



xyz

*Revue
de l'Association
Française
de Topographie*



couverture

Les caves de la Banque de France ? Fort Knox ? Non, une cale de méthanier à cuve intégrée, ingénierie TECHNIGAZ. Et tout l'or du monde réparti sur le fond de cette cale n'arriverait pas à la hauteur du topographe.

Le numéro : 70 F (Étranger 80 F)
L'abonnement d'un an
(4 numéros) : 250 F
(Étranger : 300 F)

Numéro 11

TRIMESTRIEL
39 ter, rue Gay-Lussac
75005 PARIS

Comité de Lecture

PRÉSIDENT

Louis CATINOT

RAPPORTEUR

Jean PUYCOUYOUL

MEMBRES

Guy DUCHER

Ingénieur en Chef Géographe

Jean-Jacques LEVALLOIS

Ingénieur Général Géographe

Roger SCHAFFNER

Géomètre DPLG

Bernard SCHRUMPF

Ingénieur en Chef de l'Armement

DIRECTEUR DE LA PUBLICATION
Jean PUYCOUYOUL

MAQUETTE
Muriel PEYRONNET

IMPRIMERIE MODERNE
U.S.H.A.
AURILLAC 15001

L'Association Française de
Topographie n'est pas responsa-
ble des opinions émises dans les
conférences qu'elle organise ou
dans les articles qu'elle publie.

sommaire

Colloque de Tours

- Auscultation technique d'un barrage par M. DAUGÉ 5
- Topométrie spatiale à courte distance par R. VINCENT 41

Rencontre A.F.T.-SICOB

- Métrologie et informatique par M. POUPARD 21
- Techniques spatiales et applications topographiques
par C. BOUCHER 25
- Le repérage topométrique par G. COUSIN 30

Gazette de l'A.F.T.

- Calendrier 35
- Les nouvelles 36
- Emploi 38
- Bulletin d'abonnement 17
- Récréations mathématiques par M. SAUTREAU 39
- Compensation d'un point défini par triangulation et trilatération
par J.-C. LEVEILLE 14



COMMUNIQUÉ :

Avec l'AVIOLYT BC 1, WILD est le premier constructeur à offrir au photogrammètre une gamme complète et modulaire de moyens analytiques.

Premier constructeur mondial d'instruments de photogrammétrie, WILD Heerbrugg vient de présenter un nouveau stéréorestituteur analytique, l'Aviolyt BC 1. L'expérience acquise avec l'Aviolyt AC 1, appareil de haute précision ($\pm 1,5\mu\text{m}$), conduisait naturellement à la création d'un modèle plus compact, de précision moyenne ($\pm 4\mu\text{m}$) et répondant, dans la gamme de prix des appareils classiques de premier ordre, à la plupart des tâches qui se présentent dans la pratique quotidienne de la photogrammétrie. Avec l'Aviolyt BC 1, le photogrammètre, dispose à présent d'un outil dont l'ergonomie, la souplesse, la fiabilité et le niveau de prix étaient encore inconcevables il y a quelques années.

L'Aviolyt BC 1 reprend et souligne de façon marquante les idées qui ont orienté la conception de son frère de haut de gamme, l'Aviolyt AC 1 :

— Restitution de prises de vues de tous types, dans les meilleures conditions d'observation :

les Aviolyts sont des instruments analytiques conçus pour la restitution de prises de vues de distances principales et d'inclinaison quelconque. Les effets de la distorsion, de la courbure terrestre, de la réfraction et de la déformation affine du film sont corrigés par le processeur avec un logiciel approprié.

Un système d'observation de très haute qualité permet d'identifier les détails les plus fins et d'exploiter au maximum la qualité des clichés obtenus avec la nouvelle génération des objectifs WILD.

— Confort opérationnel élevé :

les éléments d'observation, de commande et de contrôle sont disposés de façon ergonomique et leur conception résulte d'une analyse détaillée

de l'ensemble des tâches à effectuer. L'opérateur est guidé pas-à-pas dans chaque étape de son travail, il est déchargé de toutes les opérations répétitives et il est averti de ses erreurs éventuelles.

— Cartographie de haute qualité :

en liaison avec la table à commande numérique Aviotab TA 2 et son logiciel d'assistance à la restitution, les Aviolyt constituent une chaîne cartographique extrêmement performante, permettant la production à l'encre ou en gravure d'un document quasi définitif avec une symbolisation appropriée, définie par l'utilisateur en fonction de l'échelle et de l'application.

— Saisie numérique universelle :

par balayage automatique de profils isolés, parallèles ou en travers orientés de façon quelconque. La vitesse du balayage est réglable en continu et l'enregistrement s'effectue automatiquement. Comme pour les modèles numériques de terrain, les mesures d'aérottriangulation sont assistées par le processeur et se déroulent de façon extrêmement précise et rapide. Il en va de même pour la saisie des données de commande du système orthophotographique AVIOPLAN OR 1.

— Applications terrestres :

quels que soient les paramètres de prises de vues, les applications de la photogrammétrie à l'industrie, l'architecture, au génie civil, à la médecine, etc..., sont prises en compte de façon efficace et rationnelle. Dignes de la tradition et de l'expérience WILD, les Aviolyt AC 1 et BC 1 intègrent de façon optimale les développements technologiques les plus récents, en particulier dans les domaines de l'optique, des asservissements électroniques et du traitement des données. Dotés du même ordinateur et des mêmes logiciels, ils bénéficient en commun d'un programme de développement continu, résolument orienté vers les applications de demain.

Auscultation technique d'un barrage

ou la participation du topographe à l'auscultation des barrages

*par Maurice DAUGÉ
Société du Canal de Provence*

Sommaire

- Le Cadre légal
- Le Comité Technique Permanent des Barrages
- Décret n° 68-450 du 16 mai 1968 (mesures de surveillance et d'alerte)
- Circulaire n° 70.15 du 14 août 1970 (Inspection et surveillance des barrages)
- L'auscultation - Généralités
- Les objectifs poursuivis
- La nature des mesures
- Modalités de mise en œuvre en fonction des buts poursuivis et des types de barrage
- Technologie des appareils et de leur mise en œuvre

1 — LE CADRE LÉGAL

La législation française soumet tous les barrages de plus de 20 mètres de haut à un contrôle technique exercé par des services qui dépendent du Gouvernement. On donne ci-après quelques détails à ce sujet.

1.1 - Le Comité Technique Permanent des Barrages

Ce Comité de huit membres a été créé par décret du 23 juin 1966 pour assister les ministères responsables du contrôle des barrages. Il intervient à un double titre :

- avis technique au niveau de la conception, de l'exécution et de l'exploitation des ouvrages,
- consultations sur les dispositions techniques contenues dans les projets de lois, les actes réglementaires et les instructions ministérielles.

1.2 - Décret n° 68-450 du 16 mai 1968

Ce décret est relatif aux mesures de surveillance et d'alerte destinées à faciliter la protection en aval de certains aménagements hydrauliques.

Les aménagements hydrauliques concernés doivent comporter à la fois un barrage ou une digue

d'une hauteur d'au moins 20 mètres au-dessus du terrain naturel et un réservoir d'une capacité égale à 15 millions de m³.

Pour chacun de ces aménagements, il doit être établi un plan indiquant les mesures destinées à donner l'alerte aux autorités, notamment :

- les cas d'alerte,
- les modalités de l'alerte (messages d'alerte et autorités à prévenir),
- la personne expressément chargée de donner l'alerte,
- les dispositifs techniques de détection et de surveillance,
- les caractéristiques principales de l'onde de submersion en cas de rupture,
- les liaisons et les appareillages d'alerte à la population.

1.3 - Circulaire n° 70-15 du 14 août 1970

Cette circulaire est relative à l'inspection et à la surveillance des barrages intéressant la sécurité publique.

Ce texte, très complet, précise l'utilisation qui doit être faite de tous les dispositifs de détection et de surveillance mis en place dans un barrage.

Sa préoccupation essentielle est de mettre en œuvre une méthode permettant de connaître aussitôt que possible tous les incidents qui affectent un barrage, de manière à parer à leurs conséquences, de découvrir tous les symptômes d'affaiblissement pour prévenir leur aggravation, de vérifier le bon fonctionnement de tous les organes essentiels d'exploitation et de vidange.

Pour cela, il impose :

- la constitution d'un dossier, à jour, de tous les documents relatifs à l'ouvrage,
- une surveillance particulière au cours de la première mise en eau complète,
- un registre de l'exploitant où sont mentionnés les principaux renseignements relatifs à l'exploitation du

réservoir, les manœuvres des vannes, les mesures de contrôle, les incidents et les travaux effectués,
— une surveillance périodique de l'ouvrage par l'exploitant avec rapport annuel au Service du Contrôle (1), comprenant une analyse approfondie de l'évolution du comportement de l'ouvrage tous les deux ans,
— une visite annuelle de l'ouvrage et des divers dispositifs d'auscultation par le Service du Contrôle,
— une visite décennale complète par le Service du Contrôle avec, en principe, vidange complète de la retenue.

2 — L'AUSCULTATION — GÉNÉRALITÉS

Au début de ce siècle, l'auscultation des barrages était limitée aux mouvements planimétriques obtenus par des réseaux topographiques.

Avec l'augmentation graduelle de la hauteur des structures et la diminution de leur épaisseur, la technique des mesures prit une telle expansion qu'elle devint une partie essentielle du projet ainsi qu'un facteur déterminant de sa sécurité.

L'auscultation qui, au début était purement limitée à la structure, a été étendue au barrage et aux fondations considérés comme un seul tout.

3 — LES OBJECTIFS POURSUIVIS

Il convient de distinguer, en fonction du but poursuivi, trois catégories principales d'investigations dans les programmes de mesures :

3.1 - Les contrôles pendant la construction et aux premiers remplissages

Ces contrôles répondent en premier lieu à un souci de sécurité immédiate. Ils révèlent aussi pour la première fois des particularités du comportement de l'ensemble barrages-fondations plus ou moins conditionné par les facteurs complexes et parfois mal connus, imparfaitement pris en compte dans le projet.

Les mesures aux premiers remplissages constituent enfin un point important de départ pour juger ultérieurement de l'importance ou de la gravité des évolutions éventuelles.

3.2 - Les contrôles en cours d'exploitation

Les mesures faites en cours d'exploitation doivent pouvoir fournir des éléments immédiatement utilisables dans le sens du comportement de l'ouvrage, soit dans son ensemble, soit en des points particulièrement choisis.

La partie la plus significative de ces mesures doit résider dans les possibilités de mise en évidence d'évolutions, dont les unes peuvent être favorables et dont les autres, lorsqu'elles se manifestent sous forme de dérive, constituent des signes préoccupants.

3.3 - Les recherches à but technique ou scientifique

Ces recherches peuvent intervenir à tout moment et sont orientées vers des problèmes bien délimités mais d'une portée susceptible de déborder largement le cadre de l'ouvrage considéré. Il faut noter, à ce propos, que la vérification de la validité des hypothèses du projet, qui constitue un des aspects les plus féconds de telles recherches, ne peut guère intervenir qu'après quelques années d'exploitation et la dis-

parition (ou la prise en compte) des phénomènes primitifs de fluage ou d'adaptation.

3.4 - Caractéristiques générales de l'appareillage

Ces trois objectifs mettent en œuvre souvent des moyens de mesure communs, bien que les performances souhaitables puissent différer suivant les cas. Mais les phénomènes à contrôler étant généralement caractérisés par leur faible amplitude, et l'ambiance dans laquelle doivent fonctionner les appareils de mesure peu favorable, ceux-ci doivent généralement présenter des hautes performances dans le domaine de la sensibilité, de la fidélité et de la fiabilité.

Par ailleurs, la rusticité ou la solidité des appareils et la simplicité d'emploi sont à rechercher au maximum, de façon à permettre chaque fois qu'il est possible une mise en œuvre par le personnel local qui, en exploitation courante, peut n'être que d'une qualification modeste.

Cependant, l'absence de personnel, ou la nécessité parfois de logger des moyens de mesures en des emplacements peu accessibles ou au cœur du béton peut conduire à des technologies particulières ou à des dispositifs de scrutation automatique éventuellement très élaborés.

3.5 - Définition du dispositif

Pour chaque ouvrage, la définition en fonction d'une idée directrice d'ordre expérimental du dispositif d'auscultation — c'est-à-dire de la nature des moyens d'investigation, de leur densité et de leur répartition dans l'ouvrage et à l'extérieur de celui-ci — puis leur mise en place, doivent être assurés par des spécialistes très avertis, car une rectification a posteriori est souvent impossible et des résultats inexploitable ou décevants sont presque toujours le fait d'erreur de conception ou de montage.

4 — LA NATURE DES MESURES

Les mesures concernent en principe tant l'ouvrage lui-même que ses fondations et ses abords, les différents points à contrôler étant l'état intrinsèque des matériaux (résistance mécanique, contraintes), et les déformations sous l'effet des différents facteurs naturels (charge hydraulique, température, pressions interstitielles, altérations physico-chimiques lentes).

Les moyens de mesures les plus souvent employés et donnant les informations les plus généralement recherchées, concernent :

4.1 - Les déplacements absolus en planimétrie et altimétrie

Ces mesures qui font appel aux techniques de la topographie de précision, avec quelques particularités de conception tenant au caractère de l'objectif poursuivi, c'est-à-dire essentiellement la recherche de très petits déplacements (2), concernent un cer-

(1) Le "Service du Contrôle" est un service d'Etat, indépendant (en principe) de l'exploitant.

(2) A noter des tentatives d'application de procédés photographiques ou électro-optiques susceptibles de concurrencer dans l'avenir ou même de supplanter les méthodes géodésiques classiques (stéréophotographie, trilatération).

tain nombre de points caractéristiques du comportement du barrage, de ses fondations et de ses abords.

L'erreur moyenne ou erreur probable que permettent dans des conditions normales les techniques actuelles au théodolite est de l'ordre de $\pm 2^{\text{dmg}}$ (1) dans le plan horizontal et $\pm 4^{\text{dmg}}$ en zénithal (2) - ($1^{\text{dmg}} = 1/10 \text{ mm à } 60 \text{ m}$) ; en nivellement géométrique, de l'ordre de $1/10$ de millimètre.

4.2. - Les déformations différentielles

Il s'agit du contrôle différentiel de la géométrie de la structure :

a) soit par référence à une verticale, le moyen le plus courant étant le "pendule" ou "fil à plomb" ; ces appareils sont pendus dans des puits ménagés à la construction, parfois forés a posteriori. L'erreur moyenne le plus couramment recherchée est de $0,1 \text{ mm}$, mais peut être très supérieure en cas de besoin. On utilise aussi souvent des "pendules inversés" ou "fil à flotteur" dont le fil ancré à la partie inférieure au fond d'un puits ou d'un forage, est tendu non plus par un poids, mais par un flotteur ;

b) soit par référence à un simple alignement, souvent matérialisé par un fils tendu ; entrent dans cette catégorie les "fils de fondation", dont une extrémité est scellée au fond d'un forage réalisé dans les appuis du barrage, l'autre étant solidaire d'un point de la structure - l'erreur moyenne des mesures est de l'ordre de $0,1 \text{ mm}$ (3).

4.3 - Les rotations par référence à un plan horizontal

Elles sont mesurées au moyen de clinomètres ou de clinographes parfois très sensibles, dont les sièges sont installés souvent dans les galeries inférieures des ouvrages. L'erreur moyenne d'une observation est de $+ 10^{-5} \text{ rad.}$ (soit $\pm 6^{\text{dmg}}$).

4.4. - Les déformations

Leur mesure met en œuvre les techniques classiques de l'extensométrie. Les appareils peuvent être :

— de préférence noyés dans le béton au moment de la construction, l'objectif le plus habituellement recherché étant la définition de l'état de contrainte dans un plan parallèle aux parements extérieurs de l'ouvrage. L'erreur moyenne peut être de 10^{-6} en ΔL bien que l'interprétation des lectures à mieux que 10^{-5} soit difficile et hasardeuse, à cause du nombre des paramètres susceptibles d'influencer les mesures ;

(10^{-5} sur $50 \text{ cm} = 5\mu$)

(1) Pour un angle mesuré avec quatre répétitions (normale et renversé).

(2) En nivellement géométrique l'erreur moyenne est de l'ordre de $\pm 1 \text{ mm/km}$.

(3) Un pendule comportant sur sa longueur plusieurs étages de points de lecture répond aux deux définitions ci-dessus.

— soit placés a posteriori sur les parements extérieurs de la structure, ce qui exige des précautions supplémentaires et augmente notablement les causes de dispersion en raison surtout des phénomènes thermiques et des difficultés d'interprétation ;

— on peut installer enfin des extensomètres scellés dans des forages en fondation.

4.5 - Les mesures de contraintes

Certains appareils sont conçus pour la mesure directe de la contrainte, sans intervention du module d'élasticité. Cependant, il faut considérer qu'en matière de barrage et surtout du point de vue de la sécurité, les déformations sont, en tout cas, les éléments essentiels desquels on peut toujours obtenir les contraintes au moins approchées. Les appareils de mesure directe de contrainte ("pressiomètres ou extensiomètres noyés en éprouvettes calibrées") sont plutôt réservés à l'obtention d'informations immédiates pour la comparaison avec les éléments du projet.

4.6 - Les mesures de température

— Téléthermomètres en des points situés à l'intérieur des barrages et représentatifs de son état thermique du moment ;

— Température de l'eau à une ou plusieurs profondeurs, sous la surface ;

— Température extérieure (maximale et minimale, ou mieux, enregistrement).

4.6 bis - Mesures de déformations internes

— Téléniveaux - tassements internes.

4.6 ter - Mesures de pressions interstitielles, de niveaux piézométriques, des drains.

— Tracé des courbes d'équipressions - Cellules glöztz.

— Niveaux piézométriques = efficacité du réseau du voile d'injection.

4.7 - Les mesures des sous-pressions et des fuites.

(analyse périodique des eaux de fuite)

Ces mesures primordiales ne mettent souvent en œuvre qu'un appareillage non spécifique (manomètre, déversoirs, capacités tarées). Cependant, la mesure des pressions hydrauliques internes dans le rocher peut exiger des dispositifs très élaborés.

4.8 - Les mesures de mouvement de joints

Elles ne sont généralement justifiées que pour le contrôle des joints séparant deux structures non clavées (plots de barrage poids rectilignes et évidés par exemple) ou dans le cas d'une voûte ou d'un poids-voûte pour surveiller l'opération d'injection des joints.

Les mesures d'ouverture de fissures mettent en œuvre les mêmes procédés mais avec des instruments utilisables en surface.

4.9 - Mesures spéciales

Elles font appel à des techniques souvent très modernes et en évolution et, à ce titre, il ne peut être question de les énumérer. On peut, cependant, citer

certaines méthodes dites de "contrôle non destructif" maintenant bien entrées dans la pratique :

- les examens en gammagraphie ou rayons X des structures minces ferraillées ou précontraintes ;
- les mesures de vitesse de propagation des ébranlements mécaniques, dont les résultats permettent de porter un jugement qualitatif sur la santé des bétons en place ;
- mesures géosismiques.

4.10 - Observations visuelles

Il convient de rappeler les consignes du rapport de synthèse du congrès des grands barrages tenu en 1967 à Istanbul : "Constituant probablement la méthode la plus élémentaire, l'observation visuelle contribue à la détermination des défauts de fonctionnement ou des détériorations d'un ouvrage. Les fissures, les inégalités de tassement, les infiltrations, la décoloration ou l'augmentation brute des eaux de cheminement, la croissance de la végétation sur les parements, les éboulements sont des signes avant-coureurs qui font l'objet d'investigations promptes et complètes".

Cette tâche d'observation et d'interprétation, ces recommandations écrites dans un rapport complété par des clichés photographiques, constituent à la longue le film de l'évolution de l'ouvrage dans le temps. Ainsi, ont pu être mis notamment en évidence des phénomènes de fluage sur un masque amont bitumineux.

5 — MODALITÉS DE MISE EN ŒUVRE EN FONCTION DES BUTS POURSUIVIS ET DES TYPES DE BARRAGE

Règles générales

Les déformations des barrages, notamment en béton, étant en grande partie conditionnés par les phénomènes thermiques, la technique des mesures doit être dominée par le souci de s'en abstraire, soit en les éliminant par un artifice opératoire, soit en définissant parfaitement la loi de ces effets perturbateurs.

D'autre part, un barrage en béton peut se déformer localement ou dans son ensemble assez rapidement d'une façon sensible : un autre impératif est donc d'opérer les mesures assez rapidement pour que les mouvements éventuels pendant la durée de l'opération restent inférieurs à la précision escomptée des mesures.

Enfin, certaines mesures comportant des visées topométriques peuvent être gravement faussées par les gradients de température dans l'air ambiant et les réfractions qui en résultent.

Ces considérations imposent dans la pratique certaines règles d'exécution des mesures qui doivent, en outre, tenir compte du fait que le problème ne se présente pas de la même façon pour un premier remplissage et en exploitation courante.

5.1 — Les mesures sur les points les plus thermiquement sensibles de l'ouvrage doivent être effectuées en évitant dans la journée les moments de températures extrêmes ou de forte insolation. Le début de la journée est de toute façon préférable à l'après-midi ; pour les mesures qui normalement demandent

une assez longue durée d'exécution (mesures topographiques), les visées sur les points sensibles doivent se grouper dans un temps aussi court que possible et toujours au cours de la même période de la journée.

5.2 — Dans les contrées à très forte insolation, on peut être amené à opérer au lever du soleil.

5.3 — Si un barrage est le siège de plusieurs types de mesures, il y a lieu d'effectuer au même moment, et éventuellement pendant la même heure, toutes celles dont les résultats sont comparables (exemples : topographie, topométrie, pendules, clinomètres).

5.4 — Si en exploitation le programme des mesures géodésiques ne prévoit leur exécution, comme c'est souvent le cas, qu'une ou deux fois par an, il faut toujours choisir les mêmes périodes de l'année (de préférence en saison moyenne) et les mêmes conditions météorologiques et de remplissage ; si au contraire en vue d'une connaissance plus fine du comportement de l'ouvrage, le programme prévoit plusieurs mesures annuelles, il est préférable de les répartir de façon à réaliser le maximum de combinaisons de température et de remplissage.

6 — TECHNOLOGIE DES APPAREILS ET DE LEUR MISE EN ŒUVRE

6.1 - Procédés topométriques

Les informations recherchées étant à la limite de la précision des appareils et des méthodes, les mesures topométriques doivent faire l'objet de précautions toutes particulières, et leur exécution exige un personnel hautement qualifié.

La méthode décrite ci-après est celle utilisée à l'Electricité de France pour l'auscultation de ses barrages et fait appel à l'aide de la méthode de mesure différentielle.

La **mesure différentielle** consiste à comparer les écarts de mesures entre une opération origine et des opérations successives et à utiliser ces écarts pour déterminer l'importance des mouvements. Cette méthode exige de se replacer toujours dans des conditions identiques d'une opération à l'autre (centrage, hauteur d'appareil, moment de la journée, etc...). De plus, la méthode de dépouillement dite différentielle graphique permet de connaître immédiatement dès le début des mesures l'ordre de grandeur des mouvements.

Les unités utilisées dans la surveillance des ouvrages sont le **millimètre** et la **seconde centésimale** ou décimilligrade (la seconde centésimale est l'angle sous lequel on voit 1/10 de millimètre à 60 mètres).

La précision habituellement réalisée est caractérisée par l'erreur moyenne quadratique dont la probabilité est de 66 %.

- $emq = \pm 3^{dmg}$ dans la détermination des angles horizontaux
- $emq = \pm 1$ mm en planimétrie.
- $emq = \pm 0,3$ mm en altimétrie (nivellement direct)
- $emq = \pm 3$ mm en altimétrie (nivellement indirect)

Les instruments utilisés couramment sont le théodolite Wild T3 pour la mesure des angles et le niveau

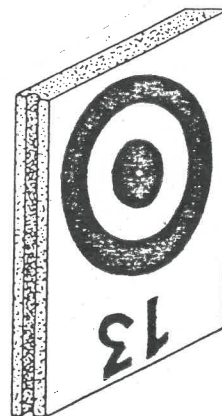
Wild N3 accompagné de mires Invar étalonnées pour le nivellement.

Les observations des angles sont faites à **quatre tours** (4) et **cinq pointés** (5). Le théodolite est toujours posé de la même façon sur la plaque de centrage : une vis de l'appareil est repérée par rapport à la plaque et bloquée à une position fixe (5 tours) ; la mise en station s'effectue en agissant uniquement sur les deux autres vis. Bien entendu, le calage de la bulle est particulièrement soigné et un parasol protège l'appareil des rayons du soleil.

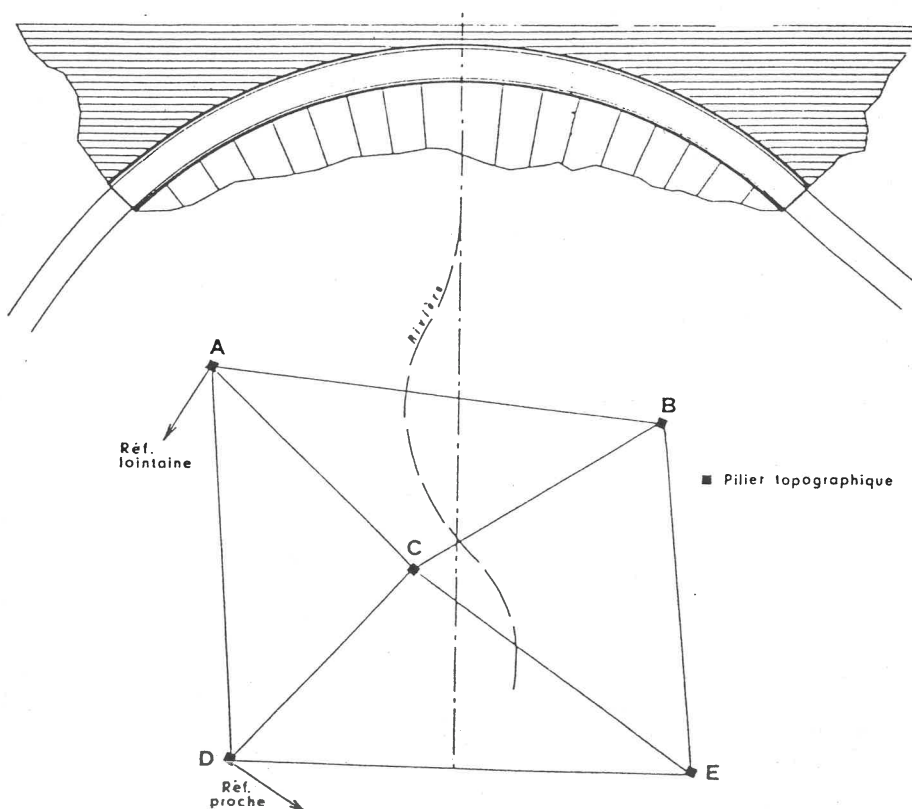
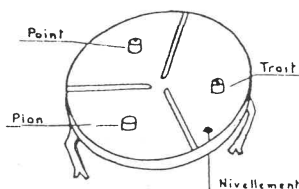
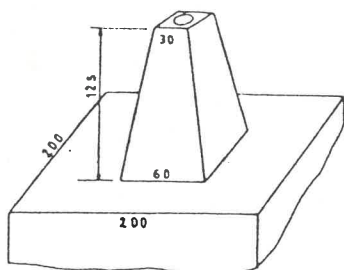
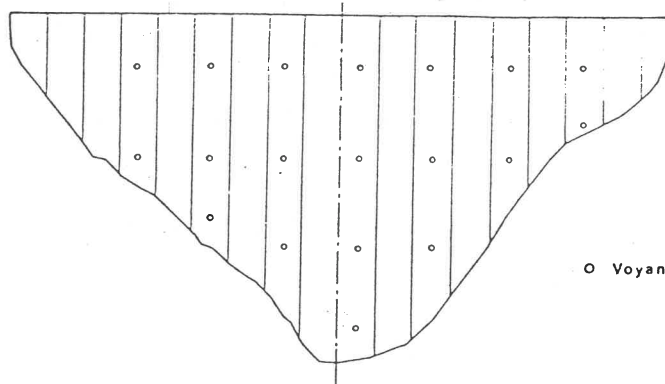
Le nivellement est mené suivant un cheminement aller et un cheminement retour, en utilisant les deux échelles de mire et des portées égales.

des piliers d'observation en béton munis de plaques de centrage (système trait, point, plan, dit de Lord Kelvin), ancrés solidement dans le sol, situés en dehors de la zone d'action du barrage et supposés fixes. Toutefois, le contrôle de la stabilité des piliers d'observation est effectué lors de chaque mesure et le déplacement de l'un d'eux peut ainsi être déterminé par le calcul.

des voyants cibles inaltérables (cocarde en lave émaillée) scellés directement au ras du parement sans aucune protection et dont le nettoyage s'effectue automatiquement par l'eau de pluie. Ces voyants sont intersectés à partir des piliers d'observations. Trois bonnes intersections sont en général suffisantes pour la détermination d'un voyant.



