

Esercitazioni

topografiche

PREMESSA

Le esercitazioni dovevano essere indipendenti temporalmente dalle lezioni : questo ha creato la necessità di dovere anticipare le nozioni necessarie e quindi la possibilità di creare doppioni. “Repetita iuvant”: ma si voleva, per ragioni di tempo, evitare ripetizioni che però in parecchi casi sono avvenute. Vengono così trattati anche argomenti, di solito pratici, che integrano quanto fatto nelle lezioni.

La divisione tra *esercitazioni di laboratorio* e *di campagna* è stata mantenuta. Purtroppo le esercitazioni pratiche, che dovrebbero essere le più importanti, sono rimaste sempre limitate per diverse ragioni organizzative e di tempo.

L’elaborazione dei dati (anche per i programmi di compensazione) richiedeva in alcuni casi l’accesso al centro di elaborazione di Ateneo, con diverse limitazioni, prenotazioni necessarie ed attese. Si suggerisce anche l’uso di programmi di calcolo tipo *MAPLE* e *MATLAB*.

Viene qui riportata l’impostazione generale data, con esempi che integrano la trattazione della materia ,utile anche da un punto di vista pratico.

Indice delle Esercitazioni

- **Laboratorio**

1-Trigonometria nel piano	5
2-Grandezze misurabili	23
3-Messa in stazione strumenti	24
4-Misure azimutali	46
5-Misure zenitali	50
6a-6b- Distanze	59
7-Strumenti livelli	70
8-Errori nella misura di dislivelli	82
9-Calcolo dislivelli	86
10-Cenni di Cartografia	101

- **Esterne**

11- rilievo di poligonale	126
12- rilievo rete di livellazione	135

Elaborazioni anche a cura degli Assistenti-Ricercatori e degli Allievi

1. TRIGONOMETRIA

nel piano

Indice del paragrafo 1

- 1.1 Sistemi di misura angolare e reciproche trasformazioni
- 1.2 Teorema dei seni
- 1.3 Teorema di Carnot
- 1.4 Teorema di Nepero
- 1.5 Sistemi di riferimento (cartesiano e polare) e rispettivi passaggi
- 1.6 Angoli di direzione, loro trasporto ed angoli piani
 - 1.6.2 Trasporto di angoli di direzione lungo una spezzata
 - 1.6.1 Angoli di direzione
- 1.7 Trasporto di coordinate e intersezione semplice in avanti
 - 1.7.1 Trasporto di coordinate
 - 1.7.2 Intersezione semplice in avanti

1.1 Sistemi di misura angolare e reciproche trasformazioni

Possiamo esprimere un angolo con tre sistemi :

metodo		esempio
• SESSAGESIMALE	—————→	275° 27' 57''
• SESSADECIMALE	—————→	155°,2256
• CENTESIMALE	—————→	127 ^g ,1478
• MATEMATICO	—————→	0,2345 rad

GLI ANGOLI SI MISURANO IN SENSO ORARIO

Dalla trigonometria sappiamo che:

radianti	gradi	Gonion
$\pi/12$	15	16.67
$\pi/6$	30	33.33
$\pi/4$	45	50
$\pi/3$	60	66.67
$\pi/2$	90	100
π	180	200
$3\pi/2$	270	300
2π	360	400

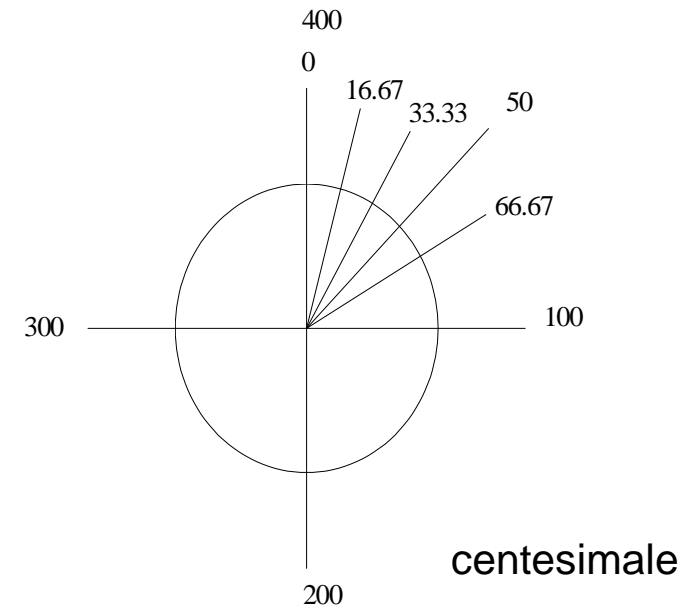
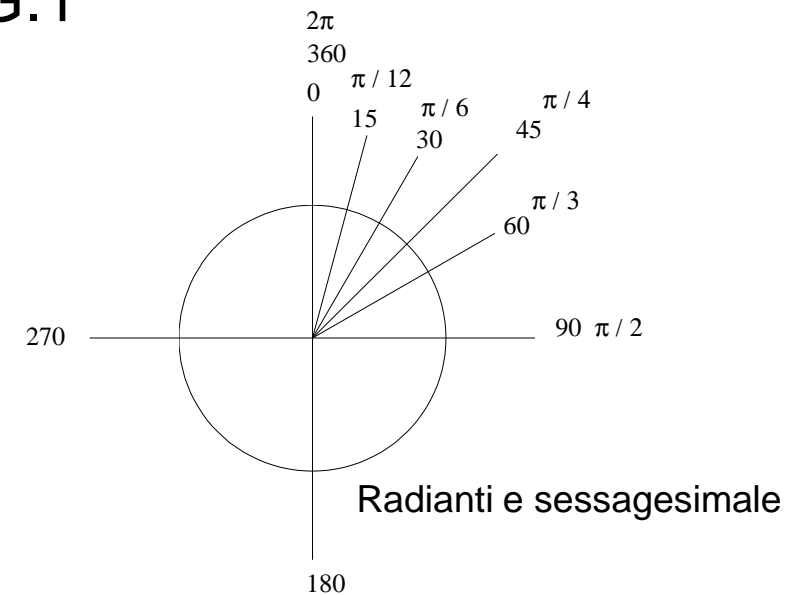
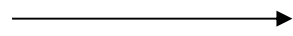


FIG.1



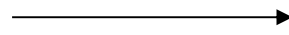
Passaggio da un sistema di misura angolare all'altro :

SESSAGESIMALE



SESSADECIMALE

GG°PP' SS'',DD



GG°,XXXX

$$GG°,XXXX = [(SS''/60) + PP'] / 60 + GG°$$

$$GG°,XXXX = SS''/3600 + PP''/60 + GG°$$

esempio : **87° 45' 22''** $SS''/3600 + PP''/60 + GG° = 22/3600 + 45/60 + 87 = \mathbf{87°,7561}$

SESSADECIMALE

GG°,XXXX

$$GG°,XXXX - GG° = 0°,XXXX$$

$$0°,XXXX * 60 = PP',XXXX$$

$$PP',XXXX - PP' = 0',XXXX$$

$$0',XXXX * 60 = SS'',DD$$

Esempio:

$$\alpha = \mathbf{35°,2234}$$

$$35°,2234 - 35° = 0°,2234$$

$$0°,2234 * 60 = 13',4040$$

$$13',4040 - 13' = 0',4040$$

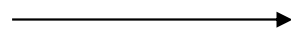
$$0',4040 * 60 = 24'',24$$

SESSAGESIMALE

GG° PP' SS'',DD

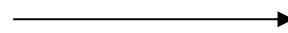
$$\mathbf{35°13'24'',24}$$

SESSADECIMALE



CENTESIMALE

GG°,XXXX



GG^g,XXXX

$$GG^{\circ},XXXX * 10/9 = GG^g,XXXX$$

nel caso in cui dobbiamo passare da sessagesimali a centesimali, trasformiamo prima i sessagesimali in sessadecimali e quest'ultimi li possiamo convertire in centesimali.

esempio : $\beta = 87^{\circ},5987$ $87^{\circ},5987 * 10/9 = 97^g,3319$

Per quanto riguarda il passaggio da *sistema matematico a sessadecimale e a centesimale* si utilizza la seguente proporzione:

$$\alpha_{\text{sessad}} / 180 = \alpha_{\text{cent}} / 200 = \alpha_{\text{mat}} / \pi$$

Vari esempi

$$57^{\circ}23'18'' \longrightarrow 57^{\circ},3883$$

$$25^{\circ},1321 \longrightarrow 27^g,9245$$

$$32^{\circ},2935 \longrightarrow 0,5636279 \text{ rad}$$

$$143^g,2396 \longrightarrow 2,2500024 \text{ rad}$$

$$0,2345 \text{ rad} \longrightarrow 13^{\circ}26'8'',52$$

Si ricorda che : $1 \text{ rad} = 206264'',81 = 57^{\circ}17'44'',81 = 63^{\text{gon}},661977$

1.2 Teorema dei seni

Il rapporto fra un lato ed il seno dell'angolo opposto è costante.

$$a / \sin \alpha = k$$

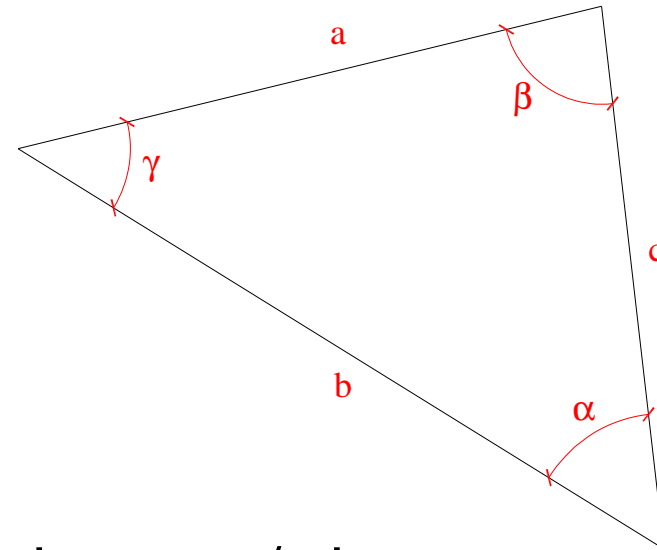
$$b / \sin \beta = k$$

$$c / \sin \gamma = k$$

$$a / \sin \alpha = b / \sin \beta \quad \text{oppure} \quad a / \sin \alpha = c / \sin \gamma$$

$$\text{oppure} \quad b / \sin \beta = c / \sin \gamma$$

FIG.2



$$a / \sin \alpha = b / \sin \beta = c / \sin \gamma$$

1.3 Teorema di Carnot

Chiamando A , B e C i tre vertici di un triangolo e γ l'angolo in corrispondenza di C , si tracci l'altezza AH relativa al lato BC . Si ottengono così due triangoli rettangoli ai quali è possibile applicare il teorema di Pitagora.

