



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

MONOGRAFIA

**ALGUNS PRINCÍPIOS DA FÍSICA APLICADOS À
ENGENHARIA CIVIL**

NEWTON FERNANDO MONTEIRO

Uberlândia/2007.

INSTITUTO DE FÍSICA



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

INFIS

Newton Fernando Monteiro

**ALGUNS PRINCÍPIOS DA FÍSICA APLICADOS À ENGENHARIA
CIVIL.**

Monografia apresentada ao Instituto de Física da
Universidade Federal de Uberlândia como parte dos
requisitos para a obtenção da graduação em Física –
Licenciatura Plena.

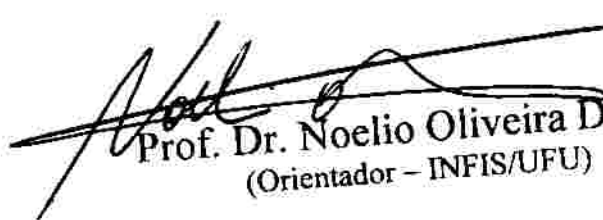
Orientador: Prof. Dr. Noelio Oliveira Dantas.

Alguns Princípios da Física Aplicados à Engenharia Civil


Newton Fernando Monteiro

Monografia submetida e aprovada junto à Coordenação do Curso de Licenciatura Plena em Física da Universidade Federal de Uberlândia, como requisito parcial para a obtenção do grau de licenciatura.

Aprovada por:



Prof. Dr. Noelio Oliveira Dantas
(Orientador - INFIS/UFU)



Prof. Dr. Ademir Cavalheiro
(INFIS/UFU)



Prof. Dr. Qu Fanyao
(INFIS/UFU)

Prof. Dr. Ademir Cavalheiro
Coordenador do Curso de Licenciatura Plena em Física
Instituto de Física - INFIS

Uberlândia, Setembro/2007

Reitor:

Prof. Arquimedes Diógenes Ciloni

Vice-Reitor:

Prof. Elmiro Santos Resende

Pró-Reitora de Graduação:

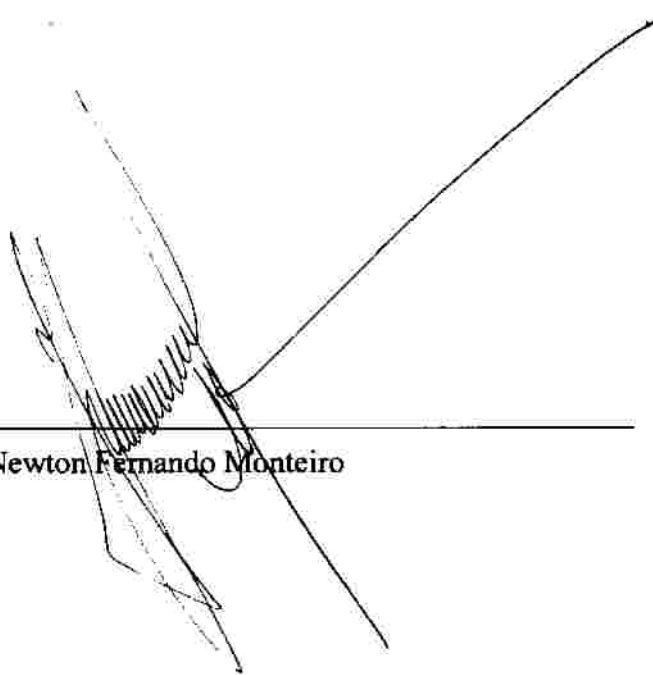
Profa. Vera Lúcia Puga de Sousa

Diretor do Instituto de Física:

Prof. Omar de Oliveira Diniz Neto

Coordenador de Curso:

Prof. Ademir Cavalheiro



Newton Fernando Monteiro

Aos meus pais pelo exemplo de vida e apoio incondicional em todos os momentos; aos meus irmãos pela sincera amizade e motivação e a Daiane pela sua confiança em mim, por todo amor e carinho.

RESUMO

A física é uma ciência que muito contribuiu para o progresso técnico da humanidade. O desenvolvimento e acúmulo de teorias relativas à natureza e ao universo, proporcionados pelos estudos de brilhantes físicos ao longo do tempo, geraram um cabedal de conhecimentos decisivo para que o homem supera-se seu estado primitivo de encarar o mundo e retirar dele sua existência. As engenharias, como ciências aplicadas que são, valeram-se profundamente das diversas áreas da física para se estabelecerem enquanto disciplinas capazes de produzirem resultados efetivos. Com a engenharia civil não foi diferente. As suas mais diversas áreas de atuação: obras e projetos hidráulicos, rodoviários, de terra, estruturais em concreto, aço e madeira, etc. - não seriam possíveis sem os fundamentos tomados da “ciência da natureza”. Este trabalho busca apresentar de forma simples, algumas das aplicações da física na engenharia civil. Assim, foram abordadas contribuições na área de patologia das estruturas, através dos ensaios físicos hoje utilizados no diagnóstico e prevenção de diversas causas de deterioração do concreto armado. Aqui, os campos da física utilizados vão deste a mecânica à física moderna, com utilização de radiação gama para análise estrutural. Outra abordagem que foi dada refere-se à engenharia rodoviária que tem na mecânica dos movimentos o pilar básico para a concepção de projeto de estradas de rodagem. Por fim, foram apresentados os princípios básicos de dois métodos de prospecção indireta do solo utilizando-se para isso a propriedade de resistividade elétrica das rochas (método da resistividade elétrica) e a refração sísmica de ondas mecânicas nos diversas camadas do subsolo (método da refração sísmica), ambos de grande interesse para a geotecnia e para a engenharia de fundações.

Palavras chave: Aplicações da física, engenharia civil, mecânica, refração sísmica, resistividade elétrica.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO 2 APLICAÇÕES DA FÍSICA NAS INPEÇÕES E AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO DE ARMADO.....	3
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	3
2.1.1 Classificação das causas de deterioração do concreto.....	4
2.1.2 Causas Químicas	5
2.1.3 Causas Físicas.....	13
2.1.4 Mecanismos de deterioração	17
2.2 INSPEÇÃO E AVALIAÇÃO DAS ESTRUTURAS.....	18
2.2.1 Considerações Iniciais	18
2.2.2 Ensaios Estruturais	21
2.2.3 Ensaios Físicos	22
2.2.4 Ensaios Químicos e Eletroquímicos	29
CAPÍTULO 3 ALGUMAS APLICAÇÕES DA MECÂNICA EM PROJETOS DE RODOVIAS.....	31
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	31
3.2 CURVA DE TRANSIÇÃO	31
3.2.1 Raios mínimos de curvas horizontais	35
3.3 SUPERELEVAÇÃO	37
3.3.1 Valores Mínimos e Máximos de Superelevação	43
CAPÍTULO 4 ENSAIOS GEOFÍSICOS NA EXPLORAÇÃO DO SUBSOLO	46
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	46
4.2 MÉTODO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA	47
4.2.1 Arranjo de Wenner	51

4.3 MÉTODO DA REFRAÇÃO SÍSMICA.....	54
CAPÍTULO 5 CONCLUSÕES	60
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	62

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A física é a ciência que mais tem contribuído para o contínuo avanço tecnológico do mundo e progresso material da humanidade. Além de buscar o conhecimento do universo, ela se ocupa de todos os ramos da atividade humana.

Para que a física chegasse ao estágio atual, inúmeras pessoas, ao longo dos séculos, refletiram, formularam e testaram as mais variadas idéias, hipóteses e teorias para descrever e explicar o comportamento da natureza. A soma de todas essas contribuições resultou em uma enorme quantidade de conhecimentos acumulados.

Dentre as inúmeras outras ciências que buscaram fundamentação teórica e prática nesse conhecimento formulado ao longo da história, tem-se a engenharia cuja existência encontra-se amparada na física e no cálculo diferencial e integral.

Engenharia (do latim *ingeniu* = "faculdade inventiva, talento") é a arte, a ciência e a técnica de bem conjugar os conhecimentos especializados (científicos) de uma dada área do saber com a sua viabilidade técnico-econômica, para produzir novas utilidades e/ou transformar a natureza, em conformidade com idéias bem planejadas. Já se disse que "*Engenharia é tão-somente aplicação da física aliada ao bom-senso*". Assim, não seria possível o avanço da engenharia sem os conhecimentos de fenômenos naturais disponibilizados pela física.

Sabe-se que as aplicações de fundamentos da física nos diversos ramos da engenharia civil é notável. As obras de terra, as obras hidráulicas, as estruturas de concreto, madeira e metálicas, as obras rodoviárias e diversas outras especialidades, sem exceções, são aplicações das mais diversas áreas de física (mecânica, hidráulica, óptica, física moderna, eletromagnetismo, etc).

Neste trabalho serão abordadas algumas dessas aplicações, com ênfase nas teorias e formulações adotadas, que permitiram um grande avanço nas áreas de engenharia de estruturas, engenharia rodoviária e engenharia de fundações.

Assim o tema torna-se importante não só para engenheiros que lidam no dia-a-dia com projetos e obras nas áreas em questão mas também para os físicos teóricos e experimentais que têm suas pesquisas promovendo o progresso técnico da construção civil em geral.

CAPÍTULO 2

APLICAÇÕES DA FÍSICA NAS INPEÇÕES E AVALIÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO DE ARMADO.

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A área de estudo de patologias em concreto armado é relativamente nova quando se comparada ao tempo efetivo em que as estrutura de concreto vem sendo construídas. No estudo e diagnóstico das falhas estruturais causadas por patologias, a física vem apresentando considerável contribuição não só, com ensaios e teste para detecção de problemas, mas também com materiais e técnicas para promoção da recuperação estrutural. Uma vez que o mundo atual encontra-se cada vez mais escasso em termos de matérias-primas para construção

Em virtude de uma série de fatores, as estruturas de concreto poderão apresentar um desempenho abaixo do esperado em circunstâncias de projeto. Ao contrário do que imaginava no início de sua utilização, o concreto não é eterno. Das alterações físicas e químicas de seus componentes ao longo do tempo ou, da interação destes componentes com os agentes diversos do meio no qual a estrutura está inserida, observa-se o seu envelhecimento natural ou as chamadas manifestações patológicas (SOUZA; RIPPER, 1998).

Tem-se registrado diversos casos de falhas estruturais, com grandes prejuízos humanos e materiais. Ainda hoje, catástrofes relacionadas a deficiências em uma ou mais etapas do ciclo vital de uma estrutura (concepção, execução e manutenção) são registradas. Este fato, juntamente com enormes vultos financeiros despendidos ao reparo e reabilitação de estruturas em todo o mundo (MONTEIRO, 2005), ditou uma nova fase na utilização do concreto estrutural, em que a resistência, o desempenho e a durabilidade são tomados como fatores de igual importância para o sucesso de um edifício (ISAIA, 2005).

A deterioração do concreto armado decorre de sua exposição aos chamados agentes agressivos presentes no meio ambiente de inserção em que este se insere. No atual estágio de conhecimentos, sabe-se que processos físicos, químicos e biológicos (sem levar em conta eventos acidentais como choques mecânicos, sismos, furacões, etc.) são os fatores responsáveis por mecanismos de degradação que causam, de forma precoce, baixos níveis de desempenho.

Mas, as ocorrências patológicas não dependem apenas do material utilizado na confecção da estrutura. Reis (2001) aponta como forma de mitigar os efeitos da atuação dos agentes agressivos, ações preventivas nas etapas iniciais do processo construtivo, como a elaboração de projetos convenientemente detalhados e escolha criteriosa dos métodos de execução.

2.1.1 Classificação das causas de deterioração do concreto

Mehta e Gerwich (1982) apud Mehta e Monteiro (1994) classificaram as causas da deterioração do concreto em dois grupos: causas químicas e causas físicas – ressaltando, pois que, na prática, os dois freqüentemente se sobrepõem. Numa subdivisão, os autores segregam esses grupos segundo diferentes tipos de manifestações. Assim, as causas químicas seriam compostas por: (1) hidrólise dos componentes da pasta de cimento por água pura; (2) troca de íons entre fluidos agressivos e a pasta de cimento, e (3) reações causadoras de produtos expansíveis, tais como por sulfato, reações álcali-agregados e corrosão da armadura do concreto. Tais autores agrupam as causas físicas da deterioração em duas categorias: desgaste superficial devido à abrasão, erosão e cavitação, e fissuras

devido a gradientes normais de temperatura e umidade, pressões de cristalização de sais nos poros, carregamento estrutural e exposição a extremos de temperatura.

Junto a essas causas, pode-se destacar a ação de agentes biológicos capazes de proporcionar efeitos degradantes não só em pontes e edificações rurais, como também em edifícios em centros urbanos.

Certas ações mecânicas, como choques de veículos, recalques de em fundações e ações imprevisíveis como sismos, podem ocorrer sobre as estruturas, o que provoca danos e conseqüentemente, problemas de deterioração.

A seguir, são apresentados os problemas patológicos que mais comumente afetam estruturas de concreto, sobremaneira os pilares, e as formas usuais de prevenção.

2.1.2 Causas Químicas

Hidrólise e lixiviação dos compostos da pasta

A água pura tem a propriedade de dissolver ou hidrolisar os produtos hidratados do concreto que contenham cálcio em sua composição (HELENE, 1993), notadamente o hidróxido de cálcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$, encontrado em grandes quantidades. Estando esta água em condições de fluxo contínuo, os produtos da hidrólise são carreados através dos poros até atingirem a superfície externa do concreto. Esta situação irá persistir até que a maior parte do $\text{Ca}(\text{OH})_2$ tenha sido retirada por lixiviação, o que irá expor outros constituintes cimentícios á decomposição química, uma vez que o pH da pasta endurecida diminui com a saída do hidróxido de cálcio (SOUZA; RIPPER, 1998).

Restará assim, como conseqüência do processo, géis de sílica e alumina de baixas resistências. Outra conseqüência é o aspecto superficial desagradável no concreto aparente, pois, quando o produto lixiviado reage com o CO_2 atmosférico, formam-se manchas esbranquiçadas, conhecidas com eflorescências (HUSNI et al, 2003).

Medidas para a obtenção de concretos mais impermeáveis devem ser tomadas no caso de estruturas expostas diretamente às águas correntes.

Reação por troca de íons

Esse tipo de fenômeno químico é típico de indústrias ou locais expostos à água do mar. A principal característica é a formação de sais de cálcio solúveis quando a estrutura de concreto encontra-se exposta a soluções ácidas que cedem íons na formação de compostos solúveis. Ácidos como clórico, sulfúrico ou nítrico, presentes nos efluentes industriais, bem como ácidos acéticos, fórmicos ou láctico, encontrado em produtos alimentícios, promovem reações de troca de cátions com os constituintes da pasta de cimento, gerando assim, sais como o cloreto de cálcio, acetato de cálcio e bicarbonato de cálcio que são removidos por lixiviação, aumentando a porosidade e permeabilidade do concreto (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

Dos sais de magnésio, o mais agressivo ao concreto é o $MgSO_4$, cujo radical sulfato apresenta efeitos deletérios ao entrar em contato com hidratos contendo alumina na pasta. O íon magnésio tem ação sobre a estrutura do C-S-H, produzindo um hidrato de silicato de magnésio capaz de promover a perda das características cimentícias da pasta.

Ataque por Sulfato

Sulfatos, tais como o de magnésio, cálcio, potássio, sódio e o de amônio são encontrados na água do mar, águas subterrâneas e em água poluídas por dejetos industriais. A chuva ácida e neblina em áreas urbanas contêm poluentes como sulfatos, nitratos e íons diversos, sendo assim potencialmente agressivos. Nos solos, os sulfatos são encontrados na forma de gipsita em concentrações que variam entre 0,01 a 0,05% expresso em SO_4^- , sendo estas concentrações inofensivas às estruturas (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

O mecanismo de deterioração neste caso, conforme apontado por Janotka e Stevula (1998) apud Reis (2001), pode ocorrer sob duas formas:

- Pela formação de produtos expansivos a partir de reações entre os sulfatos advindos do meio exterior e os produtos de hidratação de cimentos que, quando anidros, apresentavam teores de C_3A acima de um limite especificado. Husni et al (2003), cita que a estrutura do C_3A , ao reagir com os sulfatos produz o composto sulfoaluminato tricálcico, conhecido como etringita ($C_6AS_3H_{32}$), de propriedades expansivas. Os mecanismos pelos quais a formação da etringita causa expansão, ainda são um ponto de controvérsia, embora muitos aspectos de sua formação sejam comumente aceitos. Um ponto comum é que o resultado das reações é dependente da origem (da fonte) e a quantidade disponível de sulfato, da microestrutura do material e das condições ambientais nos quais o material está exposto (FERREIRA JÚNIOR; CARMINI, 2003). Com a expansão, ocorre fissuração do concreto, aumentando sua permeabilidade e vulnerando-o com relação a ataques agressivos.
- Pela perda progressiva de resistências e perda de massa devido à deterioração na coesão dos produtos de hidratação do cimento, quando as reações entre o sulfato e o $Ca(OH)_2$ do concreto levar a formação de $CaSO_4$. Sabe-se que a gipsita, formada pelas reações de troca de cátions no concreto, também causa expansão (MEHTA; MONTEIRO, 1994). Porém, neste caso, a degradação passa por um processo que leva à redução da rigidez e resistência da estrutura da pasta e só então os efeitos da expansão produzirão fissuras no concreto.

