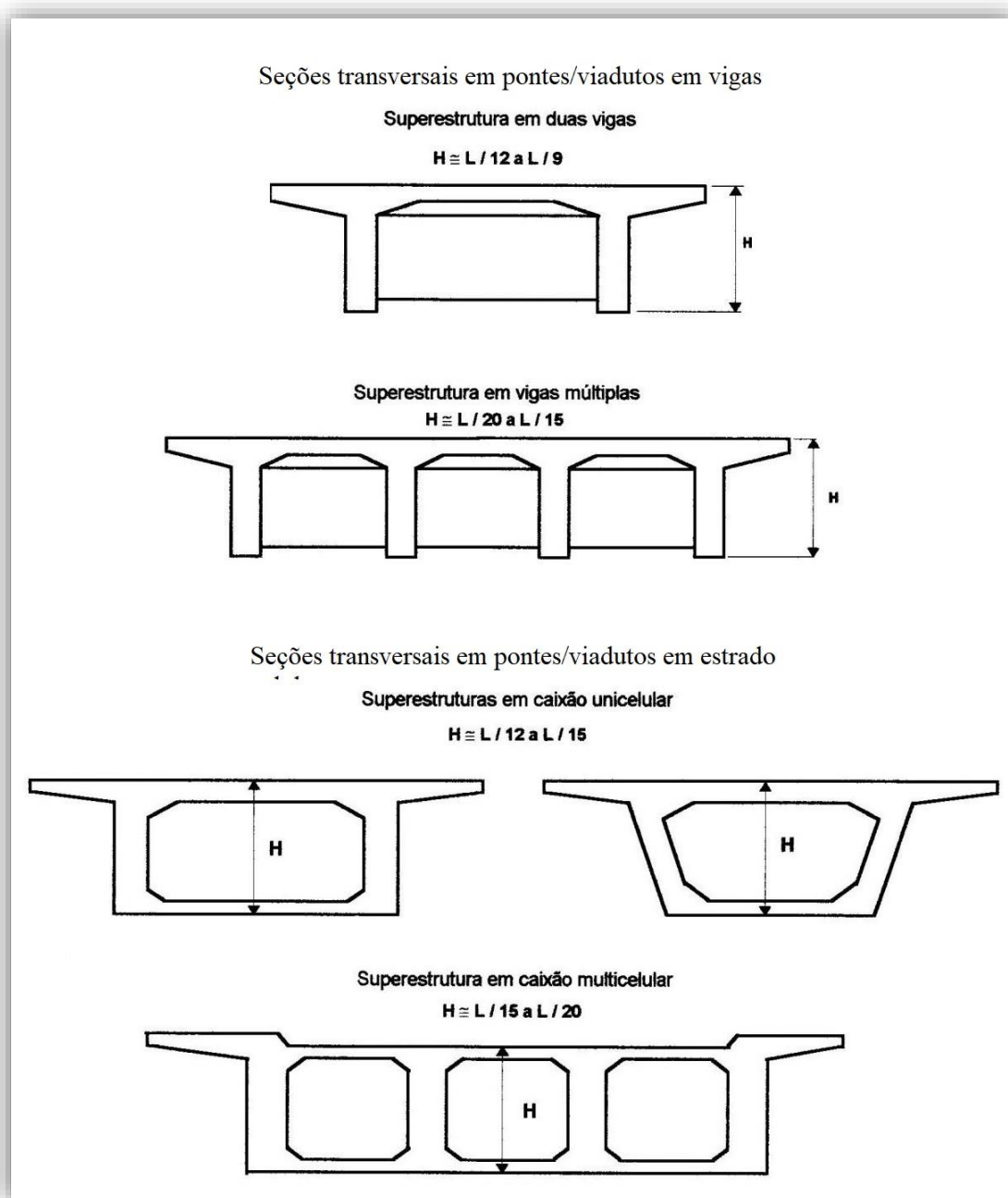


Figura 68. Pré-dimensionamento da altura da viga. Fonte: Lucena, 2018. (Modificado).

2.3.5 Resumo sobre Estruturas

A solução técnica para um problema, uma ideia, retoma conhecimentos em diversas áreas que estão interligadas entre si. Não é possível propor uma solução em engenharia sem antes ter-se estudado a ideia do projeto, as implicações físicas e sociais que trará ao local e se é tecnicamente viável realizá-lo.

Por exemplo, no caso de se planejar uma interseção viária são necessários:

- anteriormente já terem sido feitos estudos hidrológicos, topográficos, geológicos e geotécnicos, de tráfegos existente, entre outros mais específicos de acordo com a necessidade;
- realizar estudos de projeção futura de tráfego; definição de quantidade de pistas, restrições e prioridades de tráfego
- estudos sobre o impacto ambiental;
- escolha de obras-de-arte e estruturas de contenção que melhor se enquadre ao local;

Com estes estudos, conjuntamente com as normas vigentes, pode-se projetar qual a melhor estrutura viária a ser implementada que atenda a todos os requisitos impostos na ideia principal, pode-se ainda saber, através de levantamentos, os custos envolvidos, a disponibilidade técnica de mão-de-obra para os serviços e o tempo necessário para realiza-los.

Como premissas básicas no trabalho com estruturas estão o solo, neste caso a Formação Barreiras, tipo e carregamento viário que ele deverá suportá-lo.

De acordo com os parâmetros do solo, principalmente coesão, ângulo de atrito interno e granulometria é possível escolher quais estruturas de contenção poderão ser utilizadas.

De acordo com o tipo e o carregamento viário projetado é possível escolher qual o pavimento ideal recomendado, tamanho das pistas, tipos de viadutos que podem ser utilizados e estruturas auxiliares necessárias à implantação (obras de drenagem, infraestruturas de apoio, sinalização, iluminação etc).

3 ESTUDO DE CASO: A INTERSEÇÃO UFPB

A Interconexão UFPB – Ligação Viária Entre as ruas Padre Zé, Ver. João Freire e a avenida Pedro II na cidade de João Pessoa, denomina-se assim em função da localização das vias rodoviárias do entorno do campus e os acessos à Universidade Federal da Paraíba, conforme pode ser observado na Figura 69.



Figura 69. Vista aérea da região estudada atual. Fonte: Google Earth. (Modificado). 2019.

Nessa ligação, como marco referencial, escolheu-se a rotatória²⁴ que está na altitude de 42 m acima do nível do mar. Deste marco definido distam, ao sul-sudoeste ≈ 520 metros, ao oeste ≈ 200 metros, ao nordeste ≈ 150 metros.

3.1 Situação Atual

Como pode ser observado na Figura 70, a região estudada possui faixas de tráfegos compartilhadas aos coletivos, segregada em determinado trecho, veículos leves, veículos de carga e bicicletas perfazendo um total de oito faixas no trecho mais largo e 5 faixas no trecho mais estreito próximo à rotatória. Em contagem de veículos²⁵ feita no local registrou-se mais de 4700 veículos por hora, estimando um volume médio diário²⁶ de mais de 55 mil veículos passando por estas faixas na avenida Padre Zé nos dois sentidos.



Figura 70. Vista em perspectiva da região estudada. Fonte: Google Earth. 2019.

²⁴ No Google Maps digitar -7.137027 , -34.850438

²⁵ Contagem, em todas as faixas de tráfego, feita no curso da disciplina pavimentação em 15/05/2015 (sexta-feira) das 14:33h às 15:33h.

²⁶ O manual do DNIT, para o estudo do tráfego durante um dia, adota o percentual de 8,5% o volume horário de veículos do volume médio diário.

O pavimento utilizado no local é o do tipo CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente) e apresenta-se em boas condições estruturais e com sinalização horizontal suficiente e de acordo com a legislação de trânsito, conforme pode ser observado na Figura 71.



Figura 71. Vista geral do pavimento. Fonte Google Earth.

Cerca de 40 mil pessoas tem como destino o campus da universidade diariamente. Estas pessoas chegam em diversos tipos modais diferentes: ônibus, táxi ou assemelhado, carro próprio, motocicleta, bicicleta e a pé, para os que moram perto.

No local não existe ciclovia ou ciclofaixas. O fluxo de bicicletas ocorre nas mesmas faixas de tráfego dos veículos.

Passam pelo local diversas linhas de ônibus com destino a vários lugares da cidade como pode ser observado na Tabela 17.

Tabela 17. Itinerários que passam em frente à UFPB. Fonte: Jampabus, 2019.

Linha	Itinerário	Linha	Itinerário
301	Mangabeira / Pedro II	302	Cidade Verde / Pedro II
303	Mangabeira / Pedro II	304	Castelo Branco / Pedro II
517	Castelo Branco / Epitácio	3200	Circular
3203	Mangabeira (Pedro II / Rangel)	3207	Penha (Pedro II / Rangel)
3507	Cidade Verde (Pedro II/ Epitácio)	3510	Bancários (Pedro II / Epitácio)
5110	Circular / UFPB / Unipê	5120	Valentina / Epitácio
5201	Colinas Epitácio / Rangel	5206	Mangabeira (Epitácio / Cristo)
5600	Mangabeira / Manaíra Shopping	5603	Mangabeira VII/Manaíra Shopping
5605	Mangabeira / Manaíra Shopping	0118A	Paratibe / Epitácio
0502	Geisel / Epitácio	5110A	Circular / Esplanada

Linha	Itinerário	Linha	Itinerário
5120A	Valentina / Epitácio / via J.Américo	T006	Mangabeira / Pedro II
T012	Circular	1519	Valentina/Cruz das Armas/Epitácio
2300	Circular Valentina	2303	Mangabeira (Rangel/Pedro II)
5307	Cidade Verde (Epitácio/Pedro II)	T011	Circular

As linhas apresentadas na Tabela 17 se utilizam de duas paradas, em sentidos opostos, distantes entre si em torno de 200 metros sendo ambas com colunas metálicas, cobertura em folhas metálicas onduladas e sem bancos para sentar, conforme pode-se observar na Figura 72.