$$AB^2 = AH^2 + BH^2$$

ma, per le leggi della trigonometria,

$$AH = AC \sin \gamma$$

vale inoltre

$$BH = BC - HC = BC - AC \cos \gamma$$

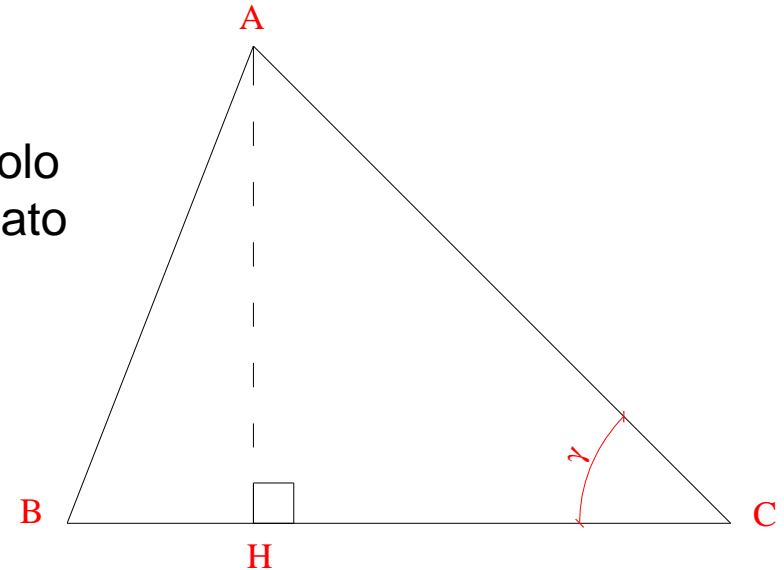
Sostituendo nella prima uguaglianza si ottiene

$$AB^2 = AC^2 \sin^2 \gamma + BC^2 + AC^2 \cos^2 \gamma - 2 * BC * AC \cos \gamma$$

Per la relazione fondamentale $\sin^2 \gamma + \cos^2 \gamma = 1$, questa equazione può essere semplificata in:

$$AB^2 = AC^2 + BC^2 - 2 * AC * BC \cos \gamma$$

FIG.3



Nel caso di un triangolo rettangolo, ovvero con $\gamma=90^\circ$, il quarto termine è nullo e ritroviamo il teorema di Pitagora

Il teorema di Carnot fornisce una formula utile per il calcolo della superficie del triangolo ABC :

$$\text{Superficie ABC} = (AC * BC \sin \gamma) / 2$$

1.4 Teorema di Nepero

Grazie a questo teorema è possibile risolvere un triangolo qualora si conoscano le misure di due lati e dell'angolo compreso.

NEPERO: in un triangolo qualsiasi, la differenza delle misure di due lati sta alla loro somma come la tangente della semidifferenza degli angoli opposti sta alla tangente della semisomma degli stessi angoli

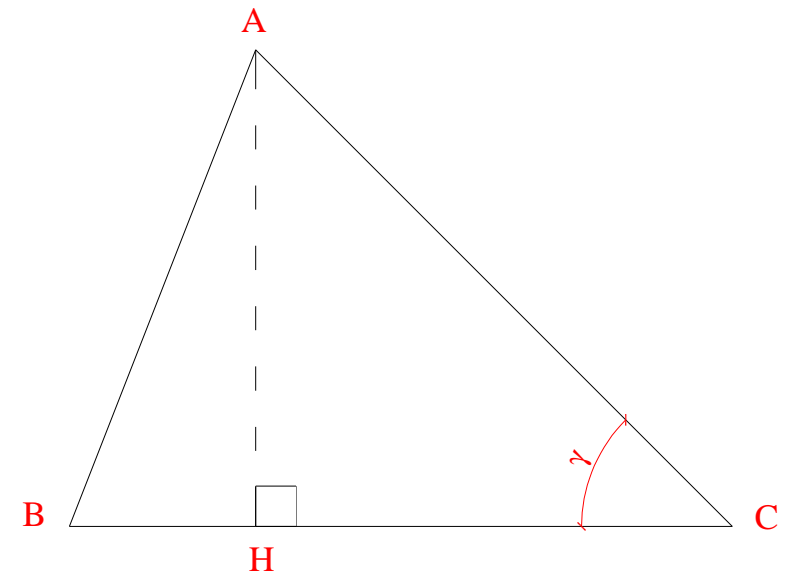


FIG.4

Per dimostrare questo teorema si ricorda che per il teorema dei seni vale

$$a / \sin \alpha = b / \sin \beta$$

e quindi

$$a / b = \sin \alpha / \sin \beta$$

si ricorda che:

$$\frac{a - b}{a + b} = \frac{2 \sin \frac{\alpha - \beta}{2} \cos \frac{\alpha + \beta}{2}}{2 \sin \frac{\alpha + \beta}{2} \cos \frac{\alpha - \beta}{2}}$$

ed infine:

$$\frac{a - b}{a + b} = \frac{\operatorname{tg} \frac{\alpha - \beta}{2}}{\operatorname{tg} \frac{\alpha + \beta}{2}}$$

1.5 Sistemi di riferimento (cartesiano e polare) e rispettivi passaggi

Si definisce sistema di riferimento, l'insieme dei dati utilizzati per individuare la posizione di un oggetto nello spazio o nel piano.

Possiamo distinguere due sistemi di riferimento più usati nell'ambito della topografia:

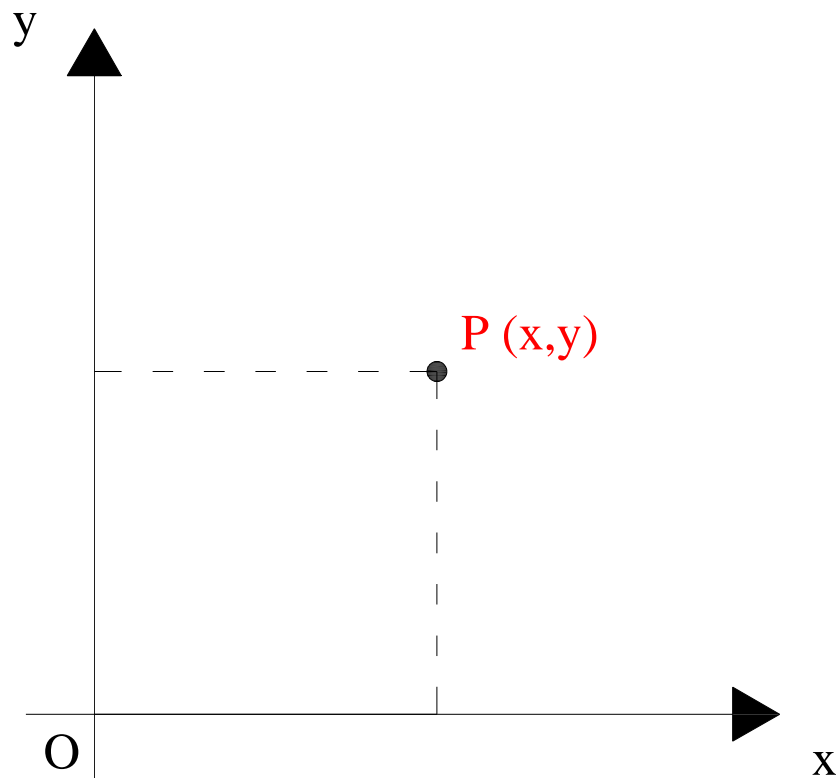
Sistema di riferimento cartesiano

Sistema di riferimento polare

- Sistema di riferimento cartesiano:

Uno dei sistemi di riferimento bidimensionale è costituito da una coppia di rette incidenti. Tali rette sono indicate, con X e Y, ed il loro punto di intersezione è l'origine per entrambe le rette. Su ciascuna retta si fissa un verso di percorrenza ed un'unità di misura che è uguale per entrambe le rette ma, per esigenze particolari, può benissimo essere diversa per ciascuna retta.

La posizione di un punto vincolato a muoversi su un piano può essere individuata da una coppia di valori reali, genericamente indicati con le lettere x e y . Si indica con x il numero reale che individua la distanza dall'asse Y del punto, misurata parallelamente all'asse X nell'unità di misura scelta per quest'ultimo; con y il numero reale che individua la distanza dall'asse X del punto, misurata parallelamente all'asse Y nell'unità di misura scelta per quest'ultimo. La coppia di coordinate che individua il punto si indica scrivendo (x,y) .



Quando gli assi X e Y sono fra loro ortogonali tale sistema di riferimento si dice ortogonale o cartesiano, in onore del matematico francese Cartesio che per primo lo introdusse. In tal caso l'asse X , orizzontale, prende il nome di ascissa, e l'asse Y , verticale, prende il nome di ordinata. Negli altri casi, si parla di sistema di riferimento cartesiano non ortogonale.

