

CAPÍTULO 2 – POSICIONAMENTO

1. INTRODUÇÃO

A determinação de posições com determinado grau de confiança, numa grade de referência, é o problema fundamental que um Sistema de Informação Geográfica (SIG) enfrenta e o principal objetivo da Geodesia.

A determinação da posição de pontos sobre a superfície terrestre requer o estabelecimento de coordenadas adequadas num determinado sistema geodésico de referência (*DATUM*).

Quando a ferramenta “coordenadas” é selecionada por um utilizador, o mínimo de informação a disponibilizar deve ser:

- Parâmetros que descrevem o sistema de referência na sua totalidade;
- Detalhe sobre as coordenadas do símbolo ou ponto cartográfico selecionado.

Assim, é possível definir, sem ambiguidade, as coordenadas de um ponto ou objeto relativamente ao mundo real.

2. PRÍNCIPIOS DE POSICIONAMENTO

2.1. A Terra

O cálculo da posição com exatidão repetível é o problema central da referência geográfica e a principal função da geodesia.

A posição geográfica de um ponto na superfície terrestre pode ser dada relativamente a uma superfície de referência definida matematicamente, a qual é usada em substituição da superfície da Terra (muito próxima de um elipsóide de revolução ou bi-axial).

As superfícies de referência devem ter duas características fundamentais:

- Serem matematicamente definíveis;
- Ajustarem-se num determinado local (no local desejado) à verdadeira superfície.

As superfícies de referência usadas localmente são muitas vezes:

- O elipsóide de revolução (ou bi-axial);
- A esfera local (o esferóide local);
- O plano horizontal (ou plano tangente);
- O geóide.

As primeiras três baseiam-se em definições puramente matemáticas e são usadas no posicionamento horizontal; a quarta superfície tem definição física e está relacionada com as

anteriores através do valor altura. Uma posição tridimensional é definida por duas coordenadas horizontais e uma componente vertical que é a altura acima da superfície de referência.

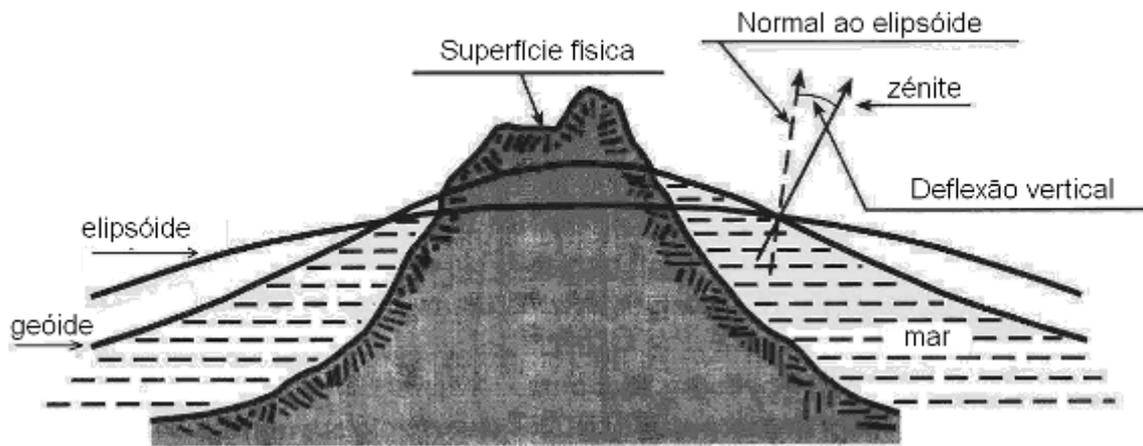


Figura 2.1 “A Terra”

2.1.1. O elipsóide

O elipsóide é uma superfície de quarta ordem onde todas as curvas resultantes da intersecção com um plano são elipses, que eventualmente degeneram em círculos. Qualquer que seja o ponto sobre a superfície do elipsóide e para a normal ao plano tangente nesse ponto, as elipses resultantes da intersecção entre a superfície e a normal, são conhecidas por secções normais e têm em cada ponto vários raios de curvatura. Esta variação é uma função contínua da latitude elipsoidal do ponto selecionado, dos parâmetros do elipsóide e do azimute da secção normal produzida. As duas secções normais que correspondem aos raios de curvatura máximo e mínimo são definidas como secções normais principais.

Para fins geodésicos, o elipsóide de revolução, produzido pela rotação de uma elipse em torno do seu semi-eixo menor, constitui uma superfície matemática bem definida cuja forma e dimensão são dados por dois parâmetros: por exemplo os comprimentos dos semi-eixos menor (**b**) e semi-eixo maior (**a**). A forma do elipsóide de referência pode também ser descrita pelo seu

achatamento: $f = [(a - b)/a]$ ou pela sua *excentricidade*: $e = \left[(a^2 - b^2)^{1/2} / a \right]$.

A figura 2.1 mostra as relações entre geóide, elipsóide, e a superfície física da Terra e a figura 2.2 mostra a estrutura e parâmetros do elipsóide.

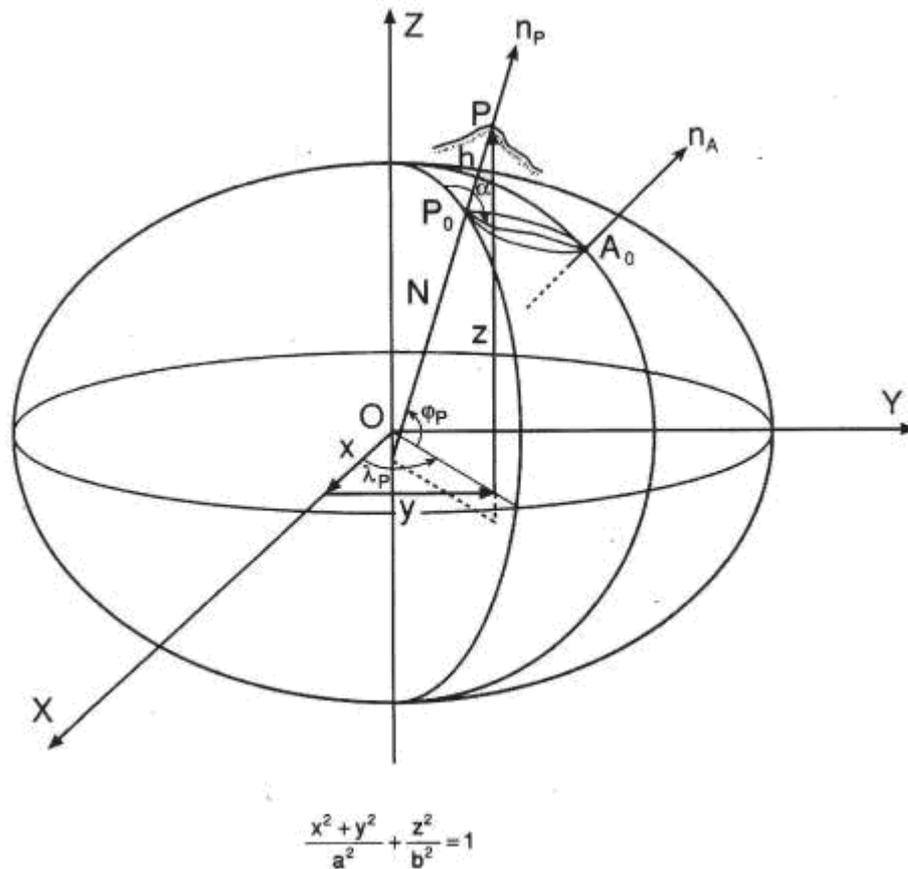


Figura 2.2 “O Elipsóide”

A superfície do elipsóide é regular e matematicamente definida; motivos pelos quais é a superfície de referência mais utilizada nos sistemas de coordenadas horizontais. No entanto, como superfície de referência altimétrica é pouco utilizado.

2.1.2. A esfera local

A esfera local é uma superfície de referência utilizada em substituição do elipsóide. Pode ter, para uma determinada latitude, o raio igual à média geométrica dos raios de curvatura das duas secções normais principais do elipsóide substituído.

A substituição é aceitável quando, num raio de aproximadamente 100 km (no campo geodésico) do ponto de tangência entre o elipsóide e a esfera, ocorram diferenças em distância e ângulo inferiores à sensibilidade dos melhores equipamentos (distância: 1cm +/- 1ppm; ângulos: 0.1”).

Num raio de 8 km (no campo topográfico) a partir do mesmo ponto, é aceitável a substituição da esfera por um plano tangente, implicando, em comparação com a superfície do elipsóide, diferenças inferiores aos valores indicados anteriormente.

2.1.3. O geóide.

O geóide, definido como uma superfície equipotencial do campo gravítico terrestre é usado como superfície de referência altimétrica. O Nível Médio do Mar (NMM) constitui a melhor aproximação daquela superfície. O significado físico pode ser facilmente verificado pela ortogonalidade, em todos os pontos, à direção da linha do fio-de-prumo.

Ao contrário do elipsóide, o geóide não pode ser gerado matematicamente ou utilizado em cálculos pois a sua forma depende da distribuição irregular das massas no interior da Terra.

2.2. Datum

Um *Datum* é um Sistema Geodésico de Referência definido por uma superfície de referência posicionada e fixa no espaço. É gerado por uma rede compensada de pontos.

O SP-32 (IHO – 5ª Edição de 1994) define um *Datum* geodésico como “conjunto de parâmetros especificando a superfície de referência ou o sistema de coordenadas de referência usado para controle geodésico na determinação de coordenadas de pontos da superfície terrestre; são vulgarmente definidos separadamente como horizontal e vertical”.

A determinação de uma superfície única para toda a Terra, essencial na utilização dos sistemas de satélite e das técnicas de posicionamento e levantamentos associadas, foi no passado de pouco interesse e difícil de conseguir devido essencialmente ao caráter local dos levantamentos topográficos e geodésicos.

Por este motivo, existem muitos sistemas geodésicos locais, todos definidos com o único propósito de obter uma boa aproximação na área de interesse.

É vulgar encontrar, para cada país, duas superfícies de referência definidas de modo diferente pois existe uma diferença clara entre a determinação da posição horizontal (elipsóide local) e vertical (geóide local/nível médio do mar). A figura 2.3 tenta mostrar essa relação.

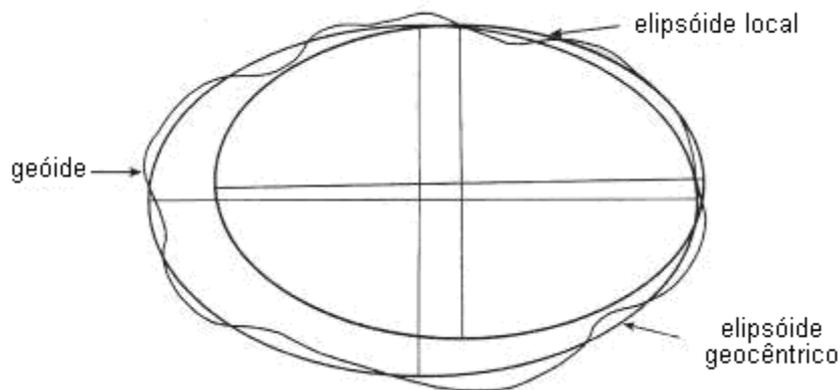


Figura 2.3 “Orientação do Datum”

2.2.1. Datum planimétrico

É um modelo matemático da Terra usado na determinação das coordenadas geográficas de pontos. Um elipsóide de referência bi-axial associado a um sistema local constitui um sistema geodésico de referência horizontal (bidimensional). É definido por um conjunto de 8 parâmetros: 2 para a forma do elipsóide e 6 para a sua posição e orientação. Um sistema de referência assim estabelecido não é geocêntrico, ou seja, o centro geométrico do elipsóide não coincide com o centro de massa da Terra (está desviado de uma quantidade na ordem de 100m); adicionalmente o eixo de simetria do elipsóide não está alinhado com o eixo de rotação terrestre médio, no entanto os desvios angulares são muito pequenos sendo da mesma ordem de grandeza da precisão da mais sofisticada capacidade de medição angular.

O elipsóide local deve ser posicionado e orientado em relação à Terra de modo a evitar translações das quantidades geométricas medidas (distâncias, ângulos, diferenças em altitude) para os cálculos da posição relativa de um ponto de coordenadas elipsoidais conhecidas, selecionado convencionalmente de acordo com os requisitos locais. Com os desenvolvimentos da tecnologia satélite, é agora possível obter diretamente coordenadas relativas a um sistema geocêntrico sem requerer modificações por parte do utilizador e que pode ser utilizado

mundialmente. No passado, quando o posicionamento geocêntrico não era possível, a única maneira de posicionar e diretamente referenciar sistemas era estabelecer um ponto inicial ponto de fixação (ou ponto de origem) e uma ligação com o sistema astronómico local (definido pela vertical do lugar e pelo eixo de rotação terrestre).

Existem dois parâmetros de forma que identificam um elipsóide, os outros seis (6 graus de liberdade para um corpo rígido no espaço) que devem ser determinados no ponto de fixação, são:

- a) Latitude geodésica ou elipsoidal;
- b) Longitude geodésica ou elipsoidal;
- c) Elevação do geóide (ou altitude ortométrica);
- d) As duas componentes do desvio da vertical;
- e) Azimute elipsoidal para uma direção a partir do ponto de fixação.

Para ligar as duas superfícies fundamentais, o elipsóide e o geóide, continuamos a ter como condição que o ponto a selecionar como origem para uma altitude geodésica conhecida, tem que ter a latitude e longitude astronómicas determinadas. As coordenadas elipsoidais do ponto de origem são forçadas a coincidir com as astronómicas ou celestes.

Esta condição tem dois efeitos:

- a) Liga o ponto de fixação do elipsóide a uma direção no espaço (eliminando dois graus de liberdade);
- b) Assegura a coincidência entre a normal ao elipsóide e a vertical do lugar no ponto (eliminados mais dois graus de liberdade)

Considerando a altitude elipsoidal do ponto origem coincidente com a altitude ortométrica conhecida, e alinhando o eixo de rotação elipsoidal com a direção do Norte Astronómico, é possível fixar os dois graus de liberdade restantes do elipsóide relativamente ao geóide:

- a) Deslizando ao longo da normal/vertical;
- b) Rodando em torno dela.

Como resultado destas operações, temos o elipsóide de referência fixo no ponto origem. Ver a figura 2.4 onde mostra a representação gráfica da relação entre 2 elipsóides.

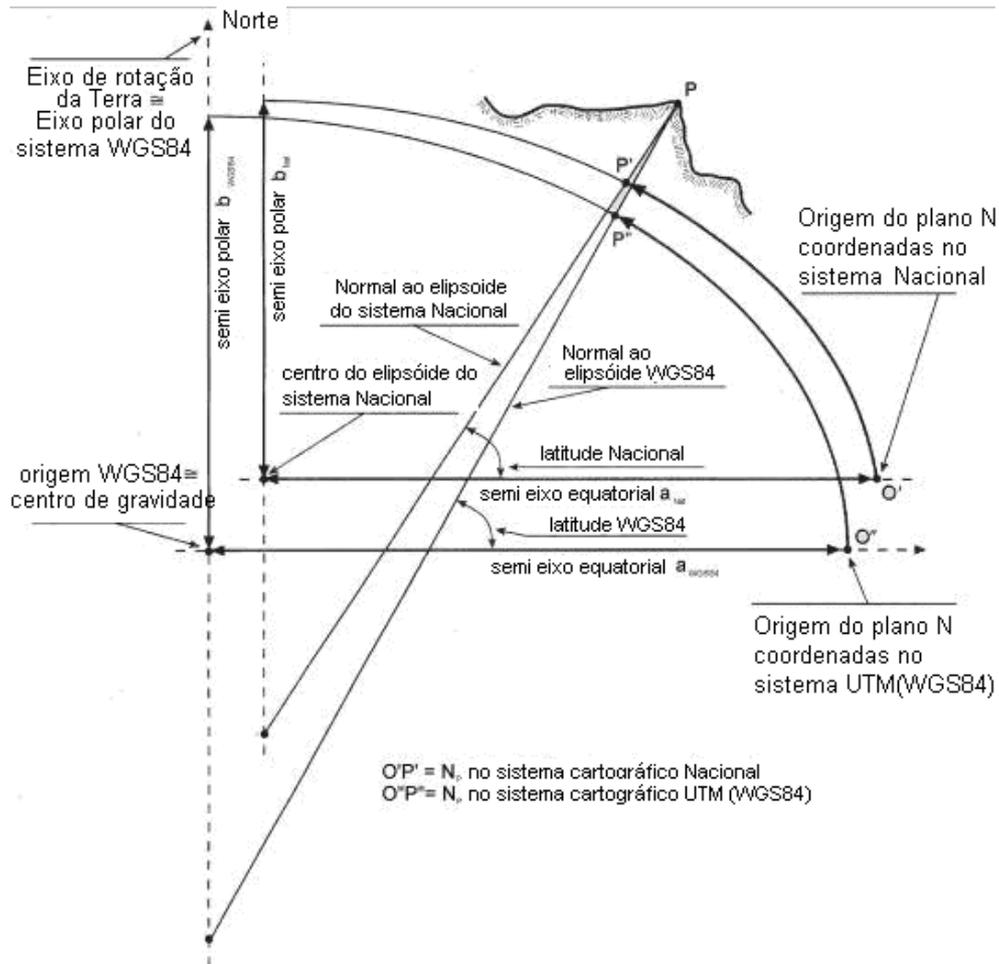


Figura 2.4 “Orientação horizontal do Datum”

2.2.2. Tipos de Datum.

Os sistemas geodésicos locais usados em geodesia e cartografia antes do advento dos sistemas de satélite eram baseados, como descrito, em elipsóides ajustados localmente à superfície do geóide.

Deste modo, em aplicações práticas, ajustamentos entre a vertical e a normal ao elipsóide são pequenos e quase ignoráveis, as medidas angulares no terreno podem ser associadas sem correções a figuras elipsoidais. Esta situação pode ser considerada válida em países mais pequenos com áreas limitadas; também pode ser aceitável, mas com pior aproximação, em zonas maiores como o continente Europeu ou os Estados Unidos.

A tentativa de estabelecer sistemas de referência mais abrangentes tem crescido nas últimas décadas acompanhando o processo geral de globalização.

Nos últimos 50 anos foi reconhecida a necessidade de encontrar um sistema de referência único para todo o globo em relação ao qual apresentar os produtos cartográficos, geodésicos e gravimétricos. O advento da geodesia por satélite tornou essencial a adoção de um único sistema de referência geocêntrico e avançou com a necessidade de criar a melhor aproximação média para todas as partes do globo.

Os primeiros sistemas com estas características foram desenvolvidos pelo Departamento da Defesa dos Estados Unidos: o WGS60, WGS66 e WGS72 foram modelos da superfície terrestre cada vez mais confiáveis que culminaram com a criação do WGS84.

WGS84 é o acrónimo para “*World Geodetic System 1984*” (Sistema Geodésico Mundial 1984) e define o sistema como geodésico e universal em 1984. É constituído por um sistema de eixos cartesiano OXYZ com origem no centro de massa convencional da Terra e o eixo dos ZZ dirigido para o Pólo Norte terrestre convencional (CTP Pólo Terrestre Convencional), como definido pelo BIH (*Bureau International de L’Heure*) em 1984, hoje designado por IERS (*International Earth Rotation System*). O eixo dos XX resulta da intersecção do plano meridiano origem que passa por Greenwich, definido pelo IERS em 1984, e o plano equatorial referente ao CTP. O eixo dos YY é estabelecido no plano equatorial 90° a este do eixo dos XX.

A origem das coordenadas e dos eixos coincidem com o centro de massa da Terra e os eixos do elipsóide são coincidentes com os do sistema (elipsóide bi-axial, WGS84 geocêntrico), o eixo dos ZZ é o eixo de simetria.

A EUREF, subcomissão da IAG (*International Assotiation of Geodesy*), que é responsável pela realização do *European Terrestrial Reference System* (ETRS), aprovou em 1989 o *European Terrestrial Reference Frame* (ETRF). O sistema ETRF89 é uma realização do WGS84.

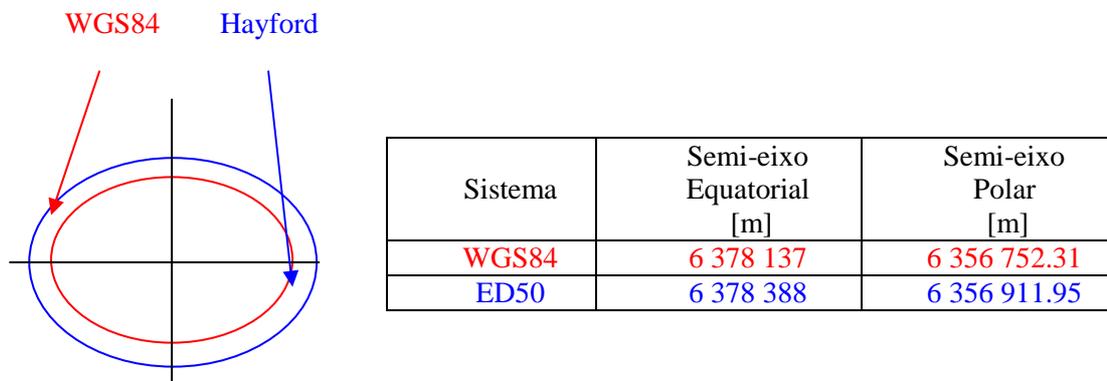
2.2.3. Transformação de *Datum*.

Com o desenvolvimento de um modelo único, tornou-se possível ter todas as cartas num só sistema de referência. No entanto, a transformação de cartas de um *Datum* para outro não é uma operação simples. Por este motivo, muitas das cartas ainda em circulação estão referidas a sistemas antigos.

Coordenadas cartesianas referidas a um sistema geocêntrico ou coordenadas geodésicas referidas a um elipsóide geocêntrico resultam de técnicas de posicionamento por satélite. Para transformar estas coordenadas para os sistemas locais relacionados com a área de interesse, é necessário aplicar algoritmos com parâmetros determinados por métodos probabilísticos no sentido de ajustar as medições por satélite à rede estabelecida por sistemas locais, com as inevitáveis deformações.

Todos os elipsóides posicionados localmente apresentam desvios em relação ao geo-centro adotado no sistema WGS84, devido não só à diferença de parâmetros entre os elipsóides mas também à diferente posição do centro e orientação dos eixos. Então, as coordenadas geodésicas de um ponto num *Datum* local são diferentes das coordenadas num *Datum* global, diferenças que traduzidas em distância podem ser da ordem das centenas de metros.

O seguinte diagrama mostra a diferença de dimensões entre o elipsóide de Hayford e o WGS84:



De notar que o elipsóide WGS84 é menor tanto na dimensão equatorial como na polar.

As variações em dimensão e origem refletem-se tanto na latitude e longitude geodésicas (ou elipsoidais) como também nas correspondentes coordenadas retangulares (Gauss) de um ponto da superfície terrestre.

Avaliar as coordenadas horizontais definidas pela adoção da representação de Gauss (UTM) em comparação com as coordenadas geográfica pode criar alguma confusão. De fato, desvios nas coordenadas Gauss não são o mesmo que os valores lineares dos desvios nas coordenadas elipsoidais. Isto porque o comprimento de um arco subtendido por um minuto de latitude ou de longitude depende da dimensão do elipsóide e porque muda o ponto origem. É pois fundamental fornecer aos utilizadores informação e formação de modo a compreenderem estes problemas.

Para transformar coordenadas geográficas e horizontais de um sistema para outro é necessário aplicar a todos os pontos a mesma variação em $\Delta\phi, \Delta\lambda, \Delta N, \Delta E$, que são função do ponto; as diferenças a aplicar a todos os pontos variam com a posição.

A transformação entre dois *data* locais diferentes, na mesma área, é realizada muitas vezes por métodos empíricos, baseados no fato de que as duas superfícies de referência, mesmo julgando-se diferentes, são consideradas idênticas e a principal diferença é a orientação. No caso da transformação entre um sistema global geocêntrico, como o WGS84, e um sistema geodésico local, as duas superfícies estão separadas uma da outra sendo necessário aplicar algoritmos de transformação mais generalizados.

A transformação de *Datum* tem assumido uma importância considerável com o advento do GPS. Na prática é normalmente necessário que um levantamento com GPS inclua alguns pontos do antigo sistema geodésico em relação ao qual o levantamento está apoiado. É assim possível calcular parâmetros de transformação adequados e válidos para a área de interesse.

O método mais simples e comum consiste em assumir a existência de rotação e translação dos eixos com um fator de escala associado ao sistema de eixos cartesianos relativos aos elipsóides mencionados:

$$\begin{bmatrix} X_2 \\ Y_2 \\ Z_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} X_0 \\ Y_0 \\ Z_0 \end{bmatrix} + (1+K) \begin{bmatrix} 1 & E_Z & E_Y \\ E_Z & 1 & E_X \\ E_Y & E_X & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ Y_1 \\ Z_1 \end{bmatrix} \quad (2.1)$$

Onde:

- (X_1, Y_1, Z_1) Coordenadas cartesianas de um ponto no sistema 1 (S1);
- (X_2, Y_2, Z_2) Coordenadas cartesianas de um ponto no sistema 2 (S2);
- (X_0, Y_0, Z_0) Coordenadas da origem de S1 no S2;
- $(1+K)$ Fator de escala;
- (E_X, E_Y, E_Z) Rotações em torno dos eixos de S1 (expressas em radianos e atuando no sentido contrário aos ponteiros do relógio)

Este tipo de modelo implica uma congruência geométrica perfeita, exceto para o fator de escala, entre todos os pontos da rede geodésica determinada com métodos GPS (por exemplo no S2) e os mesmos pontos de S1, determinados com técnicas tradicionais de triangulação e trilateração. Naturalmente que esta nem sempre é a situação real, na maioria das vezes devido a deformações introduzidas nas redes geodésicas clássicas pela propagação de erros que inevitavelmente

caracterizam os procedimentos tradicionais de medição. A relação (2.1) mantêm-se na maioria dos casos, quando aplicada a redes de extensão limitada.

Se juntamente com (2.1) for utilizado o seguinte formulário:

$$\begin{aligned} X &= (N + h) \cos \varphi \cos \lambda \\ Y &= (N + h) \cos \varphi \sin \lambda \\ Z &= [(1 - \alpha)^2 N + h] \sin \varphi \end{aligned} \quad \text{com} \quad N = \frac{a}{\sqrt{\cos^2 \varphi + (1 + \alpha)^2 \sin^2 \varphi}} \quad (2.2)$$

Expressões que relacionam as coordenadas geodésicas φ , λ e h relativas a um elipsóide de semi-eixo “ a ” e excentricidade α (e) com as coordenadas X, Y e Z relativas ao sistema cartesiano geocêntrico associado. A transformação entre os diferentes sistemas é efetuada em coordenadas geodésicas.

Os sete parâmetros necessários para aplicar (2.1) podem ser determinados num sistema local, como solução de um ajustamento por mínimos quadrados, onde as quantidades observadas são as coordenadas (cartesianas ou geodésicas) de um determinado número (≥ 3) de pontos da rede, obtidas por observação GPS em S2 e por métodos clássicos terrestres em S1.

2.2.4. Datum vertical

O primeiro elemento necessário à definição de altitude é uma superfície de referência.

Uma vez estabelecida, é especificada a direção ortogonal necessária à medição da elevação enquanto que a escala ao longo daquela direção deriva do estabelecimento do sistema.

O modo de seleccionar estes elementos resulta na definição de diferentes sistemas altimétricos:

- “ h ” altitude elipsoidal – adota um elipsóide bi-axial como superfície de referência;
- “ H ” altitude ortométrica (altura acima da superfície do geóide) – adota como superfície de referência a superfície equipotencial do campo gravítico terrestre, aproximada ao NMM quando se ignoram as oscilações periódicas (geóide).

O segundo sistema permite a preservação do sentido físico da altitude ao NMM. No entanto, surgem complicações matemáticas para determinar as diferenças entre as duas superfícies (elipsóide – geóide), designadas por ondulações do geóide, cujo conhecimento é necessário para relacionar os dois sistemas altimétricos.

A figura seguinte mostra a relação entre a altitude elipsoidal h e a ortométrica H .

