

CHAPITRE 13

LES CANEVAS

Ce chapitre est certainement l'un des plus importants de cet ouvrage. Aucun lever ne sera de qualité s'il n'est sous-tendu par un canevas de qualité. Après avoir étudié les instruments, il convient maintenant de passer à l'essentiel : mesurer tous les détails afin de livrer le terrain nominal spécifié par le cahier des charges. Et pas de lever sans canevas, sauf à n'utiliser qu'un récepteur GNSS.

Il n'y a pas trente-six manières de lever ou d'implanter les détails. Les deux moyens les plus efficaces actuellement restent la tachéométrie et le GNSS, encore que ce dernier exige un dégagement suffisant du ciel au-dessus de la zone d'intervention. Les stations de tachéométrie poseront quant à elles un problème d'interconnexion dont est exempt le GNSS, d'où cette notion de canevas.

U Seuls le lever ou l'implantation au GNSS dispensent du canevas !

Un canevas se compose donc de **stations**, desquelles on pourra lever ou implanter au moyen d'une station totale (ou autre instrument...). Selon l'étendue du chantier, ce canevas pourra se résumer à une seule station ou, au contraire, se composer d'un **réseau polygonal** complexe, nécessitant la détermination préalable de **points d'appui**.

Dans tous les cas de figure, chaque station déterminée en E,N(H), doit disposer d'au moins une **référence** afin de pouvoir orienter le tachéomètre dans le système choisi.

U Canevas = ensemble de stations connues en E,N(H).
En chaque station : une ou plusieurs références.

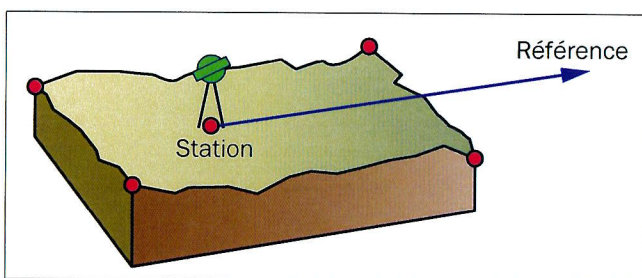


Figure 363. © ECS

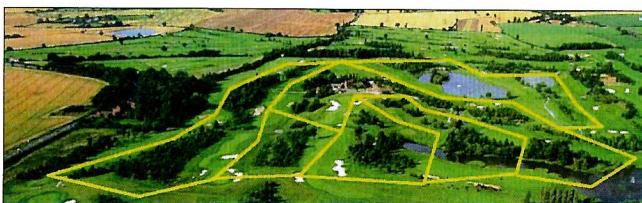


Figure 364. © DR

Le lever du golf de 60 ha ci-dessus nécessitera un canevas conséquent, d'environ 80 stations de lever. Le réseau

polygonal s'appuiera sans aucun doute sur des points d'appui.

Les nouvelles tolérances de 2003 posent désormais le problème de l'autocontrôle des sommets du canevas : là aussi, la qualité des stations de tachéométrie sera plus délicate à atteindre que celle des stations de GNSS, indépendantes et directement reliées au pivot, tâche d'autant plus délicate que le lever sera étendu, en surface comme en longueur.

Enfin, se posera le délicat problème du **rattachement** : un système local peut atteindre une précision interne très poussée ; cette précision peut se dégrader lors du rattachement à un des réseaux légaux, le RGF93 en planimétrie, le NGF en altimétrie, dégradation due à l'erreur propre du réseau ou à l'instrument et la méthode de rattachement.

I. PRINCIPES DE BASE

L'établissement d'un canevas doit obéir à dix principes de base :

1. Reconnaissance
Reconnaître la zone d'intervention, sur le terrain ou sur tous documents mis à la disposition du géomètre : cadastre, carte IGN, orthophotoplan... pour étudier la mise en place des stations du canevas.
2. Densité
Décider de la densité des points d'appui nécessaires pour les cheminements polygonaux en cas de lever tachéométrique. Les stations GNSS ont l'avantage d'être indépendantes les unes des autres !
3. Rattachement
Localiser les repères géodésiques et de nivellement de proximité en cas de rattachement aux réseaux légaux RGF93 et NGF, en consultant la carte IGN et Internet.
4. Stations et références
Disposer les points d'appui et les stations de lever qui permettront de lever tous les détails spécifiés au cahier des charges, en s'assurant de pouvoir s'orienter en chaque station sur une ou plusieurs références.
5. Conservation
Une fois les stations du canevas disposées judicieusement et matérialisées, établir le dossier de conservation : croquis de repérage, fiche signalétique, schéma de polygonaux...

6. Instruments

Choisir les instruments et les méthodes qui respectent la qualité requise au cahier des charges.

7. Précision

Mesurer à l'écart-type pour être sûr de ne pas dépasser la tolérance imposée. Assurer aux stations du canevas une qualité au moins égale à celle exigée des détails. Il est souhaitable de prévoir une qualité supérieure au canevas ! Attention à la dégradation due au rattachement !

8. Ordre

Travailler du grand vers le petit afin de ne pas accroître les erreurs.

9. Période

Choisir la période propice de lever pour mener à bien cette mission. Certaines zones sont plus dégagées l'hiver !

10. Compétence

Choisir les équipes compétentes capables d'assurer la qualité requise par le cahier des charges.



La mise en place de stations de canevas au moyen du positionnement GNSS est plus rapide et plus précise !

A. Reconnaissance des lieux, densité, points d'appui

La reconnaissance du terrain préalable au lever s'impose dès lors que son étendue est d'importance : au moins 1 ha en surface et 1 km en lever. Sinon, une approche sur carte ou plan suffit amplement. Les stations de canevas seront alors disposées au moment du lever.

Ce sont essentiellement les obstacles naturels ou artificiels qui vont conditionner le nombre et l'emplacement des stations de lever. On peut très bien se trouver en présence d'un terrain de 10 ha (300 m sur 300 m) complètement dégagé, et dont le lever complet pourrait se faire à partir d'une seule station judicieusement placée (Figure 365). Les portées maximum n'excéderont pas 220 m. Mais il suffit que cette même zone soit boisée ou urbanisée et le nombre de stations peut être décuplé ! Se pose alors le problème d'interconnexion de toutes ces stations, problème résolu si elles sont déterminées par GNSS !



La portée raisonnable d'un tachéomètre est de 300 m.

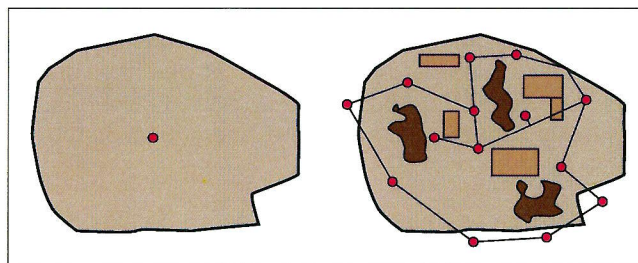


Figure 365. © ECS

La Figure 365 à gauche montre la simplicité du canevas, réduit à une station, lorsque la zone est parfaitement dégagée : pas d'arbres, ni de bâtiments, pas de relief trop accentué... La figure de droite montre que pour la même étendue, le nombre de stations indispensables au lever est passé de 1 à 14, compte tenu des obstacles incontournables.

S'agissant ici d'un lever tachéométrique, toutes les stations sont reliées entre elles par des cheminements polygonaux. Mais si les conditions de dégagement vers le ciel le permettent, on peut mettre en place des stations par GNSS : entièrement (Figure 366 à gauche) ou partiellement (Figure 366 à droite).

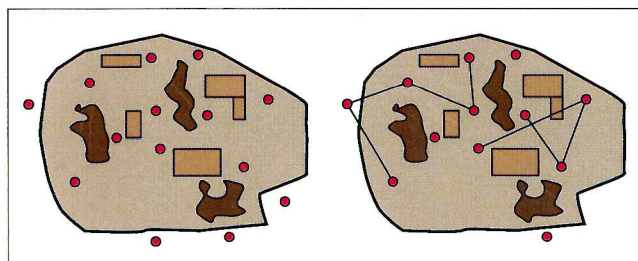


Figure 366. © ECS



Les stations de lever sont indépendantes (GNSS) ou interconnectées (cheminements polygonaux).

Pour des levers **surfaci**ques de plus de 100 ha (1 km²) ou des levers **liné**aires de plus de 3 km, on peut recommander, en cas d'établissement de cheminements polygonaux, une densité de points d'appui de 1 point par 100 ha ou un point tous les 3 km. Cette densité peut d'ailleurs être renforcée en milieu urbain.



Au moins un point d'appui par km² ou par 3 km de longueur.

► Notion de point d'appui

Cette notion de **point d'appui** n'intervient que lorsqu'un lever se fait uniquement au moyen d'une station totale. Un cheminement polygonal ou **polygonale** (stations reliées entre elles par des distances et des angles) est alors nécessaire. En fonction de la taille du lever, cette polygonale sera plus ou moins étendue et plus ou moins complexe.