FIG.5

- Sistema di riferimento polare:

Un sistema di riferimento polare è formato da due coordinate indicate con le lettere ρ e φ . Con ρ si indica la distanza del punto considerato dall'origine del sistema; in pratica se consideriamo il vettore che congiunge l'origine degli assi con il nostro punto, ρ ne indica il modulo.

$$\Theta = 90^\circ - \varphi$$

Θ

Per passare dalle coordinate polari alle cartesiane si usano le formule

$$X = \rho \cos \varphi$$

$$Y = \rho \sin \varphi$$

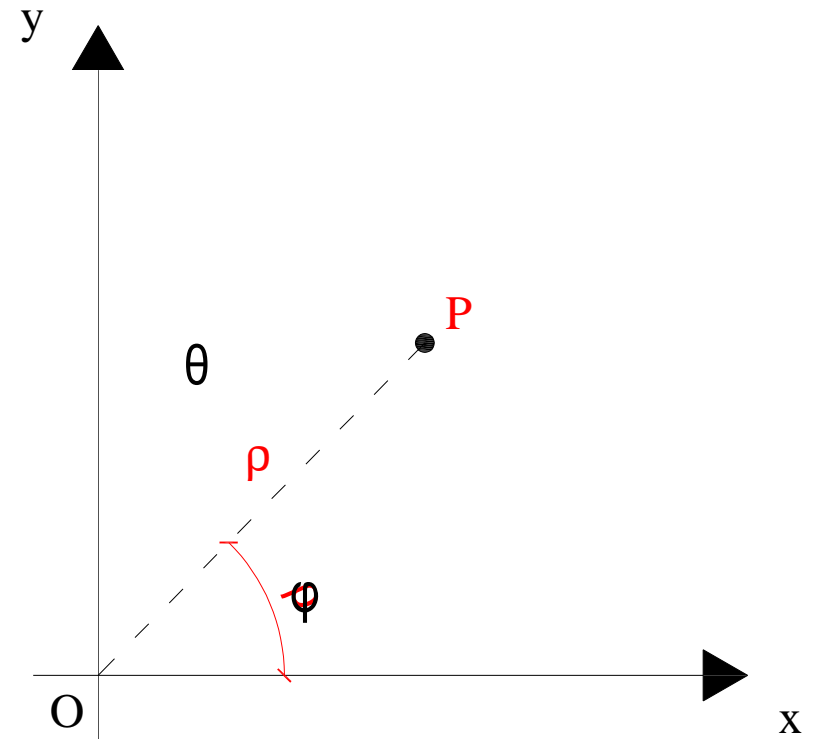


FIG.6

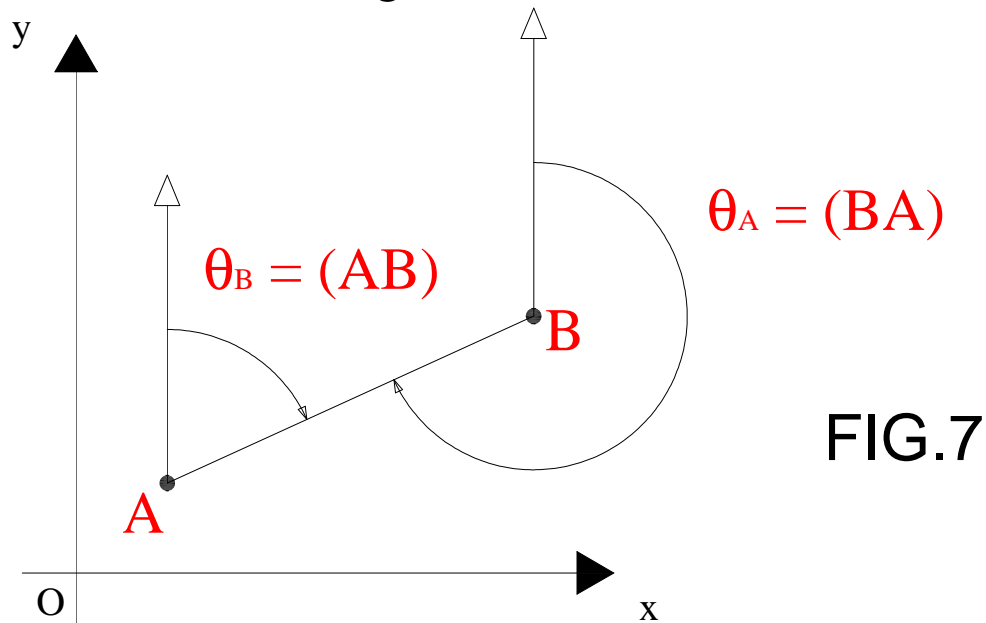
e per passare da quelle cartesiane a quelle polari :

$$\rho = \sqrt{x^2 + y^2} = \sqrt{\rho^2 (\sin^2 \varphi + \cos^2 \varphi)}$$

$$\vartheta = \arcsin\left(\frac{y}{\rho}\right) = \arccos\left(\frac{x}{\rho}\right)$$

1.6 Angoli di direzione, loro trasporto ed angoli piani

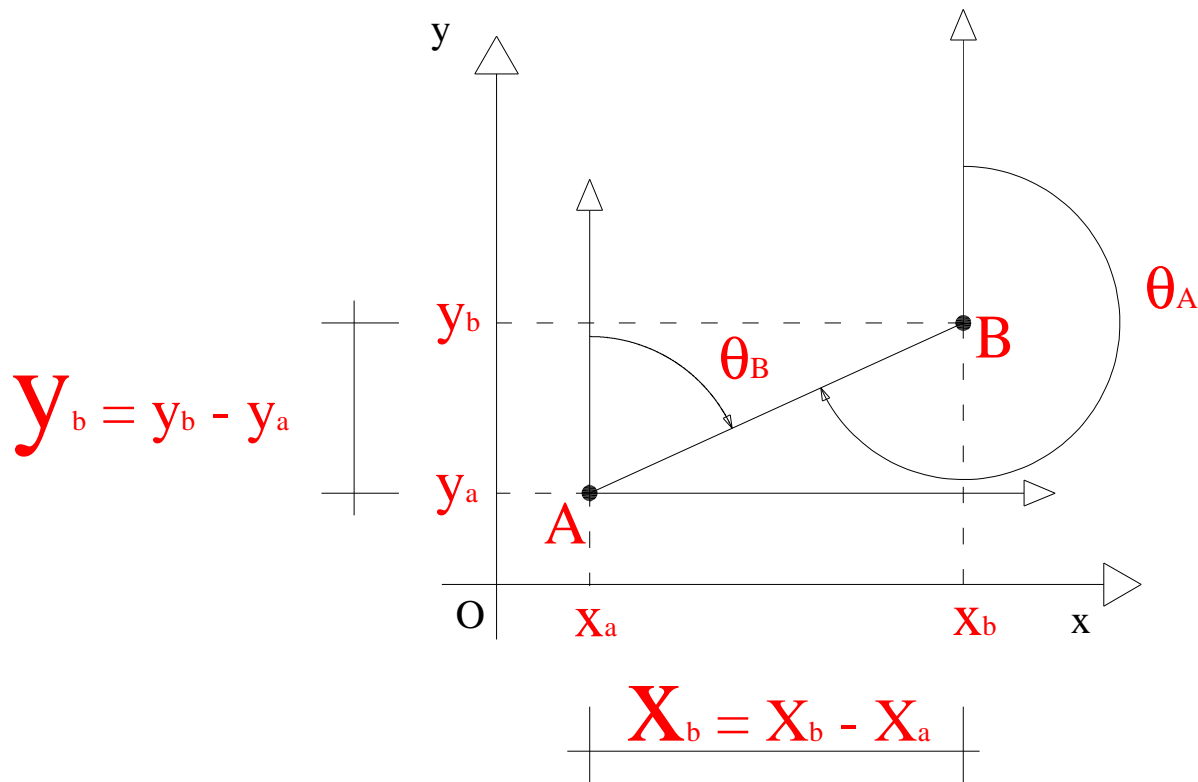
1.6.1 Angoli di direzione



L'angolo di direzione θ è l'angolo che la direzione del Nord (asse Y) nel punto, forma con la retta AB, con rotazione oraria.

AB = semiretta orientata

Gli angoli di direzione si possono ottenere partendo dalle coordinate cartesiane :



$$\theta_B = (A B) = \arctang \left(X_b / Y_b \right) =$$

$$= (X_b - X_a) / (y_b - y_a)$$

$$\theta_A = \theta_B \pm \pi =$$

$$= \begin{cases} +\pi & \text{se } (AB) < \pi \\ -\pi & \text{se } (AB) > \pi \end{cases}$$

FIG.8

1.6.2 Trasporto di angoli di direzione lungo una spezzata (fig.9)

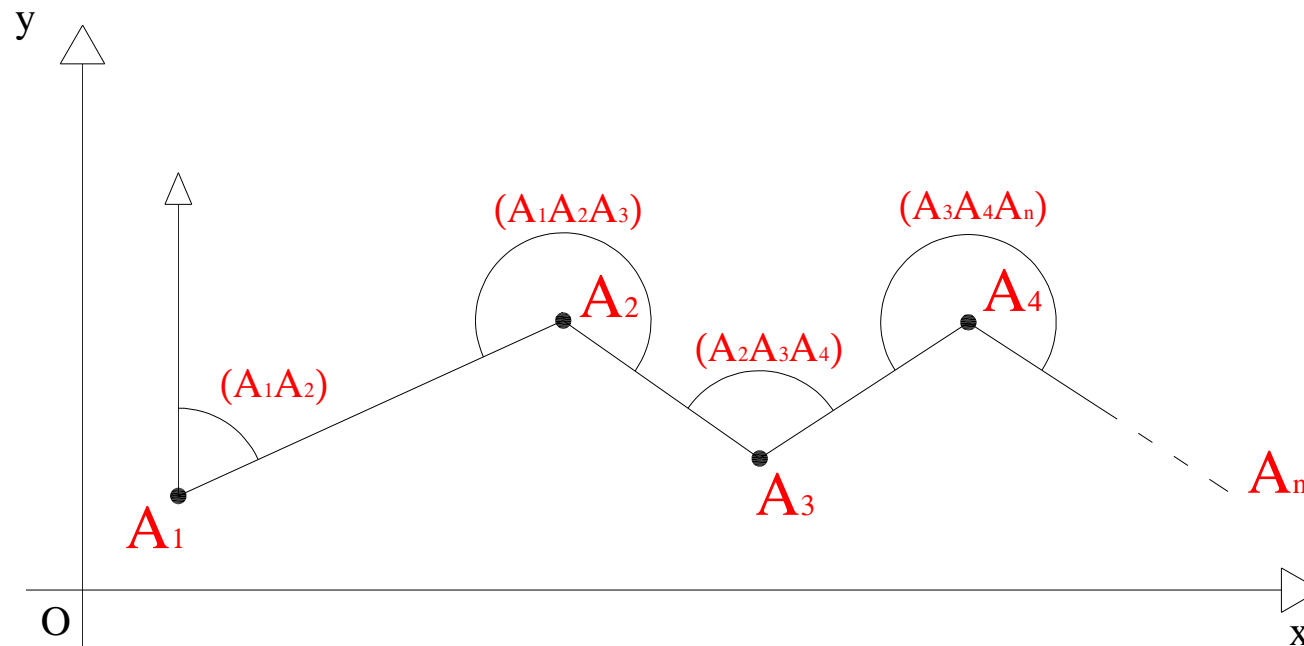


FIG.9

Metodo generale per il calcolo degli angoli di direzione lungo una spezzata:

$$(A_1 A_{i+1}) = (A_{i-1} A_i) + (A_{i-1} A_i A_{i+1}) \pm \pi$$

- si considera positivo il π se la somma dei primi due angoli è $<$ di π ;
- si considera negativo il π se la somma dei due angoli è $>$ di π ;