A proteção contra esse fenômeno degradante pode ser conseguida com uso de cimento com baixos teores de C_3A , produção de concretos de baixa permeabilidade, através de baixas relações água/cimento (a/c), uso de melhores sistemas de adensamento e emprego de curas eficientes. Dal Molin (2005) afirma que as adições minerais reduzem a permeabilidade do concreto, dificultando o acesso e difusão de sulfatos na matriz do cimento, além da reduzirem o conteúdo livre de $Ca(OH)_2$, o que diminui a potencialidade de formação de etringita secundária danosa ao concreto.

Reação Álcali-agregado

O fenômeno conhecido como reação álcali-agregado (RAA) é observado quando da interação química entre alguns constituintes mineralógicos do agregado e hidróxidos alcalinos, provenientes do cimento, água de amassamento, agregados, materiais pozolânicos, etc., os quais encontram-se dissolvidos na água dos poros do concreto. Como consequência é produzida gel higroscópico, que se expande em volume, o que, por sua vez, provoca aparecimento de tensões internas ao concreto seguidas de expansões, movimentações diferenciais nas estruturas e fissurações e ainda, exsudação de gel e diminuição de resistência à tração e à compressão. (PRISZKULNIK, 2005).

A reação álcali-agregado é dividida em três categorias, em função da composição mineralógica do agregado (HASPARYK et al, 1999): a) álcali-silica; b) álcali-silicato e c) álcali-carbonato.

A reação álcali-silica é a mais conhecida e decorre da presença da opala ou sílica amorfa, considerada a mais reativa das sílicas. Ainda faz parte do grupo das sílicas reativas, a calcedônia, que é uma variedade de quartzo fibroso, a cristobalita, e a tridimita, que são formas cristalizadas metaestáveis, e os vidros naturais ou vulcânicos.

A reação álcali-silicato está basicamente ligada à presença de quartzo “tensionado” ocasionado por processos tectônicos ou metamórficos ou de minerais expansivos do grupo dos filossilicatos tais com vermiculitas, ilitas ou montmorilonitas. Assim como a reação álcali-silica, esta reação produz gel expansivo.

A reação álcali-carbonato decorre de álcalis disponíveis no cimento e alguns agregados carbonáticos como os calcários dolomíticos argilosos. Nesta reação não há formação de gel e com resultado, assiste-se ao a fissuração e o enfraquecimento da zona de transição entre o agregado e a matriz da pasta.

A proposta inicial de limitação do teor de álcalis no cimento em 0,6% (HOBBS, 1988 apud HASPARYK et al, 1999), não é suficiente para garantir proteção frente à RAA uma vez que estes compostos podem ser introduzidos também pelos agregados, adições pozolânicas,

aditivos químicos, água de amassamento e fontes como a água do mar e sais de degelo (PRISZKULNIK, 2005).

Além do aspecto alcalino trazido pelos ions Na^+ e K^+ , o fato de existir hidroxilas na água dos poros do concreto é outro fator essencial para a ocorrência da reação. Neste caso, sendo o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ um composto produzido sempre na hidratação de cimentos independentes de suas composições, parece ser então o fator determinante do processo de expansão, além da sílica reativa, o teor de álcalis (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

Nas reações álcali-sílica e álcali-silicato, apesar de não se conhecer completamente as modificações processadas na composição do gel no processo de expansão, têm-se relatos de diferentes composições para este produto. Mehta e Monteiro (1994) afirmam que em função da organização da estrutura, porosidade e tamanho das partículas do agregado, podem ser originadas, em presença de hidroxilas e ions metálico-alcalinos, géis variados. Segundo esses autores, o mecanismo avança com a quebra da estrutura da sílica do agregado por ions OH^- e posterior adsorção de ions álcalis na superfície dos produtos originários da quebra da sílica. Assim, esses géis impregnados de material alcalino, absorvem grandes quantidades de água por osmose, promovendo a formação de um produto bastante expansivo em meio confinado.

De início, as tensões envolvidas na expansão produzem fissuras na massa de concreto que irão se propagar até a superfície. As fissuras com aspecto de rede no concreto simples evoluem provocando sua desagregação. No concreto armado, Fan e Hanson (1998), concluíram que a fissuração é restringida pela presença das armaduras.

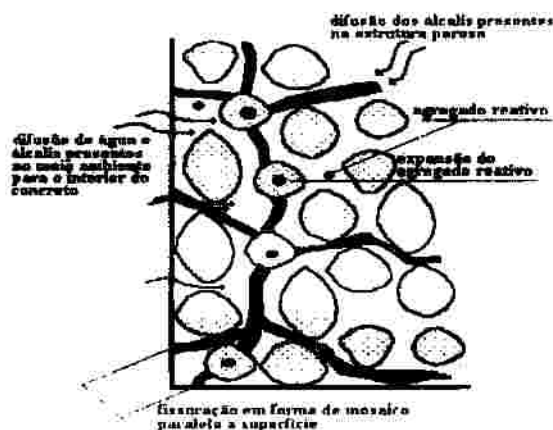


Figura 2.1 – Aspecto da reação álcali agregado.

Fonte: Souza e Ripper (1998)

Materiais pozolânicos, como a sílica ativa, reduzem a ocorrência de reação álcali-sílica. Isso ocorre, pois as adições reduzem a permeabilidade do concreto, reduzem o total de álcalis do aglomerante ao se substituir parte do cimento e consomem parte dos álcalis pelas reações pozolânicas (DAL MOLIN, 2005).

Corrosão das Armaduras

Um processo corrosivo de caráter eletroquímico é observado nas barras de aço do concreto armado, sempre que alguns pré-requisitos são atingidos. Um deles é a perda da passivação da armadura. O pH elevado do concreto, conseguido mediante a formação de algumas bases [$\text{Ca}(\text{OH})_2$ - principalmente, KOH , NaOH] como subproduto da hidratação e da existência de substâncias alcalinas no cimento, quando em contato com os óxidos da carepa de laminação da superfície das barras de aço, formam uma camada fina, aderente e protetora para as barras, oferecendo uma barreira ante a corrosão. Este estado de proteção persistirá desde que o pH desse ambiente se mantenha na ordem de 12,5 (HELENE, 1993).

No entanto, o CO_2 , que penetrando do meio externo via difusão, converte o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ em CaCO_3 e promove a redução do pH do interior do concreto. Esta redução propicia a instabilidade do filme passivante e torna a armadura sujeita à corrosão.

O avanço da frente de carbonatação é influenciado pelo nível de porosidade do concreto, tamanho e interligações e o grau de saturação dos poros com água. Como a reação depende da água para ocorrer, nos poros mais secos, a penetração é mais rápida, porém faltará água para a conversão do Ca(OH)_2 ; nos poros saturados, a difusão é lenta. Influi também na penetração do CO_2 , sua concentração no meio exterior. Em atmosferas ácidas, urbanas e industriais, o fenômeno da carbonatação é mais intenso (FIGUEIREDO, 2005). Em garagens de edifícios, a baixa taxa de circulação de ar e o fluxo constante de veículos liberando monóxido de carbono da queima de combustível fóssil, é bastante comum o problema de pilares carbonatados e com a corrosão das armaduras instalada.

A despassivação das armaduras pode ocorrer também mediante ação de ions cloretos quando estes se apresentam acima de certos limites aconselhados (FIGUEIREDO, 2005). Os cloretos (Cl) podem estar incorporados ao concreto provenientes de agregados contaminados, água de amassamento ou mesmo como parte da composição de aditivos aceleradores de pega. Todavia eles podem ser provenientes do meio externo e penetrar na estrutura, principalmente quando ela está inserida em regiões litorâneas ou são submetidas a soluções salinas de degelo em países de clima frio (SOUZA; RIPPER, 1998).

Os cloretos podem agir pontualmente sobre a armadura e provocar a corrosão em regiões localizadas (HELENE, 1993). Por apresentar geralmente, poucos sinais externos dos danos, a corrosão por cloretos é bastante perigosa, sobretudo em estruturas de concreto protendido, onde a corrosão sob tensão ou fragilizante pode gerar conseqüências muito graves de ruptura sem aviso prévio (ANDRADE PERDRIX, 1992).

Estando a armadura desprotegida, é necessária ainda a presença de outros dois pré-requisitos: água e oxigênio. Assim, o ferro presente na composição do aço das barras, devido a uma d.d.p criada, perde elétrons, passando a solução aquosa sob a forma de Fe^{++} e, convertendo-se posteriormente em óxido e hidróxidos, formas primitivas do mesmo, encontradas na natureza. Estes compostos são de baixas resistências e de caráter expansivo, com volumes que podem ser a seis vezes maiores em relação ao do ferro que compunha a barra de aço (CASCUDO, 1997). Este aumento extraordinário do volume provoca perda de seção de aço e lascamento no concreto de cobertura (HELENE, 1993).

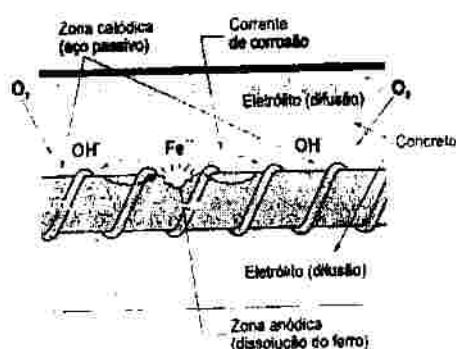


Figura 2.2 – Processo corrosivo em armaduras do concreto.

Fonte: Cascudo (1997)

No caso dos cloretos, a despassivação pontual poderá ocorrer mesmo com o pH do concreto acima de 11,5 (MEHTA; MONTEIRO, 1994), devido à capacidade destes íons em desestabilizar o filme passivante através de um mecanismo o qual Helene (1993) apresenta no trabalho original. No processo corrosivo, o Cl^- participa das reações de oxi-redução, influenciando a formação dos compostos expansivos finais.

Os danos da corrosão são exteriorizados sob a forma de expansões volumétricas, fissuração, lascamentos do concreto e perda da seção das armaduras (HUSNI et al, 2003; CASCUDO, 2005).

Apesar de os mecanismos responsáveis pelos fenômenos de passivação e corrosão não serem totalmente compreendidos (HELENE, 1993; CASCUDO, 2005), sabe-se que o uso de concreto de baixa porosidade, combinado com cobrimento de espessura adequada, é capaz de retardar a ação dos mecanismos de despassivação. São empregados ainda métodos mais avançados de proteção das armaduras como pinturas epóxi, galvanização, proteção catódica, inibidores de corrosão, entre outros (ANDRADE PERDRIX, 1992).

2.1.3 Causas Físicas

Deterioração por desgaste superficial

Dependendo das condições e dos locais onde uma estrutura de concreto está inserida, podem ocorrer danos superficiais, caracterizados pela perda de massa, relacionado a um dos processos: abrasão, erosão e cavitação (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

Processos abrasivos relacionam-se ao mecanismo de fricção ou atrito, a seco, sendo causado por tráfego de pessoas, veículos ou até pelo vento. É comum em pisos de concreto, provocando nestes, perda de material e geração de pó (ANDRADE, 2005). Segundo o mesmo autor, a resistência do concreto por abrasão está relacionada à qualidade da camada superficial, podendo-se relacionar tal resistência à de concreto à compressão. Em concretos saturados, pela redução das forças de Van der Waals entre os sólidos e a pasta de cimento, observa-se a redução na resistência do concreto à abrasão, bem como nas demais propriedades mecânicas do material (GHAFOORI; SUKANDAR, 1995 apud ANDRADE, 2005).

Para aumento da resistência à abrasão HUSNI et al (2003) também citam a aplicação de endurecedores de superfície à base de fluossilicato de zinco ou magnésio ou silicato de sódio, como forma de selar os poros capilares próximos ou na superfície, conseguindo assim um melhor desempenho ao desgaste.

Já a erosão, onde o fluxo de um líquido com partículas sólidas em suspensão (areia, cascalho, pedras e outros objetos) causa desgaste, é mais frequente em estruturas hidráulicas, como canais de irrigação, pilares de pontes, calhas de vertedouros e barragens. Esforços para redução dos impactos do fenômeno da erosão passam pela adoção de concretos de melhor qualidade, com a redução da relação a/c, uso de aditivos plastificantes, aumento do tamanho característico do agregado, utilização de agregado com maior resistência superficial (MEHTA; MONTEIRO, 1994). Adição de fibras de aço ao concreto, não oferece melhoria no combate ao problema (ANDRADE, 2005).

A cavitação, decorrente da formação e implosão de bolhas de vapor quando a água a grandes velocidades atravessa regiões com diferentes pressões absolutas, podendo causar severas erosões localizadas. Neste caso, apenas a utilização de um concreto resistente não é condição suficiente para evitar o problema. Neville (1997), afirma que devem ser tomados cuidados especiais quando da realização de projetos de estruturas hidráulicas, como evitar mudanças bruscas de declividade e irregularidade das superfícies.

Cristalização de sais nos poros

É o caso da ação puramente física de cristalização de sais nos poros, notadamente sulfatos, quando suas concentrações excedem a chamada concentração de saturação, para uma dada temperatura. Outros sais que podem propiciar danos devido à cristalização são carbonatos de sódio e os cloretos de cálcio, dentre outros.

Conforme Andrade (2005) as pressões ocorridas nos poros dependerão da natureza do sal, de sua concentração em relação à capacidade de solubilização em água a uma dada temperatura.

Winkler (1975) apud Mehta e Monteiro (1994) determinou as pressões de cristalização para os sais comumente encontrados nos poros do concreto e rochas. Dos resultados obtidos por esse pesquisador, pode-se mostrar, por exemplo, que, a pressão de cristalização do NaCl com grau de saturação igual a 2, é da ordem de 605 atm (temperatura de 25 °C). Essa tensão é capaz de romper a maioria das rochas.

Uma forma de evitar o problema passa pelo uso de cimentos que promovam a formação mínima de sais com grandes tensões de cristalização e a confecção de concretos com baixas permeabilidades à entrada de sais agressivos dissolvidos na água.

Ação do Congelamento

Efeitos destrutivos são observados pelo congelamento da água nos poros de concreto, caso algumas precauções pertinentes não tenham sido tomadas. Este efeito é bastante comum em

países de clima frio, mas é freqüentemente observado em câmaras frigoríficas de instalações industriais, submetidas a ciclos de gelo-degelo.

Ao se congelar, a água experimenta um aumento de volume em torno de 10%, exigindo que o poro que a comporta, desenvolva a mesma expansão para acomodar o gelo formado. Isto gera tensões internas e conseqüentes fissuras. Após degelo, o poro expandido experimenta uma retração, mantendo, porém, uma deformação residual. Efeitos sucessivos de ciclo de gelo-degelo, com a umidade no interior dos poros superior a uma umidade considerada crítica, acabam por produzir deformações cada vez maiores e com elas a fissuração inevitável da massa de concreto (HUSNI et al, 2003).

Além da pressão hidráulica devida ao aumento de volume da água congelada em grandes poros, Powers (1958) apud Mehta e Monteiro (1994), afirma que as pressões osmóticas, provenientes das diferentes concentrações de sais nos poros, é também um mecanismo responsável pela expansão. Litvan (1976) apud Mehta e Monteiro (1994), trabalhando em torno do chamado “efeito capilar”, observou que mesmo a reduzidas temperaturas, a água aderida a estruturas do C-S-H não se congela e tende a migrar, devido ao efeito termodinâmico de entropia, para os poros maiores, onde existente água, mas em estado sólido. Esse mecanismo é responsável, assim como os anteriores, pelo aumento de volume da água nos poros capilares e a maiores expansões pelo congelamento.

Medidas simples para amortizar o efeito da ação dos ciclos gelo-degelo podem ser tomadas. Uma delas passa pela introdução de aditivos incorporadores de ar que, apesar de promoverem uma redução da resistência à compressão do concreto, são capazes de propiciar a formação de pequenos poros que funcionam como “fronteiras de escape” nas quais as pressões hidráulicas de gelo nascente possam ser aliviadas (HUSNI et al, 2003).

A relação água/cimento, assim como a cura, uma vez que se relacionam diretamente ao grau de porosidade da pasta do concreto endurecido, devem ser controladas como forma de reduzir a quantidade de água passível de congelamento no interior do concreto.