Dès lors qu'un cheminement se compose de plus de 10 stations, il y a risque de déformation tel que les écarts sur les coordonnées des stations seraient intolérables. D'où la nécessité de fractionner les polygonales trop longues au moyen de points d'appui intermédiaires, le plus souvent déterminés par GNSS.

• Exemple 1 :

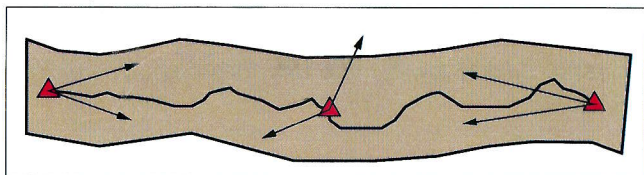


Figure 367. Lever linéaire de 6 km : 24 stations de lever, 3 points d'appui GNSS © ECS

• Exemple 2 :

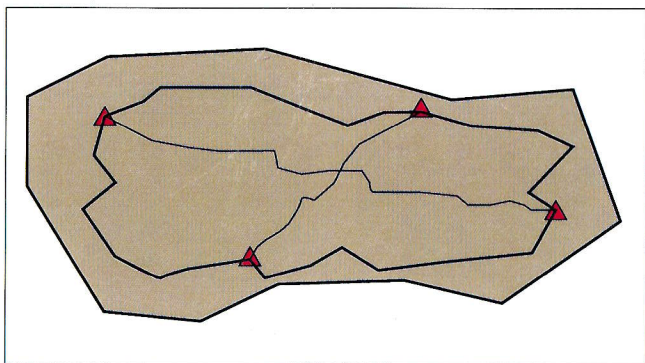


Figure 368. Lever surfacique de 3,5 km² : 27 stations périmétriques, 4 points d'appui GNSS © ECS



Les points d'appui ont pour rôle de limiter la déformation géométrique des cheminements polygonaux !

Ces points d'appui seront souvent rattachés aux repères géodésiques ou de nivellement des réseaux légaux, à moins que ce ne soit ces points mêmes ! La localisation de ces repères et leur identification sur Internet s'imposent le plus souvent pour des chantiers de grande étendue ou de grande longueur.

B. Dossier de conservation

Une fois les points d'appui et les stations matérialisés, il convient de les pérenniser pour pouvoir les retrouver facilement (en cas d'observations supplémentaires ou d'implantation), voire les réimplanter en cas de perte. Croquis de repérage, fiche signalétique et schéma de polygonale aideront à cette conservation.

1. Croquis de repérage

Le moyen le plus efficace consiste à rattacher la station à des points durs proches et parfaitement définis, au moyen de distances n'excédant pas la longueur du ruban. Sinon, photographies et croquis panoramiques restent une possibilité de fixer approximativement l'endroit où devrait se trouver cette station.

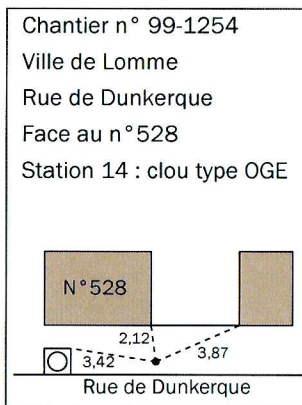


Figure 369. Croquis de repérage d'un repère local de nivellement



Figure 370. Croquis de repérage d'une station de lever

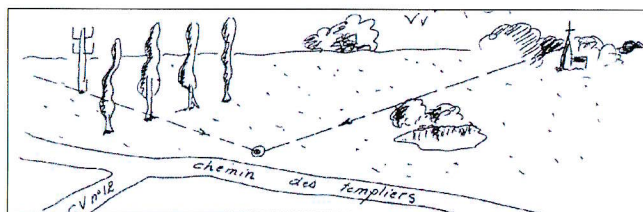


Figure 371. Croquis panoramique © ECS

2. Fiche signalétique

Cette fiche s'établit à l'instar de celle des repères géodésiques : croquis de repérage, plan de situation, nature du point, coordonnées, stations voisines...

Le **RGP** permet aujourd'hui un repérage **virtuel** : la station n'est plus forcément matérialisée.

Connaissant les coordonnées du point dans le réseau RGF93, il est très aisé par la suite de le réimplanter en temps réel, avec une précision de 5 mm !

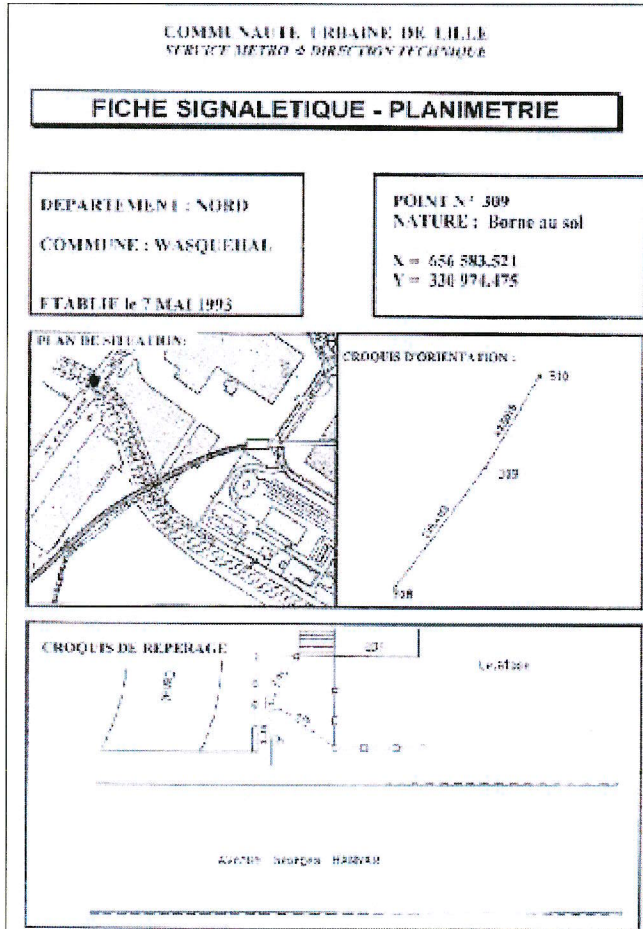


Figure 372. © ECS

3. Schéma de polygonale

Le schéma de polygonale permet de localiser les stations de lever d'après leur numéro. La numérotation peut être imposée par le cahier des charges, ou décidée arbitrairement par le géomètre.

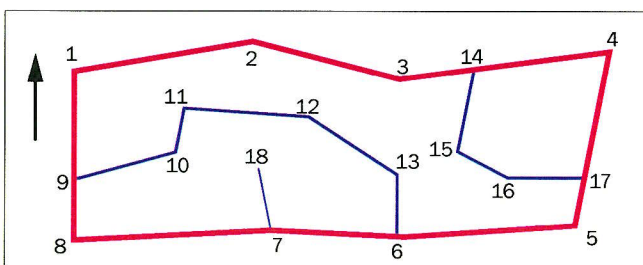


Figure 373. © ECS

II. CANEVAS PLANIMÉTRIQUE

Les points d'appui et les stations de lever sont déterminés de différentes façons :

- par GNSS ;
- par microtriangulation ;
- par procédé de points isolés : relèvement, intersection, multilatération... ;
- par cheminements polygonaux ;
- par station libre.

Attention : tout point déterminé en coordonnées dans un système, qu'il soit local ou rattaché au réseau légal, doit s'accompagner obligatoirement au moins d'un point de référence, qui servira à orienter le tachéomètre. Par souci de contrôle, un deuxième point sera souhaitable, ce qui permettra de dégager un Go moyen.

! La visée de référence est au moins aussi longue que les visées des détails ou d'autres stations !

► Mauvaise orientation

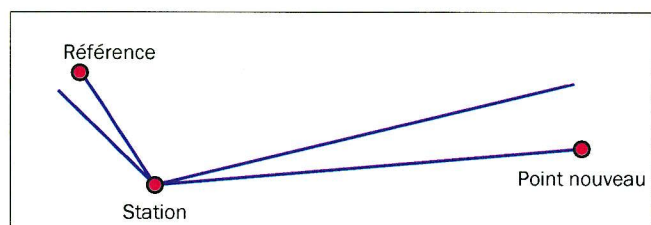


Figure 374. © ECS

La Figure 374 ci-dessus montre l'influence néfaste d'un mauvais pointé sur la référence. L'écart transmis sur le point nouveau est agrandi dans le rapport des distances !

Le gros avantage de s'incorporer dans le système légal est de bénéficier de points de référence existants connus dans les systèmes légaux.

! Éviter d'utiliser les points du RDF (anciens points NTF) dont la précision et l'exactitude sont aléatoires.

A. Établissement par GNSS

La détermination des coordonnées d'un point d'appui ou d'une station de lever se fait le plus facilement par GNSS. Selon les précisions recherchées, les méthodes sont variables :

- précision moyenne de quelques centimètres : méthodes cinématiques RTK/NRTK ;
- précision autour du cm : méthode statique rapide ;
- haute précision de quelques mm : surabondance de lignes de base en utilisant plusieurs antennes (méthode statique).