CANEVAS TOPOGRAPHIQUE



Le canevas est installé dès le début de la construction du barrage et sert d'abord à l'implantation de l'ouvrage. Ce réseau est ensuite amélioré par quelques piliers supplémentaires pour assurer la surveillance de l'ouvrage.

Le canevas est disposé de façon à assurer de bons angles d'intersection sur les voyants de l'ouvrage et à permettre le calcul de l'éventuel mouvement d'un pilier. Il comporte généralement deux références, l'une éloignée, l'autre rapprochée.

Avant remplissage a lieu l'**opération zéro** (0) puis successivement les opérations 1, 2, 3, etc... durant les différents paliers du remplissage, puis durant la vidange et enfin durant l'exploitation de l'ouvrage.

Le couronnement de chaque ouvrage comporte généralement des repères de nivellement qui sont déterminés par un nivellement de précision dont la stabilité est recherchée sur les rives à quelque distance de l'ouvrage.

Certains ouvrages, en terre ou enrochement, voient leurs cocardes situées sur le parement aval déterminées en **nivellement indirect** à l'aide du théodolite Wild T3. Les angles verticaux sont mesurés par série de trois voyants, lunette droite puis lunette renversée à raison de trois pointés par voyant. Le contrôle de la valeur des mesures est

assuré par la surveillance de la constante d'addition. Si l est la longueur horizontale de la visée, α l'angle de pente mesuré, la dénivelée h a pour valeur :

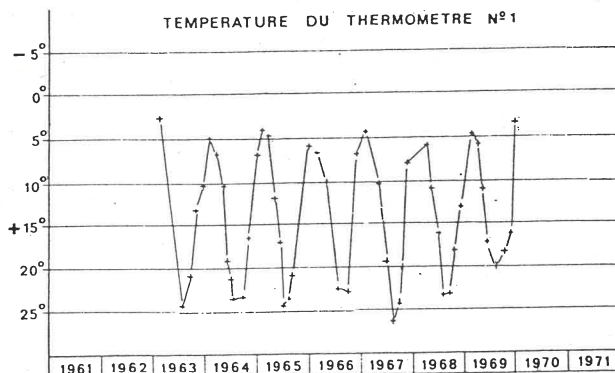
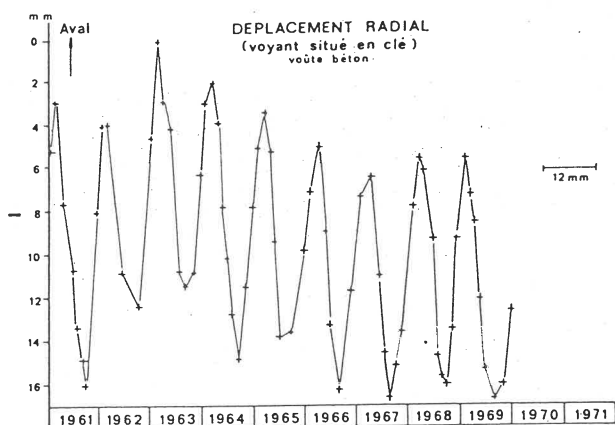
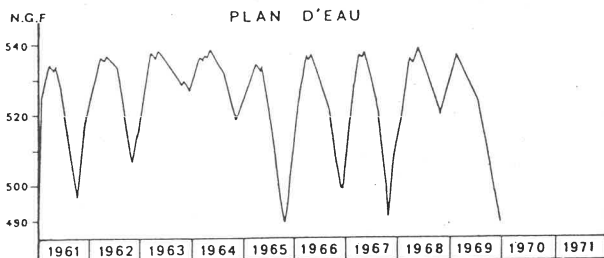
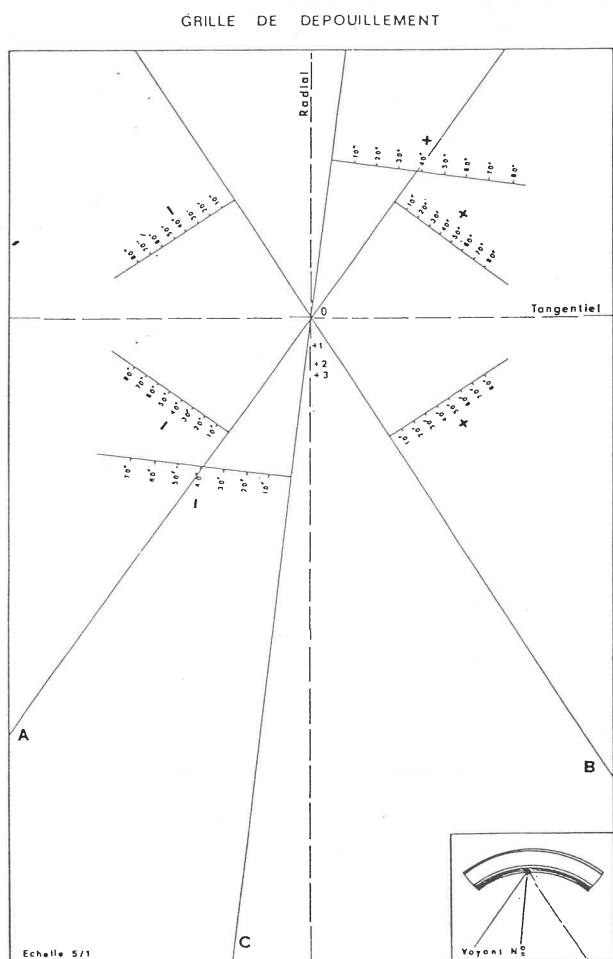
$$h = l \operatorname{tg} \alpha \text{ et } dh = l \frac{d\alpha}{637} + dl \operatorname{tg} \alpha$$

Toutefois, la précision du nivellement indirect est plus faible que celle du nivellement direct ($\text{emq} = \pm 3 \text{ mm}$). Néanmoins, dans le cas envisagé elle est très suffisante pour l'étude de l'évolution de l'ouvrage.

Le dépouillement selon la méthode différentielle consiste à faire les différences entre les observations faites à l'opération (n) et les observations faites à l'opération zéro (0).

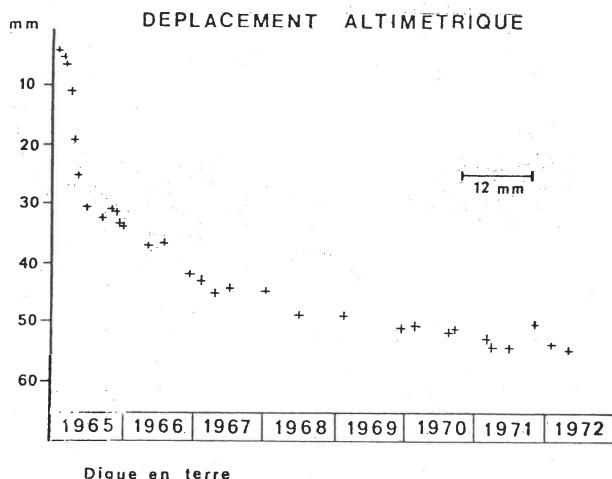
Pour la **planimétrie**, les différences angulaires sont reportées sur une "grille", sorte de graphique à grande échelle (5/1 ou 10/1) où figurent les directions des visées. Perpendiculairement à ces directions sont tracées des échelles graduées en secondes centésimales en fonction de la distance du voyant au pilier d'intersection. Ainsi sont reportées les différences angulaires indiquées ci-dessus et peut-on déterminer les déplacements du voyant par rapport à sa disposition origine.

En nivellement direct, les nouvelles cotes absolues sont calculées et comparées à celle de l'opération zéro.



En nivellement indirect, le calcul est mené en fonction du déplacement planimétrique mesuré sur la grille et de la différence angulaire observée.

Aujourd'hui, la méthode différentielle graphique est concurrencée par les calculs à l'ordinateur, mais elle garde tout son attrait pour obtenir rapidement sur le terrain, c'est-à-dire immédiatement, la valeur des déplacements des voyants.



Digue en terre

Les **résultats** sont présentés d'une manière très simple de façon à faciliter au maximum l'interprétation. On porte en abscisse le temps, en ordonnée le mouvement étudié : celui-ci peut être l'écart altimétrique, ou l'écart radial, ou l'écart tangentiel. Des corrélations intéressantes peuvent être faites avec l'évolution de la hauteur du plan d'eau dans la réserve, la température extérieure ou la température intérieure de l'ouvrage.

De plus, lorsque le nombre d'observations est suffisant il est possible de procéder à une étude plus poussée de l'évolution de l'ouvrage et de déterminer à l'aide d'un programme sur ordinateur ce qui dans les écarts observés appartient :

- a) à l'influence de la charge hydrostatique (hauteur d'eau dans la retenue) ;
- b) à l'influence thermique (température du barrage).

Ainsi peut être mise en évidence soit la parfaite stabilité de l'ouvrage, soit l'évolution d'un phénomène particulier.

6.2 - Mesures référencées à la verticale du lieu

6.2.1 - La verticale du lieu constitue une direction de référence remarquablement sûre et stable. Les perturbations que peuvent y apporter le voisinage et la masse d'eau ($1 \text{ à } 2 \times 10^{-6}$ au maximum) et l'influence conjuguée de la lune et du soleil (environ 100 fois moins) sont en tout état de cause trop faibles pour qu'il soit nécessaire, dans la pratique, de les prendre en considération.

6.2.2 - Contrôle des composantes horizontales des déplacements différentiels :

6.2.2.1 - Pendule ou fil à plomb.

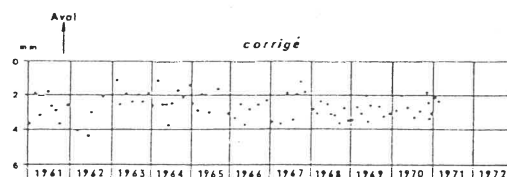
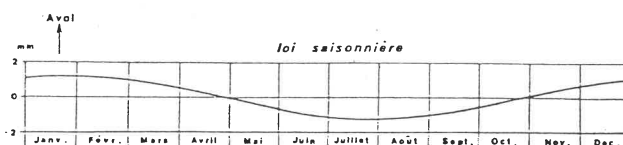
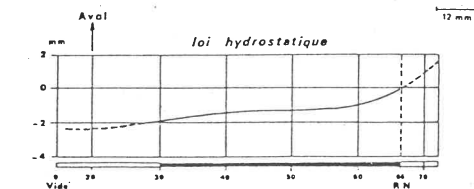
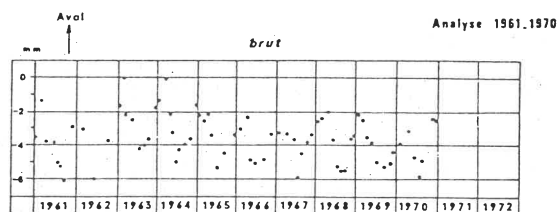
Le fil à plomb constitue une matérialisation fidèle de la verticale du lieu, appelée à servir de référence pour mesurer les déformations relatives de l'ouvrage dans un plan vertical.

L'appareil, très simple dans son principe, comporte un fil ancré à sa partie supérieure et centré de façon parfaitement définie par rapport à l'ouvrage par une pièce dite : "centrage supérieur" ; le fil porte à sa partie inférieure un poids en relation avec la résistance mécanique du fil plongeant dans un liquide amortisseur. Un dispositif (coordimètre, table de mesure, etc...), solidaire du barrage ou du rocher, permet de mesurer les déplacements relatifs du fil, c'est-à-dire du point de centrage supérieur par rapport au plan où le dispositif est placé, suivant des composantes choisies généralement radiales et tangentielles.

La conception et la réalisation de l'appareil doivent être telles qu'un incident mécanique ou la détérioration d'un de ses éléments ne perturbe pas la continuité des mesures dont le raccordement doit toujours pouvoir être assuré.

La longueur du pendule doit être suffisante pour donner lieu à des déviations facilement mesurables par

DEPLACEMENT RADIAL



des moyens simples et pas trop grande pour éviter une trop grande sensibilité aux courants d'air ou aux courants de densité dans le pot d'amortissement. A ce titre, une longueur de l'ordre de 50 m donne de bons résultats ; de toute façon, pour des barrages atteignant ou dépassant 100 m, il y a intérêt à fractionner les longueurs du pendule (cette disposition est souvent impérative pour les barrages à double courbure).

Dans le cas d'installations à l'extérieur du barrage, le fil devra passer dans un tuyau vertical le protégeant du vent et dont le diamètre intérieur ne devra pas être inférieur à 150 mm.

Le point supérieur de suspension sera situé quelques mètres plus bas que le couronnement pour éviter les mouvements thermiques rapides qui affectent la crête des barrages.

Le point de mesure inférieur doit être placé le plus bas possible, éventuellement au fond d'un puits approprié, creusé dans le rocher de fondation. Il devient alors solidaire des couches profondes du terrain de fondation et pourrait à la limite avec un puits suffisamment profond être considéré comme pratiquement fixe.

6.2.2.2. - Le pendule inversé remplit les mêmes fonctions que le pendule direct avec cet avantage que le point d'ancrage du fil peut être scellé au fond d'un forage.

Dans ce cas, et si le forage est assez profond, ce qui dépend des contraintes transmises par le barrage au rocher et des caractéristiques géologiques, on peut admettre que l'appareil indique des mouvements absolus.

Un tel forage constitue une certaine sujétion car il doit être suffisamment vertical et rectiligne pour que le fil ne risque pas d'en toucher les parois : étant donné les aléas de ce travail, une précaution élémentaire est d'adopter un diamètre de forage assez grand et en relation avec la profondeur.

Le contrôle de la verticalité et de la section utilisable du trou réalisé est absolument nécessaire. On n'évoquera pas ici les techniques permettant cette vérification.

Le réservoir dans lequel est immergé le flotteur est ordinairement rempli d'eau, additionnée éventuellement d'antigel. Le volume du flotteur lui-même doit être tel qu'il entraîne une traction suffisante sur le fil (par exemple, 20 kg pour un fil de 1 mm de diamètre).

Les conditions d'emploi du pendule inversé ne diffèrent pas sensiblement de celles d'un pendule direct. Il est simplement indiqué que des mouvements de convection s'amorcent facilement dans le liquide de la cuve à la faveur de gradients thermiques et risquent de fausser très sensiblement les mesures ; de ce fait, il peut devenir nécessaire dans certains cas d'isoler thermiquement toute la cuve.

6.2.2.3 - Les moyens de lecture des déplacements des fils de pendule direct ou inversé obéissent aux mêmes impératifs et sont notamment conditionnés par le fait que le fil peut être dévié de sa position d'équilibre par une force transversale très faible ; un calcul élémentaire montre que tout frottement parasite dans un dispositif de lecture de position du fil peut engendrer des erreurs supérieures à la précision souhaitée, généralement de l'ordre de 0,1 mm, mais souvent supérieure.

Les moyens de lecture les plus sensibles sont optiques : palpeur optique ou électro-optique ou lunette de visée si l'on recherche une très grande finesse ; mais certains dispositifs de lecture à l'œil nu donnent facilement mieux que 0,1 mm.

Les coordimètres mécaniques sont commodes, mais leur construction doit être très soignée pour éviter les frottements.

Des appareils à lecture électrique peuvent permettre une grande finesse de mesure, mais leur principe doit

être tel qu'aucune réaction électro-mécanique ne s'exerce entre l'appareil et l'équipage mobile.

Enfin, il existe des appareils à palpeur optique et lecture digitale qui constituent sans doute l'optimum dans le sens de la fidélité, de la précision et de l'aptitude à la télétransmission.

6.2.2.4 - Pendule optique.

Lorsque les dispositions locales ne permettent pas l'emploi d'un pendule à fil, on peut avoir recours à une lunette spécialement adaptée aux visées verticales. Ce procédé qui se rattache aux méthodes de la géodésie peut rendre service, mais sa précision est en principe inférieure à celle du pendule mécanique.

6.2.3 - Mesure locale de l'angle de rotation de l'ouvrage dans un plan vertical : que ce plan soit orienté dans le sens amont, aval ou dans le sens perpendiculaire, cette mesure se réfère également à la verticale du lieu. L'appareil peut être un niveau à bulle comportant une fiole de grand rayon (par exemple 30 ou 40 m), il est alors généralement amovible ; ou un pendule court vertical ou horizontal équipé d'un moyen de lecture électrique ou micrométrique, susceptible d'être installé à demeure et de comporter une possibilité de télétransmission. L'information diffère de celle que peut donner un pendule long, du fait que le clinomètre donne une indication locale, alors le pendule intègre sur toute sa hauteur un ensemble de déplacements élémentaires (rotations ou cisaillements).

Il est souvent intéressant de prévoir des cheminement clinométriques avec chevauchement des bases successives.

En ce qui concerne plus spécialement les clinomètres amovibles fréquemment utilisée, une bonne conception du siège est très importante : la base de mesure ne doit pas être inférieure à 0,10 m, les touches sur lesquelles reposera le clinomètre doivent définir sans ambiguïté le plan dont on mesure les variations d'inclinaison, l'embase ne doit pas être montée sur un socle en béton rapporté mais doit être scellée directement au contact du béton d'origine, en radier de galerie ou en niche et de toute façon dans un lieu où les variations de température sont très atténuées.

Les clinomètres amovibles sont généralement installés dans une singularité de la structure, telle qu'une galerie et du fait du caractère très local de la mesure, on constate souvent que l'angle de rotation ainsi relevé ne coïncide pas avec l'angle qui peut résulter de la prise en considération d'autres mesures par exemple les variations de pente locale des déformations tracées à partir des indications des mesures topographiques ou des pendules.

Les inconvénients propres aux clinomètres amovibles sont compensés par le fait qu'ils permettent, grâce à la pratique du retournement à 180°, une mesure absolue de la pente, ce qui exclut toute erreur due à la dérive de l'appareil.

6.3 - Mouvements des joints ou des fissures

Il faut distinguer les joints ou les fissures débouchant à l'amont, donc généralement immergés et ceux accessibles depuis l'aval.

Dans le premier cas, les appareils les plus simples et les mieux adaptés sont du type potentiométrique étanche.

Dans le deuxième, on peut se contenter de mesurer au comparateur ou pied à coulisse l'écartement de touches scellées en béton.

Souvent, ces touches sont conçues de façon à permettre des mesures tridirectionnelles.

Pour les mesures des joints de construction sont généralement employés des dilatomètres à variation de fréquence (électro-acoustiques), ou à variation de résistance, placés à l'intérieur du barrage pendant la construction.

Bibliographie

— Communication au Treizième Congrès des Grands Barrages New Delhi, 1979.

Méthodes de détection des déformations des Barrages.

— Groupe de travail animé par M. J. COMBELLE (Electricité de France) et réunissant M. DAUGE (Société du Canal de Provence), M. P. DUBOIS (Compagnie Nationale du Rhône) et M. GAUTIER (Bureau Coyne et Bellier).

— Bulletin n° 23 de juillet 1972 de la Commission Internationale des Grands Barrages.

— Dépliant "La Surveillance des Ouvrages à la Société du Canal de Provence" par M. Maurice DAUGE. (Août 1972).

12
E
11
E
10
E
09
E
08
E
07
E

Ets GUIZOU
215, RUE DU ROUET
13008 MARSEILLE

LOCATION

notre parc d'instruments
topographiques
à votre disposition

 **91/79.41.41**



ne restez pas
en panne...

louez un appareil.

NIVEAUX
THEODOLITES
TACHEOMETRES
DISTOMATS D13S
LASERS

Expédition Express sur toute la France
Tarif location sur demande

Compensation d'un point défini par triangulation et trilatération

par Jean-Claude LEVEILLE
Ingénieur Topographe ENSAIS
Cabinet Robert ALBENQUE, Orléans

1 — PROBLÈME

Nous sommes souvent amenés à déterminer avec précision les **coordonnées d'un point, rattaché** à un canevas existant, par l'intermédiaire **d'angles** et de **distances**. Nous connaissons bien la compensation selon les moindres carrés d'un point intersecté et relevé multiple par des mesures angulaires, de même que celle d'un point connu par trilatération. Prendre en compte simultanément les angles et les distances implique des calculs plus compliqués et un problème d'homogénéisation des mesures.

Le programme que je vais vous présenter est adaptable sur les HP.67, HP.97 et HP.41. Il est très utile pour les travaux de triangulation, aussi bien sur le terrain qu'au bureau.

Il permet de **compenser selon les moindres carrés** les coordonnées d'un point connu par :

- des mesures de distance (trilatération)
- des observations angulaires d'intersection } triangulation
- des observations angulaires de relèvement } lation
- **une combinaison quelconque d'observations d'angles et de distances.**

Il permet en outre :

- le contrôle instantané de la validité des observations dès leur entrée en machine. Ceci évite de détruire les valeurs déjà entrées dans la compensation.
- le calcul des observations d'angles, de distances indispensables à la recherche ou à l'implantation d'un point connu en coordonnées.

La principale qualité de ce programme est sa simplicité d'emploi et le peu de moyens qu'il demande par rapport aux possibilités de calcul qu'il offre.

2 — MÉTHODES & FORMULES UTILISÉES

Elles sont celles de la **compensation** de triangulation et de trilatération d'un point **selon les moindres carrés**. Seul un coefficient de **poids** sur chaque observation **permet de fusionner** dans une même compensation les **mesures d'angles et de distances**.

La démonstration des formules utilisées se trouve dans beaucoup de manuels traitant la topographie. Je me contenterai donc de les rappeler afin que chacun puisse les programmer sur une autre machine que la HP.67 ou 97.

soit les éléments de départ :

XN, YN = coordonnées approchées du point à compenser.

VoN = gisement origine approché du tour d'horizon fait en N.

Xi, Yi = coordonnées du point d'appui i.

Li = observation de relèvement sur i.

Vi = observation d'intersection en i.

Di = distance observée IN.

Pj = poids d'une observation j.

Nous avons :

$$\left. \begin{aligned} a_j &= \cos V_i \\ b_j &= \sin V_i \\ v_j &= D_i - \text{distance NI calculée} \end{aligned} \right\} \text{trilatération}$$

$$\left. \begin{aligned} a_j &= \frac{\cos V_i}{D_i \sin 1} \\ b_j &= \frac{\sin V_i}{D_i \sin 1} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{intersection} \\ \text{ou} \\ \text{relèvement} \end{array}$$

$$\left. \begin{aligned} v_i &= V_n^i \text{ calculé} - (VoN + Li) \pm 200 \\ v_j &= Vi - V_n^i \text{ calculé} \pm 200 \end{aligned} \right\}$$

n = nombre total d'observations

nr = nombre d'observations de relèvement.

$$A A = [P_j a_j a_j]_1^n - ([P_j a_j]_1^{nr})^2 / [P_j]_1^{nr}$$

$$A B = [P_j a_j a_j]_1^n - [P_j a_j]_1^{nr} [P_j b_j]_1^{nr} / [P_j]_1^{nr}$$

$$B B = [P_j b_j b_j]_1^n - ([P_j b_j]_1^{nr})^2 / [P_j]_1^{nr}$$

$$A F = [P_j a_j v_j]_1^n - [P_j a_j]_1^{nr} \cdot [P_j v_j]_1^{nr} / [P_j]_1^{nr}$$

$$B F = [P_j b_j v_j]_1^n - [P_j b_j]_1^{nr} \cdot [P_j v_j]_1^{nr} / [P_j]_1^{nr}$$

$$F F = [P_j v_j v_j]_1^n - ([P_j v_j]_1^{nr})^2 / [P_j]_1^{nr}$$

Nous pouvons alors calculer "dx" et "dy" en résolvant le système d'équations suivantes :

$$A A. dx + A B. dy = A F$$

$$A B. dx + B B. dy = B F$$

$$X \text{ compensé} = XN + dx$$

$$Y \text{ compensé} = YN + dy$$

$$Vo \text{ compensé} =$$

$$Vo + [P_j v_j]_1^{nr} - [P_j a_j]_1^{nr} \cdot dx - [P_j b_j]_1^{nr} \cdot dy$$

$$PVV = F F - A F. dx - B F. dy$$

$$MQo = \sqrt{PVV / (n-2)} \text{ si pas de relèvement}$$

$$MQo = \sqrt{PVV / (n-3)} \text{ si visées de relèvement}$$

$$mq_x = MQo \cdot \sqrt{B B - (A B \cdot A B / A A)}$$

$$mq_y = mq_x \cdot \sqrt{B B / A A}$$

3 — MISE EN ŒUVRE DU PROGRAMME DE CALCUL

3.1. Préparation des données

Il faut commencer par remplir le bordereau présenté en page suivante en inscrivant :

- les coordonnées approchées "X" et "Y" du point à calculer et éventuellement son "Vo" approché.
- les coordonnées des points d'appui.
- les observations en indiquant dans la colonne suivante leur nature (A pour intersection, B pour relèvement, D pour distance).
- choix d'un MQo et calcul du poids des observations. Ce MQo pourra avantageusement être égal au mq_o des observations d'angles ou à celui des distances. Le calcul du poids se fait à l'aide des formules :

$$P_{\alpha i} = (MQo / mq_{\alpha i})^2 \text{ pour les angles (mq}_{\alpha i} \text{ en grades)}$$

$$P_{di} = (MQo / mq_{di})^2 \text{ pour les distances (mq}_{di} \text{ en mètres)}$$

Théoriquement le poids d'une observation angulaire est proportionnelle au nombre de tours d'horizon dont elle découle. De même celui d'une observation de distance est proportionnel au nombre de mesures.

