

CHAPITRE 2 POSITIONNEMENT

1. INTRODUCTION

La détermination d'une position précise est le problème fondamental d'un Système d'Information Géographique (SIG) et l'objet principal de la géodésie.

La position d'un point sur terre est exprimée sous forme de coordonnées dans un système géodésique de référence (*Datum* en anglais).

Les informations minimales à indiquer par l'utilisateur sont :

- les paramètres qui décrivent complètement le système géodésique de référence choisi;
- les coordonnées du symbole cartographique ou du point sélectionné.

Ces indications permettent de définir clairement les coordonnées d'un point ou d'un objet dans le monde réel.

2. PRINCIPES DE POSITIONNEMENT

2.1 La terre

Le calcul de la position avec une précision répétable est le problème central du référencement géographique des données terrestres et la principale fonction de la géodésie.

La position géographique d'un point sur la terre peut être rapportée à une surface de référence mathématique utilisée à la place de la surface terrestre réelle. Cette surface mathématique est assimilable à un ellipsoïde de rotation ou ellipsoïde bi-axial.

Les surfaces de référence doivent présenter deux caractéristiques fondamentales :

- elles doivent être mathématiquement définies,
- et être identiques à la surface terrestre réelle à l'endroit considéré.

Les surfaces de référence utilisées pour représenter des régions de tailles limitées sont le plus souvent :

- un ellipsoïde de révolution (ou bi-axial);
- le sphéroïde local;
- le plan horizontal (ou plan tangent);
- le géoïde.

Les trois premières surfaces ont des définitions purement analytiques et sont utilisées pour le positionnement horizontal ; la quatrième surface a une définition physique et est reliée aux autres par des corrections d'altitude. Une position tridimensionnelle est définie par deux coordonnées horizontales et une composante verticale qui est la hauteur au-dessus de la surface de référence.

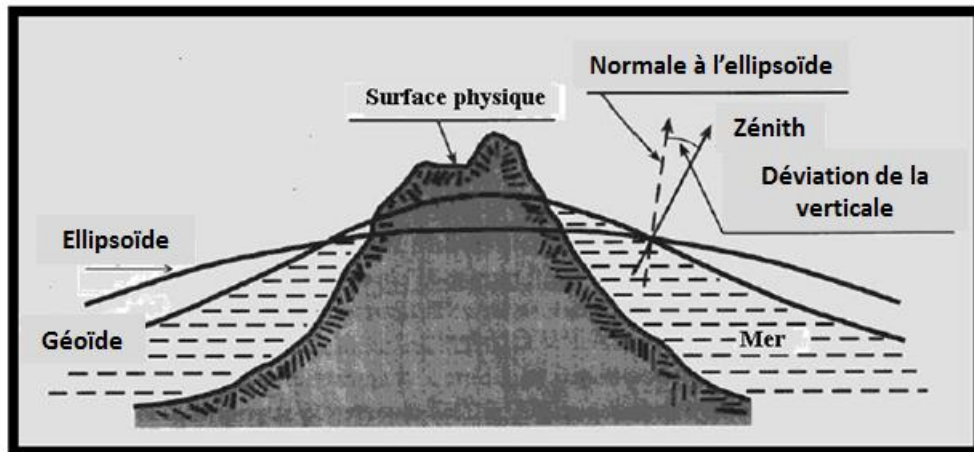


Fig. 2.1 "La Terre "

2.1.1 L'ellipsoïde

L'ellipsoïde est une surface du second degré dans l'espace à 3 dimensions (quadrique) dont l'intersection avec un plan est une ellipse qui peut parfois se réduire à un cercle et, dans le cas extrême du plan tangent, au seul point de contact. La normale au plan tangent passant par le point de contact définit une infinité de plans dont les intersections avec l'ellipsoïde sont connues sous le nom de sections normales. Les sections normales de l'ellipsoïde sont des ellipses qui présentent en tous points des rayons de courbure distincts. Les rayons de courbure au point de contact varient en fonction de la latitude du point sélectionné, des paramètres de l'ellipsoïde et de l'azimut de la section normale. Les deux sections normales qui correspondent au minimum et au maximum des rayons de courbure, sont appelées sections normales principales.

L'ellipsoïde de révolution utilisé en géodésie est produit par la rotation d'une ellipse autour de son petit axe. C'est une surface mathématique bien définie dont la forme et les dimensions sont définies par deux paramètres, les longueurs du *demi-petit axe* (**b**) et du *demi-grand axe* (**a**). La forme d'un ellipsoïde de référence peut être également définie par son *aplatissement* : $f = (a - b) / a$ ou son *excentricité* : $e = [(a^2 - b^2)^{1/2} / a]$.

La figure 2.1 schématise la relation entre le géoïde, l'ellipsoïde et la réalité physique terrestre.

La figure 2.2 représente la structure et les paramètres de l'ellipsoïde.

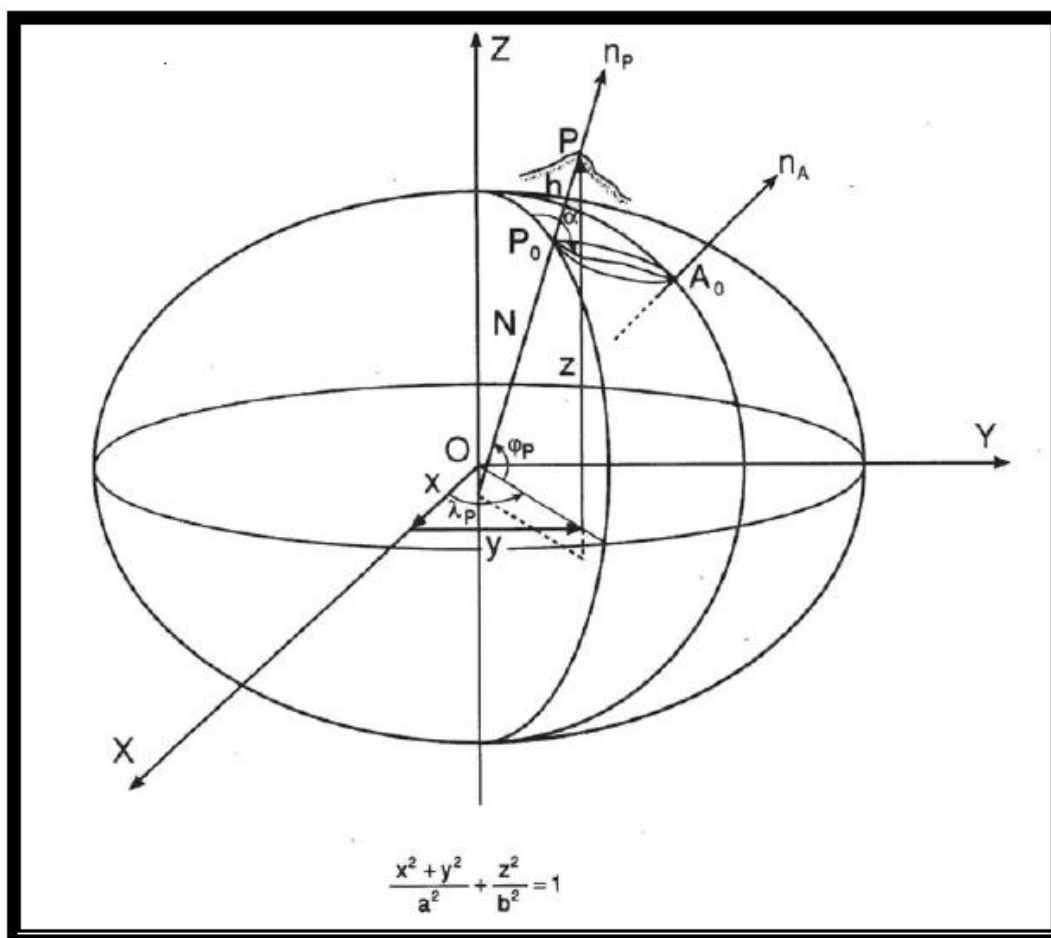


Fig. 2.2 "L'ellipsoïde "

La surface de l'ellipsoïde est régulière et peut être mise en équation; c'est pour ces raisons qu'elle est largement utilisée comme surface de référence pour les systèmes de coordonnées horizontales. Cependant son utilisation est limitée en tant que référence pour les hauteurs car elle n'est qu'une approximation grossière de la réalité terrestre

2.1.2 La sphère locale

La sphère locale est une sphère de référence rapportée à un point de l'ellipsoïde qui, à la latitude de ce point, a un rayon égal à la moyenne géométrique des rayons de courbure des deux sections normales principales de l'ellipsoïde.

La substitution de l'ellipsoïde par la sphère locale est acceptable en géodésie dans un rayon approximatif de 100 km autour du point de tangence entre l'ellipsoïde et la sphère. Elle se traduit par un décalage en distance et en angle inférieur à la sensibilité des meilleurs instruments de mesure (soit 1 cm en distance +/- 0,001 ‰ et 0,1" d'angle).

Dans un rayon de 8 km autour d'un point, il est acceptable en topographie de remplacer la sphère par son plan tangent, ce qui entraîne un décalage plus faible encore que les valeurs précitées.

2.1.3 Le géoïde

Le géoïde, défini comme la surface équipotentielle du champ de force de la gravité, est utilisé comme une surface de référence pour les hauteurs. Le niveau moyen de la mer (*Mean Sea Level* ou *MSL* en anglais) est la meilleure approximation d'une telle surface. La signification physique d'une surface équipotentielle de gravité peut être vérifiée facilement, puisqu'elle devrait être en chaque point orthogonale à la direction indiquée par le fil à plomb.

Contrairement à l'ellipsoïde, le géoïde ne peut pas être défini mathématiquement ou utilisé dans les calculs parce que sa forme dépend de la distribution irrégulière des masses à l'intérieur de la terre.

2.2 Système de référence

Un système géodésique de référence (*Datum*) est défini comme étant une surface de référence positionnée avec précision dans l'espace; il est généré par un réseau compensé de points.

Le dictionnaire hydrographique S 32 de l'OHI - cinquième édition 1994 - définit le Système de référence (Art. 1221) comme étant « *un ensemble de paramètres numériques ou géométriques destiné à servir de base ou de point d'appui pour définir et/ou déterminer d'autres quantités* ». Il précise plus loin (Art. 1223) qu'un Système de référence géodésique « *revient à choisir un ellipsoïde de référence et sa mise en place par rapport au corps terrestre, son axe étant rendu aussi parallèle que possible à l'axe du monde* ». Le texte anglais, quant à lui, indique que le *Datum* (Art. 1221) « *est défini par un ensemble de paramètres spécifiant la surface de référence ou le système de coordonnées de référence* ». Il ajoute que « *deux types de datums sont requis, l'un, horizontal, pour le calcul des points de contrôle d'un levé prenant en compte la courbure terrestre et l'autre, vertical, pour les références d'altitude* ».

La détermination d'une surface de référence unique pour la terre entière, essentielle pour l'utilisation de systèmes satellitaires, des levés associés et pour les techniques de positionnement a été, dans le passé, de moindre intérêt et difficile à accomplir, en raison du caractère essentiellement local des techniques de levés géodésiques et topographiques. Pour cette raison, il y a de très nombreux systèmes géodésiques locaux dans le monde, tous définis dans le seul but d'obtenir la meilleure approximation possible dans la région concernée.

De plus, il est normal de trouver dans chaque pays deux systèmes de référence distincts, parce qu'il y a toujours eu une séparation claire entre la détermination des positions horizontales (ellipsoïde local) et celle des altitudes (géoïde local/niveau moyen). La figure 2.3 schématise ces relations:

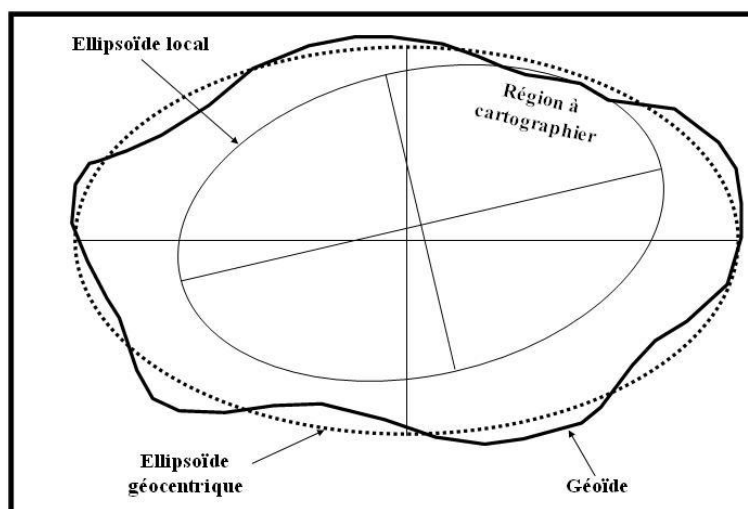


Fig. 2.3 "Choix d'un ellipsoïde local"

2.2.1 Système de référence horizontale

Un système de référence horizontale est un modèle mathématique de la terre utilisé pour calculer les coordonnées géographiques des points. L'association d'un ellipsoïde bi-axial de référence à un système local de projection constitue un système de référence géodésique horizontale (à deux dimensions). Ce système est défini à partir d'un ensemble de 8 paramètres : 2 pour la forme de l'ellipsoïde et 6 pour la position et l'orientation. Un tel système de référence n'est pas géocentrique, vu que le centre de l'ellipsoïde ne coïncide pas avec le centre de gravité de la terre et se situe à environ 100 mètres de ce dernier ; de plus les axes de symétrie de l'ellipsoïde ne sont pas alignés avec les axes principaux de rotation terrestre, bien que les écarts angulaires soient très petits et du même ordre de grandeur que ceux générés par les instruments de mesure angulaire les plus sophistiqués.

L'ellipsoïde local doit être positionné et orienté par rapport à la terre afin d'appliquer dans les calculs le vecteur de translation (distance, angle, différences d'altitude) permettant de passer de la position d'un point choisi conventionnellement pour les besoins du levé aux coordonnées du point correspondant de l'ellipsoïde. Avec le développement des techniques satellitaires, il est possible d'exprimer ces coordonnées directement par rapport à un système géocentrique, et d'en faire un usage international sans aucune modification par l'utilisateur. Dans le passé, quand le positionnement géocentrique n'était pas possible, le seul moyen pour se positionner était de créer un système de référence local centré autour d'un point fondamental (point origine) dont les coordonnées étaient déterminées par observations astronomiques sur la sphère étoilée (définie par la verticale du lieu et par un azimut mesuré à partir de l'axe terrestre de rotation).

La forme d'un ellipsoïde est identifiée au moyen de deux paramètres, les six autres, correspondant aux 6 degrés de liberté d'un corps rigide dans l'espace, doivent être déterminés pour le point d'origine. Ce sont :

- a. la latitude géographique (ou latitude ellipsoïdale/géodésique) ;
- b. la longitude géographique (ou longitude ellipsoïdale/géodésique) ;
- c. la hauteur ellipsoïdale (égale à la somme de la hauteur orthométrique et de l'ondulation du géoïde) ;
- d. deux composants pour la déviation de la verticale ;
- e. l'azimut de l'ellipsoïde passant par le point fondamental.

La méthode pour établir la correspondance entre les deux surfaces de l'ellipsoïde et du géoïde consiste à choisir un point fondamental situé à une hauteur géodésique donnée et à en déterminer la latitude et la longitude par observations astronomiques. On force alors les coordonnées ellipsoïdales du point fondamental à coïncider avec ses coordonnées astronomiques ou célestes.

Cette méthode a pour conséquences :

- a. de lier un point préalablement choisi sur l'ellipsoïde à une direction dans l'espace (élimination de deux degrés de liberté) ;
- b. de s'assurer qu'en ce point, la normale à l'ellipsoïde sera confondue avec la verticale du géoïde (élimination de deux autres degrés de liberté).

En attribuant à la hauteur du point origine de l'ellipsoïde la valeur de la hauteur géodésique connue et en alignant l'axe de rotation de l'ellipsoïde sur la direction du nord astronomique, il est possible de supprimer les deux derniers degrés de liberté de l'ellipsoïde relativement au géoïde :

- a. en faisant glisser l'ellipsoïde le long de la normale/verticale afin de le faire coïncider avec le géoïde ;
- b. en faisant pivoter son axe de rotation afin de l'orienter vers le nord.

Au terme de ces opérations, l'ellipsoïde local de référence est fixé sur le point fondamental. Voir à la figure 2.4 une représentation graphique de la relation entre les deux ellipsoïdes d'un système national et du système UTM.

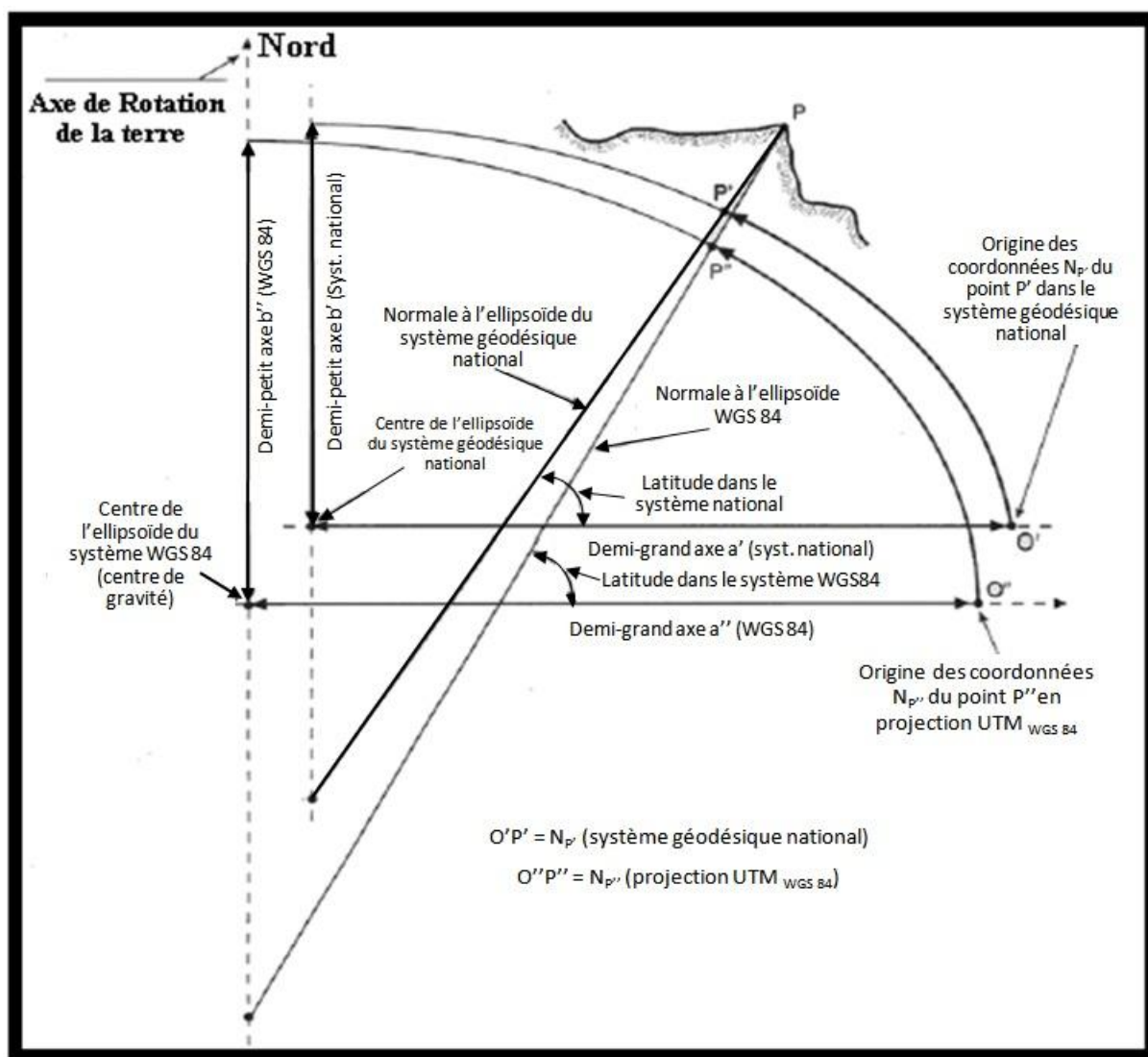


Fig. 2.4 «Projection UTM WGS 84 et système géodésique national »

2.2.2 Types de systèmes de référence

Les systèmes géodésiques locaux employés en géodésie et en cartographie avant l'apparition des systèmes satellitaires étaient basés, comme nous l'avons vu précédemment, sur des ellipsoïdes représentant le plus approximativement possible la surface du géoïde dans la région considérée.

De ce fait, dans les applications pratiques, la différence entre la verticale et la normale à l'ellipsoïde (déviations de la verticale) était quasiment négligeable et les mesures angulaires horizontales réalisées sur terre pouvaient être appliquées sans correction à l'ellipsoïde. Pour les pays de superficie limitée, cette approximation était particulièrement justifiée mais elle restait encore valide, avec une précision dégradée, dans des zones plus larges, telles que l'Europe dans sa totalité ou les États-Unis.

Avec le développement des systèmes globaux, la demande en référence applicables à des zones plus étendues a pris de l'ampleur au cours des récentes décennies.

Au cours des années 1960, il apparut qu'il était nécessaire de trouver un système de référence unique

pour le globe entier afin de mieux représenter les produits cartographiques, géodésiques et gravimétriques. L'avènement de la géodésie par satellite rendit indispensable l'adoption de références géocentriques uniques et fit progresser le besoin de créer une bonne approximation moyenne pour chaque partie du globe.

Les premiers systèmes présentant ces caractéristiques furent développés par le Département de la Défense des États-Unis : WGS60, WGS66 et WGS72 qui étaient des modèles de plus en plus fiables pour la présentation d'un modèle physique réel de la terre, et qui atteignirent leur apogée avec la création du système WGS84.

Le WGS84, qui est l'abréviation de « *World Geodetic System 1984* », définit un système géodésique universel en 1984. Il est représenté par un système cartésien OXYZ ayant pour origine le centre de gravité (centre de masse) de la terre et un axe des Z dirigé vers le Nord conventionnel (*CTP, Conventional Terrestrial Pole*) tel que défini par le BIH (Bureau International de l'Heure) en 1984. Ce système est connu aujourd'hui sous le nom de Système/Repère de référence terrestre international (ITRS/ITRF) ; il est entretenu par le Service International de la Rotation terrestre et des Systèmes de référence (IERS). L'axe des X se situe à l'intersection du plan méridien de Greenwich, défini comme origine par l'IERS en 1984, et du plan de l'équateur. L'axe des Y est situé dans le plan de l'équateur et complète ainsi le trièdre orthonormé dont l'origine est au centre de gravité de la terre. Les trois axes de l'ellipsoïde coïncident avec ce système (ellipsoïde biaxial géocentrique WGS84), l'axe des Z étant l'axe de symétrie.

La sous-commission EUREF de l'Association internationale de géodésie (AIG), responsable de la réalisation d'un système terrestre, adopta le système ITRS pour référence de la partie stable de la plaque eurasienne à l'époque 1989.0 et le dénomma *European Terrestrial Reference System 89* (ETRS89). Le système ETRF89 est une réalisation du système ETRF dérivée de l'ITRS89 ; il est métriquement cohérent avec le WGS84.

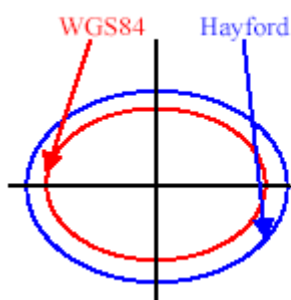
2.2.3 Transformation des systèmes géodésiques de référence

Avec le développement d'un modèle unique, il est devenu possible de représenter toutes les cartes dans un seul système géodésique de référence ; cependant la transformation des cartes d'un système géodésique à un autre n'est pas une opération simple. Pour cette raison un grand nombre de cartes en service aujourd'hui sont encore référencées dans des systèmes géodésiques anciens.

Les coordonnées cartésiennes exprimées dans un système géocentrique, ou les coordonnées géographiques rapportées à un ellipsoïde géocentrique, sont produites par des techniques de positionnement satellitaire. Pour transformer ces coordonnées dans le système local, il est nécessaire d'appliquer des algorithmes utilisant des paramètres déterminés au moyen de calculs de probabilité afin d'adapter les mesures satellitaires précises au réseau géodésique local et à ses inévitables déformations.

Chaque ellipsoïde local présente invariablement un décalage par rapport à l'ellipse géocentrique du système WGS84. Ce décalage ne résulte pas seulement des différences de paramètres ellipsoïdaux mais aussi de la position de l'origine et de l'orientation des axes de coordonnées. Par conséquent, les coordonnées géographiques d'un même point dans un système de référence local diffèrent de celles du système global et le décalage en distances peut atteindre plusieurs centaines de mètres.

Le diagramme ci-dessous montre les différences des paramètres de l'ellipsoïde de Hayford et de celle du WGS84 :



| Système | Demi-axe équatorial [m] | Demi-axe polaire [m] |
|---------|-------------------------------|----------------------------|
| WGS84 | 6 378 137 | 6 356 752.31 |
| ED50 | 6 378 388 | 6 356 911.95 |

Il est à noter que les dimensions de l'ellipsoïde WGS84 à l'équateur et aux pôles sont inférieures à celles de Hayford.

On retrouve les variations en dimension et en origine des ellipsoïdes dans les latitudes et longitudes géodésiques (ou ellipsoïdales) ainsi que dans les coordonnées horizontales (E et N de la projection UTM) de tout point situé sur la surface de la terre.

La comparaison avec les coordonnées géographiques risque de créer des confusions considérables dans le calcul des coordonnées horizontales définies dans une représentation de Gauss (projection UTM). De fait, les écarts en coordonnées gaussiennes ne sont pas les mêmes que les différences linéaires mesurées en coordonnées elliptiques. Il en est ainsi parce que la longueur d'un degré d'arc de latitude ou de longitude dépend de la dimension de l'ellipsoïde et que les origines ne sont pas les mêmes. Il est par conséquent très important de fournir une information complète et une formation appropriée aux utilisateurs pour leur permettre de bien comprendre ce contexte.

Pour transformer des coordonnées géographiques et horizontales d'un système à un autre il est nécessaire d'appliquer en chaque point des corrections de $\Delta\phi$, $\Delta\lambda$, ΔN , ΔE , qui sont fonction de la position du point.

La transformation entre deux systèmes de référence locaux, dans une même région, est souvent exécutée en utilisant des méthodes empiriques, basées sur le fait que les deux surfaces de référence, bien que différentes, sont très semblables, la principale différence étant l'orientation. Dans le cas de la transformation entre un système géocentrique global, tel que le WGS84 et un système géodésique local, les deux surfaces sont distinctes et il est nécessaire par conséquent d'appliquer des algorithmes de transformation plus généraux.

La transformation des systèmes de référence a pris une importance considérable avec la généralisation du GPS. Dans la pratique, il est nécessaire d'inclure dans un levé GPS des points de l'ancien système géodésique afin de calculer des paramètres de transformation applicables à la région concernée.

La méthode la plus simple et la plus utilisée consiste à calculer les paramètres de la transformation (rotation, translation et facteur d'échelle) permettant de passer d'un système à l'autre avec leurs ellipsoïdes respectifs :

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

où :

- $(X_1 \ Y_1 \ Z_1)$ sont les coordonnées cartésiennes dans le système (S₁) ;
- $(X_2 \ Y_2 \ Z_2)$ sont les coordonnées cartésiennes du même point dans le système (S₂) ;
- $(X_0 \ Y_0 \ Z_0)$ sont les coordonnées de l'origine du système (S₁) dans le système (S₂) ;

- $(1 + K)$ est le facteur d'échelle ;
 (E_x, E_y, E_z) sont les coordonnées de la rotation dans le système d'axes de (S1)
(exprimées en radians et mesurées dans le sens trigonométrique direct).

Un tel modèle implique une congruence géométrique parfaite, à l'exception du facteur d'échelle, entre tous les points du réseau géodésique déterminés par GPS (par exemple dans S2) et les mêmes points, déterminés par techniques traditionnelles de triangulation et de trilatération dans S1. Naturellement, ce n'est pas toujours le cas dans la réalité, en raison des distorsions introduites dans les réseaux géodésiques classiques par les inévitables propagations d'erreurs qui sont caractéristiques des méthodes traditionnelles. L'équation (2.1) est valide dans la plupart des cas si elle est appliquée dans les limites du réseau considéré.

Si dans la formule de transformation (2.1), on applique les expressions suivantes :

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

qui font correspondre les coordonnées géodésiques φ , λ et h relatives à l'ellipsoïde de demi axe « a » et d'ellipticité (ou aplatissement) α , aux coordonnées X, Y et Z du système cartésien géocentrique associé, les formules de transformation sont en coordonnées géodésiques.

Les sept paramètres de l'équation (2.1) peuvent être déterminés par moindres carrés dans un système local où les mesures sont les coordonnées (cartésiennes ou géodésiques) d'un certain nombre (≥ 3) de points du réseau, obtenues par deux méthodes : GPS dans (S2) et triangulation classique dans (S1).

2.2.4 Système de référence verticale

Le premier élément nécessaire pour définir les hauteurs est la surface de référence.

Une fois celle-ci définie, la direction orthogonale nécessaire aux mesures de hauteur est fixée tandis que l'échelle des distances sur l'axe vertical est celle du système de référence.

On définira deux systèmes de hauteurs en fonction du choix de la surface de référence :

- ' h ' : hauteurs ellipsoïdales mesurées à partir de la surface de l'ellipsoïde de référence.
- ' H ' hauteurs orthométriques (ou hauteurs au-dessus de la surface du géoïde). On choisit comme référence une surface équipotentielle du champ de gravité, correspondant approximativement au niveau moyen de la mer (MSL, ou *Mean Sea Level* en anglais) observé après filtrage des oscillations périodiques (vagues et marées) et apériodiques (géoïde).

Les hauteurs orthométriques permettent de conserver la signification physique de hauteur au-dessus du niveau de la mer. Cependant, des complications surviennent lors de la détermination de la différence entre les deux surfaces (ellipsoïde-géoïde), connue sous le nom d'ondulation du géoïde, et dont la connaissance est nécessaire pour relier les deux systèmes entre eux.

La figure suivante schématise la relation entre la hauteur ellipsoïdale h et la hauteur orthométrique H .