1. Méthode classique

La précision interne dépend essentiellement de la longueur des lignes de base, de la durée des sessions, de la qualité de l'instrument.

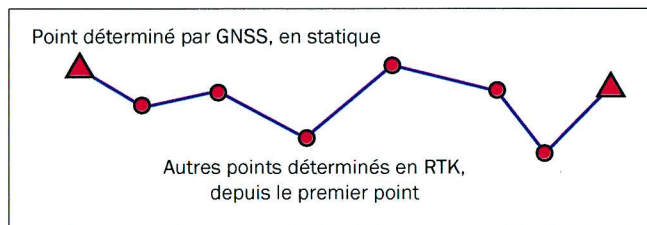


Figure 375. © ECS

La Figure 375 ci-dessus montre la détermination des coordonnées des stations d'un levé linéaire. La première station est déterminée en statique, soit par RGP, soit en ayant placé l'antenne pivot sur une borne connue. Toutes les autres stations sont déterminées indépendamment les unes des autres, par la méthode cinématique, le premier point servant cette fois de pivot. Elles se servent aussi réciproquement de références et de contrôles.

! Les points GNSS, indépendants, servent entre eux de références et de contrôle interne.

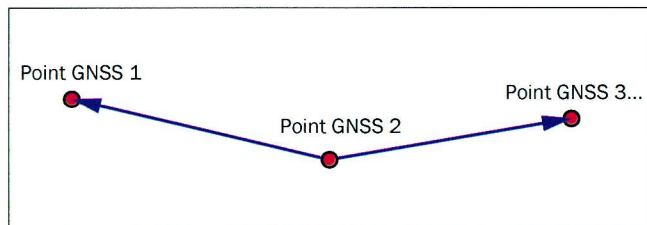


Figure 376. © ECS

Lorsque le tachéomètre sera placé en GNSS 2 pour lever les points de détails, trois contrôles immédiats seront possibles : contrôle du Go moyen sur ces deux visées,

contrôle de la distance avant, contrôle de la distance arrière. Éventuellement, un contrôle des dénivelées !

Un point isolé sera donc contrôlé, soit par **double détermination** (exemple, un point déterminé par RGP temps réel, contrôlé en temps différé le lendemain...), soit par Go moyen sur les visées de références mesurées ultérieurement à la station totale.

! **Précision interne GNSS :**
 Statique : ≤ 1 cm
 Cinématique : de 1 à 5 cm

En cas de rattachement, ne pas oublier de rajouter quadratiquement l'erreur due au rattachement :

- 5 mm en RGP ;
- 2 cm en pivot sur borne RGF93 ;
- 5 cm en pivot sur borne NTF (non recommandé).

2. Méthode de surabondance

Pour l'établissement de sommets de canevas de haute précision (le mm environ), on préconise l'utilisation simultanée de plusieurs antennes GNSS.

L'emploi de n antennes GNSS donne $\frac{n(n-1)}{2}$ possibi-

tés de lignes de base, d'où surabondance de données pour la détermination des sommets de canevas.

Un logiciel de calcul en bloc est mis en œuvre : l'écart-type moyen qui résulte des calculs est significatif de la précision des mesures. L'écart-type est divisé par $(TS)^{1/2}$, où TS est le taux de surabondance.

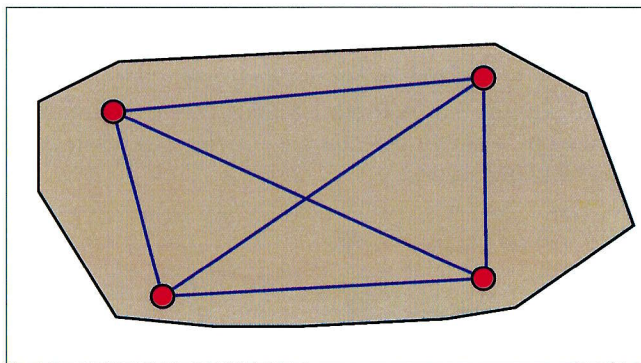


Figure 377. L'emploi simultané de 4 GNSS fournit 6 lignes de base exploitables © ECS

3. Création de références

Étant inscrit dans un système (RGF93), le grand avantage est de pouvoir bénéficier des points connus comme références.

Mais si on se trouve en système local, à l'écart de points connus, il peut être utile de créer ses propres références en même temps que le point d'appui :

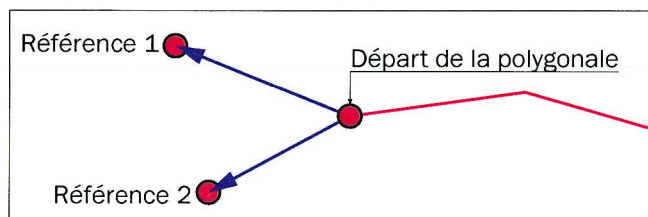


Figure 378. © ECS

► Avantage apparent

Cette opération au GNSS assurera un contrôle très efficace de l'ensemble des trois stations : contrôle immédiat du Go moyen et des deux distances, sans compter les dénivelées !

► Inconvénient

Pour des questions de rentabilité, les stations sont le plus souvent déterminées par la méthode NRTK, avec une précision de ± 2 à ± 3 cm. La précision des Go sera ainsi affectée de :

$$\pm 0,02 \times \frac{\sqrt{2}}{D} \quad \text{soit} \quad \pm 1 \text{ cgon à } 200 \text{ m}$$

L'introduction de références au départ à l'arrivée d'un cheminement encadré a donc pour effet de détériorer la fermeture angulaire, donc la précision de l'ensemble des coordonnées des stations intermédiaires.

B. Microtriangulation

Un peu comme pour le cas précédent, la microtriangulation, générée par une surabondance de mesures d'angles et de distances, est établie pour les besoins de haute précision : enceinte nucléaire, périmètre de barrages, pour des distances n'excédant pas 2 à 3 km. Pour conserver leur précision interne, proche de quelques mm, ces microtriangulations sont souvent déterminées dans un système local.

Les instruments utilisés sont des tachéomètres de précision, d'écart-type en distance voisin du mm, et d'écart-type angulaire voisin de 3 dmgon. Les stations peuvent être matérialisées par des piles ou des consoles, qui facilitent le **centrage forcé**.

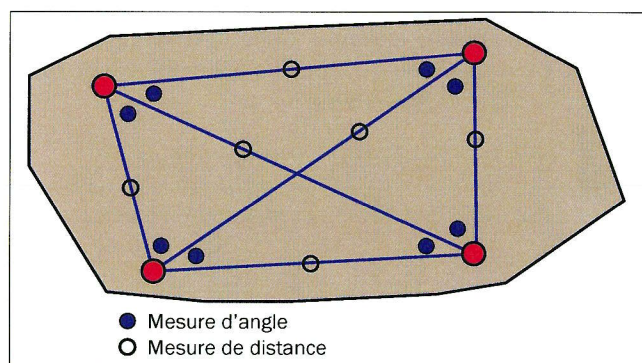


Figure 379. © ECS

Même cas de figure que précédemment par GNSS, mais ici, on stationne un tachéomètre de précision qui mesure tous les angles et toutes les distances. Le calcul en bloc génère un écart-type moyen du chantier, significatif de la précision obtenue. La difficulté réside ici dans la mesure des longues distances. L'intervisibilité est obligatoire !

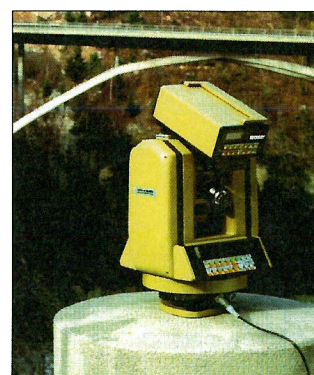


Figure 380. Le pilier ou la console permettent le centrage « forcé » de l'instrument à 0,5 mm près © Leica

! Le rattachement d'une microtriangulation à un réseau légal risque de dégrader sa précision interne !

C. Procédés de points isolés

L'usage du GNSS, quoique recommandé, s'avère parfois impossible. Relèvement, intersection et multilatération peuvent se combiner entre eux pour donner le recouplement et l'insertion.

1. Relèvement

Le relèvement consiste à viser des points connus (au moins quatre) depuis un point inconnu, afin de déterminer ses coordonnées avec une précision interne de quelques centimètres. Très pratique pour incorporer un chantier de précision moyenne dans le réseau légal, et quand on peut viser des clochers, ce qui dispense de tout déplacement d'un porte-prisme !

! Le relèvement est un procédé angulaire.

Remarque : si les visées de relèvement sont jugées trop courtes, ce qui est excellent pour la détermination du point mais mauvais pour le calage angulaire, rien n'empêche de caler le zéro du tour d'horizon sur un point éloigné et inconnu.

Le **tour d'horizon** comporte généralement deux paires de séquences, la visée la plus éloignée servant de référence. La méthode de Hatt ou le logiciel de calcul par moindres carrés donnent les coordonnées du point cherché.

La visée sur quatre points connus dans le réseau légal correspond en fait à l'intersection de trois cercles indépendants (arcs capables).