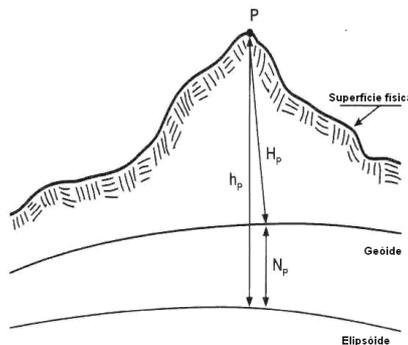


Figura 2.5 “Datum vertical”

Numa primeira aproximação, a poucos milímetros:

$$h_p = H_p + N_p \quad (2.3)$$

h_p é mensurável com GPS enquanto H_p é observável a partir de operações de nivelamento corrigidas de observações gravimétricas; N_p (ondulação do geóide) é a elevação acima da superfície, do ponto P projetado no geóide ao longo da vertical do lugar (linha de prumo). Esta fórmula é aproximada pois não considera as diferenças de comprimento entre as normais nem os diferentes fatores de escala resultantes dos diferentes tipo de observação. Para fins cartográficos o erro resultante desta aproximação é desprezável.

Nos trabalhos cartográficos, a altimetria tradicional atribui convencionalmente ao NMM a elevação (ou nível) zero, uma vez que a superfície do mar é conhecida para a maioria dos lugares. É suficiente determinar o NMM por observações de maré durante um longo período de modo a filtrar os termos que menos a afetam.

O SP-32 (OHI – 5ª edição de 1994) define NMM como “a altitude média da superfície do mar para todos os estados da maré durante um período de 19 anos, determinada a partir de medições registadas hora a hora num determinado marégrafo a partir de um nível de referência fixo predefinido (CHART DATUM)”.

Para a uma área específica de interesse, o geóide local é definido como a superfície equipotencial do campo gravítico para um ponto pré-determinado dessa área (normalmente um ponto na linha de costa ou perto dela localizado em relação ao NMM convencional).

Partindo desse ponto, assumido como o nível zero de referência, e usando técnicas de nivelamento geométrico, é possível atribuir uma altitude referida ao geóide a cada ponto, designados por pontos de controlo e propagar a altimetria aos pontos da rede da área de interesse.

2.3. Sistemas de coordenadas

Uma posição é geralmente definida através de coordenadas curvilíneas como a latitude e longitude e a altitude acima de uma superfície de referência. Neste caso é disponibilizada uma posição em (2+1) dimensões.

É necessário distinguir os seguintes sistemas de coordenadas:

- a) Planas retangulares (grade);
- b) Esféricas;
- c) Elipsoidais (geodésicas);
- d) Astronómicas.

conforme a superfície de referência utilizada for o plano, a esfera, o elipsóide ou o geóide.

As coordenadas elipsoidais são também designadas por geodésicas enquanto as referidas ao geóide são as astronómicas.

De acordo com esta interpretação o termo “coordenadas geográficas” é um termo geral e engloba os tipos mencionados em c) e d).

2.4. Princípios de cartografia

A representação de um elipsóide numa superfície plana é o objetivo e o problema fundamental da cartografia.

Este problema torna-se complexo pois o elipsóide (ou uma superfície esférica) não é planificável. Assim, não é possível transportar detalhes duma superfície de referência tridimensional para o plano sem que os elementos geométricos (comprimentos, áreas, ângulos) que os descrevem sofram deformações. Encontrar o melhor método de transformação quer através de eliminação de algumas deformações quer através da manutenção de outras, dentro de limites aceitáveis, será aqui focado.

De acordo com o método selecionado existem:

- a) Cartas onde as distâncias são preservadas (equidistantes): esta condição não pode ser conseguida para todo o papel, somente ao longo de direções particulares. Isto significa que ao longo de determinadas linhas a relação (escala) entre distâncias medidas no papel e as distâncias medidas na superfície de referência é preservada.
- b) Cartas onde as áreas são preservadas (equivalentes ou equal-área): esta condição pode ser conseguida para todo o papel. Isto significa que a relação entre a área medida no papel e a área medida na superfície de referência é preservada. No entanto, são introduzidas deformações linear e angulares que geram (criam) (produzem) alterações de forma.
- c) Cartas onde os ângulos são preservados (cartas conformes): isto também pode ser conseguido para todo o papel. Significa que o ângulo medido entre duas geodésicas transformadas para o papel é igual ao ângulo entre as duas direções correspondentes na superfície de referência (elipsóide ou esfera).
- d) Cartas onde a escala, num ponto, é a mesma em todas as direções (cartas ortomórficas): os ângulos em torno desse ponto são preservados e as formas de figuras de pequenas dimensões não são alteradas em toda a representação.
- e) Cartas onde nenhum dos elementos acima descritos é rigorosamente preservado mas onde as deformações estão dentro de uma determinada tolerância (cartas afiláticas ou não ortomórficas).

Três quantidades permitem a avaliação da deformação, e conseqüentemente o cálculo das correções correspondentes. São designadas por “expressões da deformação linear, areal e angular” e são dadas respectivamente por:

$$\begin{aligned}
 m_l &= \frac{dl'}{dl} \\
 m_s &= \frac{dS'}{dS} \\
 m_\alpha &= \alpha' - \alpha
 \end{aligned}
 \tag{2.4}$$

Onde dl' , dS' e α' são os elementos geométricos pertencentes ao plano e dl , dS e α são os elementos geométricos correspondentes no elipsóide.

Os elementos linear e areal têm que ser infinitesimais de modo a que o tamanho das deformações seja rapidamente identificável.

A escolha de um sistema cartográfico depende do objetivo para o qual a carta está a ser produzida. Se uma carta é para ser usada em navegação, ela deve ser conforme. Os ângulos no papel (por exemplo os ângulos entre rotas marcadas no papel e os meridianos) reproduzirão, sem variações, a direção do ângulo vetor.

O procedimento, através do qual é estabelecida a relação entre pontos no elipsóide e no plano cartográfico, pode ser:

- a) Geométrico: que consiste no estabelecimento de uma relação projetiva entre eles através de construções geométricas apropriadas seguidas de relações analíticas (em geral trigonometria);
- b) Analítico: consiste no estabelecimento de uma ligação analítica não projetiva entre os pontos. É necessário escrever um sistema de equações que relacione as coordenadas geográficas dos pontos sobre o elipsóide às coordenadas planas no plano cartográfico referidas a um sistema de eixos apropriado.

O primeiro método da construção de cartas é designado por “projeção” e o segundo por “representação”. Estes dois métodos não são incompatíveis, cada sistema pode ser articulado através de um arranjo de equações e sistemas projetivos apropriados que podem corresponder a variados sistemas analíticos, mesmo se por vezes são aproximados.

Na cartografia moderna é preferível construir cartas através de “representações”.

Existem sistemas mistos, onde alguns elementos da rede de trabalho são transformados com um sistema e outros elementos com outro sistema. Sistemas deste tipo são designados por “projeções ou representações modificadas” e são usadas na construção de cartas com características particulares a atribuir ao produto final que não foi criado numa projeção ou representação pura.

2.5. Projeções

2.5.1. Projeções perspectivas (ou geométricas)

Para representar uma determinada secção dum elipsóide numa carta, é necessário estudar o centro da área e encontrar o plano tangente ao elipsóide num ponto. É então possível projetar figuras geométricas do elipsóide nesse plano a partir do centro de projeção.

Dependendo da posição selecionada para o ponto de projeção, são produzidas várias transformações, cada uma com características particulares.

O centro da projeção pode ser estabelecido:

- a) No centro do elipsóide (projeção centrográfica ou projeção azimutal): as cartas usadas com este sistema são úteis para a navegação, porque a transformação dos arcos de curvatura máxima das esferas locais produz segmentos de linhas retas no plano de projeção;
- b) Em relação ao ponto diametralmente oposto à zona a representar (projeção estereográfica): é a única projeção perspectiva que é conforme e é geralmente usada na cartografia das zonas polares;
- c) Ao longo da extensão do diâmetro do elipsóide, mas exterior a ele (projeção “*scenographic*”);
- d) Sobre o diâmetro mas a infinita distância (projeção ortográfica)

2.5.2. Projeções cónicas

Uma projeção cónica consiste em tomar uma superfície cónica posicionada em relação à parte do elipsóide a representar e projetá-la na superfície cónica a partir do centro do elipsóide. Seguidamente, a superfície cónica é planificada e a carta assim produzida é afilática (não ortomórfica) representando a linha de tangencia sem deformação (linha de deformação nula). O caso mais comum é apresentado pela “projeção cónica direta” que, de modo a ser tornada conforme, Lambert manteve os princípios da projeção inalterados no que diz respeito à representação dos meridianos mas substituiu o método de traçar os paralelos por um sistema analítico de representação. Esta é uma projeção ortomórfica modificada.

2.5.3. Projeções cilíndricas

As projeções cilíndricas são obtidas considerando uma superfície cilíndrica tangente ao elipsóide e projetando sobre ela os pontos do elipsóide a partir do seu centro.

Entre as numerosas possibilidades de posicionar o cilindro, vamos considerar as duas que constituem, após planificação, os dois sistemas cartográficos mais usados: a projeção cilíndrica regular ou equatorial e a inversa desta a transversa.

2.5.3.1. Projeção cilíndrica regular ou equatorial

O cilindro de projeção é tangente ao equador e tem um eixo coincidente com o eixo menor do elipsóide terrestre. A grade de meridianos e paralelos é transformada a partir do cilindro numa série de linhas retas ortogonais entre si. A projeção é afilática ou “não ortomórfica” numa banda equatorial. É conforme e as deformações são menores na proximidade do equador mas aumentam no sentido dos pólos.

A projeção cilíndrica regular pode ser tornada conforme e ortomórfica pela introdução de relações analíticas entre os paralelos e a sua representação na carta. A transformação original dos meridianos é mantida.

A carta modificada, assim obtida, designada por carta de Mercator (ou projeção de Mercator), tem a vantagem de ser conforme e de apresentar a grade geográfica transformada em linhas retas ortogonais. Em resumo, este parece ser o sistema cartográfico ideal para as áreas equatoriais. Para áreas nas médias latitudes, pode-se considerar a superfície cilíndrica a intersectar o elipsóide: é introduzida deformação no equador, não existirá deformação ao longo dos paralelos seleccionados, mas haverá entre eles uma redução da deformação e uma expansão nas zonas exteriores.

Adicionalmente, a carta de Mercator permite a navegação com recurso à “loxodromia ou linha de azimute constante”. Apesar de não representar a menor distância entre dois pontos, que é uma geodésica ou ortodromia, as loxodromias são usadas para curtas distâncias porque o ângulo da rota pode ser facilmente obtido para o meio; por essa razão, estas cartas são normalmente usadas em navegação.

2.5.3.2. Projeção cilíndrica transversa

O cilindro de projeção é tangente a um meridiano com os eixos colocados no plano equatorial e a superfície do elipsóide é projetada a partir do seu centro. As deformações não existem ao longo do meridiano de tangencia mas aumentam com a distância a ele.

A grade de meridianos e paralelos (quadrícula) é transformada numa rede de curvas que se intersectam segundo o mesmo ângulo. Ao reduzir a zona a projetar limita-se o efeito da deformação, sendo conseguido através da divisão da superfície terrestre em zonas de largura limitada (geralmente 15° de longitude), e projetando sobre o cilindro tangente ao meridiano central respectivo, ao longo dos quais as deformações são evitadas. De modo a reduzir ainda mais as deformações, em vez de um cilindro tangente pode-se considerar um secante. Neste método a ausência de deformação não ocorre ao longo do meridiano central mas nas linhas de intersecção

que lhe são simétricas: nas áreas entre elas há redução da deformação e no exterior expansão crescente.

2.5.4. Representações

A representação de Gauss, que constitui a base cartográfica oficial de muitos países, transforma “analiticamente” a grade geográfica (fig. 2.6), através de equações complexas, numa rede muito semelhante à obtida através da projeção cilíndrica transversa, conferindo-lhe a característica fundamental da conformidade (adicionalmente tem em comum com as projeções: imagens retilíneas do equador e de um meridiano e equidistância ao longo de um meridiano).

A ausência de equidistância (exceto ao longo do meridiano selecionado) envolve variação de escala no papel, em relação à posição do elemento medido. A deformação aumenta com a distância ao meridiano central e ao equador. Para reduzir as deformações a superfície a representar é cuidadosamente delimitada. O elipsóide é dividido em zonas com um meridiano central (meridiano zona) escolhido como meridiano de referência ao longo do qual a equidistância é conseguida.

Através das equações ou fórmulas de Gauss é possível obter as coordenadas cartográficas, logo a representação dos pontos do elipsóide (i.é. os nós da grade geográfica) num plano de representação X-Y (ou N-E), lembrando que a transformada do meridiano é mostrada pelo eixo dos X e que o eixo dos Y é representado numa direção paralela ao eixo do cilindro de projeção.

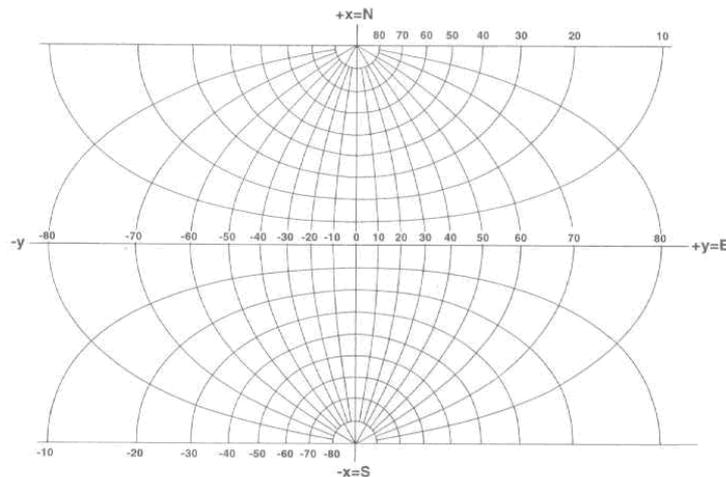


Figura 2.6 “Grade geográfica”

No papel, pontos com a mesma abcissa ou ordenada são linhas retas paralelas ao eixo. Desenhar no plano cartográfico algumas destas linhas (as correspondentes aos quilômetros de valor inteiro) gera uma rede de quadrados designada por grade.

Nas cartas modernas, só são representadas as grades, enquanto a grade geográfica (quadrícula) é referenciada na margem das folhas por traços indicativos dos paralelos e meridianos.

A existência da grade permite efetuar cálculos em toda a zona, sendo necessário apenas corrigir, com recurso ao coeficiente de deformação linear, as distâncias calculadas através de coordenadas. Como a transformada da geodésica não é um segmento de reta é necessário introduzir correções aos ângulos (através da “*chord reduction*”) (tangente-corda).

O sistema cartográfico baseado na representação de Gauss é conhecido internacionalmente como sistema “Universal Transversa de Mercator” ou UTM por analogia com a projeção cilíndrica transversa obtida a partir da projeção cilíndrica regular (Mercator).

2.5.5. Sistema Universal Transversa de Mercator

As coordenadas UTM (Universal Transversa de Mercator) são usadas nos levantamentos e em cartografia quando a área de intervenção tem extensão considerável. São também utilizadas pelos Exército, Força Aérea e Marinha da NATO em aplicações cartográficas e geodésicas.

A diferença entre o sistema UTM e a projeção TM está no valor da escala (fator de escala) ao longo do meridiano central, na origem e nas unidades de representação:

- Para a projeção o sistema UTM a escala o fator de escala é de 0,9996 ao longo do meridiano central;
- A coordenada Norte (NUTM) tem a sua origem sobre o equador e por limite, no Hemisfério Norte, o paralelo dos 84°N;
- A coordenada Sul (SUTM), no Hemisfério Sul, tem na origem o valor de 10 milhões de metros (10 000 000m) decrescendo até ao paralelo dos 80°S;
- A coordenada Este (EUTM), sobre o meridiano central, tem na origem o valor de 500 mil metros (500 000m);
- O sistema UTM está dividido em 60 zonas de longitude designadas por fusos. Cada zona fuso tem 6° de amplitude, 3 para cada lado do meridiano central.

Para determinar as coordenadas UTM de um ponto, devem ser determinadas as TM:

- As coordenadas UTM Norte ou Sul (NUTM, SUTM) são determinadas multiplicando o fator de escala 0.9996 do meridiano central pelo valor das coordenadas TM Norte ou Sul (NTM, STM);
- No Hemisfério Sul o valor da translação, 10 000 000m, deve ser adicionado;
- As UTM Este (EUTM) são obtidas pela multiplicação do fator de escala do meridiano central (0.9996) pelas TM Este (ETM), adicionadas de 500 000m;
- As coordenadas UTM são sempre expressas em metros.

Norte, Sul e Este UTM

$$\text{Hemisfério Norte: } N_{\text{UTM}} = (0.9996) N_{\text{TM}}$$

$$\text{Hemisfério Sul: } S_{\text{UTM}} = (0.9996) S_{\text{TM}} + 10000000 \text{ m}$$

$$\text{Coordenada Leste: } E_{\text{UTM}} = (0.9996) E_{\text{TM}} + 500000 \text{ m}$$

A zona UTM (Z = número da zona UTM) pode ser calculada a partir da longitude geodésica de um ponto (convertida para décimos de grau)

$$Z = (180^\circ + \lambda) / 6 \quad (\text{longitude este})$$

$$Z = (180^\circ - \lambda) / 6 \quad (\text{longitude oeste})$$

Se o valor calculado de **Z** for uma quantidade decimal, então o valor inteiro da zona deve ser incrementado de 1.

Exemplo do cálculo da zona UTM:

$$\lambda = 15^\circ 12' 33.5609'' \text{E}$$

$$Z = 195.20932247/6 = 32.53448$$

$$Z = 32 + 1$$

$$Z = 33$$

No exemplo acima, **Z** é uma quantidade decimal, como tal, a zona é igual a trinta e dois (32) mais um (1).

3. MÉTODOS DE CONTROLO HORIZONTAL

3.1. Introdução

No âmbito hidrográfico, os levantamentos topográficos estabelecidos para georreferenciar um território costeiro ou para criar marcas em terra para apoio aos levantamentos hidrográficos, são levados a cabo começando por estabelecer previamente estações topográficas com coordenadas já determinadas por operações de levantamentos geodésicos.

Esses pontos e a rede de ligação, designada por controlo primário (rede de primeira ordem) produzem o sistema geodésico de referência adotado (*Datum*).

A sua determinação horizontal pode ser obtida por:

- a) Métodos clássicos de levantamentos (observações astronómicas e medição de ângulos e distâncias);
- b) Métodos mistos de levantamentos;
- c) Métodos fotogramétricos

Os primeiros dois métodos concretizam a rede de controlo básica, de primeira ordem ou inferior, através de operações de triangulação, trilateração e poligonais (“*traverse*”). Depois, a partir dos pontos da rede de primeira ordem a rede pode ser estendida consoante as necessidades particulares dos levantamentos, com recurso a mais medições de ângulos e distâncias.

O desenvolvimento da tecnologia satélite veio permitir, tanto a determinação de estações da rede de primeira ordem como a derivação de pontos da rede de segunda ordem sem ligação geométrica entre eles, até ao nível do levantamento topográfico, de um local em particular.

3.2. Método clássico

3.2.1. Triangulação

3.2.1.1. Princípios e especificações

Em todos os países, dentro das suas fronteiras, são conhecidos alguns pontos, designados por estações trigonométricas, perenizados e ligados entre si de modo a formar uma sequência de triângulos, possivelmente equiláteros.

A técnica de levantamento chamada triangulação permite, pela medição de ângulos, a determinação de pontos de uma rede triangular, onde todos os triângulos têm pelo menos um lado comum.

O desenvolvimento, formado por triângulos, pode ser feito por extensão das redes (fig.2.7a) ou numa primeira fase “feito em cadeia” (fig. 2.7b). Este último método tem sido aplicado aos levantamentos de áreas extensas em latitude ou longitude (i.e. Argentina).

Adicionalmente, as cadeias podem ser relacionadas com elas próprias, no caso de levantamentos ao longo de uma faixa estreita; neste caso é relevante o uso de um método mais rígido, como quadriláteros com diagonais (fig. 2.7c).

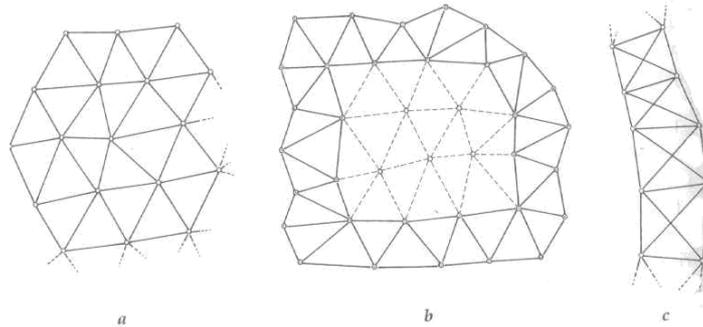


Figura 2.7

Numa rede, a escala pode ser determinada pela medição de uma linha de base, todas as outras medições podem ser angulares. No entanto, erros de escala são acumulados ao longo da rede sendo melhor controlados pela medição de outras linhas de base. (Antes do advento da medição electrónica de distância a medição de distância era uma tarefa longa e difícil).

Finalmente a orientação da rede tem que ser determinada pela medição do azimute de um dos lados, por métodos astronómicos. À semelhança da escala devem ser determinados outros azimutes ao longo da rede de forma a corrigir/controlar a propagação de erros.

3.2.1.2. Medições de base e ângulos

Para clarificar como uma triangulação é conduzida, o objetivo é determinar as coordenadas dos pontos A, B, C, D, E e F (fig. 2.8); os pontos estão ligados de modo a formar uma sequência de triângulos. Em geral, o lado AC (na triangulação, normalmente designado por base) e todos os ângulos dos vários triângulos são medidos: $\alpha_1, \beta_1, \gamma_1$ do triângulo ABC; $\alpha_2, \beta_2, \gamma_2$ do triângulo ABD e assim por diante.

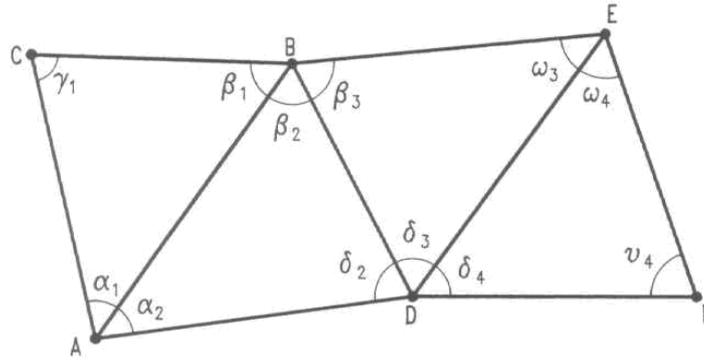


Figura 2.8

O comprimento da base da triangulação de primeira ordem é da ordem dos dez quilômetros, conseqüentemente, a medição dos ângulos requer um cuidado particular; é necessário o uso de teodolitos que permitam a leitura de um ou dois décimos de segundo sexagesimal com o propósito de obter, com reiterações adequadas, a medição das direções com um erro médio quadrático na ordem dos décimos de segundo.

Para obter medições com estas tolerâncias, deve ser dada particular atenção aos alvos, que devem ser conspícuos e de cor adequada. Podem ser usados alvos diurnos ou noturnos de luz brilhante; os diurnos produzidos por *heliostats* ou *heliotropes* e à noite por projetores. Ambos devem permitir remover erros de colimação necessitando para tal a presença de um operador no ponto a ser colimado.

Então, para cada triângulo onde foram medidos os três ângulos, é necessário verificar a precisão de cada medição, de forma a calcular o erro angular de fecho para cada triângulo, verificando se os resultados são inferiores à tolerância predefinida:

$$\varepsilon_{\alpha} = |\sum \alpha_i - 180^{\circ}| \leq t_{\alpha} \quad (2.5)$$

Onde o somatório $\sum \alpha_i$ é a soma das medições angulares a menos do excesso esférico. Podem ajustar-se os ângulos medidos através de um método rigoroso ou de um método empírico, adicionando ou subtraindo um terço do erro angular de fecho.

3.2.1.3. Cálculo e compensação

Logo que a verificação da tolerância esteja garantida, o primeiro triângulo ABC (fig. 2.8) pode ser resolvido, conhecendo uma base e os três ângulos calculam-se os outros lados geralmente através da aplicação da lei dos senos:

$$\overline{AB} = \overline{AC} \cdot \frac{\sin \gamma_1}{\sin \beta_1} \quad (2.6)$$

$$\overline{BC} = \overline{AC} \cdot \frac{\sin \alpha_1}{\sin \beta_1} \quad (2.7)$$

Tendo a sua base determinada, é agora possível resolver o segundo triângulo ABD através da aplicação da lei dos senos, e assim sucessivamente.

Caso exista mais do que uma base medida é necessário utilizar métodos rigorosos para compensação/ajustamento. O método de uso mais frequente é o das observações indiretas:

Observações super abundantes da rede permitem fazer o ajustamento pelo método dos mínimos quadrados.

Considerando por exemplo o triângulo ABD (fig. 2.9), os valores desconhecidos são obtidos através dos valores mais prováveis das coordenadas horizontais dos pontos A, B, D (listados como $X_A, X_B, X_D, Y_A, Y_B, Y_D$). Essas coordenadas são expressas por um valor inicial aproximado e pelas correções relativas a aplicar de modo a produzir, através do princípio dos mínimos quadrados, o valor final mais provável.

Uma vez as medições angulares compensadas ficam a faltar as seguintes operações:

- a) Formulação de uma equação para cada observação. Em particular, impomos a condição de que o ângulo (i.e. α_2) tem que ser igual à diferença entre os ângulos da direção medida na base AD e na base AB:

$$\alpha_2 = (AD) - (AB) \quad (2.8)$$

Donde:

$$\alpha_2 - (AD) + (AB) = 0 \quad (2.9)$$

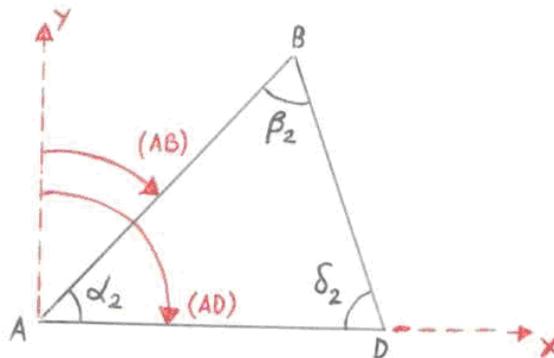


Figura 2.9

O sistema de equações assim gerado é um sistema impossível pois o número de equações (uma por cada observação) é maior do que o número de incógnitas.

As incógnitas estão contidas nas expressões dos ângulos calculados que podem ser expressos do seguinte modo:

$$(AD) = \arctg[(X_D - X_A)/(Y_D - Y_A)] \quad (2.10)$$

$$(AB) = \arctg[(X_B - X_A)/(Y_B - Y_A)] \quad (2.11)$$

Desenvolvendo a função arco tangente das duas variáveis X_i e Y_i ($f(X_i$ e $Y_i)$) em série de Taylor, para um ponto de coordenadas X_i^0 e Y_i^0 representando as coordenadas iniciais aproximadas dos pontos do triângulo, os incrementos x_i e y_i destes pontos constituem as correções a aplicar para calcular os valores finais do ajustamento (valor mais provável).

Para o presente objetivo, os termos da série de ordem superior a um são desprezados:

$$f[X_i, Y_i] = f[X_i^0, Y_i^0] + \left| \frac{\partial f[X_i, Y_i]}{\partial x} \right|_{(x^0, y^0)} x_i + \left| \frac{\partial f[X_i, Y_i]}{\partial y} \right|_{(x^0, y^0)} y_i \quad (2.12)$$

- b) Formulação de um sistema de equações, impondo a existência dos resíduos das observações (v_i) resultantes da presença dos inevitáveis de erros nas medições. A equação é do tipo:

$$\alpha_2 - (AD) + (AB) = v_i \quad (2.13)$$

Este sistema é algebricamente indeterminado uma vez que o número de equações é agora inferior ao número de incógnitas (inseridas as observações residuais).