Cette théorie exclut toute erreur systématique. Pratiquement, c'est avec l'expérience que l'on détermine le mieux la précision des appareils de mesures que l'on utilise. On en déduit le poids des observations.

3.2 — Mode d'emploi du programme

1. Introduire la carte programme dans la machine, le contacteur étant sur "RUN".

2. Stocker les coordonnées approchées "X" et "Y" du point à compenser respectivement dans les registres 0 et 1 :

X STO 0 ; Y STO 1

3. Si il y a des visées de relèvement, stocker un "Vo" approché dans le registre 4 ou charger le FLAG 0 :

Vo STO 4 ou h SF 0

4. Entrer les coordonnées d'un point d'appui "i"

Xi ENT ; Y C

5. Entrer les observations et les poids relatifs au point "i"

Dans les opérations qui suivent ; **on ne fait l'opération Pi RS que si l'écart "vi" affiché est tolérable** (vi = écart entre les observations et les valeurs calculées). Ceci évite la destruction des données de compensation **des observations déjà saisies** par une donnée fausse.

Si "vi" est inacceptable, on entre l'observation corrigée ou on passe à l'observation ou au point d'appui suivant (opération 4 ou 5).

a) observation de **relèvement** s'il y en a une :

Li B inscrire sur l'imprimé l'écart "vi" affiché en grades,

Pi RS affichage de n (1)

b) observation **d'intersection** s'il y en a une :

Vi A inscrire sur l'imprimé l'écart "i" affiché en grades,

Pi RS affichage de "n" (1)

c) observation de **distance** :

Di D inscrire l'écart "vi" affiché en mètres,

Pi RS affichage de n (1)

(1) n = nombre d'observations entrées dans la compensation.

6. Aller en "4" pour traiter le point d'appui suivant.

Si toutes les observations sont traitées, appuyer sur RS.

Apparaissent successivement, signalées par un clignotement sur "HP.67" ou impression sur "HP.97" ; les valeurs compensées "MQo, Vo, mq_x, Y, mq_y".

7. Si on veut les fermetures sur chaque opération, repartir de "4" avec le 1^{er} point d'appui. Les fermetures "fi" seront affichées à la place de "vi".

8. Pour compenser un autre point aller en "2".

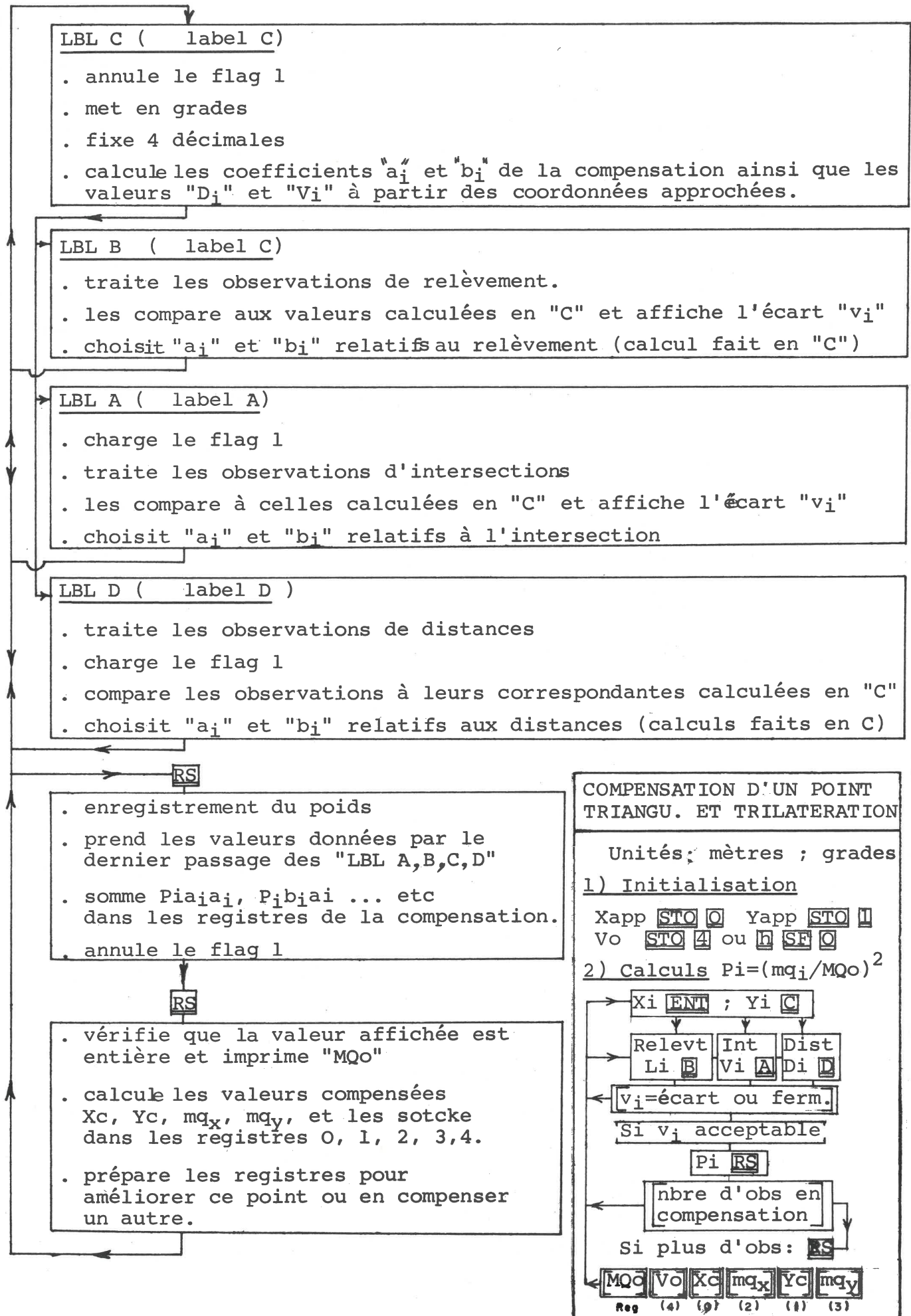
Pour rechercher ou calculer l'implantation d'un point "P" de coordonnées "Xp" et "Yp" connues, nous pouvons à tout moment faire les opérations suivantes sans perturber la compensation :

a) Xp ENT Yp C

b) O B lecture de relèvement à ± 200 grades affichée.

O A gisement NP à ± 200 grades affiché.

O D distance NP affichée (ne pas tenir compte du signe).

ORGANIGRAMME

4. Divers

Les coordonnées approchées que l'on entre dans le programme sont améliorées environ 1000 fois. Cela signifie qu'après une compensation ou un passage du programme, des coordonnées de départ fausses de 1 mètre donnent une précision de calcul de 0,001 mètre sur les résultats finaux.

Si les erreurs moyennes quadratiques calculées sont satisfaisantes, il n'est pas utile de recommencer la compensation et de calculer les fermetures "fi".

Dans le cas contraire, on recommencera la compensation en enlevant des calculs la ou les observations qui semblent hors tolérances ("fi" trop élevé).

On peut vérifier le choix de la pondération que l'on a appliquée en comparant les fermetures obtenues dans la dernière colonne du tableau à celles prévues au départ pour le calcul du poids.

$$mqp_i \text{ Prévues} = MQo / \sqrt{Pi}$$

Il y a possibilité de travailler en degrés décimaux. Pour cela, il suffit de supprimer le pas .002 du programme (GRAD). L'opérateur pourra ensuite choisir les unités qu'il désire.

De même il y a possibilité de modifier le nombre de décimales de l'affichage des angles en changeant ou en supprimant le pas n° 003 (DSP 4).

Il y a possibilité de résoudre des problèmes d'intersection, de recoupement et de relèvement par angles et distances. Pour cela, il faut connaître des coordonnées approchées du point que l'on cherche à calculer (± 100 ou 150 m si les points d'appuis sont à environ

1 km). On procède comme pour l'amélioration d'un point à la différence que, comme il n'y a pas d'observation supplémentaire, il faut :

— soit taper deux fois une même observation avec un poids égal à la moitié de sa vraie valeur ; sur une observation on introduira une valeur entachée d'une erreur négligeable (une seconde par exemple). De cette façon il y aura possibilité de compensation.

— soit incrémenter le registre du nombre d'observa-

tions en faisant l'opération $\boxed{1} \boxed{STO} \boxed{+} \boxed{9} \boxed{RS}$

avant la compensation ou $\boxed{CLEAR X} \boxed{CLEAR X}$

$\boxed{1} \boxed{RS}$ après l'apparition du message "ERROR"

lors de la compensation. Si un deuxième message

"ERROR" apparaît, il faut faire l'opération \boxed{CLEAR}

$\boxed{X} \boxed{CHS} \boxed{RS}$.

On contourne ainsi les difficultés d'une division par zéro et de la racine d'un résidu de calcul négatif.

Ces possibilités supplémentaires découlent de l'extrapolation du programme qui est en réalité prévu pour la compensation.

Il ne donne de bons résultats sur un relèvement, une intersection ou un recoupement que si le point approché introduit au départ n'est pas aberrant et que les observations se prêtent à une bonne définition du point (éviter les intersections en sifflet et le cercle critique).

(voir tableaux pages suivantes)

ABONNEMENT 1982 A LA REVUE XYZ de l'Association Française de Topographie

Pour s'abonner à cette revue, vous adressez votre demande, accompagnée du chèque de règlement, à l'adresse suivante :

**ASSOCIATION FRANÇAISE
DE TOPOGRAPHIE
"Abonnements"
39^{ter} rue Gay-Lussac
75005 PARIS**

Abonnement 1 AN (4 numéros)

- FRANCE = 250 F
- AUTRES PAYS = 300 F

Tous les membres de l'A.F.T. sont automatiquement abonnés à la revue xyz.

Les abonnements ne sont pas rétroactifs et commencent à la date du règlement.

Achat d'un seul numéro - même adresse que ci-dessus. (sous réserve de disponibilité)

- FRANCE = 70 F
- AUTRES PAYS = 80 F

Tél. : (1) 354.19.21 pte 92 mardi et vendredi de 10 h à 12 h.

En cas de changement d'adresse, nous invitons nos abonnés à bien vouloir communiquer à l'adresse ci-dessus la dernière bande accompagnée de la somme de 4,00 F en timbres-poste.

. LISTING DU PROGRAMME de COMPENSATION .

001	*LBLC	21 13	057	*LBL0	21 00	112	X#0?	16-42	159	-	-45
002	GRAD	16-23	058	STOB	35 12	113	GT08	22 08	170	RCL5	36 15
003	DSP4	-63 04	059	R+	-31	114	1	01	171	=	-24
004	CF1	16 22 01	060	STOC	35 13	115	STOE	35 15	172	STOC	35 13
005	RCL1	36 01	061	R+	-31	116	ST+9	35-55 09	173	RCL0	36 00
006	-	-45	062	STOD	35 14	117	*LBL8	21 08	174	RCL2	36 02
007	XZY	-41	063	R/S	51	118	CHS	-22	175	=	-24
008	RCL0	36 00	064	P+S	16-51	119	1/X	52	176	JX	54
009	-	-45	065	STOA	35 11	120	STOA	35 11	177	RCLB	36 12
010	XZY	-41	066	ST+6	35-55 06	121	P+S	16-51	178	RCL4	36 04
011	+P	34	067	ROLB	36 12	122	RCL7	36 07	179	x	-35
012	XZY	-41	068	X ²	53	123	X ²	53	180	RCL3	36 03
013	STO5	35 05	069	GSB4	23 04	124	GSB4	23 04	181	GSB4	23 04
014	1	01	070	RCLB	36 12	125	RCL7	36 07	182	ST-5	35-45 05
015	+R	44	071	RCLC	36 13	126	ROL8	36 08	183	CLX	-51
016	STO7	35 07	072	x	-35	127	x	-35	184	RCL5	36 05
017	XZY	-41	073	GSB4	23 04	128	GSB4	23 04	185	P+S	16-51
018	STO6	35 06	074	ROLC	36 13	129	ROL8	36 08	186	RCL9	36 09
019	ROL5	36 05	075	X ²	53	130	X ²	53	187	3	03
020	R+	16-31	076	GSB4	23 04	131	GSB4	23 04	188	-	-45
021	STO8	35 08	077	RCLB	36 12	132	ROL7	36 07	189	=	-24
022	1	01	078	ROLD	36 14	133	ROL9	36 09	190	JX	54
023	SIN	41	079	x	-35	134	x	-35	191	FRTX	-14
024	x	-35	080	GSB4	23 04	135	GSB4	23 04	192	RCLD	36 14
025	1/X	52	081	RCLC	36 13	136	RCL8	36 08	193	JX	54
026	+R	44	082	RCLD	36 14	137	RCL9	36 09	194	=	-24
027	CHS	-22	083	x	-35	138	x	-35	195	STO2	35 02
028	STO2	35 02	084	GSE4	23 04	139	GSB4	23 04	196	x	-35
029	XZY	-41	085	RCLD	36 14	140	RCL9	36 09	197	STO3	35 03
030	STO3	35 03	086	X ²	53	141	X ²	53	198	RCLC	36 13
031	R/S	51	087	GSB4	23 04	142	GSB4	23 04	199	ST-4	35-45 04
032	*LBLD	21 14	088	ISZI	16 26 46	143	ROL1	36 01	200	0	00
033	SF1	16 21 01	089	F1?	16 23 01	144	ROL2	36 02	201	STO9	35 09
034	ROL8	36 08	090	GT03	22 03	145	=	-24	202	RCLB	36 12
035	-	-45	091	RCLA	36 11	146	STOA	35 11	203	ST-1	35-45 01
036	ROL7	36 07	092	RCL5	36 15	147	RCL4	36 04	204	RCLA	36 11
037	ROL6	36 06	093	+	-55	148	x	-35	205	ST+0	35-55 00
038	GT00	22 08	094	STOE	35 15	149	ROL3	36 03	206	P+S	16-51
039	*LBLA	21 11	095	RCLB	36 12	150	-	-45	207	CLRG	16-53
040	SF1	16 21 01	096	GSB4	23 04	151	RCL0	36 00	208	P+S	16-51
041	*LBLB	21 12	097	RCLC	36 13	152	RCL1	36 01	209	RCL4	36 04
042	ROL5	36 05	098	GSB4	23 04	153	GSB4	23 04	210	PRTX	-14
043	-	-45	099	RCLD	36 14	154	STOD	35 14	211	DSP3	-63 03
044	CHS	-22	100	GSB4	23 04	155	=	-24	212	RCL0	36 00
045	F1?	16 23 01	101	*LBL3	21 03	156	STOA	35 11	213	RCL2	36 02
046	GT02	22 02	102	0	00	157	RCL1	36 01	214	RCL1	36 01
047	F0?	16 23 00	103	STOI	35 46	158	x	-35	215	RCL3	36 03
048	STO4	35 04	104	P+S	16-51	159	RCL4	36 04	216	PRST	16-14
049	CF0	16 22 00	105	1	01	160	+	-55	217	R/S	51
050	RCL4	36 04	106	ST+9	35-55 09	161	RCL2	36 02	218	*LBL4	21 04
051	-	-45	107	RCL9	36 09	162	=	-24	219	RCLA	36 11
052	*LBL2	21 02	108	CF1	16 22 01	163	STOB	35 12	220	x	-35
053	TAN	43	109	R/S	51	164	ROL8	36 08	221	ST+1	35-55 45
054	TAN-	16 43	110	NI	16 52	165	x	-35	222	-	-45
055	ROL3	36 03	111	RCL5	36 15	166	RCL7	36 07	223	ISZI	*16 26 46
056	ROL2	36 02	112	X#0?	16-42	167	GSB4	23 04	224	RTN	24
						168	RCL9	36 09			

COMPENSATION d'un Point connu par Triangulation et Trilatération

HP 67

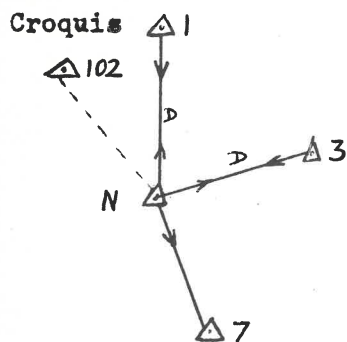
HP 97

Date :

Chantiers :

N° d'Affaire :

Calculateur :



Résultat de la compensation

$$\begin{aligned} MQ_0 &= 0.0008 \\ V_0 \approx G_0 &= -12.0997 = 387.9003 \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} X_{\text{comp}} &= 3251.631 \text{ m.} \\ m_{qx} &= \pm 0,006 \\ Y_{\text{comp}} &= 4572.761 \text{ m.} \\ m_{qy} &= \pm 0,007 \end{aligned}$$

X app = 3252.80 STO 0

$$Y_{app} = 4574.70 \quad \boxed{STO} \quad \boxed{1}$$

$V_o = G_o =$ STO 4 ou h SF 0

$$MQ_0 = \pm 0.002$$
$$P_{\alpha i} = (MQ_0/mq_{\alpha i} \text{ Grades})^2 \approx 1$$
$$P_{di} = (M_{Qo}/m_{q_{di}} m)^2 \underline{N} \quad 0.01$$

N° du point	Xi (m)	Yi	Observation	rel. int. dist	Ecart vi Grde	Poids	Ferm. fi Grd.	n°Obs.
1	3256.95	6058.62	12.3284	B	0	1	-0,0005	1
			200.2282	A	-0.0502	2	0.0000	2
			1485.83	D	1.904	0.01	-0.0004	3
3	4459.07	4778.30	101.3664	B	0.1391	1	+0.0010	4
			315.3728	A	-26.02	2		
			1224.81	D	+1.478	0.01	0.001	5
7	3569.71	3650.27	190.9623	B	+0.1630	1	-0.0006	6

IMPLANTATION du POINT 102 par ANGLE et DISTANCE à PARTIR de N

[illegible]

RENCONTRE AFT - SICOB

1^{er} octobre 1981

Exposition de matériel avec **200 personnes, 9 constructeurs** pendant **8 heures** de rencontre et 3 conférenciers : compte rendu par MM. POUPARD et EGELS (IGN), BOUCHER (IGN), COUSIN (Communauté Urbaine de LILLE)

Métrologie et informatique

par M. POUPARD
Institut Géographique National

Dans le domaine de la métrologie, comme dans bien d'autres, innovation rime avec informatique, car les développements récents proviennent principalement de l'utilisation de la technologie électronique et informatique. S'agissant d'un domaine en constante évolution et pour lequel les axes de recherche et de développement sont nombreux et variés, faire d'une manière exhaustive, le point de la situation est en quelque sorte une gageure. Cette présentation sera plus modeste et se limitera aux études, recherches et expérimentations menées par l'IGN.

D'une manière générale, cette évolution vers l'informatique s'effectue suivant deux directions principales :

- adaptation informatique des matériels et méthodes traditionnels ;
- développement de nouveaux systèmes de localisation et de mesures qui nécessitent un traitement numérique complexe d'un volume important d'informations.

C'est bien évidemment la puissance de calcul offerte par les microprocesseurs à un faible prix (80 F pour un microprocesseur à 8 bits), qui a rendu possible la réalisation de ces nouveaux systèmes. Les théodolites numériques, les reconstituteurs analytiques sont représentatifs du premier courant. Les systèmes de localisation DOPPLER, TRIDENT, ainsi que les centrales à inertie, illustrent les nouvelles possibilités de mesures, qu'offrent au géomètre, l'électronique et l'informatique.

Informatisation des méthodes et matériels traditionnels :

L'envahissante technologie informatique s'empare du "hard" comme du "soft", des matériels comme des traitements. Il peut s'agir d'une simple copie ; on réalise mieux ou moins cher les mêmes appareils, on effectue plus vite les mêmes calculs auparavant faits à la main. Mais l'assimilation informatique peut être plus poussée, en intégrant appareil et traitement, c'est le cas des théodolites numériques.

Avant d'examiner quelques exemples, quelques mots sur la tendance générale concernant l'évolution des matériels : elle se caractérise principalement par un passage de l'analogique au numérique par un remplacement des dispositifs mécaniques par des circuits électroniques. Usiner une pièce avec précision coûte très cher, surtout quand il faut presque atteindre le micron comme sur les tiges d'appareils de restitution. Tout dispositif mécanique de calcul analogique sera donc avantageusement remplacé par un microprocesseur. Le TRASTER est une brillante illustration de ce principe, les dispositifs mécaniques et optiques, qui sont l'essentiel d'un appareil de restitution sont réduits à leur plus simple expression et peuvent être usinés grossièrement, seule la qualité du système de mesure importe, les calculateurs prenant en charge la correction des défauts mécaniques comme la non-perpendicularité des mouvements x et y des clichés.

Théodolites numériques :

Avec les progrès récents rendant possible la réalisation de cercles codés de précision sous des volumes modestes, sont apparues des "stations complètes", d'encombrement comparable à celui d'un gros théodolite et permettant de mesurer angle horizontal, angle vertical et distance, de façon automatique sans faire aucune lecture. Un microprocesseur incorporé permet de calculer toute combinaison intéressante entre ces trois données. Il est évidemment prévu de le coupler à un système de stockage des données sur mémoires vives ou sur magnétophone à cassettes. Premiers maillons d'une chaîne cartographique, ils n'atteignent pas encore la précision des théodolites classiques ; ce qui explique qu'ils ne soient pas utilisés à l'Institut. Mais l'arrivée sur le marché d'appareil du type du VECTRON II KEUFFEL et ESSER qui permettent des lectures avec une précision de l'ordre de 2 décimilligrades est de nature à modifier notre attitude. Ils ne permettent cependant pas la répétabilité des lectures par rotation du limbe et le prétraitement n'est pas encore programmable à volonté ; ce qui est

assez gênant du point de vue de la souplesse d'emploi.

Gyrothéodolite :

L'appareil est muni d'un gyroscope, dont l'axe oscille autour du méridien. Il est donc nécessaire d'observer ce mouvement pendant une durée de l'ordre d'une période (7 minutes) pour déterminer le centre des oscillations, et par là le NORD.

Les appareils actuellement commercialisés sont de trois types :

- les premiers purement mécaniques et optiques, mis à part le système d'asservissement du moteur du gyroscope.

- les seconds, automatiques, suppléent l'œil humain et les calculs manuels par des circuits électroniques utilisant des principes simples de comptage.

- les derniers intègrent un microprocesseur ; ce qui permet, en utilisant des algorithmes plus rigoureux, d'améliorer notablement la précision des résultats, comme le montre le tableau donnant la précision obtenue en fonction de la durée d'observation :

Précision	0,01 G	0,003 G	0,001 G
Appareil			
Manuel			
MOM WILD GAK 1	20 minutes	2 heures	inaccessible
Automatique			
SFTM GYMO	7 minutes	20 minutes	2 heures
Informatique			
GG1 GYROMAT	90 secondes	7 minutes	20 minutes

Expérimentalement, le traitement en différé des observations d'un appareil manuel, le WILD GAK 1, notamment l'ajustement d'une courbe sinusoïdale par moindres carrés, a été étudié à l'IGN. Il améliore sensiblement la précision, puisque des déterminations meilleures que 30 décimilligrades ont été faites avec un appareil donné pour le centigrade. Avec la précision atteinte par les gyrothéodolites modernes, leur utilisation pour des travaux géodésiques peut s'envisager principalement pour réorienter des polygones comme l'atteste un essai mené à l'IGN sur une polygone fermée de 4^e ordre, comportant 13 côtés de 3 à 5 km, dont tous les sommets ont été réorientés. Par rapport aux coordonnées géodésiques,

2 — Gyro-théodolite MOM



1 — Gyro-théodolite WILD GAK-1

qui ont servi d'étalon — il s'agissait d'un bloc du programme 80 — la polygone géodésique présente un ventre de 12 cm, la réorientation avec le GAK 1 a réduit cet écart à 3. Néanmoins, leur prix élevé (200 000 F) reste un obstacle de taille à leur diffusion.

En ce qui concerne les traitements, il est plus difficile de distinguer une tendance générale. C'est un développement tout azimut, auquel on assiste. Toute la gamme des systèmes de traitements est sollicitée, de la calculette programmable à l'ordinateur de grande puissance, la télétransmission des données, dont un essai est actuellement en cours, réalisant la synthèse entre ces deux types d'informatique.

Calcul du nivellement en temps réel :

L'Institut, s'inspirant des réalisations d'autres organismes, a mis au point un équipement permettant d'effectuer le nivellement en voiture. Plus rapide dans certaines conditions, plus précise, plus confortable pour les opérateurs, cette solution a en outre l'avantage de pouvoir transporter un calculateur, un HP 41 C qui effectue les contrôles (contrôle de marche, écart entre les deux nivellements) et les calculs, signalant au besoin à l'opérateur la nécessité d'une reprise quelques secondes après la dernière observation de la station. Il est également possible d'utiliser un SHARP PC 1211, qui est connectable à un magnétophone, permettant ainsi la mémorisation en séquentiel des observations. C'est le conducteur du véhicule, qui introduit les lectures, que lui communique, par un système d'interphone, l'opérateur installé sur la plate forme d'observation. Il serait bien sûr souhaitable d'éviter cet intermédiaire vocal et manuel, mais on ne voit pas comment coder les lectures sur les mires ! Ce raccourci serait par contre envisageable en nivellement trigonométrique avec un théodolite numérique.

Le nivellement du Boulevard périphérique donne une idée de la précision atteinte par cette méthode ; l'écart de fermeture ne dépassait pas 3 mm pour 30 km et les écarts en trois points de contrôle sont tous inférieurs à 3 mm. La qualité du niveau (NI 002 de ZEISS), le poids du trépied et des crapauds, la hauteur d'observation sont les principaux facteurs d'amélioration de la qualité des observations.

Les calculs de nivellement n'exigent pas une grande puissance de calcul, ni une mémoire importante, car ils sont cumulatifs. L'introduction de l'informatique n'a donc pas changé les méthodes de calcul, mais, en effectuant simultanément les observations et les traitements et en supprimant aussi des

intermédiaires, elle augmente la fiabilité de la méthode et diminue les délais d'obtention des résultats.