1.6.3 Angoli piani

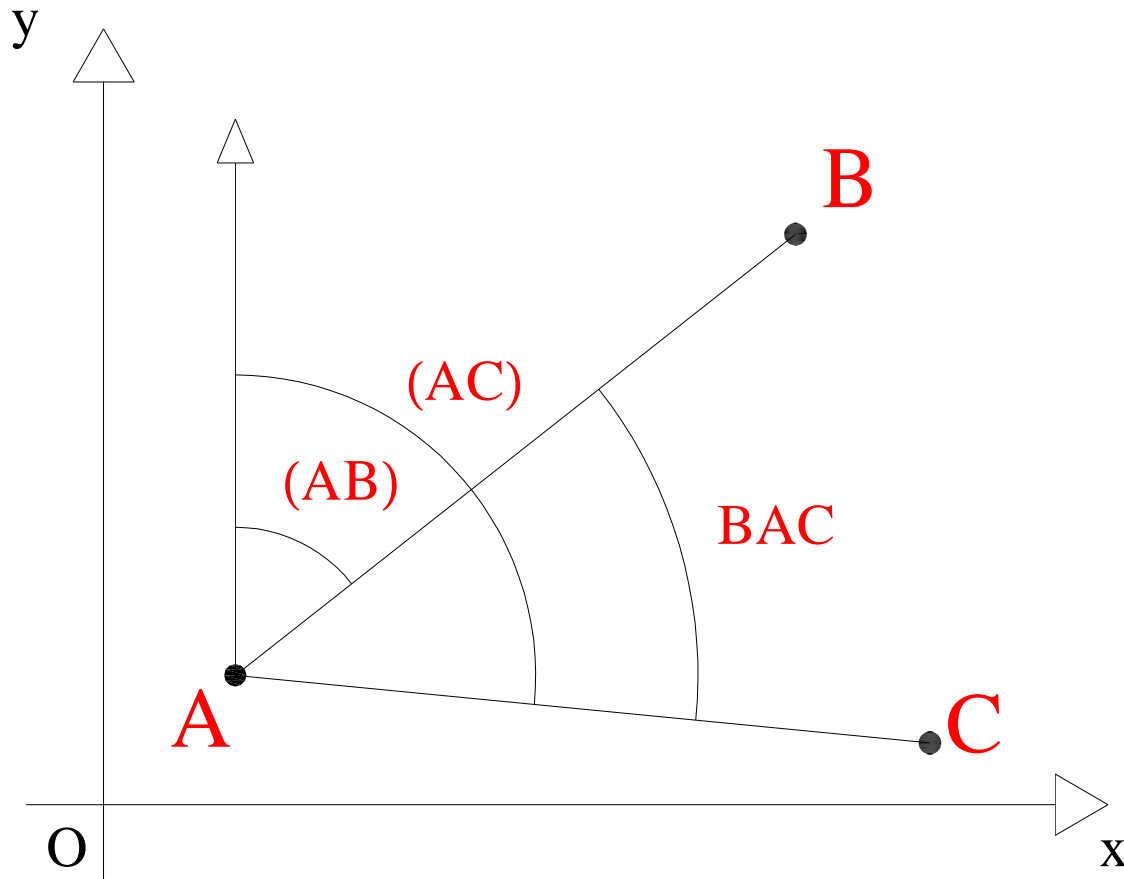


FIG.10

L'angolo che si ottiene dalla differenza dei due angoli di direzione che in questo caso corrispondono rispettivamente a θ_b e a θ_c ci fornisce l'angolo piano BAC, ovvero l'angolo compreso tra il lato AB e il lato AC. Questo è un tipico caso di misura indiretta, cioè si ottiene l'angolo BAC senza misurarlo con gli strumenti, se sono noti i due angoli di direzione.

1.7 Trasporto di coordinate e intersezione semplice in avanti

1.7.1 Trasporto di coordinate

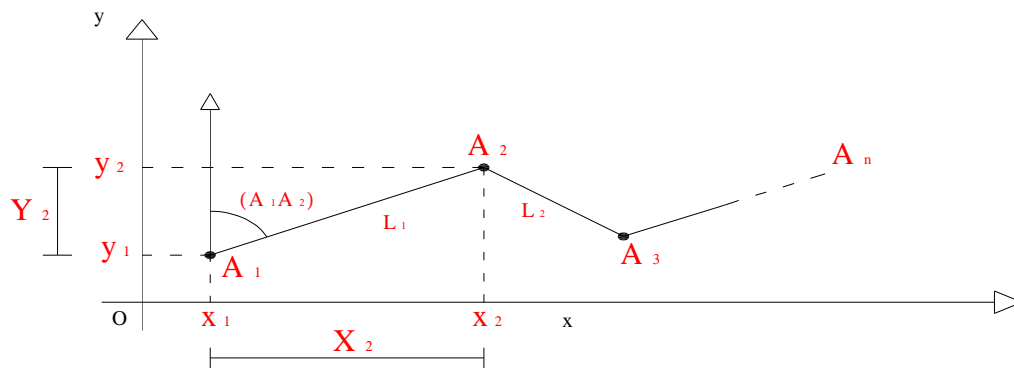


FIG.11

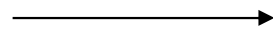
Dati:

- A1 (x1,y1)
- gli angoli di direzione di tutti i lati Li
- le lunghezze dei lati L1, L2.....Ln

Scopo:

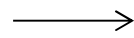
Trovare le coordinate A2, A3.....An

$$\begin{aligned} x_2 &= L_1 * \sin (A_1A_2) \\ y_2 &= L_1 * \cos (A_1A_2) \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} X_2 &= x_2 + x_1 \\ Y_2 &= y_2 + y_1 \end{aligned}$$

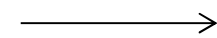
$$\begin{aligned} x_3 &= L_2 * \sin (A_2A_3) \\ y_3 &= L_2 * \cos (A_2A_3) \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} X_3 &= x_3 + x_2 \\ Y_3 &= y_3 + y_2 \end{aligned}$$

Quindi, in generale:

$$\begin{aligned} x_n &= L_{n-1} * \sin (A_{n-1}A_n) \\ y_n &= L_{n-1} * \cos (A_{n-1}A_n) \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} X_n &= x_n + x_{n-1} \\ Y_n &= y_n + y_{n-1} \end{aligned}$$

1.7.2 Intersezione semplice in avanti

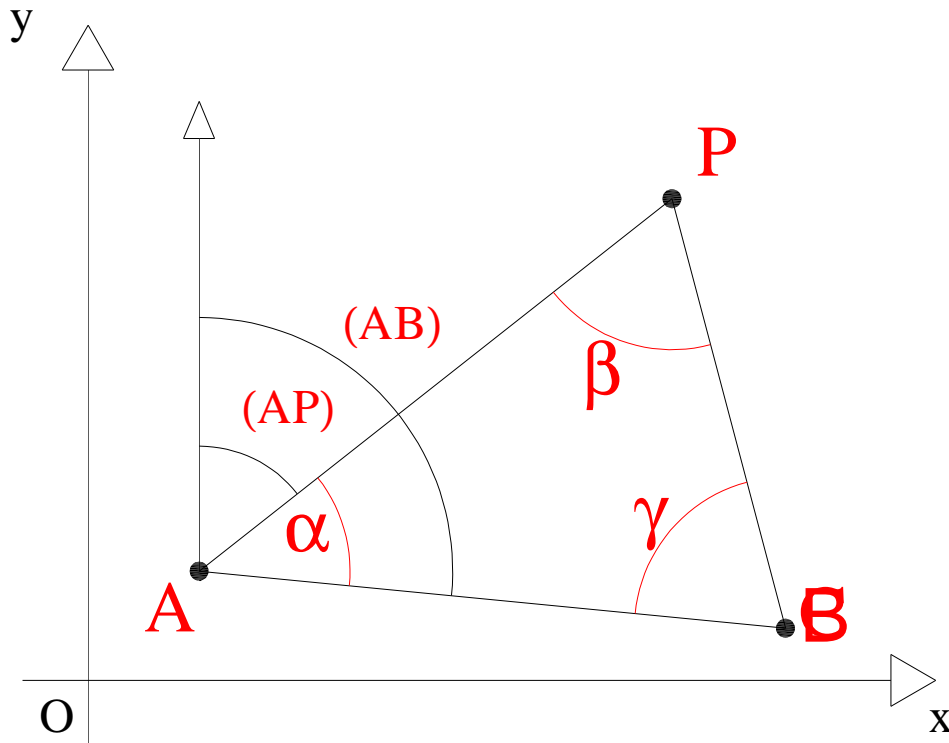


FIG.12

si ottengono:

$$X_p = X_a + AP * \sin(\alpha)$$

$$Y_p = Y_a + AP * \sin(\alpha)$$

Noti: $X_a, Y_a, X_b, Y_b,$

misuriamo α e γ e determiniamo X_p e Y_p

angolo di direzione:

$$(AB) = \theta_b =$$

$$= \arctang (X_b - X_a) / (Y_b - Y_a)$$

distanza:

$$AB^2 = (X_b - X_a)^2 + (Y_b - Y_a)^2$$

$$\beta = \pi - (\alpha + \gamma)$$

$$\text{-angolo (AP)} = (AB) - \alpha$$

$$\text{-distanza } AP = AB * (\sin\beta / \sin\gamma)$$

Spesso viene usata l'intersezione multipla e l'importante intersezione inversa.

2-Grandezze Misurabili **e componenti Strumenti**

Grandezze topografiche misurabili

Le grandezze misurabili per mezzo strumentale sono quattro:

- **Angolo azimutale α**
- **Angolo zenitale Z**
- **Dislivello**
- **Distanza misurata SA**

Il punto S è definito come **punto di stazione** ed è il punto in cui viene collocato lo strumento per le misurazioni. Il punto I viene detto **punto indietro**, mentre il punto A è detto **punto avanti** (fig. 13).

L'angolo **azimutale** è definito come l'angolo diedro formato dai piani appartenenti al fascio di piani che ha per generatrice la verticale passante per il punto S e passanti per il punto indietro e per il punto avanti

Si definisce **dislivello** tra A ed S la differenza tra la quota del punto avanti e la quota del punto di stazione, intendendo come **quota** l'altezza del punto sul geoide (vedi operazioni di "livellazione").

È definita "**distanza misurata**" tra il punto di stazione ed il punto avanti A, la lunghezza del segmento congiungente i due punti S ed A.