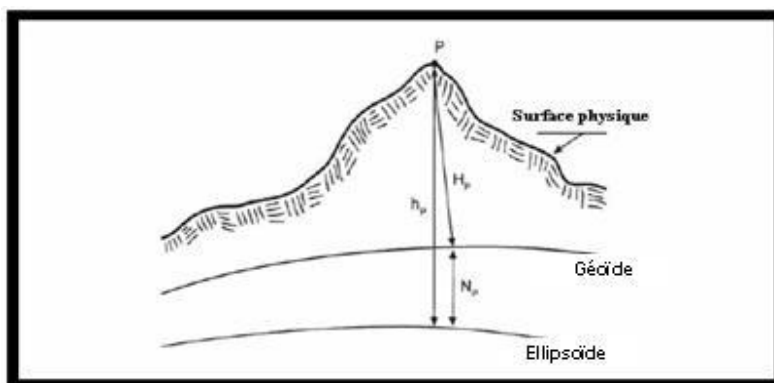


Fig. 2.5 «Références altimétriques »

En première approximation et à quelques millimètres près :

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

h_p est mesurable avec le GPS, alors que H_p est observable par nivellement horizontal et gravimétrie ; N_p (hauteur géοidale ou ondulation) est la hauteur au-dessus de la surface du point P projeté sur le géοide le long de la verticale au géοide (fil à plomb). Cette formule est une approximation parce qu'elle ne tient pas compte des différences de longueurs des normales ou des différents facteurs d'échelle qui résultent des différents types d'observations. En cartographie, cette erreur d'approximation est normalement considérée comme négligeable.

En altimétrie traditionnelle pour la cartographie, on attribue conventionnellement au niveau moyen de la mer la hauteur 0. Ce niveau moyen est déterminé à partir d'observations du niveau de la mer sur une longue durée afin de filtrer les variations à courte période telles que la marée.

Le dictionnaire hydrographique S-32 de l'OHI (5^{ème} édition 1994, Art. 3156) définit le niveau moyen de la mer comme étant « la moyenne des hauteurs de marée observées à un endroit déterminé pendant un intervalle de temps donné, les hauteurs de marée étant prises au moins toutes les heures et mesurées à partir d'un niveau de référence prédéterminé (Zéro des cartes).

Pour une région donnée, le géοide local est défini comme étant la surface équipotentielle du champ de pesanteur passant par un point pré-déterminé de la région. Ce point est choisi habituellement sur le littoral à une hauteur conventionnelle égale à celle du niveau moyen.

Partant de ce point, choisi comme zéro fondamental et en utilisant des techniques de nivellement géométrique, il est possible d'attribuer une hauteur orthométrique en chaque point disséminé sur un réseau de nivellement couvrant toute la région. Les points du réseau (*Benchmark* en anglais) sont matérialisés par des repères de nivellement.

Selon l'endroit où on se trouve, le niveau moyen de la mer peut être plus ou plus éloigné du centre de la terre aussi les hauteurs ne peuvent-elles être rapportées à une définition globale d'un niveau moyen. Pour le moment, il n'existe pas de système de nivellement global unique, ou qui permette de comparer directement entre elles les hauteurs mesurées dans des systèmes de nivellement différents.

2.3 Systèmes de coordonnées

La position est habituellement définie au moyen de coordonnées curvilignes telles que la latitude, la longitude et la hauteur au-dessus de la surface de référence. Dans ce cas il est fourni une position à (2+1) dimensions.

Il convient de faire la différence entre les systèmes de coordonnées suivants :

- a. rectangulaires (grille) ;
- b. sphériques ;
- c. ellipsoïdales (géodésiques) ;
- d. géoïdales (astronomiques) ;

selon que le plan, la sphère, l'ellipsoïde ou le géoïde sont utilisés comme surfaces de référence.

Les coordonnées ellipsoïdales sont aussi appelées coordonnées géodésiques, tandis que les coordonnées astronomiques sont des coordonnées géoïdales.

Dans cette interprétation, l'expression « coordonnée géographique » est un terme général qui inclut les systèmes mentionnés en c et d.

2.4 Principes de la cartographie

La représentation de l'ellipsoïde sur une surface horizontale plane est à la fois la difficulté et la finalité fondamentales de la cartographie.

Un tel problème est rendu plus complexe pour une surface ellipsoïdale qui n'est pas développable (ou d'une surface sphérique dans un champ plus étroit) sur une surface plane. Il est donc impossible de transférer des détails d'une surface de référence tridimensionnelle à un plan sur le papier sans que les paramètres qui les décrivent (distances, régions, angles) soient affectés par des déformations considérables. Pour trouver la meilleure méthode pour accomplir ce transfert, les efforts seront dirigés vers l'élimination de certains d'entre eux ou bien leur maintien dans des limites acceptables.

Selon la méthode choisie, il y aura :

- a. des cartes pour lesquelles les distances sont conservées (cartes équidistantes) : cette condition ne peut pas être satisfaite pour la carte entière, mais seulement le long de directions particulières. Cela signifie que le long de certaines lignes, le rapport (échelle) entre les distances mesurées sur la carte et celles mesurées sur la surface de référence est conservé ;
- b. des cartes pour lesquelles les surfaces sont conservées (cartes équivalentes ou égales) : cette condition peut être applicable à la carte entière. Cela signifie que le rapport des surfaces entre deux régions mesurées sur la carte et sur la surface de référence est conservé. Cependant des déformations linéaires et angulaires sont introduites et il en résulte des modifications de forme ;
- c. des cartes pour lesquelles les angles sont conservés (cartes conformes) : cette propriété peut aussi être étendue à la carte entière. Cela signifie que l'angle mesuré entre deux directions sur la carte est égal à l'angle que forment les lignes correspondantes sur la surface de référence (ellipsoïde ou sphère) ;
- d. les cartes pour lesquelles l'échelle en chaque point est la même dans toutes les directions (cartes orthomorphiques ou équidistantes) : les angles autour d'un point sont respectés et les petites formes sont conservées sur toute la carte ;
- e. les cartes dont aucun des éléments cités ci-dessus n'est rigoureusement conservé mais dont les déformations relatives sont tolérables (cartes aphyactiques ou non orthomorphiques).

Trois coefficients peuvent être utilisés pour évaluer les valeurs des déformations et par conséquent pour calculer des corrections relatives. Ils sont appelés déformations linéaire, superficielle et angulaire

et sont définis comme suit :

$$\begin{aligned} m_1 &= dl'/dl \\ m_s &= dS'/dS \\ m_\alpha &= \alpha' - \alpha \end{aligned} \quad (2.4)$$

où dl' , dS' et α' sont les éléments géométriques appartenant à la projection et dl , dS et α sont les éléments correspondants de l'ellipsoïde ($\alpha' - \alpha$ est la rotation qui permet de passer de ds à ds'). Les éléments linéaires et superficiels doivent être infiniment petits pour qu'on soit capable d'identifier rapidement les dimensions des déformations.

Le choix du système cartographique dépend de l'objet de la carte. Si celle-ci doit être utilisée pour la navigation, elle devra être conforme de telle sorte que les angles mesurés sur la carte (par exemple l'angle formé par une route et un méridien) demeurent invariables.

La correspondance entre les points de l'ellipsoïde et ceux de la carte peut être :

- a. géométrique, quand on passe des premiers aux seconds par projection géométrique suivie par un processus analytique (trigonométrique en général);
- b. analytique, quand on établit une relation exclusivement analytique entre les points, sans passer par une projection géométrique. Il est alors nécessaire d'écrire un système d'équations qui relie les coordonnées géographiques des points sur l'ellipsoïde à leurs coordonnées cartésiennes sur la carte dans un système d'axes orthonormés.

La première méthode de construction d'une carte est nommée « projection », la deuxième « représentation ». Les deux méthodes ne sont pas incompatibles; chaque système peut être articulé autour d'une série d'équations et les systèmes projectifs appropriés peuvent correspondre à plusieurs systèmes analytiques, même s'ils sont parfois approximatifs.

En cartographie moderne il est préférable de construire les cartes selon la méthode de représentation.

Il existe aussi des systèmes mixtes. Dans ce cas, certains éléments du réseau sont transformés dans un système et certains autres éléments sont transformés dans l'autre. Ces systèmes sont appelés des « projections » ou des « représentations modifiées » et sont fréquemment utilisés dans la production des cartes à cause des caractéristiques particulières qui sont introduites au niveau du produit final, ce qui n'aurait pas été le cas dans une projection géométrique pure ou dans une représentation.

2.5 Projections

2.5.1 Projections perspectives (ou géométriques)

Pour reproduire une section de l'ellipsoïde bien déterminée sur une carte, il est nécessaire d'étudier le centre de la région à représenter et de trouver le plan tangent à l'ellipsoïde en ce point. Il est alors possible de projeter les figures géométriques de l'ellipsoïde sur un tel plan à partir d'un centre de projection convenablement choisi.

Selon la position du point central de la projection, plusieurs types de transformations peuvent être réalisés, où chaque transformation présente des caractéristiques particulières.

Le centre de projection peut être choisi :

- a. au centre de l'ellipsoïde (centre graphique ou projection azimutale) : les cartes produites avec ce système sont utilisables en navigation, parce que la transformation des arcs de

courbure maximum (grands cercles) des sphères locales est représentée par des lignes droites sur le plan de projection ;

- b. par rapport au point diamétralement opposé à la zone à représenter (projection stéréographique) : c'est la seule projection conforme en perspective et elle est utilisée généralement pour la cartographie des zones polaires ;
- c. en un point du diamètre extérieur à l'ellipsoïde (projection scénographique);
- d. toujours sur le même diamètre, mais à une distance infinie (projection orthogonale).

2.5.2 Projections coniques

La projection conique consiste à prendre une surface conique, à la positionner par rapport à la portion de l'ellipsoïde pour laquelle une carte doit être créée et à projeter l'ellipsoïde à partir de son centre sur cette surface conique. Par la suite, la surface conique sera représentée par un plan et la carte produite ne sera pas déformée (isométrique) le long de la ligne de tangence. En dehors de cette ligne, la projection sera aphyllactique ou non orthomorphique. Le cas le plus utilisé est celui de la « projection conique directe » où, pour rendre celle-ci conforme, Lambert maintint inchangé le principe de projection pour tracer les méridiens tout en utilisant un système de représentation analytique pour les parallèles. C'est une projection orthomorphique modifiée.

2.5.3 Projections cylindriques

La projection cylindrique est obtenue en prenant une surface cylindrique tangente à l'ellipsoïde et à projeter sur celle-ci les points de l'ellipsoïde à partir de son centre.

Parmi les nombreuses possibilités de position du cylindre de projection, nous allons en considérer deux qui produisent, après développement sur un plan, les deux systèmes cartographiques les plus utilisés, à savoir : les projections cylindriques directe et inverse.

2.5.3.1 Projection cylindrique directe

Le cylindre de projection est tangent à l'équateur et son axe coïncide avec le petit axe de l'ellipsoïde terrestre. Le carroyage des méridiens et parallèles (graticules) de ce cylindre se transforme en une série de lignes droites orthogonales. La projection est aphyllactique ou « non orthomorphique » dans une bande équatoriale; elle est conforme uniquement pour les parallèles et les méridiens et les déformations sont minimales à proximité de l'équateur mais augmentent avec la latitude.

La projection cylindrique directe peut être conforme et orthomorphique en introduisant une relation analytique entre les parallèles de l'ellipsoïde et ceux de la carte; le centre de l'ellipsoïde demeure l'origine de la projection des méridiens transformés.

La carte modifiée obtenue par cette méthode est appelée Carte Mercator (ou projection de Mercator); elle a l'avantage d'être conforme et de transformer les méridiens et parallèles en droites orthogonales. En résumé, cette projection est le système cartographique idéal pour représenter la région équatoriale. Pour les régions de latitudes moyennes, une surface cylindrique sécante à l'ellipsoïde selon deux parallèles donnés peut être envisagée : il n'y aura plus de déformation dans la bande située de part et d'autre de ces parallèles, mais report des déformations dans les zones externes et à l'équateur.

De plus, la carte Mercator permet de naviguer en utilisant la loxodromie. Bien que cette dernière ne représente pas la distance la plus courte entre deux points puisque celle-ci est fournie par une orthodromie, ou grande géodésique, la loxodromie est utile pour les courtes distances, car les orientations de la route suivie peuvent être remplacées facilement par un cap moyen. C'est pour cette raison que de telles cartes sont habituellement employées en navigation.

2.5.3.2 Projection cylindrique transverse

Le cylindre de projection est tangent à un méridien et son axe est perpendiculaire à l'axe des pôles. La surface de l'ellipsoïde est projetée à partir du centre de l'ellipsoïde lui-même. Il n'y a pas de déformations sur le méridien tangent mais celles-ci augmentent en s'éloignant de ce dernier.

Le carroyage des méridiens et des parallèles (graticule) est transformé en un réseau de courbes qui se croisent aux mêmes angles. L'effet des déformations est limité en réduisant la zone à projeter. Pour ce faire, on divise la surface terrestre en bandes de largeur limitée (généralement 15° de longitude) et en les projetant sur un cylindre tangent à leur méridien central le long duquel il n'y a pas de déformation. Pour réduire encore ces dernières il est possible d'utiliser un cylindre sécant plutôt que tangent. Avec cette méthode, l'absence de déformation ne se produit plus sur le méridien central, mais sur les deux intersections qui lui sont symétriques : la région située entre ces lignes est contractée alors que celle qui est à l'extérieur est dilatée.

2.5.4 Représentations

La représentation de Gauss, qui est la base de la cartographie officielle dans plusieurs pays, transforme de façon « analytique » le carroyage géographique (Figure 2.6), par des équations de corrélation très complexes, dans un réseau semblable à celui obtenu par la projection cylindrique inverse, en ajoutant sur cette représentation la caractéristique fondamentale de conformité (en plus de celles communes aux projections : orthogonalité entre les images de l'équateur et des méridiens et équidistance le long d'un méridien).

L'absence d'équidistance (à l'exception du méridien central sélectionné) implique une variation de l'échelle de la carte en fonction de la position de l'élément mesuré. Les déformations augmentent avec la distance du point au méridien central et à l'équateur. Pour réduire les déformations, la surface à représenter doit être délimitée avec soin. L'ellipsoïde est divisé en zones contenant le méridien central (ou méridien de zone) choisi comme méridien de référence et sur lequel les distances sont respectées.

Avec les formules de correspondance ou équations de Gauss, il est possible d'obtenir les coordonnées cartographiques et par conséquent le plan qui contient les points pré-positionnés sur l'ellipsoïde (par exemple les nœuds du carroyage géographique) sur une représentation plane X-Y (ou N-E), en se rappelant que le méridien transformé est défini par l'axe des X et que l'axe des Y est contenu dans la direction parallèle à l'axe du cylindre de la projection.

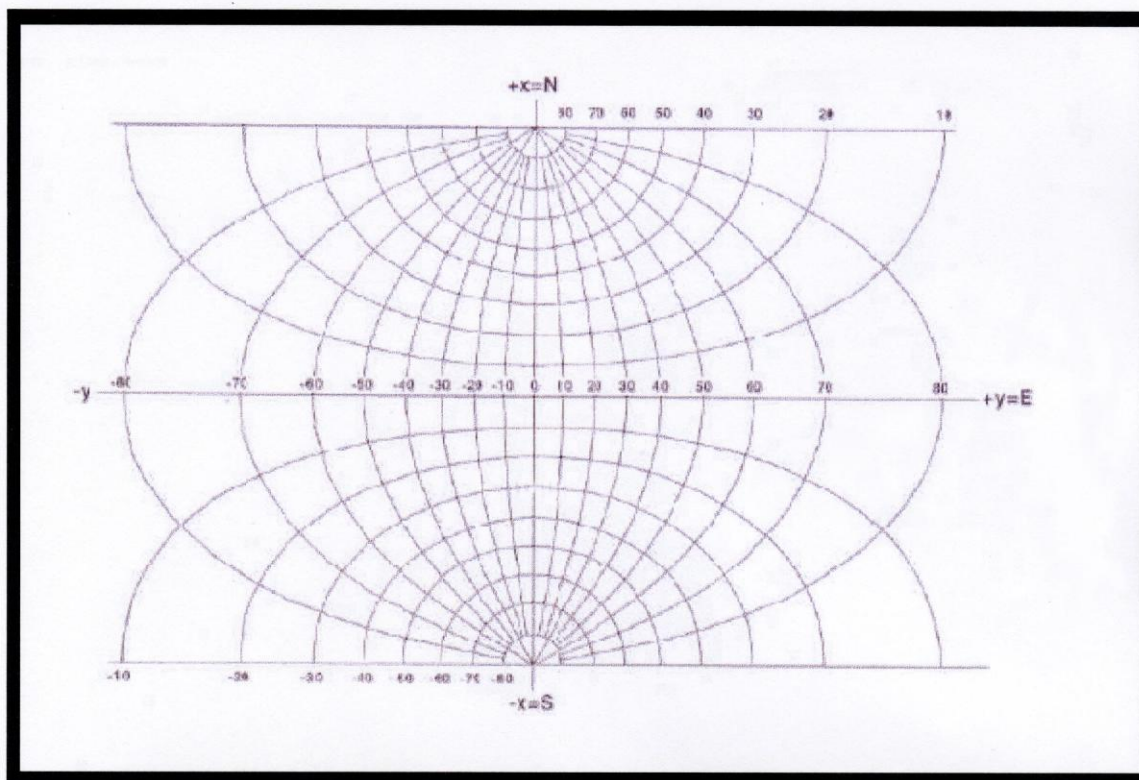


Fig. 2.6 “Carroyage géographique”

Sur la carte, les points ayant une même abscisse ou une même ordonnée sont des lignes droites discrètes placées parallèlement à l’axe. Le fait de représenter sur le plan de la carte quelques-unes de ces lignes droites (qui correspondent à un nombre entier de kilomètres), crée un réseau maillé de carrés appelé carroyage (grille).

Sur les cartes modernes, seuls les carroyages sont représentés, alors que les parallèles et les méridiens (graticules) ne sont représentés que par leurs amorces en marge de la carte.

La présence du carroyage permet de procéder à des opérations dans le plan dans les limites de la zone entière, avec pour seule contrainte la nécessité de corriger les distances calculées avec les coordonnées à l’aide du coefficient de déformation linéaire. Vu que la courbe transformée de la géodésique n’est pas une droite, des corrections doivent être apportées aux angles (par « réduction à la corde »).

Le système cartographique basé sur la représentation de Gauss est connu internationalement sous le nom de « Projection Mercator Transverse Universelle » ou « UTM » en raison de l’analogie qu’elle présente avec la projection cylindrique directe (Mercator).

2.5.5 Projection Mercator transverse universelle

Les coordonnées de la projection Mercator transverse universelle (UTM) sont utilisées dans l’exécution des levés et en cartographie lorsque la taille de la région cartographiée s’étend sur plusieurs zones de projections. Elles sont aussi utilisées par les armées de terre et de l’air ainsi que par les marines de l’OTAN, pour la réalisation de cartes et pour les applications géodésiques.

Les différences entre la projection UTM et la projection TM sont l’échelle au méridien central, l’origine et la représentation des unités :

- l’échelle est 0,9996 au méridien central de la projection UTM;

- la coordonnée Nord (*Northing* ou NUTM) a l'équateur pour origine, fixé conventionnellement à zéro ; elle s'étend de l'équateur à la latitude quatre-vingt-quatre degrés Nord (84° N);
- la coordonnée Sud (*Southing* ou SUTM) a l'équateur pour origine, dont la valeur est fixée conventionnellement à dix mille kilomètres (10 000 000 m) ; elle s'étend de l'équateur à la latitude quatre-vingt degrés Sud (80° S);
- la coordonnée Est (*Easting* ou EUTM) a pour origine le méridien central dont la valeur est fixée conventionnellement à cinq cents kilomètres (500 000 m) ;
- le système UTM est divisé en soixante (60) zones longitudinales. Chaque zone a une largeur de six (6°) degrés qui s'étend de trois degrés (3°) de part et d'autre du méridien central.

Pour calculer les coordonnées UTM d'un point, on doit déterminer les coordonnées TM :

- les coordonnées *Northing* et *Southing* (NUTM, SUTM) sont calculées en multipliant le facteur d'échelle (0,9996) du méridien central par les valeurs des coordonnées (NTM, STM) ;
- dans l'hémisphère Sud, une valeur de dix millions de mètres (10 000 000 m) doit être ajoutée pour tenir compte du décalage conventionnel appliqué à l'origine ;
- les coordonnées *Easting* (EUTM) sont obtenues en multipliant la valeur (ETM) par le facteur d'échelle du méridien central (0,9996) et en lui ajoutant cinq cent mille mètres (500 000 m) pour tenir compte du décalage conventionnel appliqué à l'origine ;
- les coordonnées UTM sont toujours exprimées en mètres.

UTM Nord, Sud, et Est

| | |
|----------------------------|---|
| Dans l'hémisphère Nord : | $N_{UTM} = (0,9996) N_{TM}$ |
| Dans l'hémisphère Sud : | $S_{UTM} = (0,9996) S_{TM} + 10\,000\,000\text{ m}$ |
| Pour les coordonnées Est : | $E_{UTM} = (0,9996) E_{TM} + 500\,000\text{ m}$ |

La zone UTM peut être déterminée à partir de la longitude géodésique du point (convertie en degrés décimaux), soit Z = numéro de la zone UTM :

- $Z = (180 + \lambda) / 6$ (longitudes Est)
- $Z = (180 - \lambda) / 6$ (longitudes Ouest)

Sauf quand le résultat obtenu au moyen de la formule précédente se termine par un chiffre rond, on prend pour numéro de zone UTM l'entier immédiatement supérieur.

Exemple de calcul de numéro de zone UTM :

$$\begin{aligned}\lambda &= 15^\circ 12' 33,5609'' \text{ E} \\ Z &= (180 + 15,20932247) / 6 = 32,53448 \\ Z &= 33\end{aligned}$$

3. MÉTHODES DE CONTRÔLE HORIZONTAL

3.1 Introduction

Avant d'entreprendre un levé hydrographique, un canevas géodésique est mis en place pour encadrer géographiquement la zone côtière ou pour créer les stations nécessaires à l'exécution des sondages; ce réseau est réalisé en se basant sur des points de référence établis au préalable et dont les coordonnées ont été déterminées par méthodes géodésiques.

Ces points ainsi que le canevas réalisé définissent une triangulation de base qui constitue le réseau de référence géodésique adopté (le *datum*).

La détermination des coordonnées horizontales des points peut être obtenue par différentes méthodes :

- a. méthodes classiques de levés, par observations astronomiques, mesures d'angles et de distances ;
- b. méthodes mixtes ;
- c. méthodes photogrammétriques.

Les deux premières méthodes permettent de réaliser une triangulation de premier ordre ou d'ordre inférieur, par mesures d'angles et de distances et par cheminements. Par la suite, en partant des points de premier ordre, le réseau peut être étendu en fonction des besoins du levé en effectuant des mesures d'angles et de distances supplémentaires.

Le développement des techniques satellitaires a permis de déterminer les points de contrôle de premier et de second ordre sans qu'il soit nécessaire de les relier entre eux par observations directes, et de les extrapoler jusqu'au réseau local de la zone à lever.

3.2 Méthodes classiques

3.2.1 Triangulation

3.2.1.1 Principes et spécifications

Chaque pays possède dans les limites de son territoire un réseau planimétrique national constitué de points géodésiques appelés « points trigonométriques de 1^{er} ordre ». Ces points sont bornés de manière durable et reliés entre eux par des séries de triangles, si possible équilatéraux.

La technique de levé, dite de triangulation, détermine à partir de mesures d'angles les sommets d'une chaîne de triangles qui possèdent chacun au moins un côté commun.

Le développement formé par les triangles, peut être obtenu en densifiant les réseaux (Figure 2.7a) ou en procédant par chaînage (Figure 2.7b). Cette dernière méthode a été utilisée avec succès pour des levés de pays caractérisés par leur grande extension en latitude ou en longitude (par ex. l'Argentine).

De plus les chaînes peuvent être reliées entre elles, comme dans le cas des levés des zones longues et étroites ; dans un tel cas il est pertinent de rendre le réseau plus rigide en procédant par quadrilatères et en observant les diagonales (Figure 2.7c).

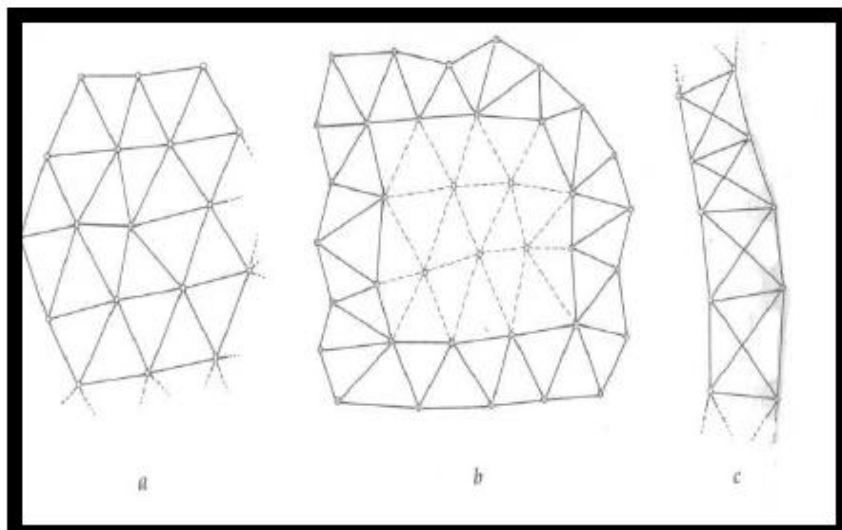


Fig. 2.7

Dans un réseau, l'échelle peut être obtenue par détermination d'une base géodésique unique, toutes les autres mesures étant angulaires. Cependant, les erreurs d'échelle finissent par s'accumuler au fur et à mesure que le réseau s'étend et la meilleure façon de contrôler/corriger ces erreurs, est de mesurer d'autres bases. (NB : Avant l'apparition des tachéomètres, les mesures de distance étaient des opérations longues et difficiles).

Finalement l'orientation du réseau est déterminée par une mesure d'azimut astronomique. Comme pour les facteurs d'échelle, des azimuts supplémentaires devraient être observés en divers points du réseau afin de contrôler/corriger la propagation d'erreurs.

3.2.1.2 Mesures des bases et des angles

Le but d'un levé par triangulation est de déterminer les coordonnées des points A, B, C, D, E et F (Figure 2.8). Les points sont reliés entre eux afin de former une série de triangles. En général le côté AC (normalement désigné sous le nom de « base géodésique » en triangulation) définit le point de départ. Tous les angles des différents triangles sont mesurés : $\alpha_1, \beta_1, \gamma_1$ du triangle ABC; $\alpha_2, \beta_2, \delta_2$ du triangle ABD et ainsi de suite.

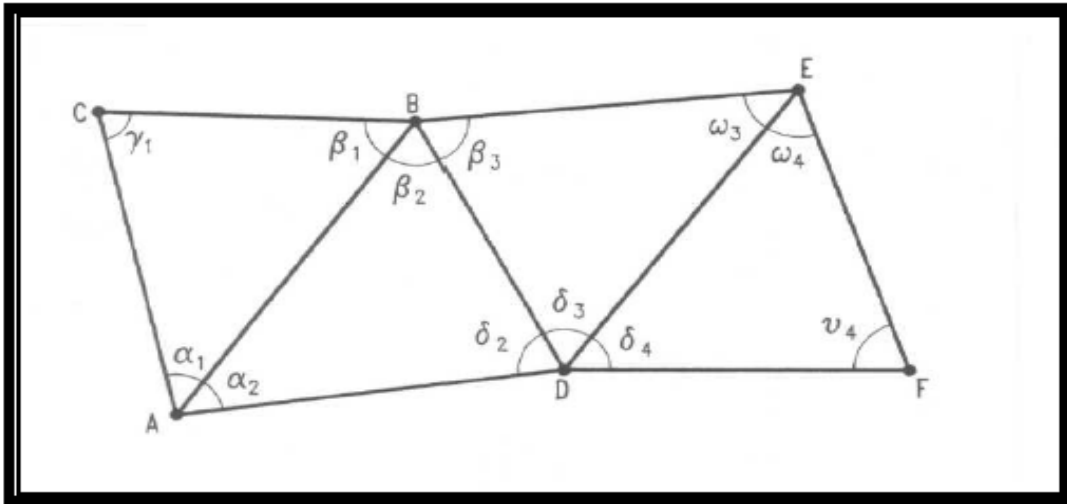


Fig. 2.8

La longueur d'une base de triangulation de premier ordre est de 10 kilomètres environ et par conséquent, la mesure des angles demande un soin particulier. Il est nécessaire d'utiliser des théodolites qui permettent de lire le dixième ou les deux dixièmes de seconde sexagésimale afin d'obtenir, après réitérations d'un nombre convenable de tours d'horizon, une mesure de direction caractérisée par un écart type de l'ordre du dixième de seconde.

Pour effectuer des mesures dans les limites de ces tolérances, une importance particulière doit être accordée aux signaux géodésiques qui doivent être de grandes structures bien visibles et de coloration appropriée. Des signaux visibles de jour comme de nuit peuvent être utilisées ; les signaux de jour sont éclairés au moyen d'héliostats (ou d'héliotropes) et ceux de nuit sont remplacés par des projecteurs géodésiques. Ces signaux doivent se prêter à une collimation sans erreur de phase (mauvais éclairage) et par conséquent, la présence d'un opérateur est requise sur le point à viser.

Par conséquent, la précision de mesure des trois angles doit être vérifiée dans chaque triangle. Pour calculer l'erreur de fermeture (ou erreur de fermeture angulaire) de chaque triangle et vérifier que les résultats sont inférieurs aux valeurs de tolérance fixées au préalable, on utilise la propriété :

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

où la sommation $\sum \alpha_i$ est la somme des angles mesurés moins l'excès sphérique. Ensuite il est nécessaire d'ajuster les angles mesurés en utilisant une méthode rigoureuse ou une méthode empirique consistant à ajouter ou à soustraire de chacun des angles le tiers de l'erreur de fermeture angulaire.