Ação do Fogo

Sabe-se que em estruturas de concreto submetidas à ação do fogo, a temperatura interna não se eleva até a perda de toda a água evaporável. No entanto, a elevação da pressão interna pela conversão da água em vapor, caso não seja aliviada pelo escape ao exterior via poros, apresenta danos no concreto na forma de lascamento superficial (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

Um problema levantado por Husni et al (1998) com relação às estruturas submetidas às altas temperaturas, diz respeito ao comportamento diferenciado entre a massa de concreto e o aço. Apesar do coeficiente de dilatação do aço e concreto ter a mesma ordem de grandeza, a transmissibilidade térmica dos dois materiais é muito diferente, o que faz com o aço, aquecendo-se muito mais rapidamente, experimente uma expansão não acompanhada pelo concreto o que prejudica a aderência entre os dois materiais e gera tensões internas produzindo em consequência a desagregação do concreto e exposição das armaduras diretamente ao fogo.

Reis (2001) relaciona os efeitos da ação do fogo caracterizando-os basicamente pela alteração da cor e perda da resistência, sabendo-se ainda, que a degradação do concreto ocorre por volta dos 600 °C. À temperaturas superiores a 900° C, toda a resistência residual do concreto é considerada esgotada. Esfriamento brusco das armaduras expostas devido à água dos trabalhos de extinção pode produzir, por sua vez, a fragilização do aço das armaduras, ao alterar sua têmpera (HUSNI et al, 2003).

Apesar da ação maléfica das altas temperaturas para o concreto, vale ressaltar ser este material significativamente mais apto a resistir exposições mais prolongadas ao fogo em relação a outros materiais como a madeira e o aço (sem proteção superficial adequada), o que se caracteriza como uma vantagem no caso de resgates por ocorrência de eventuais incêndios.

2.1.4 Mecanismos de deterioração

Conhecimento acumulado sobre as estruturas, inclusive através de estudos e análise de falhas ocorridas (SOUZA; RIPPER, 1998), possibilitou aprofundamento sobre a origem de uma grande quantidade de problemas patológicos que acometem as estruturas e que são responsáveis pela redução da vida útil de projeto caso não ocorra uma intervenção eficaz.

Assim, na NBR 6118 (ABNT, 2003) estão relacionados os mecanismos preponderantes no envelhecimento e deterioração das estruturas, estabelecendo medidas pertinentes à redução do impacto provocado por esses mecanismos sobre o concreto armado¹. Naturalmente, considerando a complexidade das interações do concreto com o meio (REIS, 2001), existem diversos outros fatores capazes de produzir degradação que não apresentados pela norma. Todavia, é um consenso entre diversos pesquisadores que, os mecanismos resguardados no item 6.3 da NBR 6118 (ABNT, 2003), são os responsáveis pela grande maioria, pelas manifestações patológicas identificadas usualmente nas estruturas.

Relacionados abaixo estão os mecanismos segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003).

a) Mecanismos preponderantes de deterioração relativas ao concreto

- 1) Lixiviação: por águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas que dissolvem e carreiam os compostos hidratados do concreto.
- 2) Expansão: por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com sulfato, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado.
- 3) Expansão: por ação das reações entre os álcalis do cimento e certos agregados reativos.

¹ Estende-se, neste caso, ao concreto protendido.

- 4) Reações deletérias superficiais: de certos agregados decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica.
- b) Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura
- 1) Despassivação por carbonatação: ação do gás carbônico da atmosfera
 - 2) Despassivação por cloretos: elevado teor de íon cloro
- c) Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente ditos.

São aqueles relacionados às ações mecânicas, às movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação.

2.2 INSPEÇÃO E AVALIAÇÃO DAS ESTRUTURAS

2.2.1 Considerações Iniciais

Conforme exposição anterior, as estruturas de concreto armado são concebidas para suportar as situações advindas de seu uso, as quais foram definidas em comunhão entre projetista e proprietário, sob o encargo das manutenções preventivas que visam viabilizar o desempenho estrutural condizentes às aspirações de projeto. Todavia, por uma série de fatores já apontados (ANDRADE PERDRIX, 1992; MEHTA; MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997; HUSNI et al, 2003; RIBAS SILVA; PINHEIRO, 2005), comportamentos anômalos desenvolvidos pelas estruturas geram a necessidade de decisões referentes ao que fazer com relação a sua existência futura: recuperar, reforçar, limitar o uso ou, em caso mais extremo, demolir. Logicamente, medidas a serem tomadas em favor do destino de uma estrutura acometida por problemas patológicos, são influenciadas pelo contexto técnico, econômico, político e sócio-ambiental do qual a estrutura faz parte (MONTEIRO, 2005).

As causas de desempenho insatisfatório são muito vastas e geralmente se inter-relacionam, o que, em grande parte dos casos, dificulta a identificação de sua fonte geradora (CABRÉ,

1994, ANDRADE; DA COSTA E SILVA, 2005). Baseado nestes fatos, o trabalho de identificação dos problemas instalados em uma estrutura remonta uma exaustiva investigação, lançando-se mão de todas as informações disponíveis, relativas ao projeto e execução, entre elas os memoriais, plantas, especificações dos materiais, bem como o histórico do uso e dos programas de manutenção instalados.

Estando estes dados disponíveis ao investigador, tem-se uma economia de tempo referente ao mapeamento e caracterização da estrutura, o que pode, em alguns casos, fornecer pistas das possíveis causas objeto da procura. Mas, geralmente tais informações inexistem ou são apenas parciais, demandando assim um levantamento completo da estrutura a fim da obtenção desses dados gerais, afora os procedimentos a serem empenhados na investigação específica das manifestações indesejáveis.

Cabré (1994) cita a necessidade de um reconhecimento prévio da estrutura antes de se iniciar os trabalhos de inspeção, cujo procedimento variará em função da estrutura, razões e objetivos do estudo e das exigências do cliente. Carmona Filho (2000), Kay (1992) apud Reis (2001) sugerem a divisão do processo investigativo em duas etapas, sendo primeiramente tomadas às dimensões e as propriedades globais da estrutura através de alguns ensaios. Nesta fase, atenta-se para os aspectos visuais das manifestações patológicas, com observação direta das armaduras em determinados pontos, dando enfoque ao meio-ambiente de inserção da estrutura. Posteriormente, num segundo momento, aspectos particulares são examinados em detalhes, quantificando a extensão do deterioro e caracterizando todos os elementos da estrutura.

De uma forma geral, a metodologia para o estudo e diagnóstico de uma patologia foi apresentada por AGUADO et al (2003), seguindo os passos abaixo relacionados:

- Buscar toda informação previamente disponibilizada;
- Realização de uma tomada exaustiva de dados;
- Realização de ensaios e instrumentação da estrutura para se conhecer, estudar e analisar as variáveis que podem ter influenciado nos danos;

- Análise teórica com modelagem do comportamento do elemento;
- Determinação das causas a partir de informações prévias, tomadas de dados, instrumentação e estudos teóricos;
- Conclusões e recomendações em função do conhecimento adquirido.

Assim, a partir do conhecimento profundo da obra em seu conjunto e das respostas desta obra às ações e solicitações diversas a ela impostas, serão alcançados subsídios para se conhecer os fenômenos, bem como diagnosticar e reparar os danos a eles atribuídos. Os dados levantados nesta fase serão utilizados também para as devidas considerações referentes à avaliação das condições de segurança do edifício sobre no qual será realizada a intervenção para os reparos, foco deste trabalho.

É neste contexto que se faz sentir a extrema importância da pesquisa e desenvolvimento dos ensaios, entre eles, o não destrutivo, para melhor entendimento dos mecanismos de deterioração nas estruturas (PADARATIS, 1997), antes do início de qualquer trabalho de intervenção. Carino (1994), no trabalho em referência expõe o desenvolvimento e aplicações de inúmeros ensaios no decorrer do século XX. Reis (2001) destaca o aspecto restrito ao meio técnico de diversos métodos de avaliação das anomalias em estruturas de concreto, apontando ainda a limitação das atuais normas nacionais aos ensaios não destrutivos de esclerometria e ultra-som, relegando aspecto secundário aos ensaios semi-destrutivos. Por fim, conclui que o desenvolvimento e adaptações de ensaios não destrutivos, utilizados de forma conjunta com ensaios de resistência de testemunhos ou com corpos de provas normais de compressão, apresentam-se como um caminho potencial para a análise de estruturas deterioradas (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

Vários são as técnicas, testes e ensaios objetivando a busca de informações que permitam elaborar o processo de avaliação de estruturas existentes de concreto armado. De um modo geral, as principais técnicas podem agrupar-se em: técnicas de ensaios estruturais, de ensaios físicos e de ensaios químico/físico-químicos. Segue uma revisão breve sobre as técnicas mais empregadas.

2.2.2 Ensaios Estruturais

A prova de carga é regulamentada nacionalmente pela NBR 9607 (ABNT, 1986), consistindo em submeter à estrutura ou parte dela, à ação de uma sobrecarga, que pode chegar a de serviço ou superá-la sem, no entanto, atingir a carga de cálculo. Estando a estrutura mapeada "in situ" através de aparelhos elétricos ou mecânicos, tais como extensômetros ôhmicos, deflectômetros e clinômetros, mede-se durante um processo de carga crescente, as flechas, deformações unitárias no concreto e nas armaduras de seções críticas e controla-se a evolução das fissuras. Das informações obtidas, traduzem-se às rigidezes e comportamento real das estruturas mediante cargas de serviço (CABRÉ, 1994).

Figueiredo (2005) acrescenta o caráter profícuo do uso do ensaio na avaliação e aceitação da estrutura por ocasião de alteração nas condições de utilização, na fase construtiva ou após acidentes e anomalias.

Mediante situações de incertezas, pode-se realizar a monitoração da estrutura com emprego de instrumentação apropriada, seguindo a evolução, no tempo, de flechas e fissuração ou o processo de deterioração do concreto pelos mecanismos de carbonatação ou corrosão das armaduras.

Para a fissuração, faz-se necessária a caracterização das fissuras detectadas no que concerne à movimentação ou atividade. Para isso, tem-se o uso de equipamentos como extensômetros (strain gages) com diversos princípios de funcionamento: mecânico, elétrico, óptico, pneumático, acústico, etc. Na medição de aberturas, utiliza-se de fissurômetros e na movimentação das juntas, empregam-se alongômetros, micrômetros ópticos e as conhecidas bases tri-ortogonal (FIGUEIREDO, 2005). As flechas são monitoradas através de deflectômetros mecânicos, deflectômetros registradores de precisão variável para medições dinâmicas e micrômetros que medem recalques estruturais a nível topográfico. Deslocamentos angulares podem ser determinados com auxílio de clinômetros de bolha sendo, o fio de prumo, para análise de rotações e descontinuidades (REIS, 2001). Ensaios para o acompanhamento de carbonatação e corrosão das barras serão descritos posteriormente.

A aplicação de cargas dinâmicas em estruturas mediante o uso de vibradores rotatórios de massa excêntrica com medida da resposta elástica da estrutura, fornece os mesmos parâmetros da prova de carga e outros parâmetros relativos ao comportamento dinâmico a custos mais compensatórios (CABRÉ, 1994).

Em estruturas ou elementos estruturais a serem demolidos, podem-se aplicar os chamados ensaios de ruptura, obtendo informações mais completas de respostas às sobrecargas crescentes, incluindo o carregamento de ruína. Nestes ensaios, deve-se atentar para a segurança da equipe operacional envolvida.

2.2.3 Ensaios Físicos

Quando ensaios não destrutivos indicam fissuras internas à estrutura, ou zona de concreto com baixas resistências, faz-se necessário ensaiar testemunhos extraídos diretamente das regiões comprometidas com o uso de coroa rotativa de diamante (MEHTA; MONTEIRO, 1994). A resistência obtida pelo ensaio à compressão de testemunhos é, em geral, inferiores se comparada aos corpos de prova cilíndricos moldados com o mesmo concreto, além do que, a resistência do testemunho será dependente da posição antes por ele ocupada na estrutura. Tanto que Cabré (1994) recomenda, para o caso de pilares, a extração dos testemunhos no terço superior onde a resistência provavelmente seja menor, em virtude dos fenômenos de exsudação e segregação do concreto, ainda que a operação de retirada de nesta área seja mais incômoda.

Além da resistência à compressão, os testemunhos permitem obtenção de outros parâmetros físicos como a densidade, absorção de água e módulo de elasticidade (EISINGER; LIMA, 2000). No Brasil o ensaio está normalizado pela NBR 7680 (ABNT, 1983) enquanto que o ASTM C 42 estabelece os procedimentos do ensaio nos EUA.

Entre os métodos de dureza superficial, destaca-se o uso do chamado esclerômetro de Schmidt, o qual provoca um impacto padronizado na superfície do concreto, com uso de uma dada energia e medindo-se o tamanho da reflexão produzida ante a reação do concreto a carga aplicada pelo êmbulo metálico do aparato. Esta reflexão registrada em uma escala

guia, dá a estimativa da dureza superficial mediante uma conversão fornecida pelo fabricante do instrumento. A partir dos valores de dureza superficial, tem-se uma boa noção da homogeneidade do concreto podendo ainda inferir sobre a resistência à compressão. O ensaio é normalizado pela NBR 7584 (ABNT, 1995), o procedimento padronizado nos EUA pela ASTM C 805.

Carino (1994) conclui que, devido ao baixo custo, o martelo de Schmidt é, sem dúvida, o ensaio não destrutivo para concreto mais amplamente utilizado, sendo a venda do equipamento em todo o mundo no ano de 1986, da ordem de 50.000 unidades.

Apesar da simplicidade do teste, não existe uma relação simples entre o índice esclerométrico encontrado e a resistência do concreto, uma vez ser este índice influenciado por diversos fatores como textura superficial do concreto, umidade superficial, profundidade de carbonatação, maior ou menor proporção de argamassa, agregados graúdos e armadura (FIGUEIREDO, 2005). Todavia, Malhotra (1984) apud Mehta e Monteiro (1994) aponta que o uso do esclerômetro confiável conduz a uma exatidão na estimativa da resistência do concreto nos corpos de prova em laboratório variando entre 15% e 20% e em estruturas de concreto na ordem de 25 %. Para o sucesso de uma exploração esclerométrica, o aparelho deverá estar calibrado previamente com as resistências obtidas de concretos semelhantes (ALCÂNTARA, 2002). Vários pesquisadores (CABRÉ, 1994; CARINO, 1994; FIGUEIREDO, 2005) advertem para a necessidade de complementação dos resultados da esclerometria com ensaios destrutivos de resistência a compressão axial de testemunhos retirados da estrutura.

O método da velocidade do pulso ultra-sônico envolve a medida do tempo de viagem, em um elemento de concreto com dimensões conhecidas, de um pulso de ondas de ultra-som que atravessa o elemento em estudo (FIGUEIREDO, 2005). O tempo de percurso entre os pontos emissor e o receptor é medido eletronicamente, sendo a distância percorrida pelo pulso dividida pelo tempo, determinando-se dessa forma, a velocidade média de propagação da onda. A presença de concretos com baixa densidade ou fendilhado aumenta o tempo de viagem, o que resulta uma velocidade mais baixa do pulso. O ultra-som vem sendo usado para a avaliação da resistência do concreto de forma comparativa, detecção

de vazios e fissuras e estimação de espessura de camadas que tenham diferentes velocidades de propagação.

Carino (1994) apresenta quadro comparativo de velocidades de propagação de ondas ultrassônicas e a qualidade do concreto baseado em publicação de Whitehurst (1951):

Tabela 2.1 – Velocidade de propagação de ondas eletromagnéticas no concreto.

Velocidade do pulso, m/s	Condição
Acima de 4570	Excelente
3660 a 4570	Geralmente bom
3050 a 3660	Questionável
2130 a 3050	Geralmente ruim
Abaixo de 210	Muito ruim

Fonte: Carino (1994).

Whitehurst (1951) apud Carino (1994) ressalta que os valores expressos anteriormente são relativos ao concreto considerado normal tendo densidade aproximada de 2400 kg/m^3 e que os limites entre as condições não são precisamente estabelecidos. Todavia, um melhor resultado pode ser obtido tomando-se como padrão a velocidade de propagação da onda em partes da estrutura cujo concreto é conhecido e de boa qualidade. O ensaio está normalizado segundo a NBR 8802 (ABNT, 1994).

Os testes de arrancamento oferecem uma boa ferramenta para o estudo do ganho de resistência do concreto nas primeiras idades, porém oferecendo a incômoda consequência típica dos ensaios semidestrutivos (danos à peça ensaiada), além da exigência da colocação do pino de aço por ocasião da moldagem da estrutura, em alguns casos. Na realidade, o ensaio consiste em arrancar um parafuso de aço fixo à peça ensaiada, medindo-se, para isso, a força necessária à extração. Esta é a filosofia do “pull-out test” (cast in e drilled hole - ASTM C 900), cujas idéias primeiras surgiram em 1938 na antiga União Soviética (CARINO, 1994).