A — Nivellement motorisé sur le périphérique



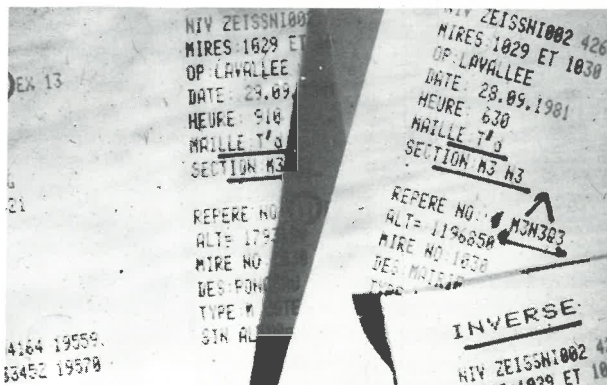
B — Véhicule d'observation



C — Véhicule porte-mire



D — Introduction des observations (HP41C)



E — Edition des résultats sur l'imprimante

Aérotriangulation de précision :

A l'autre extrémité de l'échelle de puissance, les gros ordinateurs rendent possibles des calculs par ajustement d'ensemble d'un nombre important d'inconnus, c'est le cas de la compensation d'un réseau géodésique ou de l'aérotriangulation de bloc de grande dimension. Leur emploi permet aussi d'appliquer des modèles mathématiques plus rigoureux, des systématismes, qui passaient auparavant inaperçus, sont mis en évidence et éliminés. La qualité des résultats en est d'autant améliorée. Le chantier test de MODANE sur la voie d'accès au Tunnel du FREJUS montre ce que la conjonction d'un modèle mathématique rigoureux et la prise en compte des systématismes peut apporter.

La méthode employée est très connue, puisqu'il s'agit d'une aérotriangulation prébalisée à partir d'une prise de vues au 1/2 500^e à fort recouvrement (90 %). Les points d'appui, au nombre d'une dizaine ont été déterminés par microtriangulation de précision, avec une tolérance inférieure au centimètre. Sur une zone de 2 500 mètres par 500 mètres, des tests statistiques et des contrôles directs — déplacements de cibles effectués par la DDE — ont prouvé que la précision de détermination obtenue par cette méthode s'exprimait par une tolérance planimétrique inférieure au centimètre (8 millimètres exactement) et légèrement supérieure, 12 millimètres en altimétrie en faisant abstraction des erreurs de positionnement des points d'appui.

Cette précision est quatre à cinq fois meilleure que celle que donnent les méthodes usuelles d'aérotriangulation.

Sur ce chantier, la photogrammétrie analytique a atteint la précision de la microtriangulation, c'est une conclusion qui mérite d'être soulignée et dont les

auteurs du projet ont été les premiers surpris. La qualité de ces résultats n'est pas à porter au seul crédit du programme de calcul ; le prébalisage d'une centaine de points de liaison, le fort recouvrement, la précision du mono-comparateur PK 1, y ont également largement contribué.

Un ordinateur de la taille de l'IRIS 80 pourrait inverser en mémoire centrale, la matrice normale d'un système comportant une centaine de points, mais cela n'irait pas sans de sérieuses contraintes d'utilisation puisqu'une grande part des ressources de l'ordinateur, qui fonctionne habituellement en multiprogrammation, devrait être sollicitée. Pour s'affranchir de cette contrainte et de la limite d'une centaine de points, un programme d'inversion de matières "creuses", c'est-à-dire comportant de nombreux zéros, a été mis au point par M. de MASSON d'AUTUME.

Télétransmissions des données :

Il est tentant de bénéficier à la fois de la souplesse d'utilisation des micro-ordinateurs et de la puissance de calcul des gros ordinateurs. Les premiers prenant en charge un prétraitement effectuant des contrôles simples de validité et de fermeture, les seconds s'acquittant du calcul final, quand il est trop complexe ou quand il implique des fichiers de taille importante. Dans cet esprit, un essai de télétransmission des données est en cours dans une brigade de géodésie en FRANCE. La transmission n'a pas lieu en temps réel, sur le point stationné et ne concerne pas l'ensemble des observations (les tours d'horizon). Cette manière de procéder ne sera concevable qu'avec des appareils à sortie numérique et avec des liaisons radio ; elle pourra être envisagée dans un deuxième temps. Pour le moment les moyennes des tours d'horizon sont transmises avec une périodicité de quelques jours en utilisant le réseau commuté, c'est-à-dire une simple ligne téléphonique. Un logiciel d'accueil, dont l'étude reste à faire, déterminera, au fur et à mesure de l'avancement du chantier, les blocs de point calculables, les déterminera à partir d'un fichier de points d'ordre supérieur et signalera les résidus importants. On en attend, bien sûr, une détection rapide des erreurs, toujours plus faciles à repérer, quand les équipes sont encore sur le terrain et des résultats disponibles dès la fin des travaux de terrain. Cette expérience n'en est qu'à ses débuts et il est trop tôt pour tirer des conclusions.

Méthodes modernes de positionnement :

Si elles apportent un peu plus de souplesse, de fiabilité et de précision, les utilisations de l'informatique, qui ont été présentées ne changent pas fondamentalement la méthodologie métrologique. Il n'en est pas de même des systèmes de localisation, qui pourraient dans un avenir qui n'est quand même pas proche, bouleverser le travail du géomètre.

Pour l'essentiel, la géodésie et la topométrie classiques utilisent des propriétés simples de la propagation des ondes lumineuses et électromagnétiques, trajectoire rectiligne et vitesse constante en première approximation. Le développement des microprocesseurs a ouvert de nouvelles perspectives en permettant l'utilisation de phénomènes physiques, qui s'expriment par des équations plus complexes, notamment, intégrales ; effet DOPPLER, principes inertiels.

Géodésie DOPPLER :

En mesurant l'intégrale entre deux instants, t_1 et t_2 , du décalage de fréquence provoqué par le déplacement radial d'un satellite émettant une onde de fréquence donnée, on positionne le point de réception sur un hyperboloïde de révolution d'axe $S_1 S_2$. S_1 et S_2 étant les positions supposées connues du satellite aux instants t_1 et t_2 . Il suffit de multiplier les observations pour déterminer les coordonnées du point de station dans le système de référence choisie pour exprimer la trajectoire du satellite émetteur. Suivant la précision requise (de 5 mètres à 1 mètre), les observations durent de 3 à 11 jours et plusieurs méthodes de calcul existent, sur lesquelles nous n'insisterons pas.

La principale utilisation de ces méthodes DOPPLER est d'ordre géodésique. Les points DOPPLER permettent de raccorder des réseaux géodésiques établis par des méthodes classiques (géométriques et astronomiques) sur des ellipsoïdes différents. Judicieusement répartis, ils peuvent également servir de points d'appui (réorientation, remise à l'échelle) d'un réseau géodésique.

Centrale à inertie :

Il existe plusieurs principes de fonctionnement pour ces ensembles de mesures très complexes comportant des gyroscopes et des accéléromètres. Deux ou trois gyroscopes matérialisent un référentiel invariant dans un repère galiléen, par rapport auquel la terre est donc mobile. Une autre solution également adoptée revient à matérialiser le trièdre local classique (NORD, EST, Verticale). Dans ce dernier cas, il faut, bien entendu, tenir compte de la rotation terrestre et du déplacement du véhicule porteur — ce qui implique nécessairement un processus de calcul itératif, parce que l'on est sensé connaître la solution ! — et contraindre les gyroscopes en leur appliquant des couples appropriés. Des accéléromètres mesurent en continu les accélérations dans les trois directions, il suffit d'intégrer deux fois ces variables pour obtenir les coordonnées dans le repère choisi puisque les conditions aux limites (vitesse nulle, position de départ corp déterminent complètement la solution.

Sans entrer dans le détail des calculs, il est évident que seule l'utilisation de microprocesseurs permet de les effectuer en temps réel d'autant qu'il est parfois nécessaire d'avoir recours à un processus itératif.

L'utilisation des centrales actuelles comporte de sérieuses contraintes : alignement au départ et à l'arrivée, c'est-à-dire, orientation des gyroscopes, et surtout réalisation de points fixes (accélération et vitesse nulles) toutes les quatre minutes.

Néanmoins, les Canadiens l'utilisent couramment pour ce qu'ils qualifient de géodésie de 2^e ordre, mais que l'on appellerait en FRANCE des travaux de stéréopréparation. Sur un cheminement en aller et retour d'une vingtaine de kilomètres, la précision obtenue est de l'ordre de 50 m. Ces méthodes de géodésie inertielle semblent donc être particulièrement prometteuses cependant l'utilisation par le géomètre de tels systèmes, pour des mesures topométriques est encore un scénario de science-fiction, étant donné les progrès qui restent à faire en ce qui concerne la précision.

Techniques spatiales et applications topographiques

par C. BOUCHER
Institut Géographique National

1) INTRODUCTION

Le titre de la conférence "Techniques spatiales et applications topographiques" nécessite de faire quelques commentaires sur les deux éléments du thème de la conférence.

1-1) Les techniques spatiales

Sous l'application "Techniques spatiales", il faut entendre la prise en compte de systèmes qui possèdent une composante spatiale, ou, comme l'appellent les spécialistes, un segment spatial.

A ce niveau, il faut préciser que "spatial" signifie l'extérieur de l'environnement immédiat de la Terre, c'est-à-dire plus ou moins à partir de la stratosphère.

Lorsque l'on considère un système qui possède un segment spatial, un certain nombre de caractéristiques peuvent alors être évoquées :

— **Les instruments** mis en œuvre.

Ces instruments peuvent être de rôles divers : mesure, transmission de l'information, propulsion du véhicule...

— La définition et l'analyse des sous-systèmes ou **segments**.

En dehors du segment spatial déjà mentionné, il faut aussi citer le segment sol, lui-même divisé en segments de contrôle et segments utilisateurs.

— Fonctions et usages du système.

— État de développement du système : un système peut être soit un simple projet, soit un système effectivement réalisé à titre expérimental, soit enfin un système opérationnel.

1-2) Les applications topographiques

Par applications topographiques, nous désignons les applications qui font appel aux diverses techniques des sciences géodésiques : géodésie, photogrammétrie, télédétection, cartographie...

Dans ce cas, il faut essentiellement identifier un certain nombre de fonctions utiles dans le cadre de ces applications :

- Positionnement (planimétrique, altimétrique ou tridimensionnel).
- Synchronisation.
- Imagerie (dans diverses longueurs d'ondes).
- Collecte et transmission des données.
- Détermination du champ de potentiel (utilisable lui-même pour les calculs d'orbite et la détermination du géoïde).

Nous allons maintenant envisager notre exposé selon une double présentation :

- d'une part, un inventaire des instruments, en illustrant celui-ci d'exemples tirés de la géodésie spatiale,
- d'autre part, en présentant un certain nombre de systèmes opérationnels (TRANSIT, GPS, SPOT, ARGOS).

2) LES INSTRUMENTS DE GÉODÉSIE SPATIALE

Le tableau I présente un panorama synthétique des instruments de géodésie spatiale.

Les progrès réalisés dans ce domaine permettent d'espérer dans les années à venir :

- qu'un système de référence terrestre sera défini à une précision de 1 centimètre,
- qu'un géoïde mondial sera défini à 10 centimètres près.

3) QUELQUES EXEMPLES DE SYSTÈMES OPÉRATIONNELS

3-1) Le système TRANSIT

Le système Transit est un système opérationnel de navigation du Département de la Défense des États-Unis d'Amérique. Il existe depuis 1964 et devrait être prolongé jusqu'en 1995, date à laquelle il serait remplacé par le système NAVSTAR GPS.

Il comporte en permanence environ 6 satellites en orbite polaire autour de la Terre.

Le principe de mesure lié à ce système est celui de l'effet Doppler d'une porteuse radio-électrique émise par chacun des satellites.

Le système ayant déjà fait de nombreuses présentations, notamment à l'AFT, nous prions le lecteur de se reporter à ce document.

Nous rappelons néanmoins que ce système est utilisé d'une façon très fréquente par la navigation maritime, la synchronisation et la géodésie. Dans ce dernier domaine, la précision en position obtenue varie de 5 mètres à 0,5 m (1 G) en fonction de la méthode utilisée.

3-2) Le système NAVSTAR GPS

C'est un système de navigation sur satellite qui offre des informations de positions et de vitesses tridimensionnelles extrêmement précises. Le programme général est l'œuvre du Département de la Défense Américaine, sous la direction de l'U.S. Air Force. Le développement du projet comporte 3 grandes phases :

- validation du concept (1974-1979)
- validation du système (1979-1983)
- mise en place du système opérationnel (1983-1987).

Dans sa phase opérationnelle, la configuration comportera un ensemble de 18 satellites en orbite quasi circulaire, de période de 12 heures. Les satellites émettront deux ondes porteuses dans la bande L, appelées respectivement L1 (1575, 42 MHz) et L2 (1227, 6 MHz). Ces deux fréquences seront modulées par deux séquences pseudo aléatoires, une de précision codée P, et une seconde moins précise, codée C/A.

Ce système n'est donc pas opérationnel à l'heure actuelle, mais un certain nombre de travaux préliminaires ont été réalisés, aussi bien au niveau de simulations qu'au niveau de premières mesures réelles utilisant une constellation provisoire de 6 satellites. Le positionnement géocentrique absolu est assuré au bout de quelques minutes, avec une précision d'environ 10 mètres, quelle que soit la dynamique du récepteur. Ceci est absolument remarquable et répond complètement aux objectifs de navigation de ce système.

Par ailleurs, les organismes cartographiques et géodésiques américains se sont intéressés afin d'étudier les possibilités d'utilisation de ce système, selon

des méthodes différentes qui pourraient donner une précision différentielle meilleure. En effet, l'utilisation normale de ce système, telle qu'elle est envisagée en navigation, consiste à mesurer une distance satellite-récepteur, en mesurant le temps de propagation de groupe de l'onde émise par corrélation au sein du récepteur, de l'onde modulée reçue, avec une onde semblable générée par le récepteur. La loi d'émission étant rapportée à une échelle de temps ultra précise au niveau des satellites, la datation de la mesure au sein du récepteur permet alors de déterminer le temps de propagation, et donc la distance, ou plus exactement la pseudo distance, étant donné qu'une inconnue de synchronisation du récepteur doit être systématiquement introduite. La mesure simultanée ou quasi simultanée sur trois satellites au moins permet alors de se relever dans l'espace et de déterminer ainsi la position d'une façon quasi simultanée. D'autres types de mesures sont envisageables :

- d'une part, lorsque la fréquence reçue est asservie, on peut retirer le code de modulation en générant un code semblable déphasé d'une demi-tour, et ainsi obtenir une porteuse pure que l'on mélange avec une fréquence proche, de façon à obtenir une fréquence de battement affectée uniquement de l'effet Doppler, dû au mouvement relatif entre le satellite et le récepteur. On peut ainsi effectuer une mesure Doppler semblable à celle du satellite Transit,

- une autre possibilité est de mesurer directement la phase du signal reçu en deux stations ; la différence des phases entre les deux récepteurs permet alors d'obtenir une équation qui fait intervenir la différence de distance entre un satellite et deux stations. On peut également combiner cela avec plusieurs satellites sous une forme de mesures doublement différentielles.

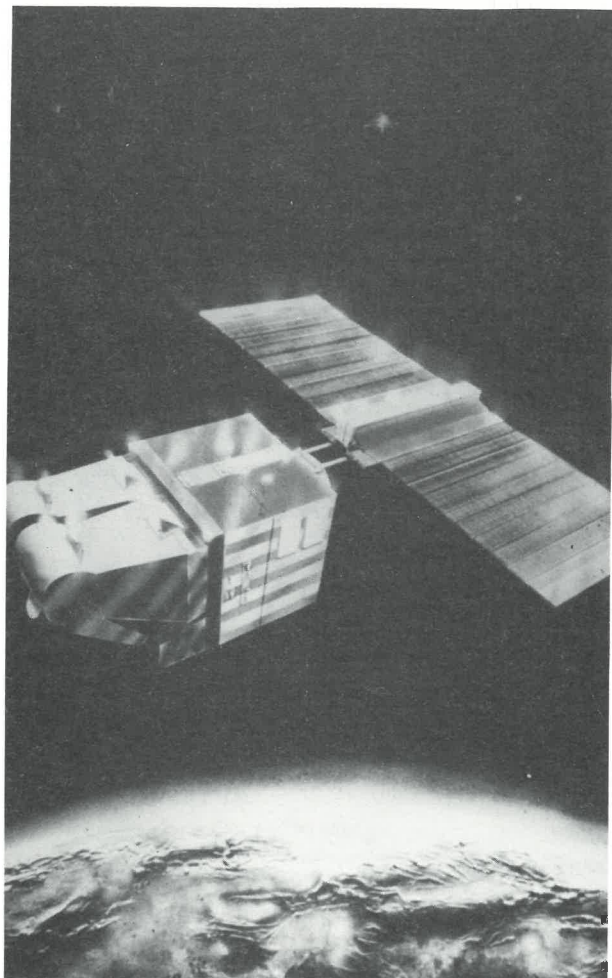
- une autre possibilité, qui apporte des équations semblables aux précédentes, consiste à enregistrer sur bande vidéo le signal reçu en deux stations, et ensuite corréler les deux signaux, selon la méthode utilisée dans le traitement des mesures des émissions de radio-sources (interférométrie à longue base ou VLBI).

Toutes ces méthodes sont à l'heure actuelle largement étudiées au niveau des simulations ; elles montrent toutes des performances à peu près voisines qui peuvent se résumer ainsi :

- position absolue à un mètre près, avec environ une journée d'observation
- position relative à un centimètre près pour des distances n'excédant pas 200 kilomètres.

Ce système est donc potentiellement un outil remarquable pour le géodésien et risque d'apporter une révolution véritable dans les techniques de travail. Malheureusement, il est à l'heure actuelle soumis à un certain nombre de restrictions, notamment de classification militaire, de sorte que les possibilités réelles d'utilisation de ce système par un organisme civil non américain restent une question tout à fait ouverte.

Néanmoins, ce système montre que la technologie est là pour réaliser de telles performances, et devrait être certainement un encouragement pour les organismes spatiaux et cartographiques des pays de monde entier.



3-3) Le système SPOT

Le système Spot est un ensemble de satellites de télédétection développé par la France. Le premier satellite Spot 1 est prévu en 1984, et suivi quelque temps après par Spot 2.

Chaque satellite est équipé de deux instruments HRV (Haute Résolution Visible) et d'un ensemble d'enregistrements de données sur bande magnétique et de transmission vers le sol. La résolution est de 20 mètres en mode multibandes et de 10 mètres en mode bichromatique. L'utilisation simultanée de la trajectoire et des possibilités de visées, soit verticales, soit latérales, permet une exploitation des clichés en mode stéréoscopique.

Il faut signaler par ailleurs qu'un projet est à l'étude (POSEIDON) pour équiper Spot 2 d'un altimètre radar et d'un système de positionnement de haute précision (10 centimètres en géométrie relative). Ce système apportera certainement des améliorations considérables dans le domaine de la cartographie spatiale, ainsi que dans le domaine géodésique.

3-4) Le système ARGOS

Le système Argos est un système de localisation et de collecte de données qui permet de localiser des plates-formes fixes ou mobiles et de collecter sur toute la surface du globe les informations qu'elles émettent. Ce système est le fruit de la coopération entre le CNES, la NASA et la NOAA.

Le CNES, qui bénéficie dans cette entreprise de l'expérience acquise avec le satellite EOLE (1970-1974), est maître d'œuvre du système Argos pour la conception, la réalisation et l'exploitation.

Les équipements Argos sont embarqués à bord du satellite TIROS-N et de chacun des sept suivants baptisés NOAA-A à G qui seront lancés de façon à en maintenir deux simultanément en fonctionnement.

Un service continu pourra ainsi être assuré jusqu'en 1985 au moins.

Tout particulièrement destiné aux applications ayant trait aux données de l'environnement (météorologie, océanologie, hydrologie, écologie, télédétection des ressources terrestres), le système Argos offre un outil neuf à caractéristiques souvent uniques.

<i>Techniques</i>	<i>Systèmes à utiliser</i>
Point astronomique	HIPPARCOS
Astrométrie spatiale	
VLBI	ERIC
Laser sur satellite	LAGEOS, STARLETTE
Laser inversé	
Laser Lune	
Altimètre radar	GEOS 3, SEASAT, SPOT
Radio sol-satellite	TRANSIT, GPS ...
Accélérométrie, gradiométrie	CACTUS, GRADIO
Magnétométrie	MAGSAT
....	

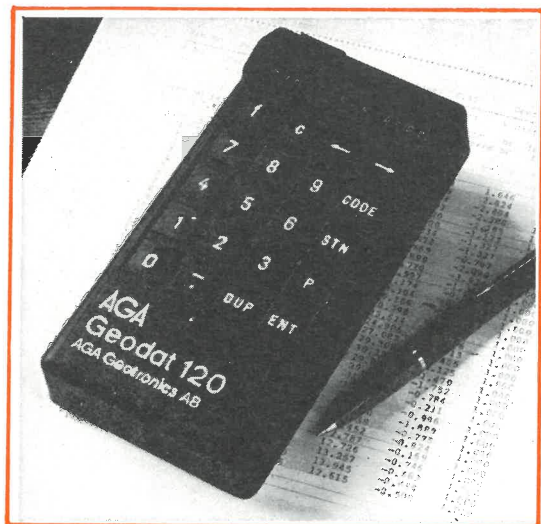
NOUVEAU

POUR UN INVESTISSEMENT RENTABLE ET COMPETITIF

Voici la nouvelle gamme AGA

Le plus grand choix de distancemètres électroniques adaptés à chaque besoin.

Un instrument unique de saisie de données sur le terrain.



Géodat® 120

Le Géodat 120 permet **d'enregistrer les données du levé de terrain** dans une mémoire à semi-conducteurs.

Par rapport aux systèmes à cassettes ou à bandes perforées, l'avantage est qu'il n'y a pas de pièces en mouvement et donc moins de risques d'incident.

La capacité du Géodat 120 est 32 K, **soit 700 à 1 000 points levés**. Le Géodat 120 est couplable aux géodimètre AGA 120 et 112.

Une copie de l'enregistrement peut être faite sur cassette.

On peut l'utiliser aussi avec d'autres équipements, il suffit d'enregistrer au clavier les données de terrain. **L'accès dans la mémoire est immédiat et on peut rechercher, visualiser, corriger, effacer des données enregistrées.**

L'écran du Géodat indique à l'opérateur les données à introduire (ou introduites).

- **Traitement sur les calculateurs** HP, Wang, Tektronix, Canon, Olivetti, Micral, ordinateurs IBM, PDP... via l'interface V 24/RS 232. Plus de temps perdu à introduire au bureau les données dans le calculateur. Couplable aussi à des modems, et coupleurs acoustiques pour lignes téléphoniques.
- **Plus de problèmes sur le terrain :** pluie, froid, erreurs d'écriture...

Petit, léger, pratique

Peu encombrant

C'est un véritable carnet électronique de terrain.

AGA GEOTRONICS S.A.R.L.
12, avenue du 8 Mai 1945 - 95200 SARCELLES
Tél. : 990.45.98 - Télex AGAGEOM 695740 F

AGA GEOTRONICS S.A.R.L.
12, avenue du 8 Mai 1945 - 95200 SARCELLES
Tél. : 990.45.98 - Télex AGAGEOM 695740 F

Je désire recevoir votre documentation G 120

NOM _____

PROFESSION _____

ADRESSE _____

_____ TELEPHONE _____

NOUVEAU

POUR UN INVESTISSEMENT RENTABLE ET COMPETITIF

Voici la nouvelle gamme AGA

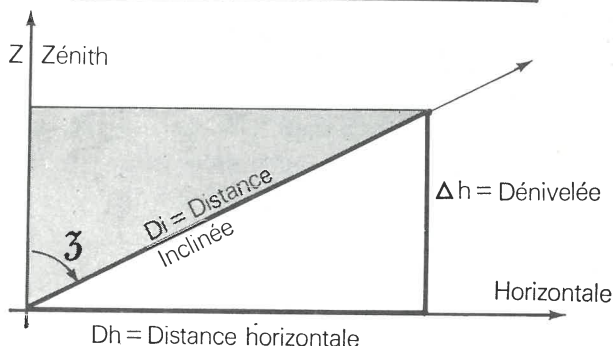
Le plus grand choix de distancemètres électroniques adaptés à chaque besoin.

Un instrument unique de saisie de données sur le terrain.



Géodimètre® AGA M 120

C'est un véritable autoréducteur.



Le pendule électronique de l'appareil mesure l'angle vertical. Le M.120 calcule et **affiche la dénivelée et la distance horizontale instantanée**. Le M 120 affiche aussi l'angle vertical.

Plus besoin de lire et d'introduire un angle vertical au clavier d'une calculatrice. La mesure en tracking est instantanée : 0,4 seconde.

Montable sur la plupart des théodolites

Portée : sur 1 prisme : 1 200 m, sur 3 prismes : 2 300 m.

Connexion prévue pour branchement sur l'enregistreur AGA Géodat 120 à mémoire électronique. D'où calcul, traitement, report automatiques.

Implantations : distance horizontale instantanée. Donc gain de temps énorme.

Levés de plans : les éléments du report Dh et Δh sont affichés directement ou enregistrés dans le Géodat. **On a sensiblement le même service qu'avec un appareil intégré pour un coût bien moins élevé.**

AGA GEOTRONICS S.A.R.L.
12, avenue du 8 Mai 1945 - 95200 SARCELLES
Tél. : 990.45.98 - Télex AGAGEOM 695740 F

Je désire recevoir votre documentation M 120

NOM _____

PROFESSION _____

ADRESSE _____

_____ TELEPHONE _____

Idéal pour :

- vos implantations.
- vos levés et calculs, reports automatiques

AGA GEOTRONICS S.A.R.L.
12, avenue du 8 Mai 1945 - 95200 SARCELLES
Tél. : 990.45.98 - Télex AGAGEOM 695740 F

Repérage topométrique

par G. COUSIN
Ingénieur ESGT

1) PRÉSENTATION DU PROBLÈME

De nombreuses activités humaines conduisent à repérer la position géographique de points caractéristiques d'éléments existants ou à créer.

Depuis que le problème existe, différentes solutions plus ou moins complètes et satisfaisantes ont été imaginées en fonction des éléments à repérer, des buts poursuivis, mais aussi et surtout des moyens techniques, financiers... disponibles :

- simple repérage en mode relatif, par croquis figuratif coté par exemple ;
- repérage en mode absolu dans un système de projection cartographique national.

Lorsqu'on connaît les multiples avantages offerts par cette dernière méthode, on peut s'étonner qu'elle n'ait pas, jusqu'alors, connu un essor plus grand. Pour tenter de comprendre cette situation il faut :

- d'abord constater qu'un repérage nécessite, quelle que soit la manière de procéder, la réunion d'essentiellement trois types de moyens concernant,
 - 1° - les points servant d'appui aux mesures,
 - 2° - la réalisation de ces mesures, et enfin,
 - 3° - leur traitement, leur gestion, leur exploitation...
- ensuite examiner la situation passée et l'évolution dans ce domaine.