3.2.1.3 Calculs et compensations

Une fois la vérification de la tolérance complétée, le premier triangle ABC (dans la Figure 2.8) peut être résolu. Avec la base et les trois angles connus, il est possible de déterminer les deux autres côtés par application de la loi des sinus :

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

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

Sa base étant déterminée, nous sommes maintenant capables de résoudre le deuxième triangle ABD, toujours en appliquant la formule des sinus, et ainsi de suite.

Si on a plus qu'une base mesurée, il est nécessaire d'utiliser des méthodes rigoureuses pour ajuster la compensation. La méthode la plus fréquemment utilisée est la méthode des observations indirectes.

La surdétermination (pratique des mesures surabondantes) du réseau permet d'entreprendre les calculs de compensation en utilisant la méthode des moindres carrés.

Par exemple, si on prend le triangle ABD (Figure 2.9), les valeurs inconnues sont générées par les valeurs les plus probables des coordonnées horizontales des points A, B, D (notées $X_A, X_B, X_D, Y_A, Y_B, Y_D$). De telles coordonnées sont exprimées comme étant la somme d'une valeur initiale approximative et des corrections à lui appliquer pour produire une valeur finale la plus probable. Les corrections sont déterminées par la méthode des moindres carrés.²

Une fois les dimensions angulaires compensées, les opérations qui doivent être complétées sont :

- a. La formulation d'une équation génératrice pour chaque mesure effectuée. En particulier, on impose la condition qu'un angle (par ex. α_2) soit égal à la différence des deux angles de direction mesurés sur la base AD et sur la base AB :

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

dont on déduit :

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

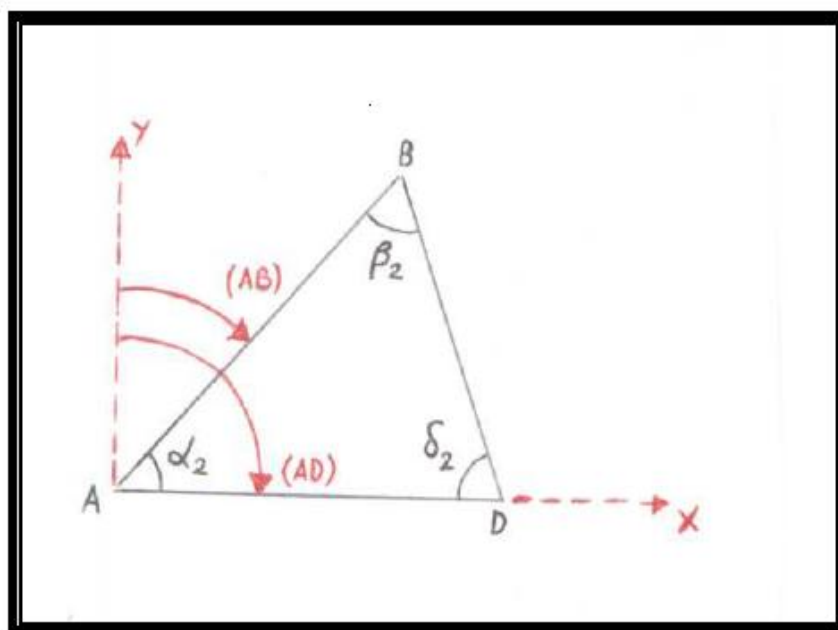


Fig. 2.9

La génération des équations d'observations est une tâche impossible parce que leur nombre (une pour chaque mesure) est plus grand que le nombre d'inconnues (méthode des mesures surabondantes).

Les inconnues sont contenues dans les mesures des angles de direction et peuvent être exprimées de la façon suivante :

$$(\text{AD}) = \text{arctg} \left[\frac{(X_D - X_A)}{(Y_D - Y_A)} \right] \quad (2.10)$$

$$(\text{AB}) = \text{arctg} \left[\frac{(X_B - X_A)}{(Y_B - Y_A)} \right] \quad (2.11)$$

En développant en série de Taylor la fonction « **arctg** » des deux variables \mathbf{X}_i et \mathbf{Y}_i ($f[\mathbf{X}_i, \mathbf{Y}_i]$) pour un point de coordonnées \mathbf{X}_i^0 et \mathbf{Y}_i^0 représentent les coordonnées approximatives initiales des points du triangle, les augmentations \mathbf{x}_i et \mathbf{y}_i de ces points constituent les corrections à appliquer pour calculer les valeurs définitives compensées (valeurs les plus probables).

Dans le cas présent, le développement de la série est limité au premier degré, les termes de degré supérieur étant considérés comme négligeables et donc ignorés :

$$f[\mathbf{X}_i, \mathbf{Y}_i] = f[\mathbf{X}_i^0, \mathbf{Y}_i^0] + \left| \frac{\partial f[\mathbf{X}_i, \mathbf{Y}_i]}{\partial \mathbf{x}} \right|_{(\mathbf{X}_i^0, \mathbf{Y}_i^0)} \mathbf{x}_i + \left| \frac{\partial f[\mathbf{X}_i, \mathbf{Y}_i]}{\partial \mathbf{y}} \right|_{(\mathbf{X}_i^0, \mathbf{Y}_i^0)} \mathbf{y}_i \quad (2.12)$$

- b. La formulation du système d'équations ainsi générées impose l'existence d'un résidu d'observation (\mathbf{v}_i) résultant de la présence d'erreurs de mesures aléatoires ; il en résulte une équation du type :

$$\alpha_2 - (\text{AD}) + (\text{AB}) = \mathbf{v}_i \quad (2.13)$$

Un tel système finit par être algébriquement indéterminé vu que le nombre d'équations est maintenant inférieur au nombre d'inconnues, après insertion des résidus d'observations.

- c. La formulation du système d'équations normales ayant pour inconnues les « corrections » \mathbf{x}_i et \mathbf{y}_i introduites dans l'expression (2.12), comporte une condition supplémentaire, à savoir qu'on impose à la somme des carrés des résidus d'observation \mathbf{v}_i , d'être minimum. Un tel système est algébriquement déterminé car le nombre d'équations est égal au nombre d'inconnues ; sa résolution permet d'aboutir aux valeurs compensées des coordonnées horizontales des points de la triangulation.

3.2.2 Trilatération

3.2.2.1 Principes et spécifications

Cette méthode de levé est semblable à la triangulation, les points dont on cherche à calculer les coordonnées étant reliés pour former un réseau de triangles comportant des côtés communs, mais ici, les mesures principales portent sur les distances et non plus sur les angles.

Avec l'apparition d'instruments de mesure électroniques et électro-optiques de distance, la trilatération put recevoir de larges applications et remplacer totalement les triangulations ; cependant les deux méthodes coexistent normalement et aboutissent à des réseaux mixtes.

Alors que le développement contrôlé d'éléments (triangles) par triangulation peut être accompli en mesurant les trois angles de chaque triangle (la vérification est immédiate en écrivant que la somme des trois angles est égale à 180°), le contrôle de la méthode de trilatération se fait après calcul des angles à partir des côtés des triangles adjacents.

Pour les réseaux de 1^{er} ordre, comme pour les triangulations, la création d'un point fondamental et d'un azimut par observations astronomiques sont toujours nécessaires.

3.2.2.2 Mesures des angles et des distances

Contrairement à la triangulation, qui peut être réalisée en occupant uniquement la station et non le signal, sauf en cas d'utilisation de dispositifs d'éclairage spéciaux, la trilatération exige toujours d'occuper les deux points avec des réflecteurs ou des transmetteurs. Cet inconvénient est compensé par l'avantage de pouvoir opérer dans des conditions de visibilité moins bonnes, ce qui donne une meilleure flexibilité dans l'organisation et la durée des travaux.

3.2.2.3 Calculs et compensations

En utilisant la technique d'observations indirectes, les calculs de compensation suivent les mêmes principes que ceux utilisés en triangulation. Les équations d'observations sont formulées en utilisant les mesures des côtés et leurs composantes doivent satisfaire aux conditions imposées par le théorème de Pythagore.

Dans le triangle de la figure 2.9, l'équation du côté mesuré AD sera :

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

Comme pour les triangulations, le développement (2.14) en série de Taylor autour d'une valeur approximative des coordonnées des points A (X_A^0, Y_A^0) et D (X_D^0, Y_D^0), en ne retenant que les termes du premier degré, aboutira à l'expression suivante :

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

où les accroissements ($x_D - x_A$) et ($y_D - y_A$) représentent les corrections à appliquer aux valeurs approximatives initiales des coordonnées pour créer les valeurs compensées les plus probables.

L'introduction des résidus d'observations et l'application des principes des moindres carrés permettent d'écrire un système algébriquement déterminé d'équations normales pour les inconnues x_i et y_i .

3.3 Méthodes mixtes

Quand on combine des observations réalisées au moyen de différents systèmes de mesures, il convient de tenir compte à la fois de la précision des instruments et des unités. On dira, par exemple, que les angles doivent être mesurés en secondes d'arc avec une précision de $\pm 4''$ et les distances en mètres avec une précision de ± 15 cm. Cette condition est satisfaite en attribuant à chaque observation une pondération égale à l'inverse de l'écart type ($1/\sigma$), où σ est exprimé dans le même système d'unités que l'observation.

Les tolérances instrumentales relèvent d'une décision technique, qui résulte normalement d'un compromis entre l'expérience et les notices d'utilisateurs. Un théodolite gradué en secondes pourra être associé à un σ de $\pm 4''$, soit ± 19 cm pour une distance de 10 km, et un distancemètre à un σ de $\pm 0,05$ m ± 5 ppm. Dans le cas du présent exemple, l'erreur de distance est composée de deux termes, l'un fixe de 0,05 m et l'autre variable de 5 ppm de la longueur mesurée. Ces deux termes doivent être combinés dans l'écart quadratique moyen (EMQ, ou σ par abus de langage), soit, pour une distance de 10 km :

$$\sigma = \sqrt{(0,05)^2 + (10\,000 \times 5 \times 10^{-6})^2} \text{ m} = 0,07 \text{ m}$$

La pondération des équations d'observation par le scalaire $1/\sigma$ présente l'avantage de transformer ces dernières en équations sans dimension. La multiplication des équations d'observation exprimées en mètres par le facteur $1/\sigma$, exprimé lui aussi en mètres, les transforme en équations sans dimension et permet de combiner différents types d'observations.

La méthode des moindres carrés qui permet de résoudre un système d'équations surabondantes utilise une matrice des poids (ou inverse de la matrice des covariances). Dans le cas de trois variables a, b et c, cette matrice prend la forme :

$$W = \begin{bmatrix} \frac{1}{\sigma_a^2} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{\sigma_b^2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1}{\sigma_c^2} \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

On notera que cette matrice diagonale contient l'inverse des variances $1/\sigma^2$ de chaque observation et non $1/\sigma$. Cette contradiction apparente avec la proposition précédente n'est en fait qu'une conséquence de l'algèbre matricielle qui a bien pour résultat de pondérer chaque observation par le facteur $1/\sigma$.

Il est admis que les mesures de distance ont plus de poids que les mesures d'angle, mais le rapport exact est fonction des instruments utilisés et des longueurs mesurées.

3.3.1 Cheminements

3.3.1.1 Principes et spécifications

Les cheminements, ou polygonations, sont fréquemment utilisés en topographie lorsqu'on veut faire des levés plus spécifiques sur des grandes régions ou lorsqu'il n'est pas possible d'effectuer des visées directes. Ces levés sont effectués en déterminant les coordonnées de nombreux points, formant ainsi un réseau polygonal. A l'exception du premier et des derniers points, les stations d'un cheminement doivent être accessibles et chaque station doit être visible de la précédente et de la suivante afin de pouvoir mesurer les angles et les distances.

Selon que le premier et le dernier point d'un réseau polygonal coïncident ou pas, un cheminement peut être fermé ou ouvert. Selon que les coordonnées absolues de certaines stations soient connues ou pas, le cheminement peut être orienté ou non.

Dans les modèles topographiques anciens, la triangulation était la seule technique disponible pour créer un réseau de points sur une longue distance. La méthode par cheminement était réservée aux points de l'ordre le plus bas dans un levé détaillé. Si la région était très petite, un petit cheminement fermé était effectué; mais si la région était grande et la carte devait être à une grande échelle à l'intérieur de stations connues les plus proches, le cheminement reliait les points de triangulation et il était dit ouvert. De nos jours l'utilisation d'instruments de mesure de distance (tachéomètres, telluromètres, etc.) permet d'établir des cheminements sur plusieurs kilomètres et d'effectuer des levés avec des cheminements plus précis qui peuvent être reliés directement aux points de la triangulation nationale de premier ordre, remplaçant ainsi complètement la triangulation d'ordre inférieur.

Un défaut majeur des cheminements est la propagation de l'erreur dans la direction de la progression. Une telle erreur est la somme algébrique de toutes les erreurs créées dans les mesures d'angles et distances en chaque station.

3.3.1.2 Mesures des bases et des angles

En fonction des mesures, dont au moins une doit être une distance, le cheminement peut être :

- iso déterminé, quand le nombre de relations d'observations est égal à celui des inconnues (coordonnées des stations). Si « n » est le nombre de **stations**, le nombre de mesures nécessaires est égal à $(2n - 3)$;
- surdéterminé, quand le nombre de mesures est surabondant par rapport au minimum nécessaire. Il en résulte la possibilité d'effectuer un traitement des erreurs accidentelles, de les compenser et finalement d'obtenir une estimation de la précision des résultats finaux. De plus, vu le nombre limité de mesures redondantes possibles, le degré de surdétermination ne peut pas dépasser 3 et des méthodes de compensation empiriques peuvent être utilisées à la place des méthodes rigoureuses.

3.3.1.3 Calculs et compensations

Les angles horizontaux observés aux points d'un cheminement sont mesurés dans le sens des aiguilles d'une montre, de la direction précédente (visée arrière) vers la portée suivante (visée avant). Le calcul des angles est effectué rigoureusement ; connaissant une direction de départ, on lui ajoute la différence entre les visées avant et arrière. Si la différence est négative il est nécessaire d'ajouter 360° .

On applique la « règle de transport » : la direction en un point A_i est la somme de la direction en A_{i-1} et de l'angle formé par la différence des visées avant et arrière. Si nécessaire, on ajoute ou on soustrait 360° du résultat pour obtenir une direction comprise entre 0° et 360° .

3.3.2 Cheminement ouvert non orienté (iso-déterminé)

Dans la figure 2.10, les calculs à réaliser successivement sont :

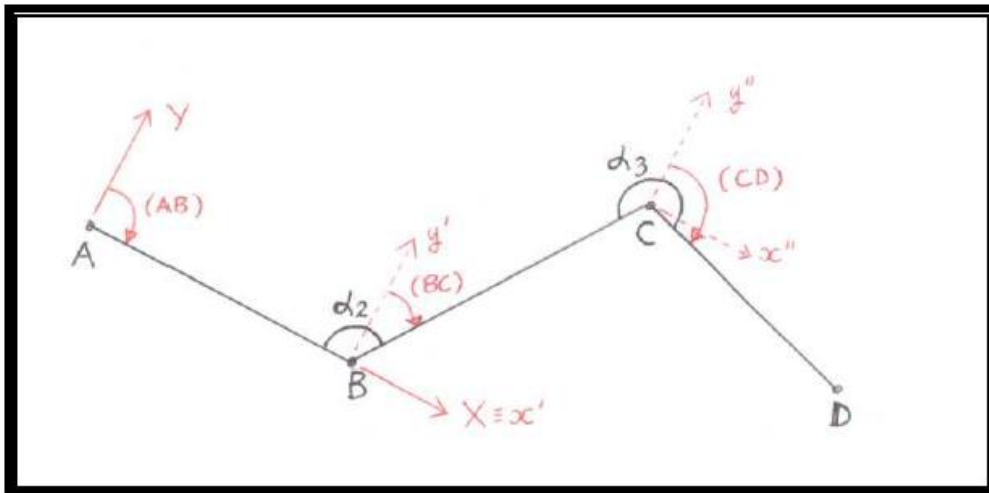


Fig. 2.10

- Le calcul des orientations des portées au moyen de la règle de transport, partant d'une direction initiale (AB) obtenue dans le système de référence local (axes x, y orthonormés, direction de l'axe des x confondue avec le premier côté AB).
Exemple : dans la figure 2.10, l'angle de la direction BC est :

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

- Le calcul des coordonnées initiales dans le système de référence provisoire centré sur le point précédent et dont les axes x'', y'' sont parallèles aux x', y' et aux x, y initiaux. Par exemple, les coordonnées du point C rapportées à celles du point B sont :

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

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

- c. Le calcul des coordonnées finales dans le système de référence local centré sur le point A de coordonnées $X_A = 0$ et $Y_A = 0$. Les coordonnées finales du point B sont :

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

et ainsi de suite pour les points suivants.

Il est important de noter que si le nombre de mesures (les angles α_A, α_B et les distances AB, BC, CD) est égal au nombre d'inconnues (les coordonnées X_B, X_C, Y_C, X_D et Y_D finales) la structure est iso-déterminée et il n'est donc pas possible d'exécuter une compensation ou d'estimer la précision des résultats finaux.

3.3.3 Cheminement ouvert orienté (mesures surabondantes)

Dans la Figure 2.11, les données de départ sont les coordonnées absolues de la première et de la dernière station du cheminement A et D, exprimées dans un système de référence externe (tel que le réseau géodésique national) et les coordonnées, toujours dans le système externe, de deux points supplémentaires connus, P et Q, qui servent à créer la surdétermination du réseau. Les mesures (angles $\alpha_A, \alpha_B, \alpha_C$ et α_D et distances AB, BC, CD) sont suffisantes pour calculer les inconnues représentées par les coordonnées absolues des points intermédiaires (X_B, Y_B, X_C, Y_C). Pour chaque mesure supplémentaire il y aura une relation d'observation supplémentaire utilisable pour la compensation.

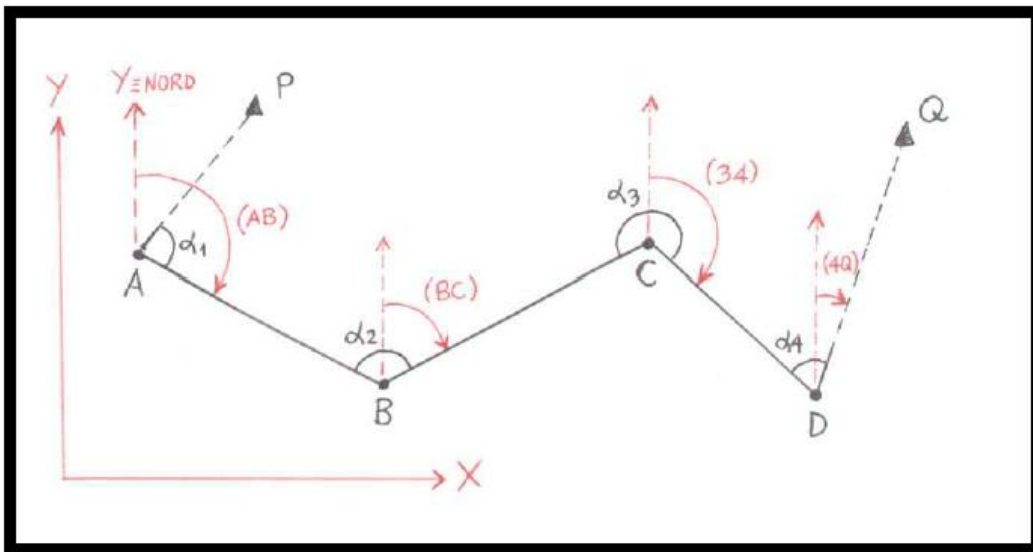


Fig. 2.11

Les calculs à exécuter sont :

- a. Les directions des portées, souvent exprimées sous forme d'azimuts et calculées de proche en proche au moyen de la règle de transport. Les calculs, non compensés, débutent par la première direction (PA) formée par deux points connus, et de ce fait déjà compensée :

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

Puis, dans le cas général, par exemple pour la direction non compensée du côté DQ (notée DQ' avant compensation), on écrit :

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

- b. La formulation de la première relation de compensation qui utilise le fait que la direction finale (DQ) est déjà connue et compensée :

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

La condition, à imposer à ce point, est d'écrire que la direction connue (2.24) est égale à la direction DQ' non compensée (2.23). L'équation est :

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

Du fait des inévitables erreurs accidentelles dans la mesure des angles $\alpha_A, \alpha_B, \alpha_C, \alpha_D$ qui entrent toutes dans le calcul de (DQ)', l'équation (2.25) ne pourra jamais être satisfaite. Il restera un résidu appelé « erreur de fermeture angulaire » défini par la quantité $\Delta\alpha$. Le (2.25) devient en réalité :

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

en ne perdant pas de vue que $\Delta\alpha$ doit être plus petit que la tolérance angulaire fixée dans les instructions techniques du projet.

- c. Le calcul des directions compensées :

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

où $u\alpha$ représente « l'erreur unitaire de fermeture » égale au quotient de l'erreur de fermeture angulaire $\Delta\alpha$ par le nombre d'angles non compensés.

- d. Le calcul des coordonnées provisoires non compensées dans les systèmes de référence provisoires centrés sur les points successifs et dont les axes orthonormés sont parallèles au système initial construit sur la portée AB. Par exemple, les coordonnées provisoires non compensées du point B relatifs à A sont :

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

- e. La formulation des deuxième et troisième équations en imposant la condition que la somme de toutes les coordonnées provisoires doit être égale à la différence des coordonnées connues du dernier et du premier point. Il y a deux équations, l'une pour les abscisses et l'autre pour les ordonnées :

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

De même que pour les angles, les équations ne seront jamais satisfaites en raison de la présence de résidus appelés « erreur de fermeture linéaire des abscisses » et « erreur de fermeture linéaire des ordonnées ». Ces erreurs sont égales à :

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

Si on définit ΔL comme étant :

$$\Delta L = \sqrt{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad (2.31)$$

Δx et Δy doivent être tels que ΔL n'est pas plus grand que la tolérance linéaire fixée dans les instructions techniques.

f. Le calcul des coordonnées provisoires compensées :

$$\begin{aligned}x_{2(1)} &= x'_{2(1)} - u_x & y_{2(1)} &= y'_{2(1)} - u_y \\ x_{3(2)} &= x'_{3(2)} - u_x & y_{3(2)} &= y'_{3(2)} - u_y \\ x_{4(3)} &= x'_{4(3)} - u_x & y_{4(3)} &= y'_{4(3)} - u_y\end{aligned}\quad (2.32)$$

où u_x et u_y représentent les valeurs des erreurs linéaires unitaires de fermeture et sont égaux respectivement au rapport entre les erreurs de fermeture linéaire des abscisses et des ordonnées et le nombre de coordonnées provisoires non compensées sur lequel l'erreur doit être répartie uniformément.

g. Le calcul des coordonnées compensées (absolues) des points intermédiaires inconnus (B et C) en partant des valeurs connues du point d'origine A et en ajoutant les valeurs des coordonnées provisoires suivantes.

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

3.3.4 Cheminement fermé non orienté

Dans la Figure 2.12, les données connues au départ sont les coordonnées de la station A, choisie comme origine du système cartésien local dont l'axe des x est porté par la direction du premier côté AB mesuré. Les ordonnées des points A et B sont égales à 0 dans ce système local orthonormé. Les dix éléments mesurés sont les angles intérieurs du polygone et les orientations de leurs côtés (portées), tandis que les sept inconnues (X_B X_C Y_C X_D Y_D X_E Y_E) établissent une surdétermination comportant un nombre maximal de relations surabondantes possibles égal à 3.

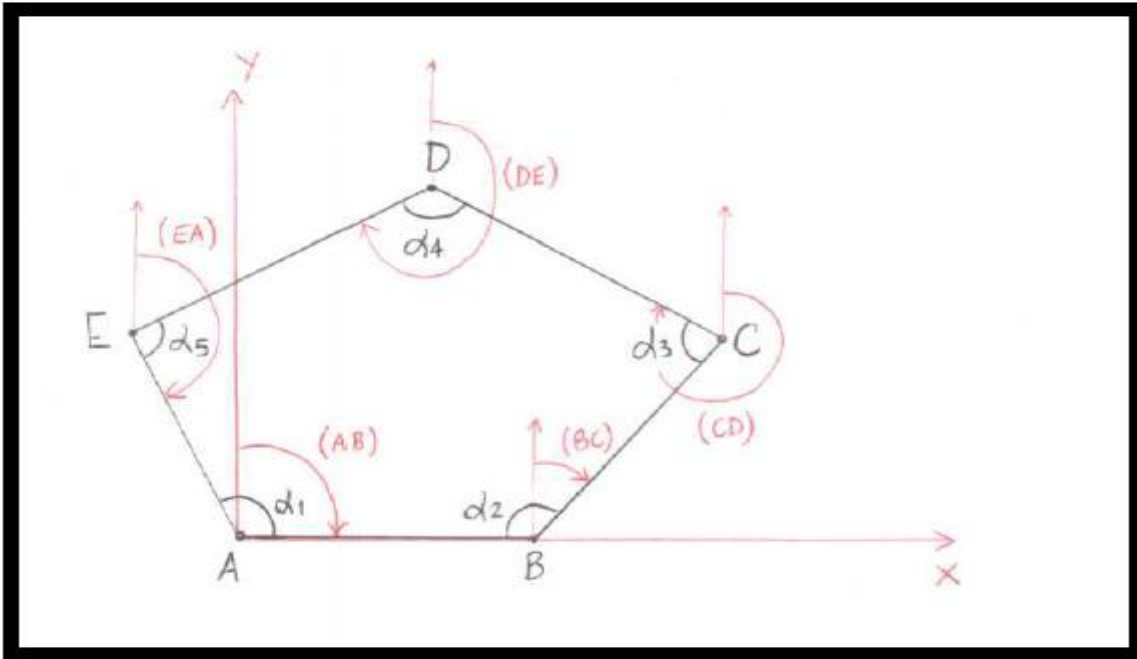


Fig. 2.12

Le calcul se fait dans l'ordre suivant :

- contrôle et compensation des angles, en imposant que la somme des angles mesurés non compensés soit égale à la somme des angles intérieurs du polygone constitué de « n » côtés, soit $[(n-2) \cdot 180^\circ]$. Les erreurs d'observation inévitables se traduisent par un résidu $\Delta\alpha$ (erreur de fermeture) tel que :

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

égalité dans laquelle $\Delta\alpha$ doit être inférieur à la tolérance fixée. L'erreur de fermeture unitaire $u\alpha$ (égale à l'erreur angulaire de fermeture divisée par le nombre d'angles mesurés) doit être répartie uniformément entre tous les angles mesurés.

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

et ainsi de suite. Les angles calculés sont maintenant compensés.

- calcul des directions des portées (rapportées à l'axe des y du système local) en utilisant la règle de transport.
- calcul des coordonnées provisoires non compensées avec (2.19) et (2.20).
- contrôle et compensation des côtés, en imposant le fait que la somme de toutes les abscisses provisoires doit être égale à zéro (idem pour les ordonnées). Cette condition ne pourra pas être réalisée dans le calcul des coordonnées provisoires non compensées et il subsistera des résidus Δx , Δy (erreurs de fermetures latérales), composantes du vecteur ΔL défini par l'égalité :

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

Δx et Δy doivent être tels que ΔL ne soit pas plus grand que la tolérance linéaire prescrite. L'erreur unitaire de fermeture doit être répartie entre les abscisses provisoires non compensées u_x , la correction

étant égale au quotient de l'erreur de fermeture latérale des abscisses divisé par le nombre de coordonnées à compenser. Dans le cas des ordonnées, l'erreur unitaire doit être divisée par le nombre de coordonnées à compenser moins 1 parce qu'on a imposé à l'ordonnée du point B d'être égale à 0 dans le système cartésien provisoire A ($y_{B(A)}$) qui doit rester inaltéré. Il est maintenant possible de continuer avec la compensation des coordonnées provisoires, en soustrayant respectivement u_x et u_y aux valeurs des abscisses et des ordonnées non compensées, comme on l'a fait plus haut dans l'égalité (2.32), avec pour seule différence que l'ordonnée de $y_{B(A)}$ est fixée à 0.

- e. calcul des coordonnées finales avec (2.21).

3.4 Principes de la photogrammétrie (voir aussi le Chapitre 6)

La photogrammétrie est une technique répandue pour les levés topographiques ou pour la photographie d'objets en 3 dimensions.

La photogrammétrie conventionnelle est divisée habituellement en deux catégories :

- a. Photogrammétrie terrestre dans laquelle les photographies sont prises à partir de points situés sur terre;
- b. Photogrammétrie aérienne dans laquelle les photographies sont prises d'un avion.

Ces distinctions n'ont pas de rapport avec les procédures de restitution qui, en principe, sont les mêmes et ne dépendent que des méthodes utilisées pour obtenir les images.

Pour assurer la restitution topographique de l'objet photographié il est nécessaire d'avoir au moins deux images d'un même point prises de deux positions différentes. Si la position de l'appareil photo est connue, les coordonnées spatiales d'un point commun aux deux photographies peuvent être calculées à partir des deux lignes droites joignant l'image aux centres optiques relatifs. Ce principe fondamental de la photogrammétrie est commun à toutes les techniques de levés photogrammétriques.

Lors d'un levé photogrammétrique, il y a trois groupes de données liées entre elles d'une manière ou d'une autre à chaque instant du levé. Ces quantités sont :

- a. les coordonnées tridimensionnelles (X, Y, Z) des objets photographiés ;
- b. les coordonnées horizontales (x, y) des images des objets photographiés sur le plan du film ;
- c. l'ensemble des paramètres nécessaires au calcul de la position de la caméra au moment de la photo.

A l'instant de la photo, deux de ces groupes sont fixés, bien que leurs valeurs numériques ne soient pas encore déterminées : les coordonnées des objets photographiés et les paramètres d'orientation, c.-à-d. la position et les caractéristiques optiques de l'appareil photo. A partir des coordonnées spatiales de quelques points connus et des coordonnées horizontales correspondantes sur le film, les paramètres d'orientation peuvent être calculés. Finalement, lors de la phase de restitution, après que les paramètres d'orientation aient été calculés, il est possible de déterminer les coordonnées tridimensionnelles de tous les points observés en utilisant leurs coordonnées horizontales sur la photo.

La production de cartes à échelles comprises entre 1:500 et 1:50 000 est l'une des applications les plus importantes de la photogrammétrie.