Dentro dessa técnica, destaca-se o “LOK-Test”, com o arrancamento do parafuso moldado no concreto fresco, cuja carga aplicada com macaco hidráulico é medida com um dinamômetro. A extração do parafuso, traz consigo a extração de um cone de concreto, o que causa danos à superfície da peça ensaiada. Neste caso, Mehta e Monteiro (1994)

afirmam ser a resistência de arrancamento da ordem de 20% da resistência à compressão do concreto.

O “CAPO Test” (Cut and Pull-Out) prevê abertura de um buraco no concreto e fixação de parafuso com anel de expansão que é, posteriormente, extraído com equipamento semelhante ao do “LOK-test”.

Ainda pode ser citado o “Break-off test” (ASTM C 1150) com ruptura a flexão e corte de um cilindro moldado na massa de concreto da estrutura e o “Pull-off test” (ASTM D 4541) feito com a colagem de um disco de metal à superfície do concreto e sua posterior extração. Sendo testes semi-destrutivos, tem-se a necessidade de reparo do concreto no local da extração após a realização do ensaio.

Testes de resistência à penetração, normalizados pela ASTM C 803, consiste na cravação de pino metálico no concreto através de dispositivo acionado por pólvora, sendo o comprimento externo remanescente do pino, a base de dados para a relação com a resistência à compressão do concreto ensaiado (MEHTA; MONTEIRO, 1994). Ainda que a variação dos resultados seja muito alta, se comparado à variação dos resultados da compressão simples de corpos de prova, o método constitui uma boa ferramenta para a monitoração do ganho de resistência do concreto nas primeiras idades. O sistema tornou-se conhecido como teste de Windsor, sendo o aparato fornecido juntamente com uma tabela que relaciona o comprimento exposto do pino com a resistência à compressão do concreto para agregados de diferentes durezas (ARNI, 1972 apud CARINO, 1994).

Kay (1992) apud Reis (2001) acrescenta que o teste é útil para investigações de áreas deterioradas, concreto de baixa qualidade, o que permite avaliar a sua uniformidade. Apresenta a desvantagem do alto custo do pino, sem reaproveitamento, e a necessidade de se recuperar o furo ao fim do ensaio.

Um método usual para detecção de armaduras no concreto baseia-se nas variações que a presença das barras produz em um campo magnético, o que pode ser conseguido pelo uso de um aparelho chamado pacômetro. O instrumento possui uma precisão relativa, devendo ser calibrado mediante armaduras cujos recobrimentos e diâmetros foram medidos através

de observação feita com a retirada da camada superficial em alguns pontos localizados na estrutura (CABRÉ, 1994).

O uso dos métodos radioativos para a inspeção do concreto iniciou-se na década de 1950, com o uso dos chamados raios X e raios gama (ASTM C 876). A técnica consiste na penetração de radiação eletromagnética, medindo-se com um sensor², a intensidade de radiação que atravessou a peça em estudo.

Nos raios X, a radiação é produzida por dispositivo elétrico de alta voltagem, enquanto os raios gama são subprodutos da desintegração de isótopos radioativos de certos elementos químicos (CARINO, 1994). A capacidade de penetração dos raios gama depende do isótopo usado e de sua idade e a penetração dos raios X é dependente da voltagem empregada. Métodos radioativos podem ser úteis na análise do concreto, permitindo detecção e determinação do número de barras, vazios no concreto, segregações e fissuras interiores, juntas de concretagem, a densidade e espessura do concreto.

Lotti et al (1997) apud Reis (2001) destacaram o uso da gama-radiografia em peças cuja espessura máxima seja de 450 mm, para a detecção da quantidade e posição de barras de aço e vazios nos concretos armados e protendidos. No caso da gama-radiometria, busca-se a obtenção de massa específica do concreto fresco. Carino (1994) observa como desvantagem da técnica, o processo operacional que exige pessoal treinado e licenciado.

Tem-se usado a emissão de ondas de radar para a investigação do concreto. A técnica, normalizada pela ASTM D, 6432 chamada de Ground Penetration Radar (GRP), consiste na emissão de pulsos eletromagnéticos de curta duração, que penetram no concreto e refletem parcial ou totalmente, ao encontrar uma superfície separadora de materiais diferentes. A antena emissora capta a porção de onda refletida de volta a fonte, gerando então um sinal de saída. A técnica é usada para determinar a resistência do concreto, espessura de peças, espaçamento e cobertura da armadura e extensão e posição de vazios.

² Para os raios Gama, caso o sensor seja um filme fotográfico especial, a técnica é chamada radiografia. Caso o sensor seja um aparato eletrônico que converte a radiação incidente em pulsos elétricos, a técnica é dita radiometria.

Os resultados oferecidos pelo GPR são de difícil interpretação o que tem feito com sejam estudados vários caminhos para simplificar do processo (CARINO, 1994).

Outras desvantagens que podem ser citadas com relação ao método em questão são as influências causadas pela variação da umidade da superfície para o interior do concreto e no limite de profundidade alcançado, sendo 50 cm para o concreto seco e 30 cm para concreto saturado (EISINGER; LIMA, 2000).

Baseando no princípio da penetração de ondas eletromagnéticas, existem ainda na literatura métodos como o Impact-Echo Method, o ultrasonic Thomagraphy (tomografia ultrasônica) e o Infrared Thermography (termografia infravermelha) que são empregados para investigação das características do concreto e que eventualmente possam estar relacionadas a danos observados. Estas técnicas eletromagnéticas, bem com as ultra-sônicas apresentam vantagens e limitações e que, conforme Padaratz (1997), devem ser conhecidas para se chegar aos melhores resultados com desses aparelhos.

Assim o autor cita as seguintes características no emprego das técnicas em referência: levantamento de grandes áreas sem interrupção significativa de atividades locais; não é destrutivo; independência de condições climáticas especiais; baixo consumo de energia; utilizável quando os dois ou apenas um dos lados da peça for acessível; pequena irradiação de energia eletromagnética; interpretação realizada de forma comparativa, necessitando muita das vezes de inspeção visual, retirada de testemunhos e escavações; alto custo dos sistemas disponíveis no mercado; irradiação de energia de forma divergente; as ondas de radar não atravessam materiais metálicos, o que impede a investigação de bainhas de cabos de protensão ou regiões de armaduras muito densas, dentre outras.

Ensaio que envolvem a investigação de fenômenos relacionados à porosidade do concreto, como a absorção de água, permeabilidade e líquidos e difusão de gases, apesar realizados em caráter complementar, se revestem de importância, haja vista a relação íntima existente entre os vazios no concreto, sua resistência e a atuação de mecanismos responsáveis pelo transporte de agentes agressivos (HELENE, 1993; NEVILLE, 1997; NEPOMUCENO, 2005).

A NBR 9778 (ABNT, 1987) prescreve os procedimentos a serem adotados para a determinação da absorção de água por imersão, bem como determina outras grandezas físicas como o índice de vazios e a massa específica. Para o caso de testemunhos extraídos de estruturas existentes, a norma estabelece os volumes obrigatórios para as amostras em função das dimensões do agregado, sendo de 2.500 cm^3 para concretos preparados com agregados de até 50 mm de dimensão máxima e 10.000 cm^3 para o caso desta dimensão ser superior a 50 mm.

A absorção de água por capilaridade está normalizada pela NBR 9779 (ABNT, 1995), que estabelece a necessidade de extração de no mínimo três corpos de provas com as características anteriormente apresentadas. Os testemunhos secos em estufas a temperatura de $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$ até constância de peso, são resfriados até $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$, sendo em seguida submetidos a uma lâmina d'água constante a (5 ± 1) mm acima de sua face inferior. O teste fornece a absorção de água em g/cm^2 , a ascensão interna máxima e a distribuição interna da água absorvida após ruptura diametral dos testemunhos.

O método para obtenção do coeficiente de permeabilidade do concreto à água está padronizado pela NBR 10786 (ABNT, 1989), e consiste basicamente em submeter corpos de prova de concreto a um fluxo de água promovido pela pressão exercida pelo equipamento usado no teste.

Reis (2001) cita a utilização do teste do teor de umidade de equilíbrio que permite avaliar os teores de umidade do concreto os quais controlam o acesso dos gases como oxigênio, gás carbônico, dentre outros, que modificam a resistividade do concreto, sendo assim suficiente para alterar a velocidade de corrosão.

Os testes de avaliação da permeabilidade a gases são altamente influenciados pelo teor de umidade dos poros, uma vez que em concreto úmido, a difusão é fortemente reduzida. Helene (1993) e Nepomuceno (2005) citam os trabalhos feitos por Torrent, que propôs associação de testes de permeabilidade com a resistividade elétrica, classificando a qualidade do concreto de cobrimento superficial com base nos resultados do coeficiente de permeabilidade do oxigênio. Todavia, ensaios envolvendo a penetração de CO_2 envolvem

mecanismos mais complexos uma vez que, além dos fatores que influenciam a difusão de gases segundo a lei de Fick, como a saturação dos poros e a maior ou menor interligação destes, o fato do CO_2 colmatá-los com CaCO_3 produzido na carbonatação, modifica freqüentemente as condições de penetração do gás.

Hearn e Lok (1998) realizaram pesquisas, com o desenvolvimento de aparelho que permitiu avaliar a performance mecânica (aplicação de carga de compressão) e a permeabilidade do concreto a gases. Os testes indicaram correlação entre a fissuração induzida pela carga e a permeabilidade.

2.2.4 Ensaios Químicos e Eletroquímicos

Os ensaios químicos permitem determinar a constituição química do concreto atendo-se, para isto, no estudo de seus materiais componentes, sobretudo das informações referentes ao tipo e conteúdo do cimento utilizado.

Para determinação das porções de cimento no traço do concreto investigado, procede-se à coleta de material em diferentes locais da estrutura, sobretudo nas regiões de anomalia instalada, fragmentando-o e submetendo o produto à ação do ácido clorídrico até a dissolução do cimento. O teor de cimento é definido por gravimetria ou volumetria, baseando-se na determinação de teores de óxido de cálcio ou anidrido silícico remanescente no ácido clorídrico. A água combinada pode ser determinada por ensaio de perda ao fogo.

Teores de cloretos podem ser obtidos por dosagem potenciométrica com nitrato de prata, a partir da extração de amostras do concreto por via aquosa (lavagem ou broqueamento). A Norma NBR 5746 (ABNT, 1992) preconiza a determinação das quantidades de enxofre na forma de sulfeto no cimento Portland enquanto que a NBR 5748 (ABNT, 1993) avalia as quantidades de CaO livre.

A avaliação da superfície carbonatada pode ser feita aplicando-se, após abertura de furo na estrutura ou retirada de lascas de concreto, o indicador tipo timolftaleína ou fenolftaleína, sendo este último o mais difundido. Neste teste, ao se aplicar o indicador fenolftaleína e

ocorrer ausência de cor, é vestígio de concreto carbonatado ($\text{pH}<10$). Se ocorrer cor avermelhada é sinal de concreto livre de carbonatação ($\text{pH}>10$).

O método do potencial eletroquímico normalizado pela ASTM C876 (Standard test method for half-cell potential of uncoated reinforced steel in concrete), fornece a probabilidade de corrosão em função do potencial eletroquímico, sendo influenciado por sua vez pelo teor de umidade no concreto, pelo teor de oxigênio disponível, pelas diferenças de espessura de cobrimentos, pela presença de correntes erráticas e fissuras (EISINGER; LIMA, 2000).

O método da resistividade do concreto apresenta-se como possibilidade de se medir a propensão de maior ou menor avanço da corrosão, em função da resistividade do concreto, que influencia velocidade do processo. Cascudo (1997) aponta como fatores que influenciam a resistividade o teor de umidade dos poros, permeabilidade e grau de ionização do eletrólito do concreto. Segue as probabilidades de corrosão em função da resistividade elétrica, conforme o CEB Bulletin D'Information n.192.

Tabela 2.2 – Resistividade do concreto e probabilidade de corrosão das armaduras.

Resistividade do concreto	Indicação de probabilidade de corrosão
$\rho > 20 \text{ k}\cdot\Omega\cdot\text{cm}$	Desprezível
$20 > \rho > 10 \text{ k}\cdot\Omega\cdot\text{cm}$	Baixa
$10 > \rho > 5 \text{ k}\cdot\Omega\cdot\text{cm}$	Alta
$\rho < 5 \text{ k}\cdot\Omega\cdot\text{cm}$	Muito alta

Fonte: Cascudo (1994).

As maiores velocidades de corrosão são evidenciadas para concretos com altos teores de umidade porém, não saturados.

Cascudo (1997) apresenta outras técnicas eletroquímicas como a técnica da resistência elétrica, ruídos eletroquímicos, curvas de polarização e impedância eletroquímica, os quais fornecem indicativos qualitativos da cinética do processo, apesar de não normalizadas.

CAPÍTULO 3

ALGUMAS APLICAÇÕES DA MECÂNICA EM PROJETOS DE RODOVIAS.

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os projetos desenvolvidos em engenharia rodoviária objetivam proporcionar conforto e, acima de tudo, segurança aos usuários que diariamente utilizam as estradas em todo o mundo. Deste a antiguidade, o homem tem se preocupado em desenvolver seus meios de transporte. Há registros da construção de estradas pelos povos antigos como romanos, gregos, egípcios e chineses.

Com o surgimento de veículos mais velozes na primeira metade do século XX, aspectos relacionados à dinâmica clássica tais como inércia, força de atrito, força centrípeta, entre outros, passaram a influenciar na segurança e foram, gradativamente, considerados na concepção de novas rodovias.

Neste capítulo serão tratadas algumas destas entidades físicas e os dispositivos criados para mitigar seus efeitos.

3.2 CURVA DE TRANSIÇÃO

Os corpos materiais ao realizarem um movimento em trajetória curva estarão sempre sujeitos a ação de uma ou mais forças. Mesmo no caso do movimento circular uniforme, atua a chamada força centrípeta que acelera um corpo, modificando a direção do seu vetor velocidade, sem modificar a velocidade escalar com que o corpo se move. (HALLIDAY at

al. 2000). A aceleração causada por esta força é chamada aceleração centrípeta e definida pela expressão (3.1):

$$a_c = \frac{v^2}{R} \quad (3.1)$$

onde:

v = velocidade do corpo em m/s

r = raio do círculo

Quando lidamos com referenciais não inerciais ou acelerados, em que o princípio da inércia não é válido, há forças fictícias ligadas às acelerações resultantes. No caso do movimento circular, a força centrípeta “puxa” o objeto para o centro de curvatura, o que suscita o aparecimento de uma força convenientemente chamada centrífuga que “puxando-o” para fora, balanceando a força centrípeta (constituindo um par ação/reação, segundo a 3ª Lei de Newton) tornando a resultante dessas duas forças nula, sempre que se tratar de um referencial acelerado.

Nas rodovias, os trechos em reta são denominados tangentes. Sempre que possível este tipo de traçado deve ser quebrado pela interposição de curvas, uma vez que as longas tangentes, para os motoristas, são monótonas causando sono e ofuscamento da visão noturna, aumentando os riscos de acidentes. No entanto, ao passar de um trecho em tangente para uma curva circular (raio constante), todo veículo necessita executar uma trajetória curva de raio variável nessa passagem, uma vez que há transição do raio infinito (na reta) para um determinado raio na curva. Isso significa que a mudança de direção e o conseqüente aumento ou redução da força centrífuga³ não podem ser realizados instantaneamente.

Nos projetos rodoviários, quando se associam raios pequenos com velocidades elevadas, o motorista é obrigado a manobras mais forçadas para não invadir a faixa de tráfego adjacente. O emprego de curvas de transição de raio variável (Figura 3.1) para conectar trechos em tangente com trechos em curva circular deve então ser considerado como alternativa desejável. Assim, a chamada curva de transição constitui trajetória natural para

³ Força centrífuga é uma força fictícia que aparece em virtude do movimento circular desenvolvido por um corpo.

os veículos uma vez que a força centrífuga cresce, gradualmente, do valor zero nos trechos em reta (raio infinito) até seu valor máximo par o raio específico da curva circular.