~ En simplifiant, on peut dire que la technique topométrique a longtemps été tributaire :

- d'appareils de mesures peu précis, pratiques et productifs, qui nécessitaient des interventions humaines aux divers stades du processus opératoire ;
- de moyens de calcul limités — en performances comme en nombre — qui les faisaient réserver prioritairement aux opérations principales telles que : triangulations, polygonations.

Le repérage en mode absolu apparaissait alors comme l'apanage de quelques spécialistes — principalement concernés par les grands programmes car-

tographiques — et les informations produites dans ce cadre étaient presque exclusivement gérées, sous forme graphique, sur support papier (cartes, plans).

Parallèlement, par manque de moyens matériels, de personnel qualifié, etc. de nombreux repérages étaient pratiqués par des méthodes plus sommaires que seuls rendaient supportables : un volume d'équipements, un rythme de travaux... sans commune mesure avec ce qu'ils sont devenus aujourd'hui. Les besoins en canevas d'appui, ne concernant qu'un nombre restreint de techniciens, étaient de ce fait assez peu ressentis.

L'évolution des techniques topométriques, en forte accélération depuis un peu plus d'une décennie, s'est principalement faite :

- **pour les mesures**, dans le sens,
 - d'une automatisation de leur réalisation (distances, angles...) accompagnée d'une intégration progressive, aux appareils, de moyens de calcul (mesures médiate, écarts de contrôle...) et,
 - d'une saisie — par encodage manuel ou automatique — sur des supports permettant une relecture directe en entrée de systèmes de traitement ;
- **pour le traitement, la gestion et l'exploitation des repérages**, dans le cadre de la révolution informatique dont les récents développements dans le domaine graphique (particulièrement motivés par une très forte demande industrielle : conception assistée par ordinateur...) permettent dès à présent de résoudre — dans des conditions de confort, de souplesse, de sécurité... jamais atteintes, et pourtant constamment améliorées — tous les problèmes de la profession.

Une des caractéristiques fondamentales de cette évolution est — pour ce qui concerne notre sujet — de permettre d'ôter au plan son rôle de support d'informations pour ne lui laisser que celui de moyen privilégié de visualisation, adaptable, par des procédures automatisées, aux besoins précis des différents utilisateurs.

Elle pose en contrepartie, avec plus d'accuité qu'autrefois, le besoin d'une définition des repérages dans un même système de coordonnées qui ne peut que favoriser la généralisation du rattachement à un canevas unique.

Dans le même temps, la densité croissante d'occupation du sol et du sous-sol due à l'urbanisation galopante, à l'évolution de la notion d'équipement ; l'aggravation des risques de dégâts aux ouvrages en place et de leurs conséquences ; le renchérissement des valeurs foncières... ont amené un besoin accru de repérages fiables qui s'avère de plus en plus difficile à satisfaire : rapidité des interventions, des modifications apportées à l'environnement visible, etc.

Le recours encore trop limité au repérage en mode absolu — alors que toutes les conditions de son développement semblent réunies — ne peut, dès lors, plus guère s'expliquer que par l'inadaptation des canevas d'appui (constituant un maillon indispensable de la chaîne d'informations localisées partant du terrain et permettant d'y retourner : recherches, implantations...) qui n'ont pas suivi l'évolution générale des matériels et techniques topométriques.

2) LES CANEVAS D'APPUI : MODES DE MATÉRIALISATION

La définition d'un point d'appui, dont seront déterminées les coordonnées, nécessite un support matériel pouvant, selon les cas :

- être choisi parmi les composants de notre environnement physique (détail d'architecture affleurant de réseau...) ou mis en place, et éventuellement fabriqué, spécialement (piquet, broche, clou, spit, borne, pilier d'observation à centrage forcé, repère sous bouche à clé, plaquette cible collée, goujon scellé, etc.) ;

- être situé au sol ou sur une superstructure (fixation en terrasse ou murale sur un immeuble, un ouvrage d'art...), le choix de l'emplacement résultant de considérations particulières à la détermination et à la conservation du point ou au contraire à son utilisation directe ultérieure ;

- autoriser le stationnement d'un appareil, la mise à l'aplomb d'un prisme rétrodirecteur... ou imposer leur excentrement (matérialisations murales) ;

- nécessiter pour sa recherche, son identification géométrique et matriculaires, une documentation plus ou moins élaborée comportant : croquis de repérage coté, fiche signalétique avec dessin en élévation ou photo du point, etc.

La valeur d'usage et les inconvénients d'une matérialisation s'apprécieront donc principalement en fonction :

- du degré de difficulté de mise en place et de détermination des points. D'établissement, de tenue à jour, de reproduction et de diffusion de la documentation ;

- de sa pérennité ; conception, matériau, implantation... définissant : la résistance aux agressions naturelles — l'exposition aux risques découlant des activités humaines (enlèvement, détérioration, recouvrement lors de travaux...) ;

- de sa stabilité spatiale résultant des conditions de

rattachement au sol : direct, dans des zones éventuellement sujettes à mouvements (ripages de chaussées provoqués par la circulation automobile...) — ou par l'intermédiaire de structures bien assises ;

- des besoins de surveillance et de maintenance suscités ou non par : les risques évoqués ci-dessus — les possibilités de contrôle offertes par cette matérialisation ou par la documentation afin de sécuriser l'utilisateur ;

- de sa simplicité, de sa rapidité et de son économie d'emploi (recherche et identification des points — accessibilité et visibilité — facilité de rattachement des mesures avec une précision suffisante...) : qui dépendront, outre ce qui précède, de la densité d'équipement du territoire, définie — en fonction de la durée d'amortissement technique plausible — comme un optimum entre l'investissement initial à consentir (*) et les économies de fonctionnement à en attendre (maintenance, rattachements, dégâts évités...).

(*) **Remarque** : cet investissement initial n'est pas directement proportionnel au nombre de points du canevas du fait de certains postes de dépenses peu influencés tels que polygonations, cheminements de nivellement...

Les matérialisations actuelles (cf. supra) ayant, à l'usage, montré leurs limites, nous présenterons maintenant une solution nouvelle étudiée en vue d'adapter les canevas à l'évolution générale des besoins et des techniques de repérage topométrique.

3) LE DISPOSITIF DE REPÉRAGE TOPOMÉTRIQUE ÉTUDIÉ

L'ensemble se compose d'un boîtier (d'aspect et de taille — 140 × 100 × 30 mm — semblables à ceux d'une plaque d'adressage postal : N° de voirie) se fixant par deux vis sur tout support sensiblement vertical (immeuble, ouvrage d'art...), auquel peuvent être adaptés, par l'intermédiaire d'un accessoire amovible — divers matériels complémentaires des instruments de mesures topométriques (prisme, mire...).

3.1 — Le boîtier. Il comprend principalement un couvercle et un socle, verrouillables par une fermeture rustique et sûre (charnière protégée et serrure ouvrant à clé), empêchant tout accès intempestif aux organes internes.

Le couvercle comporte :

- **sur sa face externe** : quatre marques discrètes identifiant le point déterminé planimétriquement et altimétriquement (canevas fusionnés), et ;

- un numéro d'immatriculation (externe), renseignant sur l'adresse de pose du boîtier (N° de voirie de l'immeuble support...), composé de un à quatre caractères rivetables en des positions prédéfinies assurant leur répartition harmonieuse (trous de fixation amorcés au dos du couvercle) ;

- **sur sa face interne** : des logements pour supports d'informations, type "badges embossables", renseignant sur : — le point repéré (extrait du répertoire), — des objets se rapportant au support (branchements d'immeuble) ou situés à proximité (organes de manœuvre de réseaux...) et repérés, en mode relatif, par rapport au boîtier et à son support.



Repère fermé

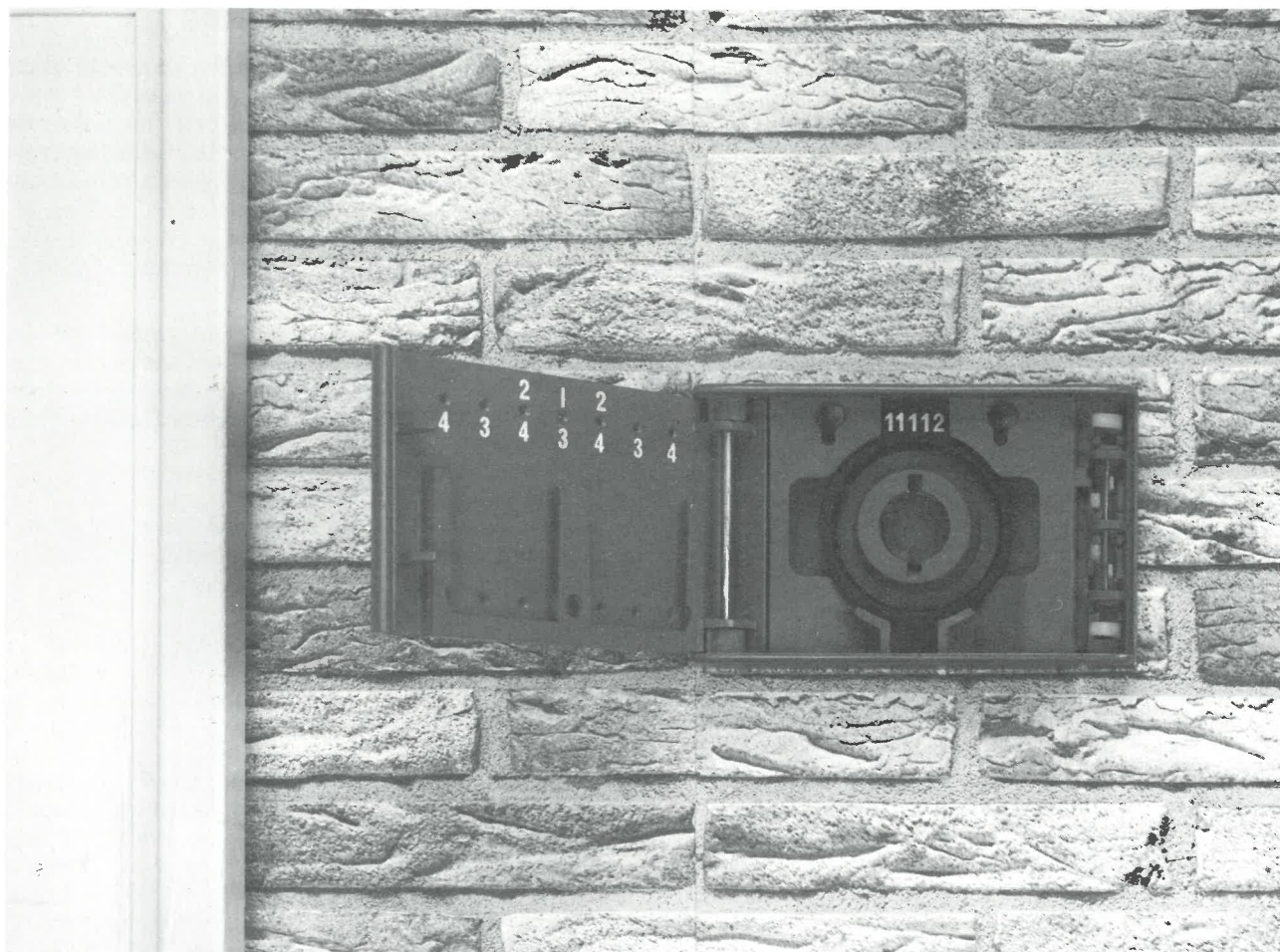
Le socle présente, boîtier ouvert (couvercle pivoté à 200 grades) :

- **une rondelle de contrôle** d'intégrité des fixations (cache-vis clipé irréversiblement au socle préalablement fixé) **portant un numéro de série** devant, après coup, le matricule interne du boîtier qui en est équipé et l'identifiant complètement parmi tous ceux que comporte le canevas ;
- **un double dispositif d'accrochage**, en position approchée, **puis le verrouillage à centrage forcé** de l'accessoire amovible.

3.2 — L'accessoire amovible, permettant l'adaptation de matériels complémentaires des instruments de mesures topométriques. Il comporte :

- **côté boîtier ; une interface standard** d'accrochage et de verrouillage à centrage forcé permettant (au moyen de deux vis de basculement dans deux directions orthogonales, respectivement parallèle et perpendiculaire au support, et d'une nivelle sphérique de contrôle) un réglage de verticalité (d'un axe assujéti à passer par le point repéré) destiné à s'affranchir des défauts de positionnement du boîtier lors de l'orientation des dispositifs visés (prisme, mire...) qui conserveront ainsi une altitude constante et déterminée par rapport au point repéré (pour les prismes employés en tachéométrie électro-optique, la constante altimétrique, dz , est nulle) ;

Repère ouvert





Opérateur effectuant l'orientation du prisme

— **côté matériels complémentaires des instruments de mesures topométriques ; une interface adaptable à chacun d'eux** (type, marque) permettant :

- **pour le nivellement direct** ; la simple orientation, à vue, de la mire en direction du niveau ;
- **pour la tachéométrie électro-optique** ; — le choix (au moyen d'un sélecteur à trois positions utiles) du type d'excentrement désiré (soit : point repéré situé — à une distance fixe du point mesuré, appelée constante d'excentrement, égale ici à 25 cm — dans le prolongement (type 2) ou dans une direction normale, au point mesuré, à la visée tachéométrique, à droite (type 3) ou à gauche (type 1) qui orientera simultanément le prisme et la lunette d'orientation (solidaires du même axe) par rapport au bras, — et enfin, l'orientation convenable de celui-ci (par une visée réciproque de la visée tachéométrique, faite au moyen de la lunette prévue à cet effet) qui matérialisera, par rapport à cette visée tachéométrique, la figure d'excentrement désirée et en permettra la résolution.

3.3 — Conditions d'emploi et avantages principaux du dispositifs

1. Champ d'application : il couvre tous les besoins d'adressage postal (sériel, métrique, quinnaire) et d'immatriculation d'ouvrages (dans la limite de 4 caractères) ainsi que de repérage en mode

absolu (par rapport à un canevas unifié : planimétrique et altimétrique) ou relatif.

2. Mise en place des boîtiers : ils sont conçus pour être fixés sans outillage spécial ni précaution particulière, à une hauteur de 1,80 m, sur tout support bien assis et approximativement vertical. Leur aspect extérieur doit permettre leur fréquente substitution à la plaque d'adressage postal (numéro de voirie).

3. Pérennité, stabilité et besoins de surveillance et de maintenance :

- **les caractéristiques des boîtiers** : nombre limité des composants, injectés (pour les plus exposés ou sollicités : chiffres, couvercles, socle...) en matériau antivandalisme inaltérable ; épaisseurs largement dimensionnées pour leur taille ; etc.
- **les conditions de leur mise en place** : stabilité du support ; rigidité des fixations par vis et chevilles ; hauteur...
- **ainsi que leur aspect et certaines de leurs fonctions** : (adressage ou immatriculation ; repérage en mode relatif de branchements...) susceptibles par les services rendus, de limiter les réactions parfois négatives du propriétaires, de l'occupant ou du gestionnaire du support (immeuble, pont...) ; doivent leur assurer une pérennité et une stabilité excellentes, qui, conjuguées aux possibilités de contrôle offertes aux utilisateurs (fixations rendues inaccessibles sans détérioration préalable — visible — de la rondelle portant le matricule interne) réduiront consi-

dérablement les besoins de surveillance et de maintenance.

4. Documentation. Les boîtiers (standardisés et implantés visiblement) seront recherchés : — soit dans le voisinage des éléments à rattacher (leviers...) à l'aide éventuellement d'un simple schéma d'implantation des points (secteurs difficiles tels que corps de rue mal délimités...) ; — soit en connaissant leur adresse (points à employer "désignés" : implantations...). Une identification complète par le matricule interne évitera toute erreur provenant d'anomalies locales des découpages administratifs : commune, rue. Elle offrira un contrôle supplémentaire d'appariement (constaté sur place et fourni par le répertoire ou l'extrait relatif au point conservé — sous forme de badge embossé — dans le boîtier) avec le "numéro-matricule externe".

La documentation (productible automatiquement — sur traceur, imprimante, et embosseuse — par exploitation du fichier "points calculés") pourra donc être réduite à : — un schéma d'implantation des boîtiers figurés (par un symbole identifiant l'ouvrage porteur : immeuble, pont...) sur un support transparent superposable à un fond de carte existant ; — un répertoire à double entrée (adresse/matricule interne) comportant toutes les informations utiles : X, Y, Z... — des badges, cf. supra.

5. Conditions de détermination (conseillées)

des boîtiers : les déterminations (éventuellement redondantes pour contrôle) seront faites sur des accessoires (prisme, mire) rigoureusement adaptés aux boîtiers ; — en planimétrie, par rayonnement depuis les stations de polygonation (à l'issue de leur observation) ;

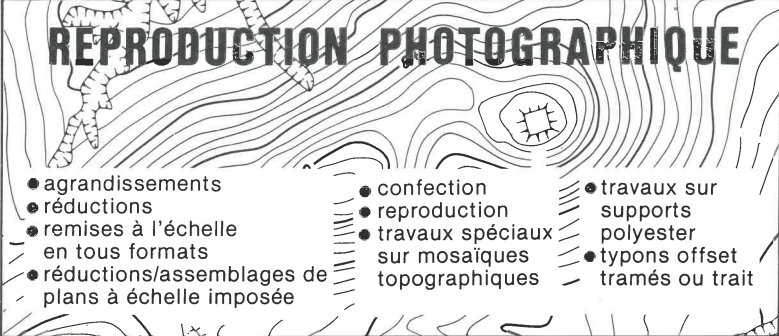
— **en altimétrie**, par nivellement direct. Des simplifications opératoires sont réalisables par une utilisation judicieuses des boîtiers : — pour transmettre les dz entre stations arrière et avant (nivellement

direct) ; — pour déterminer l'altitude des stations de polygonation (par nivellement trigonométrique inverse sur boîtiers préalablement nivelés), etc. Ces déterminations pourront être préalables, ou — pour satisfaire divers impératifs d'urgence — concomitantes ou postérieures aux premières utilisations réalisables, du fait de la pérennité, de la stabilité... des boîtiers (cf. supra), dès leur pose.

6. Utilisation des boîtiers (repérage en mode absolu) : en fonction de leur finalité déterminations précises, contrôles grossiers...) les mesures sur boîtiers pourront être faites sur accessoires rigoureusement adaptés ou simplement sur le point identifié sur la face avant du couvercle.

Les mesures de repérage peuvent en outre être rapportées directement aux boîtiers (intersections linéaires) ou à un référentiel intermédiaire (base de lever par abscisses et ordonnées, station tachéométrique...) : — choisi au mieux des contraintes momentanées du terrain et des déterminations ; — matérialisé ou éphémère ; — et lui-même rattaché au canevas général par la détermination d'un nombre suffisant de boîtiers pour calculer, et éventuellement contrôler, la transformation le liant à ce canevas (ex : calculs par la méthode de HELMERT avec diagnostic global de la précision des mesures et de la qualité du canevas : stabilité...).

Selon la nature des **mesures rapportées à un tel référentiel, la connaissance préalable de son rattachement au canevas général sera ; — facultative (lever : contrôle en temps réel ou différé, lors de son exploitation au bureau) ; — ou obligatoire (implantation : paramètres à calculer...)**. Les calculs correspondants sont aujourd'hui facilement réalisables sur le terrain (calculatrices portables ou intégrées à certains matériels) ce qui évite plusieurs interventions.



REPRODUCTION PHOTOGRAPHIQUE

- agrandissements
- réductions
- remises à l'échelle en tous formats
- réductions/assemblages de plans à échelle imposée
- confection
- reproduction
- travaux spéciaux sur mosaïques topographiques
- travaux sur supports polyester
- typons offset
- tramés ou trait

HAUTE PRECISION





PHOTO-REPROGRAPHIE PHOTO-CARTOGRAPHIE

LES APPLICATIONS DE LA
REPRODUCTION TECHNIQUE

5, rue de la Véga
75012 PARIS

 **347.15.92**

LA GAZETTE DE L'A.F.T

CALENDRIERS 1982 à... 1992

NATIONAL

PARIS

le 23 septembre 1982 - Rencontre AFT au SICOB, organisée par la Région Ile-de-France de l'AFT.

A 16 heures — Tour "FIAT"

Conférence de M. Robert GENTY, Professeur de Mécanique Spatiale à l'École Nationale Supérieure des Télécommunications.

Sujet : Satellite, Héliosynchrone, type Spot et ses applications géophysiques, géodésiques et topographiques.

Film : Sur les vecteurs possibles - Ariane et Columbia.

Dîner amical envisagé.

VERSAILLES

les 25 et 26 novembre 1982 - Assemblée Générale et 7^e Colloque technique de l'AFT, au palais des Congrès.

INTERNATIONAL

CERGY-PONTOISE (France)

du 4 au 10 juillet 1982 - 7^e Conférence de l'Association Internationale des Villes Nouvelles.

VARSOVIE (Pologne)

du 29 juillet au 4 août 1982 - 11^e Conférence internationale de cartographie. "Les problèmes théoriques et pratiques de la cartographie thématique".

VIENNE (Autriche)

du 1^{er} au 4 septembre 1982 : Journées géodésiques communes à l'Allemagne de l'Ouest et à l'Autriche. Thème : "Les systèmes d'information en géodésie".

TOULOUSE (France)

du 13 au 17 septembre 1982 - Symposium International de la Société Internationale de Photogrammétrie et de Télédétection. Thème : "Interprétation opérationnelle des données de télédétection et perspectives d'utilisation des futurs systèmes spatiaux".

SOFIA (Bulgarie)

du 19 au 28 juin 1983 - F.I.G. 17^e Congrès international des géomètres. Thème : "Le géomètre et l'aménagement du territoire et des villes".

HONG KONG

novembre 1983 - 2^e Congrès sud-asiatique de topographie.

Et à TORONTO (Canada)

du 10 au 20 juin 1986 - 18^e Congrès international des Géomètres.

Si tu n'as jamais assisté à un Colloque, ou un Congrès, fais le maintenant !
Pourquoi ?

Pour rencontrer d'autres collègues...

apprendre ce qu'ils font, eux...

leur dire ce que tu fais toi-même...

apprécier la technologie nouvelle aux expositions de matériel...

rencontrer des responsables et leur faire connaître ce que tu voudrais...

traiter de sujets techniques qui t'intéressent particulièrement...

... et enfin, établir de multiples relations, humaines et professionnelles, que tu apprécieras certainement.

PROGRAMMES DES ASSOCIATIONS INTERNATIONALES JUSQU'EN 1992

ANNÉES	Fédération internationale des Géomètres — F.I.G. —	Association internationale de Cartographie — I.C.A. —	Société internationale de photogrammétrie et de Télédétection — I.S.P.R.S. —	Association internationale de Géodésie — I.A.G. - (I.U.G.G.) —
1982	Comité Permanent à La Haye (NL)	Conférence Technique à Varsovie et Symposium commun 27-29/9/82 à Graz (Autriche).		
1983	Congrès à Sofia (BG)	Comité Exécutif		Congrès en R.F.A.
1984	Comité Permanent au Japon	Congrès en Australie	Congrès au Brésil	
1985	Comité Permanent en Pologne	Comité Exécutif		
1986	Congrès à Toronto (CDN)	Comité Exécutif	Symposium	
1987	Comité Permanent en Norvège	Congrès à Mexico		Congrès
1988	Comité Permanent	Comité Exécutif	Congrès	
1989	Comité Permanent	Conférence Technique		
1990	Congrès	Comité Exécutif	Symposium	
1991	Comité Permanent	Congrès		Congrès
1992	Comité Permanent	Comité Exécutif	Congrès	

ET MAINTENANT ON ENLÈVE AUSSI LES TOPOGRAPHES !!...

Paris, le 6 avril 1982

à Monsieur le Président de la République
Palais de l'Elysée
PARIS

Alertés par notre collègue Yves GARREZ (membre N° 151), Président de l'Association de Topographes Géomètres et Techniciens d'études (A.T.G.T.), de la capture en Irak, par le Parti Socialiste du Kurdistan, de deux de leurs agents, Stanislas MROCZEK (membre N° 131) et Gérard PERRET, nous avons adressé au Président de la République la lettre suivante :

L'opinion publique a par ailleurs été alertée par une "Lettre de prison" de Stani Mroczek, publiée "au courrier" de l'hebdomadaire LE POINT.

La presse quotidienne a relaté récemment la libération et l'heureux retour en France de nos camarades (NDLR).

"Monsieur le Président,

C'est avec une très vive émotion que nous avons appris l'enlèvement, le 25 janvier 1982, de nos collègues Stanislas MROCZEK, et Gérard PERRET, qui sont retenus depuis en captivité dans le pays kurde, en Irak semble-t-il.

Nous pensons qu'il est inutile d'insister sur le rôle de pionniers impartiaux et pacifiques qu'ont toujours joué les géomètres et topographes français dans le monde entier et sur le fait que nos jeunes successeurs continueront à le tenir avec autant d'enthousiasme et de compétence, à condition cependant que, où qu'ils aillent pour remplir leur noble mission, leurs vie, santé et dignité soient respectées.

Aussi nous vous demandons, au nom de tous les membres de notre Association, de suivre avec sollicitude personnellement l'action officielle déjà entreprise afin que la libération de nos deux collègues s'effectue le plus rapidement et dans les meilleures conditions possibles.

En vous remerciant par avance pour tout ce que vous ferez en ce sens, nous vous prions d'agréer, Monsieur le Président, l'assurance de notre très haute considération.

Roger SCHAFFNER
Vice-Président

Robert VINCENT
Président

COMPOSITION DU BUREAU DE LA F.I.G.

pour la période de 1982 à 1984

Président : Professeur Dr. h.c. Vassili PEEVSKY
(Bulgarie)

Secrétaire général : M. Yvan KATZARSKY (Bulgarie)

Trésorier : Professeur Dr. Georgi ZLATANOV
(Bulgarie)

Directeur du Congrès : M. Mila MILANOV (Bulgarie)

Vice-Présidents : MM. Boris KRISTEV (Bulgarie)
Hansrudolf DUTSCHLER (Suisse)
Charles-Henry WEIR (Canada)

COMPOSITION DES COMMISSIONS DE LA F.I.G. POUR 1982 A 1984

COMMISSION 1

Pratique professionnelle

Président : Jacques TASSOU (France)
Vice-Président : Neil FRANKLIN (U.S.A.)
Secrétaire : Jean DE GRAEVE (Belgique).

COMMISSION 2

Education professionnelle

Président : A. ALLAN (Royaume-Uni)
Vice-Président : Seppo HARMALA (Finlande)
Secrétaire : pas encore nommé.

COMMISSION 3

Systèmes d'Information du Territoire (S.I.T.)

Président : Sune ANDERSSON (Suède)
Vice-Président : Gerhard EICHHORN (R.F.A.)
Secrétaire : Nils-Göran NILSSON (Suède).