Figura 72. Paradas existentes no local. Fonte: Google Earth.

A rotatória existente no local, Figura 73, apresenta-se compatível com o fluxo de veículos nos horários normais do dia. Porém nos horários de pico excede sua capacidade causando congestionamentos e por conseguinte truncamento no fluxo. O sentido predominante de fluxo intenso pela manhã, entre 7 horas até por volta das 9 horas, é o sentido Bancários – Pedro II e à tarde, a partir das 17 horas até por volta das 19 horas, o sentido inverso.



Figura 73. Rotatória analisada. Fonte: Google Earth, 2019. (modificado).

Observa-se que a rotatória possui três faixas de tráfego gerando 51 pontos de conflitos convergentes e divergentes como pode ser observado na Figura 74.



Figura 74. Pontos de conflitos na rotatória. Fonte Google Earth, 2019 (modificado) .

As calçadas possuem rampas de acessibilidade, se apresentam em condições regulares de conservação. Porém a largura estreita dificulta o uso por cadeirantes principalmente nos pontos com sinalização vertical, como observado na Figura 75.

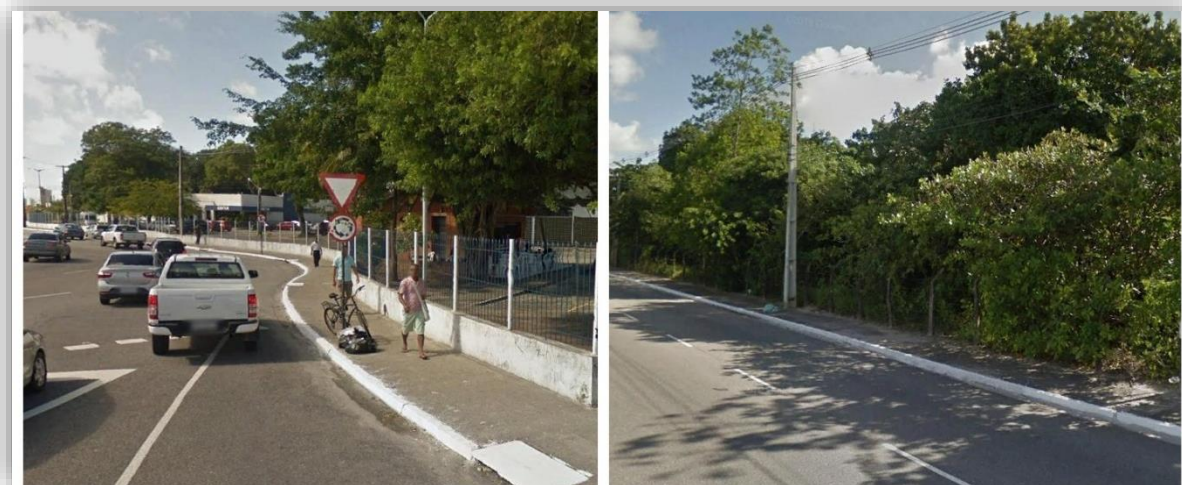


Figura 75. Calçadas no entorno. Fonte: Google Earth, 2019.

3.2 Proposição

A ideia principal deste trabalho é melhorar o fluxo da mobilidade urbana na área estudada propondo uma solução possível com conceitos e alternativas modernos para as técnicas construtivas, materiais, produtos e veículos disponíveis no mercado brasileiro e que atendam também ao plano diretor da cidade de João Pessoa²⁷.

Nessa região é possível a implantação de diversas soluções técnicas de engenharia, pois o solo provém da formação Barreiras apresentando, nesta região, camadas variando entre silte areno-argiloso medianamente compacto e silte argilo-arenoso rijo ambos de cor variegada (anexo Sondagem à Percussão – Auditório no Centro de Música).

Estudos geotécnicos feito por Bezerra (2018) em talude localizado nas proximidades do campus, mostra a formação Barreiras com ângulo de atrito interno de 36° com coesão variando entre 4,3 kPa a 22 kPa – para a condição de umidade natural –, e ângulo de atrito interno de 31° com coesão variando entre zero kPa a 3,4 kPa – para a condição de umidade saturada. Outro estudo feito na mesma formação foi o de Soares *et al* (2017), o qual apresentou ângulo de atrito interno de 39° com coesão de 9,02 kPa.

3.2.1 Reorganização do local

Na reorganização do local procurou-se uma solução que contemplasse os pré-requisitos impostos na ideia principal da proposta com a viabilidade de execução dentro da realidade da cidade.

O primeiro aspecto considerado foi a rotatória, um ponto de muitos conflitos existentes no local. Apesar de conter três faixas de rolamento e boa visibilidade, ela já não comporta mais os 55 mil veículos que passam por lá diariamente. De acordo com estudos relativos às soluções em interseções urbanas, referenciados pelo DNIT (IPR-718, p.132), ver gráfico mostrado na Figura 76, o tipo de intersecção rotatória ou sinalização semafórica comporta uma quantidade máxima de aproximadamente 45 mil veículos por dia, qualquer número acima deste valor requererá uma interconexão independentemente do fluxo secundário.

²⁷ Dec. 6.499/2009, Título II - Do Uso e Ocupação do Solo, Capítulo IV – Da Circulação e dos Transportes

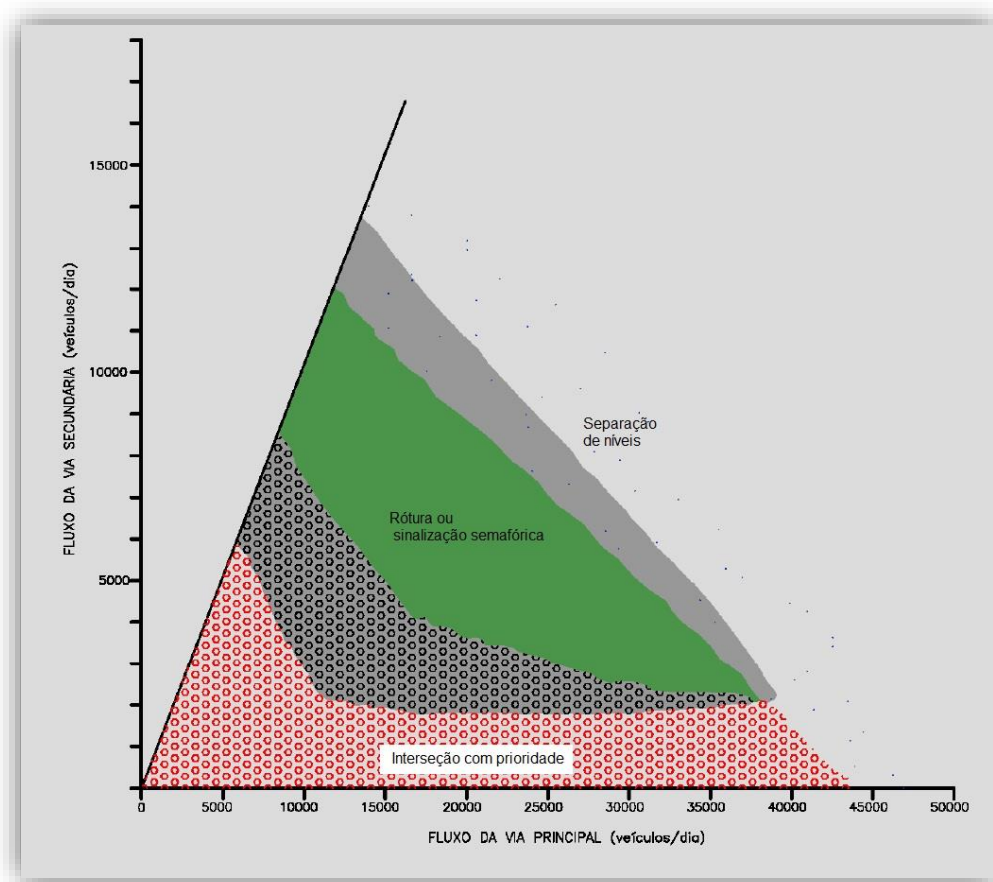


Figura 76. Gráfico indicativo do tipo de intersecção em áreas urbanas. Fonte: DNIT. (modificado).

De acordo com esses estudos, a solução para esse volume de tráfego é a interconexão, ou seja, a intersecção em mais de um nível.

Pela topografia local tem-se uma área plana na cota 42 metros em relação ao nível do mar na direção Bancários–Castelo Branco. Nesse sentido do lado direito, praticamente plano nessa cota, fica a UFPB, e do lado esquerdo um declive, onde fica a avenida Pedro II, como se pode observar as curvas de nível mostradas na Figura 69.

A configuração proposta para este caso particular é a do tipo direcional de três ramos. Esse modelo ocupa menos espaço, tem poucas estruturas, minimiza manobras de entrecruzamento e atende as condições topográficas e de tráfego. A nova configuração pode ser observada na Figura 77.