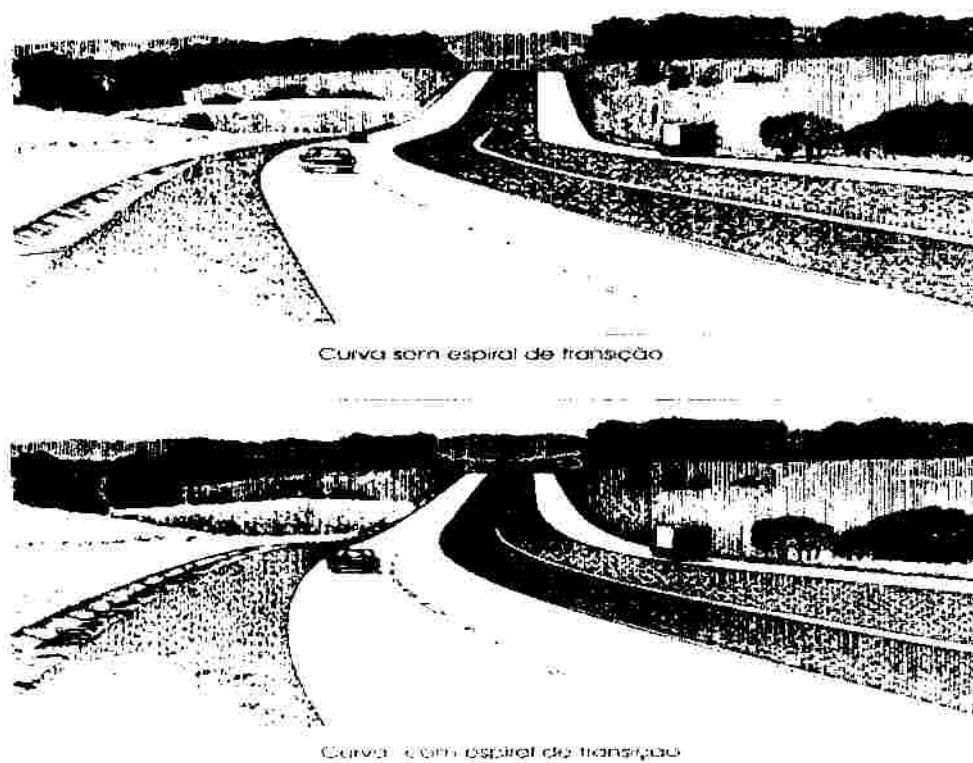


Figura 3.1 – Suavização da passagem de trecho em tangente para o trecho em curva circular promovido pela curva de transição.

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (1999)

Na pesquisa de uma curva de transição ideal, levou-se em conta que o veículo mantém velocidade constante na passagem do trecho em reta para o trecho circular admitindo-se, como é praxe para motorista experiente, que o veículo chegue ao final da reta com a velocidade que vai manter em toda a curva. Da aplicação das condições de equilíbrio a um ponto “P” qualquer da curva de transição conduza equação:

$$l.r = \frac{v^2.l_c}{g.tg\alpha} \quad \text{ou} \quad l.r = B \quad (3.2)$$

onde:

- l = comprimento percorrido medido a partir do ponto de concordância da tangente com a curva de transição até o ponto P (m)
- r = raio da curva de transição até o ponto P (m)
- v = velocidade com que é percorrida a curva de transição (m/s)
- l_c = comprimento total da curva de transição (m)

g = aceleração da gravidade (m/s^2)

$tg \alpha$ = superelevação máxima a ser mantida no trecho em curva circular

B = constante em cada caso, função de v , l_c e $tg \alpha$

A curva de equação espontânea $l.r = B$ é a clotóide também denominada espiral de Cornu ou Van Leber, cuja curvatura cresce linearmente com seu comprimento, fazendo com que a força centrífuga, por sua vez, cresça gradativamente possibilitando adaptação e aumento proporcional da superelevação da pista e, assim, evitando que o veículo saia da curva ao tentar manter seu movimento em linha reta em virtude da influência inercial do trecho em tangente (KIBLÉ, 1970). Cabe ressaltar que existem outros tipos de espirais, com variação senoidal, cossenoidal ou quadrática de uso em condições um pouco diferentes de variação da superelevação.

A equação (3.3) permite a determinação do comprimento mínimo l_c a se adotar para a transição em função da velocidade diretriz V^4 , do raio da curva circular r e da variação máxima da aceleração centrífuga ou solavanco transversal admissível.

$$l_c = \frac{0,0214 \cdot v^3}{R \cdot C} \quad (3.3)$$

onde:

L_c = comprimento da curva de transição (m)

v = velocidade com que é percorrida a curva de transição (km/h)

R = raio de curvatura (m)

C = taxa de variação da aceleração da radial (m/s^3)

O valor de C é fixado em função da velocidade diretriz pela expressão (3.4):

$$C = -0,009V + 15 \quad (3.4)$$

onde:

v = velocidade com que é percorrida a curva de transição (km/h)

⁴ Velocidade diretriz é a velocidade com a qual é possível percorrer qualquer trecho da estrada. Com a velocidade diretriz se determina, por exemplo, os raios das curvas circulares.

3.2.1 Raios mínimos de curvas horizontais

Os raios mínimos de curvatura horizontal são os menores raios de curvas que podem ser percorridos com a velocidade diretriz e à taxa máxima de superelevação, em condições aceitáveis de segurança e conforto.

Ao percorrer uma curva o veículo é sujeito à ação da força centrífuga, que é contrabalançada pelo atrito entre os pneus e a superfície rugosa da rodovia. O coeficiente de atrito dinâmico correspondente é chamado coeficiente de atrito transversal (HALLIDAY et al, 2001) e a experiência mostra que seu valor varia com a velocidade no intervalo de 0,50 para 30 km/h a 0,35 para 95 km/h, para o caso de pneus novos e pavimento de concreto em bom estado (DNER, 1999). Esses valores são inferiores para pneus lisos e pavimentos menos rugosos.

Não é conveniente, entretanto, que as curvas sejam projetadas com base no máximo atrito lateral disponível. A parcela do atrito lateral que pode ser usada com conforto e segurança pela grande maioria dos motoristas é função do grau de desconforto provocado pela ação da força centrífuga. A velocidade em uma curva em que a força centrífuga provoca claro desconforto para o motorista pode ser aceita como uma base para o controle do máximo coeficiente de atrito transversal admissível (DNER, 1999). Para baixas velocidades os motoristas são mais tolerantes com o desconforto, permitindo-se utilizar uma parcela maior do atrito disponível nos projetos das curvas.

Tendendo a todas essas considerações, foram fixados os coeficientes de atrito transversal a serem empregados na determinação dos raios mínimos admissíveis para diferentes valores de velocidades. Os valores máximos admissíveis de coeficientes de atrito constam na tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Valores máximos admissíveis de coeficientes de atrito transversal.

	30,0	40,0	50,0	60,0	70,0	80,0	90,0	100,0	110,0	120,0
COEFICIENTE DE ATRITO MÁXIMO (f_{\max})	0,20	0,18	0,16	0,15	0,15	0,14	0,14	0,13	0,12	0,11

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (1999).

As condições de equilíbrio de um veículo ao percorrer uma curva (Figura 3.2) são dadas por (equação (3.5)):

$$R_{\min} = \frac{V^2}{127.(e_{\max} + f_{\max})} \quad (3.5)$$

onde:

R = raio da curva (m)

V = velocidade diretriz (km/h)

e_{\max} = máxima taxa de superelevação adotada (m/m)

f_{\max} = máximo coeficiente de atrito transversal admissível entre o pneu e o pavimento (adimensional)

Os valores mínimos dos raios calculados para velocidades variando entre 30 km/h e 120 km/h são apresentados na tabela 3.2. Convém lembrar que deve ser sempre objetivada a utilização de valores superiores aos mínimos, os quais se aplicam às situações limites.

Tabela 3.2 – Valores de raios mínimos em função das taxas máximas de superelevação (em metros).

Superelevação máxima (e_{\max})	VELOCIDADE DIRETRIZ (km/h)									
	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
4%	30	60	100	150	205	280	355	465	595	755
6%	25	55	90	135	185	250	320	415	530	665
8%	25	50	80	125	170	230	290	375	475	595
10%	25	45	75	115	155	210	265	345	435	540
12%	20	45	70	105	145	195	245	315	400	490

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (1999).

Condições de equilíbrio em um veículo em curva horizontal Figura 3.2:

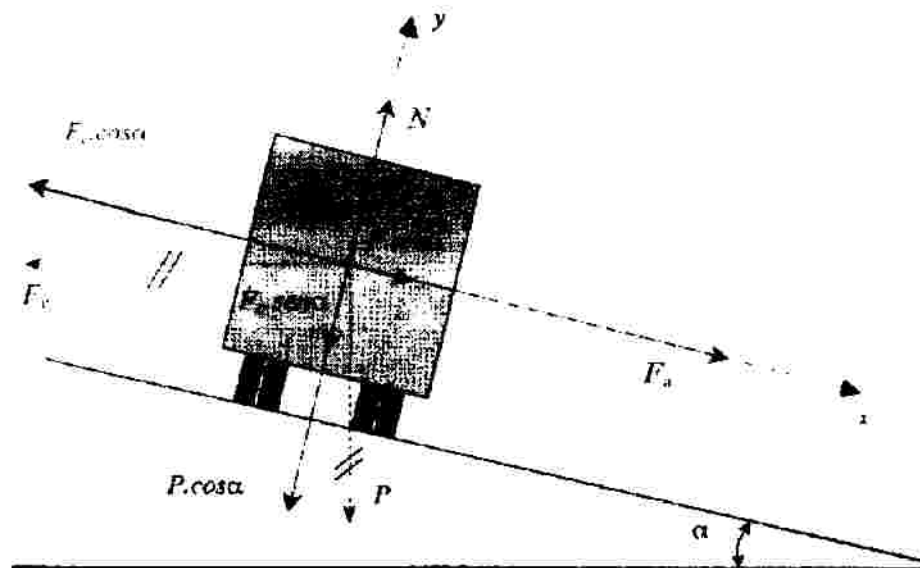


Figura 3.2 – Forças atuantes sobre um veículo ao percorrer uma curva horizontal.

Fonte: Lee (2005).

3.3 SUPERELEVAÇÃO

Dá-se o nome de superelevação em um ponto da curva ao valor da tangente ao ângulo formado pela reta de maior declividade da seção com o plano horizontal (LEE, 2005). Ao percorrer um trecho de rodovia em curva horizontal com certa velocidade, um veículo fica sujeito à ação de uma força centrífuga, que atua no sentido de dentro para fora da curva, tendendo a mantê-lo em trajetória retilínea, tangente à curva (KIBBLE, 1970), conforme esquematiza a Figura 3.3.

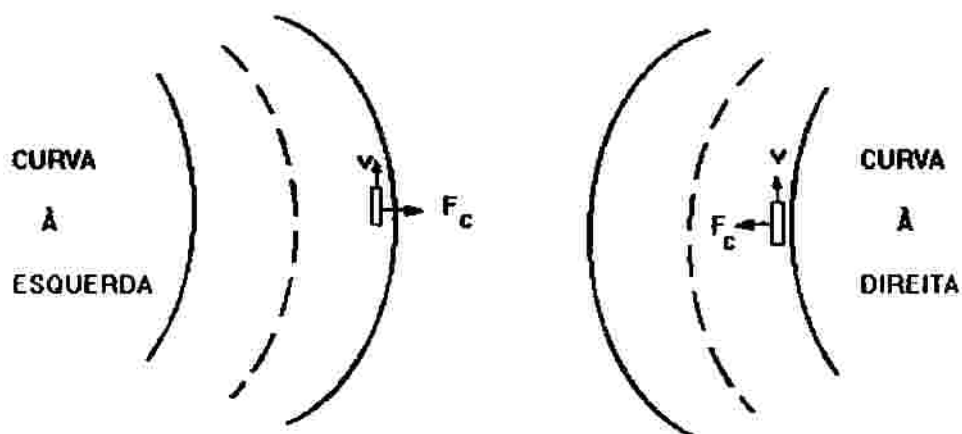


Figura 3.3 – Ação da força centrífuga nas curvas.

Fonte: Lee (2005).

Isto obriga o condutor do veículo a esterçar o volante no sentido da curva para manter o veículo na trajetória desejada.

Imaginando-se uma pista de rolamento plana (sem abaulamentos ou inclinações transversais), essa manobra do condutor é capaz de manter o veículo na pista, na trajetória curva, graças ao atrito que se desenvolve entre os pneus e a superfície de rolamento.

Mas os efeitos combinados da força de atrito e da força centrífuga se fazem sentir tanto sobre os passageiros dos veículos quanto sobre as cargas transportadas⁵. O efeito principal sobre os passageiros é a sensação de desconforto causada pelos esforços laterais que empurram os passageiros para um lado ou para outro, dependendo do sentido da curva. Sobre as cargas, a atuação das forças laterais pode causar danos a mercadorias frágeis e desarrumação dos carregamentos, podendo até mesmo comprometer a estabilidade dos veículos em movimento.

Para contrabalançar os efeitos dessas forças laterais, procurando oferecer aos usuários melhores condições de conforto e de segurança no percurso das curvas horizontais, utiliza-

⁵ Observe-se que, na verdade, é a ação da força de atrito que se faz sentir sobre os passageiros e sobre as cargas dos veículos numa trajetória curva. Caso não houvesse o atrito, os veículos simplesmente não responderiam às mudanças de direção das rodas dianteiras e permaneceriam em trajetória retilínea (como na superfície de um lago congelado); a força de atrito é que atua sobre os veículos (e, portanto sobre os respectivos passageiros e cargas), puxando-os para dentro da curva e mantendo-os na trajetória curva ao equilibrar a ação da força centrífuga.

se o conceito de superelevação da pista de rolamento, que é a declividade transversal da pista nos trechos em curva, introduzida com a finalidade de reduzir ou eliminar os efeitos das forças laterais sobre os passageiros e as cargas dos veículos em movimento.

A superelevação é medida pela inclinação transversal da pista em relação ao plano horizontal, sendo expressa em proporção (m/m) ou em percentagem (%).

A Figura 3.2 representa-se um veículo em movimento, descrevendo uma trajetória circular, com uma dada velocidade longitudinal (tangencial), numa pista inclinada transversalmente.

Estando a pista inclinada com um ângulo α , a superelevação (e) pode ser expressa por:

$$e = \operatorname{tg}(\alpha) \quad (\text{proporção ou m/m}) \quad (3.6)$$

$$e = 100 \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \quad (\%) \quad (3.7)$$

onde:

R = raio da curva (m)

V = velocidade diretriz (km/h)

$e_{\text{máx}}$ = máxima taxa de superelevação adotada (m/m)

$f_{\text{máx}}$ = máximo coeficiente de atrito transversal admissível entre o pneu e o pavimento (adimensional)

Na Figura 3.2, tem-se ainda:

P = peso do veículo;

N = reação normal à superfície do pavimento, devido ao peso do veículo;

F_a = força de atrito transversal;

F_c = força centrífuga;

De acordo com o esquema de forças da Figura 3.2, tem-se na direção x :

$$F_c \cdot \cos \alpha = P \cdot \operatorname{sen} \alpha + F_a \quad (3.8)$$

onde:

R = raio da curva (m)

V = velocidade diretriz (km/h)

$e_{\text{máx}}$ = máxima taxa de superelevação adotada (m/m)

$f_{\text{máx}}$ = máximo coeficiente de atrito transversal admissível entre o pneu e o pavimento (adimensional)

Mas:

$$F_c = \frac{m \cdot v^2}{R} \quad (3.9)$$

$$F_a = f \cdot N \quad (3.10)$$

onde:

- m = massa do veículo, em kg;
- v = velocidade diretriz, em m/s;
- R = raio de curvatura horizontal, em m;
- f = coeficiente de atrito transversal pneu/pavimento;
- g = aceleração da gravidade, em m/s².

Substituindo as Equações (3.9) e (3.10) na Equação (3.8):

$$\frac{m \cdot v^2}{R} \cdot \cos \alpha = P \cdot \sin \alpha + f \cdot N \quad (3.11)$$

Considerando-se a direção y na Figura 3.2, tem-se:

$$N = P \cdot \cos \alpha + F_c \cdot \sin \alpha \quad (3.12)$$

Substituindo a Equação (3.12) na Equação (3.11):

$$\frac{m \cdot v^2}{R} \cdot \cos \alpha = P \cdot \sin \alpha + f \cdot (P \cdot \cos \alpha + F_c \cdot \sin \alpha) \quad (3.13)$$

Mas:

$$P = m \cdot g \quad (3.14)$$

Substituindo a Equação (3.14) na Equação (3.13):

$$\frac{m \cdot v^2}{R} \cdot \cos \alpha = m \cdot g \cdot \sin \alpha + f \cdot \left(m \cdot g \cdot \cos \alpha + \frac{m \cdot v^2}{R} \cdot \sin \alpha \right) \quad (3.15)$$

Como o ângulo α é pequeno, podemos considerar, sem erro apreciável do ponto de vista prático, $\sin \alpha \approx \operatorname{tg} \alpha$ e $\cos \alpha \approx 1$. Logo, pode-se escrever:

$$\frac{m \cdot v^2}{R} = m \cdot g \cdot \operatorname{tg} \alpha - f \cdot m \cdot g - f \cdot \frac{m \cdot v^2}{R} \cdot \operatorname{tg} \alpha \quad (3.16)$$

Trabalhando a expressão (3.16) chega-se a:

$$\frac{v^2}{g \cdot R} \cdot (1 - f \cdot \operatorname{tg} \alpha) = \operatorname{tg} \alpha + f \quad (3.17)$$

Onde $\operatorname{tg} \alpha = e =$ Superelevação.

$$\frac{v^2}{g \cdot R} \cdot (1 - f \cdot e) = e + f \quad (3.18)$$

Nos casos normais de rodovias rurais, o coeficiente de atrito (f) e o valor da superelevação (e) são pequenos, de modo que o produto $f \cdot e$ aproxima-se de zero. Dessa forma, a Equação (3.18) reduz-se a:

$$\frac{v^2}{g \cdot R} = e + f \quad (3.19)$$

$$e = \frac{v^2}{g \cdot R} - f \quad (3.20)$$

Nas unidades usuais, ou seja, R em metros, V em km/h e $g = 9,8 \text{ m/s}^2$, tem-se:

$$e = \frac{\left(\frac{V}{3,6}\right)^2}{0,8 \cdot R} - f \quad (3.21)$$



(3.22)

Onde:

e = superelevação (m/m);

V = velocidade diretriz (km/h);

R = raio de curvatura (m);

f = coeficiente de atrito transversal, entre pneu/pavimento.