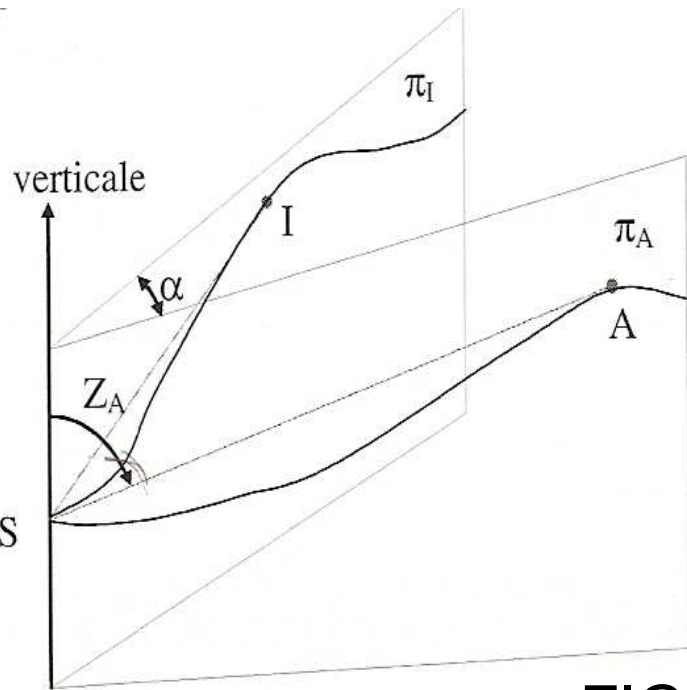


FIG.13

L'angolo **zenitale** del punto avanti A è definito dall'angolo formato dalla verticale nel punto di stazione S

e dalla retta congiungente il punto di stazione con il punto avanti

Il teodolite



FIG.14



FIG.15

Teodolite arcaico

Il **teodolite** è lo strumento di misura “principale” per le misure topografiche. Permette di misurare angoli tra due punti e nel caso in cui sia integrato con un **distanziometro** permette anche di misurarne le distanze. Lo strumento formato da teodolite e distanziometro è la **stazione totale**.

Esistono due tipi di teodolite: quelli di tipo ottico – meccanico (*foto 14 a sinistra*) e quelli di tipo elettronico, dotati di un visore su cui è possibile leggere le misurazioni eseguite (*foto 15*).



Elementi costitutivi del teodolite

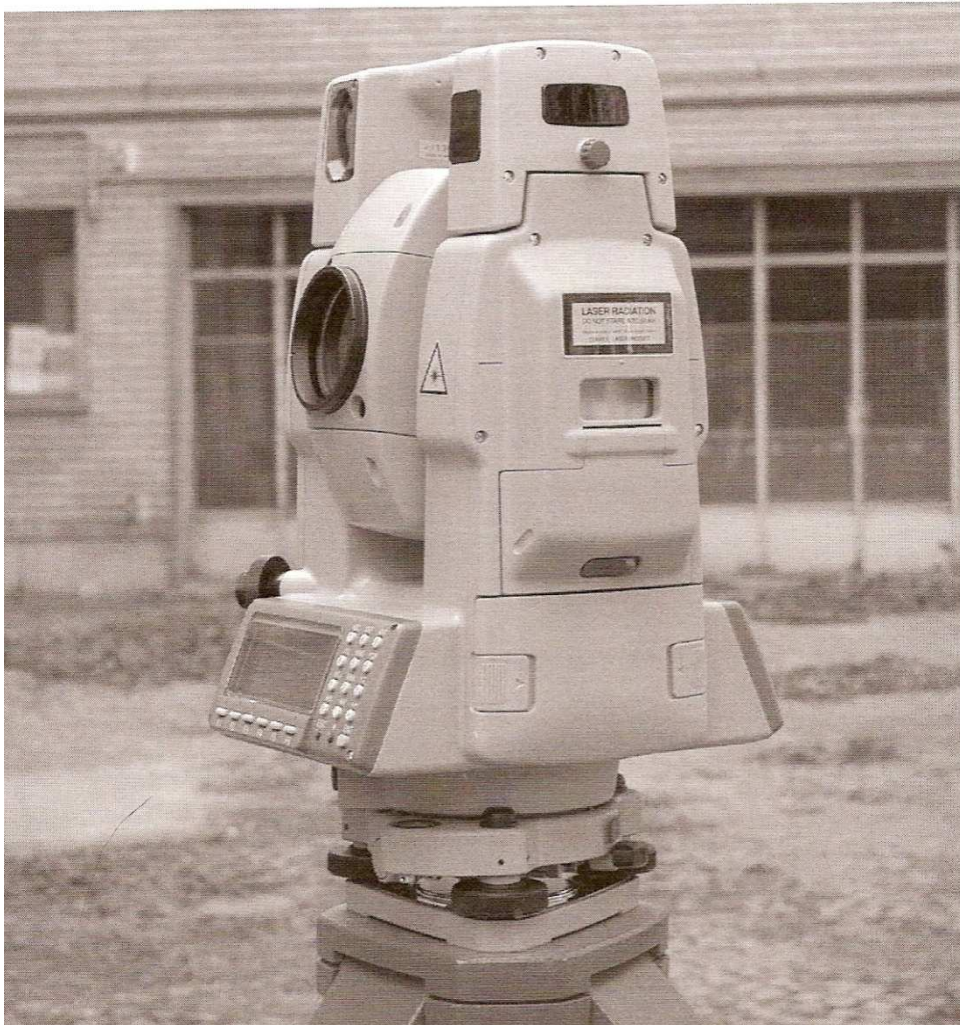


FIG.16

Basamento: (permette la lettura degli angoli azimutali:contiene infatti il **cerchio azimutale**).

Alidada: (consente la lettura degli angoli zenitali:contiene il **cerchio zenitale**).

Cannocchiale (sostenuto dall'alidada).

Tipologie di teodoliti

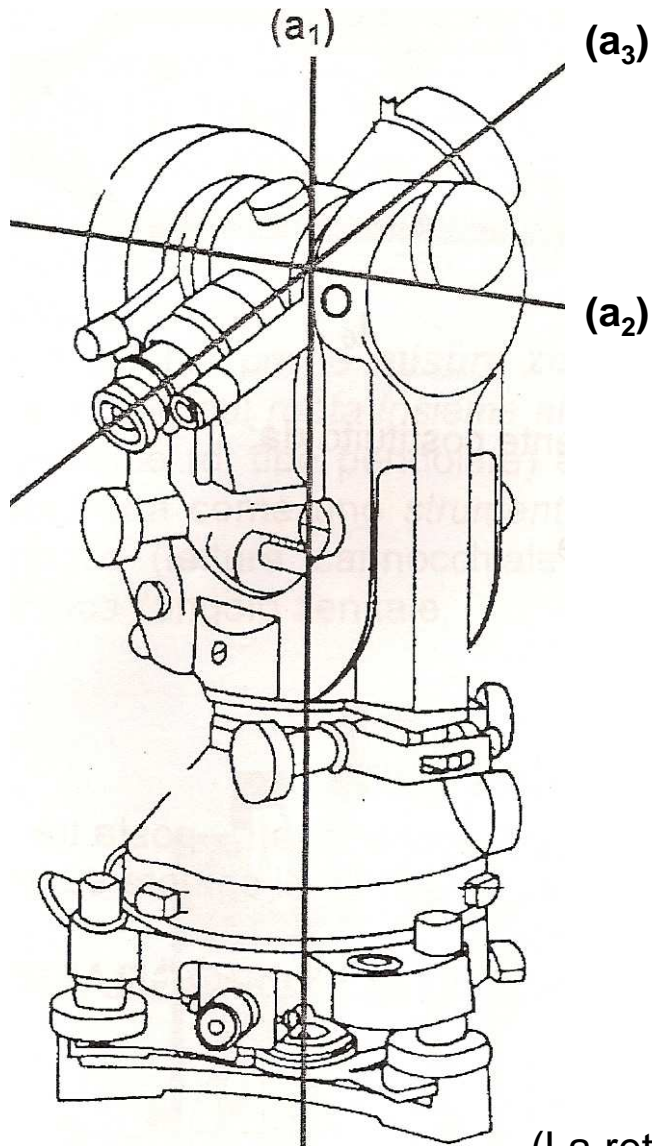
Reiteratori:

teodoliti in cui il cerchio azimutale può ruotare in modo indipendente rispetto al basamento ed all'alidada.

Ripetitori:

teodoliti in cui la rotazione del cerchio azimutale può essere resa dipendente dalla rotazione del basamento o dell'alidada.

Elementi geometrici costitutivi del teodolite



Gli assi :

(a₁) : ASSE PRINCIPALE di ROTAZIONE ALIDADA

(a₂) : ASSE SECONDARIO o
di ROTAZIONE DEL CANNOCCHIALE

(a₃) : ASSE TERZIARIO o
di COLLIMAZIONE DEL CANNOCCHIALE

FIG.17

Lo strumento è **rettificato** se, in stazione:

- il cerchio azimutale giace in un piano orizzontale
- il cerchio zenitale giace in un piano verticale
- l'asse a₂ è orizzontale
- l'asse a₃ descrive piani verticali passanti per il centro strumentale

(La rettifica è però una proprietà intrinseca dello strumento, anche non in stazione)

Cannocchiale topografico

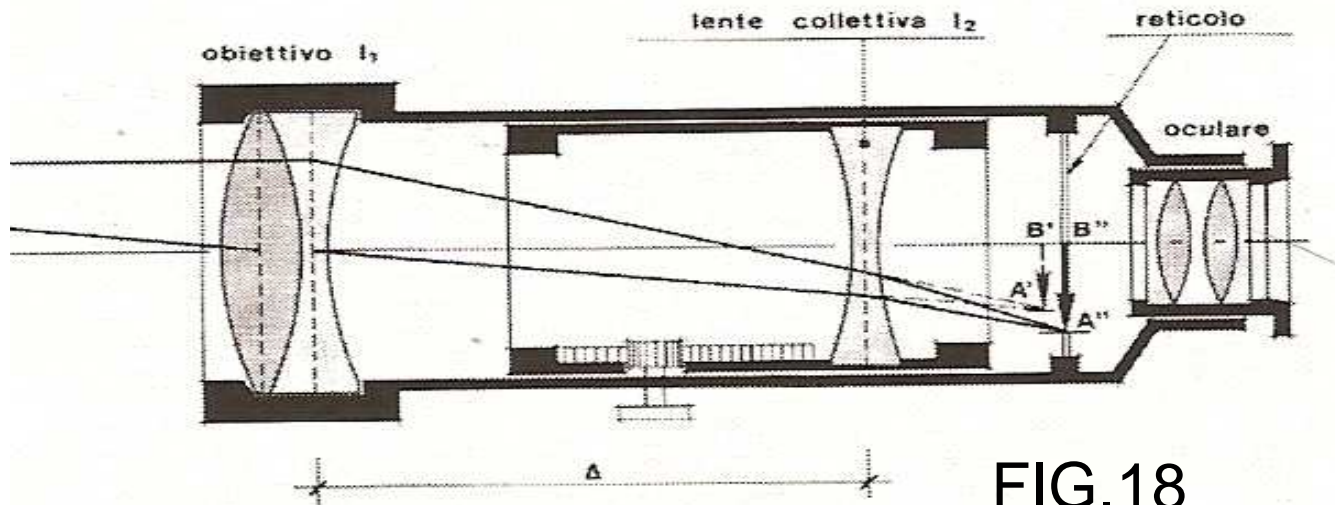


FIG.18

Il cannocchiale topografico è costituito da:

- lente obiettiva convergente
- lente interna divergente
- reticolo
- lente oculare convergente

La bassetta topografica



FIG.19

La bassetta topografica serve per collegare l'alidada del teodolite al treppiede. Sulla bassetta sono anche presenti una livella sferica ed un piombino ottico, utilizzati per la messa in stazione dello strumento. Si hanno anche dispositivi per il centramento forzato (strumenti, segnali).