Para facilitar o entendimento enumeraram-se os ramos assim:

1. Avenida Pedro II;
2. Castelo Branco;
3. Bancários

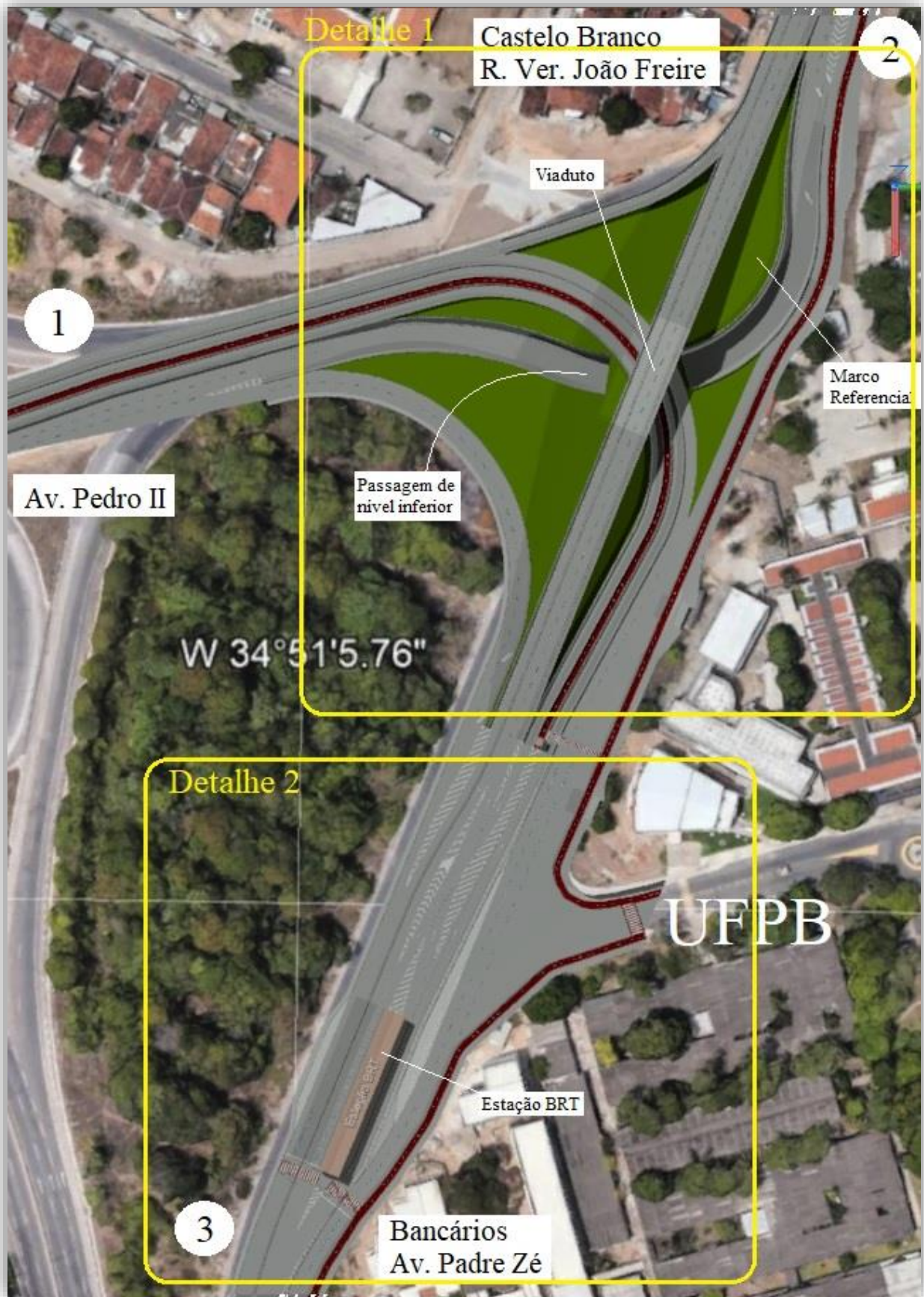


Figura 77. Vista geral da proposta.

Da Figura 77 destacamos dois detalhes.

O primeiro deles, Figura 78, mostra em perspectiva os níveis das faixas de tráfego destacando os elementos viaduto, passagem de nível inferior e passagem de mesmo nível.

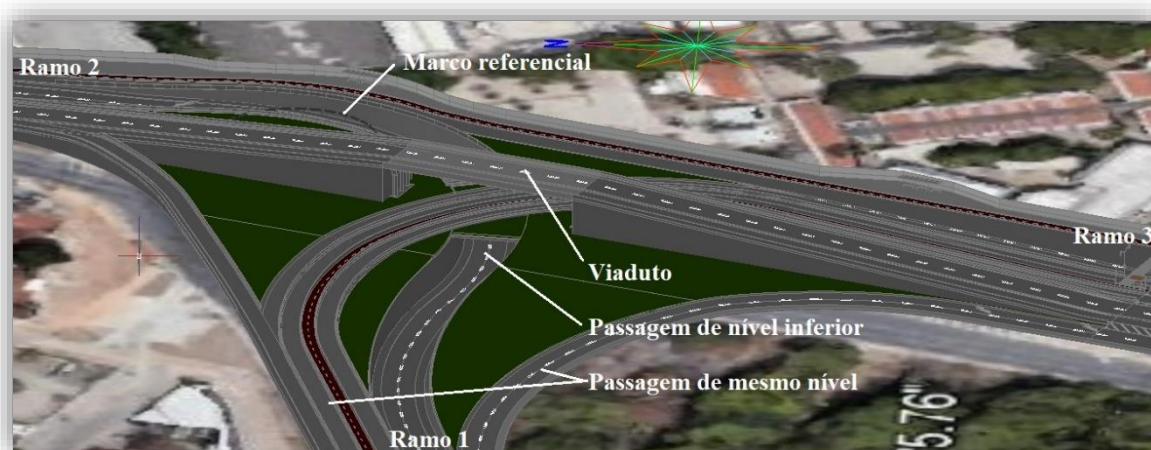


Figura 78. Detalhe 1 mostrando os diferentes níveis da interconexão.

O segundo, Figura 79, mostra em perspectiva o posicionamento da estação de parada do BRT e o acesso à UFPB.



Figura 79. Detalhe 2 mostrando o posicionamento da estação BRT e o acesso à UFPB.

Com a criação da interconexão direcional elimina-se os principais pontos de conflitos das vias.

A implantação de um viaduto na direção Bancários – Castelo Branco surge naturalmente pela topografia local, visto que ramo 1 (av. Pedro II) se apresenta em declive no sentido centro da cidade. Seria impraticável um viaduto ligando o ramo 1 a outros dois ramos quaisquer.

A manutenção do mesmo nível ligando a avenida Padre Zé e a avenida Pedro II se dá em função do volume médio diário de veículos nessa direção e da topografia que inviabilizaria a implantação de um viaduto ligando esses dois ramos, observar a Figura 78.

A ligação a avenida Pedro II e a rua ver. João Freire, feita pela passagem de nível inferior, se dá considerando a topografia local, o espaço disponível e o volume médio diário de veículos nessa direção.

A interseção de todos os ramos acontece bastante próximo ao marco referencial. Nessa locação tem-se uma equalização entre os maiores raios, para as faixas de rolamento, com o menor vão de viaduto possíveis, minimizando com isto os custos de implantação sem, contudo, perder conforto e segurança, conforme pode-se observar na Figura 77 e na Figura 80.



Figura 80. Interseção dos ramos.

Um dos conceitos modernos de mobilidade urbana é a priorização do transporte coletivo para grandes quantidades de pessoas, ver Figura 81 a Figura 82, do modal feito por bicicletas e patinetes (ou outros meios mais ecologicamente coerentes) e do modal a pé.

Há que se colocar que propositadamente restringiu-se o modal feito por veículos particulares, estimulando assim outros mais racionais. Essa restrição tem o intuito de influenciar

as decisões das pessoas na escolha do modal a ser utilizado, concretizando assim a implantação da ideia proposta. Contudo, sugeriu-se alternativa para o fluxo dos veículos de passeios, como forma de amenizar a transição para a nova realidade.



Figura 81. Vista em perspectiva da proposta.

Conforme pode-se observar nos destaques na Figura 82, os conflitos ocorrem, nessa proposta, em apenas três pontos a saber: na saída do campus da UFPB, no ramo 1 sentido centro e no ramo 2 no início da rua Ver. João Freire. Este número é bastante reduzido comparativamente com a situação com rotatória que apresentou 50 pontos de conflitos.

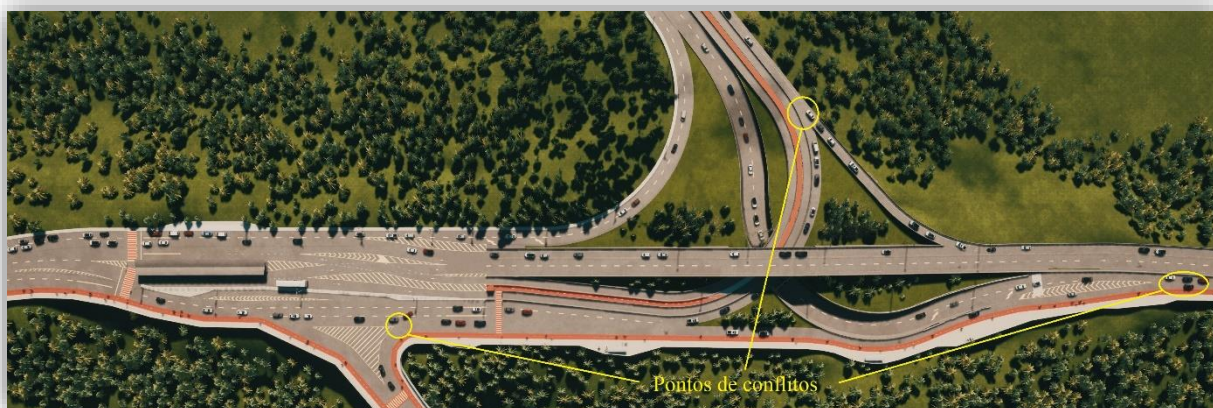


Figura 82. Vista aérea da proposta.