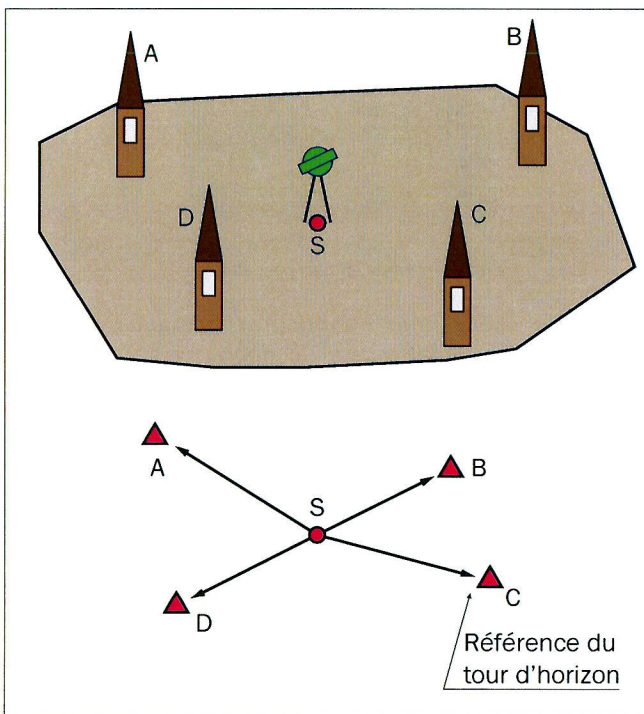


Figure 381. © ECS

Le taux de surabondance n'est ici que de 1,5 ! La précision d'un arc capable qui passe par A, B et S est donné par la formule :

$$d = \frac{AS \cdot BS \cdot \sin(e)}{AB}$$

Si $AS = BS = AB = 3$ km, et si l'écart-type e du théodolite vaut 5 dmgon, $d = 24$ mm. D'où l'intérêt de viser les clochers les plus proches quand c'est possible !

! La précision interne moyenne d'un relèvement = 3 cm.

2. Intersection

L'intersection consiste à déterminer les coordonnées du point inconnu en le visant depuis au moins trois stations connues. C'est donc une opération fastidieuse et longue, car elle oblige à mesurer un tour d'horizon sur d'autres points connus en chaque station, et ne s'impose vraiment que si le point inconnu est inaccessible.

! L'intersection est un procédé angulaire.

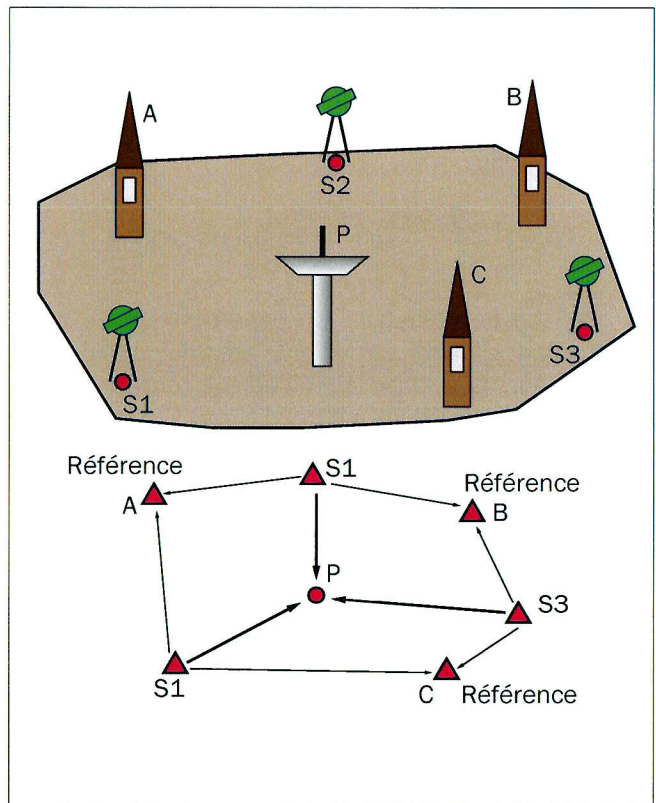


Figure 382. © ECS

Le point P est intersecté depuis les stations 1, 2 et 3, où le théodolite est orienté sur les clochers A, B ou C (ou d'autres bornes)...

Le taux de surabondance est ici de 1,5. La précision interne d d'une visée SP est donnée par la formule :

$$d = SP \cdot \tan(e)$$

Si SP = 2 km et si l'écart-type e du théodolite est de 5 dmgon, d = 16 mm. Plus la visée est courte, plus c'est précis !



La précision interne moyenne d'une intersection = 2 cm.

3. Multilatération

La multilatération consiste à déterminer les coordonnées du point inconnu en mesurant les distances à des points connus, ce qui oblige à déplacer un porte-prisme sur ces points connus souvent éloignés. C'est long et difficile dès que les portées dépassent le km. La précision d d'une distance correspond à l'écart-type du distancemètre :

$$d_{mm} = \sqrt{C_{mm}^2 + (D_{km} \cdot N_{ppm})^2}$$



La multilatération est un procédé linéaire.

Si la distance est de 1,5 km, la précision du distancemètre de 3 mm ± 3 ppm, d = 5 mm. Plus les distances sont courtes, plus c'est précis !



La précision interne moyenne d'une multilatération = 1 cm.

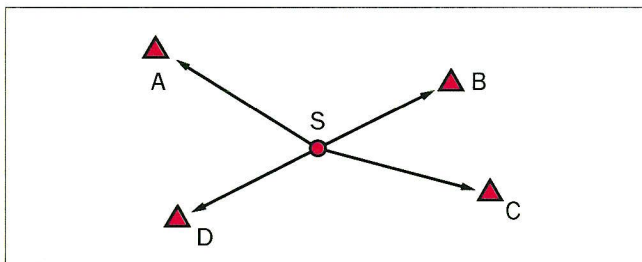


Figure 383. © ECS

Remarques :

- La combinaison Relèvement - Intersection donne le **recoupement**.
- La combinaison Relèvement - Intersection - Multilatération donne l'**insertion**.

Procédé	Lieux géométriques générés	Symbolique cadastrale	Écart-type moyen à 3 km
Relèvement	Cercles		3 cm
Intersection	Droites		2 cm
Multilatération	Cercles		1 cm
Recoupement	Cercles et droites		
Insertion	Cercles et droites		

Tableau 60. Résumé

D. Cheminements polygonaux

Un cheminement polygonal, ou une polygonale, est une succession de stations reliées entre elles par des angles et des distances. Un lever de grande étendue peut comporter un réseau dense de cheminements polygonaux.

Dans ce cas, on établit une hiérarchie :

- cheminements **principaux** à longs côtés homogènes (de 150 à 300 m), périmétriques ou convergeant en un **point nodal** ;
- cheminements **secondaires**, de côtés plus hétérogènes et plus courts, qui densifient le réseau primaire.

Ce réseau peut être **indépendant** (calculé dans un système local) ou **rattaché** (calculé dans le système légal). L'avantage du rattachement consiste en la possibilité de viser des références externes au réseau, dès l'instant que leur précision est compatible avec celle exigée par le cahier des charges. Un réseau indépendant doit être fermé, afin qu'on puisse déterminer sa fermeture, critère de précision interne.



La fermeture planimétrique d'une polygonale est un critère de précision interne !

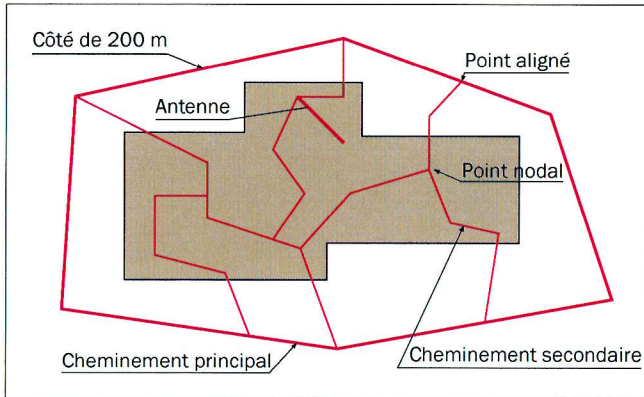


Figure 384. Exemple de réseau simple indépendant pour le lever d'une usine à ECS

Analyse de la Figure 384 :

- Le réseau principal entoure bien les détails, selon le principe fondamental de travailler du grand vers le petit.
- Ce réseau principal est homogène et de longs côtés (environ 200 m).
- De ce réseau émergent les réseaux secondaires de côtés hétérogènes : on passe les polygonales là où c'est possible !
- Une polygonale démarre soit d'une station du réseau principal, soit d'une station **alignée** du réseau principal, soit du réseau secondaire. La station alignée est calculée après le cheminement et n'altère donc pas sa fermeture.
- Des polygonales peuvent converger en un seul point qu'on appelle **point nodal** : c'est un excellent moyen de contrôle des cheminements y convergeant.