- c) Formulação de um sistema de equações normais cujas incógnitas são as correções x_i e y_i da expressão (2.12) impondo a condição de que a soma dos quadrados dos resíduos v_i seja mínima. O sistema é algebricamente determinado, com o número de equações igual ao número de incógnitas; ele permitirá obter valores ajustados para as coordenadas horizontais dos pontos da triangulação.

3.2.2. Trilateração

3.2.2.1. Princípios e especificações

Este método é similar ao da triangulação, na medida em que as coordenadas de um número de pontos são calculadas pela sua ligação, numa cadeia de triângulos com lados comuns, mas onde a principal medição são as distâncias em vez dos ângulos.

Com o advento dos equipamentos de Medição Electrónica de Distância (EDM) e dos equipamentos de Medição Electro-Óptica de Distância (EODM), a trilateração tem aplicações vastas e pode substituir as triangulações. No entanto, os dois métodos coexistem levando à existência de redes mistas.

Enquanto que na triangulação o controlo pode ser conseguido pela medição dos três ângulos internos de cada triângulo (o controlo pode ser feito directamente pela soma dos três ângulos), o controlo na trilateração tem que ser feito examinando-se os triângulos adjacentes depois do cálculo dos ângulos a partir dos lados medidos.

Como nas triangulações, para as redes de primeira ordem, é sempre necessário obter um ponto origem e um azimute através de técnicas astronómicas para controlo da orientação.

3.2.2.2. Medição de ângulos e distâncias

Em comparação com a triangulação, que pode ser levada a cabo por um único operador e sem requisitos para os pontos visados exceto quando os alvos são helioscópios ou outro tipo de arranjos luminosos, a trilateração requer sempre a colocação de alvos com prismas ou outro tipo de refletores nos pontos a visar. Esta desvantagem é compensada pela vantagem de ser possível operar mediante condições de visibilidade inferior, o que permite maior flexibilidade ao planeamento e reduz o tempo de trabalho.

3.2.2.3. Cálculo e compensação

Utilizando o método das observações indiretas, o cálculo da compensação segue o mesmo procedimento do das triangulações. São constituídas as equações de condição de lado, relacionando pelo teorema de Pitágoras os lados medidos com as coordenadas dos pontos dos extremos desses lados.

Considerando o triângulo da fig. 2.9, a equação relativa ao lado medido AD ficará:

$$(X_D - X_A)^2 + (Y_D - Y_A)^2 - \overline{AD}^2 = 0 \quad (2.14)$$

Como na triangulação, (2.14) é desenvolvida em série de Taylor, em torno de um valor aproximado das coordenadas dos pontos A e D ($X_D^0, X_A^0, Y_D^0, Y_A^0$), e considerando somente os termos de primeiro grau, é construída a seguinte expressão:

$$(X_D^0 - X_A^0)^2 + 2(X_D^0 - X_A^0)(X_D - X_A) + (Y_D^0 - Y_A^0)^2 + 2(Y_D^0 - Y_A^0)(Y_D - Y_A) - \overline{AD}^2 = 0 \quad (2.15)$$

Onde os incrementos ($X_D - X_A$) e ($Y_D - Y_A$) representam as correções a aplicar aos valores iniciais das coordenadas, no sentido de obter os valores finais do ajustamento.

A introdução de observações residuais e a aplicação do princípio dos mínimos quadrados permite a construção de um sistema de equações normais algebricamente determinado para as incógnitas x_i e y_i .

3.3. Método misto

A combinação de medições angulares, triangulação, de distâncias, e trilateração requer cuidado devido aos diferentes pesos dos dois métodos de medição. O peso de cada observação é inversamente proporcional à variância (μ) dessa observação.

Assim, assumindo para as observações angulares um erro médio quadrático de $\pm 1''$ (equivalente a $4,9 \cdot 10^{-6}$ radianos) e para as distâncias um erro médio relativo de 10^{-5} m, o cálculo dos pesos:

$$P_\alpha \approx (10^{-6})^2 \approx 10^{-12} \quad (2.16)$$

$$P_d \approx (10^{-5})^2 \approx 10^{-10} \quad (2.17)$$

As medições angulares têm um peso 25 vezes inferior ao das distâncias.

Então, por exemplo, para combinar equações de observação onde os resíduos têm a mesma precisão das medições nelas presentes, resultantes de medições de distâncias e de ângulos, requer que os termos das equações angulares sejam multiplicados por 100.

3.3.1. Poligonais (Irradiação – ângulo e distância/ Transporte de coordenadas)

3.3.1.1. Princípios e especificações

Este tipo de levantamento é muito frequente em topografia quando se pretendem levantamentos mais específicos em grandes áreas ou quando as visadas estão obstruídas. São determinadas as coordenadas de vários pontos ligados de modo a formarem uma poligonal. Com exceção do primeiro e último ponto, as estações têm que estar acessíveis e geralmente cada estação é visível a partir da anterior e posterior, marcadas para medição de ângulos e distâncias.

Conforme o primeiro e último ponto sejam coincidentes ou não, a poligonal pode ser fechada ou aberta. Conforme as coordenadas de alguns pontos forem conhecidas ou não, pode ser orientada ou não orientada.

Nos modelos topográficos antigos, a triangulação era a única técnica disponível para criar uma rede de pontos numa grande área. As poligonais eram reservadas à ligação de pontos de mais baixa ordem num levantamento detalhado. Se a área era muito pequena, era levantada uma pequena rede para uma poligonal fechada, mas se a área era muito grande e a carta fosse de grande escala com as estações conhecidas mais próximas, a poligonal era ligada aos pontos da triangulação e era considerada aberta. Hoje em dia os EDM e os EODM permitem o levantamento de poligonais com muitos quilómetros e o planeamento de poligonais mais precisas, que podem ser ligadas diretamente aos pontos da rede primária nacional (rede de primeira ordem) substituindo completamente as triangulações de ordem inferior.

Um dos problemas é a propagação dos erros conforme se avança na poligonal. Este erro é a soma algébrica dos erros gerados nas medições dos ângulos e distâncias em cada marca.

3.3.1.2. Medições de base e ângulo

Relacionando as observações onde existe pelo menos uma distância, a poligonal pode ser:

- a) Poligonal aberta não orientada (*Iso-determined*): o número de observações é igual ao número de incógnitas (coordenadas das estações). Se existirem “n” marcas (pontos), o número de observações necessárias é dado por $(2n-3)$;
- b) Poligonal aberta orientada (*Over-determined*): observações redundantes em comparação com as necessárias, pelo que pode ser feito um controlo dos erros de observação, para os compensar, e pode-se obter uma avaliação da precisão dos resultados finais. Ainda, sendo o número de observações redundantes, o número de graus de liberdade pode ir até 3. Para ajustamento das poligonais são aplicados métodos empíricos em vez dos rigorosos.

3.3.1.3. Cálculo e compensação

É considerado que os ângulos horizontais associados aos vértices (estações) de uma poligonal são os obtidos pela rotação no sentido dos ponteiros do relógio a partir da direção anterior (para trás) para a direção seguinte (para a frente). O cálculo dos ângulos nos vértices de uma poligonal é, por conseguinte rigoroso. Conhecendo os ângulos de uma direção é possível calcular a diferença entre o ângulo para a frente e o para trás. Se a diferença for negativa é necessário adicionar 360° .

Esta é designada por “regra de transporte”; a direção num ponto A_i é dada pela soma da direção no ponto precedente A_{i-1} e o ângulo para o ponto A_i , ângulo medido entre os dois lados. Se necessário é adicionado ou subtraído 360° ao resultado para termos uma direção entre os 0° e os 360° .

3.3.2. Poligonais abertas não orientadas (*Iso-determined*)

Tendo por referência a fig. 2.10, os cálculos a efetuar são os que se descrevem:

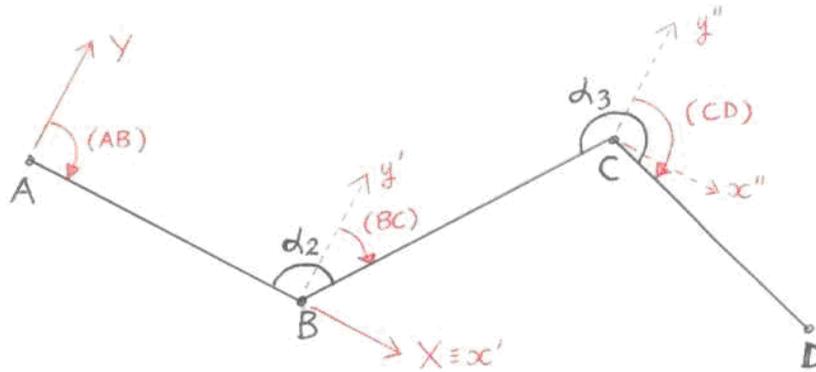


Figura 2.10

- a) Cálculo, pela “regra do transporte”, dos ângulos das direções dos lados, não esquecendo que o ângulo da direção de partida (AB) é obtido pelo estabelecimento do sistema de referência local (com a direção do eixo dos x sobre o lado AB e o eixo dos y ortogonal a x). Por exemplo, o ângulo da direção BC é dado por:

$$(BC) = (AB) + \alpha_2 \pm 180^\circ \quad (2.18)$$

- b) Cálculos da coordenadas de partida, sendo definido como sistema de referência parcial um sistema centrado no ponto precedente ao observado, cujos eixos são paralelo aos descritos anteriormente (indicados na figura por x' , y' , x'' , y''). Por exemplo, as coordenadas de C a partir de B são dados por:

$$x_{C(B)} = \overline{BC} \cdot \sin(BC) \quad (2.19)$$

$$y_{C(B)} = \overline{BC} \cdot \cos(BC) \quad (2.20)$$

- c) Cálculo das coordenadas finais relativas ao sistema de referência local estabelecido inicialmente em A, cujas coordenadas são $X_A=0$ e $Y_A=0$. As coordenadas finais do ponto B são dadas por:

$$\begin{aligned} X_B &= X_A + x_{B(A)} \\ Y_B &= Y_A + y_{B(A)} \end{aligned} \quad (2.21)$$

E assim sucessivamente para todos os pontos.

Note-se que, se o número de observações (ângulos α_A , α_B e distâncias AB, BC, CD) for igual ao número de incógnitas (coordenadas finais X_A , Y_A , X_B , Y_B , X_C , Y_C) não é possível efetuar ajustamento nem aferir a precisão dos resultados.

3.3.3. Poligonais abertas orientadas (*Over-determined*)

Considere-se o esquema da fig. 2.11. Conhecem-se as coordenadas da primeira e última estação (vértice) da poligonal, A e D, relativas a um sistema de referência externo (por exemplo um Sistema geo-cartográfico nacional) e as coordenadas, relativas ao mesmo sistema, de dois pontos P e Q exteriores à poligonal, utilizados para uma determinação super abundante. As observações

(ângulos α_A , α_B , α_C , α_D e distâncias AB, BC, CD) estão mais relacionadas com as incógnitas representadas pelo sistema de coordenadas dos pontos intermédios (X_B , Y_B , X_C , Y_C). Para cada observação adicional é construída uma equação de observação.

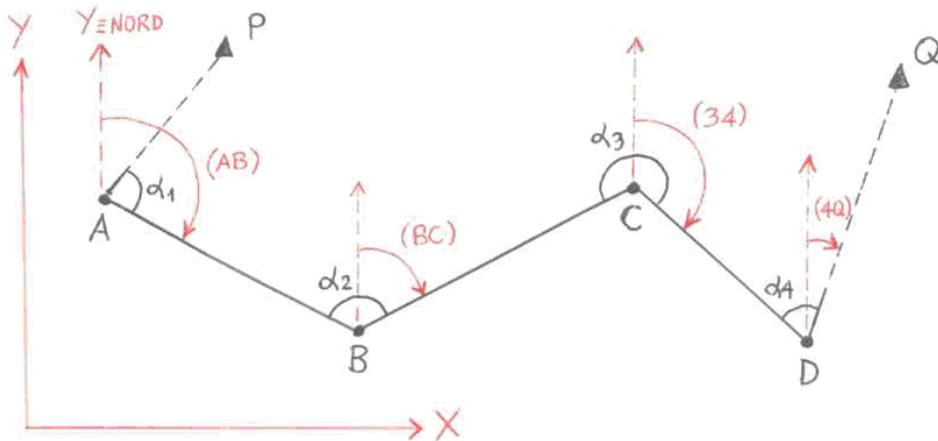


Figura 2.11

Os cálculos a efetuar são os seguintes:

- a) Cálculo pela “regra de transporte”, dos ângulos não compensados das direções, muitas vezes conhecidos por azimutes, a partir do primeiro ângulo da direção (PA) já compensado e calculado:

$$(PA) = \arctg\left[\frac{(X_A - X_P)}{(Y_A - Y_P)}\right] \quad (2.22)$$

Por exemplo, a compensação angular da direção do lado DQ (igual a (DQ)') é dada por:

$$(DQ)' = (CD) + \alpha_D \pm 180^\circ \quad (2.23)$$

- b) Formulação da primeira equação do ajustamento e cálculo do ângulo final ajustado, da direção DQ:

$$(DQ) = \arctg\left[\frac{(X_Q - X_D)}{(Y_Q - Y_D)}\right] \quad (2.24)$$

A condição a impor a este ponto é a igualdade entre o valor compensado, calculado dado por (2.24), e o não compensado dado por (2.23). A equação é dada por:

$$(DQ)' - (DQ) = 0 \quad (2.25)$$

Atendendo à inevitável presença de erros de observação na medição dos ângulos α_A , α_B , α_C , α_D presentes no cálculo de (DQ)', (2.25) nunca se verificará devido à presença de resíduos designados por “erros angulares de fecho” e representados por $\Delta\alpha$. Então a equação (2.25) vem:

$$(DQ)' - (DQ) = \Delta\alpha \quad (2.26)$$

Não esquecendo que $\Delta\alpha$ tem que ser inferior à tolerância angular estabelecida para o trabalho.

c) Cálculo da compensação angular das direções:

$$\begin{aligned}(AB) &= (AB)' - u\alpha \\(BC) &= (BC)' - 2u\alpha \\(CD) &= (CD)' - 3u\alpha \\(DQ) &= (DQ)' - 4u\alpha\end{aligned}\tag{2.27}$$

Onde u representa o “valor unitário de fecho”, é igual ao quociente entre o “erro angular de fecho” e o número de ângulos não compensados.

d) Cálculo das coordenadas parciais não ajustadas, relativamente aos sistemas de referência centrados nos pontos cujos eixos são paralelos ao sistema de referência estabelecido inicialmente. Por exemplo, as coordenadas não compensadas de B relativas a A são:

$$\begin{aligned}x_{B(A)} &= \overline{AB}' \sin(AB) \\y_{B(A)} &= \overline{AB}' \cos(AB)\end{aligned}\tag{2.28}$$

e) Formulação da segunda e terceira equações impondo a condição de que a soma de todas as coordenadas parciais é igual à diferença entre as coordenadas do último e do primeiro ponto.

$$\begin{aligned}\sum x' - (X_D - X_A) &= 0 \\ \sum y' - (Y_D - Y_A) &= 0\end{aligned}\tag{2.29}$$

Do mesmo modo para os ângulos, as equações não se verificarão pois os resíduos, designados por “erro de fecho linear nas abcissas” e “erro de fecho linear nas ordenadas” serão:

$$\begin{aligned}\Delta x &= \sum x' - (X_D - X_A) \\ \Delta y &= \sum y' - (Y_D - Y_A)\end{aligned}\tag{2.30}$$

Definindo ΔL por:

$$\Delta L = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2}\tag{2.31}$$

Δx e Δy são tais que ΔL não seja superior à tolerância linear estabelecida.

f) Cálculo das coordenadas parciais compensadas:

$$\begin{aligned}X_{2(1)} &= X'_{2(1)} - u_x & Y_{2(1)} &= Y'_{2(1)} - u_y \\ X_{3(2)} &= X'_{3(2)} - u_x & Y_{3(2)} &= Y'_{3(2)} - u_y \\ X_{4(3)} &= X'_{4(3)} - u_x & Y_{4(3)} &= Y'_{4(3)} - u_y\end{aligned}\tag{2.32}$$

Onde u_x e u_y representam os valores do “erro linear unitário de fecho” e é igual à relação entre o “erro linear de fecho” relativo às abcissas e ordenadas e o número de coordenadas parciais não compensadas.

- g) Cálculo das coordenadas dos pontos intermédios (B e C) desconhecidos, a partir do ponto A de partida, de coordenadas conhecidas, adicionando o valor das coordenadas parciais.

$$\begin{aligned} X_B &= X_A + X_{B(A)} & Y_B &= Y_A + Y_{B(A)} \\ X_C &= X_B + X_{C(B)} & Y_C &= Y_B + Y_{C(B)} \end{aligned} \quad (2.33)$$

3.3.4. Poligonais fechadas não orientadas

Considere-se o esquema da fig. 2.12. Conhecem-se as coordenadas da estação A que constitui a origem do sistema de referência cartesiano cujo eixo dos x está estabelecido na direção do primeiro lado AB observado. Os 10 elementos observados foram todos os ângulos internos e todos os lados do polígono enquanto que as 7 incógnitas foram calculadas com redundância no máximo de ordem 3.

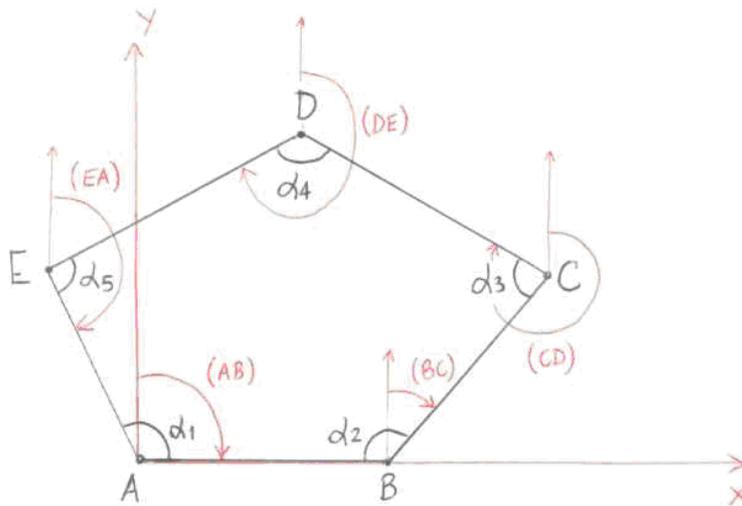


Figura 2.12

Os cálculos seguem as seguintes fases:

- a) Controlo e compensação angular, impondo que a soma dos ângulos observados não compensados é igual à soma dos ângulos internos do polígono com “n” lados $((n-2)180^\circ)$. Devido aos erros de observação os resíduos são:

$$\Delta\alpha = \sum \alpha' - (n - 2)180^\circ \quad (2.34)$$

De modo que o resultado seja inferior à tolerância fixada. O “erro unitário de fecho” (igual quociente entre o “erro angular de fecho” e o número de ângulos observados) tem que ser uniformemente distribuído por todos os ângulos observados.

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha'_1 - u\alpha \\ \alpha_2 &= \alpha'_2 - u\alpha \end{aligned} \quad (2.35)$$

E assim sucessivamente. Temos então os ângulos compensados.

- b) Cálculo dos ângulos das direções (relativamente à direção do eixo dos y do sistema de eixos local) usando a “regra do transporte”.
- c) Cálculo das coordenadas parciais não compensadas com (2.19) e (2.20).
- d) Controlo e compensação dos lados, impondo que a soma das abcissas parciais é zero (o mesmo para as ordenadas). Tendo em conta no cálculo das coordenadas parciais não ajustadas que aquela condição não se verifica, temos os resíduos Δx e Δy (erros de fecho de lado). Definindo a quantidade ΔL por:

$$\Delta L = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad (2.36)$$

Δx e Δy devem ser tais que ΔL seja inferior à tolerância linear estabelecida. O “erro unitário de fecho” u_x a ser distribuído pelas abcissas parciais não compensadas; é igual ao quociente “erro de fecho de lado” das abcissas e o número de coordenadas a calcular enquanto que o erro unitário u_y relativo às ordenadas deve ser calculado pela divisão pelo número de coordenadas a calcular menos 1. Isto porque as coordenadas do ponto B relativamente à origem em A ($Y_{B(A)}$), não são ajustadas (fixas em 0 pela escolha dos eixos), de modo a que a orientação do sistema de eixos não seja alterada. É então possível continuar a compensação das coordenadas parciais pela subtração de u_x e u_y aos valores das abcissas e ordenadas não compensadas, como detalhado em (2.32), à exceção de $Y_{B(A)}$ de valor como estabelecido inicialmente.

- e) Cálculo das coordenadas com (2.21).

3.4. Método fotogramétrico (ver também o capítulo 6)

A fotogrametria é uma técnica de levantamento topográfico do terreno ou de objetos através do uso de fotografias tiradas de diferentes pontos de vista.

A fotogrametria convencional é geralmente dividida em duas categorias:

- a) Fotogrametria terrestre, onde as fotografias são tiradas a partir de pontos no terreno;
- b) Fotogrametria aérea, onde as fotografias são tiradas a partir de um avião.

Esta distinção só abrange os métodos e procedimento utilizados na obtenção das imagens, não estando incluídos os procedimentos de restituição.

Para assegurar a restituição do objeto fotografado é necessário ter pelo menos duas imagens do ponto de interesse, tirado de duas posições diferentes. Se a posição das câmaras for conhecida, as coordenadas espaciais dos pontos de interesse na fotografia podem ser calculadas a partir de duas linhas retas que intersectam as imagens com os centros ópticos relativos. Este é o princípio fundamental da fotogrametria e é comum a todas as técnicas de levantamento fotogramétrico.

Durante o levantamento fotogramétrico existem três quantidades ligadas de diferente modo a vários pontos do levantamento. São elas:

- a) As coordenadas tridimensionais (X, Y, Z) dos objetos fotografados;
- b) As coordenadas horizontais (x, y) no plano do filme, das imagens dos objetos fotografados;

- c) Os parâmetros de orientação, requeridos no estabelecimento da posição da câmara quando fotografou.

No momento da exposição são registados dois conjuntos de quantidades, apesar de não serem conhecidos no momento: coordenadas dos objetos fotografados e os parâmetros de orientação, i.e. a posição e as características ópticas da câmara. Os parâmetros de orientação podem ser calculados a partir do conhecimento das coordenadas espaciais reais e das coordenadas horizontais no filme de alguns pontos conhecidos. Finalmente, na fase da restituição, com os parâmetros de orientação calculados, é possível determinar as coordenadas de todos os pontos observados usando as coordenadas horizontais do fotograma.

Uma das mais importantes aplicações da fotogrametria é a produção cartográfica com escalas de representação entre 1:500 e 1:50 000.

3.4.1. Aerofotogrametria (fotogrametria aérea)

A maioria das cartas é construída por aerofotogrametria. Devido a esta técnica é possível gerar cartas topográficas de grandes áreas em períodos de tempo relativamente curtos, em contraste com o tempo, muitos anos, requerido pelas técnicas tradicionais.

As fotografias aéreas podem ser produzidas de diversas formas, dependendo do tipo de carta a construir e do tipo de câmara a utilizar. Em fotogrametria aérea são geralmente utilizadas câmaras com fotografias nadir (também designado por ponto nadir ou *plumb*) ou seja com o eixo óptico coincidente com o eixo vertical. Isto tem a vantagem de fornecer fotogramas com escala constante caso o terreno for plano bem como permitir a observação estereoscópica.

Mesmo se devidamente ampliados, os fotogramas aéreos podem ser usados como mapas do território fotografado. A fotografia aérea é uma perspectiva central enquanto os mapas são construídos numa projeção ortogonal do terreno, numa superfície de referência. Devido a esta diferença, o segmento vertical que será representado por um ponto no mapa, é representado por um segmento na fotografia.

Outra diferença entre a fotografia e a representação cartográfica deve-se ao fato de no fotograma o fator de escala ser definível somente nos casos em que o objeto é perfeitamente horizontal e o eixo da câmara estritamente vertical. Se na área observada existir diferenças de altitude, a escala do fotograma varia de ponto para ponto só sendo possível definir uma escala média; a escolha de uma escala média determinará a altitude do voo.

Para garantir os princípios fundamentais da fotogrametria, cada ponto da área a levantar tem que ser tirado em fotos separadas, assim dois fotogramas adjacentes têm que sobrepor em 50% do seu comprimento. Para evitar o risco de algumas áreas não terem aquela sobreposição devido a variações na velocidade do avião, é adotada uma sobreposição de 60% a 70%. A sequência de fotogramas na direção longitudinal é designada por fiada (*continuous-strip*). Geralmente é necessário obter várias fiadas que são colocadas transversalmente umas sobre as outras de modo a obter uma sobreposição entre fotogramas de 15% a 30% da sua largura de modo a compensar a inevitável deriva do avião.

3.4.1.1. Restituição fotogramétrica

Depois do levantamento estar completo, os dois fotogramas resultantes representam, a partir de dois pontos diferentes, a projeção perspectiva do objeto. Os pares de fotogramas são usados na restituição dos objetos levantados através de equipamentos complexos (*stereoscopic plotting*) ou de estereoscópios simples, que permitem a observação simultânea dos objetos pelas suas binoculares ópticas, permitindo que cada olho veja somente uma fotografia.

Com a fotogrametria estereoscópica o levantamento não é feito num plano, como nos métodos tradicionais que obtêm medições da realidade, mas de modelos estereoscópicos, observáveis

através de pares de fotografias, que a reconstroem dimensionalmente numa escala apropriada. Nos métodos tradicionais são levantados um número limitado de pontos, enquanto em fotogrametria o objeto é levantado na sua totalidade e as coordenadas dos pontos de interesse podem ser determinadas.

3.4.1.2. Restituição analógica

Neste tipo de restituição o modelo de terreno é construído por meios óptico mecânicos, pelo observador que desenha no papel.

Para prosseguir com a restituição é necessário conhecer com grande precisão, os parâmetros de orientação interna:

- a) Distância focal calibrada das lentes da objetiva da câmara;
- b) As coordenadas no fotograma, do Ponto Principal calibrado que representa a marca da perpendicular do centro de perspectiva interno ao plano da fotografia (ponto nodal da objetiva). Estas coordenadas são calculadas no sistema de referência interno do fotograma, definido pela intersecção dos pares de marcas gravadas nos pontos médios dos lados do fotograma.

O procedimento para a restituição analógica consiste na reconstrução das circunstâncias de exposição dos dois fotogramas com uma geometria similar entre as duas configurações. Os fotogramas são colocados nos dois projetores que devem ser colocados de tal modo que apresentem uma orientação interna igual à da câmara aérea na fiada. Então os parâmetros da orientação externa têm que ser determinados, de modo a permitir o posicionamento espacial do par de fotogramas ... e o modelo de terreno ou o objeto fotografado poder ser recreado. A orientação externa é dividida em:

- a) Relativa: define a posição do segundo fotograma em relação ao primeiro. São necessários seis parâmetros, i.e. as três coordenadas relativas do segundo ponto nodal em relação às do primeiro e das rotações. O cálculo destes parâmetros produz seis pares de pontos homólogos enquanto é manualmente eliminada a paralaxe transversal de cada um deles. O modelo estereoscópico é definido, donde nenhuma informação métrica pode ser retirada pois a orientação absoluta e a escala não são conhecidas;
- b) Absoluta: define a posição espacial do primeiro fotograma referida a um sistema fixo à terra através de pontos conhecidos. Outros seis parâmetros são necessários pois um corpo no espaço tem seis graus de liberdade. Geralmente estes seis parâmetros são as coordenadas espaciais x_v , y_v , z_v do ponto nodal e os três ângulos de rotação φ_x φ_y τ em torno dos eixos cartesianos que passam pelo ponto principal (fig. 2.13).