3.4.1 Aérophotogrammétrie (photogrammétrie aérienne)

La plupart des cartes sont créées par photogrammétrie aérienne. Grâce à cette technique, il est possible de produire des cartes topographiques de grandes régions dans des temps relativement courts, au lieu des nombreuses années exigées pour les techniques traditionnelles.

Les photographies aériennes peuvent être produites par des méthodes différentes, selon le genre de carte à créer et selon la chambre de prise de vues utilisée. La photogrammétrie aérienne emploie généralement des caméras avec imagerie nadirale, c'est à dire que l'axe optique coïncide avec l'axe vertical. Ceci a l'avantage de fournir des clichés à échelle constante si la région est plate et permet également des observations stéréoscopiques.

Même s'ils sont agrandis convenablement, les clichés aériens ne peuvent pas être utilisés comme cartes du territoire photographié. La photographie aérienne est une perspective centrale, alors que les cartes sont produites avec une projection orthogonale de la terre sur la surface de référence. En raison de cette différence, un segment vertical qui serait représenté par un point sur une carte est représenté par un segment sur une photographie.

Une autre différence entre la photographie et la représentation cartographique est due au fait que dans le cliché, le facteur d'échelle est définissable seulement dans le cas où l'objet est parfaitement horizontal et l'axe de l'appareil photo est strictement vertical. Si dans la région observée il y a des différences de hauteur, l'échelle du cliché variera d'un point à un autre et seule une échelle moyenne pourra être définie; le choix de l'échelle moyenne déterminera l'altitude du vol.

Pour appliquer les principes fondamentaux de la photogrammétrie, chaque point de la région du levé doit être pris sur un couple de photos séparées, aussi deux clichés adjacents doivent-ils présenter un recouvrement de 50% de leur longueur. Pour éviter le risque que certains endroits n'aient pas un tel chevauchement en raison des variations de vitesse de l'avion, un recouvrement de 60-70% est normalement adopté. La succession de photos dans l'axe du vol est appelée bande continue. Généralement, il est nécessaire de prendre plusieurs bandes continues qui sont par la suite placées transversalement l'une sur l'autre avec un recouvrement de 15-30% de la largeur du cliché afin de compenser les dérives inévitables de l'avion.

3.4.1.1 La restitution photogrammétrique

Après avoir complété le levé, les couples de clichés résultants représentent une projection en perspective de l'objet pris sous deux angles différents. Les couples sont utilisés pour la restitution des objets photographiés, en utilisant un instrument complexe (stéréorestituteur) ou un stéréoscope binoculaire simple, qui permet d'observer l'image plastique en contraignant chaque œil à ne voir qu'une seule photographie du couple.

En photogrammétrie stéréoscopique, les levés ne sont pas exécutés à bord de l'avion, comme pour les méthodes traditionnelles qui permettent de mesurer directement la réalité terrain, mais par l'intermédiaire d'un modèle stéréoscopique, observable à l'aide d'un couple de photographies qui reconstruisent l'image plastique à une échelle appropriée. Dans les méthodes traditionnelles, un nombre limité de points est topographié, tandis qu'en photogrammétrie, l'objet est totalement mesuré et par la suite les coordonnées 3-D des points d'intérêt peuvent être déterminées.

3.4.1.2 Restitution analogique

En restitution analogique, le modèle de terrain est construit par des mécanismes optiques à partir desquels la carte peut être dessinée.

Pour pouvoir procéder à la restitution, il est nécessaire de connaître avec une grande précision, les paramètres d'orientation interne :

- a La distance focale étalonnée de l'objectif de la chambre ;
- b. Les coordonnées sur le cliché du point principal étalonné qui représente l'empreinte au sol du point nodal image de l'objectif perpendiculairement au plan de la photographie.

Ces coordonnées sont calculées à l'intérieur du système de référence du cliché, défini par l'intersection des repères inscrits au milieu des côtés du cliché.

La procédure de restitution analogique consiste à reproduire les circonstances instantanées de la prise de vue et à établir une correspondance géométrique entre les deux configurations. Les clichés sont placés sur deux projecteurs qui sont configurés de manière à reproduire l'orientation interne de la caméra. Les paramètres d'orientation externe doivent alors être déterminés afin d'accéder au positionnement spatial précis du couple de photos et de créer le modèle stéréoscopique (encore appelé image plastique) du terrain ou de l'objet photographié. L'orientation externe peut être :

- a. **relative**, quand la position du deuxième cliché est définie par rapport au premier. Six paramètres sont nécessaires, à savoir les trois coordonnées relatives du deuxième point nodal rapportées à celles du premier et les rotations. Le calcul de ces paramètres produit six paires de points homologues, éliminant ainsi manuellement la parallaxe transversale de chacun d'eux. On définit une image plastique avec cette méthode, mais aucune information métrique ne peut encore être obtenue parce que l'orientation absolue et l'échelle du modèle sont toujours inconnues ;
- b. **absolue**, quand la position spatiale du premier cliché est référencée dans un système terrestre fixe rapporté à des points connus. Six autres paramètres sont nécessaires vu que dans l'espace, tout corps possède six degrés de liberté. Généralement ces six paramètres sont les coordonnées spatiales x_v , y_v et z_v du point nodal et les trois rotations ϕ_x , ϕ_y et τ autour des trois axes du trièdre orthonormé centré sur le point principal. (Figure 2.13).

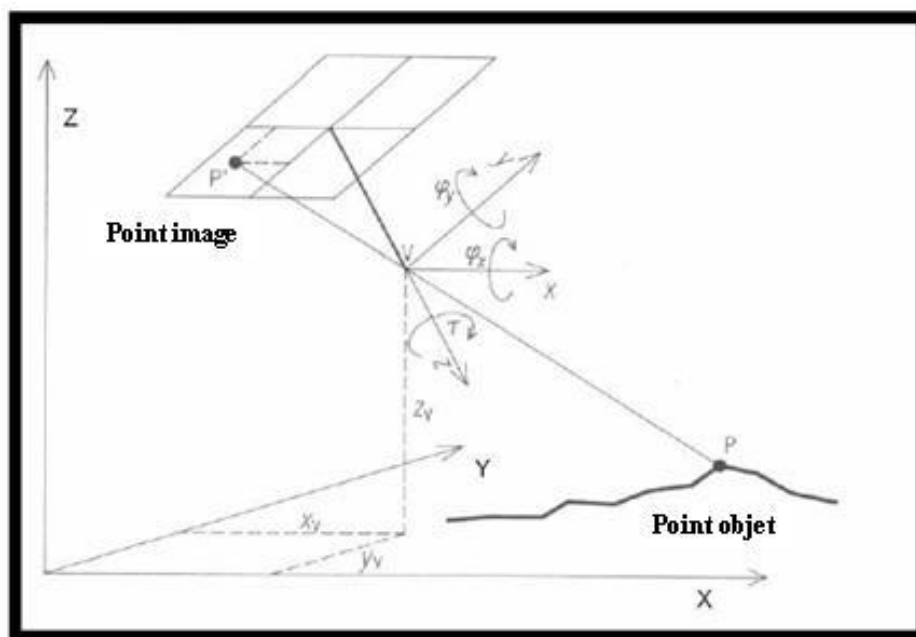


Fig. 2.13 "Les six paramètres d'un cliché de stéréorestitution analogique"

La détermination des douze paramètres d'orientation externe (six par cliché) permet d'accéder à la position spatiale des points des deux clichés au moment de la prise de vue.

Normalement le nombre minimum de points de contrôle au sol est de cinq, dont quatre (connus en x, y, z) sont répartis sur les bords du modèle et le cinquième, dont on connaît uniquement la hauteur, est utilisé pour le contrôle vertical. Ce point est choisi à proximité du centre du modèle. En procédant ainsi, on obtient un système surdéterminé. Il y aura quelques résidus d'observations, appelés résidus d'orientation, qui permettent d'apprécier la précision du levé photogrammétrique.

Les différences entre les coordonnées des points de contrôle au sol et de leurs homologues dans le modèle ne doivent pas excéder les limites fixées dans les instructions techniques.

3.4.1.3 Restitution analytique

Les techniques de restitution de la photogrammétrie numérique ont été développées avec le progrès du calcul numérique automatique ; les méthodes analytiques font usage d'ordinateurs modernes pour exécuter la compilation des modèles photogrammétriques.

3.4.1.4 La photogrammétrie numérique

La photogrammétrie traditionnelle stéréoscopique, ou stéréophotogrammétrie, peut être traitée selon les méthodes analogiques ou analytiques. Lors du traitement, la restitution analogique est réalisée par systèmes optiques tandis que les coordonnées des points observés en photogrammétrie analytique sont déterminées mathématiquement.

La photogrammétrie numérique fait appel aux calculateurs électroniques pour la phase de restitution analytique ainsi que pour la création des images qui sont enregistrées sous forme numérique.

Les photographies traditionnelles peuvent aussi être utilisées après transformation des images en signaux numériques par scannage.

L'adoption des images numériques permet d'automatiser de nombreuses opérations telles que la définition des paramètres d'orientations internes et externes qui peuvent être remplacés par les données très précises issues des appareils de mesure inertiels de l'aérotriangulation analytique.

3.4.1.5 La triangulation aérienne (aérotriangulation)

Dans la conduite des levés photogrammétriques, la détermination des coordonnées des points de contrôle au sol est généralement la phase la plus chronophage puisqu'il faut au moins 5 points par couple de photos. Pour réduire le nombre de points de contrôle, il est possible d'en déterminer certains par photogrammétrie selon la technique d'aérotriangulation.

La détermination des coordonnées des points de contrôle par aérotriangulation est réalisée par la méthode des modèles indépendants. Elle consiste à construire l'orientation relative de chaque modèle en s'appuyant sur les autres. Les modèles sont chaînés les uns aux autres par des points intermédiaires, connus sous le nom de points de liaison, qui sont communs aux deux modèles (et à deux couples consécutifs) et inclus dans leurs zones de recouvrement respectives. Au final, un seul bloc de modèles est produit, de longueurs et de largeurs égales à celles des modèles liés entre eux. Théoriquement il devrait suffire de disposer des cinq points de contrôle du premier modèle, mais dans la pratique, les points de contrôle indispensables sont répartis à la périphérie du bloc et quelques points altimétriques sont prévus à l'intérieur.

Cependant, cette technique est dépassée par l'emploi du GPS, système de positionnement par satellite qui permet la détermination directe des coordonnées des points de contrôle au sol tout en offrant la possibilité de localiser l'avion au moyen de récepteurs installés à bord.

Pendant la prise de vues, les coordonnées des points sont déterminées par GPS différentiel relié à une station fixe au sol. Ces coordonnées peuvent être utilisées comme données supplémentaires lors de la triangulation aérienne, en adoptant la méthode des modèles indépendants.

3.5 Visibilité réciproque des points géodésiques

3.5.1 La visibilité réciproque entre deux points doit TOUJOURS être vérifiée sur le terrain lors du levé de reconnaissance. Cependant, la plupart des visées envisagées peuvent être vérifiées

pendant la phase de préparation à partir d'un tracé sur la carte. Un dégagement minimum d'au moins 5 m, ou 10 m de préférence, doit être prévu pour les visées rasantes et une attention particulière doit être portée aux édifices situés en fin de portée.

3.5.2 Pour les longues distances, la courbure de la terre doit être prise en compte lors de la vérification des visibilité réciproques. Dans ce cas, la formule du paragraphe 3.5.3 doit être appliquée.

3.5.3 Dans la figure 2.14, les deux stations « A » et « B » de hauteurs « H_A » et « H_B » sont séparées par une distance « D ». La ligne de visée « AB » est tangente à une sphère concentrique à la terre à une hauteur « y » et une distance « x » de « A ». Le problème est de déterminer la hauteur de la colline « h » située à la distance « d_A » de « A » et qui obstruera la ligne de visée.

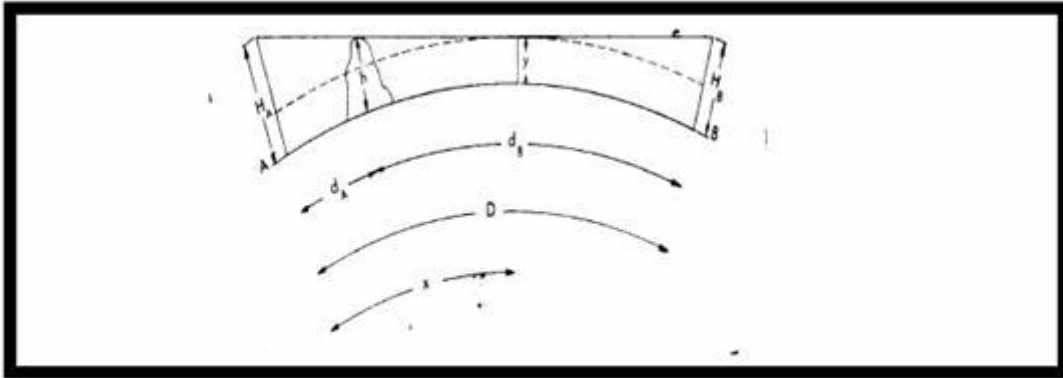


Fig. 2.14 "Visibilité réciproque de deux stations géodésiques"

La hauteur d'un objet situé à une distance « s » d'un observateur ayant l'œil au niveau de la mer et apparaissant à l'horizon est :

Ks^2 , où $K = \frac{\frac{1}{2} - k}{r}$, k est le coefficient de réfraction et r le rayon de la terre.

C'est pourquoi,

$$\begin{aligned} H_A - y &= Kx^2 \\ H_B - y &= K(D - x)^2 \\ \text{d'où} & \end{aligned} \quad (2.37)$$

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

$$h = y + K(d_A - x)^2 \quad (2.38)$$

$$\text{par conséquent, } h = \frac{d_A H_B}{D} + \frac{d_B H_A}{D} - K d_A d_B$$

Cette formule permet de résoudre tous les problèmes de visibilité réciproque à condition de faire attention à utiliser les bonnes unités.

Quand les hauteurs sont exprimées en mètres et les distances en kilomètres, $K = 0,0675$.

Démonstration :

$$h = y + K(d_A - x)^2 \quad (2.39)$$

$$\begin{aligned} &= H_A - Kx^2 + Kd_A^2 - 2Kd_Ax + Kx^2 \\ &= H_A + Kd_A^2 - 2Kd_A \frac{D}{2} + \frac{2Kd_A H_B}{2KD} - \frac{2Kd_A H_A}{2KD} \\ &= H_A + Kd_A^2 - (Kd_A d_A + Kd_A d_B) + \frac{d_A H_B - d_A H_A}{D} \\ &= \left(\frac{d_A H_A + d_B H_A}{D} \right) + \left(\frac{d_A H_B - d_A H_A}{D} \right) - Kd_A d_B \\ &= \frac{d_B H_A}{D} + \frac{d_A H_B}{D} - Kd_A d_B \end{aligned} \quad (2.40)$$

4. MÉTHODES DE CONTRÔLE VERTICAL

4.1 Nivellement géométrique (méthode par niveau à bulle)

4.1.1 Principes et spécifications

Le nivellement est une opération qui permet de mesurer les différences de hauteurs orthométriques (ou hauteurs au-dessus du géoïde) entre des points ou leurs différences d'altitude.

Le principe du nivellement géométrique est de mesurer les différences de hauteurs ou dénivelées entre deux points (A et B) situés à une courte distance, pas plus de 100 mètres (Figure 2.15). Deux mires verticales sont positionnées sur ces deux points et au point M, équidistant de A et de B, on stationne un instrument dont l'axe de visée (pour de faibles hauteurs) est horizontal, ou, plus exactement, est situé dans le plan tangent au géoïde en M_0 . Deux séries de lectures sont effectuées sur les mires l_A et l_B . L'égalité suivante peut être déduite immédiatement de la figure, avec comme préalable que le géoïde coïncide, pour la courte distance considérée, avec la sphère locale en M_0 :

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

ou encore :

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

égalité dans laquelle Q_A est la hauteur orthométrique en A et Q_B la hauteur orthométrique (ou altitude) en B.

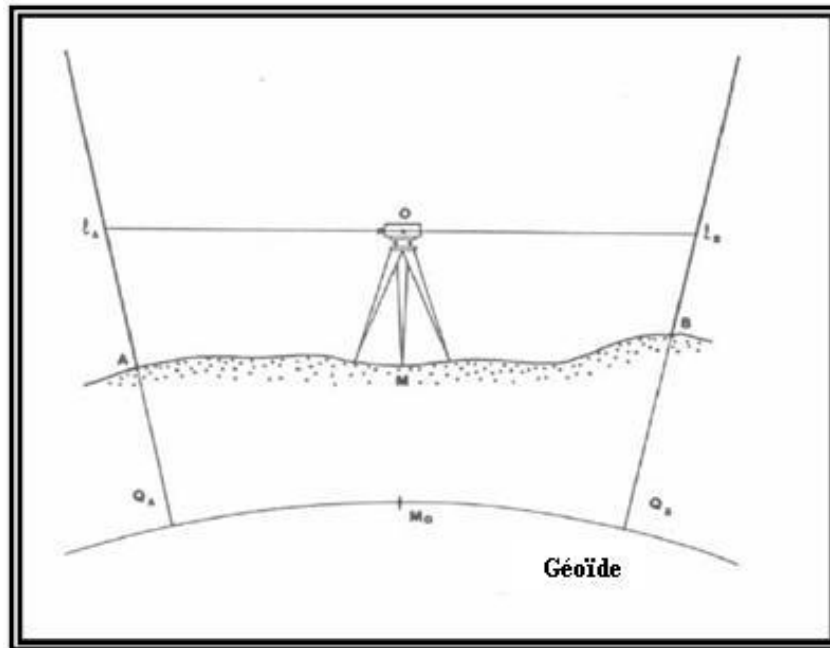


Fig. 2.15 “Nivellement géométrique”

Vu la faible longueur de la portée, l’influence de la courbure terrestre est négligeable. L’instrument qui porte l’axe de la collimation peut théoriquement être placé en n’importe quelle position intermédiaire entre A et B pour réduire l’influence de la réfraction atmosphérique.

Quand le but recherché est de calculer une dénivelée entre deux points éloignés, il est nécessaire d’entreprendre un nivellement par cheminement (ou nivellement composé). La distance entre le point du départ A et le dernier point B du cheminement est divisée en un nombre de nivelées qui ne dépassent pas 100 mètres, les mires étant installées aux extrémités de chaque portée.

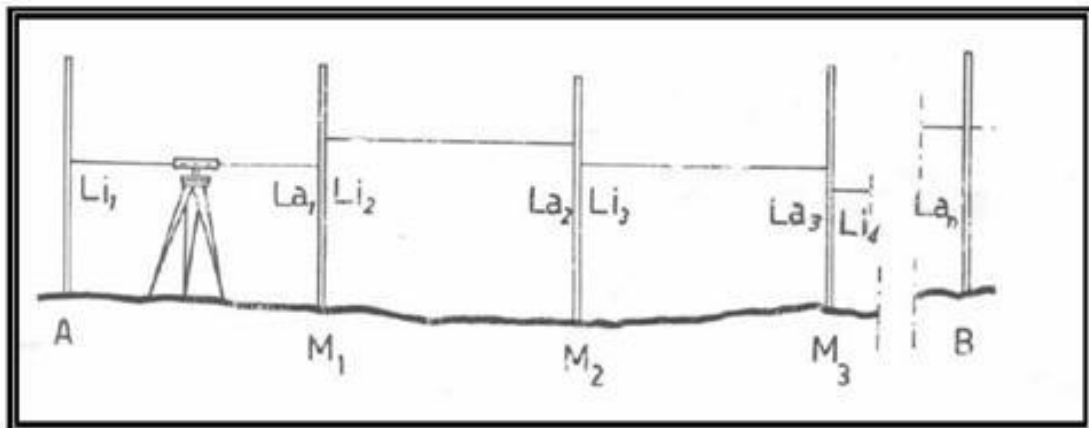


Fig. 2.16 “Nivellement par cheminement entre deux points éloignés”

Pour la 1^{ère} nivelée AM₁, la différence de hauteur entre M₁ et A est mesurée comme décrit plus haut. Pour la nivelée M₁M₂ suivante, le niveau est déplacé en un point intermédiaire situé entre M₁ et M₂, la première mire est déplacée en M₂ et la deuxième reste sur M₁ mais est tournée de 180 degrés. On mesure la dénivelée (l_{i2} - l_{a2}) et le processus est répété jusqu’au dernier point. La dénivelée totale sera :

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

4.1.2 Contrôle de la qualité des mesures

Un contrôle efficace des mesures consiste à faire un cheminement aller puis à revenir par un itinéraire différent de longueur comparable. Les écarts entre les dénivelées observées à l'aller et au retour doivent être dans les tolérances fixées. La valeur à utiliser est la moyenne des deux cheminements.

A chaque station du cheminement, il convient de procéder à un nouveau bullage de l'instrument de nivellement, et ce avant chaque lecture des mires.

Certains instruments de nivellement sont équipés d'un niveau à bulle alors que les instruments modernes sont équipés d'un niveau automatique (auto-alignement).

4.1.3 Les sources d'erreurs

En mettant de côté la non-horizontalité possible de la ligne de visée, les erreurs accidentelles pour chaque observation peuvent être décomposées en deux termes :

- a. erreur de collimation (défaut de calage du zéro instrumental entraînant une erreur de lecture de mire), qui est proportionnelle à la racine carrée de la distance de collimation;
- b. erreur de lecture due à un défaut d'alignement de la nivelle (ou d'auto-alignement du compensateur dans les niveaux automatiques) : proportionnelle à la même distance.

L'erreur moyenne doit être appréciée sur l'ensemble du nivellement, en admettant que l'erreur moyenne de chaque observation individuelle est constante et égale à σ . Etant donné que la dénivelée totale est égale à la somme des dénivelées partielles, l'erreur moyenne du nivellement total σ_t sera :

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

soit :

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

4.1.4 Calculs et compensations

Comme pour les autres surdéterminations, le nivellement géométrique peut être compensé empiriquement ou par méthodes rigoureuses en appliquant la méthode des moindres carrés.

Une compensation élémentaire pour un nivellement par cheminement consiste à prendre la moyenne des mesures aller et retour.

Un ajustement empirique est appliqué pour un nivellement de précision limitée exécuté sans cheminement aller-retour mais qui ferme sur le repère de départ (polygone fermé) ou dont les deux extrémités sont des repères de nivellement de hauteurs connues dans le système de référence verticale. Dans ce cas, l'erreur de fermeture sera répartie empiriquement entre les différentes portées.

En supposant que l'erreur de fermeture soit proportionnelle à la longueur du nivellement par cheminement, il suffit de diviser l'erreur de fermeture par la distance totale pour obtenir une erreur par kilomètre parcouru. Chaque point intermédiaire sera alors corrigé de cette erreur multipliée par la distance parcourue à ce point.

La compensation est plus compliquée quand les traverses de nivellement forment un réseau. Dans ce cas il est nécessaire d'utiliser une compensation rigoureuse du réseau, de préférence par la méthode des observations indirectes (nivellement trigonométrique ou géodésique). Les inconnues obtenues par

cette méthode sont les corrections à appliquer aux valeurs approximatives des hauteurs des points du réseau afin de parvenir aux valeurs les plus probables de l'ensemble.

Le système d'équations devrait être tel que les différences entre les dénivelées mesurées et celles du réseau approximatif calculé tendent vers zéro.

En raison des erreurs accidentelles de mesures, cette condition n'est pas normalement satisfaite. Les équations du réseau approximatif sont entachées par des résidus qui entrent dans le calcul de la compensation. Les équations de cette forme sont appelées équations d'observations.

En raison des différences de distances aux points de calage du système de référence vertical, il est nécessaire de pondérer les dénivelées mesurées. Les poids sont fonction de l'inverse de la somme des distances.

Pour rendre homogènes des équations d'observations de précisions différentes, il est nécessaire de les multiplier par la racine carrée de leur poids. Nous avons maintenant un système d'équations homogènes en nombre égal à celui des observations. Pour accéder aux valeurs les plus probables des inconnues (dans le cas présent, les corrections aux valeurs initiales des hauteurs), on réduit les équations d'observations à un système d'équations normales par la méthode des moindres carrés.

Les solutions des équations normales sont les valeurs uniques et mathématiquement les plus probables à utiliser pour corriger les hauteurs provisoires.

L'erreur moyenne par unité de poids est égale à :

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

où :

- p_i : est le poids de la mesure, inversement proportionnel aux distances ;
- v_i : résidus d'erreurs accidentelles de mesure des dénivelées ;
- n : nombre d'équations d'observations ;
- i : nombre d'inconnues.

Pour apprécier la précision d'un nivellement, il suffit de l'exprimer sous la forme d'un taux d'erreur par km pour un poids unitaire. Si la dénivelée et les résidus de compensation sont exprimés en millimètres, m_0 représentera l'erreur moyenne en mm par km. C'est sous cette forme que la tolérance est exprimée en nivellement géométrique (en gardant à l'esprit que la tolérance, ou erreur maximum, est égale à 2,7 fois l'erreur moyenne quadratique).

4.2 Nivellement trigonométrique (ou géodésique)

4.2.1 Principes et spécifications

Le nivellement trigonométrique est basé sur l'utilisation d'un théodolite pour la mesure des angles verticaux. Il est employé pour toutes les distances, à partir de quelques mètres jusqu'à plus de 10 km. Il est souvent utilisé pour la détermination des hauteurs en triangulation. Il est aussi appliqué dans d'autres cas, par exemple quand on connaît déjà la distance entre deux points pour lesquels une mesure de dénivelée est recherchée.

Dans chaque cas et pour des distances de moins de 400 mètres, l'utilisation d'une surface plane de référence implique des erreurs négligeables et il en résulte des calculs simplifiés avec des erreurs moyennes de l'ordre de 5 centimètres.

La mesure des angles verticaux est dite alors « éclimétrie » (d'après le cercle vertical ou éclimètre). La différence d'altitude entre deux points A et B (Δ_{AB}) est donnée par la formule :

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

où :

- d : est la distance horizontale entre A et B (sur la surface plane de référence);
- φ_A : est l'angle zénithal de B mesuré par le théodolite stationné en A;
- h : est la hauteur du théodolite au-dessus du sol;
- l : est la hauteur du signal B au-dessus du sol.

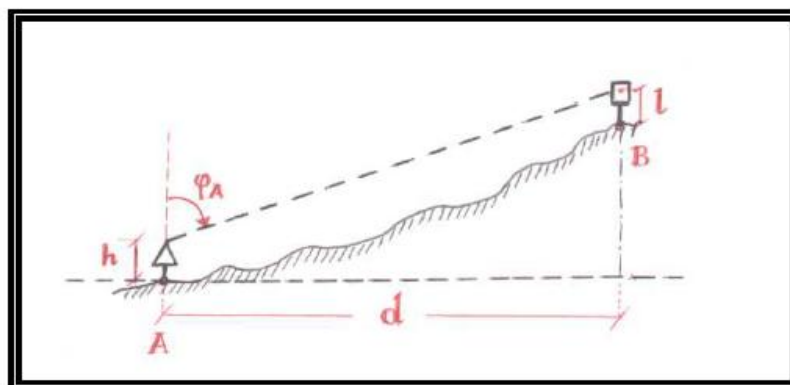


Fig. 2.17 Nivellement Trigonométrique

L'approximation d'une surface de référence plane n'est pas acceptable pour les distances de plus de 400 mètres. Trois corrections fondamentales doivent alors être appliquées, ce qui éloigne sensiblement des hypothèses simplifiées retenues lors des observations d'altitude avec un éclimètre :

- a. sphéricité ;
- b. réfraction ;
- c. hauteur.

Tenant compte de ces facteurs, la procédure à suivre pour calculer la dénivelée est appelée nivellement trigonométrique. Étant donné que la distance entre deux points dont la différence de hauteur est à déterminer n'est jamais plus grande que 20 km, et généralement moindre, les calculs peuvent toujours être exécutés sur la sphère locale.

4.2.2 Correction de sphéricité

Cette correction prend en considération la courbure de la sphère locale par rapport au plan utilisé en nivellement « éclimétrique », avec la supposition d'un écart angulaire négligeable entre les normales (au plan et à la sphère à l'emplacement de la mire) le long desquelles la différence de hauteur sera mesurée.

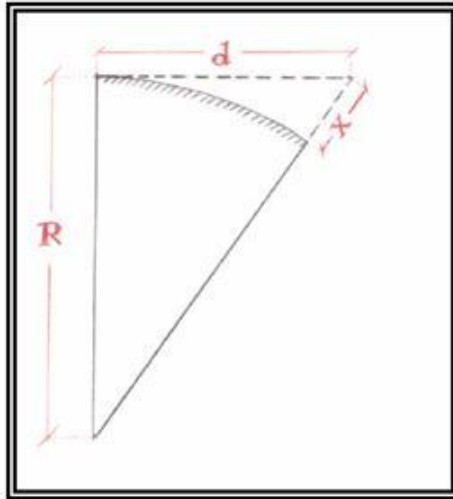


Fig. 2.18 Correction de sphéricité

où :

- X : est la correction de sphéricité;
- d : est la distance plane entre les deux points;
- R : est le rayon de la sphère locale adoptée.

En appliquant le théorème de Pythagore au triangle de la figure 2.18 :

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

en développant et divisant les deux membres par $2R$ et en considérant comme négligeable le rapport $X^2/2R$, la correction de sphéricité devient :

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

4.2.3 Correction de réfraction

Cette correction doit être introduite pour prendre en considération la courbure des rayons lumineux quand ils traversent des couches de l'atmosphère de densité différente. Cet effet a toujours tendance à courber les rayons vers le bas et par conséquent à accentuer l'erreur de sphéricité.