1. Précision d'un cheminement

La précision interne de la polygonale dépend de la précision des distances et des angles horizontaux mesurés en chaque station. Si les erreurs de distance sont indépendantes, il n'en est pas de même des erreurs angulaires : chaque erreur angulaire commise en une station provoque un écart linéaire transversal jusqu'au bout de la polygonale :

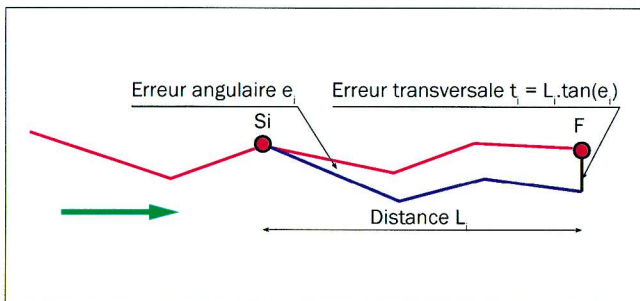


Figure 385.   ECS

La distance L_i est compt e depuis la station incriminée jusqu'au point d'appui de fermeture.

La formule de fermeture est :

$$R = \sqrt{n \cdot (\sigma_D)^2 + (\sigma_{AZ})^2 \cdot \sum L_i^2}$$

Si écart-type en distance $\sigma_D = 3$ mm, l'écart-type angulaire $\sigma_{AZ} = 1,5$ mgon. Si cinq côtés sont tendus et homogènes de 200 m de long ($L_1 = 1000$ m, $L_2 = 800$ m...), alors le rayon d'indécision qui détermine la fermeture planimétrique **$R = 36$ mm**. Pour un parcours de distance donnée, plus les côtés sont longs, plus ce sera précis !

Remarque : prendre $\tan(\sigma_{AZ})$ dans le calcul car l'erreur angulaire doit être exprimée en radian. Si le cheminement est tendu, on peut remplacer le terme $\sum L_i^2$ par $\frac{n(n+1)(2n+1)D^2}{6}$ où D est la longueur d'un côté.



Précision moyenne d'une polygonale = 4 cm au km.

Cette précision interne dépend essentiellement de la longueur des côtés de la polygonale, de son homogénéité, des instruments utilisés, du soin des point s et des mises en stations.

Remarque : le point nodal contrôle et améliore la précision des polygonales : on peut admettre que la précision des coordonnées du point nodal est pratiquement divisée par \sqrt{n} , où n est le nombre de cheminements convergents.



Le point nodal améliore la précision.

2. Polygonales rattachées

Une polygonale est rattachée au système général par l'un des procédés vus précédemment (GNSS, procédés par points isolés...), voire par la méthode de Hansen. La polygonale est encadrée, rattachée par un seul point, convergente en point nodal.

Attention : les distances doivent être corrigées dans la projection Lambert utilisée. Le rattachement peut dégrader la précision interne. Ainsi, une polygonale fermée rattachée à un seul point GNSS garde sa précision interne.

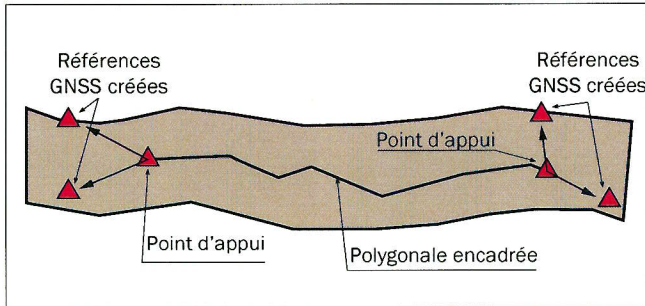


Figure 386. Lever linéaire : polygonale encadrée rattachée par GNSS © ECS

Comme vu au § 3, page 191, la création de références supplémentaires augmente le temps passé et détériore la précision. Pour préserver la précision interne, il est possible de :

- limiter l'usage du GNSS aux deux points d'appui (plus les points de contrôle sur la polygonale) ;
- calculer la polygonale en antenne dans un système local ;
- calculer les coordonnées des stations intermédiaires par changement de base (ou adaptation d'Helmert si plus de deux points connus) ;
- contrôler l'homothétie du changement de base ($= C_0 + C_p$).

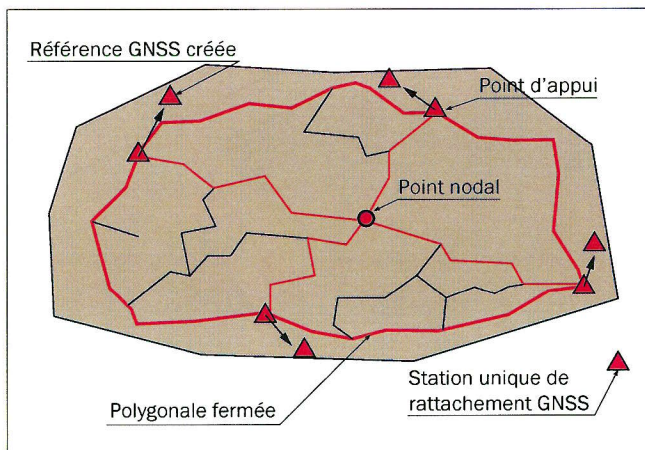


Figure 387. Lever surfacique : polygonales rattachées par GNSS (RGP) © ECS

Il est interdit de viser des références externes sous peine de dégrader la précision interne.

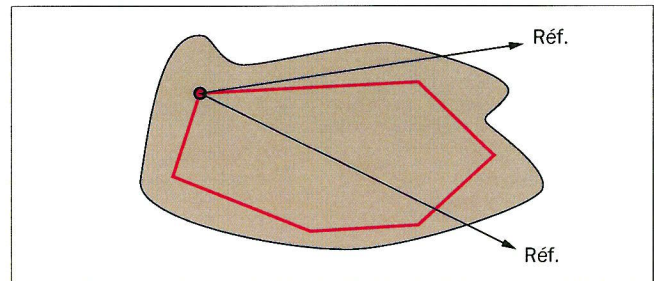


Figure 388. Polygonale fermée rattachée par un seul point au système général © ECS

► Méthode de Hansen

C'est un moyen particulier d'intégrer une polygonale indépendante dans le système RGF93. Il suffit de déterminer les coordonnées locales d'au moins trois points connus en RGF93, par intersection ou rayonnement. L'adaptation d'Helmert qui transformera les coordonnées locales en coordonnées générales dégagera un écart-type moyen significatif de la précision des observations.

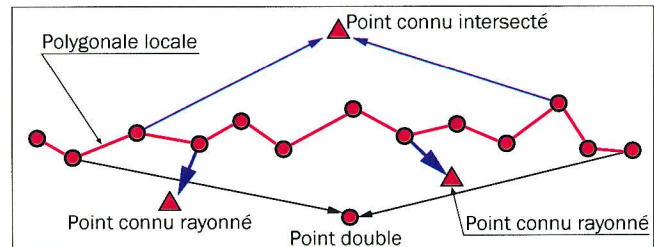


Figure 389. © ECS

3. Polygonales indépendantes

Pour des levés surfaciques de petite étendue, des levés linéaires de petite distance, ou pour des chantiers de haute précision, on peut établir un canevas polygonal indépendant. Comme le montre l'exemple de la Figure 390, on retrouve les ingrédients de la polygonale rattachée : stations alignées, points nodaux et antennes.

Pour se contrôler, une polygonale indépendante doit obligatoirement être fermée.

Toute polygonale en antenne (sans fermeture) est à proscrire. En cas d'impossibilité de fermeture, la prise de points doubles est impérative à condition qu'elle contrôle effectivement la fermeture. Ainsi, la prise de points doubles de station en station n'est pas forcément efficace. Il faut prévoir un point double rayonné des deux extrémités !

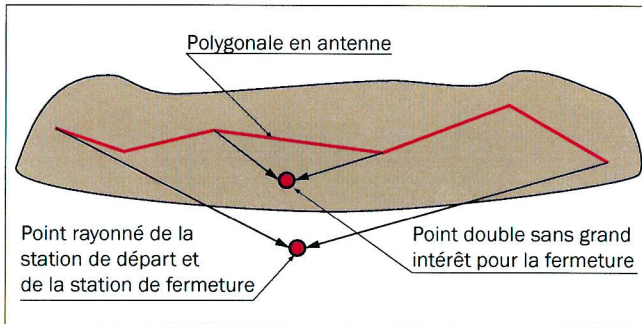


Figure 390. © ECS

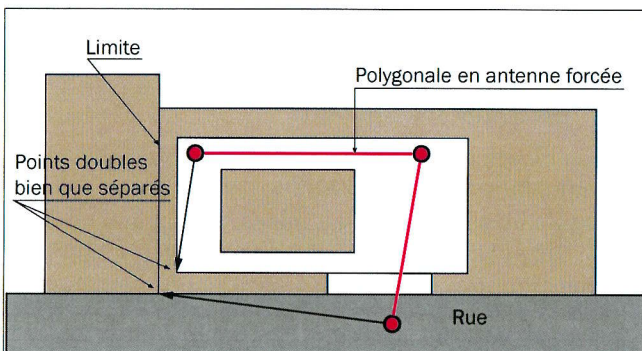


Figure 391. Vue de dessus : antenne avec contrôle sur deux points voisins, considérés comme point double © ECS

4. Amélioration des précisions

Divers procédés permettent l'amélioration sensible des cheminements polygonaux : le centrage forcé, le resserrage, l'allongement de côtés...