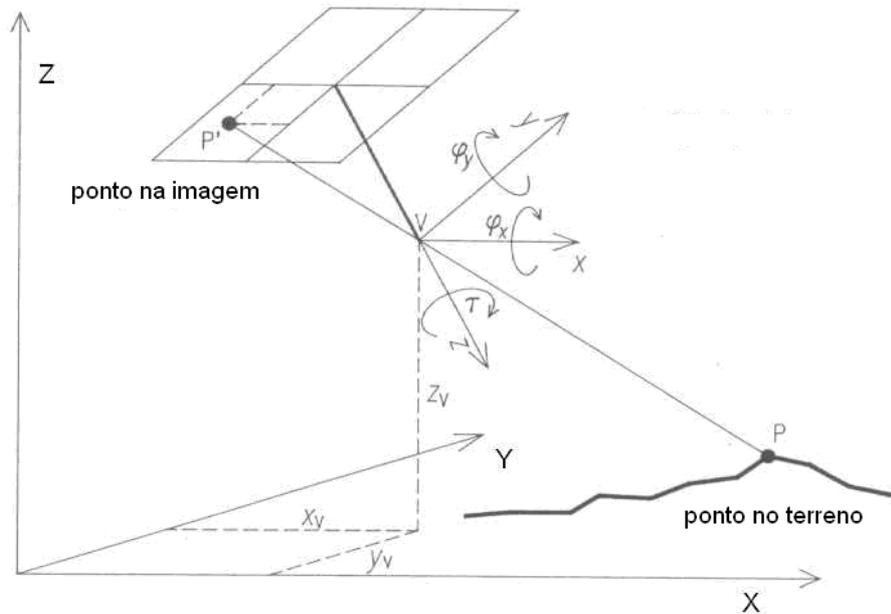


Figura 2.13 “Determinação dos doze parâmetros para a restituição analógica”.

A determinação dos doze parâmetros da orientação externa permite o regresso à posição espacial dos dois fotogramas durante a exposição.

Normalmente, o número mínimo de pontos de controlo no terreno é cinco, dos quais quatro (conhecidas as três coordenadas) estão distribuídos nos limites do modelo e o quinto posicionado perto do centro do modelo para o controlo vertical e do qual só é conhecida a altitude. Deste modo existirão resíduos nas observações, designados por resíduos de orientação que permitem verificar a precisão do modelo fotogramétrico.

As diferenças nos pontos de controlo, entre os valores das coordenadas terreno e as coordenadas do modelo não devem ser superiores a determinados limites

3.4.1.3. Restituição analítica

Técnicas de restituição fotogramétrica numérica têm sido desenvolvidas com o progresso do cálculo numérico automático; estes métodos fazem uso do poder computacional dos modernos computadores para proceder à compilação fotogramétrica.

3.4.1.4. Fotogrametria digital

A fotogrametria tradicional, isto é a estereoscópica ou estéreo – fotogrametria, pode se efetuada por métodos analógicos ou analíticos. Na fotogrametria analógica a restituição é feita através de sistemas ópticos. Na fotogrametria analítica as coordenadas dos pontos observados são determinadas matematicamente.

A fotogrametria digital não recorre somente aos cálculos eletrónicos na fase final, como na restituição analítica, mas também ao tratamento das imagens que são gravadas em formato digital. As fotografias tradicionais também podem ser utilizadas, modificando-as inicialmente com equipamentos que as transformam em sinais digitais como é o caso do digitalizador.

A adoção das imagens digitais permite a automatização de muitas operações, que devem ser executadas na fotogrametria analítica por um operador como é o caso das orientações interna e externa.

3.4.1.5. Aerotriangulação (Triangulação aérea)

Ao longo de um levantamento fotogramétrico, a determinação das coordenadas terreno dos pontos de controlo é geralmente a fase que requer mais tempo, pelo menos 5 pontos por modelo, ou seja por cada par. De forma a reduzir o número, as coordenadas de alguns desses pontos podem ser obtidas por métodos fotogramétricos através da triangulação aérea.

A determinação das coordenadas dos pontos de controlo por triangulação aérea pode ser feita com o método dos modelos independentes. Este consiste em construir a orientação relativa de cada modelo independentemente uns dos outros; os modelos são ligados através de alguns pontos, conhecidos por pontos de ligação, que são comuns a dois modelos (os pontos comuns aos três fotogramas que os produziram) e que estão localizados nas margens dos modelos. No fim é produzido um único bloco de modelos de tamanho igual ao dos modelos ligados. Teoricamente só existirão cinco pontos de controlo para o primeiro modelo; na prática existem pontos de controlo distribuídos ao longo do perímetro do bloco de modelos e alguns pontos altimétricos no seu interior.

No entanto, esta técnica tem sido substituída pelo uso do sistema de posicionamento por satélite GPS que permite a determinação direta das coordenadas terreno dos pontos de controlo, oferecendo simultaneamente a possibilidade de instalação de um receptor GPS no avião.

As coordenadas dos pontos levantados pelo receptor GPS durante a exposição, usando técnicas diferenciais com um receptor de referência fixo no terreno, podem ser usados durante a triangulação aérea como informação adicional, adotando o método dos modelos independentes.

3.5. Intervisibilidade das estações geodésicas

Durante o reconhecimento deve ser SEMPRE verificada a intervisibilidade entre dois pontos no terreno. No entanto, muitas das linhas propostas podem ser verificadas na fase de gabinete através do desenho de perfis a partir de um mapa. Deve ser permitida uma desobstrução de pelo menos 5 m, preferencialmente 10 m às visadas, tendo-se particular cuidado onde os edifícios aparecem junto ao fim das linhas.

Quando se investiga a intervisibilidade, para linhas longas, é necessário ter em conta a curvatura terrestre. Deve ser aplicada a fórmula expressa no parágrafo 3.5.3.

Na fig. 2.14, as estações “A” e “B” de altitudes “ H_A ” e “ H_B ” estão separadas por uma distância “ D ”. A linha de vista “AB” é tangente à esfera concêntrica da Terra a uma altitude “ y ” e a uma distância “ x ” de “A”. O problema consiste em determinar a que altitude “ h ” uma elevação de terreno a distancia “ d_A ” de “A” obstrui a linha de vista.

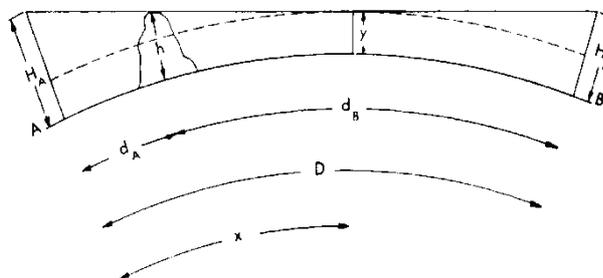


Figura 2.14 “Intervisibilidade entre estações geodésicas”

A altitude de um objeto a uma distância “ s ”, que aparece no horizonte de um observador, é:

Ks^2 , onde $K = \frac{\frac{1}{2} - k}{r}$ e k é o coeficiente de refração e r é o raio da Terra

Então,

$$H_A - y = Kx^2$$

$$H_B - y = K(D - x)^2$$

Onde

$$x = \frac{D}{2} - \left(\frac{H_B - H_A}{2KD} \right) \quad \text{e} \quad y = H_A - Kx^2 \quad (2.37)$$

$$h = y + K(d_A - x)^2$$

$$\text{Então} \quad h = \frac{d_A H_B}{D} + \frac{d_B H_A}{D} - K d_A d_B \quad (2.38)$$

Usando este formulário, os problemas de intervisibilidade podem ser resolvidos. Deve ter-se atenção na correta utilização das unidades de medida.

Quando as altitudes estão em metros e as distâncias em quilômetros, $K=0.0675$.

Demonstração da fórmula 2.38:

$$\begin{aligned} h &= y + K(d_A - x)^2 & (2.39) \\ &= H_A - Kx^2 + Kd_A^2 - 2Kd_A x + Kx^2 \\ &= H_A + Kd_A^2 - 2Kd_A \frac{D}{2} + \frac{2Kd_A H_B}{2KD} - \frac{2Kd_A H_A}{2KD} \\ &= H_A + Kd_A^2 - (Kd_A d_A + Kd_A d_B) + \frac{d_A H_B - d_A H_A}{D} \\ &= \left(\frac{d_A H_A + d_B H_A}{D} \right) + \left(\frac{d_A H_B - d_A H_A}{D} \right) - Kd_A d_B \\ &= \frac{d_B H_A}{D} + \frac{d_A H_B}{D} - Kd_A d_B & (2.40) \end{aligned}$$

4. MÉTODOS DE CONTROLO VERTICAL

4.1. Nivelamento Geométrico

4.1.1. Princípios e especificações

Os nivelamentos são operações que permitem a medição da diferença de altitudes ortométricas (ou altitudes acima do Geóide, denominadas também de cotas) entre pontos ou a sua diferença de alturas.

O princípio do nivelamento geométrico consiste em considerar dois pontos (A e B) a uma distância curta, não mais de cerca de 100 metros (fig. 2.15), com duas estádias ou miras colocadas na vertical sobre eles e, no ponto M, equidistante de A e de B é colocado um instrumento (nível) que tenha um eixo de colimação horizontal, ou que seja (para pequenas alturas) paralelo ao plano tangente ao geóide, em M_0 . Duas séries de leituras são efetuadas nas miras, l_A e l_B .

A seguinte expressão pode ser imediatamente concluída a partir da figura, com a premissa de que o geóide coincide, para a curta distância considerada, com a esfera local em M_0 :

$$Q_A + l_A = Q_B + l_B \quad (2.41)$$

de onde:

$$Q_B - Q_A = l_A - l_B \quad (2.42)$$

onde: Q_A = altitude ortométrica (cota) em A

Q_B = altitude ortométrica (cota) em B

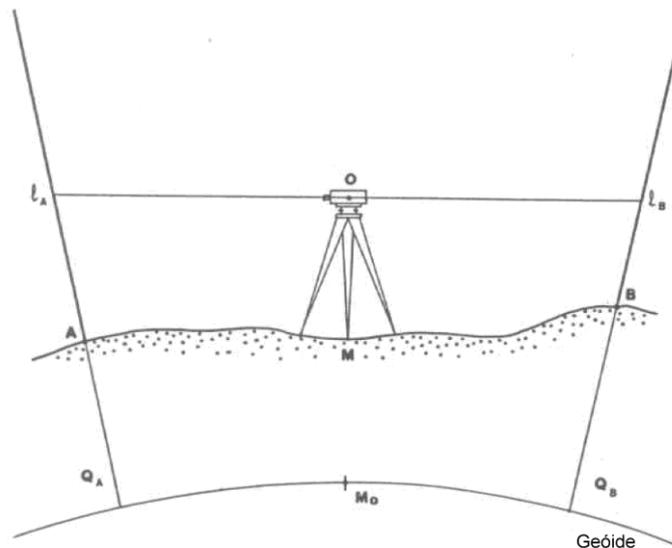


Figura 2.15 "Nivelamento geométrico"

Uma vez que a distância entre os dois pontos é escolhida de forma a que se possa desprezar a influência da curvatura da terra, o nível pode ser, teoricamente, colocado em qualquer posição entre A e B, para diminuir a influência da refração atmosférica.

Quando o objetivo é calcular uma diferença de cotas entre pontos a uma distância tal que não é possível efetuar uma ligação direta entre eles, é necessário realizar um nivelamento composto. A distância entre o ponto inicial A e o ponto final B do percurso do nivelamento é dividido num conjunto de troços para que o comprimento de cada não exceda 100 metros, sendo as miras colocadas nos pontos de divisão dos troços.

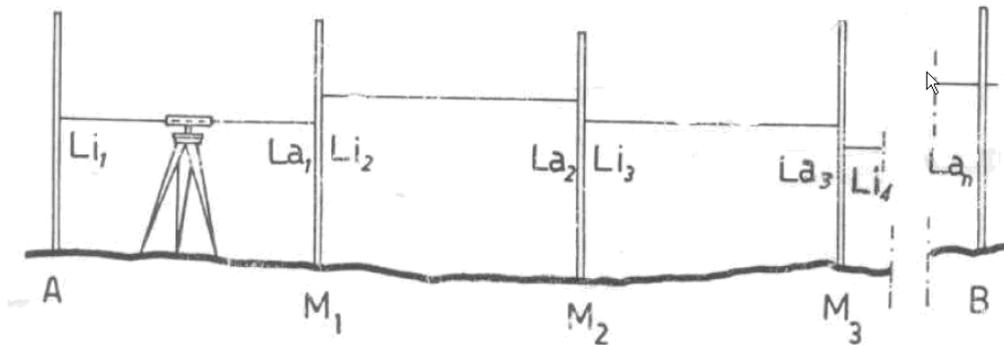


Figura 2.16 "Desníveis entre os vários pontos"

Partindo do ponto A, a diferença de cotas entre M_1 e A é determinada conforme foi detalhado anteriormente. De seguida o nível é transportado para um ponto entre M_1 e M_2 , e a diferença ($L_{i2} - L_{a2}$) é determinada entre estes pontos (depois de se ter rodado a mira em M_1 sobre si mesma e transportada a que estava em A para M_2); este processo é repetido até se chegar ao ponto final. A diferença de cotas entre A e B será dada por:

$$Q_B - Q_A = \sum_n (l_{in} - l_{an}) \quad (2.43)$$

4.1.2. Medições e controlo de qualidade

Um controlo efetivo das medições consiste em executar o nivelamento em ambos os sentidos (nivelamento e contra-nivelamento), mas retornando por um caminho diferente de comprimento comparável. A diferença dos valores obtidos para a diferença de cotas entre o ponto inicial e o ponto final tem que estar dentro de uma tolerância definida, dependendo da exatidão pretendida. O valor final a ser utilizado deve ser a média dos valores obtidos nos dois percursos.

Durante a operação e antes de cada observação para as miras, é boa prática controlar o alinhamento do nível de bolha de ar do instrumento de nivelamento.

Alguns instrumentos de nivelamento estão equipados com um nível circular (nível universal ou nível de olho de boi) e os mais modernos estão equipados com um nível de autonivelamento.

4.1.3. Fontes de erro

Não considerando a possível inclinação da linha de visada, os erros acidentais de cada observação podem ser separados em duas componentes:

- Erro de colimação (ou da leitura das miras): proporcional à raiz quadrada da distância (de colimação);
- Erro de alinhamento (ou de leitura) dos níveis (nos níveis de auto-nivelamento é substituída pelo desalinhamento do compensador): proporcional à mesma distância.

Deve ser considerado o erro médio de todo o nivelamento, supondo que o erro médio de cada observação é constante e igual a σ . Uma vez que a diferença de cotas total é igual à soma das diferenças de cota parciais, o erro médio σ_t de todo o nivelamento é:

$$\sigma_i^2 = \sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 \dots \sigma_n^2 = n\sigma^2 \quad (2.44)$$

Logo:

$$\sigma_i = \sigma\sqrt{n} \quad (2.45)$$

4.1.4. Cálculos e compensação das observações

Tal como acontece com outras operações, os nivelamentos geométricos podem ser ajustados empiricamente ou através de métodos rigorosos, aplicando a teoria dos mínimos quadrados.

Um ajustamento elementar de um percurso de nivelamento consiste em assumir a média entre as medições realizadas em ambas as direções.

Um ajustamento empírico pode ser aplicado nos nivelamentos de baixa precisão, que são executados sem a repetição das medições (contra-nivelamento), mas que fecham na marca de nivelamento de partida (polígono fechado) ou que são realizados entre duas marcas de nivelamento de cota conhecida; neste caso, o erro de fecho é distribuído de forma empírica entre as diferenças de cotas.

Partindo do pressuposto de que o erro de fecho é proporcional à distância do percurso em que é efetuado o nivelamento, pode simplesmente dividir-se o erro de fecho pela distância total do nivelamento determinando-se assim um valor de erro por metro de nivelamento. Em seguida, cada ponto intermédio é corrigido usando o valor do erro de nivelamento por metro multiplicado pelo comprimento do percurso realizado até esse ponto.

O ajustamento é mais complicado quando as linhas de nivelamento constituem uma rede; neste caso, é necessário aplicar um ajustamento mais rigoroso, de preferência pelo método das observações indiretas. As incógnitas do problema, resolvidas por este método, são as correções a aplicar aos valores aproximados da cota de cada ponto da rede, que permitem obter os valores mais prováveis para o conjunto.

São construídas equações impondo a condição de que a diferença entre a cota medida e a obtida a partir do ajustamento da rede, tenda a ser nula.

Devido à presença inevitável de erros acidentais na determinação da diferença de cotas, estas equações normalmente não são satisfeitas, e no 2º termo são realçados os resíduos do ajustamento. As equações nesta forma são denominadas equações geradas.

Com distâncias diferentes entre os pontos da rede de nivelamento, é necessário atribuir pesos às observações. Os pesos devem ser iguais ao inverso da soma das distâncias.

Com o objetivo de reduzir as observações de diferentes precisões ao mesmo peso (importância), é necessário atribuir um fator de escala, multiplicando as respectivas equações pela raiz quadrada do peso. Isto vai resultar num conjunto de equações igual, em número, à quantidade de observações efetuadas. Para obter os valores mais prováveis das incógnitas do problema (neste caso as correções aos valores iniciais das cotas), é necessário reduzir a equações de observação a equações normais, utilizando o princípio dos mínimos quadrados.

A solução das equações normais dá-nos os valores únicos e matematicamente mais prováveis para corrigir as cotas provisórias.

O erro médio por unidade de peso (o quadrado desta expressão é a variância de referência), é igual a:

$$m_0 = \pm \sqrt{\sum_i p_i v_i^2} / (n - i) \quad (2.46)$$

onde:

p_i : pesos das observações (inversamente proporcionais à distância);

v_i : resíduos das observações;

n : número de equações geradas;

i : número de incógnitas.

É suficiente considerar como grau de confiança de quanto é que é assumido para peso unitário 1/1 km. Se os termos conhecidos, e os consequentes resíduos da compensação forem expressos em milímetros, m_0 representa o erro médio em milímetros por quilómetro, e é sob esta forma que a tolerância é normalmente expressa no nivelamento geométrico (lembrando que a tolerância ou o erro máximo admitido é considerada igual a três vezes o erro médio quadrático).

4.2. Nivelamento trigonométrico

4.2.1. Princípios e especificações

O nivelamento trigonométrico baseia-se na utilização de um teodolito para a medição de ângulos zenitais. Esta metodologia é utilizada para qualquer distância, desde alguns metros até mais de 10 km. É usada frequentemente para a determinação de cotas de pontos de uma triangulação. É também aplicada em outros casos, como por exemplo quando a distância entre os pontos, para os quais a diferença de cota é necessária, é conhecida.

Para distâncias inferiores a cerca de 400 metros, a utilização de uma superfície plana de referência implica erros negligenciáveis e resulta em cálculos simplificados com erros médios da ordem dos 5 cm.

O nivelamento neste caso é denominado trigonométrico topográfico e a diferença de cotas entre dois pontos A e B (Δ_{AB}) é dada por:

$$\Delta_{AB} = d \cdot \cotg \varphi_A + h - l \quad (2.47)$$

onde:

d : é a distância horizontal entre A e B (sobre a superfície plana de referência);

φ_A : é o ângulo zenital de A para B, medido com um teodolito;

h : é a altura do teodolito em relação ao solo;

l : é a altura do alvo, em B, em relação ao solo.

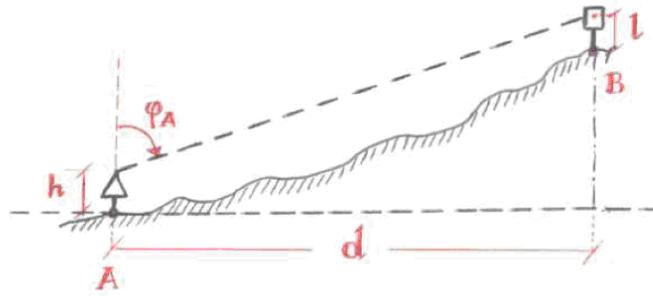


Figura 2.17 "Nivelamento trigonométrico"

A aproximação por uma superfície de referência plana não é aceitável para distâncias superiores a 400 metros. Nesse caso, três correções fundamentais devem ser aplicadas aos cálculos simplificados usados no nivelamento trigonométrico topográfico:

- a. Esfericidade (curvatura da terra);
- b. Refração;
- c. Altura.

Tendo em conta estes fatores, o procedimento para o cálculo da diferença de cota é denominado nivelamento trigonométrico. Uma vez que a distância entre os dois pontos, entre os quais a diferença de cota está a ser determinada, nunca é maior de 20 km e normalmente é menor, os cálculos podem ser realizado sobre a esfera local.

4.2.2. Correção de esfericidade

Esta correção tem em conta a curvatura da esfera local em relação ao plano adotado, com o pressuposto de que é desprezável a divergência entre as normais (ao plano e à esfera no ponto onde o alvo está posicionado) ao longo da qual a diferença de cota está a ser determinada.

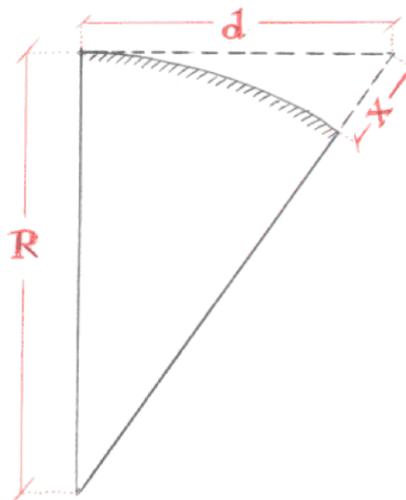


Figura 2.18 "Correção de esfericidade"

onde:

X: é a correção devido à esfericidade;

d: é a distância plana entre os dois pontos;

R: é o raio da esfera local adotada.

Aplicando o teorema de Pitágoras ao triângulo da figura 2.18:

$$d^2 + R^2 = (X + R)^2 \quad (2.48)$$

desenvolvendo e dividindo ambos os termos por $2R$ e considerando a relação $X^2/2R$ desprezável, a correção da esfericidade é dada por:

$$X = d^2/2R \quad (2.49)$$

4.2.3. Correção de refração

Esta correção deve ser aplicada para ter em conta a curvatura que os raios luminosos sofrem quando atravessam camadas da atmosfera de densidade diferente. Essa curvatura tende sempre a resultar numa curvatura “para baixo”.

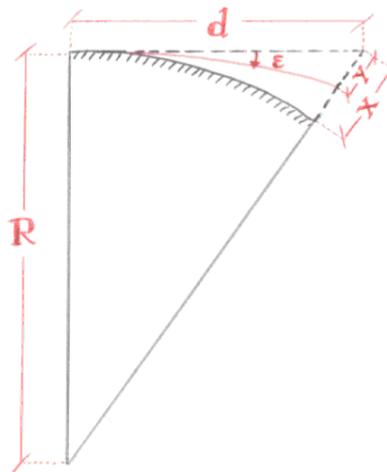


Figura 2.19 "Correção da refração"

onde:

X: é a correção de esfericidade;

Y: é a correção de refração;

R: é o raio da esfera local adotada;

ϵ : é o ângulo dependente do coeficiente de refração K ($\approx 0,14$) [$\epsilon = K d / 2R$]

Assumindo que Y e ϵ são pequenos, podemos considerar:

$$Y = d \epsilon \quad (2.50)$$

e, portanto, substituindo a expressão de ε na expressão (2.14), ver 3.2.2.3 do capítulo 2, podemos considerar que:

$$Y = Kd^2/2R \quad (2.51)$$

A combinação das correções de esfericidade e refração, identificada pela quantidade $(X-Y)$; pode ser calculada da forma seguinte:

$$(X-Y) = (1-K)d^2/2R \quad (2.52)$$

4.2.4. Correção de altura

A correção de altura deriva do fato de a distância medida não ser a distância horizontal, que é o valor que deve ser considerado em (2.47), ver o ponto 4.2.1 do Capítulo 2.

A relação entre a distância oblíqua (medida) “ d_{obl} ” e a distância horizontal “ d_{hor} ” é definida por:

$$d_{hor} = d_{obl} (1+Q_m/R) \quad (2.53)$$

onde Q_m representa a média aritmética das cotas dos dois pontos.

Em resumo, a fórmula a adotar para o nivelamento trigonométrico a partir de cada extremidade, tendo em conta as três correções descritas, é a seguinte:

$$\Delta_{AB} = d_{obl} \cdot (1+Q_m/R) \cdot \cotg \varphi_A + (1-K) \cdot d_2/2R + h - 1 \quad (2.54)$$

Ao adotar esta abordagem, o fator mais sensível é a previsão do coeficiente de refração K , especialmente para distâncias superiores a 10 km.

Para eliminar este fator pode ser usada a técnica de nivelamento trigonométrico com observações recíprocas simultâneas, onde duas equipas medem simultaneamente os dois ângulos zenitais e as distâncias oblíquas entre os dois pontos selecionados. São assim produzidas duas equações com duas incógnitas: Δ_{AB} e K . Desta forma, já não é necessário efetuar a previsão do coeficiente de refração K .

4.2.5. Fontes de erro

Uma vez que se podem considerar insignificantes os erros na medição de “ h ” e “ l ”, bem como a erro da altura média ao longo da distância (sempre menores que os erros dos nivelamentos trigonométricos para distâncias longas), para uma análise da precisão pode ser utilizada a fórmula simples:

$$\Delta_{AB} = d_{or} \cotg \varphi_A + (1-K) d_2/2R \quad (2.55)$$

a partir da teoria dos erros, o erro médio m_H (neste caso uma função não linear), da diferença de cota Δ_{AB} será:

$$m_H = \pm \sqrt{\left[\left(\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial d} \right)^2 \cdot m_d^2 + \left(\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial \varphi_A} \right)^2 \cdot m_{\varphi_A}^2 + \left(\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial K} \right)^2 \cdot m_K^2 \right]} \quad (2.56)$$

na qual m_d , e m_{φ_A} m_K são respectivamente a média dos erros da distância, do ângulo zenital e do coeficiente de refração. Diferenciando em ordem a d , φ_A e K , obtém-se:

$$\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial d} = \cot \varphi_A + (1-K) \times \frac{d}{R} \quad (\text{com o segundo termo desprezável})$$

$$\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial \varphi_A} = -\frac{d}{\sin^2 \varphi_A}$$

$$\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial K} = -\frac{d^2}{2R} \quad (2.57)$$

Analisando os três termos dentro da raiz em (2.56), pode-se dizer que:

- No primeiro termo, admitindo como erro médio da distância o valor de 1/50000 (2 cm por km), o erro na diferença de elevação vai depender de α , o ângulo de inclinação, ($\alpha=90^\circ-\varphi_A$). Com $\alpha=0^\circ$, o erro elimina-se por si. É, no entanto, sempre pequeno (isto é, para $\alpha=\pm 10^\circ$ e $d=5$ km, o erro será 1,6 cm).
- No segundo termo, atribuindo a α um valor médio de 10° , o erro vai depender do erro médio do ângulo zenital φ_A , e da distância d (para $m \cdot \alpha = \pm 10^\circ$ e $d=5$ km, o erro resultante é 12,1 cm).
- No terceiro termo, o erro é uma função do erro central de K e, neste caso, do quadrado da distância (isto é, para $m \cdot K = \pm 0,015$ e $d = 5$ km, o erro resultante é de 2,9 cm).

A partir desta análise, é evidente que a maior influência advém dos erros na medição dos ângulos zenitais. Assim, essas medições devem ser empreendidas com a luneta direta e invertida com o objetivo de compensar os erros da verticalidade do eixo do instrumento. Como regra, é preferível realizar as observações quando o coeficiente de refração K é mais estável, o que ocorre cerca do meio-dia, apesar de a estas horas, em virtude do calor do sol, as imagens aparecerem menos estáveis; este problema pode ser ultrapassado através da determinação da média de várias medições.

No entanto, para distâncias superiores a alguns quilômetros, a média dos erros nas diferenças de elevação pode ser considerada proporcional às próprias distâncias.

4.2.6. Cálculos e Compensação das observações

Na teoria dos erros, os pesos das observações a considerar no ajustamento são proporcionais ao inverso do quadrado da média dos erros destas observações. Sendo também proporcionais às distâncias, os pesos vêm assim inversamente proporcionais aos quadrados das distâncias. A compensação só deve ser aplicada em nivelamentos trigonométricos para distâncias médias e longas, sendo normalmente realizados quando se está a efetuar a expansão de redes trigonométricas. O nivelamento trigonométrico em distâncias curtas envolve levantamentos de pormenor e utiliza o princípio do nivelamento trigonométrico com métodos topográficos.