O coeficiente de atrito f difere do conceito puro de coeficiente de atrito da Física Clássica, pois se trata de um coeficiente de atrito de deslizamento lateral, medido dinamicamente, isto é, com o veículo em movimento.

Os valores a adotar para o coeficiente de atrito f são fixados pelas normas de projeto geométrico, tendo sido obtidos a partir de resultados de medições de campo realizadas em pesquisas bastante antigas, nas décadas de 30 a 50, e confirmadas por trabalhos posteriores, de 1985, nos Estados Unidos.

As normas do DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem) fixam como valores máximos admissíveis de coeficiente de atrito transversal, para fins de projeto, os transcritos na Tabela 3.1, para diferentes velocidades diretrizes.

Esses valores são inferiores aos limites verificados⁶ para condições usuais de pneus e de pavimentos, e correspondem, na verdade, a coeficientes de atrito medidos em experimentos, com equipamentos apropriados, em velocidades tais que os motoristas, no limiar da sensação de desconforto, reagem instintivamente, evitando transitar em velocidades maiores.

Os valores máximos admissíveis do coeficiente de atrito transversal somente são empregados, em princípio, nas condições limites, ou seja, para as concordâncias horizontais com curvas de raios mínimos e com as superelevações máximas admitidas para o projeto.

⁶ A experiência Norte-Americana aponta que valores máximos do coeficiente f obtidos para condição de pneus novos em pavimento molhado, de concreto de cimento, variaram de $f=0,50$, para $V=30$ km/h a $f=0,35$, para $V=100$ km/h (AASHTO, 1995).

3.3.1 Valores Mínimos e Máximos de Superelevação

No projeto e construção de uma rodovia, os trechos em tangente têm pista dotada de abaulamento, para facilitar a condução das águas pluviais para fora da superfície de rolamento. O acúmulo de água na pista poderia causar risco aos usuários (eventualmente até a aquaplanagem de veículos transitando com excesso de velocidade), além de favorecer a infiltração de águas superficiais para as camadas inferiores do pavimento e para o subleito.

As normas do DNER consideram adequada a utilização dos seguintes valores para o abaulamento, nos projetos de rodovias com os pavimentos convencionais:

- Revestimentos betuminosos com granulometria aberta: 2,5 % a 3,0 %;
- Revestimentos betuminosos de alta qualidade (CBUQ): 2,0 %;
- Pavimento de concreto de cimento: 1,5 %.

Nos trechos em curva, a retirada das águas superficiais da pista é possibilitada pela existência de superelevações.

Para curvas com raios muito grandes em relação à velocidade diretriz de projeto, os efeitos da força centrífuga resultariam desprezíveis, podendo-se projetar seções transversais da pista nessas curvas nas mesmas condições consideradas para os trechos em tangente, ou seja, com abaulamentos, dispensando-se o uso de superelevações.

Os valores de raios de curva acima dos quais as normas do DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem) sugerem considerar as curvas como se fossem tangentes, no dimensionamento das seções transversais, estão indicados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Raios de curvatura que dispensam superelevação.

VELOCIDADE	30,0	40,0	50,0	60,0	70,0	80,0	90,0	≥100,0
K (m)	450	800	1250	1800	2450	3200	4050	5000

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (1999).

Curvas com raios abaixo dos valores apontados na Tabela 3.3 exigem a consideração de superelevação adequada.

A superelevação mínima admissível, nesses casos, mesmo quando as forças centrífugas envolvidas não a demandem, deverá ter valor igual ao do abaulamento, para fins de assegurar a devida drenagem superficial.

Já o valor máximo admissível de superelevação a adotar, para as concordâncias horizontais com raios pequenos, é estabelecido em função de outros critérios de ordem prática, levando-se em consideração aspectos técnicos e econômicos.

A maior taxa de superelevação admitida para fins de projeto de rodovias no Brasil é de 12 %, devendo seu emprego ser limitado a casos de melhorias de rodovias existentes ou de correção de problemas existentes que não permitam o aumento dos raios de curvatura; superelevações dessa ordem são muito problemáticas para veículos lentos, que transitam com velocidades significativamente inferiores à velocidade diretriz, pois nesses casos a manutenção dos veículos nas trajetórias curvas pode demandar o esterçamento do volante no sentido contrário ao da curva, causando operação errática e perigosa.

A superelevação máxima de 10 % tem aplicação limitada ao projeto de rodovias de elevado padrão, onde as velocidades de operação dos veículos são relativamente elevadas, com pequena probabilidade de congestionamentos ou de ocorrência de situações que determinem o tráfego a baixas velocidades ou mesmo a parada de veículos sobre a pista. As normas do DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem) permitem a consideração desse valor de superelevação máxima para os projetos na classe 0 e na classe I, mas recomendam limitar o seu emprego, nos casos de projetos de rodovias em classe IB, para as regiões de relevo plano e ondulado, que compreendem velocidades diretrizes não inferiores a 80 km/h.

Para as demais classes de projeto de rodovias, as normas do DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem) preconizam a adoção da superelevação máxima de 8 %. Esse valor de superelevação máxima pode ser também adotado para o projeto de rodovias de padrões mais elevados, quando as condições previsíveis sugiram possibilidade de operação com velocidades médias significativamente mais baixas que as desejáveis.

A consideração de superelevação máxima de 6 % é recomendável para os projetos de rodovias que se desenvolvam em regiões onde as características de ocupação das áreas adjacentes dificultem o projeto de pistas superelevadas ou mesmo interfiram com as condições de fluidez do tráfego nas rodovias, resultando em velocidades de operação reduzidas.

Quando as características de ocupação das áreas adjacentes são ainda mais problemáticas, pode-se admitir o desenvolvimento de projetos com superelevação máxima limitada a 4 % nas curvas horizontais. Por razões de segurança, a AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) recomenda que este valor de superelevação máxima seja considerado somente em áreas urbanas.

A Tabela 3.4, apresentada a seguir, procura resumir o que foi exposto nesta seção.

Tabela 3.4 – Recomendações sobre valores máximos de superelevação.

12%	Máximo absoluto em circunstâncias específicas.
10 %	Máximo normal. Adequado para fluxo ininterrupto. Adotar para rodovias Classe 0 e Classe I em regiões planas e onduladas.
8%	Valor superior normal. Adotar para rodovias Classe I em regiões montanhosas e rodovias das demais classes de projeto.
6%	Valor inferior normal. Adotar para projetos em áreas urbanizadas ou em situações em que o tráfego está sujeito a reduções de velocidade ou paradas.
4%	Mínimo. Adotar em situações extremas, com intensa ocupação do solo adjacente.

Fonte: Manual de Projeto Geométrico de Rodovias Rurais (1999).

Uma vez definido o valor da superelevação máxima para o projeto de uma rodovia, este limite deverá ser observado em todo o projeto, servindo como parâmetro de referência na determinação dos valores específicos de superelevação a adotar para os diferentes raios de curvas, nas concordâncias horizontais.

CAPÍTULO 4

ENSAIOS GEOFÍSICOS NA EXPLORAÇÃO DO SUBSOLO.

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A elaboração de projetos geotécnicos em geral e de fundações em particular exige, obviamente, um conhecimento adequado dos solos. É necessário proceder-se a identificação e à classificação das diversas camadas componentes do substrato a ser analisado, assim como a avaliação de suas propriedades de interesse para a engenharia.

É conveniente se obter amostras dos solos em estudo uma vez que estas retratam de modo fiel o terreno analisado podendo ser, inclusive, ensaiadas quanto à resistência mecânica, permeabilidade, coesão, etc. No entanto, em certos casos, a obtenção de amostra torna-se dispendiosa ou mesmo inviável devido ao tipo de solo ou profundidade desejada das camadas a serem estudadas. Nos estudos de grandes áreas, para projeto de barragens, túneis, extensos cortes e aterros, empregam-se os chamados métodos de prospecção geofísica que se baseiam na observação de determinadas características físicas do terreno, propiciando úteis informações preliminares.

Entre estes métodos, os mais empregados dentro do campo da engenharia de fundações são: o método elétrico e o sísmico. O primeiro, mede a resistividade elétrica do solo e, o segundo, a velocidade de propagação de ondas vibratórias.

4.2 MÉTODO DA RESISTIVIDADE ELÉTRICA

O método da resistividade elétrica na prospecção geofísica fundamenta-se no fato de que, geralmente, estruturas rochosas diferentes apresentam resistividades elétricas diferentes (DNER-ME 040/95, 1995).

Resistência elétrica é a capacidade de um corpo qualquer se opor à passagem de corrente elétrica pelo mesmo, quando existe uma diferença de potencial aplicada (GASPAR, 2000). Ao adquirir energia cinética suficiente, um elétron se transforma em um elétron livre e se desloca até colidir com um átomo. Com a colisão, ele perde parte ou toda energia cinética que possuía, excitando outros elétrons. A energia poderá ser absorvida na forma de energia térmica pelos átomos que estão em movimento vibratório. Se um potencial elétrico é aplicado em um condutor, os elétrons têm um aumento em sua energia cinética e colidem com mais frequência com os átomos, o que aumenta a temperatura do condutor. Desta forma, quando a corrente elétrica flui em um condutor, parte da energia potencial elétrica é convertida em energia térmica; assim, sua resistência não está associada apenas a oposição ao fluxo de corrente, mas também ao desenvolvimento da energia térmica no condutor. A resistência é, então, uma propriedade indesejável para os condutores que conduzem a energia elétrica de uma fonte para uma carga, mas pode ser desejável para outras situações (chuveiro, por exemplo).

Um componente especificamente projetado para possuir resistência é chamado resistor. Dependendo do material utilizado, e de suas características físicas e construtivas, os resistores podem ser de carbono, de fio, de filme ou de semicondutores.

Para medir a resistência, foi definida uma grandeza que denominada resistência elétrica dada pela expressão (4.1) denominada Lei de Ohm em homenagem a Georg Simon Ohm (1789-1854) físico alemão que estabeleceu tal relação (GASPAR, 2000).

$$R = \frac{V}{i} \quad (4.1)$$

onde:

R = Resistência elétrica do objeto

V = Diferença de potencial aplicada

i = corrente resultante medida no condutor

A unidade de resistência elétrica no Sistema Internacional (SI) deriva da razão volt/ampère e recebe o nome de ohm (Ω). A Figura 4.1 ilustra a oposição ao movimento dos elétrons.

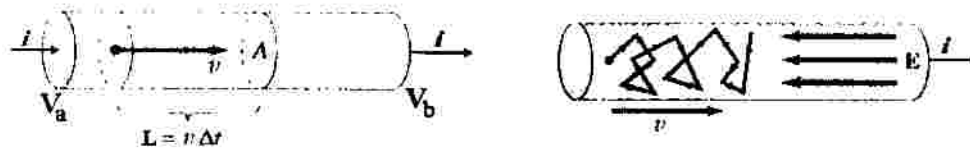


Figura 4.1 – Resistência à passagem dos elétrons no interior do condutor.

Fonte: <http://www.unb.br> (acesso 25 de agosto de 2007).

A propriedade a qual determina que os materiais apresentem resistência a passagem de corrente elétrica é denominada resistividade. Assim, a resistência é propriedade de um objeto e a resistividade é propriedade de um material (HALLIDAY et al, 2001). Se for tomado o campo elétrico no interior do material resistor (E) e a densidade de corrente no ponto em questão ($\vec{j} = \frac{i}{A}$, i = corrente num ponto do condutor e A = área do condutor), em vez da resistência R , pode-se lidar com a resistividade ρ do material, equação (4.2):

$$\rho = \frac{E}{j} \quad (4.2)$$

onde:

- ρ = Resistividade do material
- E = Campo elétrico num ponto do condutor
- j = Densidade de corrente

A unidade de ρ no sistema MKS é o volt-metro por ampère, ou simplesmente ohm-metro (REITZ et al, 1982).

A partir do exposto, pode-se determinar a resistência elétrica oferecida por um objeto feito a partir de uma determinada substância, conhecendo a resistividade dessa substância (HALLIDAY et al, 2001):

$$R = \rho \frac{L}{A} \quad (4.3)$$

onde:

- R = Resistência elétrica do objeto
- A = Área da seção transversal percorrida pela corrente

ρ = Resistividade do material
 L = Comprimento do objeto

A resistividade de um material depende, entre outras coisas, da temperatura. Em geral, a resistência dos metais aumenta com a temperatura. Isto não é uma surpresa, pois com o aumento da temperatura os átomos se movem mais rapidamente dentro do material, promovendo com isto o crescimento dos choques entre os elétrons livres e os átomos. Se a temperatura não varia muito, podemos dizer que a resistividade dos metais aumenta linearmente com a temperatura. Isto é,

$$\rho(T) = \rho_0 [1 + \alpha(T - T_0)] \quad (4.4)$$

onde:

$\rho(T)$ = Resistividade elétrica a uma temperatura T dada

ρ_0 = Resistividade elétrica a uma temperatura referência T_0

L = Comprimento do objeto

α = Coeficiente de temperatura para a resistividade que varia de um material para outro

T_0 = Temperatura de referência

T = Temperatura a qual se procura a resistividade do material

A resistividade é uma propriedade física de cada substância, havendo sido medida e tabelada para vários materiais. No entanto as rochas e principalmente os solos, são meios de grandes variações laterais e verticais de propriedades físicas e químicas, as quais se refletem nas determinações da resistividade. As rochas e os solos são bastante resistivos, mas a presença de substâncias metálicas, argilas e sais dissolvidos, podem favorecer a passagem de corrente elétrica (BECEGATO E FERREIRA, 2005). Este fato levou à idealização desse método, inicialmente para prospecção de minerais metálicos, mas ao longo do século XX suas aplicações se diversificaram, sobretudo, aquelas vinculadas com a prospecção de água subterrânea, porque a presença de fluidos em poros e/ou fraturas, normalmente contendo sais dissolvidos, determina uma redução da resistividade (CAPUTO, 1969).

Apesar dos solos serem resistivos, sua resistividade depende, no mínimo, dos seguintes fatores: grau de saturação, resistividade do líquido nos poros, porosidade, tamanho e forma das partículas sólidas, espessura e composição da camada catiônica dos argilominerais. Curiosamente, a dependência da resistividade em relação a um grande número de fatores pode ser uma vantagem no que diz respeito às ciências dos solos. Neste sentido, por

exemplo, considerando um mesmo teor de umidade, solos com maiores concentrações de argila facilitam a passagem da corrente elétrica, ao contrário dos solos arenosos, onde a resistividade esperada é maior.

O método da resistividade é o mais utilizado em geofísica aplicada. Através dele, determina-se a variação da resistividade elétrica nos terrenos atravessados pela prospecção em um ou vários pontos da superfície. Para isso, emprega-se uma corrente elétrica artificial que é introduzida no terreno através de dois eletrodos (denominados de A e B), com o objetivo de medir o potencial gerado em outros dois eletrodos (denominados de M e N) nas proximidades do fluxo de corrente, permitindo o cálculo a resistividade real ou aparente em subsuperfície. O princípio do método é ilustrado na Figura 4.2:

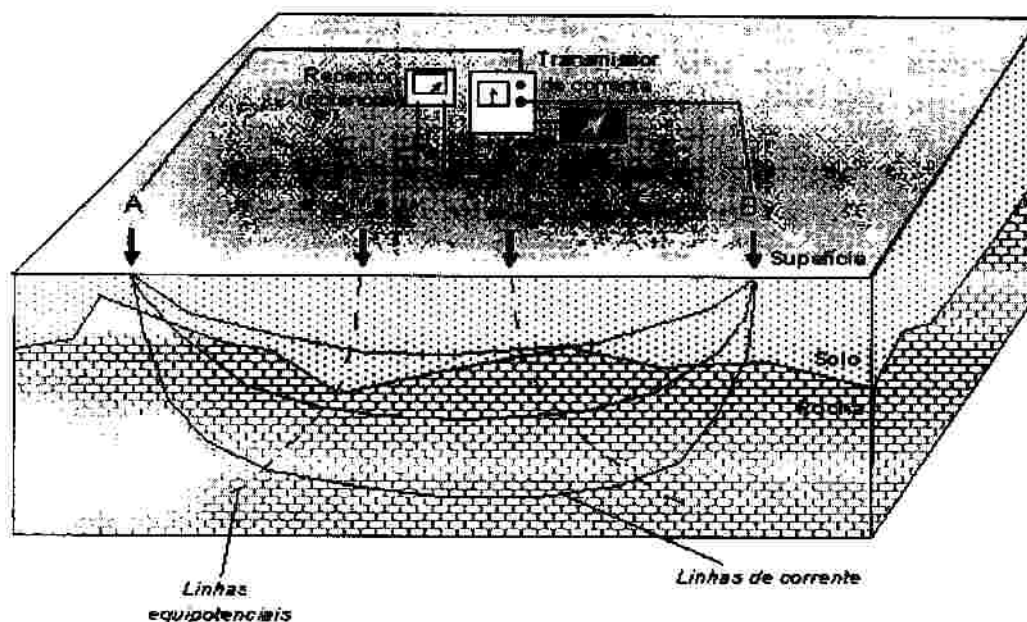


Figura 4.2 – Resistência à passagem dos elétrons no interior do condutor.