COMMISSION 4

Levés hydrographiques

Président : M. NAGATANI (Japon)
Vice-Président : J.G. RIMERSMA (Pays-Bas)
Secrétaire : Siew Chong GOH (Malaisie).

COMMISSION 5

Instruments et méthodes

Président : J. HOLSEN (Norvège)

Vice-Président : R.O. COKER (Nigéria)
Secrétaire : Walter M. WELSCH (R.F.A.).

COMMISSION 6

Travaux de génie civil

Président : H.R. FELDMANN (U.S.A.)
Vice-Président : A. DETREKOI (Hongrie)
Secrétaires : Jim SMITH (Royaume-Uni)
et T. OSHIMA (Japon).

COMMISSION 7

Cadastre et administration foncière rurale

Président : A. DE LEEUW (Belgique)
Vice-Président : A. HOPFER (Pologne)
Secrétaire : Jacques GASTALDI (France).

COMMISSION 8

Régimes fonciers, urbanisme et développement

Président : Hubert RAK (Pologne)
Vice-Président : J. HIPPENMEYER (Suisse)
Secrétaire : pas encore nommé.

COMMISSION 9

Evaluation et gestion des propriétés foncières

Président : Walter SEELE (R.F.A.)
Vice-Président : C. JONAS (Royaume-Uni)
Secrétaires : Beltcho BOYADJHIEV (Bulgarie)
et Dick SNIJDERS (Pays-Bas).

Suite à une requête présentée, au nom de participantes des États nordiques au Congrès de Montreux, par Mesdames Kari-Birgit LIEN (Norvège), Birgitta HANSSON (Suède), Rilatta-Liisa KRUUS (Finlande) et Marie KLAUSTRUP (Danemark), faisant ressortir que : "la majorité écrasante des participants aux congrès, des délégués et des rapporteurs de la F.I.G est composée par des hommes. Il est toutefois évident qu'un nombre croissant de femmes se qualifient dans tous les domaines de l'arpentage."

... l'Assemblée générale du 16^e Congrès de la F.I.G prend les décisions suivantes :

1^o — La F.I.G. prend en considération le fait que le métier d'ingénieur géomètre n'est plus seulement un métier d'hommes. La F.I.G. doit donc tenir compte des ingénieurs géomètres féminines lors de toutes ses activités futures.

2^o — Le Congrès de Sofia prévu en 1983 traitera plus à fond cette question. Des rapports des Commissions 1 et 2 formeront la base de la discussion.

PARTICIPATION AU CONGRES DE SOFIA

du 19 au 28 juin 1983

Nous informons tous les collègues qui n'ont pas été contactés directement à ce sujet par la F.I.G et qui désireraient participer au Congrès de Sofia, de bien vouloir envoyer un mot en ce sens à :

Fédération Internationale des Géomètres
108, rue Rakovski
B.P. 1386

BG — 1000 SOFIA Bulgarie

en indiquant également le nombre de personnes accompagnantes et si vous désirez recevoir une invitation.

EMPLOI

DEMANDES D'EMPLOI

• 38 ans, ancien militaire, bac C, connaissances programmation informatique, technicien géomètre formation FPA 1981, 1 an d'expérience cabinet géomètre cherche emploi cabinet ou T.P. ou bureau d'études (Sud-Est, côte Atlantique, DOM-TOM). S'adresser à :

René MINAIR
39, rue P. Brossolette
52000 CHAUMONT
Tél. : (25) 03.25.86 (heures repas)

Disponible sur préavis de 1 mois.

• Jeune Ingénieur E.S.G.T. 1 an d'expérience Topométrie, cherche emploi. Étudie toutes propositions. Écrire à :

Philippe PICOT
31, rue Trotbriand
37300 JOUE-LES-TOURS

• Diplômés techniciens géomètres topographes du CFPA de Meaux, cherchent emplois France ou Étranger s'adresser à :

M. le directeur du CFPA de Meaux
70, av. de la Victoire
77709 Meaux

**XYZ publie gratuitement
toutes les offres
et demandes d'emploi
pour les topographes.**

OFFRES D'EMPLOI

• Société Instruments de Topographie de renommée mondiale recherche Agent technico-commercial en vue de visite et développement clientèle existante. Connaissance du matériel souhaitée. Expérience commerciale appréciée.

Nous offrons :

Fixe + commissions + frais.

Adresser Curriculum Vitae à :

Thormann S.A.
35, rue Fondary
75015 PARIS

• Société de Photogrammétrie, région parisienne, recherche un technicien restituteur photogrammètre disponible de suite. Écrire à :
AFT réf. OE 19.

BLANCHET LOCATOP aux 24 heures du Mans

La topographie et l'informatique seront représentées aux 24 heures du Mans par une voiture de la catégorie 2 litres portant les couleurs de BLANCHET LOCATOP.

En effet, le PDG de cette entreprise, Pierre Blanchet, ingénieur ETP, a voulu aider ses jeunes camarades élèves ingénieurs de l'École Spéciale des Travaux Publics, à construire cette voiture dotée d'un moteur

BMW monté sur un châssis OSELLA. La carrosserie a été conçue et réalisée par les élèves ingénieurs de l'école.

Rappelons que Blanchet Locatop est le plus important loueur français de matériel de topographie essentiellement WILD et d'ordinateurs HEWLETT-PACKARD, avec un parc de plus de 200 ordinateurs ou périphériques.

TOULOUSE DERNIÈRE...

Rassemblant une centaine de participants et moins d'une dizaine d'épouses fidèles, le Colloque de Toulouse vient de se tenir les 4 et 5 juin 1982.

Une journée et demie de brillantes conférences et de débats passionnés, de retrouvailles entre collègues et amis, de divagations féminines, de repas fins, etc...

N'étant pas venus aux mains, nous déplorons néanmoins deux blessés (Rambour, dix points de

suture à l'arcade sourcilière, et Godard, le pied dans le plâtre) et deux ou trois disparus pour le déjeuner de clôture.

Espérant que ces derniers se soient retrouvés d'eux-mêmes et que les premiers se portent à merveille, nous les remercions ainsi que tous les autres participants d'être venus et d'avoir contribué à la réussite de ce Colloque.

Nous connaissons la suite dans le prochain numéro...

R.S.

NOUVELLES DES RÉGIONS

RÉGION CENTRE

Le vendredi 19 mars 1982, les membres de l'AFT de la région CENTRE se sont réunis à SELLES-SUR-CHER et ont élu M. Roger THOMAS président ré-

gional en remplacement de M. Jean COMBE, lui-même élu en novembre dernier membre national du Conseil de l'AFT. M. ALVERGNAT reste trésorier régional.

RÉCRÉATIONS MATHÉMATIQUES

par Michel SAUTREAU

1. Le tournoi de tennis

Xavier doit jouer, au total, trois parties de tennis. Ses adversaires sont André et Bernard. Il a le choix entre deux solutions :

1° soit rencontrer, dans l'ordre, André, puis Bernard, puis à nouveau André ;

2° soit rencontrer, dans l'ordre, Bernard, puis André, puis à nouveau Bernard.

Il sait qu'André est plus fort que Bernard et qu'il a plus de chances de gagner contre ce dernier que de l'emporter sur le premier nommé. Quelle est, dans ces conditions, celle des deux solutions offertes ci-dessus que Xavier doit choisir pour avoir le maximum de chances de gagner **deux parties consécutives** ?

2. La partie de 421

Quatre joueurs, que l'on désignera respectivement par J_1 , J_2 , J_3 et J_4 , décident de jouer quatre parties successives de 421 en convenant qu'à chaque partie, le perdant doublera la somme détenue par les trois autres. J_1 perd la première partie ; J_2 perd la deuxième ; J_3 perd la troisième ; J_4 perd la quatrième. A l'issue de ces quatre parties, chaque joueur se retrouve en possession de la même somme : 16 F.

De quelle somme disposait chaque joueur avant le commencement du jeu ?

SOLUTIONS DES PROBLÈMES POSÉS DANS LE NUMÉRO PRÉCÉDENT

1. Un curieux mélange

Contrairement à l'affirmation de l'un des convives, il n'y a pas plus d'eau dans le verre de vin que de vin dans le verre d'eau. Pour s'en convaincre, il suffit de suivre arithmétiquement les opérations de transvasement effectuées.

Initialement, on a la situation suivante en désignant par Q les quantités (égales) de vin et d'eau contenues dans chaque verre :

- quantité de vin
- quantité d'eau

Q	Q
Q	Q
Verre V	Verre E

Après le premier transvasement dans le verre de vin d'une cuillerée C d'eau prélevée dans le verre E, cette situation devient :

- quantité de vin
- quantité d'eau

Q	Q
C	$Q - C$
Verre V	Verre E

Le second transvasement prélève, dans le verre V, une quantité C d'un mélange constitué de Q volumes de vin pour C volumes d'eau. Cette cuillerée contient donc :

$$C \cdot \frac{C}{Q + C} \text{ quantité d'eau,}$$

$$C \cdot \frac{Q}{Q + C} \text{ quantité de vin.}$$

Finalement, on a dans chaque verre, après le second transvasement :

1° Verre V :

- quantité de vin : $Q - \frac{C \cdot Q}{Q + C} = \frac{Q^2}{Q + C}$,
- quantité d'eau : $C - \frac{C^2}{Q + C} = \frac{C \cdot Q}{Q + C}$,

soit une proportion C/Q d'eau par rapport au vin.

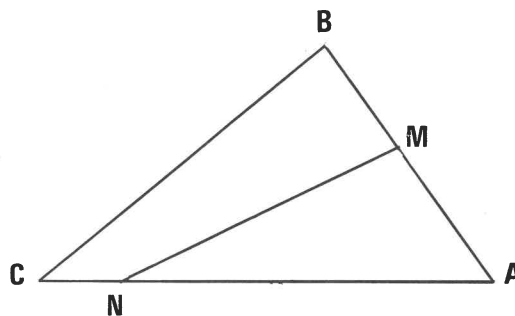
2° Verre E :

- quantité de vin : $\frac{C \cdot Q}{Q + C}$,
- quantité d'eau : $Q - C + \frac{C^2}{Q + C} = \frac{Q^2}{Q + C}$,

soit une proportion C/Q de vin par rapport à l'eau.

Ainsi, il y a en définitive **autant d'eau dans le verre de vin que de vin dans le verre d'eau.**

2. Le document d'arpentage



Selon une formule bien connue des géomètres, les superficies respectives des triangles ABC et AMN peuvent s'écrire, en fonction de l'angle commun A :

$$S(ABC) = \frac{1}{2} AB \cdot AC \cdot \sin A$$

$$S(AMN) = \frac{1}{2} AM \cdot AN \cdot \sin A$$

Puisque le second triangle doit avoir une superficie égale à la moitié de celle du premier, cela conduit à la relation :

$$AM \cdot AN = \frac{1}{2} AB \cdot AC$$

soit en tenant compte des longueurs connues des côtés du triangle ABC :

$$(1) AM \cdot AN = 4\,800$$

Les deux nouvelles parcelles devant avoir en outre même périmètre, on a par ailleurs, en tenant compte du fait que le côté MN est commun :

$$AM + AN = MB + BC + CN$$

Mais, la somme des deux membres de la relation ci-dessus est égale au périmètre du triangle ABC, soit 300 mètres. Chaque membre de cette relation est donc égal à 150 ; d'où :

$$(2) AM + AN = 150$$

Les relations (1) et (2) permettent de calculer AM et AN . Ce sont les racines de l'équation du second degré :

$$X^2 - 150X + 4\,800 = 0$$

Les solutions, arrondies au centimètre, sont :

$$AM = 46,28 \text{ m,}$$

$$AN = 103,72 \text{ m.}$$

Topométrie spatiale à courte distance

UN EXEMPLE D'APPLICATION : LA MISE EN PLACE DE CUVES DANS LES NAVIRES MÉTHANIER

*par Robert VINCENT
Ingénieur École Centrale Paris*

Le transport du gaz à travers les mers et les océans, s'il peut se faire, dans certains cas favorables, par gazoducs comme sur les continents, s'est surtout développé depuis une quinzaine d'années sous la forme de navires spécialisés de différents types.

Nous exposons ici l'intervention de la métrologie fine dans la construction d'un type de navire méthanier à transport de gaz naturel liquide mis en service en France par l'armateur GAZOCEAN sur les brevets et l'ingénierie du bureau d'études TECHNIGAZ.

Le gaz naturel est liquéfié pour son transport, à la pression ordinaire, par refroidissement à -170° .

Les navires se présentent comme les pétroliers, la coque étant divisée en 5 ou 6 cuves, mais la ressemblance s'arrête là car bien évidemment, seul un revêtement isolant et une cuve d'étanchéité très sophistiquée permettent de recevoir un liquide à une aussi basse température.

Chaque cuve a la forme d'un prisme droit dont les deux bases (Cofferdam), situées dans des plans perpendiculaires au plan axial du navire, sont des octogones. Les cuves possèdent donc 8 faces rectangulaires (plancher, plafond, 2 côtés, 4 pans coupés).

Les cuves mesurent 30 mètres de long, 30 mètres de large et 30 mètres de haut dans les grands navires de $125\,000\text{ m}^3$.

La cuve en contact avec le gaz liquéfié doit pouvoir absorber les effets de dilatation au moment du remplissage ou lors de la vidange. Le métal utilisé est l'acier inoxydable. Les plaques de tôle ont reçu un emboutissage en forme de soufflets dans deux directions perpendiculaires formant quadrillage de 30×30 centimètres (exceptionnellement 30×21 centimètres pour les pans coupés). Ces soufflets donnent à la tôle une élasticité qui permet de compenser les effets de la dilatation. Les tôles sont de dimensions standard : $2,70\text{ m} \times 0,90\text{ m}$.

La géométrie de la cuve (dimension et perpendicularité des faces) est telle que les lignes de soufflets sont toujours continues en passant d'une face à une face voisine et se referment sur elles-mêmes après avoir fait le tour de la cuve. Les lignes sont en quelque sorte aux intersections avec les dix faces de la cuve, d'un triple réseau de plans parallèles aux trois faces d'un trièdre trirectangle de référence, et équidistants entre eux de 30 centimètres.

Le montage des éléments préfabriqués et leur assemblage exigent donc un positionnement précis, de l'ordre du millimètre.

Or, la construction navale, dans son gros-œuvre, avec ses assemblages de tôle de 5 centimètres d'épaisseur, ne saurait satisfaire à cette précision.

En fait, un isolant thermique est nécessaire entre la cuve ouvragée et la cale du navire. En jouant sur l'épaisseur de cette isolation on rectifie les défauts de forme de la cale et on retrouve la forme géométrique idéale de la cuve pour sa pose en éléments préfabriqués.

Le problème topométrique est donc de relever la forme exacte des cales du navire à la précision du demi-millimètre. Ensuite, par calcul, il faudra y inscrire la forme idéale de la cuve en laissant un espace d'isolation aussi constant que possible autour de ses 10 faces (balancement de la cuve).

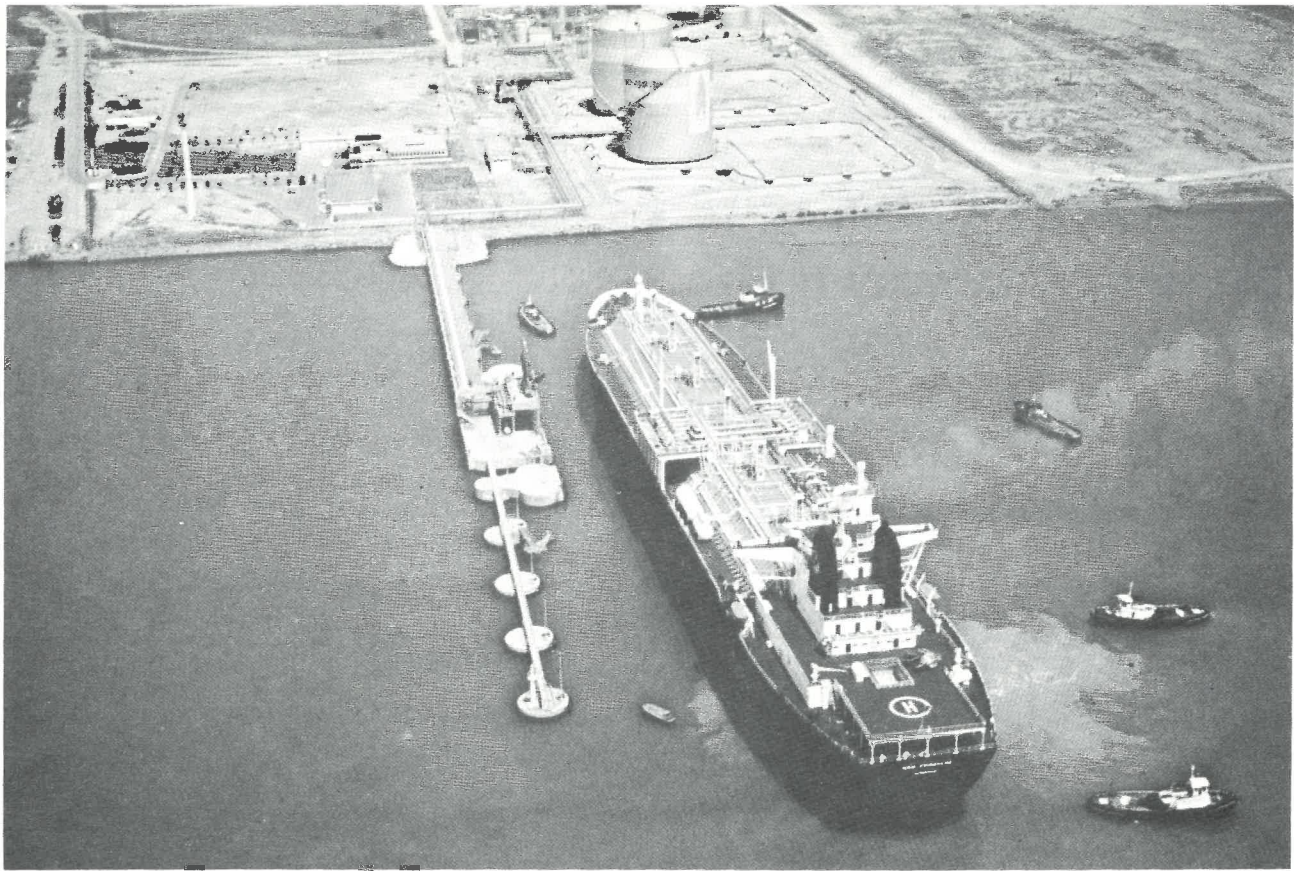
Le relevé topométrique se fera par points isolés, matérialisés sur les faces des cales par traçage. Ils sont au nombre de 600 environ par cale et sont déterminés en coordonnées trirectangulaires dans un référentiel propre à chaque cale par micro-triangulation au théodolite à partir de 4 stations situées sur le plancher de la cale. Une mesure d'une seule longueur, au ruban d'invar étalonné, permet la mise à l'échelle de la figure.

Chaque point tracé sur les faces de la cale est "intersecté" par 3 visées, émanant de 3 des 4 stations, définies par leur azimut et leur angle zénithal. Les mesures sont faites dans les deux positions de la lunette du théodolite.

L'intersection spatiale est calculée par une méthode qui a la particularité de prendre en compte, en un seul calcul, à la fois les mesures azimutales et les mesures zénithales et de donner ainsi simultanément les 3 coordonnées du point.

La mise en œuvre de la méthode est relativement commode. Elle n'exige aucun échafaudage pour accéder aux points mesurés. La précision est remarquable (demi-millimètre) et la méthode est fiable puisque les rares erreurs de lecture lors des mesures sont toutes détectées lors du calcul, et une reprise de la mesure erronée est rapide.

La méthode est typique des relevés nécessaires aux implantations d'éléments préfabriqués à fixer sur une



ossature-support pouvant présenter des imperfections géométriques.

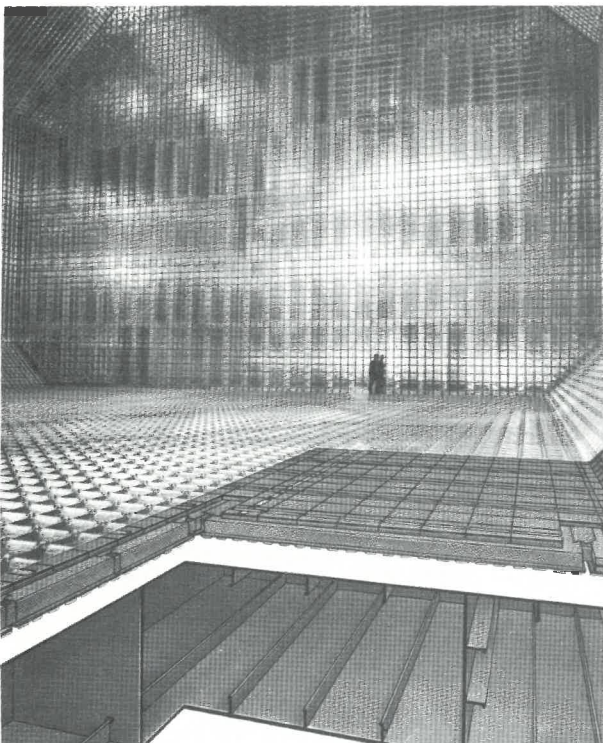
La méthode a été perfectionnée pour résoudre le cas de mesures à bord de navires en construction mais dont la coque a déjà été lancée à la mer.

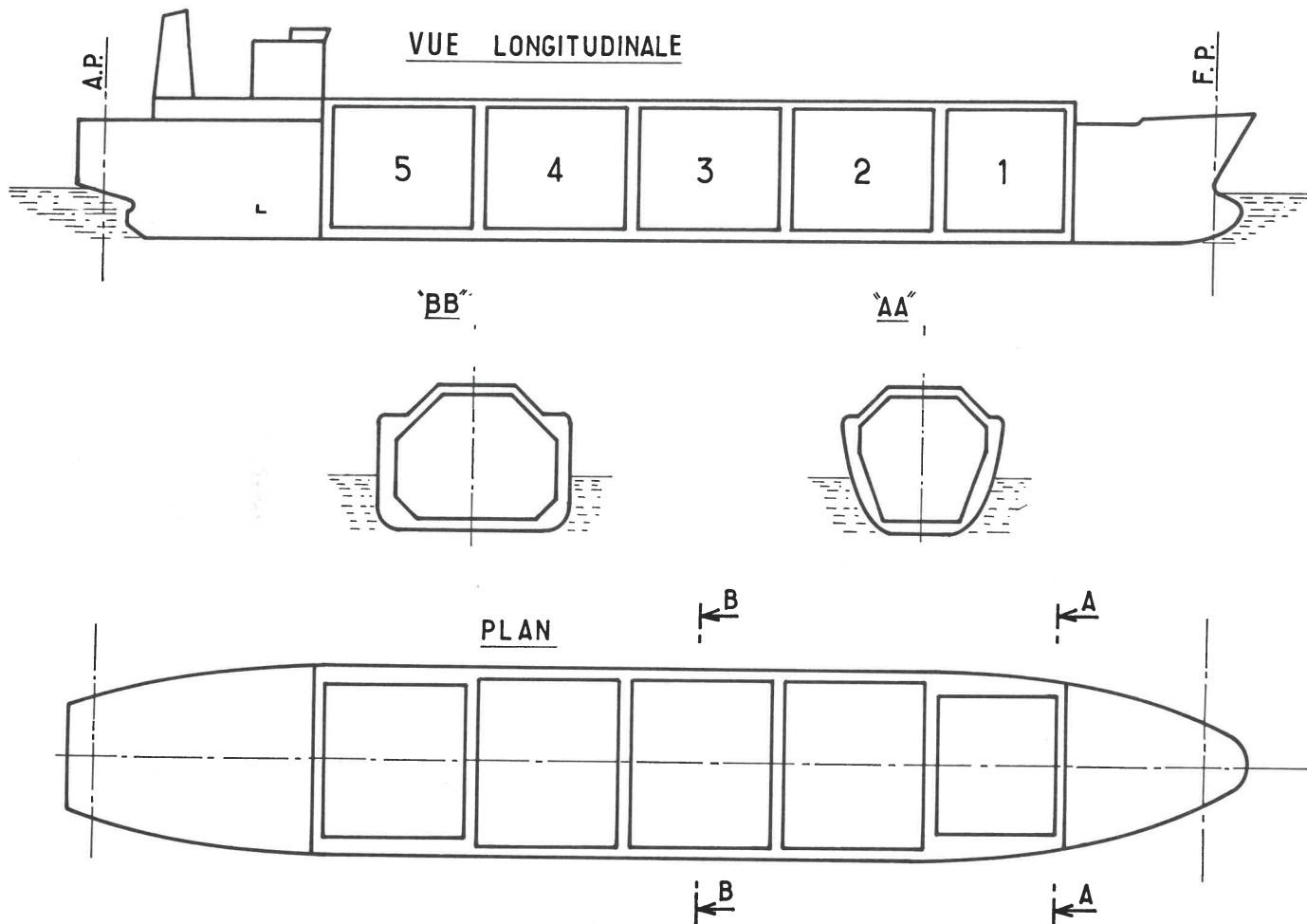
La micro-triangulation est alors réalisée, toujours par 4 stations au théodolite, mais sans référence à la verticale. Toutes les mesures en une station forment un faisceau de demi-droites qui sont toutes définies dans un référentiel unique particulier à la station. Il y a donc 4 référentiels — un par station — qui sont ensuite ramenés à un référentiel unique par calcul.

Les mesures ne sont pas très différentes du cas général. Seuls les calculs sont nettement plus compliqués.

Ce sont ces travaux qui ont nécessité la mise au point des procédés de calcul décrits ci-après :

La méthode du calcul de l'intersection spatiale a été proposée par M. de CASTEL, Ingénieur aux CHANTIERS NAVALS DE L'ATLANTIQUE à Saint-Nazaire. Les procédés de relèvement et des réseaux à stations à référentiels particuliers, pour les méthaniers à flot, ont été développés par l'auteur pour les CHANTIERS NAVALS DE LA CIOTAT, dans le cadre d'un contrat avec la SOCIÉTÉ FRANÇAISE DE STÉRÉOTOPOGRAPHIE.





APPAREIL PROPULSIF

Un groupe turbo-réducteur STAL-LAVALATLANTIQUE, type AP.
— Puissance maximale continue 32.400 CV
— Nombre de tours de l'arbre 109 tr/min
— Vitesse aux essais en pleine charge 19,8 nœuds
La conduite de l'appareil propulsif est entièrement automatique et ne nécessite pas de personnel de quart dans la machine.
L'hommeœuvre s'effectuant de la passerelle.
Une cabine insonorisée dans le compartiment machine réunit les appareils de conduite de l'installation de propulsion.

CHAUDIÈRES

2 chaudières FOSTER WHEELER, type ESD III.
— Vaporisation 60.000 kg/h
— Pression 62,7 bars abs.
— Température 515°C
— Brûleurs dual-fuel (fuel-oil et gaz naturel).