O processo de ajustamento é similar ao que se efetua no nivelamento geométrico, tendo como única diferença a atribuição dos pesos. Deve ser recordado que, dado que a fiabilidade do nivelamento trigonométrico para distâncias quilométricas é significativamente inferior à do nivelamento geométrico, é aceitável a realização de ajustamentos empíricos.

4.3. Altimetria com GPS (Método de Controlo Vertical com GNSS)

O GPS (que utiliza os métodos de posicionamento relativo) gera as componentes da linha de base entre os pontos do levantamento, a partir dos quais as coordenadas geocêntricas XYZ são obtidas no sistema de referência WGS84. As coordenadas geodésicas φ , λ e h (altura elipsoidal) são obtidas através de fórmulas de transformação.

No entanto, as altitudes ortométricas H estão relacionadas com a superfície do geóide e não com o elipsóide. Por isso, é importante conhecer a ondulação do geóide ou a sua variação nos pontos conhecidos. Apenas em áreas muito pequenas (<10 km) e para fins cartográficos, o geóide pode ser aproximado por um plano horizontal. No caso de grandes áreas, é necessário utilizar modelos globais do geóide (e.g. OSU91A, EGM96) (que estão disponíveis no software de processamento de dados GPS e nos receptores). No entanto, estes apenas contêm parcialmente os efeitos da distribuição de massas locais. As estimativas nacionais do geóide local são realizadas por medições gravimétricas. As interpolações desses modelos produzem valores da ondulação do geóide N , necessários para a determinação das altitudes ortométricas.

Esses geóides locais são gravimétricos e independentes dos valores obtidos da ondulação geóide a partir da combinação de observações GPS e de nivelamentos geométricos; sendo estimados num sistema de referência geocêntrico que não coincide com o WGS84, tendo ligeiras diferenças na origem do eixo geocêntrico e na orientação dos eixos principais.

Portanto entre os dois sistemas de referência, é necessário realizar uma transformação denominada “localização do geóide”.

Para calcular esta transformação, parte-se dos valores das altitudes ortométricas H de algumas posições GPS, obtidas através de operações de nivelamento geométrico, e a ondulação experimental N_{WGS84} é avaliada partindo da altura elipsoidal h derivada da compensação da rede GPS.

O efeito da localização δN é:

$$\delta N = N_{WGS84} - N_{\text{geoidelocal}} \quad (2.58)$$

com $N_{WGS84} = h - H$.

Uma transformação de datum no sentido mais estrito implica uma rotação e uma translação espaciais com uma variação de escala, mas em áreas pouco extensas a componente altimétrica pode ser separada, estimando os parâmetros da equação de um plano partindo de valores de δN de pelo menos três pontos, para os quais a altura é conhecida em ambos os sistemas de referência, com a seguinte expressão:

$$a_1 X_i + a_2 Y_i + a_3 = \delta N_i \quad (2.59)$$

sendo X_i e Y_i as coordenadas cartográficas dos pontos para os quais as alturas foram medidas duas vezes e a_1 , a_2 e a_3 os parâmetros do plano a ser estimado. Este plano descreve a diferença no Datum entre a N_{WGS84} e a $N_{\text{geoidelocal}}$. Os três parâmetros desconhecidos podem ser estimados utilizando o método dos mínimos quadrados se o número de pontos com altura conhecida em ambos os sistemas for maior do que três.

5. INSTRUMENTOS UTILIZADOS PARA ESTABELEECER O CONTROLO HORIZONTAL E VERTICAL

5.1. Receptor GNSS (*Global Positioning System*)

Os receptores GPS podem ser classificados de acordo com as medições que são capazes de realizar e com a exatidão do posicionamento final, como se verá mais adiante no ponto 6.2:

- a) Receptores de medição do código: são apenas capazes de adquirir a componente C/A do sinal transmitido. São por vezes denominados “de mão” devido ao seu tamanho reduzido. Alguns podem receber correções diferenciais (em conformidade com o protocolo padrão

RTCM - 104) para melhorar a precisão do posicionamento. A sua utilização destina-se exclusivamente à navegação.

- b) Receptores de frequência única: para além do código C/A, podem também adquirir a fase da portadora L1. Determinam o posicionamento através das medições com o código ou com a fase L1, em modo absoluto, relativo ou diferencial.
- c) Receptores de código P e dupla frequência: são os mais capazes disponíveis no mercado. Podem adquirir todas as partes do sinal (L1, L2, C/A, P). Determinam a posição com as medições do código ou fase das portadoras L1 e L2 (em modo absoluto, relativo ou diferencial). Assim, podem ser utilizados em todas as variantes de posicionamento estático e cinemático. São especialmente adequados para métodos de inicialização dinâmica “*On The Fly*” (OTF).
- d) Receptores de código Y e dupla frequência: idênticos aos receptores de código P, mas podem também adquirir o código P codificado *Anti-Spoofing* (A/S).

5.2. Instrumentos eletrónicos

A medição de distâncias usando sistemas de medição com recurso à emissão de ondas eletromagnéticas teve desenvolvimentos notáveis nos últimos anos. Cada vez mais os fabricantes de instrumentos de topografia incluem dispositivos de medição de distâncias por ondas eletromagnéticas nos seus teodolitos. Estes sistemas, internacionalmente denominado EDM (equipamento eletrónico de medição de distâncias/*Electronic Distance Measuring Equipment*) ou DME (equipamento de medição de distâncias/*Distance Measuring Equipment*)²⁴, funcionam de duas maneiras diferentes:

- a) Medição de fase;
- b) Medição de impulsos.

5.2.1. Medição Electrónica da Distância através da Fase

Estes instrumentos têm por base a teoria da propagação de ondas eletromagnéticas. Propagando-se numa onda sinusoidal, com uma velocidade igual à da luz no ar (c_{air}), que é ligeiramente inferior à velocidade no vácuo, sendo igual à relação entre a velocidade no vácuo (c_0) e o índice de refração do ar (v_{air}), que depende da temperatura, pressão e umidade: $\{c_{\text{air}} = c_0/v_{\text{air}}(t, p, h)\}$

Estes equipamentos de medição electrónica de distâncias são compostos por três partes distintas: o transmissor, o refletor e o receptor. O primeiro e o último elemento estão contidos no conjunto do equipamento que é estacionado na estação ocupada, o refletor é separado e é colocado sobre o ponto para o qual se pretende determinar a distância.

O transmissor produz um sinal numa frequência previamente estabelecida. O refletor amplifica e reflete o sinal, que é recebido por um discriminador de fase capaz de determinar a diferença de fase entre os sinais transmitidos e recebidos com uma precisão da ordem de um centésimo de radiano.

Uma vez que o sinal percorreu a distância entre os dois pontos, duas vezes, num sentido e no outro, esta dupla distância poderia ser facilmente calculada se fosse possível determinar o número inteiro de ciclos que se passaram entre a transmissão e a recepção do sinal. Para poder determinar

²⁴ (IHO S-32 - quinta edição de 1994, #1406 e #1576)

esse número inteiro de ciclos, que é denominado ambiguidade, as medições eletromagnéticas da distância através da fase utilizam três técnicas diferentes:

- a) A modulação para dez;
- b) O método das três frequências;
- c) A modulação da frequência do sinal.

5.2.1.1. Modulação para dez

Com esta técnica dois ou mais sinais são enviados em sequência com frequências diferentes, variando múltiplos de 10 (daí o nome), a fim de se medir a distância através da diferença de fase.

O primeiro sinal enviado tem um comprimento de onda maior que o dobro do alcance do equipamento. Desta forma, a distância pode ser determinada sem ambiguidade através da equação:

$$d = \left(\frac{\lambda}{2} \right) \cdot \left(\frac{\Delta\varphi}{2\pi} \right) \quad (2.60)$$

em que d representa metade da distância dupla.

No entanto, com este método, a distância é determinada com uma baixa exatidão. Se a distância do EDM ao alvo for de 1 km, o sinal teria um comprimento de onda de pelo menos 2 km, então, a distância seria determinada com uma precisão igual a 1,59 m, aplicando a equação (2.60) com uma precisão do discriminador de fase igual a 1/100 de radiano. Essa precisão é, obviamente, inaceitável na medição de distâncias de cerca de 1 km. Para resolver este problema, após a transmissão do primeiro sinal e do cálculo de um primeiro valor aproximado para a distância, um segundo sinal é transmitido, com comprimentos de onda igual a 1/100 do sinal anterior. Neste caso, a determinação da distância exige a definição da ambiguidade das fases, o que é possível tendo já um valor aproximado da distância entre os dois pontos com uma precisão suficiente para a calcular. Desta forma, o valor da distância melhora 100 vezes e a precisão atinge, para o exemplo acima, um valor de 1,6 cm, o que poderá ser já considerado aceitável. É ainda possível transmitir outro sinal de uma onda com um comprimento igual a 1/100 do segundo sinal, melhorando assim a precisão para alguns milímetros.

5.2.1.2. Método das três frequências

É composto por uma variação do método anterior, utilizando-se duas frequências quase iguais com comprimentos de onda da ordem do alcance do equipamento, o que permite a determinação de uma primeira aproximação da distância. Uma terceira frequência com comprimentos de onda muito menor do que os dois primeiros permite a determinação da distância com uma elevada precisão.

5.2.1.3. Variação da frequência

Com esta técnica a frequência do sinal transmitido, começa com um valor definido, é aumentada (ou diminuída) até se obter uma diferença de fase entre o sinal enviado e o recebido, igual a zero. A determinação da distância pode ser calculada com uma equação em que o número de ciclos permanece desconhecido, porém, ao continuar a aumentar a frequência (e portanto reduzir o comprimento de onda). Uma diferença de fase zero vai voltar a ser produzida entre os sinais transmitidos e recebidos, quando o número de ciclos inteiros aumentar um valor inteiro. Nesse instante, a partir da combinação das duas equações (correspondentes aos dois valores do comprimento de onda) a ambiguidade da fase pode ser resolvida.

Nas duas primeiras técnicas (modulação para dez e método das três frequências), a determinação da diferença de fase é necessária. Isso pode ser conseguido através de um discriminador de fase

composto por um transformador de ondas sinusoidais, de forma que as ondas quadradas (transformador analógico-digital) são transmitidas e recebidas, e utilizando um cronómetro que conte o tempo até que as ondas quadradas são ambas positivas e negativas. Este tempo é transformado num valor de distância. É evidente que, para aumentar a precisão da medição, este cálculo é repetido milhares de vezes levando apenas alguns segundos para concluir as medições.

Recentemente alguns DME que determinam a distância através da fase têm sido produzidos sem discriminador. Usam a correlação matemática entre os sinais transmitidos e recebidos para determinar a diferença de fase, permitindo a obtenção de maiores precisões na medição das distâncias. De acordo com a frequência produzida, os DME que determinam a distância através da fase podem ser classificados como:

- a) MDM (Distanciamentos por Microondas);
- b) EODM (Distanciamentos electro-ópticos).

O primeiro grupo utiliza frequências na ordem dos 30 MHz (comprimentos de onda centimétricos) e são utilizados para determinar longas distâncias. Nestes instrumentos o refletor é ativo, ou seja, é capaz de amplificar o sinal recebido refletindo-o com maior potência.

A necessidade de se alterar a frequência do sinal transmitido envolve algumas considerações e permissão para a propagação de ondas eletromagnéticas através da atmosfera. Na realidade, apenas algumas gamas de frequência são capazes de passar pela atmosfera sem grandes perdas de potência. Raios infravermelhos (comprimentos de onda micrométricos), que requerem um consumo limitado de energia elétrica, não são excessivamente influenciados pela luz solar, sendo utilizados para a determinação das distâncias de 2-3 quilómetros. As ondas centimétricas, denominadas microondas hertzianas, que tem comprimentos de onda de poucos centímetros, são também utilizada para a determinação de distâncias muito elevadas, e na presença de nevoeiro ou precipitação, o que requer uma fonte de alimentação significativa. Se o sinal tem comprimentos de onda na gama do visível, o que inclui comprimentos de onda entre 0,3 e 1 μm , as ondas são criadas com sistemas ópticos específicos e refletidas com espelhos simples ou prismas. Por razões de ordem prática, verifica-se, portanto, a necessidade de emitir ondas muito curtas desde os poucos centímetros nos MDM até aos décimos de micron nos EODM. Esta necessidade, no entanto, não é conciliável com a necessidade de se emitir ondas com comprimentos na ordem dos metros para determinar o valor da distância com a precisão requerida ou ondas de alguns quilómetros para determinar o primeiro valor aproximado.

Estas duas exigências são satisfeitas mediante recurso à frequência modulada no MDM ou à modulação em amplitude nos EODM.

Nos EODM, o comprimento de onda da portadora do sinal é constante e assume valores da ordem de poucos micrones (o que satisfaz o primeiro requisito), enquanto o comprimento de onda modulado assume valores variando de poucos metros a alguns quilómetros (o que satisfaz o segundo requisito).

5.2.2. Medição Electrónica da Distância por impulsos

O princípio de funcionamento dos EDM recentemente introduzidos nos levantamentos topográficos baseia-se na medição do tempo que um impulso eletromagnético demora para ir desde o distanciómetro ao refletor e voltar.

O mesmo princípio é usado, por exemplo, por um determinado sistema para determinação da altimetria por satélite, denominado SLR (*Satellite Laser Ranging*), no qual um impulso laser é refletido de volta por um satélite artificial refletor. A evolução dos sistemas eletrónicos permitiu a implementação desses métodos nos EDM topográficos, obtendo desempenhos superiores aos dos EDM que determinam a distância através da fase.

Um diodo transmissor de feixes de luz laser é excitado num curto intervalo de tempo. A medição exata do tempo "t" entre a transmissão do impulso e a sua recepção seguinte seria suficiente para determinar a distância:

$$d = \frac{vt}{2} \quad (2.61)$$

No entanto, a medição do tempo é feita com alguns erros. Um intervalo de tempo de 10^{-8} segundos (típico de um relógio de quartzo) é suficiente para o impulso percorrer 3 metros, o que não é aceitável para um EDM. Por isso, é necessário um refinamento na medição do tempo, obtido por determinação da fração do período de oscilação do relógio desde a emissão do impulso até à sua recepção:

$$t = nT + t_A - t_B \quad (2.62)$$

onde T é o período do relógio, n é o número de períodos e, portanto, nT é a medição diretamente realizada pelo relógio. t_A é o tempo entre a transmissão do sinal e o início da oscilação do relógio e t_B é o tempo gasto desde a recepção do sinal até à conclusão da oscilação do relógio. Para determinar estas duas frações de tempo, a voltagem com que o diodo laser é excitado é gradualmente fornecida de uma forma linear e, então, por determinação da voltagem V_T , que seria utilizada para uma oscilação completa do relógio, as duas frações t_A e t_B podem ser calculadas com uma proporção simples:

$$t_A : V_A = t_B : V_B = T : V_T \quad (2.63)$$

onde V_A e V_B são as voltagens respectivamente aplicadas ao diodo nos instantes t_A e t_B .

Em teoria, seria suficiente apenas um único impulso para determinar a distância. Na prática, milhares de impulsos são transmitidos para aumentar a precisão. Alguns sistemas EDM transmitem até 2000 impulsos por segundo, demorando 0,8s (1600 impulsos) para atingir um padrão de erro de 5mm + 1mm/km e 3 s (6000 impulsos) para obter um padrão de erro de 3 mm + 1mm/km.

As inúmeras vantagens deste método em comparação com o da medição através da fase são evidentes:

- a) Requer menos tempo para efetuar as medições. Após alguns impulsos (poucos milissegundos) é obtida uma precisão centimétrica na medição da distância, enquanto os EDM que utilizam a fase geralmente necessitam de alguns segundos. A capacidade de realizar medições muito rapidamente é útil quando se determina a distância a um ponto móvel (e, portanto, nos levantamentos batimétricos);
- b) O sinal refletido também poderá ser recebido com uma potência mais fraca, pois uma pequena voltagem é suficiente para parar o relógio e concluir o cálculo do tempo do percurso relevante. Isto permite incrementos notáveis no alcance dos distanciômetros para intensidades equivalentes do sinal transmitido. Em termos de fornecimento de energia, a transmissão dos impulsos é mais económica do que uma transmissão contínua da portadora do sinal (maior autonomia de bateria);
- c) É possível criar EDM que não precisam de refletores para produzir um sinal de retorno. Estes equipamentos têm alcances fortemente influenciados pela qualidade e pela cor da superfície refletora, não funcionando para distâncias superiores a 200-300 metros, podendo atingir precisões de 5-10 mm. São muito úteis para a medição de distâncias a pontos inacessíveis;

- d) A qualidade da medição não é muito influenciada pelos fatores ambientais (temperatura, pressão e umidade) como no caso dos EDM que determinam a distância através da fase.

Para além dessas vantagens, tem que ser considerado o custo geralmente mais elevado dos EDM de impulsos que provavelmente apenas é justificável nos casos em que é necessário medir frequentemente distâncias superiores a 1 km.

5.2.3. Precisão e alcance dos EDM

Geralmente, os EDM (Distanciamentos electro-ópticos) utilizam ondas infravermelhas, ondas raramente incluídas no espectro visível (com comprimentos de onda da ordem de 1-5 micrómetros), ou ondas laser. Nestes equipamentos o refletor é passivo, sendo constituído por um ou mais prismas que refletem o sinal paralelo ao raio incidente. O aumento do número de prismas do refletor aumenta o alcance correspondente, que pode chegar aos 4 ou 5 quilómetros.

A precisão dos EDM que emitem ondas completas depende de inúmeros fatores tendo, atualmente, atingido níveis comparáveis aos obtidos com a utilização de fios de INVAR.

Um elemento importante do EDM é o seu oscilador, dependendo da sua estabilidade a precisão do equipamento. De fato, a frequência do oscilador é função da temperatura. A razão da variação da frequência com a variação da temperatura deve ser memorizada no EDM, para que possam ser aplicadas as devidas correções que podem atingir 3-5 ppm para 20°C de variação da temperatura.

É necessário considerar a refração atmosférica que influencia diretamente o comprimento do trajeto a percorrer pelos sinais transmitidos. O efeito da refração depende dos valores da temperatura e da pressão atmosférica que têm de ser inseridos no sistema que, em seguida calcula, de acordo com uma fórmula empírica, as correções a serem aplicadas em ppm á distância medida. Noutros casos, os fabricantes fornecem tabelas através das quais podem ser diretamente determinadas as correções a aplicar ás distâncias, conhecendo os valores de temperatura e pressão. É útil recordar que, numa primeira aproximação, uma correção de 1 ppm pode resultar de uma variação de 1°C de temperatura, de 3,5 hectopascals de pressão atmosférica ou de 25 hectopascals da pressão parcial da umidade do ar.

O envelhecimento do equipamento provoca uma variação da frequência nominal do oscilador, que podem atingir valores de alguns ppm após 2-3 anos de vida. É portanto necessário calibrar periodicamente os sistemas.

Finalmente, para determinar a distância, é necessário considerar a constante do instrumento, determinando a constante do prisma, porque, geralmente o centro da superfície refletora do prisma não é coincidente com o centro do refletor. Essa constante é provocada pelos refletores e tem que ser memorizada no EDM para cada combinação de prismas utilizada.

Na medida em que afeta toda a gama de EDM, para além de ser uma característica deste tipo de sistema, também depende das condições atmosféricas e do número de prismas usado. Como foi referido anteriormente, com a mesma potência, os EDM de impulsos têm maiores alcances do que as da medição por fase, podendo alcançar, em condições atmosféricas ótimas, distâncias de 15 quilómetros.

Deve notar-se que as condições atmosféricas são consideradas:

- a) Desfavoráveis: neblina intensa ou sol intenso com uma forte refração;
- b) Médias: neblina pouco intensa ou sol encoberto;
- c) Boas: sem neblina e com céu coberto.

É evidente, portanto, que a precisão nominal declarada pelos construtores do EDM é apenas alcançável se todos os fatores que podem influenciar as medições forem considerados. Em geral EDM que utilizem a fase permitem a obtenção de precisões, sem cuidados especiais, da ordem dos $\sigma = 5 \text{ mm} + 5 \text{ ppm}$

5.2.4. Estações Totais

A junção de um EDM e de um teodolito eletrônico pode ser extremamente produtiva, pois é possível integrar os dados provenientes do distanciômetro com as medições angulares obtidas com o teodolito. Assim, é possível de imediato calcular outras quantidades, obtidas indiretamente, como as distâncias horizontais ou as coordenadas retangulares, etc.

O conjunto teodolito – EDM é chamado Estação Total ou estação integrada, pois permite singularmente obter todas as medições para levantamentos topográficos como sejam ângulos, distâncias, coordenadas, etc.

Os dados dos levantamentos podem ser registados num “caderno de campo”, mas devido à sua natureza digital, podem ser armazenados em suporte magnético ou em memórias sólidas. Assim, os possíveis erros de transcrição do operador são evitados e as operações de medição são mais rápidas.

O princípio inspirador destes sistemas é o de automatizar as operações dos levantamentos topográficos mais repetitivas, tais como as leituras das distâncias e dos ângulos, o registo de dados e a inserção dos dados de configuração da estação, etc.

5.3. Instrumentos ópticos

5.3.1. Sextante (Círculo hidrográfico)

O círculo hidrográfico é um instrumento construído especificamente para a medida dos ângulos horizontais entre dois objetos. A precisão na medição de ângulos varia entre 20” e 10’.

É um sistema de reflexão e a medição dos ângulos é baseada, tal como no caso do sextante, na teoria da óptica da dupla reflexão de um raio luminoso, com a diferença de que, no círculo, são utilizados prismas em vez de espelhos.

Dois prismas ficam num dos lados, o maior no centro da estrutura circular provida de uma pega. O prisma do centro é móvel e tem duas partes, que separam os raios luminosos incidentes no prisma dos que são refletidos pela hipotenusa do prisma. O outro prisma é fixo e está colocado com um determinado afastamento em relação ao plano da estrutura, de forma a cobrir apenas a metade interior do campo de visão da luneta.

A luneta é fixa, estando colocada de forma a que as imagens diretas dos objetos aparecem na parte superior do seu campo de visão e na metade inferior as refletidas pelo prisma pequeno. Na estrutura encontra-se um círculo graduado, fixo ao prisma grande que, gira em relação a um índice marcado na estrutura.

Para permitir que o equipamento funcione corretamente, é necessário que as duas condições de operação fundamentais de goniómetros de dupla reflexão sejam respeitados, isto é, no caso dos prismas, eles devem ser exatamente perpendiculares ao plano da estrutura do instrumento e, quando as duas hipotenusa estão paralelas, o índice deve marcar 0° na escala graduada do nóio.

O prisma grande não deve poder mexer-se, a não ser num movimento de rotação em torno do eixo fixo, que é por construção perpendicular à estrutura. A perpendicularidade do prisma pequeno em relação à estrutura pode ser ajustado através de um parafuso de ajuste. Ajustando o índice a 0° na escala graduada do nóio, se um objeto distante for observado através da luneta, e as duas partes

da imagem forem vistas perfeitamente alinhadas na vertical, a direta em cima e a refletida na parte de baixo, tal indica que o instrumento está perfeitamente retificado.

O paralelismo entre as hipotenusas dos prismas pode ser corrigido através de um parafuso especial de ajuste que faz o prisma pequeno rodar em torno do eixo normal ao plano da estrutura.

5.3.2. Teodolitos

O teodolito é um instrumento que mede ângulos azimutais, através de um limbo graduado horizontal, e ângulos zenitais, através de um limbo graduado vertical.

A precisão dos teodolitos na medição de ângulos varia entre 0,1" a 10"; os Taqueómetro diferenciam-se dos teodolitos, devido à menor precisão que permitem nas medições angulares, entre 10" e 10'.

Num teodolito podem ser identificados três eixos:

- a) O eixo principal, em torno do qual gira a alidade;
- b) O eixo secundário, em torno da qual gira a luneta;
- c) O eixo de colimação da luneta.

As partes principais de um teodolito são:

- a) A base, que tem um pedestal com três parafusos (parafusos de nivelamento) sobre o prato da base, que é a parte inferior do teodolito e que se assenta e se liga ao topo do tripé, por forma a ser possível, dentro de certos limites, centrar o instrumento com a marca de referência. O nível de bolha de ar inferior ou nível esférico (também denominado nível universal ou nível de olho de boi) e a guia da óptica estão ligados à base.
- b) A alidade é uma armação geralmente em forma de U, que pode girar em torno do eixo vertical passando através do centro do instrumento (eixo primário) e que contém o índice do limbo graduado horizontal. Um nível de bolha de ar superior (nível mais sensível) está solidário à alidade servindo para verticalizar o eixo principal e para definir a origem dos ângulos zenitais no zénite, se não houver erros residuais.
- c) O limbo graduado horizontal situa-se acima do pedestal e por baixo da alidade.
- d) A luneta é ligada à alidade de modo que seu eixo de colimação é perpendicular ao eixo de rotação. A luneta tem uma ampliação de 28 a 45 vezes, aumentando assim a precisão das medições.
- e) O limbo graduado vertical é ligado rigidamente à luneta, para permitir a leitura dos ângulos zenitais.

Os teodolitos podem ser de dois tipos, dependendo do sistema de bloqueio utilizado para o limbo graduado horizontal: de repetição ou reiteração.

- a) Os teodolitos de repetição (fig. 2.20) são aqueles que permitem a fixação do limbo graduado horizontal, tanto à base como à alidade através de dois parafusos separados. Quando ambos os parafusos de travamento estão apertados, o limbo graduado horizontal fica fixo, tanto ao pedestal como à alidade, de forma que não permite ao instrumento girar em torno do eixo principal.

- b) Nos teodolitos de reiteração (fig. 2.20), o limbo graduado horizontal permanece independente da base e da alidade; pode rodar com a base através de um parafuso especial, normalmente protegidos contra movimentos acidentais. A alidade fica bloqueada com o pedestal através de um parafuso de travamento, tendo um parafuso para pequenos movimentos.

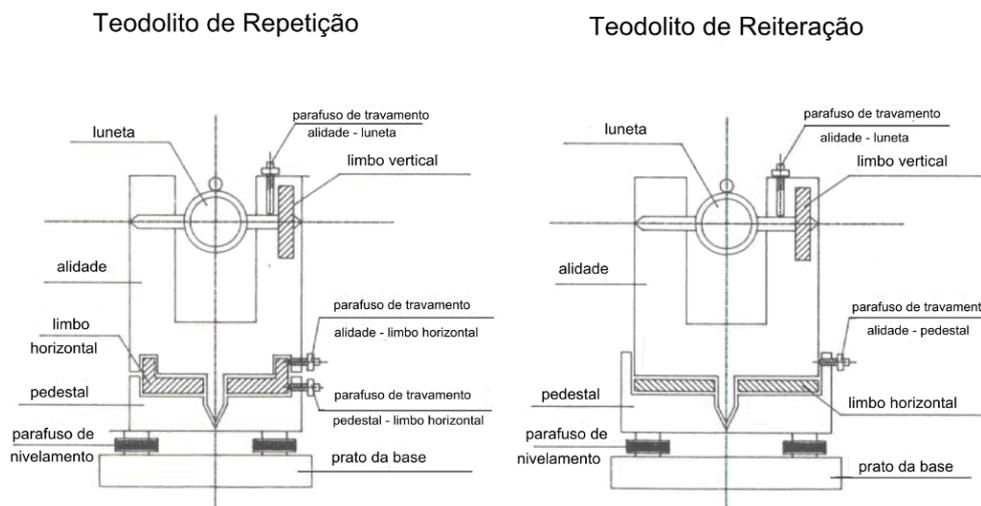


Figura 2.20 “Teodolitos”

Antes de realizar qualquer medição angular, é essencial verificar se entre os principais eixos (primário, secundário e de colimação) e outras partes do instrumento algumas condições de precisão estão satisfeitas. Algumas delas são verificadas diretamente pelo construtor do instrumento, condições de construção e que, se o instrumento for utilizado com cuidado, podem ser consideradas inalteradas e, portanto, mantidas.