Comprende:

- **basamento**
- **piastra basculante**

Misura degli angoli

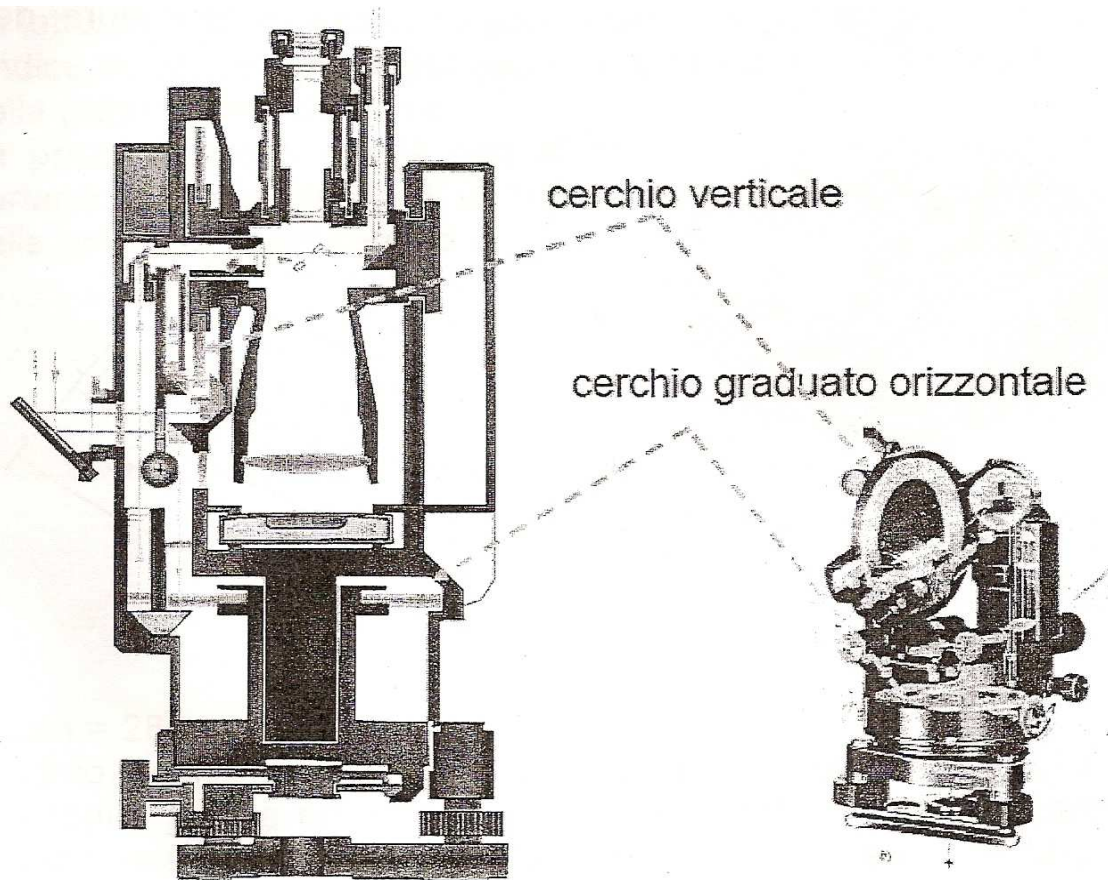


FIG.20

Il cerchio orizzontale, perpendicolare all'asse principale e situato nella base, è destinato alle **misure azimutali**.
(fig.20)

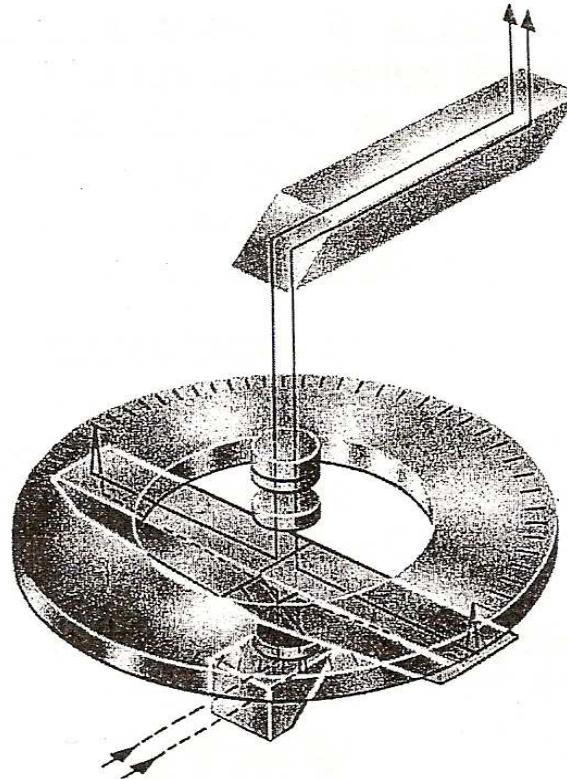
Il cerchio verticale normale all'asse secondario è posto su un lato dell'alidada ed è destinato alle **misure zenitali**.

Letture negli strumenti ottico – meccanici

I cerchi di lettura hanno una graduazione molto fine (0,1 – 0,01), riprodotta fotograficamente.

La lettura della graduazione viene fatta attraverso un sistema di prismi che convogliano l'immagine in un microscopio di lettura.

FIG.21



**Schema di un dispositivo
per la lettura ai cerchi**

Lecture ai cerchi

Il nonio

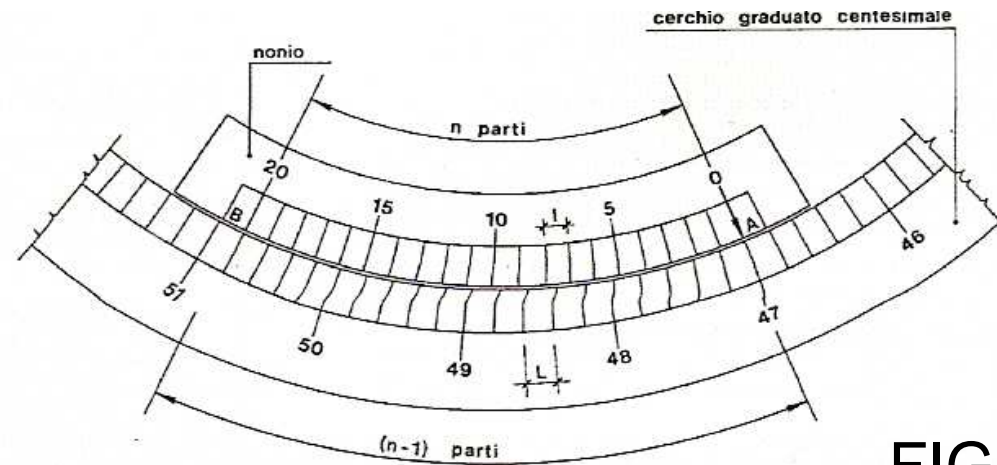


FIG.22

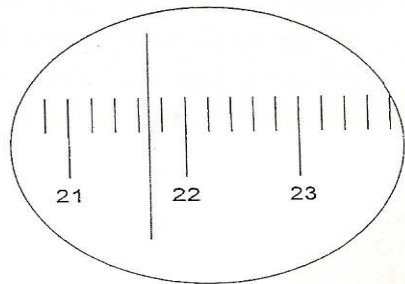
Un importante ausilio per la lettura è dato dal nonio.

Il nonio è costituito da due cerchi concentrici. Su quello più esterno si leggono le misure dei gradi.

All'interno, concentrica al cerchio esterno, si trova una corona circolare. Su questa si possono leggere le suddivisioni del grado e quindi riuscire ad avere una maggiore precisione nella lettura degli angoli.

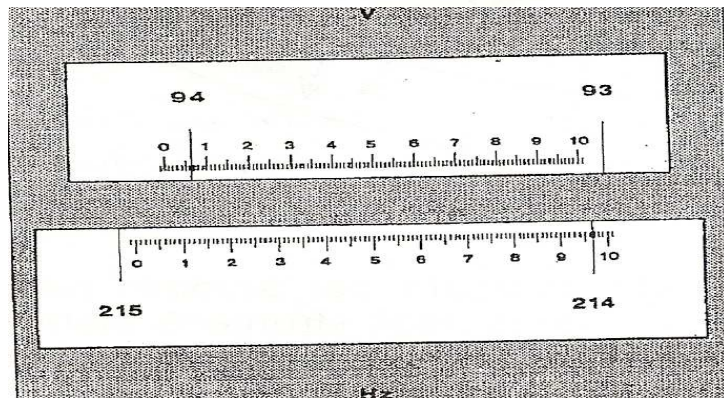
Le letture sono però oramai tutte digitalizzate e le procedure semplificate. Vengono indicati alcuni sistemi classici di lettura ma senza approfondimenti.

Microscopio a stima e a scala



Nel **microscopio a stima** si leggono i valori interi degli angoli mentre viene data solo una stima dei valori decimali.

FIG.23



Nel **microscopio a scala** vi sono due reticoli. In quello principale si legge la parte intera dell'angolo; in quello secondario si legge la parte decimale con una precisione del centesimo di gon.

FIG.24

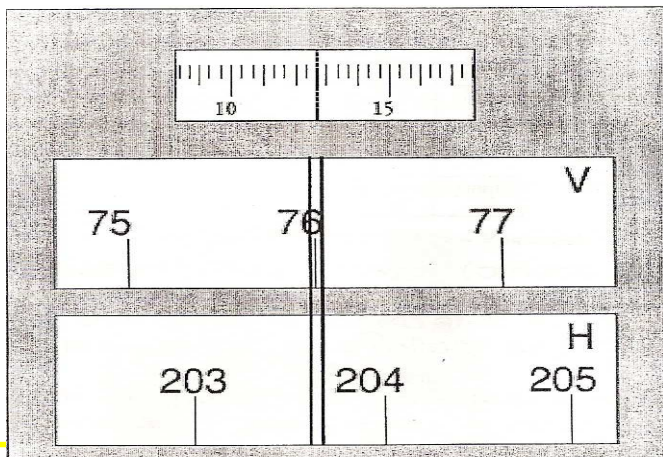
Sistemi micrometrici

Si ricorre ai micrometri quando si cerca una precisione prossima al millesimo di gon.