3.2.2 Transporte coletivo

O Governo Federal, lançou um plano de mobilidade para grandes cidades que tinha como objetivo “Requalificar e Implantar Sistemas Estruturantes de Transporte Público Coletivo, visando a ampliação da capacidade e promovendo a integração intermodal, física e tarifária do sistema de mobilidade nos grandes centros urbanos.”.

Para atender a esse plano, a prefeitura de João Pessoa tem uma proposta intitulada “Rede Integrada de Corredores de Transporte Público”, contemplando as diretrizes colocadas de forma racional e moderna como:

- segregação das faixas de rolamento dos coletivos, para manter a velocidade ideal de operação sem interferências dos demais veículos;
- priorização dos coletivos nos semáforos;
- utilização de veículos articulados e biarticulados modernos e ecologicamente mais coerentes;
- construção de terminais de integração com estacionamentos, bicicletários, serviços públicos (Casa da Cidadania, lotérica, *multibank* etc.), comércio, oficina e garagem para os coletivos (minimizar quilometragem morta);
- sistema de transporte inteligente (ITS) controlando e regulando a operação dos coletivos.

Desta proposta separou-se duas linhas itinerantes para esse trabalho, são elas: uma vindo do bairro Bancários e seguindo pela avenida Pedro II em direção ao centro da cidade (e vice-versa) e outra vindo do bairro Bancários e seguindo pela rua ver. João Freire em direção à avenida Epitácio Pessoa. A Figura 83 mostra parte da proposta apresentada pela prefeitura para os itinerários.

Com base nesse projeto e por implicações nos dimensionamentos nas infraestruturas correlatas, é necessária a escolha do modelo de veículo a ser utilizado no transporte coletivo. Os mais atuais e modernos encontrados no mercado brasileiro são os modelos articulado biarticulado, este último o maior veículo dessa categoria, possuindo 28 metros de comprimento, um raio de giro de 23 metros e capacidade de transporte de 270 passageiros, entre sentados, em pé e em cadeira de rodas ou com cão guia; com capacidade de carga padrão, segundo o fabricante, de 40.500 kgf, podendo chegar a 45.300 kgf na versão B340M Euro 5, valor esse

último que será o considerado para os pré-cálculos estruturais. A Figura 84 mostra o modelo em operação na cidade de Curitiba – Pr.

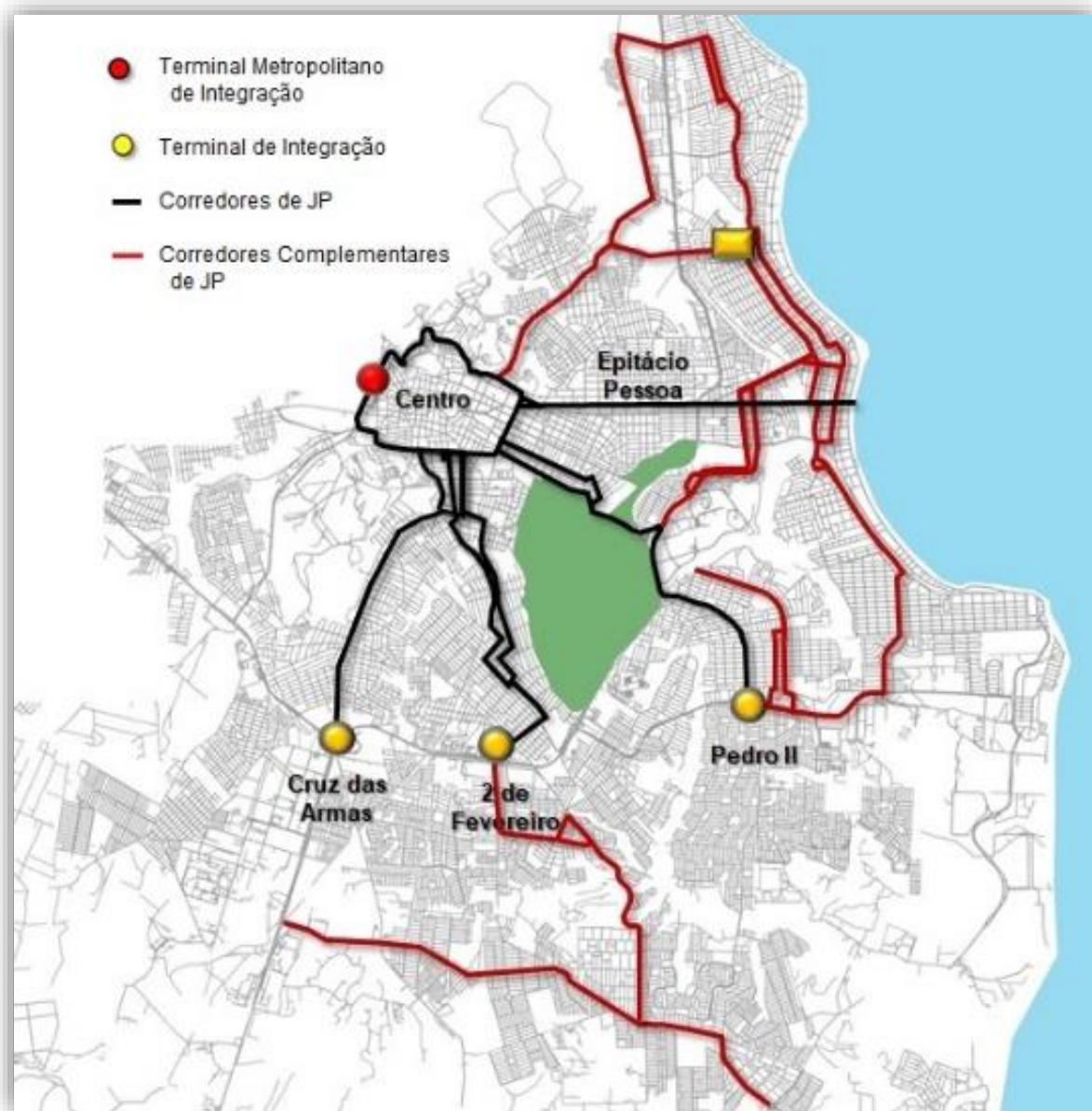


Figura 83. Proposta apresentada pela prefeitura municipal de João Pessoa. Fonte: PMJP.

É um veículo relativamente silencioso – quando comparado aos automóveis –, bastante confortável aos passageiros e também ao motorista. Possui dispositivos que informam o passageiro do trajeto da respectiva linha através de painéis e a próxima parada através de alto-falantes estrategicamente posicionados (itinerário eletrônico). Vale lembrar que pode ser reconfigurado para permitir também o transporte de bicicletas se transformando assim em um modelo multimodal, algo bastante interessante para esse trabalho.

Este modelo requer para a sua operação faixas de rolamento com largura de no mínimo 3,5 metros. Nas paradas requer pavimento rígido, devido ao seu peso e a inércia rotacional na parada e no arranque do veículo.



Figura 84. BRT Curitiba. Fonte: < <http://www.transportabrasil.com.br/wp-content/uploads/2019/05/volvo-curitiba-01.jpg> >

Cabe lembrar também a necessidade da segregação das faixas de tráfego dos veículos coletivos visando maior segurança e não interferência do trânsito de veículos de passeio, possibilitando assim um melhor controle de horários e menor tempo de percurso.



Figura 85. Elementos de segregação de faixas de rolamento.

Para isso propôs-se, na região da parada do BRT, grade com altura de 1,2 metro, separando as faixas do BRT das faixas dos demais veículos que vão no sentido bairro Castelo Branco (Figura 85). Essa proteção direciona a travessia do pedestre à faixa de segurança criada para isto.

Nessa mesma região, na outra fronteira do BRT com os demais veículos que vão no sentido bairro Bancários, propôs-se barreira segregadora com dimensões reduzidas (Figura 86).

As dimensões reduzidas (seção de 0,15 m x 0,25 m) têm como objetivo impedir que os demais veículos acessem as faixas exclusivas ao BRT sem, contudo, impedir que um veículo de socorro o transponha.

A estação de parada dos BRT's, mostrada na Figura 86, é apenas uma representação gráfica do espaço destinado para embarque e desembarque. Não se pretendeu entrar nos detalhes arquitetônicos ideais de concepção.

Ela serve apenas para demonstrar que o espaço reservado para a parada comporta, em cada sentido, dois veículos em linha, permitindo também a ultrapassagem quando um dos veículos estiver parado. Essa condição satisfaz a operação simultânea das linhas que por ali passarão.



Figura 86. Detalhe da barreira com dimensões reduzidas.

Também pode-se observar nesta figura as áreas de refúgio. Estas áreas, estrategicamente colocadas entre as faixas segregadas e as faixas dos demais veículos, permitem um embarque e desembarque mais seguro, além de não interferir no fluxo normal do trânsito.

Na região do viaduto e da passagem de nível inferior, conforme indicado na Figura 87, propôs-se barreiras em concreto com perfil “*New Jersey*”²⁸, visto que possuem elevada resistência aos choques e ocupam pouco espaço entre as faixas de tráfego.