EMMÉNAGEMENTS

Tous les emménagements groupés dans le château arrière sont climatisés et leur insonorisation a été particulièrement soignée. Tout l'équipage est logé en cabines individuelles. L'effectif normal du navire est de 30 personnes environ. Les distractions de l'équipage comportent en particulier : piscine, salle de sport, cinéma, télévision.

ACCESSOIRES DE COQUE

— 1 propulseur d'étrave LIPS de 1.500 ch.
— 2 combinés vapeur guindeau/tréuil d'amarrage à tension contrôlée (un barbotin + un tambour) 20 t à 20 m/min.
— 6 treuils d'amarrage à vapeur, à tension contrôlée (un tambour) 20 t à 20 m/min.
— 2 treuils à vapeur pour manutention de flexibles, 5 t à 45 m/min.
— Appareil à gouverner, type C.N.C. « BROWN Brothers », hydro-électrique - 4 vannes, 2 groupes moto-pompes.
— 2 boussoirs arrière pour virées et machine (1,5 t).
— 2 embarcations de sauvetage équipées d'un moteur diesel.
— 1 ascenseur entre saïls des machines et emménagements.
— 2 pompes de ballastage entraînées par turbines à vapeur (chacune de 2.000 m³/h).

TRANSPORT DE G.N.L.

"BEN FRANKLIN"

ELECTRICITÉ

— 2 alternateurs entraînés par turbine à vapeur (chacun : 1.700 kW - 1.800 tr/min).
— 1 alternateur entraîné par moteur diesel (1.700 kW - 1.200 tr/min).
— 1 groupe diesel de secours (220 kW - 1.800 tr/min).
— Distribution : 450 V - 60 Hz.

APPAREILS DE NAVIGATION

— 1 gyro-compas et pilote automatique ARMA-BROWN/ACIP.
— 2 radars RAYTHEON 3 cm et 10 cm avec commutation.
— 1 radar anti-collision DIGIPILOT.
— 1 système de radio localisation LORAN.
— 1 radiogoniomètre visuel PLATH.
— 2 sondeurs ultra-sons.
— Installation T.S.F. GDANSK 1.200 W, type 3/250.

CARACTÉRISTIQUES PRINCIPALES

Classification : BUREAU VERITAS

✱ 1-3/3 - E. Haute mer AUT.

Transport de gaz liquéfié. (Pression atm. — 160°C)

Navire conforme à la réglementation SOLAS 1960.

Longueur hors tout 272,75 m
Longueur entre perpendiculaires 256,13 m
Largeur hors membres 41,00 m
Creux sur quille au pont supérieur 25,80 m
Tirant d'eau d'exploitation (arrivée) 10,51 m
Port en lourd au tirant d'eau de 10,51 m 57.000 t
(Chargé à 98 % - ρ : 0,475)

Jauge brute env. 75.000 T

Capacité : Cuve N° 1 10.776 m³

N° 2 20.507 m³

N° 3 23.093 m³

N° 4 23.093 m³

N° 5 23.093 m³

N° 6 19.569 m³

Total 120.131 m³

INSTALLATIONS DE CARGAISON

CUVES DE CARGAISON

— Système de cuve à membrane TECHNIGAZ-GAZOCEAN (barrière primaire : membrane en acide inoxydable, isolation balise - barrière secondaire : contre-pression).
— 6 cuves intégrées.

AUXILIAIRES DE CARGAISON

— Pompes de cargaison électriques CARTER - type immergé :

— CUVE N° 1 :
2 pompes (1 fixe, 1 amovible) chacune de 350 m³/h - h.m.t. : 120 m.

— AUTRES CUVES :
2 pompes fixes, chacune de 800 m³/h - h.m.t. : 120 m.

1 conduit vertical capable de recevoir une pompe amovible de 350 m³/h.

DANS TOUTES LES CUVES :

1 pompe de circulation pour maintien et mise en froid.

20 m³/h - h.m.t. : 100 m.

— Compresseurs entraînés par turbine à vapeur :

2 compresseurs pour refoulement vers la salle des machines des gaz évaporés, chacun de 6.800 kg/h G.N.L.

1 compresseur pour le retour à terre des gaz, 22.500 kg/h G.N.L.

— 2 réchauffeurs de gaz pour réchauffage du gaz vers machine et divers, chacun de 375.000 cal/h.

— 1 gazéificateur 9.000 kg/h - G.N.L.

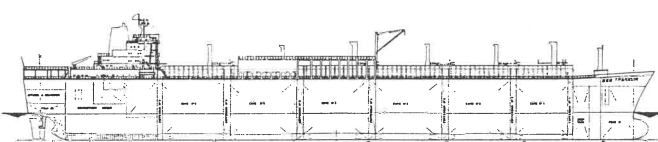
— 1 réservoir d'azote liquide 75 m³.

— 1 station de production de gaz inerte de 4.000 m³/h par combustion de propane.

L'automatisation des installations de cargaison permet :

— au port, de régler depuis le local de contrôle situé dans la superstructure arrière toutes les opérations de manutention cargaison. Ainsi, le contrôle de toutes les installations de gaz, la commande des vannes de cargaison et de ballastage, le jaugage à distance des cuves et ballasts, l'enregistrement des pressions et des températures des cuves, etc., sont réunis au poste central de cargaison ;

— à la mer : de surveiller l'ensemble des installations depuis la timonerie.



Topométrie spatiale à courte distance

RÉSUMÉ

La détermination de la position des points en topographie est obtenue classiquement d'abord par le calcul de la position planimétrique définie par des coordonnées x et y puis par le calcul de l'altitude.

On peut penser que le privilège dont sont dotées les observations planimétriques, ne permet pas toujours d'obtenir le résultat le plus satisfaisant pour la détermination spatiale d'un point dont le calcul, s'il était conduit d'emblée avec l'ensemble des observations azimutales et zénithales, donnerait dans certains cas un résultat plus satisfaisant.

La méthode exposée n'est vraiment intéressante et utile que pour les canevas de faible dimension (moins de 100 mètres) et de relief important. Dans ce cas, il n'y a pas disproportion trop grande entre les précisions des observations angulaires azimutales et zénithales.

Dans les différents cas exposés les calculs seront effectués et compensés par la méthode des moindres carrés.

1 — Cas d'un point simplement intersecté par 2 ou plusieurs visées orientées émanant d'autant de stations :

L'originalité de la méthode proposée tient à ce que dans la résolution par la méthode des moindres carrés, le minimum recherché n'est pas celui du carré des résidus sur les angles observés mais sur les distances entre le point adopté et les droites spatiales matérialisant les visées observées. La méthode n'est certes pas classique mais elle prend sa justification dans le fait que les erreurs angulaires à craindre, surtout sur les observations azimutales, ne sont pas constantes mais croissent assez vite pour des visées courtes et il semble que le critère des distances choisi soit au moins aussi judicieux dans ce cas. De plus, ce procédé à l'avantage de traiter symétriquement les 3 coordonnées et surtout les équations d'observation sont naturellement linéaires sans approximation, ce qui offre l'avantage de ne pas exiger de point approché ni de nécessiter de réitération dans les calculs.

Short range spatial topometry

SUMMARY

In normal topography, the coordinates x and y in the plane are first computed and then the altitude z . This emphasises the importance of the planimetric observations and does not provide the best results for the spatial location of points. It may be possible to obtain more satisfactory results by computing simultaneously the azimuthal and vertical observations.

The method described here is interesting and fruitful only in the case of a small network (distance shorter than 100 m) with a sizeable relief. In this very special case the discrepancies between the azimuthal and vertical measurements are small. In the examples given in this paper, all the adjustments are done by the least square method.

2 — Cas d'une station de relèvement spatial :

Un théodolite en station n'est jamais parfaitement bullé. Le défaut de verticalité de l'axe se répercute en vraie grandeur sur la détermination des points visés.

La méthode consiste à déterminer non seulement les 3 coordonnées de la station mais également les 3 angles d'orientation définissant l'axe de l'alidade et l'origine des angles azimutaux par rapport à un référentiel. Ce problème présente une certaine analogie avec celui de la position d'un faisceau perspectif en photogrammétrie, l'ensemble des visées issues de la station formant un faisceau de demi-droites.

La résolution par la méthode des moindres carrés rendant, là aussi, minimum la somme des carrés des distances de passage des visées aux points connus est la suite logique de la méthode du point intersecté. Toutefois, les équations d'observation ne se présentent plus linéairement quant aux coefficients des inconnues angulaires. Il faudra donc avoir connaissance de valeurs approchées pour ces angles, et la résolution exigera une boucle itérative.

3 — Cas général d'un réseau de station à visées réciproques :

Pour chacune des stations, sont déterminées les 3 coordonnées et les 3 angles d'orientation dans un référentiel unique et, pour chaque point intersecté (non stationné), les 3 coordonnées sont déterminées. La résolution par les moindres carrés est fournie par des équations tout à fait analogues au cas précédent. Il est nécessaire de partir, au moins pour les inconnues angulaires, de valeurs approchées.

Les applications du 1^{er} cas peuvent être relativement fréquentes en topométrie à courte distance et en auscultation.

Par contre, il faut bien reconnaître que les applications de 2^e cas et du 3^e cas sont plus rares. Néanmoins, une application intéressante a été faite en 1970 sur les navires méthaniers en construction aux CHANTIERS NAVALS DE LA CIOTAT lors des mesures dimensionnelles des cales alors que les navires étaient déjà à flot.

1 — Intersected points

The points are intersected from two or more directions. The originality of the proposed method comes from the fact that in the least square adjustment, the minimum wanted is not the square of the residuals of the observed angles but the square of the residuals of the distances between the point and the spatial lines materializing the observed directions. The method can be justified due to the fact that the angular errors to avoid are not constant but rapidly increasing for short sightings. The criterion, taking into account offset between the line and the point, seems judicious. In this process, the three coordinates are treated equally and the observation equations are linear without any approximation. No approximate points or reiteration are thus necessary in the adjustment.

2 — Spatial resection station

A theodolite is never perfectly levelled. The levelling error is directly reflected in the position of the targets. It is necessary in this method not only to determine the three coordinates of the station but also, in a defined referential, the three orientations of the axle of the alidade and the line joining the centre of the alidade and the origin of the azimuthal angles. This problem shows a certain analogy with the positioning of the perspective bundle in photogrammetry.

The adjustment by the least square method also minimizes the sum of the square of the offset between the line of sight and the known point. Angular unknown coefficients are no more linear in the observation equations, approximate values of these angles must be known and the adjustment requires an iterative process.

3 — General case of a network with reciprocal measurements

In a well defined referential, the three coordinates and the three orientation angles of each station are determined and only the three coordinates for each intersected point. The equations in the adjustment are the same as above. It is necessary to start from approximate values, at least for angular unknowns.

The application of 1) can be relatively frequent in short range topometry and in structural stability measurements. On the other hand, 2) and 3) are very unfrequently applied.

Räumliche topometrie für kurze entfernungen (Dreidimensionale Geodäsie)

ZUSAMMENFASSUNG

Bei der Punktbestimmung in der Vermessungstechnik geht man klassisch folgendermaßen vor: zunächst erfolgt die Berechnung der Planimetrie, definiert durch die Koordinaten x und y und anschließend die Berechnung der Höhe (z). Durch diese Bevorzugung der Planimetrie werden nicht immer die befriedigendsten Ergebnisse einer räumlichen Punktbestimmung erreicht. Würde man sofort sämtliche Beobachtungen, d.h. sämtliche Richtungen und Zenitdistanzen, zur Berechnung heranziehen, gäbe es in gewissen Fällen bessere Resultate. Die beschriebene Methode ist nur interessant und nützlich für Netze mit geringer Ausdehnung (weniger als 100 m) und beträchtlichen Höhenunterschieden. Denn in diesem Fall gibt es keine allzu große Diskrepanz zwischen der Genauigkeit der Richtungsbeobachtungen einerseits und der beobachteten Zenitdistanzen andererseits.

1 — Der einfache Vorwärtsschnitt

(durch zwei oder mehr Vorwärtsstrahlen)

Die Eigenheit des Verfahrens besteht in der Lösung nach der Methode der kleinsten Quadrate. Zielfunktion ist nicht die Quadratsumme der Verbesserungen der Winkelbeobachtungen, sondern der Abstände zwischen dem gesuchten Punkt und den räumlichen Geraden, welche die beobachteten Richtungen und ihre zugehörigen Zenitdistanzen bilden.

Sicher, dieses Vorgehen ist nicht klassisch, aber es erhält seine Berechtigung durch die Tatsache, daß die Präzision der Richtungsbeobachtungen bei kurzer Entfernung stark abnimmt. Das Verfahren bietet den Vorteil, die drei Koordinaten gleichwertig zu behandeln; die Verbesserungsgleichungen sind linear, was Näherungskordinaten und eine Nachiteration überflüssig machen.

2 — Der räumliche Rückwärtsschnitt

Ein aufgestellter Theodolit ist nie vollständig horizontalisiert: der Stehachsenfehler wirkt sich in seiner wahren Größe aus bei der Punktbestimmung. Die Methode besteht nun darin, nicht nur die drei Punktkoordinaten x, y, z , sondern auch drei Orientierungswinkel zu bestimmen. Zwei Winkel geben die Richtung der Alidade, also den Stehachsenfehler an, der dritte die Orientierungsunbekannte.

Dieses Problem zeigt eine gewisse Analogie zu photogrammetrischen Grundaufgaben. Als logische Folge aus Methode 1 wird wiederum die Quadratsumme der Abstände von den bekannten Punkten zu den räumlichen Geraden (berechnet aus den beobachteten Richtungen und Zenitdistanzen) minimiert. Indessen sind die Verbesserungsgleichungen dieser drei Orientierungswinkel nicht linear: dies setzt Näherungswerte voraus und eine Nachiteration wird erforderlich.

3 — Allgemeiner Fall eines Netzes mit Vorwärts- und Rückwärtsstrahlen

Für jeden durch innere Richtungen bestimmten Punkt werden die Koordinaten x, y, z , sowie die drei Orientierungswinkel in einem einheitlichen Referenzfeld bestimmt. Für jeden nur durch äußere Richtungen bestimmten Punkt werden die drei Koordinaten ermittelt.

Die rechnerische Lösung erfolgt analog zu den anderen Fällen nach der Methode der kleinsten Quadrate.

Die Anwendung der Methode 1 ist — im Gegensatz zu 2 und 3 — häufig angebracht.

1 — L'INTERSECTION SPATIALE

Un point M est déterminé, dans l'espace à 3 dimensions par 2 ou plusieurs visées orientées, émanant d'autant de stations.

D'une station S_i , de coordonnées x_i, y_i, z_i , on vise au théodolite le point M, de coordonnées inconnues x, y, z , suivant les angles observés (voir figure 1) :

- gisement (angle azimutal orienté) G_i
- angle zénithal Z_i

1 - 1 - Directions observées

La direction de chaque visée observée est définie par ses cosinus directeurs a_i, b_i, c_i :

$$\begin{aligned} a_i &= \sin G_i \cdot \sin Z_i \\ (1) \quad b_i &= \cos G_i \cdot \sin Z_i \\ c_i &= \cos Z_i \end{aligned}$$

1 - 2 - Condition de choix de la solution cherchée

Compte tenu des erreurs accidentelles d'observations, la demi-droite issue de S_i , de cosinus directeurs a_i, b_i, c_i ne passe pas exactement par le point visé M, mais à une distance D_i .

Le point M, intersecté à partir de plusieurs stations telles que S_i , sera choisi de telle sorte que la somme des carrés des distances D_i du point M aux visées observées soit minimum. C'est l'originalité de la méthode proposée. Elle tient à ce que dans la résolution par la méthode des moindres carrés, le minimum recherché n'est pas celui du carré des résidus sur les angles observés, mais sur les distances entre le point adopté et les droites matérialisant les visées observées.

La méthode n'est certes pas classique mais elle prend sa justification dans le fait que les erreurs angulaires à craindre, surtout sur les observations azimutales ne sont pas constantes mais croissent assez vite pour des visées courtes et il semble que le critère des distances choisi soit au moins aussi judicieux dans ce cas.

On fera usage, dans tout ce qui suit, de la notation entre crochets [] pour désigner une somme de quantités semblables.

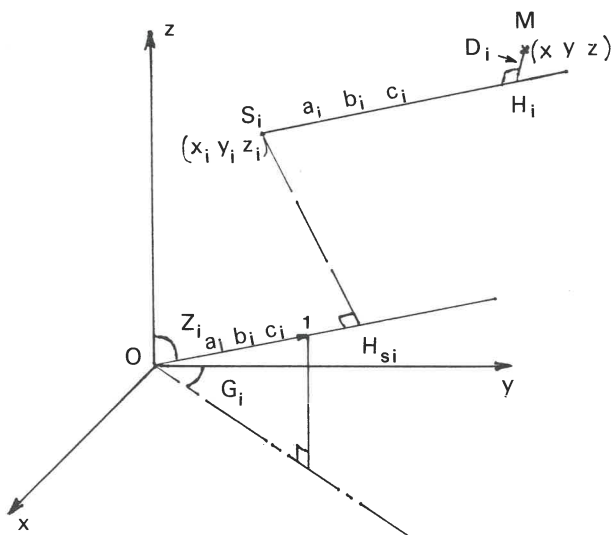


fig. 1

La condition de choix de la solution cherchée s'écrit ainsi :

[D_i^2] minimum

1 - 3 - Expression de la distance D_i du point M à la visée issue de S_i

Soit H_i le pied de la perpendiculaire abaissée de M sur la demi-droite issue de S_i qui a pour cosinus directeur a_i, b_i, c_i .

On a : $D_i = M H_i$

$$D_i^2 = \overline{M H_i}^2 = \overline{S_i M}^2 - \overline{S_i H_i}^2$$

$$\text{Or } \overline{S_i M}^2 = (x - x_i)^2 + (y - y_i)^2 + (z - z_i)^2$$

$$\text{et } \overline{S_i H_i} = a_i (x - x_i) + b_i (y - y_i) + c_i (z - z_i)$$

(expression du produit scalaire)

$$\text{En posant : } h_i = a_i x_i + b_i y_i + c_i z_i$$

$$\text{on a } \overline{S_i H_i} = a_i x + b_i y + c_i z - h_i$$

et :

$$(2) \quad D_i^2 = (x - x_i)^2 + (y - y_i)^2 + (z - z_i)^2 - (a_i x + b_i y + c_i z - h_i)^2$$

1 - 4 - Variation de la distance D_i pour une variation de position du point M

La variation de la distance D_i , ou, plus facilement, du carré de la distance D_i^2 , en fonction de la variation de la position du point M, s'exprime par les 3 différentielles partielles de D_i^2 relativement aux coordonnées x, y, z de M.

En attribuant le coefficient $-\frac{1}{2}$, on a

$$-\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial x} = (a_i^2 - 1)x + a_i b_i y + a_i c_i z - (a_i h_i - x_i)$$

$$(3) \quad -\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial y} = a_i b_i x + (b_i^2 - 1)y + b_i c_i z - (b_i h_i - y_i)$$

$$-\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial z} = a_i c_i x + b_i c_i y + (c_i^2 - 1)z - (c_i h_i - z_i)$$

La méthode traite symétriquement les 3 coordonnées. On voit que les expressions se présentent naturellement sous la forme linéaire. Ceci offre l'avantage, dans la résolution qui va suivre, de ne pas exiger la connaissance d'une solution approchée (point approché) ni de nécessiter de réitération dans les calculs.

1 - 5 - Résolution par la méthode des moindres carrés

La somme des carrés des distances [D_i^2] du point M aux différentes visées d'intersection sera minimum pour la position x, y, z de M rendant nulles les 3 sommes des différentielles partielles.

$$\left[-\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial x} \right] = 0 \quad \left[-\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial y} \right] = 0 \quad \left[-\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial z} \right] = 0$$

Les valeurs de x, y, z , cherchées répondent à la solution du système des 3 équations normales à 3 inconnues :

$$\begin{aligned} [a_i^2 - 1]x + [a_i b_i]y + [a_i c_i]z - [a_i h_i - x_i] &= 0 \\ (4) \quad [a_i b_i]x + [b_i^2 - 1]y + [b_i c_i]z - [b_i h_i - y_i] &= 0 \\ [a_i c_i]x + [b_i c_i]y + [c_i^2 - 1]z - [c_i h_i - z_i] &= 0 \end{aligned}$$

1 - 6 - Résidus d'observation

La distance du point M à une visée d'observation est obtenue en reportant les résultats des coordonnées x, y, z , dans l'expression (5).

$$(5) D_i^2 = [b_i(x - x_i) - a_i(y - y_i)]^2 + [c_i(y - y_i) - b_i(z - z_i)]^2 + [a_i(z - z_i) - c_i(x - x_i)]^2$$

Cette expression, issue du produit vectoriel, est équivalente à l'expression (2) dont l'usage ici est à prohiber, les arrondis de calcul enlevant toute valeur significative au résultat.

L'erreur moyenne quadratique sur la position calculée du point intersecté peut être estimée par la formule

$$e_{mq} = \sqrt{\frac{[D_i^2]}{n - \frac{3}{2}}}$$

n étant le nombre de visées d'intersection

1 - 7 - Remarques

Le calcul se prête bien à l'usage des calculatrices électroniques programmables de poche.

Avec 2 visées d'intersections, le point est déterminé avec une donnée surabondante (4 données angulaires pour calculer 3 inconnues).

Il n'y a pas indétermination si les stations et le point visé sont dans un même plan vertical. L'intersection est alors réalisée dans ce plan vertical.

Il n'y a indétermination que lorsque toutes les visées sont colinéaires.

Bien qu'il ne soit pas nécessaire de connaître un point approché, il y a néanmoins intérêt à éliminer les chiffres superflus en tête des coordonnées si l'on veut garder une valeur aux dernières décimales, le nombre de chiffres significatifs étant limité par la capacité de la calculatrice.

2 — LE RELÈVEMENT SPATIAL

En une station de relèvement R, de coordonnées inconnues x, y, z , on opère avec un théodolite non bullé, ou, plus généralement avec un théodolite dont l'axe de l'alidade présente une orientation quelconque et inconnue dans un référentiel général.

En la station R, le théodolite forme un référentiel particulier, défini par le trièdre trirectangle dont les 3 arêtes sont :

- l'axe de l'alidade du théodolite
- la perpendiculaire à cet axe dans le plan contenant à la fois l'axe de l'alidade et une direction origine arbitraire (référence).
- la perpendiculaire commune à ces deux premières arêtes.

De la station R, on vise des points connus tels que P_i dont les coordonnées sont x_i, y_i, z_i dans le référentiel général.

Le problème que nous nous proposons de résoudre est de déterminer :

- les coordonnées de la station R dans le référentiel général (3 inconnues)
- la rotation qui rendrait le référentiel particulier de la station R parallèle au référentiel général (3 autres inconnues).

2 - 1 - Observations dans le référentiel particulier à la station R

Pour chaque direction RP_i , les angles sont observés au théodolite dans le référentiel particulier à la station R. Ce sont (voir figure 2) :

- l'angle diedre G_{oi} ayant comme arête l'axe de l'alidade, lu sur le cercle perpendiculaire à l'axe de l'alidade
- l'angle Z_{oi} que fait la direction observée avec l'axe de l'alidade, lu sur le cercle perpendiculaire à l'axe de rotation de la lunette (axe des tourillons)

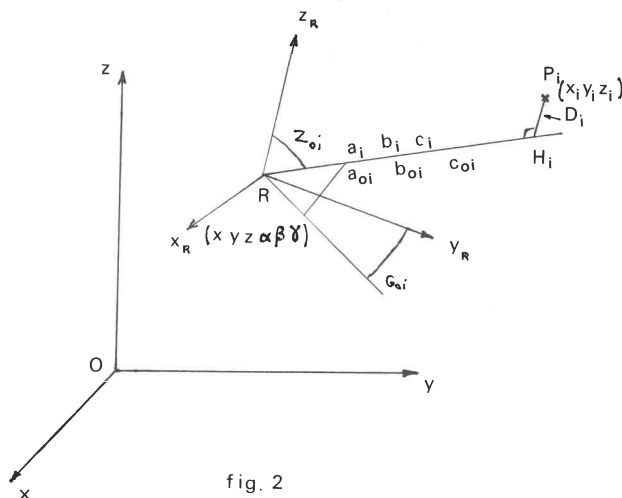


fig. 2

La direction de la visée de R sur P_i , dans le référentiel particulier de R, est définie par les cosinus directeurs du vecteur unitaire :

$$(11) \begin{aligned} a_{oi} &= \sin G_{oi} \sin Z_{oi} \\ b_{oi} &= \cos G_{oi} \sin Z_{oi} \\ c_{oi} &= \cos Z_{oi} \end{aligned}$$

2 - 2 - Rotation du référentiel particulier de la station R

La rotation qui permet de passer du référentiel particulier de R au référentiel général peut être définie par un vecteur rotation, ayant pour longueur le sinus de l'angle de rotation ω (omega) et dont les 3 composantes sur les 3 axes du référentiel particulier à la station sont α (alpha) β (bêta) γ (gamma) telles que

$$(12) \alpha^2 + \beta^2 + \gamma^2 = \sin^2 \omega$$

Le vecteur unitaire sur la visée RP_i , de composantes a_{oi}, b_{oi}, c_{oi} dans le référentiel particulier, a, dans le référentiel général, des composantes a_i, b_i, c_i , données par les formules d'Olinde Rodrigues.

$$a_i = \left(1 - \frac{\beta^2 + \gamma^2}{1 + \cos \omega}\right) a_{oi} + \left(\gamma + \frac{\alpha \beta}{1 + \cos \omega}\right) b_{oi} + \left(-\beta + \frac{\alpha \gamma}{1 + \cos \omega}\right) c_{oi}$$

$$b_i = \left(-\gamma + \frac{\alpha \beta}{1 + \cos \omega}\right) a_{oi} + \left(1 - \frac{\alpha^2 + \gamma^2}{1 + \cos \omega}\right) b_{oi} + \left(\alpha + \frac{\beta \gamma}{1 + \cos \omega}\right) c_{oi}$$

$$c_i = \left(\beta + \frac{\alpha \gamma}{1 + \cos \omega}\right) a_{oi} + \left(-\alpha + \frac{\beta \gamma}{1 + \cos \omega}\right) b_{oi} + \left(1 - \frac{\alpha^2 + \beta^2}{1 + \cos \omega}\right) c_{oi}$$

Les coefficients entre parenthèses forment une matrice d'ordre 3, appelée d'Olinde Rodrigues. Ces coefficients sont exacts, c'est-à-dire qu'aucune approximation n'a été faite.