• Centrage forcé

Le centrage forcé est le moyen le plus efficace pour assurer une haute précision de la polygonale. Le fait d'associer théodolite et canne à prisme est un facteur de dégradation de précision : le cumul des erreurs de mise en station et de pointé est surtout néfaste pour la précision angulaire, gros souci du cheminement polygonal comme on vient de le voir. Le fait de replacer systématiquement le voyant à la place du théodolite, par centrage forcé, va diminuer de façon sensible ce cumul d'erreurs.

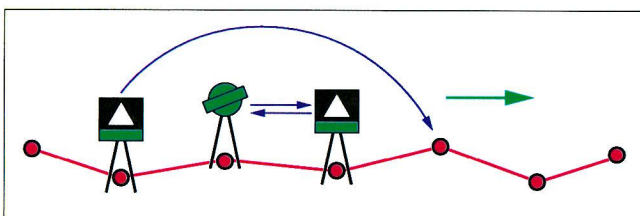


Figure 392. Principe d'avancement du centrage forcé : échange systématique entre alidade et voyant avant tandis que le voyant arrière est déplacé sur la nouvelle station © ECS

Voyant et alidade se replacent à mieux que le demi-millimètre. Les sommets calculés sont bien ceux situés sur le plateau du trépied, et c'est bien de là que sont rayonnés les détails ! Ce procédé est utilisé pour les travaux de haute précision et dans les cas où les côtés de polygonale sont très courts (levés d'usine, d'appartements...).



Le centrage forcé est incontournable en haute précision.

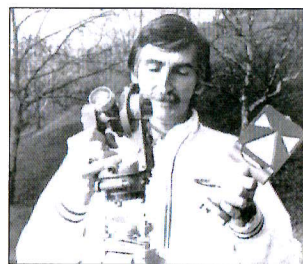


Figure 393. © Leica

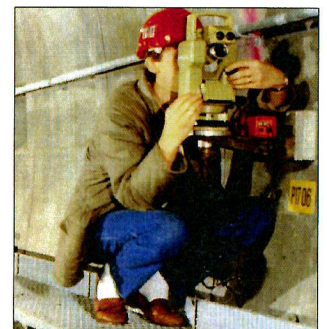


Figure 394. Console à autocentrage conique © DR

• **Resserrage** d'un cheminement par rayonnement de points connus voisins : le calcul des points déjà connus permettra un ajustement par l'adaptation d'Helmert.

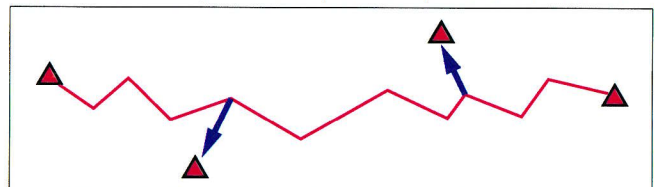


Figure 395. © ECS

• **Allongement** d'un côté court : quand la configuration des lieux le permet !

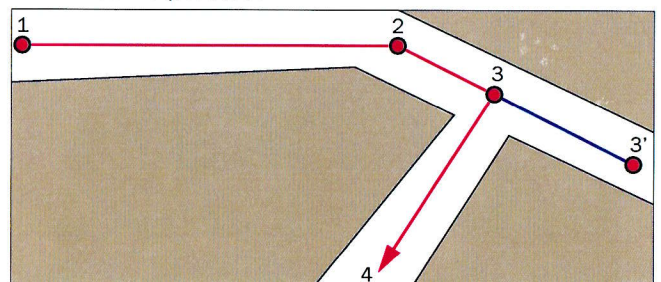


Figure 396. © ECS

La précision de la polygonale 1-2-3-4... risque d'être affectée par le côté court 2-3. Pour pallier cet inconvénient, la station 3 sera alignée sur le long côté 2-3'. Le théodolite en station 2 visera les stations 1 et 3' ; le théodolite en station 3 visera les stations 3' et 4. Les angles mesurés seront donc de bonne qualité.

• **Stations alignées :**

Comme on l'a déjà souligné au début du paragraphe, les départs de polygonales secondaires peuvent et doivent se faire à partir de stations alignées pour ne pas dégrader l'homogénéité de la polygonale principale. Celles-ci sont implantées sur le terrain en fonction des besoins. On calcule d'abord la polygonale principale, avec de longs côtés. Les coordonnées des points alignés sont calculés postérieurement, sans dégrader la polygonale.

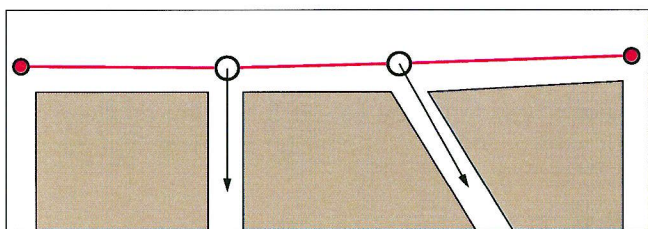


Figure 397. Cas favorable © ECS

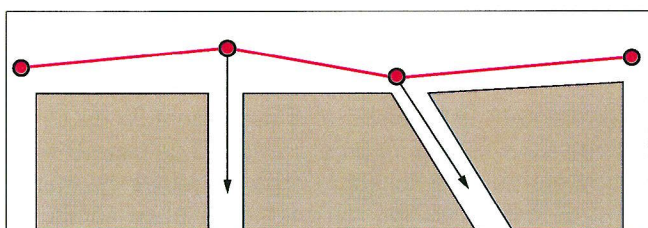


Figure 398. Cas de figure à proscrire © ECS

E. Station libre

C'est une station de lever ou d'implantation de proximité, dont les coordonnées sont déterminées par rayonnement ou relèvement sur des points connus proches et accessibles en général. Pratique quand le GNSS n'est pas disponible, car ce procédé évite justement de devoir créer un cheminement polygonal.



La station libre est une insertion à petites distances !

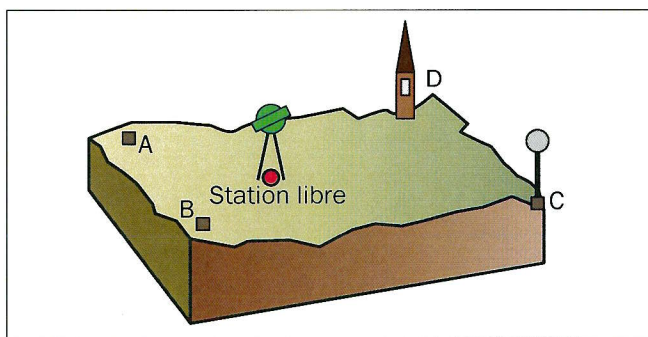


Figure 399. © ECS

L'opérateur rayonne ici les bornes connues A, B et C ; il vise enfin le clocher D connu dans le même système. Le logiciel du théodolite calcule les coordonnées X,Y (et Z), dégage un écart-type moyen significatif de la précision des observations (et des points visés !). Mais surtout, il oriente le cercle horizontal en faisant une moyenne des Go calculés.

Attention : si les points rayonnés sont proches, l'orientation n'est pas excellente. Il convient si possible de ne pas dépasser la distance moyenne des rayonnements pour les points nouveaux à lever ou à implanter. D'où l'intérêt de pouvoir inclure une visée longue (c'est le cas ici) dans l'opération.

III. CANEVAS ALTIMÉTRIQUE

Le canevas altimétrique se confond souvent avec le canevas planimétrique : les points d'appui et les stations étant déterminés en E,N, il convient maintenant de les déterminer en altitude H. Sauf cas rares de système local, les sommets du canevas planimétrique sont souvent rattachés au NGF. Les modes de rattachements les plus courants sont :

- rattachement par cheminement de nivellement direct ;
- rattachement par cheminement de nivellement tachéométrique ;
- rattachement par nivellement géodésique ;
- rattachement par GNSS.

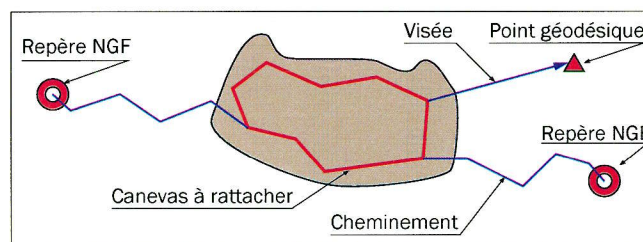



Figure 400. © ECS

A. Nivellement direct

Le cheminement en nivellement direct consiste à utiliser un niveau. C'est certainement le procédé le plus précis mais aussi le plus long compte tenu de la longueur limitée des portées, surtout en terrain accidenté.