Fonte: <http://www.iag.usp.br> (acesso 25 de agosto de 2007)

O parâmetro resistividade é o inverso da condutividade elétrica, e depende da natureza e estado físico do material. A resistividade elétrica (e seu inverso, a condutividade elétrica) relaciona-se aos mecanismos de propagação de corrente elétrica nos materiais, sendo que condutividade em solos e rochas pode ser devida à presença de minerais metálicos e grafita (condutores) em sua matriz, o que é denominado de condutividade eletrônica, ou devido ao deslocamento de íons dissolvidos na água contida nos poros e fissuras dos solos e rochas, o que é denominado de condutividade eletrolítica.

Em geral, a condutividade é eletrolítica, pois apenas em casos específicos os minerais condutores ocorrem em rochas em quantidades suficientes para aumentar sua condutividade global, sendo a resistividade afetada principalmente pela composição mineralógica, porosidade, teor em água e quantidade e natureza dos sais dissolvidos.

4.2.1 Arranjo de Wenner

Por este arranjo, quatro eletrodos (varas metálicas) são cravados no terreno com espaçamentos iguais (a). Esse arranjo é conhecido como arranjo de Wenner. Existem outros arranjos também utilizados em prospecção por resistividade elétrica (dipolodipolo, Schlumberger).

A bateria (B) é ligada por fios condutores aos eletrodos externos denominados de eletrodos de corrente. Um amperímetro (A) ligado em série com a bateria, permite medir a intensidade da corrente (I). O voltímetro (V) é ligado também por condutores elétricos aos eletrodos internos, denominados de eletrodos de potencial. Ele mede a diferença de potencial (V) entre os eletrodos internos da corrente elétrica que passa no subsolo.

A bateria, o amperímetro e o voltímetro estão instalados numa maleta de mão, sendo a aparelhagem empregada de fácil manuseio e transporte. A corrente elétrica gerada pela bateria passa no subsolo, de um eletrodo externo para outro eletrodo externo, a uma profundidade entre os eletrodos internos, que é igual ao afastamento entre os eletrodos, multiplicado por $3/5$, conforme Figura 4.3.

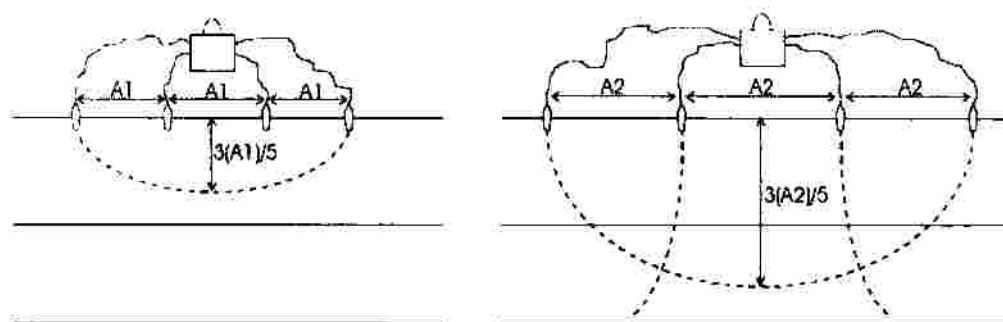


Figura 4.3 – Arranjo de Wenner.

Fonte: <http://www.lapes.ufrgs.br> (acesso 25 de agosto de 2007)

A resistividade elétrica do subsolo à passagem da corrente elétrica a uma profundidade “a” entre os eletrodos internos é calculada pela fórmula (4.5):

$$\rho = 2\pi A \frac{V}{i} \quad (4.5)$$

onde:

ρ = Resistividade elétrica

π = Número de Pitágoras igual a 3,14

A = Distância entre os eletrodos, conforme figura 4.3

V = Diferença de potencial aplicada

i = Corrente medida

Aumentando o afastamento entre os quatro eletrodos cravados na superfície do terreno, a corrente elétrica passa a uma profundidade maior entre os eletrodos internos. Dessa forma pode-se determinar a resistividade elétrica de cada uma das camadas de solo ou de rocha constituinte do subsolo num determinado local

Determinada a resistividade elétrica da última camada do subsolo, desloca-se a aparelhagem para o lado, segundo um determinado alinhamento, e determina-se novamente a resistividade nas camadas constituintes.

Levando-se a um gráfico os dados de resistividade elétrica e de profundidade, obtido sem determinado local de instalação da aparelhagem, tem-se retas de resistividade, onde os pontos de inflexão indicam uma mudança de camada do subsolo.

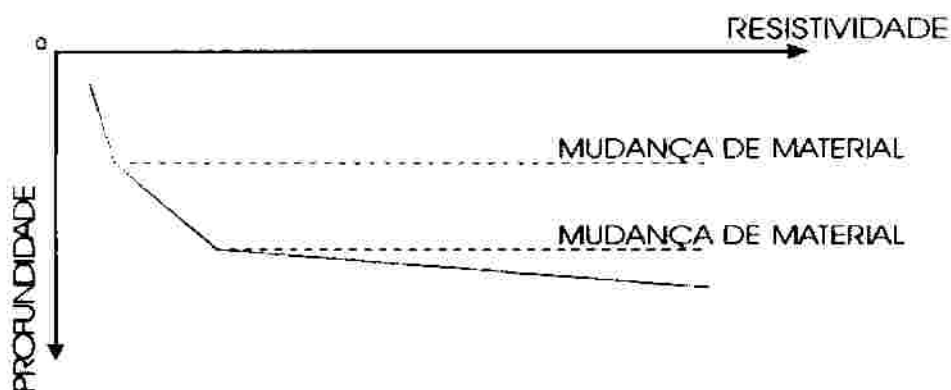


Figura 4.4 – Exemplo da variação da resistividade com a profundidade.

Fonte: <http://www.lapes.ufrgs.br> (acesso 25/08/2008)

A resistividade varia, também, com a profundidade, mas de uma forma constante e gradual, enquanto a corrente elétrica estiver percorrendo um mesmo material, sendo representada no gráfico por uma reta de declividade constante. Mudando o material, a reta das resistividades muda bruscamente de inclinação. A partir do ponto de inflexão, a corrente elétrica passa a percorrer um outro material diferente com resistividade diferente.

A tabela 4.1 relaciona a resistividade elétrica de alguns materiais de interesse para a engenharia de fundações e geotecnia. De posse dos valores das resistividades obtidas e conhecendo-se previamente os valores padrões para resistividades de diversos materiais rochosos existentes, tem-se uma boa previsão do tipo da composição das camadas subterrâneas no local de implantação de um empreendimento.

Tabela 4.1 – Resistividade de materiais diversos com interesse para engenharia de fundações e geotecnia.

MATERIAL	RESISTIVIDADE
Mica	10^9 a 10^{13}
Salgema Seca	10^7 a 10^{12}
Salgema Úmida	5×10^{-4} a 20×10^{-4}
Calcita	5 a 10^{12}
Quartzo	10^{12}
Granito Seco	10^6 a 10^7
Granitos	5×10^3 a 10^4
Arenito Seco	10^4 a 10^5
Arenitos	35 a 4×10^3
Limonita	10^6
Calcários	12×10 a 4×10^2
Calcários Secos	10^2 a 10^4
Calcários Úmidos	5×10 a 5×10^2
Mineral de Pirita Seco	10 a 10^2
Mineral de Pirita Úmido	10^{-2} a 10
Calcopirita	10^{-2} a 10^{-2}
Calcopirita Úmida	10^{-2} a 10^{-1}
Magnetita	1 a 10^2
Galena	1 a 3×10^4
Marga Seca	5×10 a 10^2
Marga Úmida	1 a 10
Argilas	50×10 a 10^2
Argila Seca	8×10
Argila Úmida	10^{-1} a 1
Grafito	3×10^{-4}
Cobre	$1,7 \times 10^{-6}$
Prata	10^{-8}
Água Pura de Montanha	10^2 a 2×10^3
Água de Rio	2×10 a 6×10
Água com 3% de Sal	5×10^{-2} a 10^{-1}
Água com 20% de Sal	3×10^{-2}

Fonte: DNER-ME 040/95 (1995).

Tratando-se de terrenos não homogêneos, o valor obtido representará a resistividade média das diferentes camadas, até a profundidade alcançada pela investigação, que ser considera igual a "A", ou seja, o espaçamento comum entre eletrodos. A profundidade de investigação aumenta assim com o maior espaçamento dos eletrodos.

As maiores resistividades correspondem às rochas; valores intermediários referem-se aos pedregulhos; os menores valores relacionam-se aos siltes e argilas saturadas.

4.3 MÉTODO DA REFRAÇÃO SÍSMICA

Um outro processo de investigação indireta utilizado em geotecnia e fundações emprega um ramo da física denominado ondulatória e é capaz de extrair informações de diversas camadas subsolo, a partir do estudo do comportamento de ondas mecânicas que por elas passam a se propagar.

Uma onda é definida como uma perturbação que se propaga sem, contudo transporta matéria. As ondas se dividem em mecânicas, originária da deformação de um meio elástico e em ondas eletromagnéticas originárias de cargas elétricas oscilantes (NUSSENZVEIG, 1981). Elas também podem ser classificadas quanto às direções de vibração e propagação em ondas longitudinais (direção de vibração coincidindo com a de propagação) e ondas transversais (direção de vibração perpendicular à de propagação).

As grandezas fundamentais de um uma são:

- Frequência: uma grandeza física associada a movimentos de característica ondulatória que indica o número de revoluções (ciclos, voltas, oscilações, etc) por unidade de tempo.
- Comprimento: distância entre valores repetidos num padrão de onda.

Estas duas grandezas estão relacionadas pela velocidade de propagação da onda definida na equação

$$v = \lambda \cdot f \quad (4.6)$$

onde:

$\text{sen}\theta_1$ = seno do ângulo de incidência da onda

λ = comprimento de onda

f = frequência de onda

Frente de onda é o lugar geométrico dos pontos que possuem o mesmo tempo de percurso da onda. Define-se ainda raio sísmico como sendo uma abstração física representada por uma linha perpendicular a frente de onda. O raio sísmico é muito utilizado para representar graficamente o percurso de uma onda.

A propagação de uma onda sísmica irá obedecer a dois princípios:

1) Princípio de Huygens – que prevê que cada ponto de uma frente de ondas funciona com uma fonte de ondas

2) Princípio de Fermat – que prevê ao se propagar entre dois pontos, a onda irá percorrer o trajeto de tempo mínimo.

Quando uma onda incide sobre a superfície que separa dois meios de natureza diferentes, ocorrerá a chamada refração. A Refração é o fenômeno que causa um desvio na direção de propagação de uma onda quando ela passa de um meio para outro onde a velocidade de propagação das ondas seja diferente. Este desvio é calculado pela Lei de Snell (HALLIDAY et al, 2000):

$$\frac{\text{sen}\theta_1}{\text{sen}\theta_2} = \frac{v_1}{v_2} \quad (4.7)$$

onde:

$\text{sen}\theta_1$ = seno do ângulo de incidência da onda

$\text{sen}\theta_2$ = seno do ângulo de refração da onda

v_1 = velocidade da onda no meio 1

v_2 = velocidade da onda no meio 2

Uma representação esquemática pode ser observada na Figura 4.5:

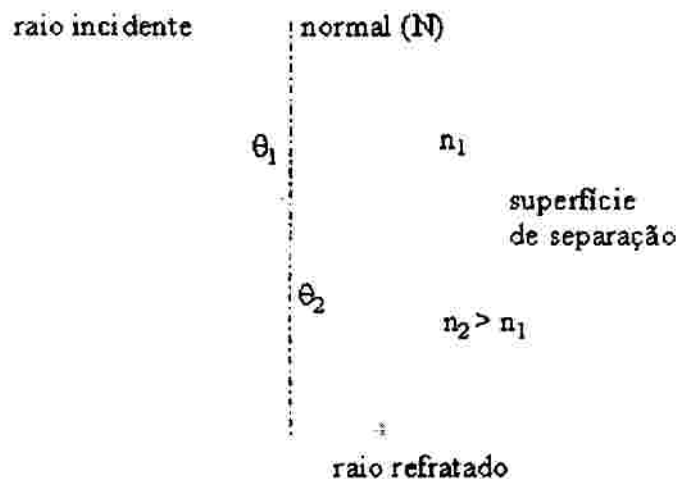


Figura 4.5 – Refração da onda luminosa.

Fonte: HALLIDAY et al 2000.

A refração total ou crítica vai ocorrer quando a onda atingir uma interface com um meio de maior velocidade cujo raio sísmico faça um ângulo de incidência tal que seu ângulo de refração resulte em um ângulo reto (90°). Este ângulo de incidência é denominado ângulo crítico (i_c).

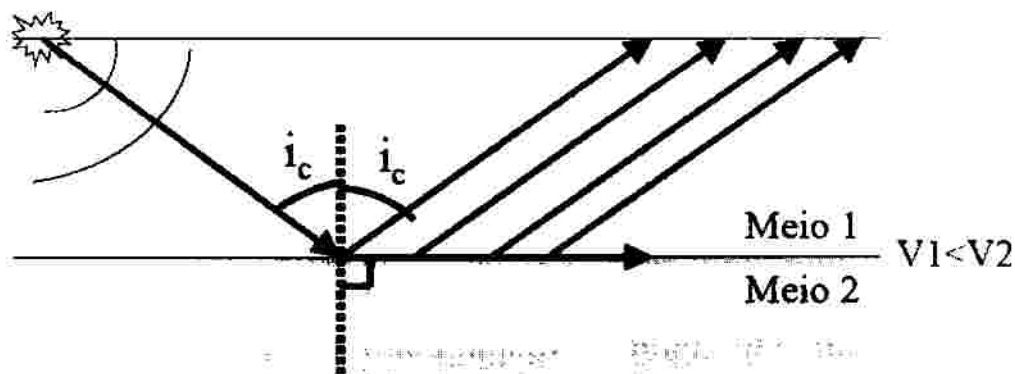


Figura 4.6 – Esquema da refração total e respectivo ângulo crítico.

Fonte: <http://www.rc.unesp.br> (acesso 25 de agosto de 2007)

As ondas de corpo ou volume propagam-se através do interior da Terra. Apresentam percursos radiais deformados devido às variações de densidade e composição do interior da Terra. Trata-se de um efeito semelhante à refração de ondas de luz. As ondas de corpo são as responsáveis pelos primeiros tremores sentidos durante um sismo bem como por muita

da vibração produzida posteriormente durante o mesmo. Existem dois tipos de ondas de corpo: primárias (ondas P) e secundárias (ondas S).

As ondas P ou primárias são as primeiras a chegar, pois têm uma velocidade de propagação maior. São ondas longitudinais que fazem a rocha vibrar paralelamente à direção da onda, tal como um elástico em contração. Verifica-se alternadamente uma compressão seguida de uma distensão com amplitudes e períodos baixos, impondo aos corpos sólidos elásticos alterações de volume (contudo não há alterações na forma). No ar, estas ondas de pressão tomam a forma de ondas sonoras e propagam-se à velocidade do som. A velocidade de propagação deste tipo de ondas varia com o meio em que se propagam, sendo típicos valores de 330 m/s no ar, 1450 m/s na água e 5000 m/s no granito. Não são tão destrutivas como as ondas S ou as ondas de superfície que se lhes seguem.

A velocidade de propagação destas ondas é, em geral, ligeiramente inferior ao dobro daquela das ondas S. As ondas S ou secundárias são ondas transversais ou de cisalhamento, o que significa que o solo é deslocado perpendicularmente à direção de propagação como num chicote. No caso de ondas S polarizadas horizontalmente, o solo move-se alternadamente para um e outro lado. São mais lentas que as P, com velocidades de propagação ente 2000 e 5000 m/s, sendo as segundas a chegar. Estas provocam alterações morfológicas, contudo não há alteração de volume. As ondas S propagam-se apenas em corpos sólidos, uma vez que os fluidos (gases e líquidos) não suportam forças de cisalhamento. A sua velocidade de propagação é cerca de 60% daquela das ondas P, para um dado material. A amplitude destas ondas é várias vezes maior que a das ondas P.