²⁸ Norma DNIT 109/2009 - PRO DNIT Obras complementares – Segurança no tráfego rodoviário - Projeto de barreiras de concreto – Procedimento.



Figura 87. Barreiras New Jersey.

Como pode ser observado na Figura 88, a configuração da interseção envolvendo mais de um nível com oito faixas de rolamento resultou em um cruzamento em “X”, que neste caso ocorre entre os veículos biarticulados. O cruzamento em “X”, na pista exclusiva dos biarticulados, onde o volume de veículos é baixo é feito por motoristas profissionais, sendo mais seguro do que se fosse feito nas pistas de tráfego misto.



Figura 88. Vista em planta do cruzamento em “X”.

Esse tipo de cruzamento pode ser evitado criando um outro viaduto exclusivo para veículos diversos do BRT. Porém, isso implicaria a despesa de mais um viaduto e restrição a uma faixa de rolamento para os veículos diversos do BRT, que seguem sentido Bancários, ocasionando uma retenção desse fluxo.

Para a passagem de nível inferior, Figura 89, definiu-se duas faixas de rolamento, com calçadas adjacentes e taludes suavemente inclinados (15° da vertical).



Figura 89. Passagem de nível inferior.

O objetivo principal de implementar as calçadas e a inclinação dos taludes é tirar a sensação psicológica de confinamento na entrada de uma passagem de nível inferior evitando com isso possíveis frenagens bruscas e trazendo mais segurança para o local.

As duas faixas de rolamento servem para nos casos de sinistros, falhas mecânicas nos veículos ou situações de emergências, possibilitar o acesso e a passagem pela lateral de maneira a não interromper completamente o percurso do trecho.

O trecho da passagem de nível inferior apresenta um aclave de aproximadamente 2% facilitando assim a drenagem de águas pluviais pelas sarjetas da pista.

A saída da passagem de nível inferior apresenta um aclive de pouco mais de 4 %, considerado bastante confortável e seguro



Figura 90. Saída da passagem de nível inferior.

3.2.3 Ciclovias e calçada

No trecho em frente à UFPB, a ciclovias foi locada ao lado da calçada, aproveitando esta como apoio ao ciclista. No trecho que se distancia da universidade, ela foi locada entre as faixas exclusivas do BRT, como forma de minimizar os conflitos entre ciclistas e motoristas, conforme mostra a Figura 91.

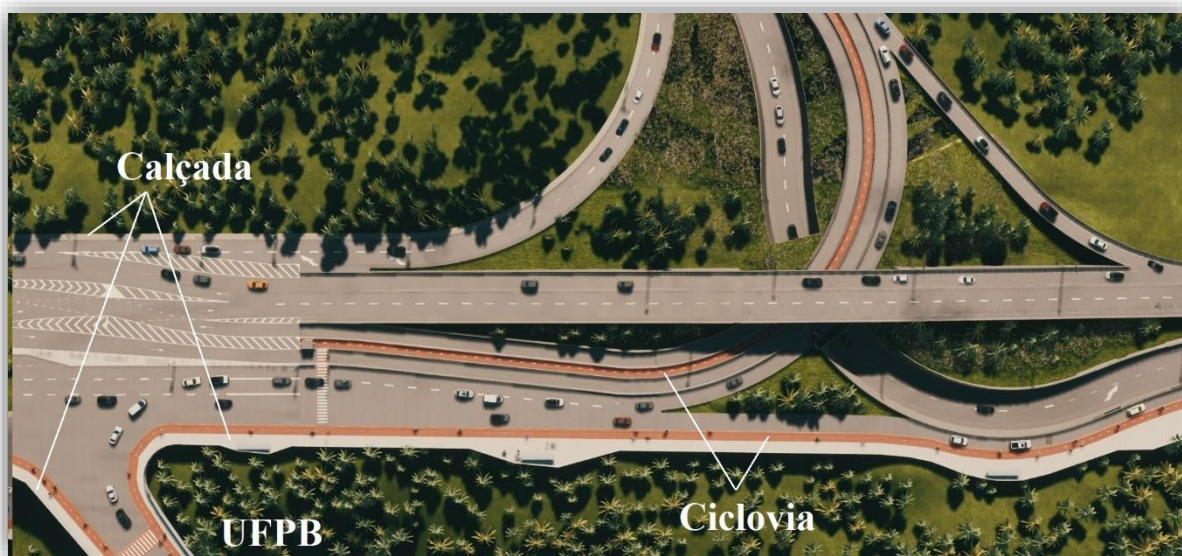


Figura 91. Vista aérea parcial das ciclovias.

As faixas de pedestres e de passagem de ciclovia, pintadas em vermelho, têm como objetivo alertar os motoristas da prioridade que o pedestre tem. Foram projetados, adjunto às faixas, semáforos com botoeiras, que neste caso permanecem no modo verde para veículos até o momento em que a botoeira é acionada. Desta maneira é possível um fluxo mais livre para os veículos em geral (Figura 92).



Figura 92. Detalhes: Ponto de descanso para ciclista e semáforo com botoeira.

Para a ciclovia, definiu-se a largura total de 2,5 metros atendendo assim todos os tipos de bicicletas, incluindo as do modelo cargo. Colocou-se delimitadores nas bordas laterais como forma de proteção ao ciclista. Também procurou-se criar uma parada estratégica para o ciclista com mureta delimitadora, na qual ele possa descansar abrigado das intempéries (Figura 92).



Figura 93. Vista da ciclovia e da parada de descanso para pedestres.

As calçadas foram planejadas para atender aos transeuntes com o conforto, segurança e acessibilidade. Ao longo de sua extensão em frente à universidade, foram colocados bancos para descanso, estimulando assim as caminhadas a pé (Figura 94).



Figura 94. Calçadas com bancos para descanso.

Propõe-se para a construção da calçada o uso de concreto drenante. A definição do traço dependerá de ensaios próprios normatizados²⁹ com os materiais a serem utilizados, entretanto, sugere-se para os primeiros ensaios o traço 1:4 (cimento:agregado sem finos) com relação água/cimento de 0,30. A resistência à compressão desse traço é bastante aceitável, algo em torno de 10 MPa ($\approx 100 \text{ kgf/cm}^2$).

²⁹ Normas NBR NM 27, NBR NM 45, NBR NM 67, NBR NM:248, NBR 5738, NBR 5739, NBR 7211, NBR 9778, NBR 12142, NBR 12655

3.2.5 Alternativa aos veículos de passeio

Do volume médio diário de veículos que passam pelo local, uma parte tem como destino a universidade, o restante pode ser desviado para vias próximas (Figura 95).



Figura 95. Alternativa de desvio do fluxo de veículos. Fonte Google Earth (modificado).

As ruas balizadas em azul já existem, mas carecem de intervenções para suportar o fluxo adicional de veículos advindos da avenida Pedro II.

Os trechos demarcados em vermelho são elementos – vias, rotatórias e obras-de-arte –, que ainda não existem, mas necessárias à continuidade do desvio.

Cabe observar que a escolha da avenida N. S. de Fátima e da rua Prof. Eliseu Maul se deu para não sobrecarregar o fluxo da avenida Beira Rio (escolha natural) embora saibamos que possa haver um fluxo mais considerável nessas vias.

A alternativa apresentada é apenas ilustrativa da existência de possibilidades de desvio de tráfego, não fazendo parte da estrutura deste trabalho. Sua implantação necessita de estudos de viabilidade.

A colocação dessa sugestão é uma forma de amenizar os impactos no processo de mudança de comportamento na troca do modal veículo de passeio para outros como o BRT e ou bicicletas.

3.2.6 Soluções de suporte para o solo

Para este trabalho considerou-se nesse ponto da formação Barreiras solo areno-argiloso médio a rijo de cor variegada com peso específico aparente de 16 kN/m^3 , coesão $9,02 \text{ kPa}$ Soares *et al* (2017), ângulo de atrito interno limitado a 30° .

Assim, para a fundação do viaduto, em cada extremidade, sugere-se estacas escavadas de grande diâmetro com blocos de coroamento, mostradas na Figura 96. A escolha das estacas



Figura 96. Croqui para visualização da fundação do viaduto e da contenção da passagem de nível inferior.

se deu em função do solo e da carga considerada em torno de 2500 toneladas, com carregamento total.

Para o restante do trecho da passagem de nível inferior, cortina de estacas obedecendo a relação $h=1,5$ da ficha (Figura 97).

No trecho em que ocorre a passagem sobre o nível inferior, sugere-se aumentar a profundidade e o diâmetro da cortina de estacas para suportar o lajão armado pelo qual passarão as faixas de rolamento do BRT, da ciclovia e do veículo de passeio.