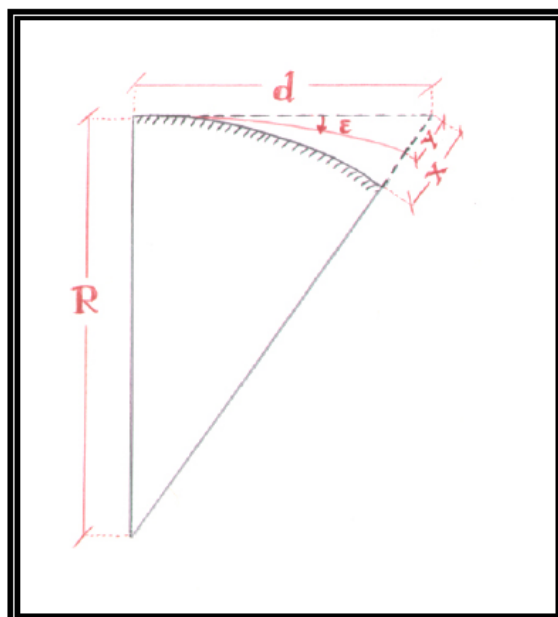


Fig. 2.19 Correction de Réfraction

où :

- X : est la correction de sphéricité;
- Y : est la correction de réfraction;
- R : est le rayon de la sphère locale adoptée;
- ε : est l'angle dépendant du coefficient de réfraction K ($\approx 0,14$) [$\varepsilon = K d / 2R$]

Assumant que Y et ε sont petits, il est possible d'écrire :

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

et en remplaçant l'expression de ε par sa valeur, il vient :

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

En définitive, la combinaison des corrections de sphéricité X et de réfraction Y peut être écrite ainsi :

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

4.2.4 Correction de hauteur

La correction de hauteur provient du fait que la distance mesurée n'est pas égale à la distance horizontale utilisée dans l'expression (2.47) du § 4.2.1 ci-dessus.

Le rapport entre « d_{obl} », distance oblique (mesurée), et « d_{hor} », distance horizontale est défini par:

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

où Q_m représente la moyenne arithmétique des hauteurs des deux points.

En résumé, la formule à adopter pour le nivellement trigonométrique en l'une quelconque des deux extrémités du segment, en considérant les trois corrections décrites, est :

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

La faiblesse de cette approche est la détermination du coefficient de réfraction \mathbf{K} , en particulier pour les distances de plus de 10 km.

Pour s'en affranchir, la technique de nivellement trigonométrique réciproque simultanée peut être employée, où deux équipes mesurent simultanément les deux angles zénithaux et les deux distances obliques des points sélectionnés. Deux équations avec deux inconnues sont produites : Δ_{AB} et \mathbf{K} . Dans ce cas il n'est plus nécessaire d'opérer avec une valeur prédite de \mathbf{K} .

4.2.5 Sources d'erreurs

Vu qu'il est possible de considérer les erreurs de mesures de « \mathbf{h} » et de « \mathbf{l} » comme négligeables, ainsi que l'erreur de hauteur moyenne sur la distance (toujours inférieure aux erreurs de nivellement trigonométrique sur de grandes distances), la formule simplifiée suivante peut être utilisée pour une analyse de la précision :

$$\Delta_{AB} = d_{or} \cdot \cot \varphi_A + (1 - \mathbf{K}) \cdot d^2 / 2R \quad (2.55)$$

D'après la théorie des erreurs, l'erreur moyenne \mathbf{m}_H (dans ce cas-ci une fonction non linéaire) de la différence Δ_{AB} de dénivelée sera :

$$\mathbf{m}_H = \pm \sqrt{\left[\left(\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial d} \right)^2 \cdot \mathbf{m}_d^2 + \left(\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial \varphi_A} \right)^2 \cdot \mathbf{m}_{\varphi_A}^2 + \left(\frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial \mathbf{K}} \right)^2 \cdot \mathbf{m}_K^2 \right]} \quad (2.56)$$

où \mathbf{m}_d , \mathbf{m}_{φ_A} et \mathbf{m}_K sont respectivement les erreurs moyennes de distance, d'angle zénithal et de coefficient de réfraction. En différenciant partiellement par rapport à \mathbf{d} , φ_A et \mathbf{K} , on obtient :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial d} &= \cot \varphi_A + (1 - \mathbf{K}) \cdot \frac{d}{R} \quad (\text{second terme négligeable}) \\ \frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial \varphi_A} &= - \frac{d}{\sin^2 \varphi_A} \\ \frac{\partial \Delta_{AB}}{\partial \mathbf{K}} &= - \frac{d^2}{2 \cdot R} \end{aligned} \quad (2.57)$$

En analysant les trois termes entrant dans la racine carrée du (2.56), on peut dire que :

- pour le premier terme, en prenant pour erreur moyenne de distance \mathbf{m}_d de 1/50 000 (soit 2 centimètres par km), l'erreur de dénivelée dépendra de α , l'angle d'inclinaison, ($\alpha = 90^\circ - \varphi_A$). Pour $\alpha = 0^\circ$, l'erreur s'élimine. Cependant elle reste toujours faible (c.-à-d. que pour $\alpha = 10^\circ$ et $\mathbf{d} = 5$ km, l'erreur sera $\approx 1,6$ centimètres).
- pour le second terme, en prenant pour erreur moyenne d'angle zénithal $\mathbf{m}_{\varphi_A} = \pm 5''$, l'erreur dépendra de φ_A , l'angle zénithal, et de la distance \mathbf{d} , (c.-à-d. que pour $\alpha = 10^\circ$ et $\mathbf{d} = 5$ km, l'erreur résultante sera $\approx 13,8$ centimètres).
- pour le troisième terme, en prenant pour erreur moyenne du coefficient de réfraction la valeur $\mathbf{m}_K = \pm 0,015$, l'erreur dépendra du carré de la distance (c.-à-d. que pour $\mathbf{d} = 5$ km, l'erreur résultante sera $\approx 2,9$ centimètres).

D'une telle analyse, il ressort que la plus grande source d'erreur vient des mesures d'angles zénithaux. Pour les minimiser, il convient toujours d'effectuer les mesures angulaires sur les deux graduations

opposées du limbe afin de compenser les erreurs instrumentales. De même, il est préférable de faire les mesures quand le coefficient K de réfraction est le plus stable, c'est à dire aux environs de midi, même si à ce moment-là, les images paraissent moins stables en raison de la chaleur. Une autre solution consiste enfin à prendre une moyenne de plusieurs mesures.

Néanmoins, pour des distances de quelques kilomètres, les erreurs moyennes de dénivelées peuvent être considérées comme proportionnelles aux distances elles-mêmes.

4.2.6 Calculs et compensations

Dans la théorie des erreurs, les poids des mesures à introduire dans les calculs de compensation sont inversement proportionnels aux carrés des erreurs moyennes quadratiques. Dans le cas présent où les erreurs sont proportionnelles aux distances, les poids à attribuer aux différentes dénivelées sont inversement proportionnels aux carrés des distances. Ils ne sont à prendre en compte que pour les nivellements trigonométriques à moyennes et longues distances et sont normalement appliqués aux extensions de réseaux trigonométriques. Le nivellement trigonométrique sur distances courtes est relatif aux levés de détail ; il s'appuie sur la tachéométrie (ou nivellement tachymétrique).

Les procédures de compensation sont entièrement comparables à celles du nivellement géométrique, avec pour seule différence les poids. Il est à noter que pour des nivellements trigonométriques sur des distances kilométriques notablement inférieures à celles du nivellement géométrique, il est acceptable d'effectuer les compensations de manière empirique.

4.3 Altimétrie par GPS (méthode de contrôle vertical par GNSS)

Partant d'un positionnement différentiel, le GPS fournit les éléments de base des points du levé à partir desquels les coordonnées géocentriques X , Y , Z peuvent être exprimées dans le système de référence WGS84. Les coordonnées elliptiques ϕ , λ et h sont obtenues au moyen des formules de transformation.

Cependant, en cartographie, les hauteurs orthométriques H sont déterminées par rapport au géoïde et non par rapport à l'ellipsoïde. Il est important par conséquent de connaître l'ondulation du géoïde ou sa variation en tout point c'est-à-dire sa hauteur orthométrique H et sa hauteur ellipsoïdique h . Ce n'est que dans les régions faiblement étendues (<10 km) et à des fins cartographiques que le géoïde peut être assimilé à un plan horizontal.

Pour les plus grandes régions il est nécessaire d'utiliser des modèles de géoïdes globaux. Différents modèles globaux (par ex. OSU91A, EGM96) sont disponibles dans les logiciels de traitement de données GPS et dans les récepteurs. Cependant ceux-ci ne reflètent que partiellement les effets de la distribution des masses locales. Chaque détermination nationale du géoïde est réalisée au moyen de mesures gravimétriques. Les interpolations de ces modèles permettent d'accéder à la valeur N de l'ondulation, nécessaire pour la détermination des hauteurs orthométriques.

Ces géoïdes locaux sont gravimétriques et sont indépendants des valeurs d'ondulation obtenues par combinaison de mesures de nivellements GPS et géométriques. Ils sont estimés dans une référence géocentrique qui ne coïncide pas avec le WGS84 et qui introduit de légères différences dans l'expression de l'origine de l'axe géocentrique et dans l'orientation des axes du système de référence.

Par conséquent, il est nécessaire d'établir des formules de transformation permettant de passer d'un système de référence à l'autre.

Pour calculer cette transformation, il faut commencer par les hauteurs orthométriques H de quelques positions GPS obtenues par nivellement géométrique et par l'ondulation expérimentale N_{WGS84} évaluée à partir de la hauteur ellipsoïdale h dérivée de la compensation du réseau GPS.

Le changement de géoïde se traduit par un changement d'ondulation, soit :

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

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

La transformation du système de référence au sens le plus strict est une rotation spatiale et une translation associée à une variation d'échelle, mais dans les petites régions la partie altimétrique peut être traitée séparément. Les paramètres de l'équation sont rapportés à un plan caractérisé par les différences δN d'au moins trois points de hauteurs connues dans les deux systèmes de référence. On pose l'équation d'un plan suivante :

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

où X_i et Y_i sont les coordonnées cartographiques des points dont les hauteurs sont connues dans les deux systèmes et a_1 , a_2 et a_3 les paramètres directeurs du plan recherché. Ce plan est le lieu des différences δN entre les systèmes de référence N_{WGS84} et $N_{\text{géoïde local}}$. Les trois paramètres inconnus peuvent être estimés par la méthode des moindres carrés pourvu que le nombre de points ayant des hauteurs connues dans les deux systèmes soit au moins égal à trois.

5. INSTRUMENTS UTILISÉS POUR LES CONTRÔLES DE PRÉCISION HORIZONTALE ET VERTICALE

5.1 Récepteur GNSS (GPS)

Les récepteurs GPS peuvent être classés en fonction des mesures qu'ils sont capables de réaliser et de la précision de leur positionnement final, telle que décrite au paragraphe 6.2. On distingue :

- a. les récepteurs de code : ces appareils ne sont capables de capter que la composante C/A (*coarse acquisition*) du signal. Ils sont souvent qualifiés de « portatifs » en raison de leur dimension très faible. Quelques-uns d'entre eux peuvent recevoir une correction différentielle (en accord avec le protocole standard RTCM - 104) pour améliorer la précision du positionnement. Ils sont employés exclusivement pour la navigation ;
- b. les récepteurs à fréquence unique : en plus du code C/A, ils peuvent capter aussi la porteuse de phase L1. Ils calculent la position par la mesure du code ou de la phase sur L1 en mode absolu, relatif ou différentiel ;
- c. les récepteurs bi-fréquences : ce sont les récepteurs les plus performants disponibles sur le marché et ils peuvent capter la totalité du signal (L1, L2, C/A, P). Ils calculent la position par la mesure du code ou de la phase sur L1 et L2 (en absolu, relatif ou différentiel). Ils peuvent donc être employés pour toutes les variétés de positionnement statique et cinématique. Ils sont particulièrement utiles pour la technique d'initialisation dynamique dans le mode en vol (ou « *on the fly* ») avec l'algorithme OTF ;
- d. les récepteurs bi-fréquences compatible avec le code Y: identiques à la catégorie précédente, mais capables de capter le code P confidentiel en utilisant un système anti-brouillage « *Anti-Spoofing* » (A/S).

5.2 Appareils électroniques de mesure de distance

Les mesures de distances par procédés électromagnétiques ont connu des développements remarquables depuis les années 1960 et les fabricants d'instruments topographiques incluent de plus en plus souvent de tels appareils dans leurs théodolites. Ces systèmes appelés équipements

électroniques de mesure de distance (DME ou EDM en anglais)²⁴ opèrent selon deux modes :

- a. par mesure de phase ;
- b. ou par mesure d'impulsions.

5.2.1 Mesure électronique de la distance par phase

Ces instruments sont basés sur la théorie de la propagation des ondes électromagnétiques. Ils se propagent de manière sinusoïdale, avec une vitesse égale à la vitesse de la lumière dans l'air « c_{air} », qui est légèrement inférieure à celle dans le vide. La vitesse dans l'air est égale à la vitesse dans le vide (c_0) divisée par l'indice de réfraction (γ_{air}) de l'air qui dépend de la température, de la pression et de l'humidité : [$c_{\text{air}}=c_0/\gamma_{\text{air}}(t, p, h)$].

Ce type d'appareil électronique de mesure de distance est composé de trois parties distinctes : l'émetteur, le réflecteur et le récepteur. L'émetteur et le récepteur (c.-à-d. le transmetteur) sont contenus dans l'appareil positionné sur la station tandis que le réflecteur est séparé et positionné sur une station secondaire qu'il convient de rattacher topographiquement à la première.

L'émetteur produit un signal à une fréquence préétablie; le réflecteur amplifie et réfléchit le signal qui est reçu par un discriminateur de phase capable de déterminer la différence de phase entre les signaux émis et reçus avec un ordre de précision d'un centième de radian.

Puisque le signal a parcouru un aller et retour entre les deux points, cette double distance devrait pouvoir être calculée facilement s'il était possible de déterminer le nombre de cycles entiers effectués entre l'émission et la réception du signal. Le fait d'être incapable de déterminer le nombre entier de cycles se nomme « ambiguïté ». Les systèmes de mesure électromagnétiques de distance par phases utilisent donc trois techniques différentes pour résoudre ce problème :

- a. la multiplication de fréquence par dix ;
- b. la méthode des trois fréquences;
- c. la modulation de fréquence du signal.

5.2.1.1 La multiplication de fréquence par dix

Avec cette technique deux signaux ou plus sont émis séquentiellement avec des fréquences variant selon des multiples de 10 (d'où le nom), ce qui permet de mesurer la distance par différence de phase.

Le premier signal est émis avec une longueur d'onde égale à plus du double de la gamme de l'instrument. Avec cette méthode, la distance peut être déterminée sans ambiguïté par la relation :

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

où d représente la moitié de la distance aller-retour parcourue.

Cependant, avec cette méthode, la distance est déterminée avec une précision moindre. Si la gamme de mesure de distance de la cible par le DME était de 1 km, le signal aurait une longueur d'onde d'au moins 2 km et la distance serait mesurée avec une précision égale à 1,59 m, en appliquant la relation (2.60) avec une précision du discriminateur de phase de 1/100 de radian. Une telle erreur serait évidemment inacceptable pour une mesure sur une distance de 1 km. Pour éliminer ce problème, après émission du premier signal et calcul d'une première distance grossière, un deuxième signal est émis avec une longueur d'onde égale à 1/100 du signal précédent. La mesure de distance avec ce deuxième

²⁴ (OHI S-32 – cinquième édition 1994, art. 1406 (DME) et 1579 (EDM))

signal nécessite un levé d'ambiguïté mais celui-ci a déjà été réalisé puisqu'une valeur grossière de la distance a été calculée au moyen du signal précédent. En procédant ainsi, la précision de la distance est améliorée 100 fois. Dans le cas précité, elle atteint une valeur de 1,6 centimètres qui peut être considérée comme acceptable. Il est possible d'émettre un nouveau signal de longueur d'onde égale au centième de la précédente, améliorant encore la précision à quelques millimètres.

5.2.1.2 La méthode des trois fréquences

Cette méthode est une variation de la précédente. Pour obtenir une première approximation de la distance, on utilise deux fréquences presque égales dont les longueurs d'onde sont de l'ordre de la gamme de portée de l'instrument. Une troisième fréquence de longueur d'onde beaucoup plus petite permet de déterminer la distance avec précision.

5.2.1.3 La variation de fréquence

Avec cette technique, le signal est d'abord émis à une certaine fréquence. Celle-ci est alors augmentée (ou diminuée) jusqu'à ce que la différence de phase entre le signal émis et le signal reçu soit nulle. On écrit alors une première équation dans laquelle la distance d et le nombre de cycles x sont les inconnues. On continue à augmenter la fréquence jusqu'à obtenir une nouvelle différence de phase nulle, qui correspond à une augmentation n du nombre de cycles et à une nouvelle équation dont les inconnues sont d et $(x + n)$. La résolution de ce système de deux équations à deux inconnues permet de lever l'ambiguïté de phase.

Dans les deux premières techniques (multiplication de la fréquence par dix et méthode des trois fréquences), la détermination de la différence de phase est nécessaire. Ceci peut être réalisé au moyen d'un discriminateur de phase constitué d'un transformateur analogue numérique qui convertit les ondes sinusoïdales en signaux carrés et utilise un compteur du temps déclenché à chaque changement de signe des signaux en question. Ce temps est alors transformé en distance. Pour augmenter la précision de cette dernière, le calcul est répété des milliers de fois mais l'opération ne prend que quelques secondes.

Récemment, quelques DME à mesure de phase ont été produits sans discriminateur. Ils utilisent une corrélation mathématique entre les signaux émis et reçus pour déterminer la différence de phase, permettant ainsi d'obtenir de plus grandes précisions dans les mesures de distance. D'après la fréquence utilisée, les DME à mesure de phase peuvent être classés comme suit :

- a. MDM (appareils de mesures de distances à très courtes longueurs d'ondes);
- b. EODM (appareils électro-optiques de mesures de distances) ou géodimètres.

Le premier groupe qui travaille dans des fréquences de l'ordre de 30 MHz (longueurs d'ondes centimétriques) est utilisé pour mesurer les longues distances. Dans ces instruments, le réflecteur est actif, c'est à dire capable d'amplifier le signal reçu et de le réémettre avec une plus grande puissance.

Le changement de fréquence du signal émis nécessite de tenir compte de la propagation des ondes électromagnétiques dans l'atmosphère. En fait, seules quelques gammes de fréquence sont capables de traverser l'atmosphère sans pertes significatives d'énergie. Les rayons infrarouges (longueurs d'onde micrométriques) qui ne demandent qu'une consommation limitée d'énergie ne sont pas trop influencés par la lumière solaire et sont utilisés pour la détermination de distances de 2-3 kilomètres. Les ondes centimétriques ou ondes Hertzienne ont des longueurs d'onde de l'ordre de quelques centimètres ; elles sont notamment utilisées pour les mesures de distances à haute altitude, même en présence de brouillard ou de précipitations. Leur consommation d'énergie est importante. Si le signal est émis dans la gamme visible, c.-à-d. pour des longueurs d'onde comprises entre 0,3 et 1 micromètre, les ondes sont générées par des systèmes optiques spécifiques et réfléchies par des miroirs simples ou des prismes. Pour des raisons pratiques, il y a donc un besoin d'appareils à ondes courtes émettant dans

des gammes comprises entre quelques centimètres pour les MDM et quelques dixièmes de micromètre pour les géodimètres. Ce besoin, cependant, ne satisfait pas à la nécessité d'émettre aussi des ondes métriques pour déterminer les valeurs précises de distances, ou des ondes kilométriques pour lever les ambiguïtés au moyen de distances grossières.

Ce besoin supplémentaire est satisfait par la modulation de fréquence pour les MDM ou la modulation d'amplitude pour les géodimètres.

Dans les géodimètres, la longueur d'onde de la porteuse est constante et de l'ordre de quelques micromètres, ce qui satisfait au premier besoin, tandis que la modulation de fréquence permet d'obtenir des longueurs d'ondes comprises entre quelques mètres et quelques kilomètres, satisfaisant alors au second besoin.

5.2.2 Mesure électronique de la distance par ondes pulsées

Le principe opératoire des DME introduits récemment dans les levés topographiques est basé sur la mesure du temps mis par une impulsion pour parcourir un aller-retour entre le transmetteur et le réflecteur.

Le même principe est utilisé, par exemple, par les systèmes SLR d'altimétrie spatiale (*Satellite Laser Ranging*) pour lesquels une impulsion laser est émise par une station au sol et reçue par un satellite artificiel. L'évolution des systèmes électroniques a permis l'emploi de ces méthodes dans les DME topographiques qui obtiennent des performances supérieures à celles des DME à mesure de phase.

Une diode laser est excitée pendant un court intervalle de temps. La mesure exacte du temps « t » entre l'émission de l'impulsion et la réception suivante sera suffisante pour déterminer la distance :

$$d = \frac{v \cdot t}{2} \quad (2.61)$$

Cependant la mesure du temps est faite avec une certaine imprécision. Un intervalle de temps de 10^{-8} secondes (valeur commune pour une horloge à quartz) est suffisant pour permettre à l'impulsion lumineuse de parcourir 3 mètres, ce qui n'est pas acceptable pour un DME. Il est donc nécessaire d'affiner la mesure du temps en s'intéressant à la fraction de période d'oscillation de l'horloge couverte entre le départ de l'impulsion et sa réception :

$$t = n \cdot T + t_A - t_B \quad (2.62)$$

où « T » est la période de l'horloge, « n » est le nombre de périodes et par conséquent « nT » est la mesure du temps par l'horloge; « t_A » est le temps entre la transmission du signal et le début de l'oscillation de l'horloge et « t_B » est le temps écoulé entre la réception du signal et la fin de l'oscillation de l'horloge. Pour déterminer ces deux fractions de temps, le voltage au moyen duquel la diode laser est excitée est augmenté linéairement ; en déterminant le voltage V_T utilisé pour une oscillation complète de l'horloge, les deux facteurs « t_A » et « t_B » peuvent être calculés par une simple proportion :

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

où V_A et V_B sont les voltages fournis respectivement aux bornes de la diode aux temps ' t_A ' et ' t_B '.

En théorie une impulsion unique devrait être suffisante pour déterminer la distance ; en pratique des milliers d'impulsions sont émises pour augmenter la précision. Quelques systèmes DME émettent jusqu'à 2000 impulsions par seconde. En 0,8 sec (1600 impulsions), on parvient à une erreur standard de 5 mm + 1mm/km et en 3 sec (6000 impulsions), à une erreur standard de 3 mm + 1 mm/km.

Les nombreux avantages de cette méthode par rapport à celle de la mesure de phase sont évidents :

- a. elle demande moins de temps pour effectuer les mesures ; après quelques impulsions (quelques millisecondes) une précision centimétrique est obtenue sur la mesure de la distance, pendant que le DME à mesure de phase exige généralement quelques secondes. La capacité d'effectuer des mesures rapides est utile pour la détermination des distances d'un point en mouvement (et par conséquent utile pour les levés bathymétriques).
- b. Le signal peut aussi être réémis avec une puissance réduite parce qu'un petit voltage est suffisant pour stopper l'horloge et procéder au calcul du temps. Cela permet de réaliser des augmentations de portées notables pour une intensité équivalente du signal transmis. Quant au courant d'alimentation, la transmission d'impulsions est plus économique qu'une porteuse continue (prolongation de la durée de vie des batteries).
- c. Il est possible de trouver des DME qui n'ont pas besoin de réflecteurs pour produire un signal retour. Ces appareils ont des gammes de portées fortement influencées par la qualité et la couleur de la surface réfléchissante. Ils n'opèrent pas sur les gammes de distance supérieures à 200 - 300 mètres et permettent d'obtenir des précisions de 5 - 10 mm. Ils sont très utiles pour les mesures de distances sur des points inaccessibles.
- d. La qualité de la mesure n'est pas trop pénalisée par les facteurs d'environnement (température, pression ou humidité) comme pour les DME à mesure de phase.

Mis à part ces avantages, le coût plus élevé des DME par ondes pulsées doit être pris en considération. Ce coût n'est probablement justifiable que dans les cas où il est nécessaire d'effectuer fréquemment des mesures de distances de plus de 1 km.

5.2.3 Précision et portée des DME

Généralement, les EODM, ou géodimètres, utilisent des ondes infrarouges, rarement des ondes du spectre visible (longueurs d'onde de l'ordre de 1 à 5 micromètres) ou des ondes laser. Pour ces équipements, le réflecteur est passif et composé d'un ou de plusieurs prismes tétraédriques qui réfléchissent le signal parallèlement au rayon incident. L'augmentation du nombre de prismes du réflecteur accroît la gamme de distances du géodimètre qui peut atteindre 4 ou 5 kilomètres.

La précision des DME dépend de nombreux facteurs; ils ont atteint maintenant des niveaux comparables à ceux obtenus par fil Invar.

Un élément important des DME est l'oscillateur, dont dépend la stabilité de la précision de l'instrument. En fait, la fréquence de l'oscillateur est fonction de la température. La loi de variation de la fréquence en fonction de la température doit être mémorisée dans les DME afin de pouvoir appliquer les corrections qui peuvent atteindre 3-5 ppm pour une variation de température de 20°.

Il est nécessaire de prendre en compte la réfraction atmosphérique qui a une influence directe sur la longueur d'onde des signaux émis. La réfraction dépend de la température et de la pression atmosphérique qui doivent être entrées dans le système afin de lui permettre de calculer d'après une formule empirique les corrections à appliquer en ppm à la distance mesurée. Dans d'autres cas, les corrections de distances sont directement déterminées à partir de tables fournies par les fabricants et qui comportent des entrées pour la température et la pression. Il est utile de se rappeler qu'en première approximation, une correction de 1 ppm peut résulter d'une variation de 1°C de température, de 3,5 hectopascals de pression atmosphérique, ou de 25 hectopascals de pression partielle de vapeur d'eau contenue dans l'air.

Le vieillissement de l'équipement se traduit par une variation de la fréquence nominale de l'oscillateur qui peut atteindre des valeurs de quelques ppm après 2-3 années de vie. Il est nécessaire, par conséquent, de vérifier périodiquement l'étalonnage de l'appareil.

Finalement, pour déterminer la distance, il est nécessaire de prendre en compte la correction propre à l'instrument appelée constante de prisme, et qui est due au fait que le centre de la surface réfléchissante du prisme ne coïncide généralement pas avec le centre du réflecteur. Cette constante est spécifique à chaque réflecteur et doit être mémorisée dans les DME pour chaque combinaison de prismes utilisée.

Parmi les facteurs influençant la portée des DME, et en plus du fait que leurs effets sont caractéristiques de ces types d'appareils, il faut mentionner les conditions atmosphériques et le nombre de prismes utilisés. Comme on l'a vu précédemment, pour une même alimentation électrique, les DME à ondes pulsées ont des portées plus grandes que les DME à mesure de phase et peuvent atteindre, dans des conditions atmosphériques optimales, des distances allant jusqu'à 15 kilomètres.

Il est à noter que les conditions atmosphériques sont considérées comme:

- a. défavorables, quand il y a beaucoup de brume ou un soleil intense avec forte réfraction ;
- b. moyennes, quand il y a une brume légère ou un soleil voilé;
- c. bonnes, quand il n'y a pas de brume et un ciel couvert.

Il est donc évident que les performances nominales déclarées par les fabricants de DME ne sont atteintes que quand toutes les conditions entrant en jeu dans les mesures sont réunies. En général les DME à mesure de phase permettent d'obtenir, sans zèle particulier, des précisions de l'ordre de $\sigma = 5 \text{ mm} + 5 \text{ ppm}$.

5.2.4 Les stations totales

L'intégration d'un DME et d'un théodolite électronique dans un même instrument peut être extrêmement efficace, parce qu'elle permet de combiner les distances du DME avec les angles du théodolite et de calculer indirectement d'autres paramètres tels que les distances horizontales, les coordonnées rectangulaires, etc.

L'ensemble théodolite-DME est appelé station totale ou station intégrée, car il permet d'obtenir toutes les mesures relatives aux levés topographiques tel que les angles, les distances, les coordonnées, etc.

Les données du levé peuvent être notées sur un cahier d'observations, mais en raison de leur nature numérique, elles peuvent aussi être enregistrées sur support magnétique ou clé USB, évitant ainsi les erreurs potentielles de transcription et permettant d'accélérer les mesures.

Le principe qui est à l'origine de ces systèmes est l'automatisation des opérations répétitives des levés topographiques telles que les lectures d'angles et de distances, l'enregistrement des données, l'entrée de paramètres de la station, etc.

5.3 Instruments optiques

5.3.1 Sextants de marine et cercles hydrographiques (cercles à réflexion)

Le sextant de marine et le cercle hydrographique sont des instruments spécialement conçus pour la mesure d'angles horizontaux entre deux objets. La précision du sextant varie de 20 secondes à 10 minutes.

Le cercle hydrographique ou cercle à réflexion, comme le nom l'indique, est un instrument à réflexion et la mesure des angles est basée, comme pour le sextant, sur la théorie de la double réflexion d'un rayon lumineux, avec la différence que, dans le cercle à réflexion, on emploie des prismes au lieu de miroirs.

Le cercle possède deux prismes dont le plus grand est oblique et le second installé au centre de l'instrument dans une boîte circulaire équipée d'une poignée. Le prisme du centre est conçu de manière à ce que les rayons captés soient limités à ceux réfléchis par sa face hypoténuse. L'autre prisme est fixé à une hauteur du plan de l'instrument telle qu'il ne couvre que le demi-champ intérieur du télescope.

Le télescope est fixé de manière à ce que les objets visés directement apparaissent dans la partie supérieure de son champ et ceux réfléchis par le petit prisme dans son demi champ inférieur. Le grand prisme est solidaire d'un limbe gradué situé à la périphérie de l'instrument ; le prisme central est fixé à un bras mobile muni d'un index qui se déplace sur le limbe gradué.

Pour permettre à l'instrument de fonctionner correctement, il est nécessaire que les deux conditions fondamentales propres aux systèmes de mesure d'angles à double réflexion soient respectées, à savoir, exacte perpendicularité des prismes avec le plan de l'instrument et, quand leurs deux faces hypoténuses sont parallèles, que l'index indique la graduation 0° du vernier.

Le grand prisme ne doit jamais pouvoir être déplacé, sauf pour effectuer de menus réglages autour de son axe; il est fixé par construction perpendiculairement au plan de l'instrument. La perpendicularité du petit prisme par rapport au plan de l'instrument peut être ajustée par une vis. Le vernier ayant été réglé à la position 0° , quand la moitié d'un objet distant observé en visée directe à travers le télescope et l'autre moitié du même objet observé après double réflexion sont alignées exactement l'une au-dessus de l'autre, cela indique que l'appareil est bien réglé.

Le parallélisme entre les faces hypoténuses des prismes peut être corrigé au moyen d'une vis spéciale qui fait tourner le petit prisme autour de l'axe normal au plan de l'instrument.