- **Un seul repère NGF est disponible** : il faut prévoir un cheminement aller-retour ou, mieux, un cheminement double. La qualité du repère n'est pas garantie : un affaissement pourrait avoir faussé son altitude !
- **Deux repères NGF sont disponibles** : on peut encadrer le cheminement en partant d'un repère pour se refermer sur l'autre. Le contrôle est déjà plus efficace. Variante : utiliser un seul repère et contrôler quelques points du cheminement par GNSS (précision : 5 cm).
- **Trois repères sont disponibles** : on fait converger les trois cheminements vers un point nodal situé sur le chantier. C'est le moyen de contrôle le plus efficace. Mais attention : le rattachement à plusieurs repères risque de dégrader la précision interne du canevas !

 *Le rattachement à un seul repère préserve la précision interne, mais ne fournit aucune garantie d'exactitude.*

La précision interne d'un cheminement de nivellement direct est donnée par la formule :

$$\sigma = \sigma_i \sqrt{n_{km}}$$

L'écart-type instrumental σ_i est donné pour un cheminement double kilométrique. n_{km} est le nombre de kilomètres de cheminement.

Exemple numérique

Soit un niveau dont l'écart-type est de 2,5 mm au km. Quelle sera la précision interne d'un cheminement simple fermé de 1,8 km ?


- Écart-type pour un cheminement simple = 3,5 mm
- Écart-type pour 1,8 km = $3,5\sqrt{1,8}$
- Écart-type = 4,7 mm

Comme pour les polygonales, le **point nodal** améliore et contrôle les résultats.

1. Nivellement ordinaire

Si la précision requise par le cahier des charges le permet, un nivellement ordinaire suffira au rattachement. Le matériel utilisé sera constitué d'un niveau ordinaire (écart-type de 5 mm/km), d'un crapaud et d'une mire en bois. Les portées sont de l'ordre de 75 m maximum.


Si l'écart-type du niveau est de 6 mm/km en cheminement simple, l'écart total pour un cheminement triple de 1 600 m (trois lectures sur mire) est donc = 4 mm.

 *Précision moyenne = 5 mm au km.*

2. Nivellement de précision

Pour une précision plus rigoureuse des sommets du canevas (2 à 3 mm), il faut s'assurer le concours d'un micromètre optique. Les portées sont alors réduites à 50 m maximum.

Si l'écart-type du niveau est de 3 mm/km de cheminement simple, l'écart total pour un cheminement double de 1 200 m sera = 2,3 mm.

 *Précision moyenne = 2,5 mm au km.*

3. Nivellement de haute précision

Ce nivellement est réservé à la détermination de sommets de canevas au mm près. Il s'agit ici de travaux très particuliers qui nécessitent la mise en œuvre de matériel et de méthodes spéciaux. Le matériel se compose d'un niveau de précision muni d'un micromètre optique, d'une mire Invar à double graduation, rendue verticale au moyen de contrefiches, de plusieurs crapauds. Les portées sont limitées à 35 m.

Les observations sont inspirées de la méthode Choleski : trois lectures aux trois fils sur la graduation de droite, une lecture sur la graduation de gauche. Les quatre déterminations doublent la précision des mesures tout en assurant un triple contrôle :

- contrôle du fil niveleur de la graduation de droite avec les fils stadimétriques ;
- contrôle de la constante de décalage des deux graduations.

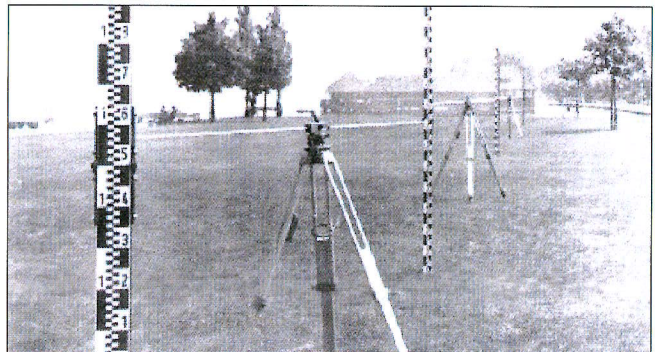


Figure 401. © DR

Exemple de tenue de carnet de haute précision : Constante L1-L2 = **-3,0155**

Station	Point	Cheminement 1		Cheminement 2		DZ	Z
		R	V	R	V		
I	RN12	0,7147		4,0765		0,40155 0,40160	38,4555
		1,0607					
	1,4065						
	1		1.1240		4,4781	0,40158	
			1,4622				
			1,8004				
II	1	etc.					

Tableau 61

Si l'écart-type du niveau est de 1 mm au km de cheminement simple, l'erreur totale pour un cheminement quadruple (4 visées) de 800 m sera = 0,5 mm !



Précision moyenne = 1 mm au km.

Si l'écart-type angulaire du théodolite est de 1 mgon, l'erreur totale pour un cheminement de neuf côtés de 200 m sera = 9 mm. On pourra rajouter quadratiquement les erreurs dues à la mesure des tourillons s'il y a lieu.



Précision moyenne interne = 1 cm au km.

B. Nivellement tachéométrique

1. Visées réciproques

Le nivellement des stations de la polygonale est déterminé par nivellement indirect au tachéomètre. Ce nivellement se fait simultanément avec les mesures de la polygonale, par visées **réciproques**. La précision du nivellement dépend essentiellement de l'écart-type angulaire de l'instrument et de la méthode utilisée. Une polygonale en centrage forcé peut prétendre à des précisions centimétriques au km !



Il faut changer le signe d'une dénivelée inverse.

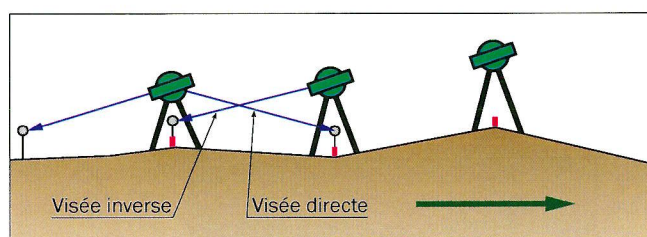


Figure 402. © ECS

Pour des visées homogènes comprises entre $V = 95$ et $V = 105$ grades, la précision interne pour n côtés de distance D est donnée par la formule simplifiée :

$$\sigma_{\text{total}} = D \cdot \tan(\sigma_v) \cdot \sqrt{n}$$

2. Nivellement tachéométrique façon « direct »

Cette méthode, qui consiste à stationner le théodolite entre les points du cheminement est vivement conseillée pour aller chercher l'altitude d'un point connu, pour rattaché un chantier éloigné. Il n'y a pas de détails à lever durant ce cheminement qui ne sert qu'au transfert de l'altitude du repère connu.

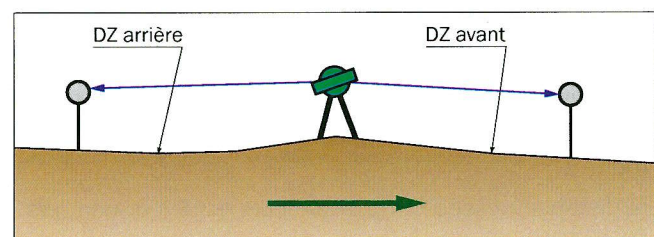


Figure 403. © ECS

L'opérateur vise le prisme arrière (double pointé) et fait afficher directement DZR. Il vise ensuite le prisme avant pour lire DZV. La dénivelée partielle est donnée par la formule :

$$DZp = DZV - DZR$$

Le signe de la dénivelée arrière est bien changé puisqu'il s'agit d'une visée inverse ! La dénivelée totale du cheminement est donc la somme des dénivelées partielles. Si le prisme a dû être monté à 2,15 m en cours de cheminement, il faut **enlever 0,85 m** à la dénivelée correspondante.

La précision d'une dénivelée totale est donnée bien sûr par la même formule que précédemment.

! Précision moyenne interne = 1 cm par km.

Remarque : les géomètres n'ont plus intérêt à sortir le niveau pour se rattacher à un repère NGF. La méthode de cheminement tachéométrique façon « direct » est rapide et précise : le km est cheminé en moins de 3 stations, que le terrain soit accidenté ou non.

C. Nivellement géodésique

On rappelle que le nivellement géodésique est un nivellement indirect qui emploie une distance non mesurée, mais déduite des coordonnées, ce qui implique que tous les points concernés soient connus dans le **même système** !

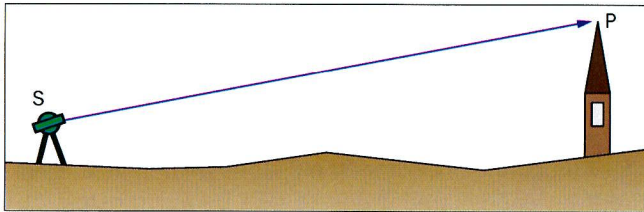


Figure 404. © ECS

Tout point S d'un canevas peut être connu en altitude en visant un point P connu en X,Y,Z dans le même système. Cependant on tiendra compte des éléments suivants :

- la précision du point géodésique est souvent décimétrique ;
- la distance utilisée dans les calculs est Dh et non pas Do ;
- ne pas dépasser des visées de 2 km en raison de l'instabilité de la réfraction ;
- la dénivelée calculée est une dénivelée inverse : il faut changer son signe ;
- il faut bien viser le bon repère qui n'est pas forcément le bas du paratonnerre...