Algumas condições, denominadas condições de retificação, devem ser verificadas diretamente pelo operador antes de iniciar cada sessão de medições. Uma delas em particular consiste no estabelecimento da verticalidade do eixo principal, o que é conseguido através do nível de bolha de ar superior que é mais sensível que o esférico usado para a centralização do eixo principal do instrumento sobre a marca de referência. Para usar o nível de bolha de ar superior a alidade tem que ser rodada até que o nível fique alinhado com a direção de dois parafusos de nivelamento que devem ser ajustados até centrar a bolha. O nivelamento nesta direção está correto, quando a bolha de ar ao girar a alidade 180° , continua centrada. Se isto não acontecer será necessário utilizar o parafuso de retificação e ajustar os dois parafusos de nivelamento. Como última etapa para corrigir o nivelamento, a alidade deve ser rodada de 90° e usado o terceiro parafuso de nivelamento para centrar a bolha do nível de bolha de ar superior.

O outro ajustamento, normalmente apenas necessário quando há uma mudança de observador, consiste em assegurar que a luneta está focada corretamente. Isto é conseguido utilizando o anel de focagem da luneta para garantir que as linhas do retículo (ou retículos) aparecem claras e nítidas.

5.3.3. Instrumentos de nivelamento (Níveis) e Estádias

Os instrumentos de nivelamento (ou níveis) são instrumentos que permitem a criação de um eixo horizontal de colimação e são utilizados no nivelamento geométrico. Os níveis modernos são divididos em:

- a) Níveis fixos e Níveis de auto-nivelamento;

- b) Níveis digitais;
- c) Níveis de laser.

Tendo escolhido o tipo de nível, e assim definido o mecanismo de leitura, é necessário escolher a mira ou estádia, cujo princípio de graduação vai permitir as leituras pelo nível. Os níveis de luneta fixa ou basculante foram tornados obsoletos pelos modernos níveis digitais e de laser.

5.3.3.1. Nível de luneta fixa

Consistem numa luneta que forma uma unidade única com o eixo de rotação e a sua base, semelhante ao de um teodolito. Um nível de bolha de ar está fixo ao telescópio, o que permite que o instrumento possa ser nivelado na posição, de forma semelhante a um teodolito. Assim que o nível de bolha de ar está centrado para duas direções ortogonais, o nível pode ser utilizado para determinar a diferença de elevação em qualquer direção.

Uma condição que deve ser periodicamente controlada, é que o eixo do nível bolha de ar é paralelo ao eixo de colimação. Para verificar o instrumento, tudo o que é necessário é medir uma diferença de nível já conhecida entre dois pontos, com o nível no meio e deslocar o retículo da luneta ajustando o parafuso de ajuste até que a leitura nas miras seja correta.

5.3.3.2. Nível de luneta fixa com Parafuso de Elevação

Nestes níveis, a luneta não está ligada rigidamente ao eixo de rotação, sendo a ligação realizada através de uma dobradiça cruzada numa extremidade e na outra por um parafuso de elevação (ou parafuso micrómetro). O parafuso de elevação permite à luneta efetuar uma rotação num ângulo vertical muito pequeno; o que permite obter visadas horizontais, mesmo se o eixo principal não estiver vertical. Estes níveis têm um nível de bolha de ar esférico na base, o qual, quando centrado, faz com que o eixo principal fique aproximadamente vertical. Para cada visada, é necessário utilizar o parafuso de elevação até o nível de bolha de ar ligado à luneta ficar centrado, e o eixo de colimação horizontal.

5.3.3.3. Nível de luneta Rotativa (Y - Nível)

Nestes níveis, a luneta pode girar através de um ângulo vertical (180°) dentro de estrutura em Y solidamente ligado ao eixo de rotação com 2 anéis nas extremidades para encaixar a luneta. Preso à luneta está um nível de bolha de ar reversível com uma curvatura dupla, o que lhe permite funcionar também na posição invertida. Nestes instrumentos, há portanto, dois eixos: o eixo de rotação da luneta (que coincide com o eixo da estrutura) e o eixo de colimação. No pressuposto de que os dois eixos dos níveis são paralelos e que o eixo estrutura coincide com o eixo de colimação, duas leituras são feitas na mira, correspondentes às duas posições extremas que a luneta pode assumir, centrando em cada vez o nível de bolha de ar com o parafuso de elevação.

Usando a média aritmética das duas leituras, qualquer erro entre o eixo do nível e o eixo de colimação é compensado, uma vez que o erro é de sinal oposto nas duas leituras obtidas.

5.3.3.4. Nível de Auto-alinhamento

Nestes instrumentos o eixo de colimação é automaticamente ajustado na horizontal por um sistema interno, independentemente da verticalidade do eixo principal. Uma vez que tais sistemas, denominado compensadores, funcionam dentro de certos limites de rotação do telescópio, da ordem dos $10'$, os níveis de auto-alinhamento são equipados com um nível de bolha de ar circular, que estando a bolha centrada, garante o correto funcionamento do instrumento. Os compensadores de diferentes fabricantes são diferentes, mas normalmente são constituídos por um elemento prismático sensível suspenso por um pêndulo, que utiliza o princípio de que a força da gravidade irá criar uma linha de visada horizontal.

5.3.3.5. Nível Digital

Estes níveis são similares aos níveis de auto-alinhamento, mas a leitura na mira é feita automaticamente. Porém, é possível a realização de leituras ópticas tradicionais, em caso de avaria dos componentes eletrônicos ou do esgotamento da carga das pilhas.

As miras utilizadas com este tipo de níveis são específicas, de um lado eles têm uma graduação normal como as estádias, do outro lado têm uma graduação de código de barras. A imagem do código de barras da mira é transmitida separadamente para a visada ocular para permitir a leitura da mira e para um sistema eletrônico. O sinal digital é decodificado por um microprocessador capaz de determinar, além da diferença de cotas, a distância horizontal entre os dois pontos.

As vantagens introduzidas por estes sistemas provêm da capacidade de gravar automaticamente os dados do levantamento, com uma considerável poupança de tempo e com a eliminação total dos erros cometidos durante a transcrição. O correto funcionamento é garantido apenas sob boas condições luminosas, isto é, as medições devem ser realizadas ao ar livre. A precisão desses níveis é de 0,1 mm para a diferença de cotas e de 1 cm para as distâncias.

5.3.3.6. Nível Laser

Estes níveis utilizam a transmissão de um raio laser, que corresponde à linha de visada da luneta. Alguns destes instrumentos, que são normalmente níveis de auto-alinhamento, não requerem a intervenção do operador. Uma vez o equipamento colocado em estação com o auxílio de um nível de bolha de ar circular, um motor faz com que o raio laser rode continuamente, através de um prisma interruptor. Desta forma apenas um único operador é necessário para executar um nivelamento dentro de um campo com 200-300 m de raio.

As miras usadas para estes níveis têm um sensor, com o comprimento de alguns decímetros, que pode mover-se sobre a mira. Quando o raio laser atinge o sensor, o valor correspondente ao raio pode ser lido e gravado automaticamente.

A precisão das medições pode ser inferior a um milímetro, sendo o sistema ideal para um nivelamento radial.

6. MÉTODOS DE POSICIONAMENTO (TÉCNICAS DE POSICIONAMENTO)

6.1. GNSS (GPS)

6.1.1. Descrição do Sistema de Posicionamento Global (GPS)

O Sistema de Posicionamento Global (GPS) é um sistema de posicionamento absoluto a 3 dimensões, baseado em satélites que integram uma constelação artificial mundial e que orbitam em torno da terra, enviando sinais rádio para os receptores em tempo real, independentemente das condições atmosféricas e 24 horas por dia. O nome completo do sistema é *NAVigation Satellite And Ranging Global Positioning System* cuja abreviatura é NAVSTAR GPS. O sistema foi criado pelo Departamento de Defesa dos Estados Unidos da América e é atualmente administrado em colaboração com o Departamento de Comércio, tendo sido projetado de forma a permitir que a qualquer momento em qualquer parte do mundo se obtenha o posicionamento a 3 dimensões de objetos, mesmo estando em movimento.

O sistema divide-se em:

- a) O segmento espacial: que é constituído por um mínimo de 24 satélites, embora estejam disponíveis mais, que descrevem órbitas quase circulares em redor da Terra, a uma altitude de cerca de 20200 km. Os satélites estão distribuídos em 6 planos orbitais com 4 satélites cada, inclinados 55° em relação ao plano equatorial terrestre com um período de revolução de cerca de 12 horas siderais. A distribuição da constelação assegura a

visibilidade de pelo menos 4 satélites (frequentemente entre 6 a 8) em qualquer ponto do globo e em qualquer instante com uma elevação acima do horizonte superior a 15° graus, o que é fundamental para o posicionamento.

Os satélites têm as seguintes funções:

- Transmitir a informação aos utilizadores através de sinais rádio;
- Manter um tempo de referência exato devido à elevada exatidão (de 10^{-12} para 10^{-14} segundos) proporcionada pelos relógios atômicos de césio e rubídio que existem a bordo dos satélites;
- Receber e armazenar a informação enviada pelo segmento de controlo;
- Efetuar correções às orbitas dos satélites.

Existem diferentes gerações de satélites, os primeiros foram lançados em 1978, tendo sido progressivamente substituídos por modelos mais avançados.

- b) Segmento de controlo: que inclui 5 estações de monitorização e uma sexta adicional em Sunnyvale nos E.U.A. onde uma cópia de toda a informação e de todas as operações efetuadas são preservadas. As cinco estações de rastreio têm estações meteorológicas que permitem avaliar o efeito da troposfera nos sinais rádio transmitidos pelos satélites. Existem três estações, designadas por estações monitoras (Ascensão, Diego Garcia e Kwajalein) que têm a capacidade de enviar mensagens aos satélites e existe uma estação de controlo principal (Colorado Springs, EUA) denominada estação *master*, onde são efetuados os cálculos necessários para gerar as efemérides dos satélites a determinação das novas órbitas. Em resumo as tarefas do segmento de controlo são:
- Efetuar seguimento contínuo dos satélites e processar os dados recebidos de forma a calcular as efemérides (tempo e posição);
 - Conferir o estado geral do sistema, em particular os relógios dos satélites;
 - Implementar as correções orbitais;
 - Carregar os novos dados nos satélites, inclusivamente as efemérides para as próximas 12 a 24 horas, as quais são posteriormente transmitidas para os utilizadores.
- c) Segmento do utilizador: que compreende todos os utilizadores equipados de receptores com antenas GPS. Estes fazem parte de um sistema passivo pois recebem dados sem emitir nenhum sinal. Existem vários tipos de receptores, dependendo do tipo de estratégia usada na análise do sinal recebido e da exatidão posicional requerida.
- d) Estrutura do sinal: Cada satélite emite continuamente ondas eletromagnéticas em frequências específicas para um determinado sector na superfície da terra e fá-lo de forma a evitar interferências. As ondas transportam a informação para o utilizador através da modulação do código. Os relógios de bordo produzem uma frequência fundamental $f_0=10,23$ MHz, e a partir desta frequência primária são originadas as três partes fundamentais do sinal GPS:
- Componente da onda da portadora - É constituída por duas ondas sinusoidais chamadas L1 e L2 respectivamente de frequência $154 \times f_0 = 1575,42$ MHz ($\lambda L1 \approx 19$ cm) e $120 \times f_0 = 1227,60$ MHz ($\lambda L2 \approx 24$ cm).

- Componente do código - Inclui dois códigos, denominados aquisição livre (C/A - *Coarse Acquisition*) e o código preciso (P - *Precision*). O código C/A só se encontra modulado na frequência L1 e o código P encontra-se modulado em ambas as frequências L1 e L2.
- Os códigos são ondas quadráticas, produzidas por um algoritmo simples, que permite criar um sinal modulado em fase e retificado com valores -1 e +1 para amplitude e distribuídos aleatoriamente. Estes códigos têm características de ruído pseudo-aleatório PRN (*Pseudo Random Noise*). O código C/A é modulado na frequência 1,023 MHz (C/A \approx 300m) e o código P é modulado na frequência de $1 \times f_0 = 10,23 \text{ MHz}$ (P \approx 30 m). O código C/A está disponível para uso civil, enquanto o Código de P é reservado o uso a militares e outros utilizadores autorizados. O Departamento de Defesa dos E.U.A. tem reservado o direito para disfarçar o código P com o recurso à criptografia e usando o procedimento denominado *Anti-Spoofing* (A.S). O código de P codificado é chamado código Y.
- Componente da mensagem de navegação - É composta pela mensagem de navegação (código D) que tem uma frequência de $f_0/204800 = 50 \text{ Hz}$. Esta contém as informações relativas às efemérides, aos relógios dos satélites, ao estado de saúde dos satélites e outros dados relevantes.

6.1.2. Métodos de posicionamento

O sistema de posicionamento GPS utiliza o método de intersecção espacial das observações de distância dos satélites aos receptores. O sistema de referência geodésico (Datum) utilizado é o *World Geodetic System 1984* (WGS84), o qual se baseia num eixo Cartesiano, com rotação positiva no sentido dos ponteiros dos relógios e origem no centro de massa da Terra, ao qual o elipsóide geocêntrico WGS84 é associado. As coordenadas de um ponto à superfície da terra são determinadas pela intersecção das linhas de posição entre o centro de fase da antena ligado a um receptor e os satélites, desde que se tenha um número suficiente de linhas de posição. Como as coordenadas dos satélites são conhecidas no sistema de referência, as coordenadas desconhecidas estão correlacionadas em virtude de serem determinadas através da intersecção das linhas de posição entre os satélites e o centro de fase da antena. Essencialmente existem três métodos de posicionamento:

- a) Posicionamento absoluto (ou normal);
- b) Posicionamento relativo;
- c) Posicionamento diferencial.

6.1.2.1. Posicionamento absoluto

O objetivo fundamental deste método é a determinação das coordenadas no sistema WGS84. A sua determinação é efetuada pela utilização do código do sinal (código C/A e P se disponível) ou analisando as duas fases da onda portadora L1 e L2.

No primeiro caso, a distância entre o satélite e o receptor é determinada através da diferença entre o tempo de recepção e o tempo de emissão de um dado sinal (os códigos) e são chamadas “pseudo-distâncias”. Este tempo é medido pelo receptor através da correlação entre o sinal recebido e uma cópia desse sinal produzida pelo receptor; a réplica gerada pelo receptor é deslocada de forma a alinhar com o sinal do satélite. As pseudo-distâncias são afetadas pela falta de sincronismo entre o relógio do satélite e o relógio do receptor e pela deriva do relógio do receptor que é menos exato que o relógio atômico dos satélites.

Na medição do tempo de transmissão estes fatores não podem ser ignorados, e por essa razão é que para a determinação das 3 quantidades desconhecidas do posicionamento derivadas do relógio (transformar Coordenadas Cartesianas x, y, z em φ, λ e altitude em relação ao elipsóide WGS84) se soma uma quarta quantidade que identifica os erros de relógio do receptor. Desta forma existe a necessidade de se observar simultaneamente pelo menos quatro satélites para obter uma posição absoluta em tempo real.

No segundo caso é analisada a fase da onda da portadora das duas frequências e a distância entre o satélite e o receptor pode ser obtida comparando a fase do sinal da portadora no momento de recepção com uma cópia gerada internamente pelo receptor. Neste caso é adicionada uma incógnita para qualquer satélite observado, esta incógnita denomina-se Ambiguidade Inteira Inicial, que corresponde ao número inteiro de ciclos desde que o sinal deixa o satélite e o instante em que o receptor inicia a medição. Em virtude das distâncias aos satélites variarem, sempre que um satélite é observado pela primeira vez é necessário resolver a nova ambiguidade. Como resultado, o posicionamento absoluto em tempo real com medições de fase só é possível se as Ambiguidades Iniciais dos satélites observados forem determinadas, o procedimento da sua determinação é chamado inicialização.

6.1.2.2. Posicionamento relativo

O objetivo do posicionamento relativo é a determinação do vetor da linha-base ou dos vetores das componentes que ligam as duas posições onde se localizam temporariamente os dois receptores. Se as coordenadas absolutas de um dos pontos forem conhecidas, as coordenadas do outro ponto podem ser determinadas pela soma dos componentes vetoriais da linha base. O posicionamento pode ser obtido através de medições de fase ou do código, apesar de na prática só se utilizar as medições da fase. Para cada época e para cada satélite observado pode ser escrita uma equação de observação de fase. Efetuando observações simultâneas de fase para um satélite com dois receptores diferentes, numa linha base e diferenciando as duas equações individuais obtemos duas equações de fase e uma equação de diferenças simples. Inserindo na observação outro satélite e adicionando as diferenças entre as duas equações às diferenças simples, obtemos uma equação de diferenças duplas. Com estas duas operações eliminaram-se os erros dos relógios dos dois satélites. Neste momento as incógnitas a serem determinadas são as componentes vetoriais da linha base e a soma das quatro ambiguidades iniciais dos dois satélites (considerando o valor da ambiguidade um número inteiro). Se por alguma razão o sinal for perdido as ambiguidades mudam e será necessário efetuar uma nova inicialização. Finalmente as possíveis interrupções do sinal podem ser separadas pela diferença entre duas equações de diferenças duplas (dando origem a uma equação de diferenças triplas) o que estabelece a continuidade, pois a ambiguidade desconhecida é eliminada.

6.1.2.3. Posicionamento diferencial

O posicionamento diferencial é semelhante ao posicionamento absoluto, mas as correções de pseudo-distância são transmitidas ou armazenadas, em tempo real ou com atraso pelos receptores que se encontram localizados em pontos de coordenadas conhecidas. O receptor móvel (*rover*) aplica, em tempo real ou com atraso, as correções de pseudo-distância ou da fase observadas e calcula a sua posição absoluta, melhorando desta forma a exatidão das suas coordenadas.

6.1.3. Desempenho e fontes de erro do sistema

Em relação aos diferentes princípios de posicionamento, eles podem ser classificados pelos diferentes graus de exatidão:

- | | |
|--|-------------------------------------|
| a) Absoluto (SPS) com medições do código C/A na L1: | 10 a 30 metros. |
| b) Absoluto (PPS) com medições do código P (Y) na L1/L2: | 5 a 15 metros |
| c) Relativo com medições em modo estático: | 10^{-8} a 10^{-6} da linha base |

- d) Relativo com medições da fase (RTK): decímetro
- e) Diferencial com medições da fase de código (DGPS): poucos metros
- f) Diferencial com medições da fase da portadora (RTK DGPS): poucos centímetros

As fontes de erro que mais influenciam o desempenho do sistema são:

- a) *Erros dos relógios* dos satélites e dos receptores (*offsets* e deriva);
- b) *Erros na determinação das órbitas* (imperfeições nos dados das Efemérides);
- c) *Atrasos* durante a propagação do sinal na atmosfera do sinal pela atmosfera devidos à refração ionosférica e troposférica, cujo efeitos no sinal são consideráveis devido ao uso de receptores de duas frequências;
- d) *Erro troposférico*. A umidade está incluída neste erro. A umidade pode atrasar o sinal aproximadamente 3 m. O sinal transmitido proveniente dos satélites que se encontrem perto do horizonte atravessa uma maior extensão da troposfera, enquanto que o sinal dos satélites situados nas proximidades do zénite atravessa uma menor extensão da troposfera. Atribuindo um ângulo de elevação em relação ao horizonte superior a 15° pode minimizar o erro troposférico. Se esta operação impossibilitar a observação de um elevado número de satélites, pode ser necessário adotar um ângulo de elevação ao horizonte de 10°. Os fabricantes de software utilizam modelos para tratar o atraso troposférico tendo-se verificado através de testes que os modelos são adequados.
- e) *Erro ionosférico*. As manchas solares e outros fenómenos eletromagnéticos podem causar erros na medição das pseudo-distâncias entre 30 m durante o dia e 6 m à noite. Esses erros não são previsíveis mas podem ser estimados. Assume-se que o erro ionosférico é o mesmo na estação de referência e no móvel (*rover*). Este pressuposto é a base para as redes GPS onde as estações estão separadas por apenas algumas milhas náuticas. Para receptores de duas frequências foram implementados modelos ionosféricos.
- f) *Multi-trajecto*. O multi-trajecto é a recepção de um sinal refletido em detrimento de um sinal direto. A reflexão pode ocorrer abaixo ou acima da antena. A magnitude do multi-trajecto é menor na água do que em terra, mas está sempre presente e o seu valor é variável. O posicionamento da antena do receptor GPS deve ser efetuada de forma a evitar áreas onde seja mais provável acontecer o multi-trajecto (i.e. afloramentos de pedra, telhados de metal, aparelhos de aquecimento/ar condicionado montados nos telhados, edifícios, carros, navios, etc.). Um dos métodos de reduzir o multi-trajecto na estação de referência é aumentar a altura da antena. A duração do multi-trajecto pode ser de vários minutos. Eliminar observações de satélites que se encontram abaixo de 15° reduz a ocorrência de multi-trajecto.
- g) *A configuração geométrica* dos satélites usados para o posicionamento, o qual é dado pelo GDOP (*Geometrical Dilution of Precision*). O GDOP para este propósito é dividido em alguns componentes (PDOP e TDOP) os quais foram introduzidos de forma a estabelecer um determinado grau de controlo da qualidade. O mais genérico é denominado PDOP (*Position Dilution of Precision*), que é inversamente proporcional à melhor configuração. Este é dividido em duas componentes para propósitos de controlo: a componente vertical VDOP (*Vertical Dilution of Precision*) e a componente mais utilizada o HDOP (*Horizontal Dilution of Precision*). Ocasionalmente o rácio entre HDOP/PDOP é utilizado (para controlo horizontal ver capítulo 7).

- h) *Erros induzidos*, são erros introduzidos nos dados dos satélites de forma a reduzir o desempenho da medição das pseudo-distâncias, podendo ser introduzidos à discricção pelos administradores do sistema. Tal procedimento, chamado *Selective Availability (S/A)*, produzia uma incerteza no posicionamento no cálculo da pseudo-distância na ordem dos 100 metros, este procedimento foi cancelado em 1 de Maio de 2000. A utilização do método diferencial podia eliminar a S/A. Mesmo com o cancelamento da S/A a utilização do DGPS é requerida para a maior parte das aplicações nos levantamentos hidrográficos.

6.1.4. Observações GPS e técnicas de aquisição do sinal.

6.1.4.1. Técnicas de observação

Para a determinação da distância entre um satélite NAVSTAR GPS e uma antena receptora são basicamente usados dois métodos. Estas medições são efetuadas através de técnicas de comparação da fase do sinal do satélite. A fase da onda portadora e a fase do código digital modulado são observados de forma a calcular a distância entre o satélite e o receptor. A exatidão no posicionamento do receptor vai depender do método de observação utilizado.

Os dois métodos de observação são:

- Utilização da fase da onda portadora.
- Utilização do código.

Os satélites GPS atualmente transmitem em duas frequências: L1 a 1575,42 MHz (19 cm de comprimento de onda) e L2 a 1227,60 MHz (24 cm de comprimento de onda). Modulados nestas frequências estão o código de livre aquisição (C/A) (300 m de comprimento de onda) e o código preciso (P) (30 m de comprimento de onda). Adicionalmente, é transmitida uma mensagem de navegação com 50 bps por satélite contendo as efemérides dos satélites e o estado de saúde de cada satélite. Os códigos C/A e P estão ambos presentes na frequência L1. Na frequência L2 só está presente o código P. A frequência mais alta do sinal da portadora (na banda L) tem um comprimento de onda de 19 e 24 cm da qual uma distância pode ser solucionada com software em pós-processamento com uma exatidão na ordem dos 2 mm. O código modulado tem um comprimento de onda de 300 m e uma exatidão na ordem de 1 m. Ambas as técnicas de observação têm aplicações nos levantamentos hidrográficos.

6.1.4.2. Técnicas de aquisição do sinal

Os procedimentos para aquisição têm características e exatidões diferentes; estas estão relacionadas com as diferentes formas de manipulação do sinal. Estas são descritas de seguida:

- a) **Ponto isolado (*Stand-Alone*)**: que consiste na determinação da posição absoluta de um único ponto utilizando a pseudo-distância no sistema de referência geodésico WGS84. A exatidão absoluta, a um nível de confiança de 95%, é entre 10 e 30 metros para SPS (*Standard Positioning Service*) e entre 5 e 15 para PPS (*Precise Positioning Service*). Só é aplicado em navegação.
- b) **Diferencial (DGPS)**: neste método as correções diferenciais são calculadas por uma estação de referência estacionada num ponto de coordenadas conhecidas, e são aplicadas à posição absoluta gerada por um receptor autónomo. Estas correções de código ou fase, como descritas previamente, podem ser transmitidas via rádio ou telemóvel, usando o protocolo RTCM, e aplicadas em tempo real ou armazenadas na estação de referência e aplicadas em pós-processamento utilizando software adequado. Os alcances e exatidões estão descritos na tabela seguinte:

Técnicas de observação	Distâncias entre estações	Exatidão
Código da portadora	Algumas centenas de km	Alguns metros
Fase da portadora	Cerca de 10 km	Alguns centímetros

- c) **Relativo:** as coordenadas das extremidades do vetor da linha-base que liga as posições ocupadas pelas estações têm de ser determinadas. O cálculo é efetuado em pós-processamento usando as diferenças duplas, corrigindo as observações de fase adquiridas na estação de referência e no receptor móvel. Os métodos principais são:

Técnica	Aplicações
Estático	Sistemas de referência de elevada exatidão
Rápido estático	Sistemas de referência de menor exatidão
Cinemático (<i>Stop and Go</i>)	Pontos fiduciais, levantamentos detalhados
Cinemático Contínuo	Monitorização contínua das trajetórias

O tempo de aquisição e a taxa de amostragem (intervalo entre épocas) são os discriminadores nos métodos relativos. A taxa de amostragem deve ser um bom compromisso entre os requisitos das medições e o tamanho do ficheiro a processar. Por exemplo, para aplicações estáticas com períodos de aquisição longos, é comum a utilização de uma taxa de amostragem de 15 ou 30 segundos; para aplicações cinemáticas é necessário reduzir este intervalo para 1 segundo. Este valor representa para muitos receptores o valor limite da taxa de amostragem. Atualmente existem receptores com uma taxa de aquisição de 20Hz. A tabela abaixo sumariza as técnicas, métodos de aquisição e campos de utilização:

Método	Tempo de Observação	Comprimento da linha base	Exatidão	Taxa de aquisição (por seg)	Notas
Estático	>1/2 hora 1 hora varia de 3 a 4 horas	10 km 20 – 30 km >100 km	10^{-6} a 10^{-8} (comprimento da linha base)	15 - 60	Dupla frequência se utilizadas bases (20 km)
Rápido estático	20-30 min (L1s) 6-8 min (L2)	<10 – 15 km	10^{-6} (comprimento da linha base)	5 - 15	Necessidade de uma boa configuração de satélites
Cinemático (<i>Stop and go</i>)	<1 min	Alguns km <10 km	Centimétrica	1 - 5	Necessita de seguimento contínuo dos satélites Inicialização: - Até 30 mins: L1 - 5/6 mins: L1 + L2 - On the fly (OTF): L1+L2
Cinemático contínuo	Contínuo	Alguns km	Centimétrica	1 – 5 (20Hz)	O mesmo que acima

6.1.5. DGPS

O posicionamento por GPS diferencial (GPS Diferencial = DGPS) é uma técnica que utiliza dois ou mais receptores, um dos quais se encontra num ponto de referência geodésica ou topográfica (Estação de Referência) e um outro (receptor móvel) que ocupa os novos pontos a serem determinados num levantamento (parado ou em movimento). A estação de referência calcula as Correções à Pseudo-distância (*Pseudo-Range Corrections* PRC) e as suas variações no tempo Taxa de Correção às pseudo-distâncias (*Range Rate Correction* RRC). Estas as correções podem ser transmitidas em tempo real para o receptor móvel (*rover*) ou podem ser armazenadas no receptor da estação de referência e aplicadas em pós-processamento.

Quando o procedimento é executado em tempo real é estabelecida uma ligação entre estação de referência e a móvel que pode ser via rádio ou através de um modem de telefone.

Em todo caso, o receptor móvel (em tempo real) ou o receptor/PC com software de pós-processamento (atraso em tempo), aplicam as correções às medições de pseudo-distâncias e calculam as posições de cada ponto com essas correções observadas.