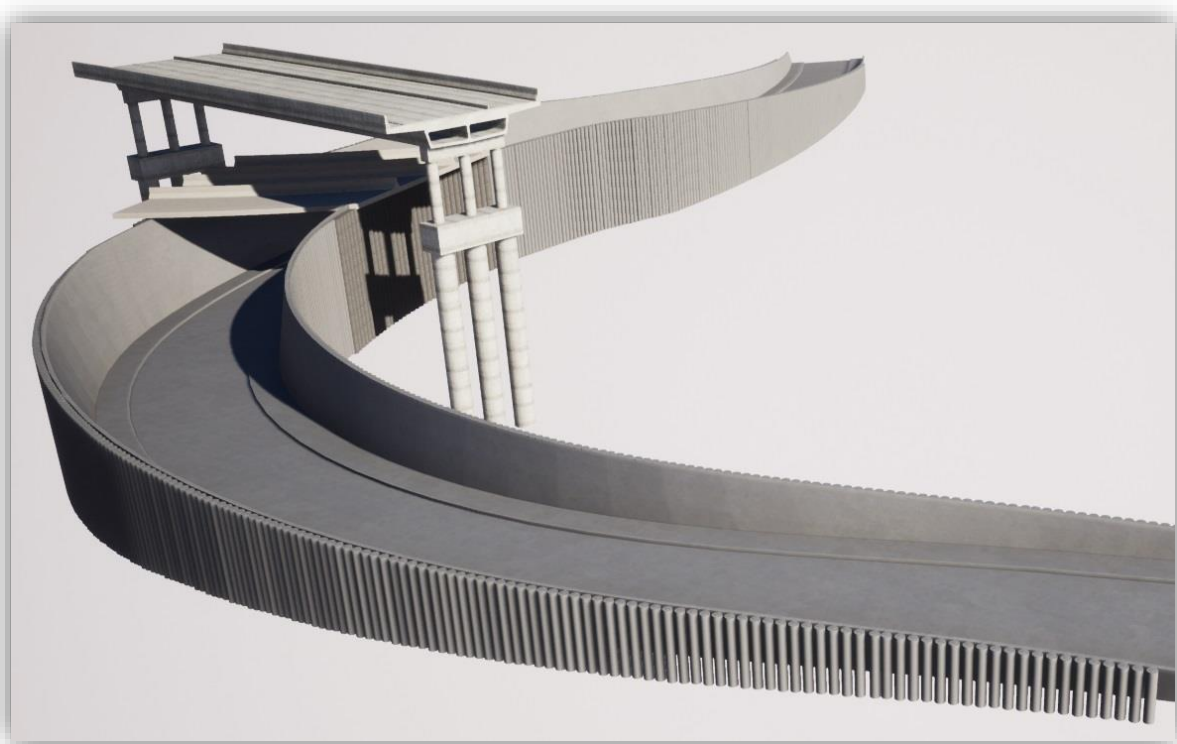


Figura 97. Croqui para visualização das estacas de contenção.

Para as rampas de acesso ao viaduto, solo compactado e armaduras (“terra armada”) complementada por um paramento externo (“pele”) composto por placas de concreto aparafusadas nas armaduras. Como o solo requerido para a “terra armada” requer baixa coesão, será necessário importar aproximadamente 15000 m³ de solo para a aterro das rampas³⁰.

O solo resultante da escavação a céu aberto, algo em torno de 4000 m³, poderá ser redistribuído na infraestrutura de pavimentação e jardinagem da obra, não sendo necessário o “bota fora”.

³⁰ Considerado um volume compactado igual a 12350 m³, compactação de 80% e empolamento de 1,2.

3.2.7 Soluções de pavimentação

As faixas de rolamento do BRT requerem pavimento rígido nos pontos de parada e arranque, visto que apresenta considerável peso (45 ton.) e grande atrito no pavimento. O posicionamento das portas do veículo é preciso quanto às plataformas de embarque e desembarque.

A vantagem do pavimento rígido para esse caso, além da durabilidade, é a indeformabilidade, pois o concreto funciona absorvendo parte das tensões impostas, bulbo de tensões (Figura 98), à fundação, prolongando a vida útil comparativamente ao pavimento flexível.

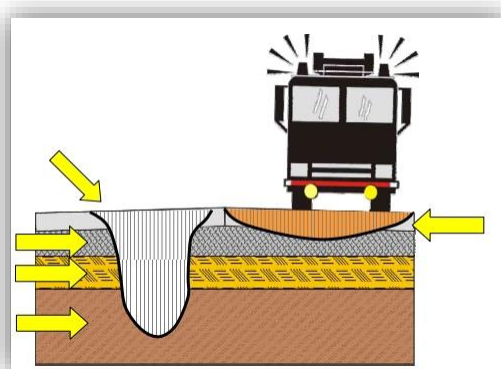


Figura 98. Bulbo de Tensões pavimento flexível x rígido.
Fonte: Ibracon.

Ao longo dos demais trechos também se recomenda o uso do mesmo pavimento pelas mesmas considerações. Opcionalmente pode-se revestir com uma fina camada de CBUQ (em torno de 7 cm) com a finalidade de deixar o rolamento mais silencioso e menos vibracional.

As ciclovias costumeiramente são construídas em concreto pigmentado de acordo com o Contran³¹. A pintura do piso em vermelho informa aos motoristas que naquele ponto transitam bicicletas que tem preferência aos automóveis, porém, considerando o clima local, uma cor clara (gelo ou cinza claro) seria mais coerente, por refletir menos calor.

³¹ Manual Brasileiro de Sinalização de Trânsito, Volume IV, item 4.4.2.

Para as calçadas, a opção recomendada é a construída em concreto drenante (permeável³²) com cor clara (gelo ou cinza claro) como forma de amenizar e calor a colaborar na drenagem de águas pluviais.

A topografia do local favorece a drenagem gravitacional em direção ao rio Jaguaribe, não necessitando de estruturas além das sarjetas ao longo das vias.

3.2.8 Solução de viaduto

A distância mínima encontrada para o vão do viaduto foi de um pouco mais de 38 metros. Com essa distância, usando o pré-dimensionamento de uma viga normal, tem-se uma altura de seção próxima dos 4 metros, o que tornaria inviável o posicionamento do viaduto no local definido. Não haveria espaço suficiente para colocar uma rampa com inclinação dentro dos limites estabelecidos pelo DNIT, ver Tabela 18, a solução então passa necessariamente pela protensão.

A protensão permite uma altura da seção menor em relação a não protendida (entre 60% a 80%)³³ – desta maneira consegue-se uma cota final mais baixa, mantendo-se a altura mínima de 5,50m de passagem dos veículos –. Vale observar também a tendência nas obras metropolitanas do uso da protensão.

Considerando as seções disponíveis, sugere-se duas possíveis soluções, ambas protendidas, para a superestrutura:

- em vigas múltiplas – com altura de seção variando de $L/12$ a $L/15$;
- em caixão multicelular – com altura de seção variando de $L/15$ a $L/20$.

Para efeitos de pré-dimensionamento utilizou-se a relação de $(L/15)*0,60$, sendo $L=38,35$ metros (o vão do viaduto). Assim obteve-se uma altura em torno de 1,5 metros, permitindo com isso uma cota final de 7 metros em relação ao nível do solo e rampas de entrada e saída mais suaves (dentro dos parâmetros estabelecidos pelo DNIT).

³² NBR 16416:2015 - Pavimentos permeáveis de concreto - Requisitos e procedimentos

³³ Neste trabalho considerou-se 60%.

Ambas as superestruturas são viáveis, tanto a seção celular protendida em concreto pré-moldado no local (CPM), como pode ser observado na Figura 99, como a seção de vigas múltiplas, como pode ser visto na Figura 100.

As rampas de aclave e declive estão de acordo com o padrão estabelecido pelo DNIT, conforme manual de projeto geométrico de travessias urbanas, que estabelece:

Tabela 18. Reprodução da tabela 65 do IPR/DNIT 740.

Veloc. de Projeto	30-40	40-50	50-70	70-80
Rampa máxima	6% - 8%	5% - 7%	4% - 6%	3% - 5%

Com base na Tabela 18 e na seção da superestrutura sugerida, a rampa ficou com aproximadamente 6,5% de inclinação, um termo médio entre a economia na execução e o conforto e segurança no trafegar (Figura 101).



Figura 99. Superestrutura com seção multicelular.



Figura 100. Superestrutura com seção de vigas múltiplas.



Figura 101. Rampa de acesso ao viaduto.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho mostra:

- a **viabilidade** de uma **solução** de mobilidade urbana através da engenharia civil, ou seja, quais os recursos e técnicas necessárias que podem ser utilizadas considerando a visão de mobilidade, o solo local, traçados já existentes, novos materiais, novas estruturas e o espaço disponível;
- a **transformação** da rotatória em uma interconexão, a criação de ciclovias e calçadas maiores com áreas de descanso;
- a **priorização** dos pedestres nos cruzamentos que traz benefícios à comunidade local e reflete em toda a cidade como modelo a ser seguido;
- as **restrições** que a proposta impõe aos veículos é condição *sine qua non* à implantação do novo modelo, conforme pôde ser estudado nas cidades nas quais a mobilidade urbana deu certo do ponto de vista atual;
- a **utilização e adaptação** para o local do planejamento da PMJP³⁴ sobre mobilidade urbana para demonstrar a preocupação em integrar a solução proposta à realidade existente, deixando-a o mais factível possível.

Mostra também que é possível implementar uma proposta com os recursos e técnicas disponíveis e que modifica e melhora o convívio social. Deixa margens para pesquisas e projetos sobre a continuidade dos trechos anteriores e posteriores ao marco referencial. Cada trecho urbano traz consigo diversas peculiaridades descobertas somente quando analisado.

Para a construção deste trabalho de conclusão de curso foram necessárias várias pesquisas em diversas áreas de conhecimento, tanto na de engenharia civil, quanto em outras, como por exemplo políticas públicas de implantação de obras. As pesquisas realizadas para esse trabalho contribuíram significativamente para a formação profissional do aluno.

³⁴ Prefeitura Municipal de João Pessoa.

BIBLIOGRAFIA

AASHTO. American Association of State Highway and Transportation Officials. **A Policy on Geometric Design of Highway and Streets**. Washington, D.C., 2001. 905 p.