A técnica da sísmica de refração tem por objetivos detectar em superfície as ondas as ondas sísmicas refratadas em profundidade (refração total) e, desta maneira, determinar as velocidades de propagação das ondas bem como as espessuras dos estratos em subsuperfície (CAPUTO, 1969). Para tanto dispões de metodologia de campo, processamento de dados e interpretação que possibilitam atingir este objetivo.

A Figura 4.7 esquematiza o princípio em o método se fundamenta. Essencialmente consiste em emitir, de um determinado ponto, ondas sísmicas produzidas por um choque ou uma explosão, as quais são captadas por um rede de sismógrafos ou geofones.

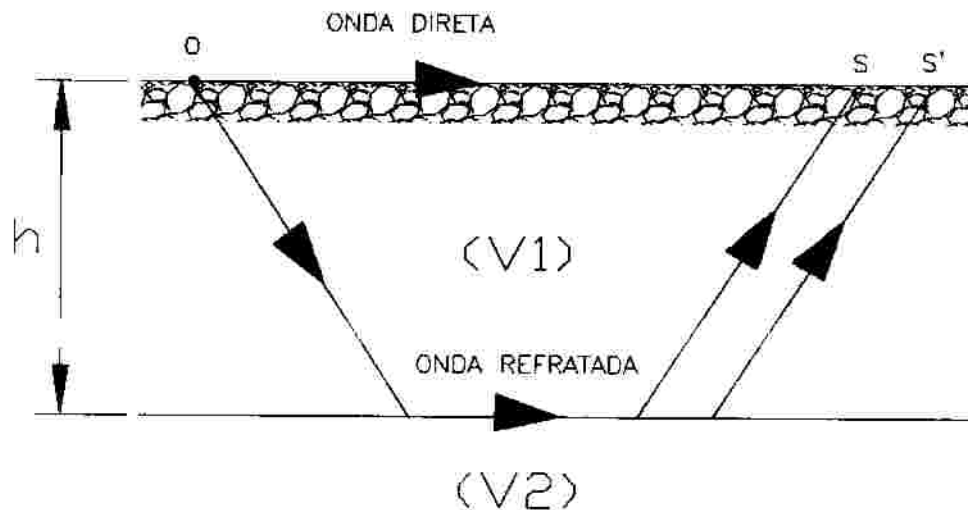


Figura 4.7 – Aplicação do método da refração sísmica para investigação do subsolo.

Fonte: CAPUTO, 1969

Ao se marcar em abscissas as distâncias dos sismógrafos aos pontos de perturbações e em ordenadas os tempos que as ondas levam para atingir os sismógrafos, obteremos duas retas, de $1/v_1$ e $1/v_2$, onde v_1 e v_2 (Figura 4.8) são as velocidades de propagação nas primeira e segunda camada.

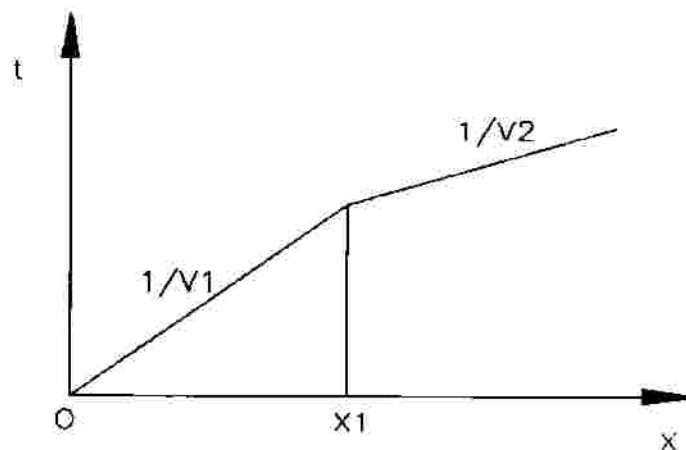


Figura 4.8 – Aplicação do método da refração sísmica para investigação do subsolo.

Fonte: CAPUTO, 1969

Como para um determinado sismógrafo de abscissa x_1 , ponto de interseção das duas retas, as ondas direta e refratada alcançam-no ao mesmo tempo, da equação (4.8):

$$h = \frac{x_1}{2} \sqrt{\frac{v_2 - v_1}{v_2 + v_1}} \quad (4.8)$$

onde:

x_1 = Geofone na abscissa x_1

v_1 = velocidade da onda na camada 1

v_2 = velocidade da onda na camada 2

deduz-se a espessura h da camada, uma vez que as velocidades v_1 e v_2 obtêm-se das declividades das duas retas.

Para a maioria dos solos a velocidade de propagação de ondas sísmicas varia entre 150 a 2500 m/s. correspondendo os valores menores às areias soltas e os maiores aos pedregulhos compactos; as a argila têm valores intermediários, tanto maiores quanto mais duras. Para as rochas, os valores oscilam entre 200 a 800 m/s. Na água a velocidade é da ordem de 1400 m/s.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

Mediante o exposto, pode-se concluir que conhecimento formulado sob a égide da física ao longo dos séculos teve importância primordial no desenvolvimento do homem e de sua civilização. Tais conhecimentos, fruto do trabalho árduo de muitos homens da ciência, possibilitaram o surgimento de outras ciências que os aplicaram, tendo em vista as dificuldades surgidas no dia-a-dia e a necessidade de superação. Sem a física, as engenharia, e aqui em especial a engenharia civil, não seriam possíveis.

Foram muitas as aplicações da física ocorridas na engenharia civil. Neste trabalho deu-se destaque a três importantes áreas:

- **A patologia das estruturas de concreto armado:** recente ramo da engenharia civil que trata do diagnóstico e terapia das estruturas de concreto acometidas por patologias a elas inerentes. Neste caso, a contribuição da física dá-se, sobretudo nos métodos de estudos que utilizam princípios de mecânicas, ondulatória, eletromagnetismo e física moderna como forma de se detectar possíveis ocorrências e diagnosticá-las para extensão da vida útil ou até mesmo para evitar que estruturas existentes entrem em colapso devido às falhas estruturais.
- **Engenharia rodoviária:** aplicação de princípios da mecânica clássica relacionada aos movimentos no projeto de rodovias é de sua importância para se garantir obras seguras e confortáveis aos usuários. Neste caso, a superelevação e as curvas de transição, ambos dispositivos que visam amenizar a força centrífuga nas curvas, são aplicações diretas das formulações de Galileu e Isaac Newton no desenvolvimento do setor de infra-estrutura de transportes.

- **Investigações do subsolo:** intimamente ligados à engenharia de fundações e à geotecnia, a investigação do subsolo pode-se dar de forma indireta utilizando-se algumas propriedades físicas das rochas para obtenção de dados. Aqui se deu destaque a dois métodos para a investigação. Um deles utiliza a resistividade elétrica para determinação do tipo de rocha que é propositalmente atravessada por uma corrente elétrica. No outro, a velocidade de propagação de ondas totalmente refratadas dá uma boa indicação do tipo de material investigado e das espessuras das camadas onde predominam cada tipo de material.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUADO, A.; DÍAZ, C.; AGULLÓ, L.; ALEGRE, V.; CASANOVAS, X. Orientación para la selección de la intervención. In: HELENE, P. R. L.; PEREIRA CAMPOS, M. F. N. (Ed). **Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón**. Reparación, refuerzo y protección. São Paulo: CYTED Red Rehabilitar, 2003. p. 161-212.

ALCÂNTARA, P. B. Avaliação da Resistência à compressão de um concreto pelo esclerômetro de reflexão. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: IBRACON, 2002.

ANDRADE PERDRIX, M. DEL C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. São Paulo: Ed. Pini, 1992. 104 p.

ANDRADE, T. Tópicos sobre durabilidade do concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 1v. p. 753-792.

ANDRADE, T.; DA COSTA E SILVA, A. J. Patologia das estruturas. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto: ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p.953-983

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 10786**: Concreto Endurecido: Determinação do coeficiente de permeabilidade à água. Rio de Janeiro, 1989.

_____. **NBR 9607**: Concreto endurecido – prova de carga em estrutura de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, 1986.

_____. NBR 7680: Concreto endurecido – procedimento para ensaio e análise de testemunhos extraídos de estruturas acabadas. Rio de Janeiro, 1983.

_____. NBR 7584: Concreto endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 1995.

_____. NBR 8802: Concreto endurecido – determinação da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas. Rio de Janeiro, 1994.

_____. NBR 5746: Cimento Portland – Determinação de enxofre na forma de sulfetos. Rio de Janeiro, 1992.

_____. NBR 5748: Análise química de cimento Portland – Determinação de óxido de cálcio livre. Rio de Janeiro, 1993.

BECEGATO, V. A; FERREIRA, F. J. F. **Gamaespectrometria, resistividade elétrica e susceptibilidade magnética de solos agrícolas no noroeste do estado do Paraná.** Revista Brasileira de Geofísica, Vol. 23, nº 4, 2005, São Paulo.

CABRÉ, F. M. Estimación de la Seguridad Residual en estructuras de Hormigón con Problemas Patológicos. Información de la Construcción, Vol. 46, nº 434, 1994, Madrid: Instituto Eduardo Torroja. 1994. p. 39-51.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos.** Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico S. A, 1969. 212 p.

CARINO, N. J. **Nondestructive testing of concrete: history and challenges.** Detroit, 1994. p. 623-679.

CASCUDO, O. **O Controle da Corrosão das Armaduras em Concreto: Inspeção e Técnicas Eletroquímicas.** 1 ed., São Paulo: Ed. Pini, 1997. 237 p.

DAL MOLIN, D. C. C. Adições minerais para concreto estrutural. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto. Ensino, pesquisa e realizações.** São Paulo: IBRACON, 2005. 1v. p. 345-379.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER 1999**. Manual de Projeto geométrico de Rodovias Rurais. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Rio de Janeiro, 1999.

_____. **DNER-ME 040/95**. Prospecção Geofísica pelo Método da Sísmica de Refração. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Rio de Janeiro, 1995.

DOURADO, J. C. **Refração sísmica – notas de aula 4**. Disponível em: <<http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/refra-teoria.pdf>> acesso em 25 agost. 2007.

EISINGER, M. B., LIMA, M. G. Metodologia para inspeção de Estruturas de Concreto armado – Um Estado da Arte. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 2, 2000, Rio de Janeiro. Niterói, 2000.

ELIS, V. R. **Métodos elétricos e eletromagnéticos**. Disponível em: <<http://www.iag.usp.br/siae98/eletromag/eletromag.htm>> Acesso 25 de agost. 2007

FAN, S.; HANSON, J. M. Effect of Álcali Silica Reaction Expansion and Cracking on Structural Behavior Concrete Beams. ACI Structural Journal, Farmington Hills, v. 95, n. 5, p. 498-505, Sep-Out. 1998.

FERREIRA JÚNIOR, E. L.; CARMINI, G. Deterioração de argamassas e concreto pela formação de etringita e taumasita. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 45., 2003. Vitória. **Anais...** Vitória: IBRACON, 2003.

FIGUEIREDO, E. P. Efeitos da carbonatação e de cloretos no concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto. Ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p. 829-855.

_____. Inspeção de diagnóstico de estruturas de concreto com problemas de resistência, fissuras de deformações. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto. Ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p. 895-1015.

GASPAR, A. **Física 3 – Eletromagnetismo e física moderna**. São Paulo: Editora Ática. 2000, 448 p.

GONÇALVES, A.; ANDRADE PERDRIX, M. DEL C.; CASTELLOTE, M. Procedimientos de reparación y protección de armaduras. In: HELENE, P. R. L.; PEREIRA CAMPOS, M. F. N. (Ed). **Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón**. Reparación, refuerzo y protección. São Paulo: CYTED Red Rehabilitar, 2003. p.341-376.

HASPARYK, N. P.; MONTEIRO, P. J. M.; CARASEK, H. Efeito da cinza de casca de arroz e sílica ativa na reação álcali-agregado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 41., 1999, Salvador. **Anais...** Salvador: IBRACON, 1999.

HEARN, N.; LOK, G. Measurement of Permeability Under Uniaxial Compression – A Test Method. **ACI Materials Journal**, Farmington Hills, v. 95 n. 6, p.691-9-694, Nov-Dec. 1998)

HELENE, P. R. L. **Contribuição ao Estudo da Corrosão em Armaduras de Concreto Armado**. Tese (Livre-Docência). EPUSP. 1993

HUSNI, R.; BENÍTEZ, A.; MANZELLI, A.; MACCHI, C.; CHARREAU, G.; Risetto, J.; LUCO, L. F.; GUILTEMAN, N.; MORRIS, W. Acciones sobre las estructuras de hormigón. In: HELENE, P. R. L.; PEREIRA CAMPOS, M. F. N. (Ed). **Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón: reparación, refuerzo y protección**. São Paulo: CYTED Red Rehabilitar, 2003. p. 39-108.

HALLIDAY, R.; RESNICK, R.; WALKER, J. **Fundamentos da física – mecânica - vol 1**. 6ª edição. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora. 2001. p. 277.

_____. **Fundamentos da física – eletromagnetismo - vol 3**. 6ª edição. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora. 2001. p. 277.

INVESTIGAÇÕES geológicas na engenharia – Notas de aula. Disponível em: >http://www.lapes.ufrgs.br/Demin/discipl_grad/geologia2/material/InvestigacaoGeologica-doc.pdf> acesso em 25 agost. 2007.

ISAIA, G. C. O concreto: da era clássica à contemporânea. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto. Ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 1v. p. 1-43.

KIBLE, T. W. B. **Mecânica Clássica**. São Paulo: Ed. Polígono, 1970. p. 305.

LEE, H. S. **Introdução ao Projeto Geométrico de Rodovias**, 2º ed. Florianópolis: Editora da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 2005. P. 427.

MARTIN, J. F. M. Aditivos para concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto. Ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 1v. p. 381-406

MEHTA, K. P., MONTEIRO, P. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. Tradução de P. R. Helene et al. São Paulo: Ed. Pini, 1994. 573 p.

MONTEIRO, E. B. Reabilitação das estruturas de concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto. Ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p. 1109-1125.

MUNDIM, K. C. **Resistência e resistividade elétrica**. Revisado agosto 1997. Disponível em:<

<http://www.unb.br/iq/kleber/EaD/Eletromagnetismo/Resistividade/Resistividade.html>>

Acesso 25 agost. 2007.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2º edição, São Paulo: Ed. Pini, 1997. 828 p.

NEPOMUCENO, A. A. Mecanismo de transporte de fluidos no concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto. Ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p. 793-827.

NUSSENZVEIG, H. M. **Curso de física básica**. São Paulo: Edgard Blucher, 1982.

PADARATZ, I. J. O Uso do radar Como Teste Não Destrutivo na Inspeção de Construções e Pavimentos Rodoviários. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos, SP. **Anais...** São Carlos: Ed. Helena M. C. Carmo Antunes. 1997. v.6 , 2459-2468 p. ISSN 85-8505-10-5 (obra completa).

PRISZKULNIK, S. Inspeção e diagnóstico de estruturas de concreto afetadas pelas reações cimento-agregado. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto. Ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p. 829-855.

REIS, L. S. N. **Sobre a recuperação e reforço das estruturas de Concreto Armado**. 2001. 144 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas de Concreto) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

REITZ, J. R; MILFORD, F. J; CHRISTY, R. W. **Fundamentos da teoria eletromagnética**. Rio de Janeiro: Campus, 1982. 516 p.

RIBAS SILVA, M.; PINHEIRO, S. M. M. Biodegradação do concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto. Ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p. 857-878.

RINCÓN, O. T. de; HELENE, P. R. L.; VARGAS, A.; ESPINOZA, A.; CONTRERAS, D.; PRADO, D.; HERNÁNDEZ, I.; BRAVO, J.; SÁNCHEZ, M.; FERNÁNDEZ, R.; URDANETA, R.; DELGADO, S. Materiales y sistemas de rehabilitación. In: HELENE, P. R. L.; PEREIRA CAMPOS, M. F. N. (Ed). **Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón: reparación, refuerzo y protección**. São Paulo: CYTED Red Rehabilitar, 2003. p 215-250.

SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto**. São Paulo: Editora Pini. 1998. 255 p.

TULA, L. Armaduras especiais para concreto durável. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto. Ensino, pesquisa e realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p. 901-921.

VANDERLEI, E. **Reparo de Pilares de Concreto Armado com Remoldagem da Seção Transversal**. 1996. 168 f. Dissertação (Mestrado em estruturas de Concreto) – Universidade federal de Brasília, Brasília, 1996.