! La précision interne du cm/km est souvent dégradée par celle du signal et la réfraction.

Le nivellement reste donc un nivellement de secours, quand il n'y a pas de repères NGF proches, quand la précision requise par le cahier des charges le permet. Il vaut mieux dès lors se servir du positionnement GNSS.

D. Nivellement par GNSS

Nous avons vu que le GNSS fournit les coordonnées tridimensionnelles, après transformation dans le système de représentation plane. Mais le GPS donne des **hauteurs h** et non pas des **altitudes H**.

En raison de la qualité du VDOP, la précision altimétrique du GNSS est moins bonne que la précision planimétrique.

$$\text{VDOP} \approx 2 \times \text{HDOP}$$

Le GNSS reste avant tout un mode de détermination des E,N. La détermination de l'altitude doit être considérée comme un contrôle assez proche.

Remarque : les constructeurs expriment la précision GNSS de la façon suivante : 8 mm + 1 ppm (Leica GS15 en mode RTK), soit le double en altimétrie. Ces précisions constructeurs sont indicatives et ne tiennent pas compte des conditions réelles d'observations (GDOP, multitrajets, obstructions...).

IV. POSITIONNEMENT PAR « POINTS DURS »

Pour faciliter la détermination de stations libres, à connaître en coordonnées E,N(H) des systèmes nationaux, en n'importe quel point de leur territoire, certaines communes ont investi dans la densification de points durs : points caractéristiques tels que coins de bâtis, centre de plaques ou consoles amovibles...

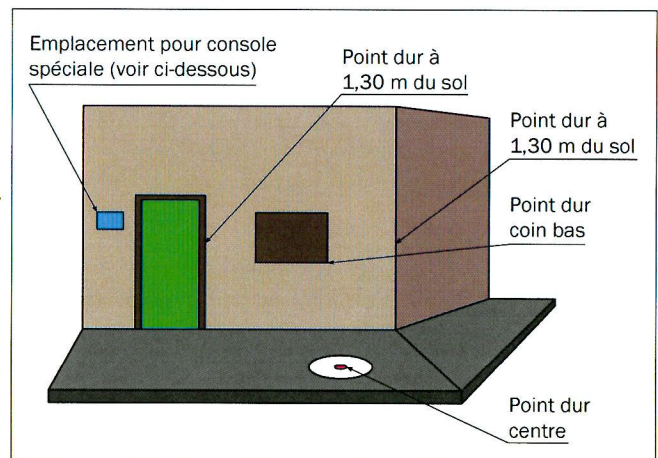


Figure 405. © ECS

Les communes peuvent opter pour un système plus sophistiqué tel que celui indiqué ci-dessous.

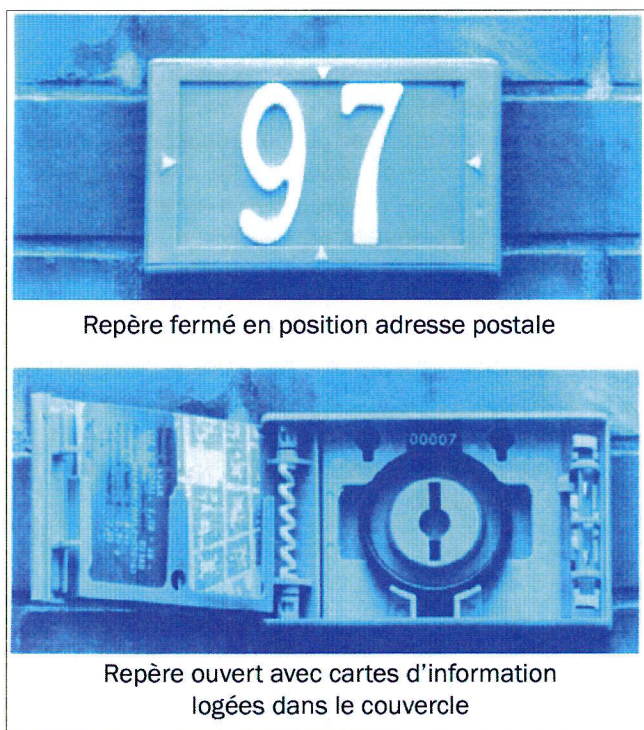


Figure 406. SLOM

Derrière le numéro de voirie se cache le système de réception d'une console qui pourra supporter un prisme.

C'est donc le centre du prisme qui est connu en E,N,H avec une précision plus rigoureuse que pour les points durs « ordinaires » !

Les repères sont ainsi protégés.

Ces points sont situés en **abondance**, aux endroits stratégiques de la commune, notamment aux carrefours. Il faut prévoir au moins 8 points durs par carrefour de manière à ce que les utilisateurs puissent les rayonner de n'importe quel endroit, en tenant compte des gênes éventuelles provoquées par des véhicules en stationnement, des angles morts, des obstacles temporaires...

Le but principal est de permettre aux géomètres d'intervenir rapidement sur un lieu de la commune, pour une opération topographique bien définie et restreinte : implantation d'ouvrages, relevé ou récolement d'ouvrages et de réseaux, mise à jour d'un SIG... Pas question de démarrer une polygonale sur des orientations trop courtes : les visées ne devant pas excéder 50 m !



Les points durs permettent une intervention rapide de proximité !

A. Mise en place des points durs

Les points durs sont relevés avec précision depuis des stations de polygonales de précision. L'écart-type de détermination d'un point dur ne doit pas dépasser 2 cm en planimétrie, et 1 cm en altimétrie ! Pour satisfaire cette précision, les points sont rayonnés au moyen de la « règle à points cachés » (voir page 214) ou d'une cible réfléchissante d'épaisseur négligeable, voire au moyen d'un tachéomètre sans réflecteur !

Les points durs, une fois établis et déterminés en X,Y(Z), sont contrôlés depuis un second cheminement polygonal de précision. Le contrôle par station libre n'est pas satisfaisant : une erreur supérieure à la tolérance sur un seul point dur pouvant être noyée dans l'écart-type affiché par la station totale !

B. Utilisation rationnelle

Le croquis ci-dessous présente 12 points durs judicieusement répartis au carrefour n° 3, lui-même repéré sur le plan d'ensemble de la commune. Pour une intervention topographique située en haut de la rue de Lille, le géomètre dispose des points visibles 5 à 12 !

Le programme de calcul de station libre réclame normalement le rayonnement d'au moins trois points les mieux répartis. L'écart-type affiché en fin de calcul sera significatif de la qualité de détermination de la station libre !

L'orientation automatique calculée par pondération des rayonnements est suffisante pour des visées futures n'excédant pas 70 m.

Remarque : si la station libre doit servir de départ d'une polygonale, il faut alors s'orienter sur un point dur éloigné, situé à un autre carrefour, ou s'orienter sur une référence visible du carrefour : clocher ou point GPS... en respectant scrupuleusement le principe de viser une référence plus longue que le côté à orienter !



Résumé du chapitre 13

Excepté les petits levés réalisables d'une ou de deux stations, le canevas est indispensable pour assurer la qualité des points mesurés. C'est la charpente du levé, qui consiste à répartir judicieusement sur le chantier, des stations de levés ou des points d'appui pour les polygones.

La mise en place d'un canevas passe par : la reconnaissance sur le terrain, une densité de points à respecter, un rattachement à un système existant, la mise en place de références, le dossier de conservation, le choix des instruments, la précision requise par le cahier des charges, l'ordre du travail, la période optimale pour la mise en place, la compétence des équipes affectées à ce travail.

Intérêt du rattachement au système national : bénéficier du RGP en GNSS, de points de contrôles existants (bornes ou repères de nivellement), de références existantes, même si elles n'ont pas toujours la précision exigée. Le cahier des charges fixe la densité et la précision des points de canevas.

Planimétrie. Établissement des points de canevas :

- par GNSS : solution moderne, rapide et précise ;
- par microtriangulation (insertion tachéométrique pour des chantiers de haute précision) ;
- par procédés tachéométriques de points isolés : obsolète, long et moins précis (quelques cm) ;
- la méthode de Hansen peut être une opportunité en ville ;
- par cheminements polygonaux (méthode tachéométrique), pour densifier le canevas. À noter que les stations de polygones peuvent être déterminées par GNSS ! Emploi du centrage forcé pour la haute précision ou les côtés courts ;
- par station libre pour des mesures de proximité, à moins de 200 m.

Altimétrie

Les sommets du canevas planimétrique sont déterminés en altitude soit ultérieurement en nivellement direct (les sommets du canevas sont nivelés au moyen d'un niveau) soit le plus souvent par nivellement indirect, concomitamment aux mesures planimétriques. Le centrage forcé donne pratiquement la même précision que le niveau (environ 5 mm au km) ! Le choix de l'instrument et de la méthode est déterminant pour la précision des mesures.

La méthode mixte de nivellement indirect façon « direct » est rapide et efficace pour le rattachement d'un chantier à un repère de nivellement éloigné ! Le nivellement géodésique permet de situer un chantier au dm près ; le nivellement par GNSS garantit une précision de quelques centimètres.