O posicionamento diferencial pode ser aplicado às medições de código ou fase da portadora.

6.1.5.1. DGPS com observações de código:

A partir de uma série temporal de correções de PRC, as suas variações em tempo RRC podem ser quantificadas por interpolação numérica.

A correção no código, para uma época arbitrária “t”, pode ser calculada aproximadamente por:

$$PRC_t^{satel} = PRC_{t_0}^{satel} + RRC_{t_0}^{satel} * (t - t_0) \quad (2.64)$$

onde o termo $(t - t_0)$, chamado latência, é determinante para a exatidão do posicionamento. Isto não é mais do que a diferença de tempo entre o cálculo de correção no receptor da estação de referência e a sua aplicação (tempo de transmissão, cálculo, etc.) no receptor da estação móvel.

Aplicando as correções nas pseudo-distâncias, os erros do relógio do satélite desaparecem nas suas equações. O possível efeito perturbador, causado pela degradação deliberada dos dados dos relógios e das órbitas pode ser virtualmente eliminado. De modo análogo, pode-se fazer o mesmo para outros efeitos perturbadores como a refração troposférica e ionosférica.

Desta forma, a posição do móvel é calculada com as correções às pseudo-distâncias do código da portadora. Estas correções podem ser transmitidas ou gravadas no formato RTCM e esta técnica é denominada RTCM *Differential GPS*.

As correções às pseudo-distâncias podem ser transmitidas ao receptor de GPS por:

- Uma Estação de Referência GPS situada temporariamente num ponto de controlo horizontal na área de sondagem ou de uma estação permanente, com um modem através de radiofrequências (UHF/VHF/HF) ou através do telefone (GSM/Satélite);
- Serviço comercial como o *Wide-Area Differential GPS*, o qual utiliza técnicas de radiodifusão por satélite para transmitir as correções precisas GPS, por exemplo o sistema *Wide-Area OmniSTAR* (do grupo FUGRO) e sistemas de *LandStar* (do grupo THALES);
- Serviço gratuito fornecido pelos serviços de navegação através das rádio-balizas DGPS MSK (sistema de baliza DGPS IALA);
- Serviço gratuito de satélites com cobertura mundial *Wide Area Augmentation Systems* (FAA WAAS, EGNOS, GPS/GLONASS, MSAS).

Tais técnicas providenciam resultados satisfatórios para a rápida georreferenciação de pontos relevantes no terreno.

6.1.5.2. DGPS com medições da fase:

Nesta técnica os erros do relógio do satélite e os erros associados à refração ionosférica e troposférica são eliminados. As correções da fase da portadora podem ser transmitidas em tempo real pela estação de referência para o móvel utilizando o protocolo RTCM ou o formato próprio do fabricante. A técnica DGPS com medições de fase, denominada RTK (*Real Time Kinematic*) é

utilizada em aplicações cinemáticas onde é requerida maior exatidão em tempo real. O objetivo fundamental é eliminar a latência ou reduzi-la na prática ao máximo (alguns milissegundos).

6.1.6. RTK (*Real Time Kinematic*)

Nesta técnica, são eliminados os erros do relógio do satélite e os erros associados com a refração ionosférica e troposférica. A medição da fase da portadora pode ser transmitida em tempo real pela estação de referência à estação móvel através do protocolo RTCM ou outro formato próprio dos fabricantes dos equipamentos. O DGPS com medições de fase é utilizado para aplicações cinemáticas de precisão em tempo real: tais técnicas são chamadas de RTK (*Real Time Kinematic*). O objetivo é o tempo de latência ser removido ou, na prática, muito reduzido (poucos milissegundos).

Os receptores em modo RTK utilizam a fase da portadora de forma a obter exatidões na ordem dos centímetros.

A inicialização automática, chamada OTF (*On-the-fly*), é uma característica comum dos receptores com capacidades RTK, no qual tanto a estação de referência como a móvel necessitam de estar a observar no mínimo 5 satélites em simultâneo. O processo consiste em resolver as ambiguidades da fase da portadora, permitindo eliminar a restrição da movimentação do móvel durante a fase de inicialização, que demora apenas alguns minutos. Inicialmente o receptor móvel produz uma solução flutuante ou FLT com exatidão métrica (o que significa que as ambiguidades ainda não foram resolvidas). Quando a inicialização estiver terminada, a solução torna-se do tipo fixa (FIX) o que permite exatidão centimétrica.

O número de soluções fixas por segundo, produzidas pelo sistema RTK (taxa de atualização) define com que exatidão a trajetória do móvel pode ser representada. A Taxa de Atualização é medida em Hertz e atualmente para alguns receptores modernos pode alcançar valores de 20 Hz.

O tempo de latência ou Latência é o intervalo de tempo decorrido entre as medições efetuadas pelos receptores (estação de referência e móvel) e a visualização da posição no móvel (inclui tempo da observação, formatação e transmissão dos dados da estação de referência para o móvel e o cálculo da solução fixa); este parâmetro é muito importante para a orientação do veículo móvel.

Um veículo que viaja por exemplo a 25km/h percorre cerca de 7 metros por segundo. Para este caso a latência deve ser menor que $1/7$ ($= 0.14$) de segundo de forma a obter a posição com uma exatidão inferior a 1 metro.

A transmissão de dados entre a estação de referência, localizada na área do levantamento ou a partir de uma estação permanente, para o móvel via rádio ou GSM modem, foi normalizada utilizando o protocolo internacional denominado RTCM (*Radio Technical Commission for Maritime service*). As mensagens neste formato necessitam de uma taxa de transmissão de pelo menos 4800 baud, no entanto existem outros formatos padrão em que as taxas de transmissão são mais lentas 2400 baud (Ex: CMR, *Compact Measurement Record*).

6.1.6.1. Modo de posicionamento RTK

A maioria dos receptores GPS com capacidades RTK tem quatro modos principais de posicionamento:

- a) RTK sincronizado (1Hz): é a técnica mais utilizada de forma a obter exatidão centimétrica entre a estação de referência e um receptor móvel. Tipicamente a taxa de atualização é 1 Hz. A latência das posições sincronizadas (soluções fixas) é determinada em grande parte pelos dados transmitidos, com uma taxa de transmissão de 4800 baud obtemos latências de um segundo. A solução obtida por esta técnica produz a melhor solução em termos de exatidão para os modos RTK e adapta-se bem a aplicações dinâmicas.

- b) RTK sincronização rápida (5 ou 10Hz): permite obter a mesma latência e exatidão que o modo anterior, mas permite obter soluções 5 a 10 vezes por segundo. Resultados satisfatórios são obtidos quando a taxa de transmissão escolhida é de pelo menos de 9600 baud.
- c) RTK de baixa latência: permite obter exatidões centimétricas (um pouco inferior ao modo RTK sincronizado) quase instantaneamente devido à redução da latência para aproximadamente 20 milissegundos, o que permite 20 soluções fixas a cada segundo. Esta técnica, desenvolvida para diminuir drasticamente a latência, baseia-se nos dados de fase transmitidos pela estação referência, que geralmente fornece uma solução contínua com variações independentes das perdas de sinal, dos movimentos dos satélites, dos atrasos dos relógio e dos atrasos atmosféricos. Assim os erros estimados nas observações de fase da estação de referência pelo receptor móvel são influenciados principalmente pela instabilidade nos relógios dos receptores e pelas variações inesperadas nas órbitas dos satélites.
- d) Linha-base RTK em movimento: ao contrário da maioria das aplicações RTK, nas quais a estação de referência é fixa num ponto de coordenadas conhecidas, esta técnica utiliza pares de receptores (referência e móvel), ambos em movimento. Este modo depende da determinação da orientação do receptor móvel na linha-base onde os dois receptores RTK ocupam as duas extremidades (i.e. ao longo do eixo da quilha de um navio). A estação de referência transmite as observações efetuadas para o móvel, que calcula uma solução RTK sincronizada (orientação e comprimento da linha-base) a uma frequência de 1, 5 ou 10 Hz, com exatidão centimétrica. O posicionamento absoluto da estação de referência e do móvel tem uma exatidão equivalente ao do posicionamento absoluto utilizando medições do código da portadora (aproximadamente dez metros). A distância entre a estação de referência e o móvel não deve ser maior que 1 km de forma a obter bons resultados.

6.1.7. Tratamento dos dados

6.1.7.1. Processamento dos dados no posicionamento relativo com GPS

O posicionamento relativo com GPS é executado em várias fases nas quais todas as quantidades diferenciais que foram analisadas são usadas. O ponto de partida normalmente é uma solução aproximada que é melhorada por vários processos.

Todos os programas de processamento de dados GPS são compostos por funções de pré-processamento dos dados que permite determinar a ocorrência de saltos de ciclos (*cycle slips*) e de dados anómalos associados a erros grosseiros. Um bom tratamento preliminar dos dados é a base para a obtenção de uma boa solução. Um levantamento GPS pode ser efetuado de numerosas maneiras; com dois ou mais receptores, realizadas várias sessões ou dias de observações.

O método mais comum (base única) envolve a utilização de bases únicas independentes em que se considera que elas não estão correlacionadas. Esta estratégia é usada pela maioria dos programas de processamento, porque produz bons resultados de uma forma mais simples. Todos os programas que utilizam uma aproximação linear dos mínimos quadrados iniciam o processamento com valores aproximados. Estes são melhorados passo a passo durante o processamento. As principais fases do tratamento são:

- a) *Solução de um único ponto utilizando medições do código*: A solução aproximada é obtida com o processamento das pseudo-distâncias do código C/A (*Coarse/Acquisition* ou *Clear/Access*) ou do código P (*Precise* ou *Protected*) se este se encontrar disponível.
- b) *Definição da rede por diferenças simples da fase*: É necessário definir quais são as linhas bases independentes que serão consideradas no processamento. De forma a consegui-lo

fazer é necessário calcular as diferenças simples entre as observações das estações que formam as linhas base.

- c) *Tratamento de dados com as equações de diferenças triplas (solução TRP):* Com as coordenadas aproximadas previamente produzidas, é essencial determinar as componentes $(\Delta x, \Delta y, \Delta z)_{TRP}$ do vetor da linha base no referencial geocêntrico WGS84, sem necessariamente ter conhecimento das ambiguidades de fase. As soluções têm algumas desvantagens, tais como a propagação sequencial dos erros durante os três processos de diferenciação. Apesar de não se obter um bom resultado, este valor aproximado é utilizado no processo computacional relativo às diferenças duplas e essencialmente é utilizado para avaliar os saltos de ciclo (*cycle slips*), que quando presentes, causam descontinuidades no cálculo das componentes da linha base.
- d) *Expansão para as diferenças duplas e solução sem ambiguidade fixa (solução FLT):* Começando com a posição da estação, deduzida a partir das diferenças triplas, as componentes $(\Delta x, \Delta y, \Delta z)_{FLT}$ do vetor da linha base são determinados novamente por processos iterativos, conjuntamente com os valores das ambiguidades de fase obtidos com as várias combinações de dois satélites e dois receptores. As combinações das ambiguidades de fase são as únicas incógnitas.
- e) *Fixar as ambiguidades num número inteiro:* Quando determinados os valores das ambiguidades de fase geralmente não correspondem a valores inteiros, estes devem ser fixos no número inteiro mais próximo. Para fazer isto o software utilizado inspeciona os desvios padrões dos parâmetros das ambiguidades, verificando se estes são iguais a pequenas frações de um ciclo. A correta fixação das ambiguidades é indicada pelo fator de qualidade *RATIO*. O seu valor tem que ser maior que certos limites quando comparado com o comprimento das linhas base medidas.
- f) *Expansão para as diferenças duplas e solução com ambiguidades fixas (FIX):* As componentes $(\Delta x, \Delta y, \Delta z)_{FIX}$ do vetor da base são novamente determinadas, já conhecendo o termo que contém as ambiguidades de fase, previamente fixas num número inteiro. Desta forma as componentes Δx , Δy e Δz do vetor, que une as posições dos dois receptores são as únicas incógnitas a serem resolvidas pelas equações de diferenças duplas.

Esta última fase normalmente representa o resultado final do processo computacional; a resolução do sistema de equações para as diferenças duplas dá a solução final do vetor da linha-base com as ambiguidades fixas num valor inteiro (Solução Fixa).

6.1.7.2. Teste estatístico da qualidade dos procedimentos

A qualidade do resultado do cálculo de uma linha base pode ser avaliada por testes estatísticos; os principais são:

- a) *Teste ao Rácio:* é a razão entre os dois menores valores da variância (σ^2), calculado para diferentes grupos de números inteiros; só é válida se as ambiguidades de fase forem fixadas corretamente. O processo de cálculo geralmente separa mais números inteiros das ambiguidades de fase que vão ser utilizadas na solução Fixa. Todas as soluções são calculadas com os valores prováveis das ambiguidades e o valor relativo da variância como unidade de peso. O rácio é a razão entre a segunda menor variância e a melhor (menor) em termos absolutos. Um rácio elevado significa que entre as duas soluções há diferenças consideráveis ou possivelmente melhoria; a diminuição do valor da variância é uma indicação da fixação correta dos valores inteiros. Os valores considerados aceitáveis são: um valor de *Ratio* $> 1,5$ para medições estáticas e um valor de *Ratio* > 3 para aplicações cinemáticas.

- b) Teste da variância da unidade de peso: A variância da unidade de peso, no início fixa (também denominada variância de referência), tem que ser semelhante ao valor estimado e em condições normais, ser igual a 1. O procedimento consiste em calcular as variâncias limites através de um teste com graus de liberdade igual à redundância. Valores elevados da variância estimada podem revelar a presença de ruído no sinal, relacionado com obstáculos ou a aproximação dos satélites ao horizonte, multi-trajecto, não terem sido efetuados cálculos para os efeitos causados pelos atrasos troposféricos e ionosféricos ou cálculo incorreto do número inteiro das ambiguidades de fase.

6.2. Eletromagnéticos

As características que definem o desempenho de um sistema eletrónico de navegação são:

- a) O alcance que é a distância máxima das estações a que o sistema pode ser utilizado de forma útil. Estando essencialmente ligado à potência radiada e à sensibilidade do receptor, o que compõe um problema técnico específico, com que se defronta o fabricante.
- b) Precisão²⁵ e Exatidão²⁶ com que o sistema gera a posição do navio, que é relacionada com fatores que devem ser avaliados durante a utilização, com o objetivo de se conhecer a fiabilidade das posições.

A capacidade de um sistema, em relação à exatidão, relaciona-se com dois índices de saída:

- a) Repetibilidade ou Exatidão da Repetição²⁷: é uma medida da capacidade do sistema de repetidamente fazer voltar a plataforma móvel para a mesma posição. É influenciada pelos erros acidentais da medição (devido aos operadores, aos instrumentos e às anomalias da propagação das ondas eletromagnéticas) e pela geometria do sistema (o ângulo de intersecção entre LDPs individuais).
- b) Capacidade de Previsão: trata-se de uma medida da capacidade do sistema eletrónico de navegação de minimizar a diferença existente entre as medições e a estimativa das posições produzidas com base em cálculos, tendo fixado um modelo de propagação e a geometria do sistema. Para as frequências médias e altas, as previsões para a propagação eletromagnética tendo como finalidade o posicionamento são irrelevantes. Está no entanto presente com todas as suas complicações nos sistemas de longo alcance e, portanto, nas baixas frequências.

6.2.1. Exatidão na determinação da posição

Quando a exatidão de um sistema de navegação é estabelecida, é conveniente especificar o grau de fiabilidade que pode ser atribuído a esse valor. Embora a distribuição dos erros seja mais frequentemente elíptica do que circular, é mais simples referir apenas um parâmetro, gerado a partir do raio de um círculo centrado no ponto determinado.

²⁵ "O grau de refinamento de um valor" (IHO S32 - quinta edição de 1994, #. 3987)

²⁶ "A extensão com que uma medida ou valor enumerado concorda com o valor assumido ou aceite" ou "o grau de conformidade com o valor correcto" (IHO S32 - quinta edição 1994, # 21 e # 3987)

²⁷ "Num sistema de navegação, a medida da exactidão com que o sistema permite ao utilizador retornar a uma posição definida apenas pelas coordenadas particulares desse sistema. A correlação entre as coordenadas geográficas e o sistema de coordenadas pode ou não ser conhecido" (IHO S32 - quinta edição de 1994, # 4336)

O navegador tem o valor percentual (x por cento) de probabilidade de estar dentro do círculo. Tendo em vista a troca de dados, é importante esclarecer qual foi o método estatístico utilizado na determinação do desempenho e incluir também o grau de fiabilidade (ou grau de confiança), expresso como a percentagem de valores avaliados que ficou dentro do círculo do raio determinado.

Para as medições bidimensionais (nas coordenadas horizontais x e y), os parâmetros têm geralmente dois valores:

- a) Erro Circular Provável (**CEP**): raio do círculo dentro do qual há cerca de 50% de probabilidades de encontrar o valor correto²⁸;
- b) Erro radial ou erro médio quadrático na distância (1 σ RMS ou 1 DRMS): com o pressuposto da igualdade dos desvios padrão nas duas dimensões (σ_x σ_y)²⁹ e da ortogonalidade entre os eixos x e y, e da distribuição normal e não correlacionada de erros, é válida a seguinte relação:

$$DRMS = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2} = \sqrt{2\sigma^2} = 1,414\sigma \quad (2.65)$$

Geralmente é utilizado o valor de 2DRMS, que corresponde a um nível de confiança de 98,5%.

6.2.2. Linhas de Posição (LDPs)

Limitando as distâncias a menos de 60 milhas, no estudo dos sistemas de navegação por ondas rádio, é válida a aproximação da superfície terrestre por uma superfície horizontal. Para distâncias maiores a linha de posição deve ser considerada como um arco de círculo máximo.

A maioria dos sistemas de navegação por ondas rádio produzem linhas de posição circulares e hiperbólicas, que permitem determinar a posição a partir da medição da diferença de tempo Δt ou da diferença de fase $\Delta\phi$. Tais medições são traduzidas em diferenças de distâncias (LDPs hiperbólicas) ou distâncias diretas (LDPs circulares), respectivamente, com as relações:

$$\Delta d = c \cdot \Delta t \quad (2.66)$$

$$\Delta d = \frac{c}{f} \cdot \left[\left(\frac{\Delta\phi}{2\pi} \right) + n \right] \quad (2.67)$$

onde:

Δd : é a diferença de distância;

c : é a velocidade de propagação das ondas eletromagnéticas;

Δt : é a diferença de tempo medido;

$\Delta\phi$: é diferença de fase determinada;

f : é a frequência da onda em que $\Delta\phi$ é determinada;

²⁸ (ver também erro provável: IHO S32 - quinta edição 1994 - # 1689)

²⁹ (ver também erro padrão: IHO S32 - quinta edição 1994 - # 1695)

n : é o número inteiro de ciclos da onda recebida.

Um erro na medição de Δt ou $\Delta \phi$ aparece como um erro na respectiva linha de posicionamento, enquanto que um desvio de c em relação ao seu valor padrão cria uma distorção no padrão de todas as linhas.

6.2.3. Linhas de Posição Circulares (C LDPs)

Medindo a distância a partir de um ponto de coordenadas conhecidas é possível determinar uma linha de posição, que é um círculo cujo centro é definido pela posição de observação e o raio pela distância medida. O erro na medição de uma distância influencia e modifica a posição relativa da linha produzindo uma banda de incerteza, cujas proporções (desvio padrão das medições de distância) são independentes da distância.

A intersecção de duas linhas de posição circulares afetadas pelo erro produz uma área de incerteza, dentro da qual está a verdadeira posição da plataforma. Essa área geralmente tem a forma de um paralelogramo. Os sistemas circulares são caracterizados pelo fato de o ângulo de intersecção entre as LDPs variar na área de cobertura e, de num ponto genérico P, ser igual ao ângulo entre os vetores que ligam P a cada uma das estações.

No caso de σ ser igual para ambas as C LDPs, o erro radial especificado em (2.65) torna-se então:

$$d_{RMS} = \frac{\sqrt{2\sigma^2}}{\sin \alpha} = \frac{1,414 \cdot \sigma}{\sin \alpha} \quad (2.68)$$

em que α é o ângulo de intersecção entre as duas LDPs.

Considerando que o σ é constante na área de cobertura, torna-se evidente que o d_{RMS} , nos sistemas circulares, fica dependente do ângulo de intersecção entre as LDPs. As curvas de igual distância são identificadas, portanto, por terem α igual. Sendo arcos com ângulo α entre as C LDPs e com as suas extremidades, nas duas estações.

6.2.4. Linhas de posição hiperbólicas (H LDPs)

“A hipérbole é uma curva aberta (linha de pontos do plano), com duas partes, com todos os seus pontos a terem uma diferença das distâncias a dois pontos fixos chamados focos, constante” (IHO S32 - quinta edição 1994 - # 2353).

Tendo como referência um sistema cartesiano ortogonal, os pontos formam uma curva simétrica de raio variável em relação ao eixo das abcissas, ao eixo das ordenadas e à origem.

Na navegação electrónica hiperbólica, o segmento do eixo das abcissas entre os dois focos A e B é denominado linha de base. Dois pontos fixos num plano podem ser os focos de uma infinidade de hipérbolas, que constituirão um padrão de hipérbolas focadas similarmente.

Num sistema de hipérbolas focadas similarmente, representando linhas geométricas que diferem umas das outras por um valor constante, pode-se observar:

- a) As hipérbolas cruzam a linha base em intervalos de distância regulares;
- b) A distância entre duas hipérbolas aumenta com o aumento da distância da linha base.

Na realidade, as linhas de posição obtidas através de sistemas de navegação rádio hiperbólicos são hiperbolóides. Cada estação do par de estações de rádio sincronizadas, localizadas nos focos dos hiperbolóides, pode por sua vez ser associada com uma ou mais outras estações sincronizadas formando uma cadeia hiperbólica. O observador está numa das curvas hiperbolóides que são

produzidas por dois pares de estações de rádio. Com as medições feitas a bordo, o observador pode determinar a sua posição através da identificação das hipérbolas esféricas relevantes representadas nas cartas ou a partir de tabelas especiais construídas para essa finalidade.

6.2.5. Métodos de determinação de linhas de posição de ondas eletromagnéticas (EW LDPs)

A LDP de uma onda eletromagnética pode ser produzida pela medição direta ou indireta da:

- a) Distância;
- b) Diferença entre as distâncias.

As medições que dimensionalmente expressam uma distância são, na realidade, obtidas pela transformação de dois possíveis e diferentes tipos de medição:

- a) Diferença de fase;
- b) Diferença de tempo.

6.2.6. Medições da diferença de fase

As diferenças de distâncias ou as distâncias podem ser determinadas através da medição de diferença de fase.

- a) Medições de distâncias:

Considerando A um ponto sobre a superfície da terra para o qual as coordenadas são conhecidas num sistema de georreferenciação estável, no qual se encontra uma estação emitindo uma onda eletromagnética contínua com frequência f e, um receptor localizado num ponto genérico P, capaz de medir a diferença entre as fases das ondas eletromagnéticas tem-se, constantemente, o conhecimento das posições de A e P.

Para que isso seja possível, é necessário que o receptor tenha uma onda oscilatória de frequência estável que é sincronizada com a da estação emissora.

Dessa forma, supondo conhecidas as condições de propagação no meio que separa a estação emissora do receptor, é possível saber, constantemente, a fase da onda rádio na estação A e fazer uma comparação com a fase da onda rádio recebida no receptor.

A partir da medição dessa diferença de fase, é possível obter a distância entre a estação transmissora e o receptor a menos de múltiplos de 2π (ou de 360°). A linha de posição relativa na Terra é representada pela circunferência que tem centro em A e a distância calculada como raio.

Definindo uma faixa como o espaço entre duas LDPs com uma diferença de fase de 360° , que é representada pela área circular esférica entre as duas circunferências. A partir da estação transmissora, cada ponto igual ao comprimento de onda corresponde a atravessar uma faixa com uma largura igual ao respectivo comprimento de onda.

Os erros de medição são expressos em centésimas de largura da faixa.

- b) Medição da diferença de distâncias:

Nos pontos A e B sobre a superfície da Terra com coordenadas conhecidas, estão instalados dois transmissores de ondas rádio que transmitem com a mesma frequência; num ponto P encontra-se um receptor capaz de receber separadamente os sinais provenientes das duas estações e de calcular, ao mesmo tempo, a diferença de fase das

duas ondas de rádio recebidas. Excetuando para os múltiplos de 2π (ou de 360°), as diferenças de fase permitem ao receptor obter a diferença das distâncias a partir de duas estações A e B.

Sendo uma hipérbole, a linha dos pontos cuja diferença das distâncias entre dois pontos fixos (chamado de focos) é constante, resulta que em cada ponto de uma hipérbole é medida a mesma diferença de fase.

É assim possível concluir que a medição de uma diferença de fase define uma linha de posição hiperbólica.

Um receptor é capaz de medir numa faixa apenas o valor absoluto da diferença de fase, entre os 0° e os 360° , o que implica uma ambiguidade, porque essa diferença é positiva para um dos lados da hipérbole e negativa para o outro.

Técnicas adequadas garantem que em ambos os lados das hipérbolas as diferenças de fase são sempre positivas. A diferença de fase é geralmente expressa em centésimas de faixa.

A identificação da faixa, à qual a diferença da fase medida se refere, faz com que seja essencial saber a faixa em que o receptor estava localizado quando foi ligado. A finalidade é a de ajustar o controlador especial que regista numericamente a passagem para cada nova faixa.

6.2.7. Medição da diferença de tempo

A medição da diferença de tempo envolve tanto a medição de um intervalo temporal delimitado por dois instantes, que é registado sucessivamente, bem como a diferença entre dois desses intervalos temporais.

As duas formas diferentes de interpretar os valores obtidos, permitem a determinação de dois tipos de medição: da distância e da diferença de distâncias.

a) Medição da distância:

A distância é obtida através da medição do tempo que decorre entre a transmissão num instante conhecido, por uma estação transmissora de posição conhecida, e o instante em que o sinal chega ao receptor.

Esse intervalo de tempo é relacionado com a medição da distância através da velocidade de propagação das ondas eletromagnéticas. Portanto, a capacidade de previsão das anomalias de propagação define a capacidade do sistema de posicionamento.

b) Medição da diferença das distâncias:

Admitindo que duas estações transmissoras estão localizadas nas posições A e B de coordenadas conhecidas.

Os impulsos das duas estações chegam sequencialmente a um receptor. Com técnicas adequadas, é possível medir a diferença de tempo entre as chegadas dos sinais. Sendo claramente função da diferença de distância do receptor às duas estações.

A mesma medição da diferença do tempo é realizável em ambos os lados da hipérbole, causando uma ambiguidade, uma vez que o receptor não é capaz de determinar qual dos dois impulsos chega primeiro. Para eliminar a ambiguidade, a transmissão de impulsos não é simultânea, mas feita em intervalos de tempo com um valor constante (codificação por atraso).

6.3. Sistemas Acústicos

Os sistemas de posicionamento acústicos foram originalmente desenvolvidos nos Estados Unidos para apoiar estudos de investigação subaquática na década de 1960. Desde então, esses sistemas têm desempenhado um papel importante no posicionamento de plataformas rebocadas, veículos operados remotamente/ROVs e na maioria das fases da indústria marítima de hidrocarbonetos, desde a fase inicial de prospecção passando pelo desenvolvimento das áreas e manutenção. As evoluções mais recentes e as melhorias técnicas permitiram que fossem também utilizados para fins militares.

O posicionamento acústico é capaz de proporcionar uma elevada repetibilidade posicional numa área limitada, mesmo a grande distância da costa. Para muitos utilizadores a repetibilidade é mais importante do que a exatidão absoluta, embora o advento do GPS e a tecnologia integrada GPS/INS permita atualmente a obtenção de alta precisão e exatidão.

Os mais recentes desenvolvimentos de metodologias GPS como o DGPS, WADGPS e RTKGPS podem ter reduzido a utilização de sistemas acústicos em áreas como os levantamentos sísmicos e o posicionamento dos sondadores sísmicos. No entanto, o posicionamento relativo das plataformas em relação às entradas dos poços (independentemente do local onde a plataforma está ancorada ou dinamicamente posicionada), o posicionamento de ROVs, etc. são áreas onde o posicionamento acústico permanece com uma técnica importante. Além disso, em zonas onde a atividade das manchas solares (mais pronunciadas em torno do equador magnético e das regiões polares) podem causar interferências no DGPS, um sistema de posicionamento acústico pode proporcionar uma alternativa de segurança viável para o posicionamento GPS.