On peut vérifier que c'est une matrice unitaire : la somme des carrés des 3 coefficients de chaque ligne et de chaque colonne est égale à l'unité. La multiplication d'un vecteur par cette matrice donne un vecteur de même longueur. En particulier le vecteur unitaire a_{oi}, b_{oi}, c_{oi} est transformé en un autre vecteur unitaire a_i, b_i, c_i

$$(14) a_i^2 + b_i^2 + c_i^2 = 1$$

2 - 3 - Condition de choix de la solution cherchée

Compte tenu des erreurs accidentelles d'observation, la demi-droite issue de R, de cosinus directeurs a_i, b_i, c_i dans le référentiel général, ne passe pas exactement par le point P_i , mais à une distance D_i .

La position du point R et la rotation de son référentiel particulier seront choisies de telle sorte que la somme des carrés des distances D_i des visées observées aux points visés correspondants sur lesquels la station R est relevée, soit minimum.

La condition de choix de la solution cherchée s'écrira ainsi avec la même convention que pour l'intersection spatiale :

$$[D_i^2] \text{ minimum}$$

2 - 4 - Expression de la distance D_i de la visée issue de R au point visé P_i

Soit H_i le pied de la perpendiculaire abaissée de P_i sur la demi-droite issue de R qui a pour cosinus directeur a_i, b_i, c_i dans le référentiel général.

On a :

$$D_i = P_i H_i$$

$$D_i^2 = \overline{P_i H_i}^2 = \overline{R P_i}^2 - \overline{R H_i}^2$$

$$\text{Or } \overline{R P_i}^2 = (x - x_i)^2 + (y - y_i)^2 + (z - z_i)^2$$

$$\text{et } R H_i = a_i (x - x_i) + b_i (y - y_i) + c_i (z - z_i)$$

(expression du produit scalaire)

Supposons connues les coordonnées x_a, y_a, z_a d'un point R_a , point approché de R et appelons $\delta x, \delta y, \delta z$ les composantes du vecteur $R_a R$.

En posant :

$$u = x - x_i = x_a - x_i + \delta x$$

$$(15) v = y - y_i = y_a - y_i + \delta y$$

$$w = z - z_i = z_a - z_i + \delta z$$

On a :

$$(16) R H_i = h = a_i u + b_i v + c_i w$$

et

$$(17) D_i^2 = u^2 + v^2 + w^2 - h^2$$

2 - 5 - Variation de la distance D_i pour une variation de position de la station R et une variation d'orientation de son référentiel particulier

La variation de la distance D_i , ou, plus facilement, la variation du carré de la distance D_i , en fonction de la variation de la position de la station de relèvement R et de la variation de l'orientation de son référentiel particulier, s'exprime par les 6 différentielles partielles de D_i^2 relativement aux 6 variables $\delta x, \delta y, \delta z, \alpha, \beta, \gamma$.

En attribuant le coefficient $-\frac{1}{2}$, les différentielles s'expriment ainsi :

$$(18) \begin{aligned} -\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial \delta x} &= h \frac{\partial h}{\partial \delta x} - u = h - \frac{\partial h}{\partial \delta x} - (x_a - x_i) - \delta x \\ -\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial \delta y} &= h \frac{\partial h}{\partial \delta y} - v = h - \frac{\partial h}{\partial \delta y} - (y_a - y_i) - \delta y \\ -\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial \delta z} &= h \frac{\partial h}{\partial \delta z} - w = h - \frac{\partial h}{\partial \delta z} - (z_a - z_i) - \delta z \\ -\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial \alpha} &= h \frac{\partial h}{\partial \alpha} \\ -\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial \beta} &= h \frac{\partial h}{\partial \beta} \\ -\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial \gamma} &= h \frac{\partial h}{\partial \gamma} \end{aligned}$$

Les expressions ne se présentent pas, comme dans le cas de l'intersection spatiale, linéairement en fonction de toutes les variables, mais seulement envers δx , δy , δz .

En vue de la résolution par les moindres carrés on cherchera à exprimer ces différentielles sous forme de fonctions du 1^{er} degré des 6 variables δx , δy , δz , α , β , γ . Pour cela on exprimera les différentielles de h en fonction linéaire des 6 variables, ce qui nécessite d'exprimer d'abord h en une fonction du second degré des 6 variables.

$$\begin{aligned} a_i &= \left(1 - \frac{\beta^2 + \gamma^2}{2}\right) a_{oi} + \left(\gamma + \frac{\alpha\beta}{2}\right) b_{oi} + \left(-\beta + \frac{\alpha\gamma}{2}\right) c_{oi} \\ (19) \quad b_i &= \left(-\gamma + \frac{\alpha\beta}{2}\right) a_{oi} + \left(1 - \frac{\alpha^2 + \gamma^2}{2}\right) b_{oi} + \left(\alpha + \frac{\beta\gamma}{2}\right) c_{oi} \\ c_i &= \left(\beta + \frac{\alpha\gamma}{2}\right) a_{oi} + \left(-\alpha + \frac{\beta\gamma}{2}\right) b_{oi} + \left(1 - \frac{\alpha^2 + \beta^2}{2}\right) c_{oi} \end{aligned}$$

On exprimera h en reportant ces expressions de a_i , b_i , c_i dans la formule (16).

En ordonnant suivant les inconnues α , β , γ , on a :

$$\begin{aligned} (20) \quad h &= a_{oi} u + b_{oi} v + c_{oi} w \\ &+ (c_{oi} v - b_{oi} w) \alpha + (a_{oi} w - c_{oi} u) \beta + (b_{oi} u - a_{oi} v) \gamma \\ &- \frac{1}{2} (b_{oi} v + c_{oi} w) \alpha^2 - \frac{1}{2} (a_{oi} u + c_{oi} w) \beta^2 - \frac{1}{2} (a_{oi} u + b_{oi} v) \gamma^2 \\ &+ \frac{1}{2} (b_{oi} u + a_{oi} v) \alpha \beta + \frac{1}{2} (c_{oi} u + a_{oi} w) \alpha \gamma + \frac{1}{2} (c_{oi} v + b_{oi} w) \beta \gamma \end{aligned}$$

Les variables δx , δy , δz sont incluses dans les quantités u , v , w (formules 15). Dans les termes du second degré en α , β , γ de l'expression (20) on négligera donc dans les quantités u , v , w les variables δx , δy , δz pour ne garder que la partie principale $x_a - x_i$, $y_a - y_i$, $z_a - z_i$.

En outre pour expliciter les termes indépendants des 3 variables α , β , γ on posera

$$(21) \quad h_{oi} = a_{oi} (x_a - x_i) + b_{oi} (y_a - y_i) + c_{oi} (z_a - z_i)$$

Pour expliciter les termes du 1^{er} degré en α , β , γ on posera ;

$$\begin{aligned} A_{oi} &= c_{oi} (y_a - y_i) - b_{oi} (z_a - z_i) \\ (22) \quad B_{oi} &= a_{oi} (z_a - z_i) - c_{oi} (x_a - x_i) \\ C_{oi} &= b_{oi} (x_a - x_i) - a_{oi} (y_a - y_i) \end{aligned}$$

On est ainsi amené à assimiler, dans les formules d'Olinde Rodrigues, cosinus ω à l'unité c'est-à-dire à présumer l'angle ω petit.

Comme il n'en est généralement pas ainsi, la solution obtenue par les moindres carrés, donnera des valeurs pour les 6 inconnues qui ne seront qu'approchées et nécessitera un calcul itératif.

Les formules (13) ainsi simplifiées deviennent :

Pour simplifier les termes du second degré en α , β , γ , comme on le dit plus haut, on remplacera u , v , w , par des quantités approchées.

$$u = x_a - x_i \text{ par } a_{oi} h_{oi}$$

$$v = y_a - y_i \text{ par } b_{oi} h_{oi}$$

$$w = z_a - z_i \text{ par } c_{oi} h_{oi}$$

et en remarquant que

$$a_{oi}^2 + b_{oi}^2 + c_{oi}^2 = 1$$

on remplacera dans les coefficients des termes en α^2 , β^2 , γ^2

$$a_{oi}^2 + b_{oi}^2 \text{ par } 1 - c_{oi}^2$$

$$b_{oi}^2 + c_{oi}^2 \text{ par } 1 - a_{oi}^2$$

$$c_{oi}^2 + a_{oi}^2 \text{ par } 1 - b_{oi}^2$$

Finalement l'expression de h en fonction des 6 variables δx , δy , δz , α , β , γ peut s'écrire :

$$\begin{aligned}
(23) \quad h = & h_{oi} \\
& + a_{oi} \delta x + b_{oi} \delta y + c_{oi} \delta z \\
& + A_{oi} \alpha + B_{oi} \beta + C_{oi} \gamma \\
& + (c_{oi} \delta y - b_{oi} \delta z) \alpha + (a_{oi} \delta z - c_{oi} \delta x) \beta + (b_{oi} \delta x - a_{oi} \delta y) \gamma \\
& + \frac{1}{2} (a_{oi}^2 - 1) h_{oi} \alpha^2 + \frac{1}{2} (b_{oi}^2 - 1) h_{oi} \beta^2 + \frac{1}{2} (c_{oi}^2 - 1) h_{oi} \gamma^2 \\
& + a_{oi} b_{oi} h_{oi} \alpha \beta + a_{oi} c_{oi} h_{oi} \alpha \gamma + b_{oi} c_{oi} h_{oi} \beta \gamma
\end{aligned}$$

Les 6 différentielles partielles de h par rapport aux 6 variables $\delta x, \delta y, \delta z, \alpha, \beta, \gamma$ s'écrivent :

$$\begin{aligned}
\frac{\partial h}{\partial \delta x} &= a_{oi} - c_{oi} \beta + b_{oi} \gamma \\
\frac{\partial h}{\partial \delta y} &= b_{oi} + c_{oi} \alpha - a_{oi} \gamma \\
\frac{\partial h}{\partial \delta z} &= c_{oi} - b_{oi} \alpha + a_{oi} \beta \\
(24) \quad \frac{\partial h}{\partial \alpha} &= A_{oi} + c_{oi} \delta y - b_{oi} \delta z + (a_{oi}^2 - 1) b_{oi} \alpha + a_{oi} b_{oi} h_{oi} \beta + a_{oi}^2 c_{oi} h_{oi} \gamma \\
\frac{\partial h}{\partial \beta} &= B_{oi} - c_{oi} \delta x + a_{oi} \delta z + a_{oi} b_{oi} h_{oi} \alpha + (b_{oi}^2 - 1) h_{oi} \beta + b_{oi} c_{oi} h_{oi} \gamma \\
\frac{\partial h}{\partial \gamma} &= C_{oi} + b_{oi} \delta x - a_{oi} \delta y + a_{oi} c_{oi} h_{oi} \alpha + b_{oi} c_{oi} h_{oi} \beta + (c_{oi}^2 - 1) h_{oi} \gamma
\end{aligned}$$

Les 6 différentielles partielles du carré de la distance D_i par rapport aux 6 variables (formules 18) s'expriment alors en effectuant le produit de l'expression de h (23) avec les 6 expressions (24), en se limitant, dans le résultat, aux termes du premier degré des variables.

Ces 6 différentielles partielles sont exprimées dans les crochets [] des équations normales ci-dessous (formules 25).

2 - 6 - Equations normales

La somme des carrés des distances $[D_i^2]$, entre les différentes visées du relèvement et les points visés correspondants, sera minimum pour la position x, y, z , de la station R et la rotation α, β, γ de son référentiel particulier rendant nulles les 6 sommes des différentielles partielles.

$$\left[-\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial \delta x} \right] = 0 \left[-\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial \delta y} \right] = 0 \left[-\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial \delta z} \right] = 0 \left[-\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial \alpha} \right] = 0 \left[-\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial \beta} \right] = 0 \left[-\frac{1}{2} \frac{\partial D_i^2}{\partial \gamma} \right] = 0$$

Les valeurs de : $\delta x, \delta y, \delta z, \alpha, \beta, \gamma$ cherchées répondent à la solution du système des 6 équations normales à 6 inconnues. Pour en alléger la présentation, les coefficients sont indiqués, pour chaque équation, sous l'inconnue qu'ils multiplient. De plus les indices io des cosinus directeurs et autres valeurs ont été supprimés :
par exemple a_{oi} devient a.

(25)

δx	δy	δz	α	β	γ	Constante
$[a^2 - 1]$	$[ab]$	$[ac]$	$[Aa]$	$[Ba - ch]$	$[Ca + bh]$	$[ah - x_s + x_i] - 0$
$[ab]$	$[b^2 - 1]$	$[bc]$	$[Ab + ch]$	$[Bb]$	$[Cb - ah]$	$[bh - y_s + y_i] - 0$
$[ac]$	$[bc]$	$[c^2 - 1]$	$[Ac - bh]$	$[Bc + ah]$	$[Cc]$	$[ch - z_s + z_i] - 0$
$[Aa]$	$[Ab + ch]$	$[Ac - bh]$	$[A^2 + (a^2 - 1)h^2]$	$[AB + abh^2]$	$[AC + ach^2]$	$[Ah] - 0$
$[Ba - ch]$	$[Bb]$	$[Bc + ah]$	$[AB + abh^2]$	$[B^2 + (b^2 - 1)h^2]$	$[BC + bch^2]$	$[Bh] - 0$
$[Ca + bh]$	$[Cb - ah]$	$[Cc]$	$[AC + ach^2]$	$[BC + bch^2]$	$[C^2 + (c^2 - 1)h^2]$	$[Ch] - 0$

2 - 7 - Résolution itérative

Comme il a déjà été dit, il est nécessaire de connaître des valeurs approchées de α , β , γ . Souvent d'ailleurs, lors de la mise en station de l'appareil, on aura pu s'arranger pour que l'orientation du référentiel particulier de la station ne soit pas très différente de celle du référentiel général. Les valeurs approchées de α , β , γ sont alors zéro.

S'il n'en est pas ainsi, on choisira des valeurs approchées α_o , β_o , γ_o qui définiront donc une rotation initiale du référentiel particulier de la station R. Il sera fait application dans un **calcul préalable**, des formules (13) d'Olinde Rodrigues pour obtenir, pour chaque visée, des cosinus directeurs a_{1i} , b_{1i} , c_{1i} à partir des cosinus directeurs initiaux a_{oi} , b_{oi} , c_{oi} .

On peut, par contre, s'affranchir de la connaissance des valeurs approchées des coordonnées x_a , y_a , z_a de la station R.

En effet, dans un **premier calcul**, on peut fixer à zéro les valeurs x_a , y_a , z_a et considérer que les inconnues α , β , γ sont également nulles.

Le système se réduit à la résolution des 3 premières équations normales à 3 inconnues tout à fait analogue au cas du point intersecté.

$$\begin{aligned} [a^2 - 1] \delta x + [ab] \delta y + [ac] \delta z + [ah + x_i] &= 0 \\ [ab] \delta x + [b^2 - 1] \delta y + [bc] \delta z + [bh + y_i] &= 0 \\ [ac] \delta x + [bc] \delta y + [c^2 - 1] \delta z + [ch + z_i] &= 0 \end{aligned}$$

Ce sont bien les mêmes équations que pour le point intersecté sauf que h a changé de signe car d'après (21) : $h_{oi} = -(a_{oi} x_i + b_{oi} y_i + c_{oi} z_i)$.

Dans un **deuxième calcul**, on adoptera les valeurs δx , δy , δz , trouvées dans le premier calcul comme valeurs approchées x_a , y_a , z_a des coordonnées de R et l'on calculera les valeurs δx_1 , δy_1 , δz_1 , α_1 , β_1 , γ_1 des 6 inconnues.

Ces résultats ne seront pas encore définitifs car des approximations ont été faites dans l'établissement des équations normales.

Un **troisième calcul** est donc nécessaire en prenant :

- comme nouvelles valeurs approchées des coordonnées

$$x'_a = x_a + \delta x_1$$

$$y'_a = y_a + \delta y_1$$

$$z'_a = z_a + \delta z_1$$

- comme nouvelles valeurs des cosinus directeurs a_{2i} , b_{2i} , c_{2i} , les valeurs obtenues à partir des cosinus directeurs initiaux a_{oi} , b_{oi} , c_{oi} ou à partir de a_{1i} , b_{1i} , c_{1i} si une rotation approchée a été appliquée dans le calcul préalable.

Ce nouveau calcul donnera des résultats qui seront traités comme les précédents du deuxième calcul.

Un **calcul itératif** sera exécuté jusqu'à ce que les 6 nouvelles valeurs trouvées pour les inconnues soient nulles, ou tout au moins inférieures à une limite que l'on se fixera pour arrêter le calcul.

Dans ce processus itératif, il convient de prendre soin de calculer les valeurs successives des coefficients a_{ni} , b_{ni} , c_{ni} , toujours en repartant des valeurs initiales a_{oi} , b_{oi} , c_{oi} par les formules (13) prenant en compte le produit des rotations successives (produit des matrices).

Il y a lieu de vérifier que la matrice produit est bien restée une matrice unitaire dans le calcul, car ce n'est pas toujours le cas en raison des arrondis. Dans ce cas il est facile de rendre unitaire la matrice produit en recalculant les 9 termes à partir des valeurs de α_n , β_n , γ_n que l'on obtient aisément par la demi-différence entre les termes rectangles symétriques de la matrice-produit.

INTERSECTION SPATIALE

Calcul avec compensation par la méthode des moindres carrés

Stations	S ₁	S ₂	S ₃	Somme des Coeff.
Coord. x _i	20. 100	19. 912	71. 244	
y _i	100. 003	40. 180	31. 817	
z _i	5. 420	6. 025	33. 774	
Cisement G _i	128. 3529	55. 3240	391. 8011	
Angle Azimuth Z _i	66. 7424	71. 7670	99. 4332	
Cos.direct. a _i	0.78208339	0.68982295	-0.12842720	
b _i	-0.37332975	0.58311897	0.99167897	
c _i	0.49896941	0.42908806	0.00890316	
h _i	-18.90980465	39.75073035	22.70327753	
Coeff. a _i ² - 1	-0.38834557	-0.52414430	-0.98350645	-1.89599632
b _i ² - 1	-0.86062490	-0.65997227	-0.01657282	-1.53716999
c _i ² - 1	-0.75102953	-0.81588344	-0.99992073	-2.56683370
ab _i	-0.29197500	0.40224885	-0.12735855	-0.01708470
ac _i	0.39023569	0.29599479	-0.00114341	0.68508707
bc _i	-0.18628012	0.25020939	0.00882907	0.07275835
ah _i - x _i	-34.88904413	7.50896607	-74.15971836	-101.53979642
bh _i - y _i	-92.94340736	-17.00059506	-9.30263712	-119.24663954
ch _i - z _i	-14.85541407	11.03156377	-33.57186918	-37.39571948
Equations normales	-1.89599632 x - 0.01708470 y + 0.68508707 z = -101.53979642 -0.01708470 x - 1.53716999 y + 0.07275835 z = -119.24663954 0.68508707 x + 0.07275835 y - 2.56683370 z = -37.39571948			
Solutions	x = 65.203 914 y = 78.469 326 z = 34.195 973			
Résidus d'obs. Distances Di	0.003 053	0.003 578	0.003 522	e _{mq} 0.004 8

3 — RÉSEAU SPATIAL

Une extension de la station de relèvement spatial et de l'intersection spatiale est la réalisation d'un canevas à plusieurs stations, à visées réciproques ou non, visant un certain nombre de points, soit pour les intersecter, soit pour se relever sur leur position.

Chaque station a alors son propre référentiel particulier et le développement de la théorie conduit à des équations normales comportant 6 inconnues par station et, si on veut les faire rentrer dans la compensation, 3 inconnues en plus par points intersectés.

Cela amène à des équations normales de grandes dimensions, mais les ordinateurs sont là pour résoudre ces systèmes.

4 — CONSIDÉRATIONS FINALES ET CONCLUSION

L'intérêt de l'intersection spatiale est évident dans les canevas de faibles dimensions lorsque les visées ne sont pas trop près de l'horizontale. Les résultats sont alors meilleurs que par le calcul classique de la planimétrie, puis de l'altimétrie.

On peut, sans difficulté, tenir compte de la réfraction atmosphérique. En effet, il suffit de corriger, avant les calculs, les angles zénithaux observés en les augmentant proportionnellement à la longueur horizontale des visées. Pour cela, un premier calcul sera fait sans tenir compte de la réfraction et permettra de connaître ces longueurs horizontales. Un deuxième calcul, après correction de réfraction des angles zénithaux, sera définitif.

La théorie du relèvement spatial et des réseaux spatiaux a été développée pour des mesures dimensionnelles dans les cales de navires à flot, où aucune référence à la verticale n'était possible.

La précision des résultats obtenus pour les canevas sur les navires à flot a toujours été au moins aussi bonne que pour les canevas dans les navires en cale sèche (précision du 1/2 millimètre facilement atteinte).

La méthode du relèvement spatial peut être utilisée avec profit pour des canevas d'auscultation de précision, dans le cas d'ouvrage d'art de grande hauteur (barrages par exemple). En effet, il a souvent été constaté que, par suite des écarts accidentels de verticalité de l'axe de l'alidade aux stations d'observation, les intersections d'une série de points situés sensiblement sur une même verticale, présentaient des écarts entre les visées d'autant plus grands que les dénivellées entre stations et points visés étaient plus importantes. En donnant alors au théodolite, en chaque station d'observation, les 2 degrés de liberté qui définissent les défauts de verticalité de l'axe de l'alidade, on peut pallier à ces défauts.

Une difficulté opératoire dans le relèvement spatial est que le cercle "vertical" du théodolite doit, comme le cercle "horizontal", être fixe et ne faire l'objet d'aucun mouvement par rapport à l'alidade. Il y a donc lieu de bloquer le bouton de réglage et, pour plus de sûreté, de masquer la nivelle de réglage. En fait, pour cet usage, un cercle "vertical" fixe, par construction de l'instrument, serait la meilleure solution.

Enfin je voudrais terminer cet article par une pensée et un remerciement :

— une pensée pour les futurs "toponautes" de l'espace qui pourront, grâce à ces formules s'adonner aux joies des canevas topométriques en état d'apesanteur,

— un remerciement aux constructeurs et armateurs des deux premiers navires méthaniers de la filière TECHNIGAZ qui ont baptisé ces bateaux : PYTHAGORE et DESCARTES, rendant ainsi hommage à l'importance du rôle de la géométrie dans leur construction.

Robert VINCENT

demain chez vous un appareil en location

topographie

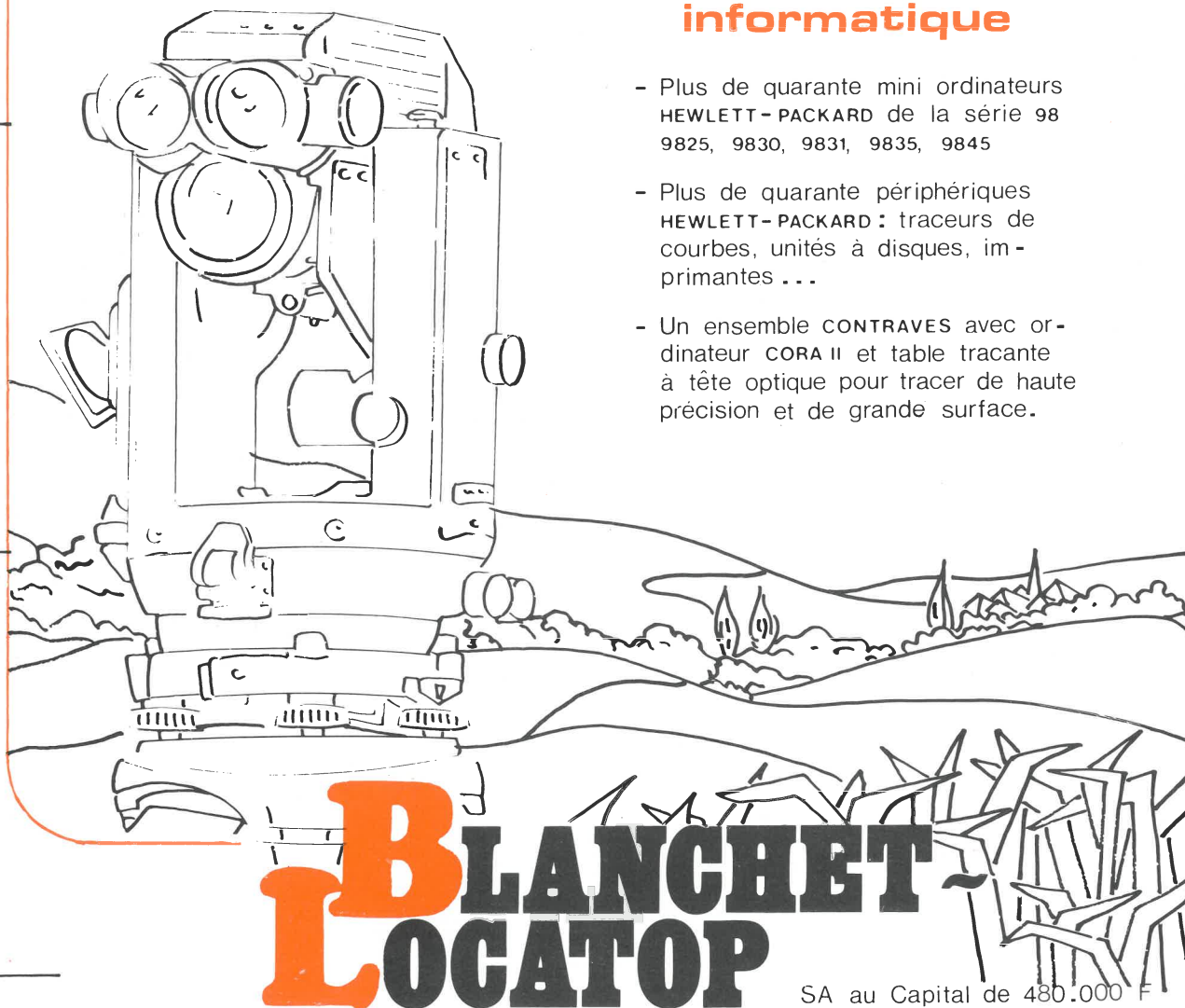
- Plus de 150 instruments classiques :
théodolites, tachéomètres, niveaux ...
essentiellement de marque WILD
- Une quinzaine d'équipements de mesure électronique de distance :
WILD DI 4 et DI 3S, AGA 12 et AGA 14
HEWLETT-PACKARD 3810, TELLURO -
METRE CA 1000
- Une dizaine de lasers d'alignement
et de nivellement

WILD DISTOMAT DI 4 sur théodolite T1 A

location sur simple
appel téléphonique
en France ou à l'Etranger

informatique

- Plus de quarante mini ordinateurs
HEWLETT-PACKARD de la série 98
9825, 9830, 9831, 9835, 9845
- Plus de quarante périphériques
HEWLETT-PACKARD : traceurs de
courbes, unités à disques, im-
primantes ...
- Un ensemble CONTRAVES avec or-
dinateur CORA II et table tracante
à tête optique pour tracer de haute
précision et de grande surface.



31-33, rue le Marois, 75016 Paris
Tel: (1) 651.72.20 & 651.69.22

SA au Capital de 480.000 F