ALMEIDA, Gil Carvalho Paulo de. **Caracterização Física e Classificação dos Solos**. (Apostila). Universidade Federal de Juiz de Fora, 2005.

_____. **Notas de Aula Mecânica dos Solos – Caracterização Física e Classificação dos Solos**. UFJF. 2005, 145p.

ARAÚJO, C.B.C.; DANTAS NETO, S. A. **Caracterização de Solos Lateríticos para Utilização em Pavimentos de Baixo Custo na Cidade de Canindé/CE**. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, **2014a**, Goiânia. COBRAMSEG 2014 – XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2014.

ARAÚJO, F. G. **A Influência da Infraestrutura Cicloviária no Comportamento de Viagens por Bicicleta**. Dissertação (Mestrado em Transportes) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, **2014b**. Disponível em: <http://repositorio.unb.br/bitstream/10482/15607/1/2014_FabiolaGuedesAraujo.pdf>. Acesso em: agosto 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: **Rochas e Solos**. Rio de Janeiro, p. 18, outubro de 1995.

_____. NBR 6484: **Solo – Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, p. 17, fevereiro de 2001.

BEZERRA, Jéssica Maria de Barros. **Caracterização da Formação Barreiras da cidade de João Pessoa com base em sondagens SPT e estudo geotécnico de uma encosta com alto risco de deslizamento**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, 2018. 168 p.

BITTENCOURT, Douglas M. A. **Estruturas de Contenção**. 29 slides. Disponível em: <http://professor.pucgoias.edu.br/SiteDocente/admin/arquivosUpload/17430/material/PUC_GEOII_11_Estruturas%20de%20conten%C3%A7%C3%A3o.pdf>. Acesso em: 05 nov. 2019.

CADERNOS FGV PROJETOS. Rio de Janeiro. Junho / Julho 2014, ano 9, nº 24. ISSN 19844883.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações – Fundamentos – Volume I**. 6ª. Ed. Editora LTC – Livros Técnicos e Científicos S.A. Rio de Janeiro, RJ. 1988. 234p.

CARVALHO, José Camapum, et.al. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015. 759p.

CHAPADEIRO, F.C. (2011). **Limites e Potencialidades do planejamento cicloviário: Um estudo sobre a participação cidadã**. Dissertação de Mestrado em Transportes. Publicação T.DM – 010/2011. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia de Brasília, DF, 131p.

CRUZ, José Márcilio Filgueiras. **Notas de Aula Concreto III – Estruturas Especiais**. UFPB. 2018, 19p.

CULTURA BRASIL. **A Carta, de Pero Vaz de Caminha**. Disponível em: <<http://www.culturabrasil.org/zip/carta.pdf>>. Acesso em 15 de janeiro de 2018.

DAS, Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica** / Braja M. Das; tradução All Tasks da 6ª. Edição Norte Americana; revisão técnica Pérsio Leister de Almeida Barros - São Carlos: Thomson Learning, 2007. 562p.

DER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. **Diretrizes básicas para elaboração de estudos e projetos rodoviários** (escopos básicos/instruções de serviço). - Rio de Janeiro, 1999. 375p. (IPR. Publ., 707).

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte. **Manual de Projeto Geométrico de travessias Urbanas**. Rio de Janeiro, 2010. 392p (IPR-740).

_____. **Manual de Pavimentação**. 3ª. ed. - Rio de Janeiro, 2006. 528p (IPR-719).

_____. **Manual de Projeto de Interseções**. 2ª. ed. - Rio de Janeiro, 2005. 528p (IPR-718).

_____. **Manual de Sinalização Rodoviária**. 3ª.ed. - Rio de Janeiro, 2010. 412p. (IPR-743).

DERSA – Desenvolvimento Rodoviário S/A. **Normas de Sinalização em Rodovias**. Disponível em: <http://www.der.sp.gov.br/website/Documentos/manuais_sinalizacao.aspx>. Acesso em: 10 abr. 2015.

BAZANI, Ádamo. **Ônibus consegue aproveitar melhor até 22 vezes mais o espaço urbano em relação ao carro para realidade de São Paulo**. São Paulo. DIÁRIO DO TRANSPORTE. Ano 6. 24 jan. 2016. Disponível em: <<https://diariodotransporte.com.br/2016/01/24/onibus-consegue-aproveitar-melhor-ate-22-vezes-mais-o-espaco-urbano-em-relacao-ao-carro-para-realidade-de-sao-paulo/>>. Acesso em 27 de junho de 2019.

EMBRAPA. Centro Nacional de Pesquisa de Solos (Rio de Janeiro, RJ). **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 2. ed. – Rio de Janeiro : EMBRAPA-SPI, 2006. 306 p.: il.

ENGESOL – Engenharia de Solos Ltda. **Fundações e Contencões**. Portifólio de serviços. Goiânia, GO, 114 p. Disponível em: < <http://www.engesol.eng.br/images/portifolio/Engesol%20Engenharia%20de%20Solos.pdf>>. Acesso em 06/11/2019.

FERRAZ, Antônio C. P.; TORRES, Isaac G. E. **Transporte Público Urbano**. 2ª Ed. Editora Rima. São Carlos, SP. 2004. ISBN 85-86552-88-7. 428 p.

FUNDAÇÃO DE DESENVOLVIMENTO MUNICIPAL – FIDEM. **Manual de ocupação dos morros da região metropolitana do Recife / Fundação de Desenvolvimento Municipal FIDEM**; coord. Margareth Mascarenhas Alheiros *et al.* - Recife: Ensol, 2004. 334p.

FURRIER, Max *et al.* **Geomorfologia e Tectônica da Formação Barreiras no Estado da Paraíba**. Revista do Instituto de Geociências – USP- Geol. USP Sér. Cient., São Paulo, v. 6, n. 2, p. 61-70, outubro 2006. Disponível em: <<https://www.revistas.usp.br/guspssc/article/view/27425/29197>>. Acesso em 02 fev. 2018.

GERSCOVICH, Denise; Danziger, Bernadete Ragoni; Saramado, Robson. **Contenções: Teoria e Aplicações em Obras**. 2ª. Ed. rev. e atual. Ed. Oficina de Textos. São Paulo, SP. 2019. ISBN 978-85-7975-315-2. 319p.

_____. **Notas de Aula de Mecânica dos Solos II – Empuxos de Terra**. UERJ. 2010, 83p.

_____. **Notas de Aula de Mecânica dos Solos II – Tensões**. UERJ. 2008, 63p.

IBPT – INSTITUTO BRASILEIRO DE PLANEJAMENTO E TRIBUTAÇÃO. Empesômetro Inteligência de Mercado. **Frota Brasileira de Veículos em Circulação**. Curitiba, 2018.

IPEA – INSTITUTO DE PESQUISA ECONÔMICA APLICADA. **Boletim Regional, Urbano e Ambiental nº 5, Junho 2011**. Brasília, 2011.

LERNER, Jaime. **Avaliação Comparativa das Modalidades de Transporte Público Urbano**. NTU. 2009,92p.

LUCENA, Carlos Antônio Taurino de. **Notas de Aula Pontes – Elementos para a Elaboração do Projeto das Pontes**. UFPB. 2018, 110p.

MACHADO, Sandro Lemos. **Notas de Aula de Mecânica dos Solos I – Conceitos Introdutórios**. UFBA. 1997, 112p.

MARAGON, Márcio. **Notas de Aula Geologia**. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/pagina-do-aluno/notas-de-aula/elementos-de-geologia/notas-de-aula-prof-marcio-marangon/>>. Acesso em 9 de janeiro de 2018.

_____. **Notas de Aula Mecânica dos Solos II – Estado de Tensões e de Equilíbrio dos Solos**. UFJF. 2018, 27p.

MARQUES, Geraldo Luciano de Oliveira. **Notas de Aula Mecânica de Pavimentação**. UFJF. 2018, 210p.

MILANI, Cleovir José; KRIPKA, Moacir. **A Identificação de Patologias em Pontes de Madeira: Diagnóstico Realizado no Sistema Viário do Município de Pato Branco – PR**. Revista Eletrônica de Engenharia Civil – REEC, nº 4, vol. 1, 23-33, 27/07/2012.

MINISTÉRIO DAS CIDADES. **Manual de BRT Bus Rapid Transit**. Guia de Planejamento. Brasília, p. 883, Dezembro de 2008.

MUGGLER, Cristine Carole, *et al.* **Conteúdos Básicos de Geologia e Pedologia para as Disciplinas de Solos.** (Apostila). Universidade Federal de Viçosa, 2005.

MUNDO EDUCAÇÃO. **Formação dos Solos.** Disponível em: <<http://mundoeducacao.bol.uol.com.br/geografia/formacao-dos-solos.htm>>. Acesso em 5 de janeiro de 2019.

NEVES, Benjamim Bley de Brito *et al.* **Novos Dados Geológicos e Geofísicos para a Caracterização Geométrica e Estratigráfica da Sub-Bacia de Alhandra (Sudeste da Paraíba).** Revista do Instituto de Geociências – USP- Geol. USP Sér. Cient., São Paulo, v. 9, n. 2, p. 63-87, junho 2009. Disponível em: <<http://www.revistas.usp.br/guspssc/article/view/27464>>. Acesso em 02 Fev 2018.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas / 3ª.** Edição Carlos Sousa Pinto. – São Carlos: Oficina de Textos, 2006. 367p.