5.3.2 Théodolites

Le théodolite est un instrument qui mesure les azimuts sur un limbe horizontal gradué et les angles zénithaux sur un limbe vertical gradué.

La précision angulaire des théodolites varie de $0,1''$ à $10''$. Les tachéomètres (ou tachymètres) diffèrent des théodolites en ce que leur précision varie de $10''$ à $10'$.

Un théodolite comporte trois axes :

- a. l'axe principal, (axe vertical de rotation) autour duquel tourne l'équipage mobile ;
- b. l'axe secondaire (axe horizontal des tourillons) autour duquel tourne le télescope;
- c. l'axe optique (collimation du télescope).

Les parties principales d'un théodolite sont :

- a. le socle (ou embase), équipé de trois vis calantes (vis de nivellement), qui est la partie la plus basse de l'instrument. Ce socle est fixé généralement sur un trépied à partir duquel il est possible, dans certaines limites, de centrer le théodolite sur un repère de référence. Un niveau à bulle sphérique (ou nivelle), un fil à plomb optique et l'équipage mobile (alidade) portant le télescope sont fixés solidairement à ce socle ;
- b. l'alidade est généralement en forme de U. Elle tourne autour de l'axe vertical passant par le centre de l'instrument (axe principal) et contient les microscopes de lecture des cercles gradués. Un niveau à bulle torique (niveau à bulle sensible) est fixé à l'alidade afin d'assurer la verticalité de l'axe principal vertical et de fixer l'origine des angles zénithaux aux erreurs résiduelles près ;

- c. un limbe horizontal gradué, situé au-dessus du socle et sous l'alidade ;
- d. le télescope est fixé à l'alidade de telle sorte que son axe de collimation soit perpendiculaire à son axe de rotation. Le télescope possède un agrandissement de 28 à 45, augmentant ainsi la précision des mesures ;
- e. le limbe vertical, fixé solidairement au télescope afin de pouvoir lire les angles zénithaux ;

On peut distinguer deux types de théodolites, appelés répéteurs et réitérateurs, selon le système de blocage du limbe horizontal.

- a. Pour les théodolites répéteurs (Figure 2.20), le limbe horizontal est fixé au socle et à l'alidade à l'aide de deux vis séparées. Quand les deux vis sont serrées, le cercle horizontal est fixé à la fois au socle et à l'alidade, et l'instrument ne peut plus tourner autour de l'axe principal.
- b. Pour les théodolites réitérateurs (Figure 2.20), le limbe horizontal est indépendant du socle et de l'alidade. Il peut être rendu solidaire de l'alidade à l'aide d'une vis spéciale, habituellement protégée contre les manœuvres accidentelles. Pour les faibles déplacements, l'alidade est fixée au limbe à l'aide d'une vis micrométrique.

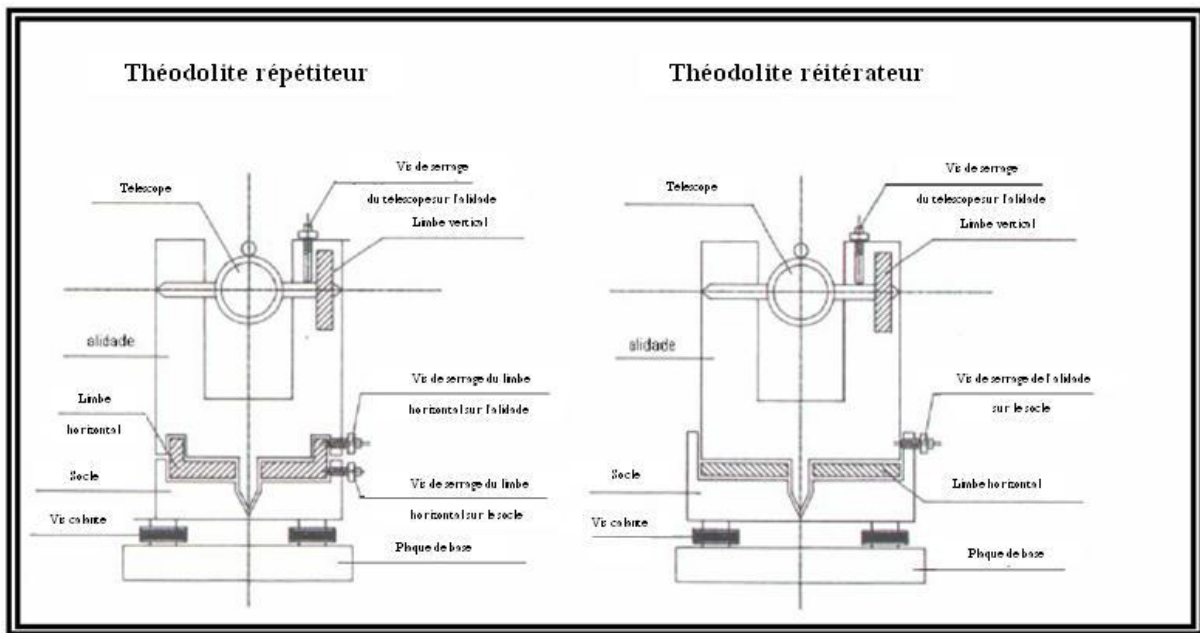


Fig. 2.20 "Théodolites"

Avant de procéder aux mesures angulaires, il convient de s'assurer que les réglages précis des trois axes (principal, secondaire et axe de collimation) et des autres parties de l'instrument ont été effectués. Certains réglages sont réalisés directement en usine par le fabricant et si l'instrument est utilisé avec soin, ils peuvent être considérés comme définitifs et les conditions sont alors satisfaites.

Certains réglages doivent être effectués directement par l'opérateur avant de commencer chaque session de mesure. En particulier il faut réaliser la verticalité de l'axe principal au moyen des niveaux à bulle toriques qui sont plus sensibles que le niveau sphérique utilisé pour centrer l'axe principal de l'instrument sur la référence. Pour utiliser les niveaux à bulle, l'alidade doit être aligné dans la direction des deux premières vis de calage et, en agissant sur ces deux vis, centrer la bulle. Le niveau est correct, quand en faisant pivoter l'alidade de 180° la bulle reste centrée. Si ce n'est pas le cas il

sera nécessaire d'actionner de nouveau l'une des deux vis de calage. La dernière phase consiste à tourner l'instrument de 90° et à actionner la troisième vis de calage pour centrer la bulle.

Un autre réglage, nécessaire seulement quand on change d'observateur, consiste à s'assurer que le télescope est convenablement focalisé. Ceci est réalisé en jouant sur la bague de réglage et sur la mise au point de l'oculaire du télescope jusqu'à ce que les lignes du réticule et les objets visés paraissent clairs et nets.

5.3.3 Instruments de nivellement (niveaux et mires)

L'instrument de nivellement (ou niveau) utilisé en nivellement géométrique permet de créer un axe de collimation horizontal. Les niveaux modernes sont divisés en :

- a. niveaux fixes et niveaux automatiques;
- b. niveaux numériques;
- c. niveaux laser.

Ayant choisi le type de niveau, et donc défini le mécanisme de lecture, il est nécessaire de choisir une mire de nivellement dont la graduation permette d'établir la liaison avec le niveau. Les niveaux avec lunettes fixes ou inclinées ont été remplacés par les niveaux numériques et laser modernes.

5.3.3.1 Les niveaux à lunette fixe (niveau Dumpy)

Le niveau à lunette fixe consiste en un télescope associé à un pivot et à une embase, comme un théodolite. Un niveau à bulle est fixé sur la lunette afin de niveler l'instrument selon une procédure semblable à celle du théodolite. Une fois le niveau à bulle réglé dans deux directions orthogonales, l'instrument peut être mis en œuvre pour mesurer des dénivelées dans toutes les directions.

Il est nécessaire de vérifier périodiquement que l'axe du niveau à bulle est parallèle à celui de la collimation. Une méthode simple pour régler l'instrument consiste à mesurer une dénivelée entre deux points de hauteurs connues et de déplacer le réticule de la lunette avec la vis micrométrique jusqu'à ce que la lecture de la mire soit correcte.

5.3.3.2 Les niveaux à lunette fixe et vis d'élévation (niveau Dumpy)

Avec ces niveaux, la lunette n'est pas reliée rigidement au pivot de rotation mais à une base articulée d'un côté et connectée de l'autre à une vis micrométrique d'élévation. La vis d'élévation permet à la lunette de tourner légèrement dans le plan vertical, ce qui garantit l'horizontalité de la ligne de visée même quand l'axe principal n'est pas parfaitement vertical. Ces niveaux possèdent une nivelle sphérique fixés sur le socle et qui, une fois centrée, rend l'axe principal approximativement vertical. Pour chaque lecture, il est nécessaire d'agir sur la vis d'élévation jusqu'à ce que le niveau à bulle de la lunette soit centré, ce qui correspond à l'horizontalité de l'axe de collimation.

5.3.3.3 Les niveaux à double visée

Dans ces niveaux, la lunette peut être retournée verticalement (180°) à l'intérieur d'un support solidement relié au pivot de rotation. Un niveau à bulle réversible à doubles coudes est fixé à la lunette, ce qui facilite son utilisation même quand elle est tournée à l'envers. Dans de tels instruments il y a donc deux axes: l'axe de rotation de la lunette (lequel coïncide avec l'axe du support) et l'axe de collimation. Après avoir rectifié les différents axes, deux lectures sont faites sur la mire tout en centrant la bulle à l'aide de la vis d'élévation. Ces lectures correspondent à deux positions diamétralement opposées de la lunette.

En utilisant la moyenne arithmétique des deux lectures, les erreurs de collimation s'annulent car elles

sont de signe inverse.

5.3.3.4 Les niveaux automatiques

Dans ces instruments l'axe de collimation est rendu automatiquement horizontal par un système interne, indépendamment de la verticalité de l'axe principal. Ces systèmes, appelés compensateurs, travaillent à l'intérieur d'une plage de rotation de la lunette de l'ordre de 10'. Les niveaux automatiques sont équipés d'une nivelle sphérique qui, une fois centrée, garantit un bon fonctionnement de l'instrument. Les compensateurs, dont la construction est différente pour chaque fabricant, sont normalement composés d'un prisme sensible suspendu à un pendule qui utilise la gravité pour créer une ligne de visée horizontale.

5.3.3.5 Les niveaux numériques

Ces niveaux sont semblables aux niveaux automatiques mais la lecture sur la mire de nivellement est faite automatiquement. Il est également possible d'effectuer des lectures optiques traditionnelles, en cas de panne électronique ou d'épuisement des batteries.

Les mires utilisées avec ces types de niveaux sont spécifiques. Elles présentent d'un côté des graduations comme pour une mire normale et de l'autre, des graduations par code-barres. L'image du code-barres de la mire de nivellement est transmise séparément au viseur oculaire pour permettre la lecture de la mire et à un système de visée électronique. Le signal numérique est décodé par un microprocesseur capable de calculer la dénivelée et la distance horizontale entre les deux points.

Les avantages de ces systèmes proviennent de leur capacité à enregistrer automatiquement les données de levé tout en gagnant un temps appréciable et en éliminant totalement les erreurs de transcription. Le déroulement correct de la mesure n'est garanti que par de bonnes conditions de luminosité. La précision de ces niveaux est de 0,1 mm pour la dénivelée et de 1 centimètre pour les distances.

5.3.3.6 Les niveaux laser

Les niveaux laser, encore appelés lasers tournants, utilisent un faisceau laser qui emprunte la ligne de visée de la lunette. Certains instruments sont automatiques et n'exigent pas d'intervention de l'opérateur. Une fois l'instrument mis en station et nivelé à l'aide d'un niveau sphérique, un moteur imprime une rotation continue au faisceau laser à l'aide d'un prisme. Cet instrument ne nécessite qu'un seul opérateur et permet d'effectuer un nivellement dans un rayon de 200-300 m.

Les mires de nivellement utilisées pour ces appareils sont munies d'un capteur de quelques décimètres qui peut être déplacé le long de la mire. Quand le faisceau laser frappe le capteur, la valeur atteinte par le rayon peut être lue et enregistrée automatiquement.

La précision des mesures peut être meilleure que le millimètre. Ces niveaux sont idéaux pour le nivellement par rayonnement.

6. MÉTHODES ET TECHNIQUES DE POSITIONNEMENT

6.1 GNSS (GPS)

6.1.1 Description du Système de positionnement global (GPS)

Le système de positionnement GPS est basé sur la réception des signaux radio envoyés par une constellation de satellites artificiels orbitant autour de la Terre. Ce système de positionnement absolu, mondial et tridimensionnel est implanté sur des satellites et opère en temps réel, 24 heures sur 24. Son nom complet est NAVSTAR GPS pour *NAVigational Satellite Timing And Ranging Global*

Positioning System. Créé par le Département de la défense des États-Unis, le GPS est géré en collaboration avec le Département du Commerce ; il est conçu pour permettre de positionner des objets en trois dimensions, en tout temps et en tout lieu, y compris pendant leurs déplacements.

Le système est divisé en trois segments:

- a. un segment spatial, constitué par un minimum de 24 satellites, mais souvent plus (31 en 2010), en orbite presque circulaire autour de la terre à une hauteur approximative de 20 200 km. Les satellites sont répartis par groupes de 4 sur 6 plans orbitaux inclinés de 55° par rapport au plan équatorial avec une période de révolution d'approximativement 12 heures. Cette distribution de la constellation assure la visibilité d'au moins 4 satellites (souvent 6 à 8) partout et à tout moment, avec une hauteur de plus de 15° au-dessus de l'horizon qui est critique pour le positionnement.

Les satellites ont pour fonctions :

- de transmettre des informations aux utilisateurs au moyen d'un signal radio ;
- d'entretenir une référence de temps exacte grâce au haut degré de précision (de 10-12 à 10-14 sec) de leurs horloges atomiques au césium et au rubidium embarquées ;
- de recevoir et d'enregistrer les informations du segment de contrôle;
- de faire des corrections aux orbites.

Les satellites furent lancés à des périodes différentes, les premières en 1978, par blocs successifs remplaçant les modèles anciens par de nouveaux modèles plus performants ;

- b. un segment de contrôle comprenant 5 stations au sol et une sixième station à Sunnyvale (Californie), où une copie de toutes les données sélectionnées et de toutes les opérations rattachées sont conservées. Parmi les cinq stations, toutes équipées de modules météorologiques pour évaluer les effets troposphériques sur les signaux radio émis par les satellites, trois d'entre elles (Ascension, Diego Garcia et Kwajalein) ont la possibilité d'envoyer des messages aux satellites et une 4^{ème}, implantée à Colorado Springs aux États-Unis, est la station maîtresse où sont exécutés tous les calculs nécessaires à la détermination des nouvelles orbites. En résumé, les tâches du segment du contrôle sont :
 - de suivre les satellites de façon continue et de traiter les données reçues afin de calculer leurs positions dans le temps et dans l'espace (éphémérides) ;
 - de vérifier l'état général du système et en particulier les horloges des satellites ;
 - d'appliquer les corrections d'orbite ;
 - de télécharger les nouvelles données aux satellites, y compris leurs prévisions d'éphémérides pour les prochaines 12 ou 24 heures qui sont ensuite transmises aux utilisateurs ;
- c. un segment utilisateur, regroupant l'ensemble des utilisateurs équipés de récepteurs munis d'antennes GPS. Ces derniers sont des systèmes passifs capables de capter les données sans émettre aucun signal. Il existe plusieurs types de récepteurs classés selon leur stratégie d'analyse du signal reçu et la précision de la position requise.

Structure du signal émis

Chaque satellite émet continuellement en direction de petits secteurs terrestres des ondes électromagnétiques dans des fréquences choisies avec soin pour éviter les interférences. Ces ondes porteuses transportent l'information à l'utilisateur au moyen d'une modulation de code. Les horloges

internes produisent une fréquence primaire $f_0 = 10,23$ MHz à partir de laquelle les trois composantes fondamentales du signal GPS sont élaborées :

- *La porteuse* :
formée de deux ondes sinusoïdales appelées respectivement L1 et L2 de fréquence $154 \times f_0 = 1\,575,42$ MHz ($\lambda_{L1} \cong 19$ cm) et $120 \times f_0 = 1\,227,60$ MHz ($\lambda_{L2} \cong 24$ cm).
- *La modulation* :
destinée à l'encodage des messages par deux séquences intitulées *Coarse acquisition* (C/A) et *Precision* (P). La première module l'onde porteuse L1 et la deuxième les ondes L1 et L2.

Ces codes sont des signaux carrés formés par des transitions de valeurs +1 et -1 produits par un algorithme simple ayant pour caractéristique d'équilibrer statistiquement les valeurs positives et négatives. Les codes sont qualifiés de « pseudo-aléatoires » ou PRN (*pseudo random*). La fréquence du code C/A est de 1,023 MHz ($C/A \cong 300$ m), et celle du code P = $1 \times f_0 = 10,23$ MHz ($m P \cong 30$ m). Le code C/A est disponible pour usage civil tandis que le code P est réservé à l'usage des militaires et des utilisateurs autorisés. Le Département de la défense américain s'est réservé le droit de crypter le code P et d'utiliser une procédure antibrouillage dite *Anti-Spoofing* (A-S). Le code P crypté est appelé Code Y.

- *La composante message de navigation* :
est émise à la fréquence $f_0 / 204\,800 = 50$ Hz. Elle contient les éphémérides des satellites (orbites précises) et des informations sur leurs horloges internes ainsi que sur l'état du réseau.

6.1.2 Principes de positionnement

Le positionnement par GPS est assuré par intersection de distances spatiales dans la référence du Système géodésique mondial 1984, qui est défini dans un repère cartésien ayant pour origine le centre de la terre et auquel est associé l'ellipsoïde géocentrique WGS84. Si les positions des satellites dans ce système de référence sont connues, les coordonnées d'un point inconnu peuvent être reliées à celles des satellites par la mesure d'un nombre suffisant de distances entre ces derniers et le centre de phase de l'antenne d'un récepteur placé sur le point recherché. Pour s'en tenir à l'essentiel, il y a trois principes de positionnement :

- a. le positionnement absolu (ou normal);
- b. le positionnement relatif;
- c. le positionnement différentiel.

6.1.2.1 Le positionnement absolu

Le but de cette méthode de positionnement est la détermination des coordonnées des positions dans le système de référence global WGS84. Ceci peut être réalisé en utilisant l'impulsion du signal en code C/A (ou en code P s'il est disponible) ou en analysant les deux porteuses L1 et L2.

Dans le premier cas, les distances satellite-récepteur sont appelées « pseudo-distances » et elles sont calculées à partir du temps de transit mis par le signal pour atteindre le récepteur du satellite. Ce temps est mesuré par le récepteur en utilisant des corrélations entre le signal reçu et une copie produite par le récepteur. Le signal copié est décalé pour être synchronisé avec celui du satellite. La différence de temps calculée est affectée par le défaut de synchronisation entre les horloges du satellite et du récepteur et par la dérive de l'horloge du récepteur qui est moins précise que les horloges atomiques des satellites.

Ces facteurs ne peuvent pas être ignorés dans la mesure du temps de transit. C'est pour cette raison qu'en plus des trois coordonnées inconnues du point dépendantes de l'horloge (les valeurs

cartésiennes x, y, z transformables en φ, λ et hauteur rapportées à l'ellipsoïde WGS84), on ajoute une quatrième inconnue correspondant aux erreurs de l'horloge du récepteur. De cela, il s'ensuit qu'il faut observer simultanément au moins quatre satellites pour obtenir une position absolue en temps réel.

Dans le deuxième cas, les phases des deux ondes porteuses sont analysées et la distance satellite-récepteur est obtenue en comparant la phase du signal porteur au moment de la réception avec la phase du signal au moment de l'émission. Dans ce cas on introduit une inconnue supplémentaire pour chaque satellite observé, qui est « l'ambiguïté de nombre entier initial » correspondant au nombre entier de cycles parcourus pendant le transit du signal du satellite vers le récepteur en début de mesure. Ainsi, pour chaque nouveau satellite observé, une nouvelle ambiguïté correspondante est créée due aux différences de distances. En conclusion, le positionnement absolu en temps réel avec des mesures de phase n'est possible que si les ambiguïtés de positionnement des satellites utilisés sont connues. La procédure de levé d'ambiguïté s'appelle initialisation.

6.1.2.2 Le positionnement relatif

Le but de ce type de positionnement est la détermination des composantes d'un vecteur spatial (ou ligne de base) qui relie deux points sur lesquels deux récepteurs ont été positionnés temporairement. Si les coordonnées absolues de l'un des deux points sont connues, en lui ajoutant les composantes de ce vecteur, on peut obtenir les coordonnées absolues du deuxième point. Ce type de positionnement peut être résolu par des mesures de code ou de phase, bien que dans la pratique, on utilise seulement des mesures de phase. Une équation d'observation de phase peut être écrite pour chaque récepteur observant un satellite à un moment donné. En observant un même satellite au même instant à partir de deux récepteurs positionnés aux deux extrémités du vecteur, on peut écrire deux équations de phase et après soustraction de l'une par l'autre, on obtient une première équation aux différences simples dans laquelle les erreurs communes aux deux distances (effet de décalage d'horloge du satellite, éphéméride, etc.) disparaissent. Insérant alors dans l'observation un autre satellite, on obtient une deuxième équation aux différences simples, et par soustraction de la première par la seconde, une équation aux différences doubles dans laquelle les erreurs communes aux deux satellites (décalage d'horloge des récepteurs, etc.) sont éliminées. À ce stade, les quantités inconnues à déterminer sont les composantes du vecteur et la somme des quatre ambiguïtés initiales des deux satellites dont on a vu au § précédent qu'elles étaient des nombres entiers. Si le signal est interrompu, les ambiguïtés changent et il faut procéder à une nouvelle initialisation. En définitive les interruptions possibles du signal sont résolues par la soustraction des deux équations aux différences doubles (appelée équation aux différences triples) qui rétablit la continuité en éliminant les ambiguïtés inconnues.

6.1.2.3 Le positionnement différentiel

Le positionnement différentiel est semblable au positionnement absolu, mais les corrections des pseudo-distances en temps réel ou en temps différé, sont retransmises ou enregistrées par un récepteur de référence installé sur un point de coordonnées connues. Les stations mobiles appliquent, en temps réel ou en temps différé, les corrections aux mesures de pseudo-distance ou de phase observées par le récepteur de référence et améliorent ainsi la précision de leurs propres coordonnées.

6.1.3 Performances du système et sources d'erreurs

Les performances du système relatives aux différents principes de positionnement sont classées dans l'ordre de leurs degrés de précision :

- | | |
|---|---------------------------------------|
| a. Absolu (SPS) avec mesures de code C/A sur L1 : | 10 à 30 mètres |
| b. Absolu (PPS) avec mesures de code P (ou Y) sur L1/L2 : | 5 à 15 mètres |
| c. Relatif avec mesures de phase statique : | 10^{-8} à 10^{-6} x ligne de base |
| d. Relatif avec mesures de phase (RTK) : | décimètre |
| e. Différentiel avec mesures de phase du code (DGPS) : | quelques mètres |

f. Différentiel avec mesures de phase de la porteuse (RTK DGPS) : quelques centimètres

Les sources d'erreurs qui exercent la plus grande influence sur les performances du système sont :

- a. les *erreurs d'horloge* des satellites et des récepteurs (décalage et dérive) ;
- b. les *erreurs d'orbite* (imperfections dans les données de l'éphéméride) ;
- c. les *retards* de parcours du signal dans l'atmosphère dus à la réfraction ionosphérique et troposphérique dont les effets sur le signal sont importants en raison de l'utilisation de récepteurs bi- fréquence ;
- d. les *erreurs troposphériques* incluant l'humidité. Cette dernière peut entraîner un retard du signal du temps allant approximativement jusqu'à 3 m. Les signaux transmis par un satellite bas sur l'horizon auront à parcourir un long trajet troposphérique dont on minimise les erreurs induites en rejetant les observations correspondant à un angle inférieur à 15° au-dessus de l'horizon. Si cela conduit à éliminer trop de satellites, un compromis de 10° peut être adopté. Les fabricants modélisent les retards troposphériques dans leurs logiciels et l'expérience montre que ces modèles fonctionnent bien ;
- e. les *erreurs ionosphériques*. Les taches solaires et autres phénomènes électromagnétiques produisent des erreurs de mesure du signal GPS allant jusqu'à 30 m le jour et 6 m la nuit. Ces erreurs ne sont pas prévisibles mais peuvent être estimées. L'erreur ionosphérique est supposée être la même dans le récepteur de référence et les récepteurs mobiles. Cette approximation est valable pour les réseaux GPS constitués de stations séparées de quelques milles. Des modèles ionosphériques sont implantés dans les logiciels des récepteurs bi- fréquence ;
- f. les *trajets multiples* surviennent lors de la réception d'un signal réfléchi au lieu du signal direct. La réflexion peut se produire au-dessous ou au-dessus de l'antenne. L'importance des trajets multiples est plus faible sur l'eau que sur terre, mais l'effet est toujours présent et variable. Le choix de l'emplacement de l'antenne du récepteur GPS doit permettre d'éviter les zones propices aux trajets multiples (ex. affleurements rocheux, toits en tôle, proximité de climatiseurs installés sur les toits, de bâtiments, de véhicules, de bateaux, etc.). Augmenter la hauteur de l'antenne est une façon de réduire les trajets multiples à la station de référence. L'effet d'un trajet multiple sur une mesure satellitale peut durer plusieurs minutes. L'élimination des satellites situés à moins de 15° au-dessus de l'horizon permet aussi de réduire l'effet des trajets multiples ;
- g. la *configuration géométrique* des satellites utilisés pour le positionnement, fournie par le GDOP (*Geometric Dilution of Precision*). À cette fin, le GDOP est divisé en indices (PDOP et TDOP) qui ont été introduits afin d'établir un certain degré de contrôle de qualité. Le facteur le plus commun est le PDOP (*Positional Dilution OF Precision*), qui est inversement proportionnel à la qualité de la configuration et est divisé en deux composantes à des fins de contrôle : la composante verticale ou VDOP (dilution verticale de la précision) et la composante horizontale d'usage courant, la HDOP (dilution horizontale de la précision). Parfois, c'est le ratio HDOP/PDOP qui est pris en compte (pour le contrôle horizontal - voir le chapitre 7) ;
- h. les *erreurs volontaires* introduites par les gestionnaires du système GPS pour réduire les performances des mesures de pseudo-distances satellitales. Cette procédure, appelée *Selective Availability (S/A)*, introduisait une incertitude dans le calcul des pseudo-distances de l'ordre de 100 mètres. Elle fut supprimée le 1^{er} mai 2000. Le GPS différentiel permettait d'éliminer la S/A, mais même avec un S/A réduit à zéro, le DGPS est encore le mode requis dans la plupart des applications hydrographiques.

6.1.4 Techniques de poursuite et d'acquisition du signal GPS

6.1.4.1 Techniques de poursuite

Deux modes principaux sont utilisés pour déterminer la distance séparant un satellite GPS NAVSTAR d'une antenne de réception au sol, laquelle peut être obtenue par comparaison des phases du signal émis par le satellite. Les phases de la porteuse ou du code numérique modulant cette dernière peuvent être suivies pour calculer la distance entre le satellite et le récepteur. La précision de la position qui en résulte dépend de la méthode de poursuite utilisée.

Les techniques de poursuite de phase concernent :

- l'onde porteuse ;
- le code utilisé pour la modulation.

Les satellites GPS émettent actuellement sur deux fréquences porteuses : L1 à 1 575,42 MHz (longueur d'onde de 19 centimètres) et L2 à 1 227,60 MHz (longueur d'onde de 24 centimètres). Dans la modulation de ces fréquences, on retrouve le code d'acquisition grossier C/A (longueur d'onde de 300 m) et le code précis P (longueur d'onde de 30 m). De plus, un message de navigation à 50 bps contenant l'éphéméride et le statut de chaque satellite est transmis. Les codes C/A et P sont tous les deux présents sur la fréquence L1. Seul le code P est présent sur la fréquence L2. Les plus hautes fréquences des porteuses en bande L ont des longueurs d'onde de 19 et 24 centimètres, à partir desquelles une distance peut être calculée par un logiciel de traitement différé avec une précision approximative de 2 mm. Le code utilisé pour la modulation a une longueur d'onde de 300 m et peut fournir des distances avec une précision approximative de 1 m. Les deux méthodes de poursuite peuvent être utilisées pour des applications hydrographiques et les levés conventionnels.