Os sistemas de posicionamento acústicos medem as distâncias e as direções a balizas fundeadas no fundo do mar ou montadas em ROVs e plataformas rebocadas. A exatidão obtida dependerá da técnica utilizada, da distância e das condições ambientais. Podendo variar entre alguns metros e poucos centímetros.

Os sistemas de posicionamento acústicos produzidos por diversos fabricantes estão geralmente disponíveis nas seguintes bandas de frequências “padrão”:

<u>Classificação</u>	<u>Frequência</u>	<u>Alcance máx</u>
Baixa Frequência (LF)	8 - 16 kHz	> 10km
Frequência Média (MF)	18 - 36 kHz	2 - 3 ½ km
Alta Frequência (HF)	30 - 64 kHz	1500 m
Frequência Extra Alta (EHF)	50 - 110 kHz	<1000 m
Muito Alta Frequência (VHF)	200 - 300 kHz	<100 m

6.3.1. Técnicas Acústicas

Existem 3 técnicas principais utilizadas nos sistemas de posicionamento acústico, Linhas de Base Longas, Linhas de Base Curtas e Linhas de Base Ultra-Curtas, com alguns sistemas híbridos modernos a usarem uma combinação de técnicas.

6.3.1.1. Método das Linhas de Base Longas (LBL)

Os sistemas acústicos que utilizam o método das Linhas de Base Longas proporcionam posições com uma boa exatidão em áreas amplas a partir de um navio, de um sensor rebocado ou de um alvo móvel, para três ou mais transponders localizados em posições conhecidas no fundo do mar. Os transponders são interrogados por um transdutor instalado na plataforma à superfície. As linhas que interligam pares de transponders no fundo são denominadas linhas base e podem variar de 50 m de comprimento a mais de 6 km, dependendo da profundidade da água, da topografia do fundo marinho, da frequência acústica utilizada e das condições ambientais.

A metodologia LBL proporciona um controle local com exatidão e alta repetibilidade. Se existir redundância, ou seja, 3 ou mais linhas de posição, a exatidão de cada posição determinada pode também ser estimada.

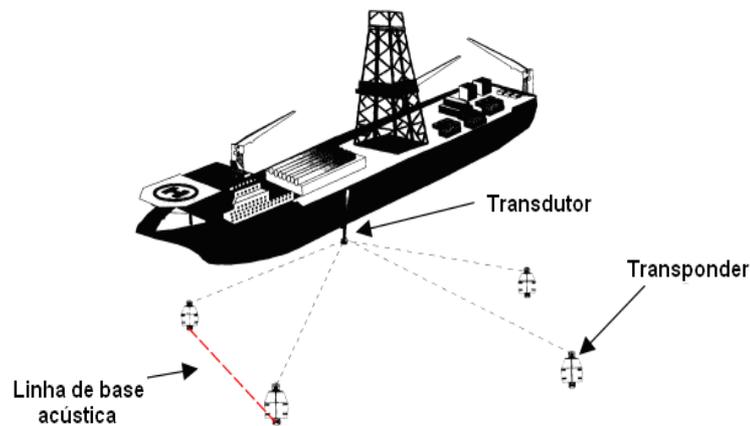


Figura 2.21 "Método das Linhas de Base Longas (LBL)"

Calibração dos sistemas LBL

Os transponders não podem ser fixos ou colocados no leito marinho de forma tão exata como os sistemas baseados em terra. No entanto, após colocados, a rede de transponders deve ser posicionada de forma relativa (uns em relação aos outros), e em seguida agarrada ao *datum* geodésico utilizado. Este datum é normalmente obtido com GPS e o processo de calibração geralmente segue três etapas:

- a) Geometria Relativa: O posicionamento relativo é conseguido através da designação de um dos transponders para origem do conjunto dos equipamentos no fundo marinho e definindo a orientação pela direção para um segundo transponder. Para conseguir isto, o navio navega aleatoriamente em toda a região, tendo por objetivo atravessar cada linha base perpendicularmente pelo menos uma vez, recolhendo conjuntos válidos de distâncias diretas. Estas distâncias podem então ser processadas para corrigir a posição relativa dos transponders no fundo por trilateração e métodos de ajustamento rigorosos.
- b) Orientação: O processo de orientação envolve a navegação com um rumo constante ao longo de três fiadas com intervalos de 90° a 120° , determinando duas posições acústicas bem separadas em cada fiada. O efeito da corrente de maré é cancelado pelas alterações de rumo e a rede é alinhada com o Norte definido pelas posições GPS ou pela girobússola do navio.
- c) Posicionamento Absoluto: É obtido por correspondência das posições obtidas a partir da colocação dos elementos da rede acústica com as posições obtidas por GPS.

6.3.1.2. Método das Linhas de Base Curtas (SBL)

Os métodos SBL substituem as linhas de base longas formadas entre os transponders no fundo do mar por linhas base entre pontos de referência no casco de um navio de superfície, ou seja, o sistema de coordenadas fica agora fixo no navio em vez de no fundo do mar. No casco do navio, são montado três ou quatro transdutores separados por distâncias de 10 a 100 metros, que são ligados a um processador acústico instalado no navio.

Os alvos submarinos ou posições no fundo são marcados por uma baliza acústica única, a partir da qual as transmissões são recebidas pelos transdutores montados no casco. O sinal de retorno - em conjunto com o conhecimento da velocidade do som na coluna de água - é enviado para um

processador central, onde o deslocamento horizontal entre o navio e a baliza é determinado. Tal como acontece com o método LBL, são utilizadas observações redundantes para estimar a qualidade e a precisão do cálculo da posição.

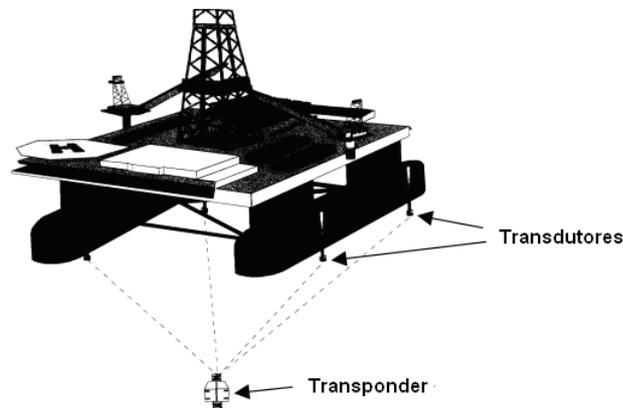


Figura 2.22 “Método das Linhas de Base Curtas (SBL)”

A posição dos transponders a bordo do navio pode ser determinada com exatidão durante a instalação. A proa/*heading*, o balanço/*roll*, e o cabeceio/*pitch* do navio devem ser medidos durante a sua operação, sendo também necessário um bom conhecimento da velocidade de propagação do som na coluna de água.

6.3.1.3. Método das Linhas de Base Ultra-Curtas ou Super-Curtas (USBL ou SSBL)

Num sistema USBL, os 3 ou 4 transponders instalados no casco dos sistemas SBL são substituídos por uma única unidade que contém uma matriz de transdutores. Para medir o ângulo de chegada de um sinal acústico em ambos os planos vertical e horizontal, são utilizadas técnicas de comparação da fase. Assim, uma única baliza localizada no fundo do mar ou sobre um alvo móvel (por exemplo, uma plataforma rebocada com um sonar) pode ser posicionada através das medições da distância e direção relativa da matriz de transdutores ao alvo.

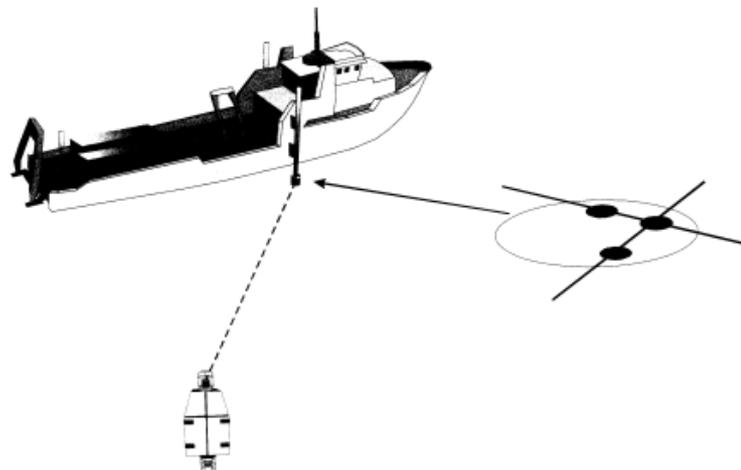


Figura 2.23 “Método das Linhas de Base Ultra-Curtas (USBL)”

O método USBL proporciona uma referência posicional simples para o posicionamento dinâmico (DP) de navios, sendo também conveniente para o posicionamento de plataformas rebocadas e ROVs.

No entanto, embora em termos de instalação seja mais vantajoso, um transdutor USBL exige um cuidadoso ajustamento e calibração. Sendo necessária uma referência para a proa e compensar a medição da direção e da distância dos efeitos do balanço, do cabeceio e da refração da coluna de água. Ao contrário dos métodos convencionais LBL e SBL, não há informação redundante nos sistemas USBL normais que permitam estimar a exatidão da posição sendo normalmente indicados valores entre 0,5 a 1% da máxima distância direta medida.

6.3.1.4. Sistemas Combinados

Os sistemas combinados beneficiam de todos os métodos anteriormente referidos para proporcionar uma posição muito fidedigna e com um bom nível de redundância. Os sistemas combinados podem ter diversas variedades:

- Linhas de Base Longas e Ultra-Curtas (LUSBL)
- Linhas de Base Longas e Curtas (LSBL)
- Linhas de Base Curtas e Ultra-Curtas (SUSBL)
- Linhas de Base Longas, Curtas e Ultra-Curtas (LSUSBL)

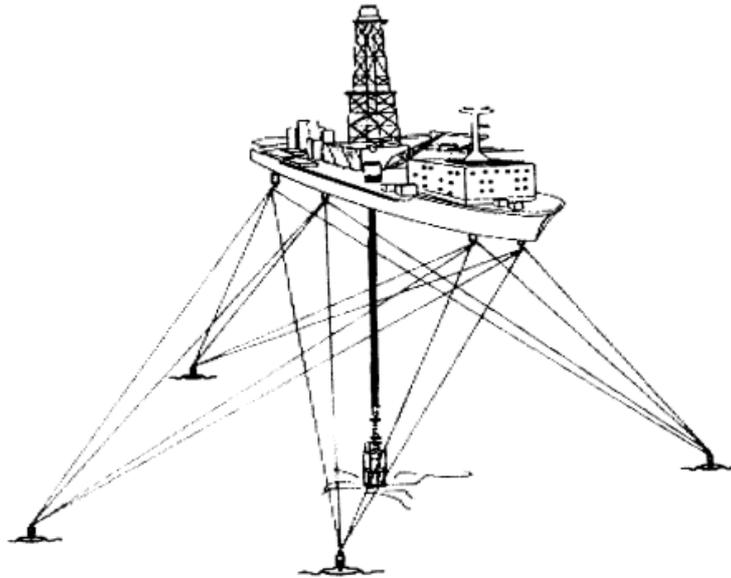


Figura 2.24 “Sistemas Combinados (LSUBL)”

6.3.1.5. Sistemas Multi-utilizador

Os sistemas multi-utilizador são necessários quando mais do que um navio estão a trabalhar muito próximos e se pretende utilizar o mesmo sistema acústico de posicionamento, como por exemplo um navio de perfuração num campo petrolífero pode ter uma plataforma de construção, uma plataforma de assentamento de condutas no fundo e um ROV de apoio no mesmo local, todas as plataformas mantendo-se em estação através do Posicionamento Dinâmico (DP). Isto significa que o potencial de "poluição acústica" é significativo. As soluções seguintes para este problema, e que estão operacionais ou em vias de desenvolvimento (2004), são:

- Sistemas de interrogação localizados numa única estação "Principal" numa baliza no fundo;
- Uma estação "Principal" num navio à superfície com telemetria rádio sincronizada para outros navios;

- Mais canais dentro da mesma banda através de técnicas de processamento de sinal;
- O uso de diferentes bandas de frequências para diferentes operações.

6.3.2. Princípios da Medição

Medição da Distância

- a) Se a distância direta (R) é determinada por interrogação do transponder e o ângulo θ é conhecido, então:

$$R = ct / 2 \text{ e a distância horizontal (Y) pode ser determinada por: } Y = R \sin \theta$$

- b) Se o transponder for substituído por uma baliza que apenas emita um sinal “ping”, a distância direta (R) não se consegue obter e a profundidade deve então ser conhecida para se calcular a distância horizontal: $Y = D \operatorname{tg} \theta$
- c) O conhecimento da velocidade de propagação do som na água (c) permite que θ seja determinado através da medição das diferenças em tempo entre a chegada do sinal aos hidrofones 1 & 2 (figuras 2.25 & 2.26). Assim, pode ser determinado o ângulo entre o transdutor/hidrofone e a baliza.

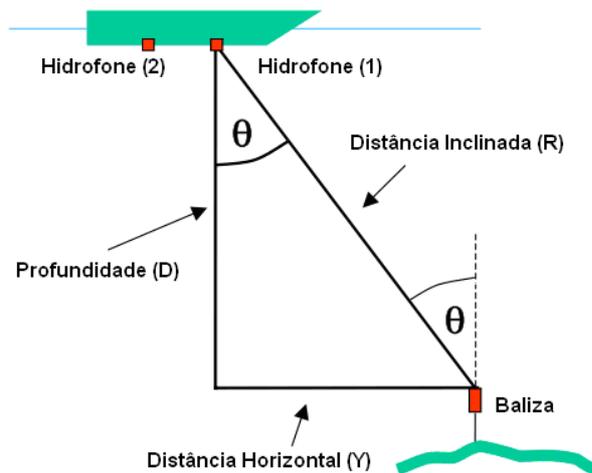


Figura 2.25 “Determinação da distância”

Medição Angular

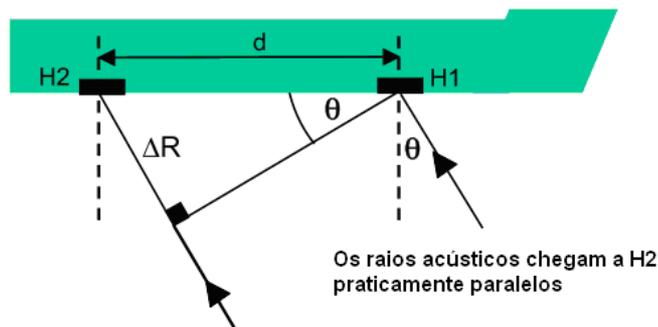


Figura 2.26 “Medição angular”

Admitindo que a velocidade do som é conhecida: $\Delta R = c\Delta t$ e $\sin \theta = c\Delta t/d$

onde: c = Velocidade do Som

Δt = Diferença no tempo de chegada do sinal a H1 e H2

d = Distância entre os transdutores/transdutor e os elementos/hidrofones

Um terceiro transdutor montado perpendicularmente a H1 e H2 permite que a direção da baliza seja determinada.

Quando o navio está diretamente sobre o transponder, dois hidrofones no mesmo eixo receberão os sinais em fase. Esta é uma técnica útil utilizada no posicionamento dinâmico, em que qualquer variação para fora da estação será constatada pela chegada dos sinais desfasados.

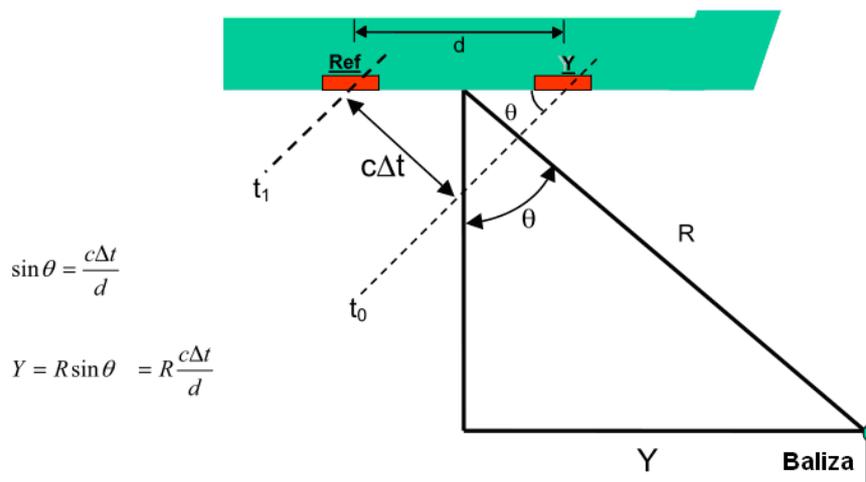


Figura 2.27

Calculando a posição em 2 planos

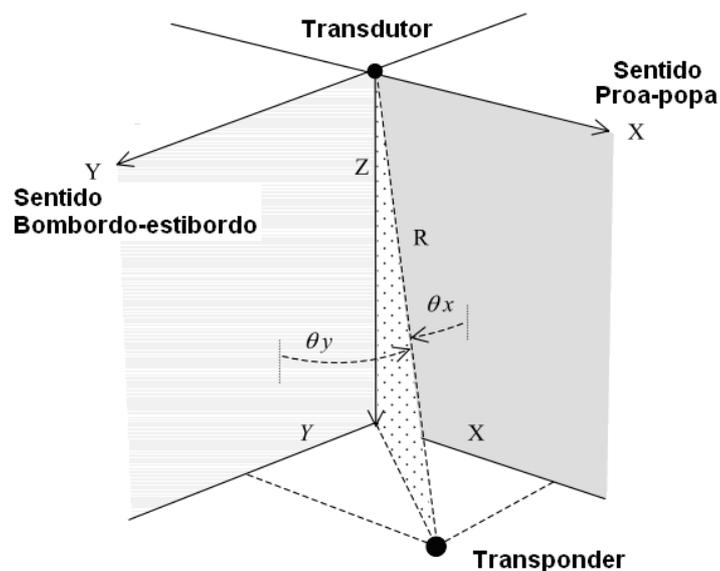


Figura 2.28

$$X = R \sin\theta_x \quad Y = R \sin\theta_y \quad \text{e portanto } z = R(1 - \sin^2\theta_y - \sin^2\theta_x)^{1/2}$$

Nota: a posição aparente requer um ajustamento devido ao:

- a) Cabeceio e balanço.
- b) Alinhamento dos hidrofones (na instalação).
- c) Afastamento dos hidrofones (valor fixo).
- d) Atraso do transponder (valor fixo).

A coordenada Z é calculada a partir dos dados acústicos, portanto, pode ser usada informação acerca da profundidade para melhorar a exatidão da posição sob condições de gradientes térmicos. A exatidão do posicionamento é considerada melhor do que 1% da distância direta.

6.3.3. Exatidão e fontes de erro

A exatidão total de uma posição acústica dependerá dos aspectos seguintes:

- a) A exatidão com que a rede de transponders está estabelecida em relação a um *datum* geodésico.
- b) Da determinação e supressão dos efeitos de multitrajecto (reflexões). Isto é particularmente perceptível na região de estruturas fixas, tais como plataformas de produção e é pior para os sistemas SSBL e SBL do que para os sistemas LBL.
- c) A determinação precisa da velocidade do som, dos gradientes da velocidade e da quantidade de refração.
- d) A frequência utilizada. A exatidão aumenta com o aumento da frequência, mas em detrimento do alcance e da potência requerida.
- e) A geometria das linhas de posição e de certa forma da topografia do fundo marinho, ou seja, se os transponders são ou não “inter-visíveis”.
- f) A sofisticação do sistema de processamento e do software a ser utilizado.
- g) Erros de medição do tempo devido à presença de ruído nos sinais recebidos. O ruído pode ser:
 - Ruído ambiente (NA): Ondas, vento, chuva e vida marinha.
 - Ruído próprio (NS): Propulsão, máquinas, fluxo.
 - Ruído de reverberação (NR): Volume de reverberação, superfície do mar, estruturas no fundo marinho.

$$\text{Relação sinal/ruído (SNR)} = E - N$$

$$\text{Onde} \quad E = SL - TL$$

$$N = 20\text{Log}_{10}NT$$

$$\text{e} \quad NT = (NA^2 + NS^2 + NR^2)^{1/2}$$

6.3.3.1. Estrutura da Velocidade do Som

A água do mar não é uniforme, é um meio isotrópico e, portanto, a velocidade do som (SV) na água é afetada por mudanças de temperatura (o fator dominante), pela profundidade e pela salinidade. O valor médio da SV na água do mar vai aumentando aproximadamente da seguinte forma:

De 4½ m/s para cada 1°C de aumento da temperatura.

De 1,21 m/s para cada parte por mil de aumento da salinidade.

De 1 m/s para cada 60 metros de aumento da profundidade.

Todos os sistemas exigem um conhecimento exato da velocidade média do som e de preferência o conhecimento do perfil da velocidade do som. Isso geralmente é obtido através de uma sonda TSD independente ou um perfilador de velocidades.

6.4. Técnicas Ópticas

Os parágrafos seguintes contêm apenas um breve resumo dos métodos tradicionais utilizados nas dragagens, e nos levantamentos dos canais e dos portos. A maioria deles já não são utilizados devido à utilização de técnicas GPS diferencial, no entanto continuam a ser válidos. O Capítulo 7 contém explicações mais detalhadas destes métodos de levantamentos hidrográficos.

6.4.1. Posicionamento por Linha de distâncias

O levantamento hidrográfico com recurso a cabos graduados é usado na falta de outros sistemas de posicionamento. Requer um cabo marcado mantido em tensão por um operador que fica com uma das extremidades fixa em terra.

A bordo do navio um outro operador vai folgando ou recolhendo o cabo através de um guincho, mantendo-o sempre em tensão.

Em seguida, lentamente, o navio começa a percorrer a fiada de sondagem (geralmente perpendicular à costa) guiado por um operador que verifica a direção seguida através de um determinado ângulo fixo, planeado, recorrendo a um círculo hidrográfico (ou sextante) ou a outro método visual.

6.4.2. Posicionamento com Sextante (Intersecções Inversas)

Este sistema necessita de dois operadores no navio com um círculo hidrográfico (ou sextante).

Os operadores vão determinando os ângulos entre os pontos selecionados durante o planeamento (diferença de azimutes). Cada posição durante o levantamento resulta da intersecção entre duas LDPs. As sondas são assim associadas às leituras de duas diferenças de azimutes.

6.4.3. Triangulação/Intercepções Diretas

As intersecções diretas garantem maiores precisões, mas requerem dois operadores em terra e um sistema fiável de comunicação com o navio.

O primeiro operador, através de um círculo hidrográfico (ou de um teodolito), orienta o navio, ao longo de uma fiada, comunicando por rádio eventuais ajustamentos que sejam necessários, enquanto o segundo, usando uma estação total, determina ângulos e distâncias ao navio a intervalos de tempo estabelecidos.

6.4.4. Posicionamento Azimute – Distância (Sistema misto óptico e eletromagnético)

É um método que permite a determinação de posições através da intersecção entre as duas LDPs ortogonais. Para o posicionamento é utilizado um sistema EDM e um teodolito (ou estação total), que efetuam observações para o navio.



REFERÊNCIAS

- | | | |
|--|---|---|
| Luciano Surace | <i>“La georeferenziazione delle informazioni territoriali”</i> 1998 | Estratto dal "Bollettino di geodesia e scienze affini", 1998 |
| A. Cina | <i>“GPS Principi Modalità e Tecniche di Posizionamento”</i> | Celid, Prima edizione – 2000 |
| L. Costa | <i>“Topografia”</i> | Cooperativa Libreria Universitaria – Genova, Prima ristampa – 2001 |
| IHO | <i>“Hydrographic Dictionary”</i> S-32 | International Hydrographic Organization, Monaco, 5 th edition – 1994 |
| IHO | <i>“IHO Standards for Hydrographic Survey”</i> S-44 | International Hydrographic Organization, Monaco, 5 th edition – 2008 |
| USACE | <i>EM 1110-2-1003 “Hydrographic Surveying”</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 January 2002 |
| USACE | <i>EM 1110-1-1004 “Geodetic and Control Surveying”</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 June 2002 |
| USACE | <i>EM 1110-1-1003 “NAVSTAR Global Positioning System Surveying”</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 July 2003 |
| USACE | <i>EM 1110-1-1005 “Topographic Surveying”</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 31 August 1994 |
| NOAA
Melvin J. Umbach
Rockville, Md. | <i>“Hydrographic Manual”</i> | U.S. Department of Commerce
National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA)
National Ocean Service (NOS), Fourth Edition 4 th July 1976 |
| Admiralty | <i>“Manual of Hydrographic Surveying”</i> | Hydrographic Department
Admiralty (UKHO), Vol. I (1965) and Vol. II (1970) |
| Simo H. Laurila | <i>“Electronic Surveying in practice”</i> | John Wiley & Sons, Inc
New York (USA), January 1983 |
| Börje Forssell | <i>“Radio navigation system”</i> | Prentice Hall International (UK) Ltd,
1991 |

BIBLIOGRAFIA

- | | | |
|--|---|--|
| Luciano Surace | <i>"La georeferenziazione delle informazioni territoriali"</i> 1998 | Estratto dal "Bollettino di geodesia e scienze affini", 1998 |
| A. Cina | <i>"GPS Principi Modalità e Tecniche di Posizionamento"</i> | Celid, Prima edizione – 2000 |
| L. Costa | <i>"Topografia"</i> | Cooperativa Libreria Universitaria – Genova, Prima ristampa – 2001 |
| Romagna Manioia G. | <i>"Manuale di Idrografia per la costruzione delle carte marine"</i> | Accademia Navale di Livorno, terza edizione – 1949 |
| II 3100. | <i>"Manuale dell'Ufficiale di Rotta"</i> | Istituto Idrografico della Marina, Genova, Quinta edizione – 1992 / Prima ristampa – 1998 |
| NorMas FC 1028. | <i>"Norme di Massima per i Rilievi Idrografici"</i> | Istituto Idrografico della Marina, Genova, Seconda edizione – 1978 |
| Admiralty | <i>"Manual of Hydrographic Surveying"</i> | Hydrographic Department Admiralty (UKHO), Vol. I (1965) and Vol. II (1970) |
| IHO | <i>"Hydrographic Dictionary" S-32</i> | International Hydrographic Organization, Monaco, 5 th edition – 1994 |
| IHO | <i>"IHO Standards for Hydrographic Survey" S-44</i> | International Hydrographic Organization, Monaco, 5 th edition – 2008 |
| USACE | EM 1110-2-1003
<i>"Hydrographic Surveying"</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 st January 2002 |
| USACE | EM 1110-1-1004
<i>"Geodetic and Control Surveying"</i> 1 st June 2002 | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington. |
| USACE | EM 1110-1-1003
<i>"NAVSTAR Global Positioning System Surveying"</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 st July 2003 |
| USACE | EM 1110-1-1005
<i>"Topographic Surveying"</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 31 August 1994 |
| NOAA
Melvin J. Umbach
Rockville, Md. | <i>"Hydrographic Manual"</i> | U.S. Department of Commerce National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA)
National Ocean Service (NOS), Fourth Edition 4 th July 1976 |
| NOAA | NOS Hydrographic Surveys
<i>"Specifications and Deliverables"</i> | U.S. Department of Commerce National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA)
National Ocean Service (NOS), March 2003 |
| Luigi Sinapi | <i>"Lezioni di Idrografia teorica ed operativa"</i> | Napoli, A.A. 2002/2003 |
| Simo H. Laurila | <i>"Electronic Surveying and Navigation"</i> | John Wiley & Sons, Inc New York (USA), 1976 |
| Simo H. Laurila | <i>"Electronic Surveying in practice"</i> | John Wiley & Sons, Inc New York (USA), January 1983 |
| Börje Forssell | <i>"Radio navigation system"</i> | Prentice Hall International (UK) |

Alan E. Ingham *“Sea Surveying”*

Ltd, 1991
John Wiley & Sons, Inc
New York (USA), July 1974