PIVETTA, Marcos. **A Última Grande Alta do Atlântico.** Revista Pesquisa FAPESP, São Paulo, Outubro de 2013, p. 62-65, 2013. Disponível em: <<http://revistapesquisa.fapesp.br/wp-content/uploads/2013/10/PesquisaFAPESP-212.pdf>>. Acesso em 02 Fev 2018.

PONTES FILHO, Glauco. **Estradas de Rodagem: Projeto Geométrico /** Glauco Pontes Filho. - São Carlos: G. Pontes Filho, 1998. 432p.

SOARES, F.L. *et al.* **Mapeamento De Área Em Risco De Deslizamento E Análise De Estabilidade De Talude Na Cidade De João Pessoa-PB.** In: XII CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS COBRAE 2017 - 2 a 4, Novembro, 2017, Florianópolis, Santa Catarina, Brasil, © ABMS, 2017.

SOLOTRAT. **Manual de Serviços Geotécnicos** – 2018. São Paulo. 118 p.

VARELA, Márcio. **Notas de Aula de Estruturas de Contenção.** IFRN/NATAL, 2013. 28p.

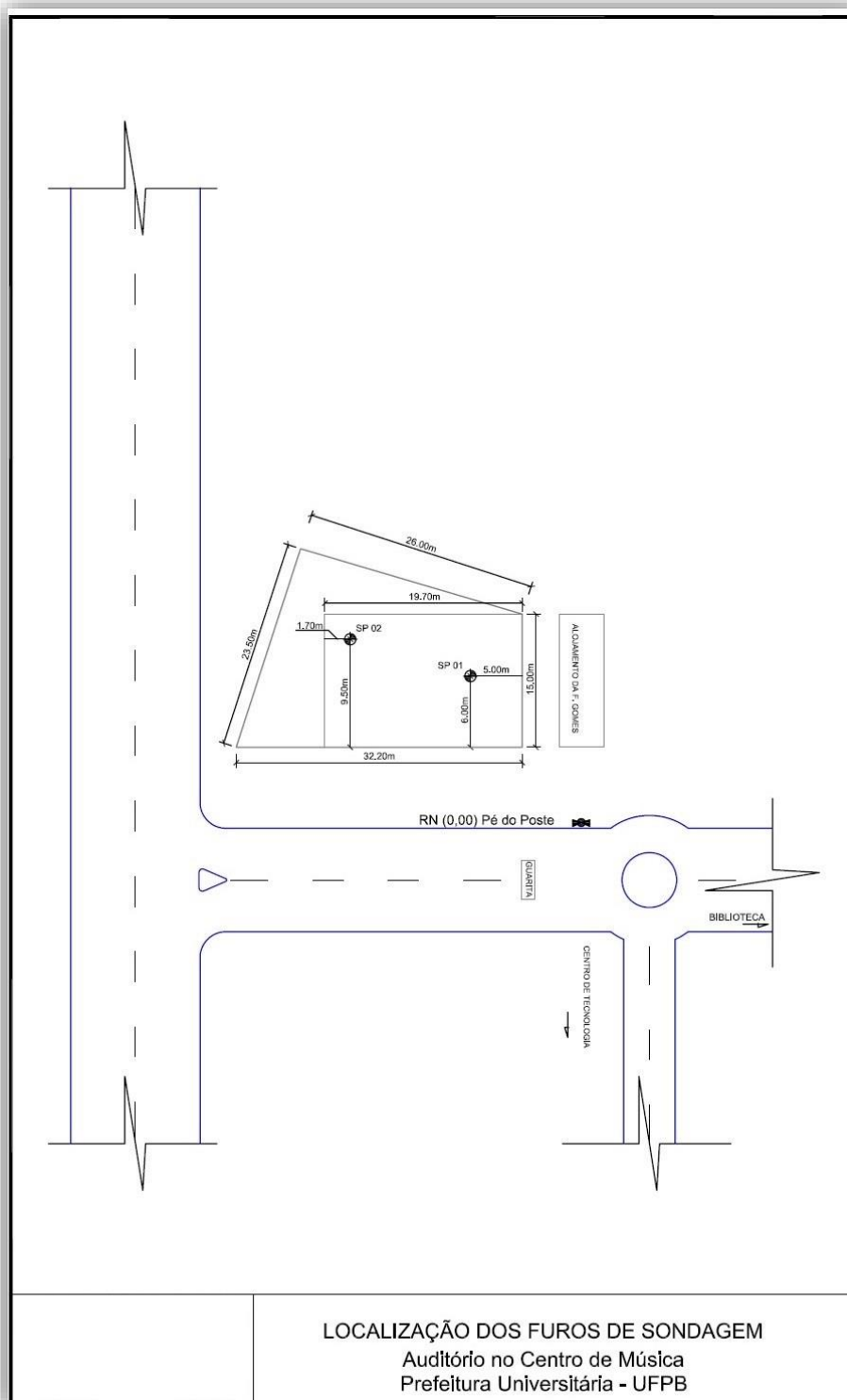
VILLIBOR, Douglas Fadul. **Pavimentos Econômicos: Tecnologia do uso dos Solos Finos Lateríticos /** Douglas Fadul Villibor, Job Shuji Nogami. – São Paulo: Arte & Ciência, 2009. 291p.

WRI BRASIL. **8 Princípios da Calçada.** Guia Construindo Cidades Mais Ativas. 1ª edição. WRICIDADES.ORG, agosto de 2017.

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA – UFPB. Pró-reitoria de Planejamento. **Relatório de Gestão UFPB 2018.** João Pessoa, 2019. Relatório.

ANEXOS

Sondagem à Percussão – Auditório no Centro de Música



SONDAGEM À PERCUSSÃO																			
CLIENTE / OBRA Prefeitura Universitária / UFPB - Auditório no Centro de Música									REFERÊNCIA										
SP LOCALIZAÇÃO DO FURO 01 Castelo Branco - João Pessoa PB									SONDADOR										
AMOSTRADOR (diâm.)		REVEST.	N. A. (m)		MARTELO		DATA	INÍCIO (H)	FINAL (H)										
externo	interno	(diâm. int.)	inicial	após 24h	peso	alt. de queda	/2009												
					65 kg	75 cm	ESC. DO GRÁFICO		1/100										
Posição do Revestim.	PROF EM (m)	Número de Golpes / Penetração	GOLPES P/ 30 cm FINAIS	GRÁFICO DE PENETRAÇÃO - PROFUNDIDADE												MUDANÇAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL AMOSTRADO		
	0,45	1 15	2 15	4 15	6													0,00 =	Silte areno-argiloso c/ veios de arenito pouco compacto - cor variegada
	1			1 45	1												0,70 =	Silte areno-argiloso pouco compacto cor variegada	
	2			1 15	2														
	3			4 15	9												2,80 =	Silte argilo-arenoso médio a rijo cor variegada	
	4			5 15	12													Sumidouro 4,60m	
	5			8 15	12												4,60 =	Silte argilo-arenoso c/ pedregulho rijo cor variegada	
	6			3 15	18												5,60 =	Silte areno-argiloso c/ laterita c/ pedregulho medianamente compacto - cor variegada	
	7			8 15	19												7,70 =		
	8			8 15	17														
	9			8 15	18														
	10			8 15	16														
	11																10,45 =	Limite da Sondagem	
	12																		
	13																		
	14																		
	15																		
	16																		
	17																		
	18																		
	19																		
	20																		

RN: Pé do poste conforme croqui
Cota da Boca do Furo: (-) 3,08 m
N.A = Não encontrado

SONDAGEM À PERCUSSÃO																		
CLIENTE / OBRA							REFERÊNCIA											
Prefeitura Universitária / UFPB - Auditório no Centro de Música																		
SP	LOCALIZAÇÃO DO FURO						SONDADOR											
01	Castelo Branco - João Pessoa PB																	
AMOSTRADOR (diâm.)		REVEST.	N. A. (m)		MARTELO		DATA	INÍCIO (H)	FINAL (H)									
externo	interno	(diâm. int.)	inicial	após 24h	peso	alt. de queda	/2009											
					65 kg	75 cm	ESC. DO GRÁFICO	1/100										
Posição do Revestim.	PROF. EM (m)	Número de Golpes / Penetração	GOLPES P/ 30 cm FINAIS	GRÁFICO DE PENETRAÇÃO - PROFUNDIDADE											MUDANÇAS (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL AMOSTRADO		
				5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55				
	0,45	1 15 2 15 4 15	6														0,00	Site areno-argiloso c/ veios de arenito pouco compacto - cor variegada
	1	1 15 1 45	1														0,70	Site areno-argiloso pouco compacto cor variegada
	2	1 15 1 15 1 15	2															
	3	3 15 4 15 8 15	9														2,80	Site argilo-arenoso médio a rijo cor variegada
	4	4 15 5 15 7 15	12															Sumidouro 4,60m
	5	5 15 5 15 7 15	12														4,60	Site argilo-arenoso c/ pedregulho njo cor variegada
	6	3 15 5 15 13 15	18														5,80	Site areno-argiloso c/ laterita c/ pedregulho medianamente compacto - cor variegada
	7	5 15 5 15 10 15	19														7,70	
	8	5 15 5 15 9 15	17															
	9	7 15 8 15 10 15	18															Site arenoso pe argiloso c/ laterita medianamente compacto - cor variegada
	10	5 15 7 15 9 15	16														10,45	Limite da Sondagem
	11																	
	12																	
	13																	
	14																	
	15																	
	16																	
	17																	
	18																	
	19																	
	20																	

RN: Pé do poste conforme croqui
 Cota da Boca do Furo: (-) 3,08 m
 N.A = Não encontrado