6.1.4.2 Techniques d'acquisition du signal

Les procédures d'acquisition possèdent des caractéristiques et des précisions distinctes ; leurs méthodes de gestion du signal sont différentes et sont décrites comme suit :

- a. Mode autonome :** Position absolue du point avec pseudo-distances exprimée dans le système géodésique de référence WGS84. La précision absolue, avec 95% de niveau de confiance, se situe entre 10 et 30 mètres en mode SPS standard (*Standard Positioning Service*) et entre 5 et 15 m en mode PPS précis (*Precise Positioning Service*). Les applications sont destinées seulement à la navigation.
- b. Mode différentiel (DGPS) :** les corrections différentielles, calculées pour une station de référence de position connue, sont appliquées à la position absolue calculée par un récepteur mobile. Ces corrections de code ou de phase, telles que décrites précédemment, peuvent être transmises par radio ou par téléphone portable satisfaisant au protocole RTCM. Elles peuvent être aussi appliquées en temps réel ou enregistrées dans la station de référence et appliquées lors du traitement différé avec les logiciels convenables. Les portées et les précisions sont décrites dans le tableau ci-dessous :

| Mode de poursuite | Distance entre les stations | Précision |
|-----------------------------|-----------------------------|----------------------|
| Par la phase du code | Quelques centaines de km | Quelques mètres |
| Par la phase de la porteuse | 10 km environ | Quelques centimètres |

- c. Mode relatif :** les coordonnées du vecteur spatial reliant les stations doivent être déterminées. Le calcul est obtenu lors du traitement différé en utilisant la méthode des doubles différences, corrigeant ainsi les données acquises sur la phase du signal GPS par la station de référence et le récepteur mobile. Les modes principaux sont :

| Mode | Application |
|--------------------------------|--|
| Statique | Réseau de référence de haute précision |
| Statique rapide | Réseau de référence de précision moindre |
| Cinématique <i>stop and go</i> | Points d'appui, levés de détail |

| | |
|----------------------|-----------------------------------|
| Cinématique continue | Trajectographie, suivi en continu |
|----------------------|-----------------------------------|

En mode relatif le temps d'acquisition et d'intervalle de lecture (taux de lecture) sont les facteurs discriminants. Le taux doit être un bon compromis entre le besoin de mesures et la taille du fichier nécessaire pour les traiter. Par exemple, pour des applications statiques sur de longues périodes d'acquisition, il est habituel d'échantillonner sur 15 ou 30 secondes. Pour des applications cinématiques, il est nécessaire de réduire cet intervalle, et souvent jusqu'à la seconde. Cette valeur représente la limite d'échantillonnage de nombreux récepteurs, lesquels admettent aujourd'hui une fréquence de mesure de l'ordre de 20 Hz. Les modes, techniques d'acquisition et domaines d'applications, sont décrits dans le tableau ci-dessous :

| Mode | Durée des mesures | Longueur de la ligne de base | Précision | Fréq. (par sec.) | Remarques |
|--------------------------------|---|---|--|------------------|---|
| Statique | <ul style="list-style-type: none"> • >1/2 heure • 1 heure • De 3 à 4 heures • Variable | <ul style="list-style-type: none"> • 10 km • 20/30 km • >100 km | 10^{-6} à 10^{-8} fois la longueur de la ligne de base | 15-60 | Doublement de la fréquence des mesures pour les bases de 20 km et plus |
| Statique rapide | 20-30 min. (L1s) 6-8 min. (L2) | <10-15 km | 10^{-6} fois la longueur de la ligne de base | 5-15 | Une bonne configuration satellitale est nécessaire |
| Cinématique <i>stop and go</i> | <1min | qq. km, mais <10 km | Centimétrique | 1-5 | Suivi continu des satellites. Initialisation: - jusqu'à 30 min. (L1) - 5/6 min. : L1 + L2 - <i>On the Fly</i> (OTF) : L1+L2 |
| Cinématique continue | Continue | qq. km | Centimétrique | 1-5 (20Hz) | Comme ci-dessus pour le <i>stop and go</i> |

6.1.5 Le GPS différentiel (DGPS)

Le positionnement GPS différentiel (DGPS) est une technique qui utilise deux récepteurs ou plus, celui de la station de référence étant positionné sur un repère géodésique ou topographique et l'autre (station mobile) occupant successivement les points à déterminer. La station de référence calcule les corrections PRC de pseudo-distances (*Pseudo-Range Corrections*) et leurs variations RRC dans le temps (*Range Rate Conversion*). Les deux corrections peuvent être transmises en temps réel à la station mobile, ou encore, elles peuvent être enregistrées dans le récepteur de la station de référence en prévision d'un traitement différé.

Quand la procédure est exécutée en temps réel, une liaison entre les deux stations (référence-mobile) est établie par modem radio ou téléphonique.

Dans tous les cas, le récepteur mobile (en temps réel), ou le récepteur/PC doté d'un logiciel de traitement en temps différé, applique les corrections des mesures de pseudo-distances et calcule les positions des nouveaux points avec les observations corrigées.

Le positionnement différentiel s'applique aux pseudo-distances calculées par code ou par phase.

6.1.5.1 Le DGPS avec mesures de code

Dans une série chronologique de corrections PRC, la variation RRC dans le temps peut être évaluée par interpolations numériques.

La correction de pseudo-distance par mesure de code au temps 't', peut être exprimée comme suit :

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

où le terme $(t - t_0)$, appelé état latent, détermine la précision de la position et n'est que la différence de temps entre le calcul de la correction par le récepteur de la station de référence et sa prise en compte (temps de transmission, du calcul, etc.) par le récepteur de la station mobile.

En appliquant de telles corrections de distances, les erreurs d'horloge du satellite disparaissent des équations et les effets indésirables potentiels résultant de dégradations délibérées des temps d'horloges et des paramètres orbitaux peuvent être virtuellement éliminés, tout comme d'autres effets indésirables tels que la réfraction ionosphérique et troposphérique.

Par conséquent, la position du récepteur mobile est calculée avec les pseudo-distances corrigées provenant du code. Les corrections correspondantes peuvent être transmises ou enregistrées avec un protocole standard RTCM, prenant alors le nom de corrections différentielles RTCM.

Les corrections de pseudo-distances peuvent être transmises au récepteur GPS par :

- le récepteur de la station de référence GPS positionné temporairement sur un point géodésique dans la région du levé, ou encore, par radio UHF/VHF/HF ou téléphone GSM par une station permanente équipée d'un modem ;
- les services payants du réseau commercial spécialisé dans le GPS différentiel et couvrant une zone de couverture étendue. Ces services utilisent des techniques de diffusion satellitaires pour livrer des corrections GPS précises, comme par exemple le système OmniSTAR de FUGRO ou le système LandStar de THALES ;
- les prestations DGPS MSK gratuites des services de radionavigation maritime (Système DGPS IALA/AISM) ;
- les services gratuits des systèmes SBAS d'augmentation (ou de renforcement) par satellites couvrant des zones étendues (FAA WAAS, EGNOS, GPS/GLONASS, MSAS).

Ces techniques ont fourni de bons résultats pour la géolocalisation rapide de détails importants au sol.

6.1.5.2 Le DGPS avec mesures de phase

Dans cette technique, les erreurs d'horloge du satellite et les erreurs associées à la réfraction ionosphérique et troposphérique sont éliminées. Les corrections de pseudo-phase peuvent être transmises en temps réel par le récepteur de la station de référence au récepteur de la station mobile en utilisant le protocole RTCM ou un format défini par le fabricant du récepteur. Le DGPS avec mesure de phase est utilisé pour les applications cinématiques précises en temps réel ; il a pour nom RTK (*Real Time Kinematic*) et pour but de supprimer l'état latent ou de le réduire à quelques millisecondes.

6.1.6 Le mode de positionnement cinématique temps réel (RTK)

Le mode de positionnement cinématique en temps réel (RTK) est basé sur l'utilisation d'au moins deux récepteurs GPS, l'un faisant fonction de station de référence et l'autre ou les autres de récepteurs mobiles. Le récepteur de la station de référence exécute des mesures sur les satellites visibles et transmet les corrections aux récepteurs mobiles. Simultanément, les stations mobiles exécutent des mesures sur les mêmes satellites tout en traitant les données reçues de la station de référence. Chaque récepteur mobile évalue alors sa position par rapport à la station de référence. En moyenne, les récepteurs de la station de référence et de la station mobile captent des mesures chaque seconde et déterminent des positions avec la même fréquence.

En mode RTK, les mesures produites par la porteuse GPS sont utilisées pour atteindre des précisions centimétriques.

L'initialisation automatique, dite OTF (*On The Fly*), est une caractéristique commune des récepteurs opérant en mode RTK, pour lequel la référence et les mobiles exigent de partager simultanément cinq satellites visibles. Le processus d'initialisation, qui résout l'ambiguïté de phase présente dans la mesure de la distance par phase, s'affranchit des restrictions de mouvement du mobile pendant l'initialisation qui ne dure que quelques minutes. Le récepteur mobile produit d'abord une *float solution*, ou FLT, de précision métrique, ne résolvant pas entièrement l'ambiguïté de phase. Quand l'initialisation est terminée, la solution passe en FIX et la précision devient centimétrique.

Le nombre de positions de type FIX par seconde produites par le système RTK (taux de mise à jour) définit avec quelle précision la route d'un récepteur mobile peut être représentée. Le taux de mise à jour est mesuré en Hertz et peut atteindre des valeurs de 20 Hz pour quelques récepteurs modernes.

Le retard ou latence (*latency*) est la période du temps qui s'écoule entre les mesures par les récepteurs (de référence ou mobiles) et la visualisation de la position dans les récepteurs mobiles (comprenant le temps de mesure, le formatage & la transmission des données de référence au mobile et le calcul de la solution FIX). Ce paramètre est très important pour le guidage du véhicule mobile.

Un mobile qui se déplace à 14 nœuds, par exemple, parcourt environ 7 mètres par seconde. Pour obtenir une précision métrique de sa position, le retard ne doit pas dépasser 1/7ème de seconde.

La transmission au mobile, par modem radio ou GSM, des données de la station de référence positionnée dans la région du levé ou d'une station permanente, a été standardisée conformément au protocole international RTCM (*Radio Technical Commission for Maritime Service*). Les messages RTCM nécessitent un débit de transmission d'au moins 4 800 bauds mais il existe d'autres standards qui s'accroissent du taux plus lent de 2 400 bauds (par ex. CMR - *Compact Measurement Record*).

6.1.6.1 Mode de positionnement RTK

Les récepteurs GPS les plus connus ayant la capacité RTK possèdent quatre modes principaux de positionnement :

- a. Le RTK synchronisé (1Hz) est la technique souvent utilisée pour atteindre des précisions centimétriques entre une station de référence et un récepteur mobile. Le taux standard de mise à jour est de 1 Hz. Le retard, ou latence (*latency*), des positions synchronisées (FIX) est déterminé en grande partie par la transmission des données ; pour un débit de 4 800 bauds, il atteint une seconde environ. La solution RTK synchronisée produit la plus haute précision possible pour les modes RTK ; elle est bien adaptée aux applications dynamiques.
- b. Le RTK à synchronisation rapide (5 ou 10 Hz), qui a les mêmes caractéristiques de retard et de précision que le mode précité, mais dont les solutions de positionnement sont produites 5 à 10 fois par seconde. Des résultats satisfaisants sont obtenus pour des débits d'au moins 9 600 bauds.
- c. Le RTK à faible latence atteint des précisions centimétriques (un peu inférieures à celles du mode de positionnement synchronisé) presque instantanées grâce à la réduction du retard à environ 20 millisecondes, ce qui permet d'obtenir 20 solutions de FIX par seconde. La technique employée pour réduire aussi spectaculairement les retards se base sur la prévision des données de phase de la station de référence, qui admet généralement une solution continue avec des variations indépendantes des pertes de signal, du mouvement du satellite, du fonctionnement de d'horloge et des conditions atmosphériques. Ainsi, les erreurs de prévisions des mesures de phase de la station de

référence faites par la station mobile ne sont plus influencées que par l'instabilité de l'horloge du récepteur et des variations inattendues des orbites satellitaires.

- d. Le RTK à ligne de base non fixe : Cette méthode diffère de la plupart des autres applications RTK qui impliquent que la station de référence soit positionnée sur un point de coordonnées connues. Dans le cas présent, on utilise un couple de récepteurs (référence et mobile) tous deux en mouvement. Ce mode dépend de l'orientation du porteur aux deux extrémités duquel les récepteurs RTK ont été positionnés (le long de la quille d'un navire, par exemple). Le récepteur de la station de référence transmet les mesures effectuées au mobile qui calcule une solution RTK synchronisée (ligne de base déterminée en direction et en longueur) à la fréquence de 1,5 ou 10 Hz et ce, avec une précision relative centimétrique. Le positionnement absolu de la station de référence, et par conséquent celle de la station mobile, n'a en revanche qu'une précision équivalente à celle du positionnement absolu par mesures des codes, soit une dizaine de mètres. La distance référence-mobile ne doit pas dépasser 1 km pour obtenir de bons résultats.

6.1.7 Traitement des données

6.1.7.1 Déroulement des calculs de positionnement en GPS relatif

Le positionnement en GPS relatif est exécuté en plusieurs étapes au cours desquelles toutes les quantités différentielles qui ont été analysées sont utilisées. Il commence habituellement par une solution approximative qui est améliorée au cours des divers processus.

Dans tous les programmes de traitement de données GPS, on retrouve les étapes du traitement préliminaire consistant à rechercher les sauts de fréquence et les données aberrantes associées aux erreurs grossières. Un bon traitement préliminaire des données est à la base de toute bonne solution définitive. Un levé GPS peut être envisagé de plusieurs manières; il peut être exécuté avec deux récepteurs ou plus et s'étaler sur plusieurs sessions et journées de mesure.

L'approche la plus commune (ligne de base simple) implique des lignes de bases indépendantes non corrélées. Une telle approche est exploitée par la majorité des programmes de traitement parce qu'elle produit de bons résultats avec une grande simplicité. Comme dans tous les programmes de calculs basés sur une approche linéaire des moindres carrés, il est nécessaire de partir de valeurs approximatives et d'améliorer ces dernières pas à pas. Les principales étapes du traitement sont :

- a. *le calcul du point par mesures de code :*

Une solution approximative est obtenue au moyen des pseudo-distances du mode C/A (*Coarse/Acquisition* ou *Clear/Access*) ou du code P (précis ou protégé) si disponible ;

- b. *la détermination du réseau par différences simples de phase :*

Il est nécessaire de décider quelles lignes de base indépendantes seront calculées par le processus. A cet effet, il est nécessaire de procéder aux calculs des différences simples entre fichiers de données qui correspondent aux points des stations entre lesquelles il est décidé de calculer des lignes de base ;

- c. *le traitement des données avec les équations aux différences triples (solution TRP) :*

Partant des coordonnées approximatives calculées précédemment, on détermine les composantes $(\Delta x, \Delta y, \Delta z)_{TRP}$ du vecteur de ligne de base dans le système WGS84, sans nécessairement lever l'ambiguïté de phase. Les solutions présentent quelques inconvénients, tels qu'une propagation séquentielle d'erreurs des trois processus de différenciation. Ce résultat approximatif, qui ne représente pas la valeur optimale, est inséré dans un processus de calcul supplémentaire aux différences doubles dont la principale utilité est de permettre l'estimation des sauts de phase quand il s'en produit, et qui se traduisent par une discontinuité dans le calcul des composantes de la ligne de base ;

d. *l'extension aux différences doubles et la solution sans levé d'ambiguïté (solution FLT) :*

Partant de la position de la station, déduite de l'équation aux différences triples, les composantes $(\Delta x, \Delta y, \Delta z)_{FLT}$ du vecteur de ligne de base sont calculées de nouveau par itération, avec les valeurs d'ambiguïtés de phase relatives aux différentes combinaisons de deux satellites avec deux récepteurs. Les combinaisons d'ambiguïtés de phase sont les seules inconnues ;

e. *la fixation des ambiguïtés de phase au nombre entier le plus proche :*

Quand elles sont déterminées, les valeurs d'ambiguïté de phase ne sont généralement pas des nombres entiers et doivent par conséquent être fixées aux nombres entiers les plus proches. Pour ce faire, le logiciel de calculs examine les écarts-types des paramètres d'ambiguïté et vérifie qu'ils sont égaux à de petites fractions de cycles. La fixation correcte de l'ambiguïté est indiquée par le facteur de qualité du ratio. Sa valeur doit être plus grande qu'une certaine limite arrêtée en fonction des longueurs des lignes de base mesurées ;

f. *l'extension aux différences doubles et la solution avec ambiguïté fixée (FIX) :*

Les ambiguïtés de phase ayant été fixées, les composantes $(\Delta x, \Delta y, \text{ et } \Delta z)_{FIX}$ du vecteur de ligne de base sont calculées de nouveau. Les composantes $\Delta x, \Delta y$ et Δz du vecteur qui relie les positions des deux récepteurs sont maintenant les seules inconnues restant à résoudre dans l'équation aux différences doubles.

Cette dernière étape du processus de calcul aboutit normalement au résultat final ; la résolution du système d'équations aux différences doubles a pour solution le vecteur de ligne de base déterminé pour une valeur d'ambiguïté égale à un nombre entier (solution FIX).

6.1.7.2 Tests statistiques sur la qualité des résultats

La précision des résultats de calcul d'une ligne de base peut être évaluée au moyen de tests statistiques dont les principaux sont :

- a. Test du ratio : le calcul du rapport entre les deux plus petites valeurs de la variance (σ^2) calculée à partir de différents groupes de nombres entiers fixes est utile quand les ambiguïtés de phase ont été correctement fixées. Le calcul procède généralement avec plusieurs valeurs du nombre entier d'ambiguïté de phase utilisées dans la solution FIX. Toutes les solutions sont calculées avec les valeurs probables des ambiguïtés et la valeur relative de la variance pour l'unité de poids. La proportionnalité est établie entre la seconde variance la plus basse et la variance la plus faible en valeur absolue. Une proportionnalité élevée signifie qu'il y a une différence considérable entre les deux solutions ou encore, une possibilité d'amélioration. Une baisse de la valeur de la variance est une indication que les valeurs du nombre entier ont été fixées correctement. Un ratio inférieur à 1,5 pour les mesures statiques et supérieur à 3 pour les mesures cinématiques est considéré comme acceptable.
- b. Test de la variance de l'unité de poids : celle-ci, qui est également appelée variance de référence, est fixée au départ ; elle doit être proche de la valeur estimée et normalement égale à 1. La procédure consiste à calculer un seuil de variance au moyen d'un test dans lequel les degrés de liberté sont égaux à la redondance. Des valeurs élevées de la variance estimée peuvent signaler la présence de bruit dans le signal liés à des obstacles, ou à des satellites bas sur l'horizon, ou à des trajets multiples, ou à la non prise en compte des effets troposphériques/ionosphériques, ou encore à un calcul incorrect des nombres entiers utilisés pour lever les ambiguïtés de phase.

6.2 Positionnement par mesures électromagnétiques

Les caractéristiques des performances d'un système de navigation électronique sont :

- a. La portée qui est la distance maximale des stations jusqu'à laquelle il est possible de travailler ; elle est liée principalement à la puissance émise et à la sensibilité des récepteurs, deux facteurs spécifiques qui relèvent des fabricants.
- b. La précision²⁵ et l'exactitude²⁶ de la localisation des porteurs ; ces deux facteurs doivent être pris en compte pendant les travaux afin d'apprécier la fiabilité des positions.

Les performances d'un système en matière de précision font référence à deux index particuliers du signal de sortie, à savoir :

- a. La répétabilité ou répétitivité de la précision²⁷, qui est la mesure de la capacité du système à ramener le mobile à une même position. La répétabilité est influencée par les erreurs accidentelles de mesures (dues aux opérateurs, aux instruments et aux anomalies de propagation des ondes électromagnétiques) et par la géométrie du réseau (l'angle d'intersection des lignes de positions individuelles).
- b. La capacité de prévision, qui mesure la capacité du système de navigation à minimiser les écarts entre les observations et les positions estimées à partir du modèle de propagation et de la géométrie du réseau. Pour les moyennes et hautes fréquences, les prédictions de propagation électromagnétique sont sans objet pour le positionnement mais elles deviennent importantes avec toutes leurs complications dans les systèmes à longue portée, et donc pour les basses fréquences.

6.2.1 Précision de la détermination de la position

Quand la précision d'un système de navigation est établie, il convient de spécifier le degré de fiabilité assigné à cette valeur. Bien que la distribution des erreurs soit plus souvent elliptique que circulaire, il est plus simple de s'en tenir à un paramètre unique : le rayon du cercle centré sur le point déterminé.

Le navigateur doit avoir connaissance du % de probabilité de se trouver à l'intérieur d'un tel cercle d'incertitude. En vue des échanges de données, il est important de clarifier la méthode statistique utilisée pour apprécier les performances et d'inclure un degré de précision (ou niveau de confiance) exprimé en % des tests dont les résultats se situent à l'intérieur d'un cercle de rayon déterminé.

Pour les mesures bidimensionnelles (en coordonnées horizontales x et y), les paramètres ont généralement deux valeurs :

- a. l'Erreur Circulaire Probable (**ECP**), rayon d'un cercle dans lequel il y a à peu près une probabilité de 50% de trouver la valeur correcte²⁸;
- b. l'Erreur radiale ou erreur moyenne quadratique de la distance (**σ_d** ou **DRMS**). En faisant l'hypothèse que les emq sont réparties uniformément autour des deux dimensions (σ_x , σ_y)²⁹ d'un repère cartésien orthonormé et que la distribution des erreurs est normale et non corrélée, il est possible d'écrire la relation suivante :

²⁵ (« Précision » – OHI S-32 –1994, art. 3987)

²⁶ (« Degré de conformité du résultat d'une mesure avec la valeur vraie de la quantité mesurée ». ou encore « degré d'approximation avec lequel peut s'exprimer le résultat d'une mesure ou d'un traitement » - OHI S-32 – cinquième édition 1994, art. 21 et 3987).

²⁷ (« Dans un système de navigation, mesure de l'exactitude avec laquelle le système permet à l'utilisateur de revenir à une position qui n'a été définie que par les éléments de coordonnées propres à ce système.... La règle de passage entre les coordonnées géographiques et les coordonnées du système peut indifféremment être connue ou non. On dit aussi *répétabilité* » - (IHO S-32-cinquième édition 1994, art. 4335-4336).

²⁸ (Voir aussi l'erreur équiprobable: IHO S-32-cinquième édition 1994- art. 1689)

²⁹ (Voir aussi la définition de l'écart type: IHO S-32-cinquième édition 1994-art. 1695)

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

Généralement, on utilise une mesure à **2DRMS**, ce qui correspond à un niveau de confiance de 98,5%.

6.2.2 Lignes de position (LOP)

En limitant les distances à moins de 60 milles dans l'étude des systèmes de radionavigation, il est acceptable d'assimiler la surface de la terre à un plan et, pour les plus grandes distances, les lignes de position à des arcs de grands cercles.

Les systèmes les plus souvent utilisés en radionavigation définissent des lignes de position circulaires et hyperboliques produites par des différences de temps Δt ou des différences de phase $\Delta \phi$ et dont l'intersection est la position recherchée. De telles mesures sont transformées respectivement en différences de distances (LOP hyperboliques) ou en distances directes (LOP circulaires) définies par les relations :

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

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

où :

- Δd : est la différence de distance ;
- c : est la vitesse de propagation des ondes électromagnétiques ;
- Δt : est la différence de temps mesuré ;
- $\Delta \phi$: est la différence de phase mesurée ;
- f : est la fréquence de l'onde sur laquelle est effectuée la mesure $\Delta \phi$;
- n : est le nombre entier de cycles de l'onde reçue.

Une erreur de mesure de Δt ou de $\Delta \phi$ se traduit par une erreur du numéro de la ligne de position tandis qu'un écart de c par rapport à sa valeur normale crée une distorsion du modèle tout entier.

6.2.3 Lignes de position circulaires (C LOPs)

En mesurant une distance à un point de coordonnées connues, on détermine une LOP qui est un cercle centré sur la position et qui admet la distance mesurée pour rayon. L'erreur dans la mesure d'une distance influence et modifie la LOP relative en produisant une bande d'incertitude dont les proportions, caractérisées par l'écart type de la mesure, sont indépendantes de la distance.

L'intersection de deux lignes de positions mesurées respectivement à partir de deux points connus et affectées par une erreur produit une région d'incertitude à l'intérieur de laquelle se trouve la vraie position du mobile. Cette région a généralement la forme d'un parallélogramme. Les systèmes circulaires sont caractérisés par le fait que l'angle d'intersection entre les LOP varie dans la zone couverte et, pour un point courant P, est égal à l'angle formé par les rayons vecteurs reliant P aux stations.

Dans le cas d'un σ égal pour les deux familles de circonférences, l'erreur radiale tirée de (2,65) devient alors :

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

où α est l'angle d'intersection des deux LOP.

Considérant que σ est constant dans la zone, il en ressort que dans les systèmes circulaires, d_{RMS} est entièrement dépendant de l'angle d'intersection des LOP. Les courbes d'égal d_{RMS} sont celles qui voient les deux stations sous un même angle, c.à.d les arcs capables aboutissant aux deux stations.

6.2.4 Lignes de position hyperboliques (H LOPs)

Une hyperbole est une « *courbe ouverte constituée de deux branches, à deux axes de symétrie perpendiculaires, lieu des points d'un plan dont la différence des distances à deux points fixes appelés foyers est constante* » (IHO S-32-cinquième édition 1994 - art.2353).

Rapportées à un système cartésien orthonormé, ce sont des courbes symétriques par rapport aux deux axes et à l'origine.

En navigation électronique hyperbolique, le segment de l'axe des abscisses situé entre les deux foyers A et B est appelé ligne de base. Deux points fixes dans un plan peuvent être les foyers d'un nombre infini d'hyperboles qui diffèrent chacune par un paramètre et constituent une famille.

Dans un système de navigation hyperbolique construit sur ce modèle, on constate :

- a. que les hyperboles d'une même famille coupent la ligne de base à intervalles réguliers;
- b. que la distance entre deux hyperboles augmente avec la distance à la ligne de base.

En réalité, les LOP obtenues à partir des systèmes de radionavigation hyperboliques sont des hyperboloïdes. Deux stations radio synchronisées et localisées aux foyers d'une famille d'hyperboloïdes peuvent être couplées chacune à une ou plusieurs autres stations, formant ainsi un réseau hyperbolique. L'observateur est situé à l'intersection d'hyperboloïdes produits chacun par deux stations radio. Avec les mesures faites à bord, l'observateur peut déterminer sa position en identifiant les hyperboles tracées sur les cartes ou en entrant dans des tables spéciales construites à cet effet.

6.2.5 Méthodes de détermination des LOP par ondes électromagnétiques (EW LOPs)

Une LOP par onde électromagnétique peut être produite par la mesure directe ou indirecte :

- a. d'une distance;
- b. ou d'une différence de distances.

Les mesures qui, dans l'espace, expriment une distance, sont en réalité obtenues par la transformation de deux types de mesures possibles quoique différentes:

- a. mesures des différences de phase ;
- b. mesures des différences de temps.

6.2.6 Mesures des différences de phase

Les distances directes ou les différences de distances peuvent être déterminées à partir de mesures de différences de phases.

- a. Mesures des distances directes :

Soit un système constitué

- d'un point A situé sur la surface de la Terre et de coordonnées connues dans un système de référence donné,

- d'une station positionnée en A et émettant une onde électromagnétique continue de fréquence f ,
- d'un point courant P,
- d'un récepteur situé en P et capable de mesurer les différences de phases de l'onde électromagnétique et de connaître en permanence les positions de A et de P.

Pour rendre un tel système possible, le récepteur P doit disposer d'un générateur de fréquence stable synchronisé avec la station émettrice A.

Les conditions de propagation dans l'environnement qui sépare la station du récepteur étant supposées connues, il est possible de mesurer constamment la phase de l'onde radio émise par A et de faire une comparaison avec celle de l'onde reçue en P.

À partir de cette mesure de déphasage, il est possible d'obtenir une distance modulo 2π (360°) entre la station émettrice et le récepteur. La LOP correspondante est représentée sur la terre par la circonférence de centre A et ayant pour rayon la distance calculée.

Appelons voie (*lane*) l'espace circulaire séparant deux LOP ayant une différence de phase de 360° . Une telle voie est située entre deux circonférences de même phase, modulo 2π ; elle a par conséquent une largeur égale à la longueur d'onde.

Les erreurs de mesure sont exprimées en cels (*cents of lanes*).

b. Mesures des différences de distances :

Deux émetteurs radio de même fréquence sont installés sur des points de coordonnées connues A et B situés sur la surface de la terre. Un récepteur capable de recevoir séparément les signaux émis par les deux stations et de calculer, en même temps, leur différence de phase par rapport aux signaux originaux est installé en un point P. La mesure des déphasages modulo 2π (360°) permet au récepteur de calculer la différence des distances entre les deux stations A et B.

L'hyperbole étant définie comme le lieu des points pour lesquels la différence des distances à deux foyers est constante, il en résulte que chaque point d'une même hyperbole a la même différence de phase.

On en conclut qu'une mesure de différence de phase définit une LOP hyperbolique.

Pour une voie donnée, un récepteur n'étant capable de mesurer qu'une valeur absolue de la différence de phase, comptée de 0° à 360° , il en résulte une ambiguïté due au fait que la différence est positive d'un côté de l'hyperbole et négative de l'autre.

Des techniques appropriées permettent de s'assurer que les mesures sont toujours positives. La différence de phase est exprimée généralement en centième de voies (*cels*).

L'identification des voies correspondant à un même déphasage rend indispensable de connaître le numéro de la voie dans laquelle le récepteur a été positionné lors de sa mise en fonction afin d'initialiser le système de comptage qui enregistre numériquement chaque franchissement de bande (comptage des hyperboles).

6.2.7 Mesure des différences de temps

La mesure d'une différence de temps implique à la fois la mesure d'un intervalle temporel délimité par deux instants enregistrés successivement et la mesure de la différence entre deux de ces intervalles.

Les deux différentes façons d'interpréter cette quantité permettent d'identifier deux types de mesure : les mesures de distance et les mesures de différences de distances.

a. Mesures de distances :

La distance est obtenue par la mesure du temps écoulé entre l'émission d'un signal, à un instant donné, par une station de position connue et sa réception par une autre station.

Ce qui relie la mesure de cet intervalle de temps à une distance est la vitesse de propagation des ondes électromagnétiques. Par conséquent, la capacité de prévoir les anomalies de propagation définit la capacité du système de positionnement.

b. Mesures de différences de distances :

Deux stations émettrices A et B sont placées à des positions de coordonnées connues.

Les signaux émis par les deux stations parviennent séquentiellement à un récepteur. Avec des techniques appropriées, il est possible de mesurer la différence de temps séparant les arrivées des signaux, laquelle est fonction des différences de distances du récepteur aux deux stations.

La mesure de différence de temps est faite des deux côtés de l'hyperbole, ce qui est une source d'ambiguïté, le récepteur n'étant pas capable d'établir l'ordre d'arrivée des deux pulsations. Pour éliminer cette ambiguïté, la transmission des pulsations n'est pas simultanée mais séquentielle, et après introduction d'un *coding delay* dans la station qui émet en second.

6.3 Systèmes acoustiques

Les systèmes de positionnement acoustiques ont été développés à l'origine aux États-Unis dans le cadre des études de lutte anti-sous-marines des années 1960. Depuis, ces systèmes ont joué un rôle important dans le positionnement des appareils remorqués, des ROVs et dans la plupart des activités offshore de l'industrie des hydrocarbures, de l'exploration initiale jusqu'au développement et à l'entretien des sites. Les innovations et les techniques d'amélioration les plus récentes ont été également utilisées à des fins militaires.

Le positionnement acoustique possède une haute répétabilité pour une région limitée, même à grande distance des côtes. Pour de nombreux utilisateurs, la répétabilité est plus importante que la précision absolue, bien que l'avènement des GPS et des technologies inertielles (GPS/INS) automatisées rende maintenant possible d'obtenir à la fois une précision et une exactitude également hautes.