FIG.25

Le letture sono fatte coi sistemi:

- per bisezione
- a coincidenza di immagine



Mezzi di lettura ai cerchi negli strumenti elettronici

Negli strumenti elettronici la lettura degli angoli viene fatta da appositi rilevatori. Sui cerchi sono effettuate delle incisioni simili a quelle dei codici a barre che ne permettono la lettura. Nella fig. 26 vengono fatte vedere come esempi alcuni tipi di lettura digitale.

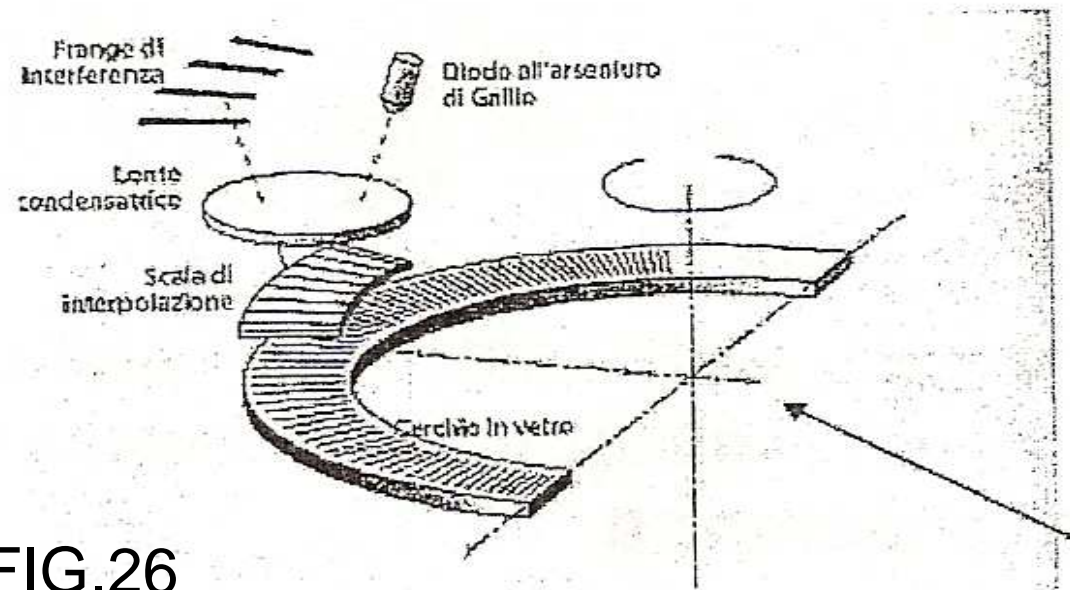
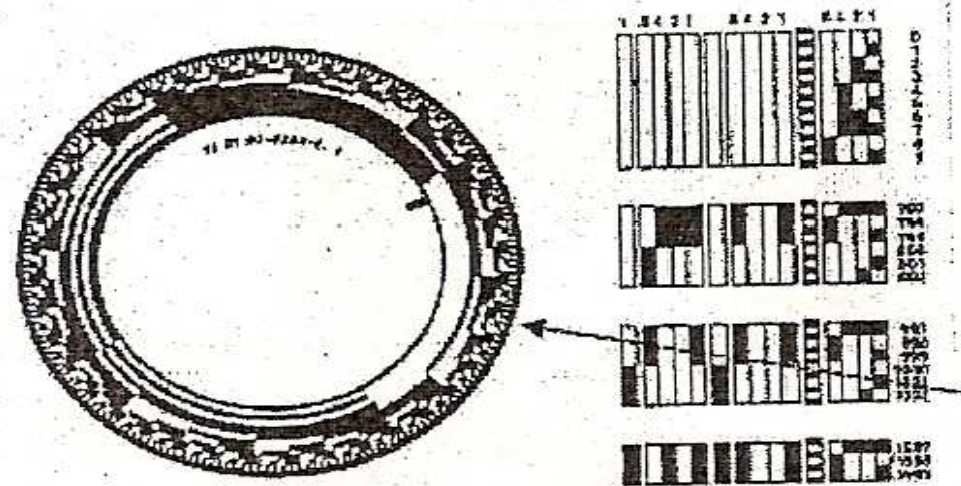


FIG.26



3- MESSA IN STAZIONE

di uno strumento di rilievo

Messa in stazione

Operazioni fondamentali per la messa in stazione

- 1) Centramento sul punto di materializzazione a terra e passaggio dell'asse primario a1 per tale punto;
 - *Punto a terra* = vertice degli angoli da misurare o estremo della distanza

- 2) Resa verticale dell'asse primario a1

FIG.27



Il treppiede

Supporto di sostegno usato per situare uno strumento (intercambiabile) ad un'altezza opportuna tale da permettere l'esecuzione delle operazioni da parte dell'operatore;

è costituito da tre gambe a lunghezza regolabile o fissa, incernierate alla *piastra d'appoggio* a forma di triangolo equilatero smussato e provvista di un foro centrale per il fissaggio della basetta topografica e di un gancio per collegare un filo a piombo.

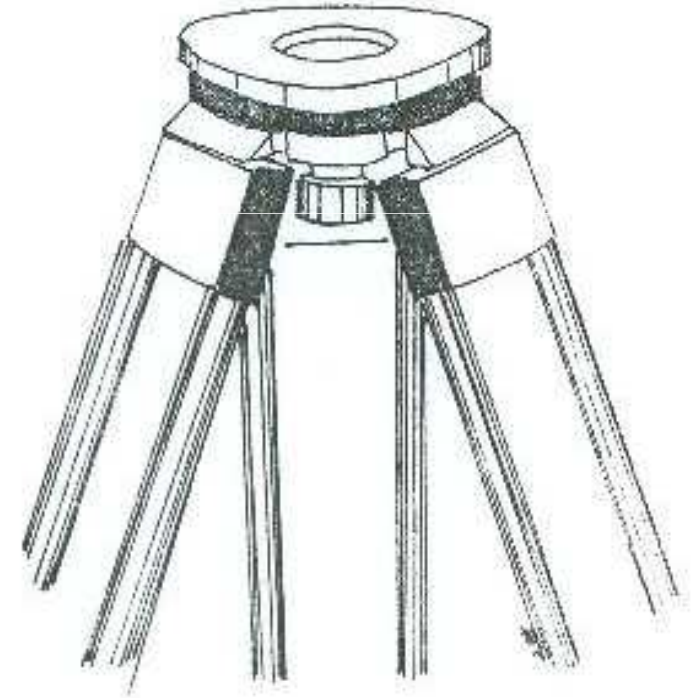


FIG.28

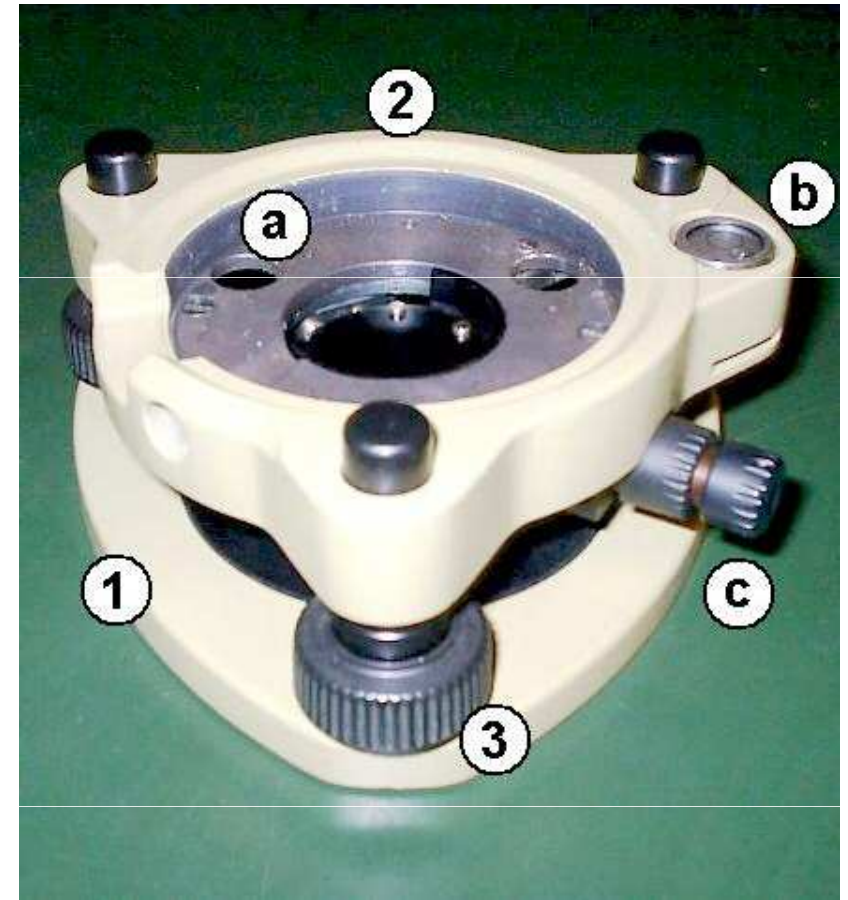
Messa in stazione: il centro della piastra deve trovarsi all'incirca sulla verticale del punto a terra e la piastra deve essere orizzontale.

La bassetta topografica

Dispositivo di collegamento dello strumento topografico al treppiede; composta da:

- 1) *Piastra di base* fissata alla piastra d'appoggio del treppiede tramite un *vitone*;
- 2) *Piastra basculante*, supporto per lo strumento di misura, dotata di
 - a. perni per il fissaggio degli strumenti;
 - b. livella sferica per determinarne l'orizzontalità;
 - c. piombino ottico per disporne il centro lungo la verticale per il punto a terra;
- 3) *Viti calanti*, poste ai vertici di un triangolo equilatero iscritto nel basamento, permettono l'oscillazione della piastra basculante;

FIG.29



Messa in stazione: centramento della livella sferica e contemporanea collimazione del punto a terra tramite il piombino ottico o un filo a piombo.