Les développements des GPS modernes tels que les DGPS, WADGPS et RTKGPS ont pu réduire l'usage de systèmes acoustiques dans des domaines tels que les études sismiques et le suivi des flûtes. Cependant, pour positionner les plateformes de forage sur les têtes de puits (que la plateforme soit ancrée ou en positionnement dynamique), le suivi des ROVs etc., le positionnement acoustique demeure une technique importante. De plus, dans les régions où les effets des taches solaires (particulièrement sensibles autour de l'équateur magnétique et dans les régions polaires) sont susceptibles de créer des interférences avec le DGPS, les systèmes acoustiques peuvent être une sauvegarde utile pour le GPS.

Les systèmes de positionnement acoustiques mesurent des distances et des directions à partir d'un champ de balises déployées sur le fond ou fixées sur des ROVs ou des engins remorqués. La précision dépendra de la technique utilisée, des portées et des conditions environnementales. Elle varie de quelques mètres à quelques centimètres.

Les systèmes de positionnement acoustiques, produits par plusieurs fabricants, sont généralement disponibles dans les gammes standard citées ci-après :

| <u>Gamme de fréquence</u> | <u>Fréquence</u> | <u>Portée maximale</u> |
|-----------------------------|------------------|------------------------|
| Basse fréquence (LF) | 8 – 16 kHz | > 10km |
| Moyenne fréquence (MF) | 18 – 36 kHz | 2 – 3½ km |
| Haute fréquence (HF) | 30 – 64 kHz | 1500 m |
| Extra haute fréquence (EHF) | 50 – 110 kHz | <1000 m |
| Très haute fréquence (VHF) | 200 – 300 kHz | <100 m |

6.3.1 Techniques de positionnement acoustique

Trois techniques fondamentales sont utilisées dans les systèmes de positionnement acoustiques : les lignes de base longues, les lignes de base courtes et les lignes de base super ou ultra-courtes avec quelques systèmes mixtes modernes qui utilisent une combinaison de ces techniques.

6.3.1.1 Méthode de positionnement « base longue » (LBL)

Les systèmes acoustiques LBL peuvent déterminer la position précise, dans une vaste zone, d'un navire, de senseurs remorqués ou d'une cible mobile, en mesurant leurs distances à trois transpondeurs ou plus localisés en des positions connues sur le fond de la mer. Les transpondeurs sont interrogés par un transducteur fixé sur la coque du navire. Les lignes passant par un couple de transpondeurs posés au fond sont appelées **lignes de base**. Leur longueur peut varier de 50 m à plus de 6 km selon la profondeur, la topographie des fonds, la fréquence acoustique et les conditions environnementales.

La méthode LBL fournit un contrôle local précis et une haute répétabilité. S'il y a redondance, c.-à-d. 3 lieux ou plus, la qualité de chaque point peut aussi être estimée.

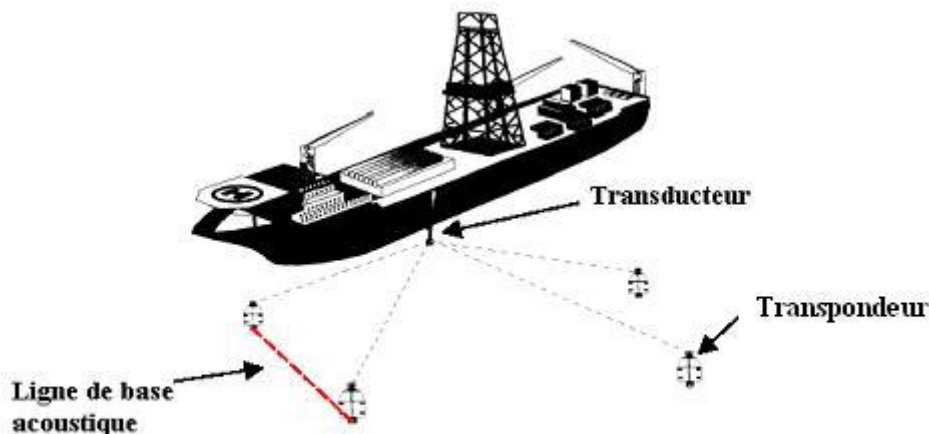


Fig. 2.21 « Positionnement acoustique base longue »

Étalonnage des systèmes LBL

Les champs de balises ne peuvent pas être déployés au fond de la mer aussi précisément que les systèmes terrestres. Cependant, une fois mouillés, les transpondeurs doivent être positionnés relativement l'un par rapport à l'autre et rattachés au système géodésique en usage. Ceci est réalisé en utilisant un GPS et le processus d'étalonnage comporte généralement les trois étapes suivantes :

- Géométrie relative du réseau : le positionnement relatif est effectué en adoptant l'un des transpondeurs comme origine du réseau et en définissant son orientation par la direction de l'axe qu'il forme avec un deuxième transpondeur. Pour ce faire, le navire suit des

routes au hasard dans la zone en s'efforçant de couper au moins une fois chaque ligne de base à angle droit et de rassembler des ensembles valides de distances obliques. Ces distances peuvent par la suite être traitées pour trouver les positions relatives des transpondeurs par trilatération et ajustement rigoureux.

- b. L'orientation : le processus d'orientation du réseau implique que le navire parcoure à cap constant trois segments formant un angle de 90° à 120° les uns par rapport aux autres. On observe deux positions acoustiques bien séparées sur chaque segment. L'effet du courant de marée est annulé par les changements de cap et le réseau est orienté au nord tel qu'il est défini par les positions GPS ou par le gyrocompas du navire.
- c. Positionnement absolu : il est réalisé par comparaison des positions acoustiques calculées à partir du champ de balises et des positions GPS.

6.3.1.2 Méthode de positionnement « base courte » (SBL)

Les méthodes SBL remplacent les lignes de base longues formées entre transpondeurs par des bases courtes entre points de référence situés sur la coque d'un navire de surface, c.-à-d. que la référence des coordonnées est maintenant liée au navire et non plus au fond de la mer. Trois ou quatre transducteurs séparés de 10 à 100 mètres sont fixés sur la coque et connectés à un processeur acoustique embarqué.

Les cibles sous-marines ou les positions du fond sont marquées par des balises acoustiques dont les émissions sont reçues par les transducteurs de coque. Les signaux de retour, ainsi que la célérité c du son dans la colonne d'eau, sont transmis à un processeur central qui calcule la compensation horizontale entre le navire et la balise. Comme pour la méthode LBL, les observations redondantes sont utilisées pour estimer la qualité et la précision de la position.

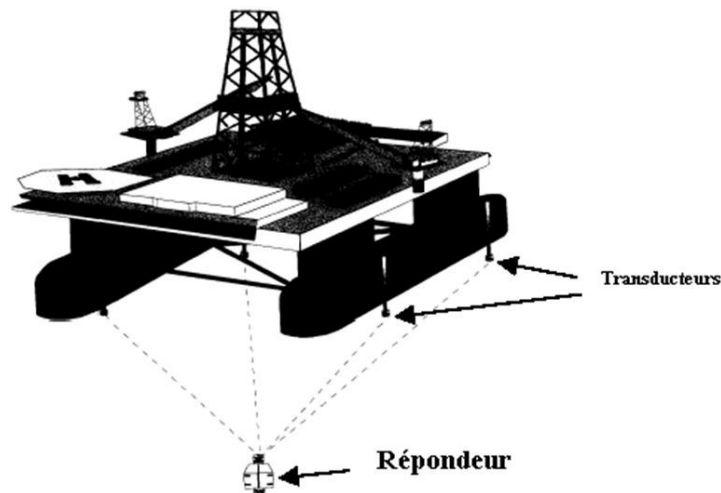


Fig. 2.22 « Positionnement acoustique base courte »

La position des transpondeurs de coque doit être déterminée avec précision lors de leur installation. Des mesures de cap, de roulis, de tangage et de célérité doivent être exécutées pendant les travaux.

6.3.1.3 Méthode de positionnement base « super- » ou « ultra-courte » (SSBL ou USBL)

Dans un système USBL les trois ou quatre transpondeurs du système SBL sont remplacés par une seule unité de coque constituée par un réseau de transducteurs. Les méthodes de comparaison de phases sont utilisées pour mesurer l'angle d'arrivée du signal acoustique dans les deux plans, horizontal et vertical. Il n'y a donc, qu'un seul transducteur mouillé au fond ou installé sur une cible (par ex. un sonar remorqué) à positionner en relèvement/distance par rapport au navire.

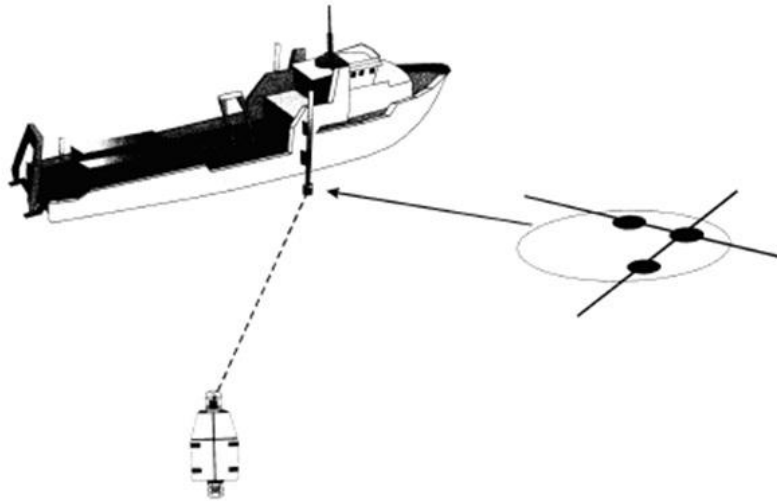


Fig. 2.23 « Positionnement acoustique base ultra-courte »

La méthode USBL offre un système de référence simple pour les navires à positionnement dynamique et pour le suivi des engins remorqués et ROVs.

Bien que l'installation d'un transducteur USBL soit plus commode à réaliser, elle exige des ajustements et un étalonnage soignés. La référence au cap est indispensable et le relèvement doit être compensé afin de tenir compte du roulis et du tangage ainsi que de la réfraction dans la colonne d'eau. Contrairement aux méthodes LBL et SBL, les mesures USBL ne sont pas redondantes ; leur précision peut être estimée à une valeur comprise entre 0,5 et 1% de la distance oblique.

6.3.1.4 Systèmes combinés

Ces systèmes combinent les avantages de toutes les méthodes précédentes pour fournir une position très fiable avec un bon niveau de redondance. Il y a plusieurs variétés de systèmes combinés :

- lignes de base longue et ultra courte (LUSBL)
- lignes de base longue et courte (LSBL)
- lignes de base courte et ultra courte (SUSBL)
- lignes de base longue, courte et ultra courte (LSUSBL)

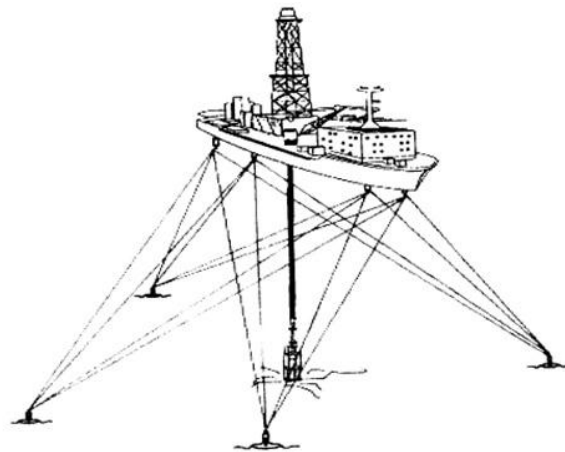


Fig. 2.24 Système combiné LSUSBL

6.3.1.5 Systèmes à utilisateurs multiples

Les systèmes à utilisateurs multiples sont nécessaires quand plusieurs plateformes voisines souhaitent utiliser un même système acoustique, par exemple quand un navire de forage opérant dans un champ pétrolier est voisin d'une barge de construction, d'une barge de pose de pipe-line et d'un navire de soutien de ROV, tous en station par positionnement dynamique. Il peut en résulter une « pollution acoustique » non négligeable. Pour y remédier, les solutions suivantes sont, ou bien opérationnelles, ou en développement (2004) :

- systèmes basés sur l'interrogation d'une unique balise « Maître » ;
- un navire de surface « Maître », avec synchronisation radio télémétrique avec les autres plateformes ;
- création de plusieurs canaux dans une même bande par traitement du signal ;
- usage de bandes de fréquences dédiées pour chaque type d'opérations.

6.3.2 Principes de mesure

Mesure de distances :

- Si la distance oblique (R) est déterminée par interrogation d'un transpondeur et θ est connu, alors : $R = ct/2$ et la distance horizontale (Y) est déterminée par : $Y = R \sin \theta$.
- Si le transpondeur est remplacé par une balise équipée d'un simple *pinger*, la distance oblique ne peut pas être obtenue directement et la profondeur doit être connue pour calculer la distance horizontale : $Y = D \tan \theta$.
- La connaissance de la célérité (c) permet à θ d'être calculé par mesure des différences de temps d'arrivée du signal aux hydrophones 1 & 2 (Figures 2.25 & 2.26). Par conséquent les mesures d'angles entre les transducteurs/hydrophones et la balise peuvent être déterminées.

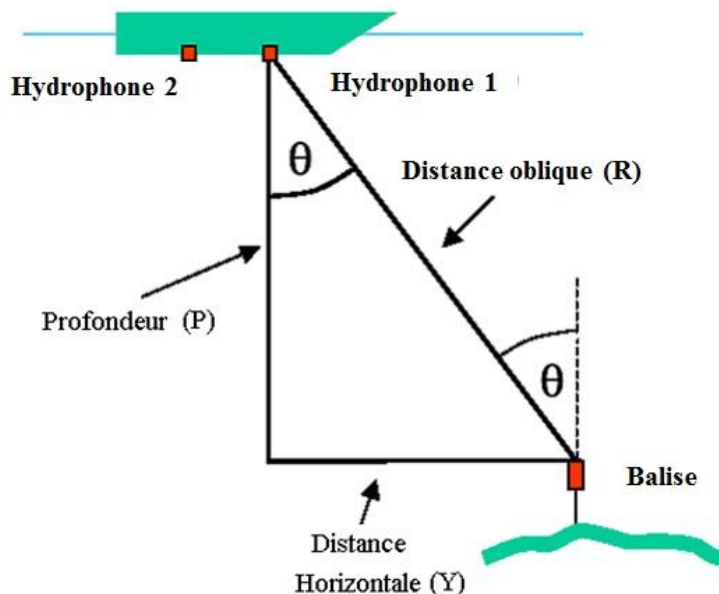


Fig. 2.25 « Mesure de distances »

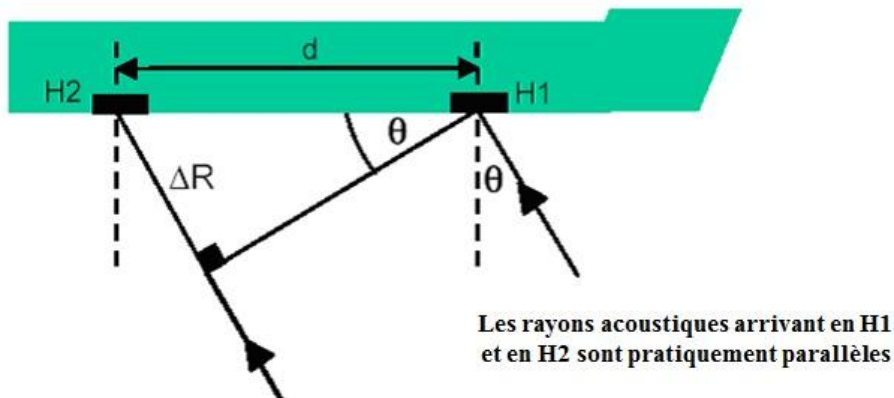
Mesure d'angles :

Fig. 2.26 « Mesure d'angles »

Si la célérité du son est connue, on peut écrire : $\Delta R = c\Delta t$ et $\sin \theta = c\Delta t / d$

où : c est la célérité du son
 Δt est la différence des temps de réception du signal en H1 et en H2
 d est la distance entre transducteurs/éléments du transducteur/ hydrophones

- Un troisième transducteur monté perpendiculairement à H1 et H2 permet de déterminer le relèvement de la balise.
- Quand un navire est positionné à l'aplomb d'un transpondeur, deux hydrophones situés à la même distance par rapport à l'axe recevront des signaux en phase. C'est une technique pratique en positionnement dynamique car tout écart par rapport à la station se traduit alors par un déphasage.

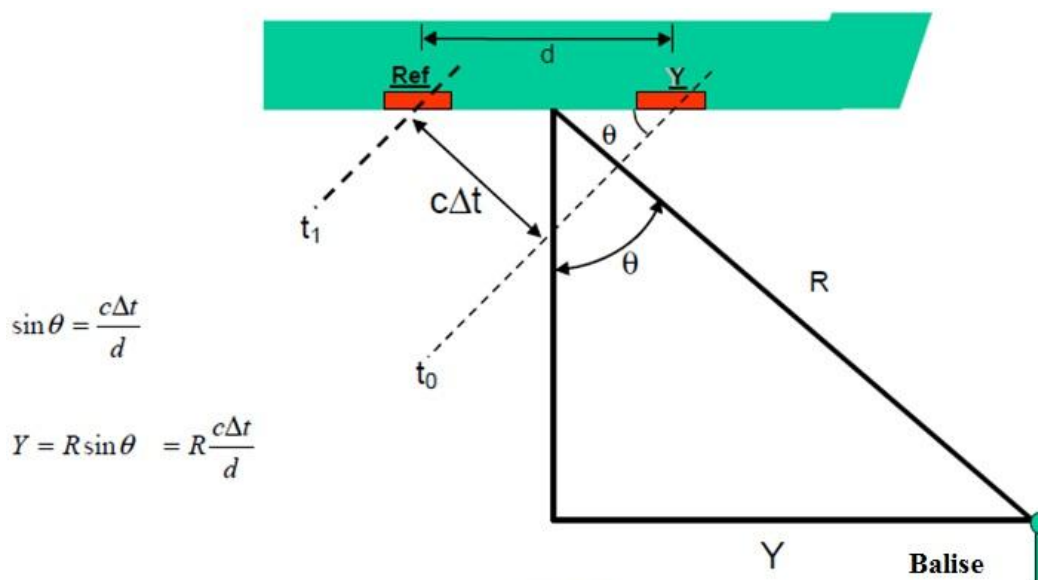


Fig. 2.27

Calcul de la position sur un trièdre orthonormé

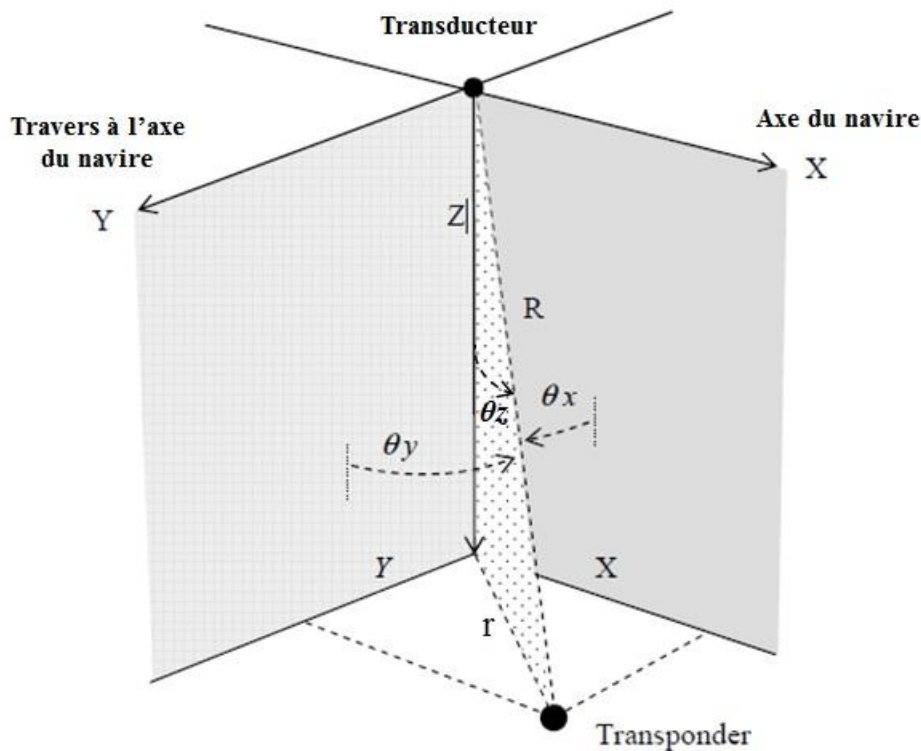


Fig. 2.28

$$X = R \sin \theta_z \cos \theta_x$$

$$Y = R \sin \theta_z \sin \theta_y$$

$$Z = R \cos \theta_z$$

Note : Le calcul de la position nécessite des corrections :

- de roulis, de tangage et de pignonement ;
- d'alignement de l'hydrophone (à la construction) ;
- d'offset de l'hydrophone (terme constant) ;
- d'offset du transpondeur (terme constant).

La coordonnée Z étant calculée à partir de données acoustiques, l'information de profondeur peut être utilisée pour améliorer la précision du positionnement à condition d'avoir une bonne connaissance du gradient de température. La précision du positionnement est considérée comme étant meilleure que 1% de la distance oblique.

6.3.3 Précision et sources d'erreurs

La précision totale d'un signal acoustique dépend de :

- la précision avec laquelle le champ de balises est positionné dans le système de référence géodésique ;
- la détermination et la suppression des trajets multiples (réflexions parasites). Ce phénomène est particulièrement marqué dans les régions comportant des structures fixes telles que des plateformes de production et l'effet est encore plus remarquable pour les systèmes SSBL et SBL que pour les systèmes LBL ;
- la détermination exacte de la célérité du son, de son gradient et du diagramme de propagation ;

- c. la valeur de la réfraction ;
- d. la fréquence utilisée. La précision augmente avec la fréquence mais la portée diminue et il faut une plus grande puissance d'émission ;
- e. la géométrie du point calculé et, dans une certaine mesure, de la topographie du fond c.-à-d. existence ou non d'une « ligne de visée » entre les transpondeurs ;
- f. la sophistication du système de traitement de données et du logiciel utilisés ;
- g. et des erreurs de mesure du temps en raison du bruitage des signaux reçus. Le bruit est constitué :
 - de bruit ambiant (NA) : vagues, vent, pluie, animaux marins.
 - de bruit propre (NS) : propulsion, machines, sillage.
 - de réverbération (NR) : réverbération de volume, surface de la mer, structures du fond de la mer.

Le rapport signal sur bruit (SNR) est égal à $E - N$

où $E = SL$ (*Source level*) – TL (*Transmission loss*)
 N (*Noise*) = $20 \log_{10} NT$

et $NT = (NA^2 + NS^2 + NR^2)^{1/2}$

6.3.3.1 Structure de la célérité du son dans l'eau de mer

L'eau de mer n'est pas un milieu uniforme ni isotrope et par conséquent la célérité du son est affectée par les changements de température (facteur dominant), de salinité et de profondeur (pression). La valeur moyenne de la célérité augmente approximativement comme suit:

- 4,2 m/s pour chaque augmentation de 1°C de température ;
- 1,1 m/s pour chaque augmentation d'une partie pour mille de salinité ;
- 1 m/s pour chaque augmentation de 60 mètres de profondeur.

Tous les systèmes exigent une connaissance précise de la célérité moyenne et de préférence la connaissance du profil de célérité. Ceci est obtenu habituellement en utilisant une sonde STD (*Salinity - Temperature - Depth*) indépendante ou un profileur de célérité.

6.4 Techniques optiques

Les paragraphes qui suivent ne contiennent qu'un bref résumé des méthodes traditionnelles employées en dragage et pour les levés des ports et chenaux. La plupart de ces méthodes ne sont plus utilisées du fait de l'emploi du GPS différentiel, cependant elles sont encore valides. Le chapitre 7 contient une explication plus détaillée de ces méthodes pour les levés hydrographiques.

6.4.1 Levé à la cordelle (sondage avec corde graduée)

Le sondage à la cordelle est utilisé comme méthode additionnelle de positionnement. Il nécessite une corde graduée tenue par un opérateur qui se tient en bordure de quai. A bord du porte-sondeur, un autre opérateur dévide la corde avec un treuil en veillant à la garder toujours tendue.

L'embarcation commence lentement le sondage, généralement perpendiculaire au quai ou à la plage, tandis qu'un opérateur muni d'un cercle hydrographique ou d'un autre instrument optique vérifie la direction suivie.

6.4.2 Positionnement par cercle hydrographique (relèvements inverses)

Ce système nécessite au moins deux opérateurs à bord du porte-sondeur, chacun utilisant un cercle hydrographique.

Les opérateurs mesurent la différence d'azimut de points sélectionnés lors de la préparation. Chaque visée obtenue pendant le levé permet de construire une LOP. La détermination du point nécessite un minimum de deux LOP.

6.4.3 Positionnement par profil guidé et traversiers

La visée directe garantit une plus grande précision, mais elle exige la présence d'au moins deux opérateurs à terre et un système de communication fiable avec le porte-sondeur.

Le premier opérateur, muni d'un théodolite (ou d'un cercle hydrographique), guide le porte-sondeur le long d'un profil, en communiquant par radio toute information nécessaire au guidage, tandis que les autres opérateurs, positionnés en station, effectuent des visées traversières et/ou des mesures de distance à intervalle de temps convenu.

6.4.4 Positionnement par azimuts/distances (systèmes mixtes optique et électromagnétique)

Cette méthode permet de calculer une position par intersection orthogonale de deux LOP. Un distancemètre associé à un théodolite (ou à une station totale combinant visées optiques et mesures de distances) positionne le porte-sondeur par azimuts/distances.

RÉFÉRENCES

- | | | |
|--|---|---|
| Admiralty | <i>“Manual of Hydrographic Surveying”</i> | Hydrographic Department Admiralty (UKHO), Vol. I (1965) and Vol. II (1970) Prentice Hall International (UK) Ltd, 1991 |
| Börje Forssell | <i>“Radio navigation system”</i> | Prentice Hall International (UK) Ltd, 1991 |
| Cina A. | <i>“GPS Principi Modalità e Tecniche di Posizionamento”</i> | Celid, Prima edizione – 2000 |
| Costa L. | <i>“Topografia”</i> | Cooperativa Libreria Universitaria – Genova, Prima ristampa – 2001 |
| Laurila Simo H. | <i>“Electronic Surveying in practice”</i> | John Wiley & Sons, Inc New York (USA), January 1983 |
| 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 |
| OHI | <i>“Dictionnaire hydrographique” S-32</i> | Organisation Hydrographique Internationale, Monaco, 5 ^{ème} édition – 1994 |
| OHI | <i>“Normes de l'OHI pour les levés hydrographiques» S-44</i> | Organisation Hydrographique Internationale, Monaco, 5 ^{ème} édition – 2008 |
| Surace Luciano | <i>“La georeferenziazione delle informazioni territoriali” 1998</i> | Estratto dal "Bollettino di geodesia e scienze affini", 1998 |
| USACE | EM 1110-2-1003 <i>“Hydrographic Surveying”</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 January 2002 |
| USACE | EM 1110-1-1004 <i>“Geodetic and Control</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 |

| | | |
|-------|---|--|
| | <i>Surveying</i> | June 2002 |
| USACE | <i>EM 1110-1-1003</i> <i>“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</i> <i>“Topographic Surveying”</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 31 August 1994 |

BIBLIOGRAPHIE

- | | | |
|--|--|---|
| Admiralty | <i>“Manual of Hydrographic Surveying”</i> | Hydrographic Department Admiralty (UKHO), Vol. I (1965) and Vol. II (1970) |
| Cina A. | <i>“GPS Principi Modalità e Tecniche di Posizionamento”</i> | Celid, Prima edizione – 2000 |
| Costa L. | <i>“Topografia”</i> | Cooperativa Libreria Universitaria – Genova, Prima ristampa – 2001 |
| Forssell Börje | <i>“Radio navigation system”</i> | Prentice Hall International (UK) Ltd, 1991 |
| II 3100. | <i>“Manuale dell’Ufficiale di Rotta”</i> | Istituto Idrografico della Marina, Genova, Quinta edizione – 1992 / Prima ristampa – 1998 |
| Ingham Alan E. | <i>“Sea Surveying”</i> | John Wiley & Sons, Inc New York (USA), July 1974 |
| Laurila Simo H. | <i>“Electronic Surveying and Navigation”</i> | John Wiley & Sons, Inc New York (USA), 1976 |
| Laurila Simo H. | <i>“Electronic Surveying in practice”</i> | John Wiley & Sons, Inc New York (USA), January 1983 |
| 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 |
| NorMas FC 1028. | <i>“Norme di Massima per i Rilievi Idrografici”</i> | Istituto Idrografico della Marina, Genova, Seconda edizione – 1978 |
| OHI | <i>“Dictionnaire hydrographique” S-32</i> | Organisation Hydrographique Internationale, Monaco, 5 ^{ème} édition – 1994 |
| OHI | <i>“Normes de l’OHI pour les levés hydrographiques» S-44</i> | Organisation Hydrographique Internationale, Monaco, 5 ^{ème} édition – 2008 |
| Romagna Manoia G. | <i>“Manuale di Idrografia per la costruzione delle carte marine</i> | Accademia Navale di Livorno, terza edizione – 1949 |

| | | |
|----------------|---|--|
| Sinapi Luigi | <i>“Lezioni di Idrografia teorica ed operativa”</i> | Napoli, A.A. 2002/2003 |
| Surace Luciano | <i>“La georeferenziazione delle informazioni territoriali” 1998</i> | Estratto dal "Bollettino di geodesia e scienze affini", 1998 |
| USACE | <i>EM 1110-2-1003</i> <i>“Hydrographic Surveying”</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 st January 2002 |
| USACE | <i>EM 1110-1-1004</i> <i>“Geodetic and Control Surveying”</i> 1 st June 2002 | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington. |
| USACE | <i>EM 1110-1-1003</i> <i>“NAVSTAR Global Positioning System Surveying”</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 1 st July 2003 |
| USACE | <i>EM 1110-1-1005</i> <i>“Topographic Surveying”</i> | U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, 31 August 1994 |

PAGE LAISSÉE INTENTIONNELLEMENT EN BLANC