Fili a piombo

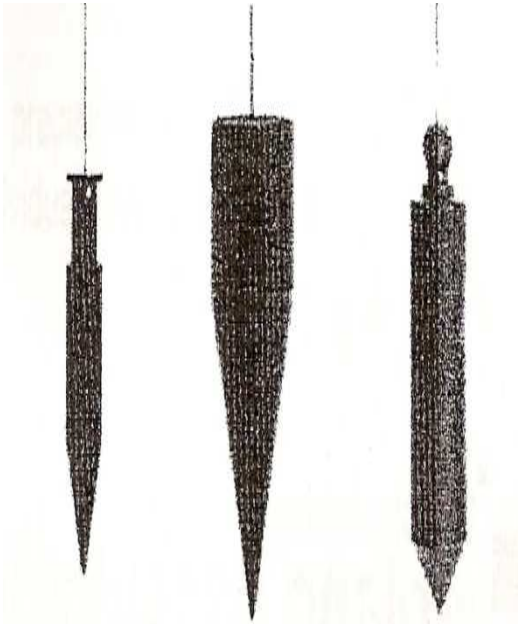


FIG.30

Il **filo a piombo** è costituito da un filo flessibile al cui estremo è posta una massa (piombino a gravità); serve nel teodolite per verificare la direzione della verticale nel punto di stazione a terra (centramento).

Si può anche utilizzare un'asta di centratura, con livella sferica (permette anche la misura dell'altezza strumentale)

Sul basamento degli strumenti più moderni si trovano **piombini ottici** e **piombini laser** che limitano gli errori nella definizione del posizionamento.

Centratura del punto a terra

PIOMBINO OTTICO

Piccolo cannocchiale montato sul basamento dello strumento, devia il suo asse di collimazione ad angolo retto tramite un prisma a riflessione in modo che esso si trovi sul prolungamento dell'asse principale dello strumento stesso;

Errore di centramento: 2', incertezza di posizionamento di 1 mm a 1,5 m da terra.

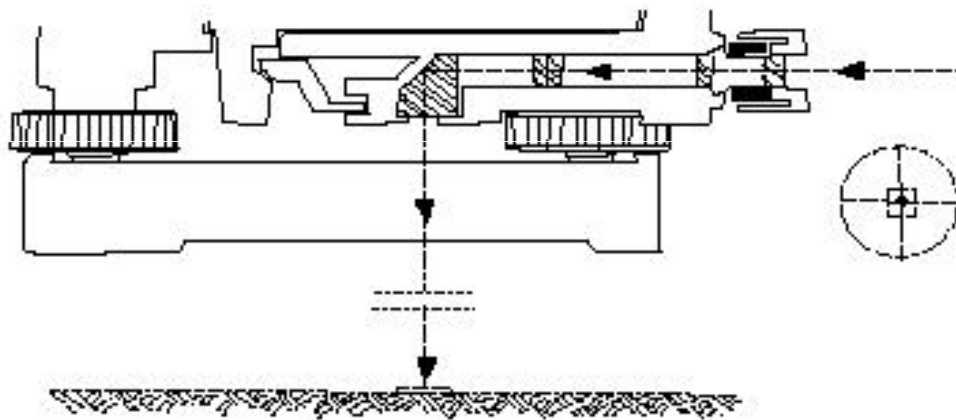


FIG.31

PIOMBINO LASER

Funzionamento ed errori identici al piombino ottico ma realizzato tramite un raggio laser emesso da un diodo lungo la direzione dell'asse principale

Le livelle

Strumenti usati per rendere orizzontale un asse od un piano o per rendere verticale un asse

Sono costituite da una fiala di vetro parzialmente riempita con un liquido a bassa viscosità e basso punto di congelamento (alcool od etere); lo spazio vuoto viene riempito dai vapori dello stesso; *il pelo libero tra il liquido e la bolla formatasi si dispone normalmente alla linea di forza di gravità (la tangente al centro della bolla è dunque orizzontale).*

Negli strumenti topografici, la fiala è contenuta in un'armatura metallica con base piana.

TIPI DI LIVELLA

- a) Controllate a vista dall'operatore: ***livella torica e livella sferica;***
- b) Controllate mediante dispositivi ottico-meccanici: ***livella a coincidenza d'immagini;***

CARATTERISTICHE DELLE LIVELLE

Prontezza: tempo che il liquido impiega a disporsi in equilibrio e quindi che la bolla impiega per stabilizzarsi dopo uno spostamento;

Sensibilità della livella: ampiezza dell'angolo di cui ruota l'asse della livella per lo spostamento della bolla di 1mm lungo la superficie superiore della fiala di vetro;

(fig.32 a)

La livella sferica

Fiala di vetro cilindrica, delimitata superiormente da superficie a calotta sferica riportante uno o più cerchi concentrici (il cui centro coincide con quello della calotta) (fig. 32 b)

Rettifica della livella: il piano tangente al centro della calotta deve essere parallelo al piano d'appoggio dell'armatura della livella;

La livella sferica si dice orizzontale quando la bolla d'aria che si trova all'interno del liquido si trova nel centro del cerchio rappresentato sulla calotta sferica. Le livelle sferiche topografiche hanno **sensibilità** superiore a 1'.

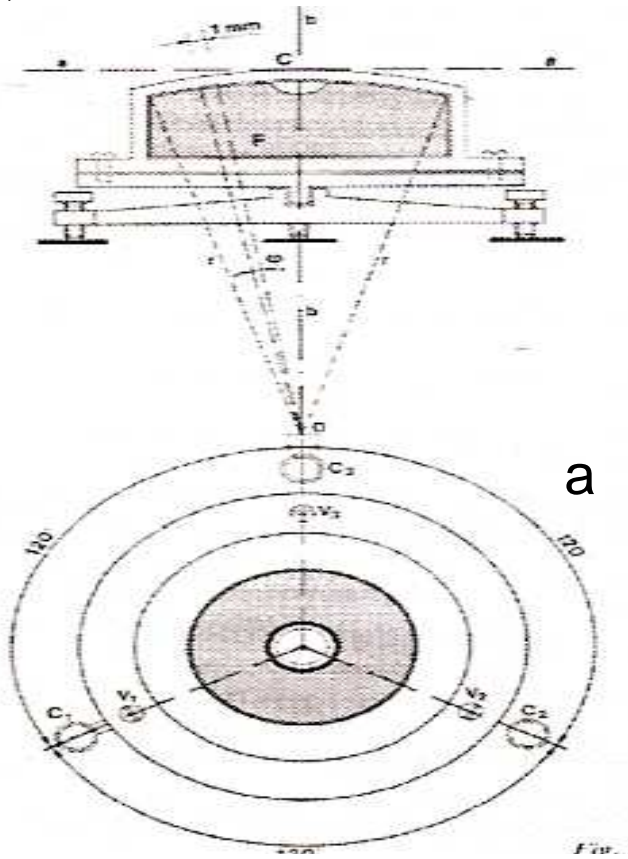


FIG.32



Il piano tangente risulta orizzontale quando *la bolla è iscritta perfettamente al centro della fiala;*

La livella torica

Fiala di vetro con superficie interna toroidale; la parte superiore porta incisa una graduazione con tratti a distanza costante (parti) simmetrici rispetto il centro della fiala; nel teodolite, la livella è posta fissa sull'alidada ma ci sono anche *livelle a cavaliere*.

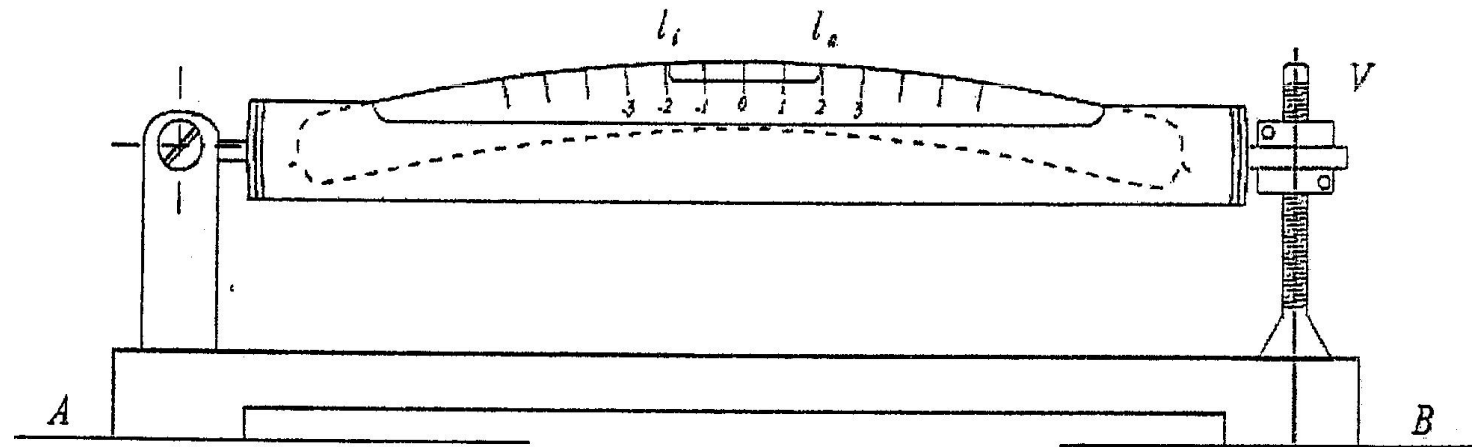


FIG.33

Sensibilità: 15" – 10"

Rettifica della livella: la tangente al centro della livella (*tangente centrale*) deve essere parallela alla retta d'appoggio;

Le livelle toriche sono più sensibili di quelle sferiche e servono per mettere in stazione lo strumento, anche con una sensibilità di pochi secondi sessagesimali.

Esistono anche livelle a *doppia curvatura*, utilizzabili su strumenti capovolgibili (ad esempio livelli).

Operazioni per rendere orizzontale un piano con la livella torica

*N.B. Un piano è individuato da due rette, **a** e **b**, giacenti su esso; se queste sono orizzontali, anche il piano lo è.*

- 1) Posto lo strumento sul piano si dispone la livella parallelamente alla direzione di due delle viti calanti (**v1** e **v2**) che materializzano la retta **a** e si centra la bolla con l'uso delle stesse;
- 2) Si verifica la condizione di rettifica della livella ruotando l'alidada di π dalla posizione iniziale; la retta **a** è così orizzontale;
- 3) Si ruota l'alidada di $\pi/2$ rispetto la posizione iniziale, disponendo la livella in direzione perpendicolare a quella delle due viti già utilizzate (materializzando la retta **b**) e si centra nuovamente la bolla con la terza vite **v3**; in tal modo anche la retta **b** è orizzontale, quindi lo è il piano;

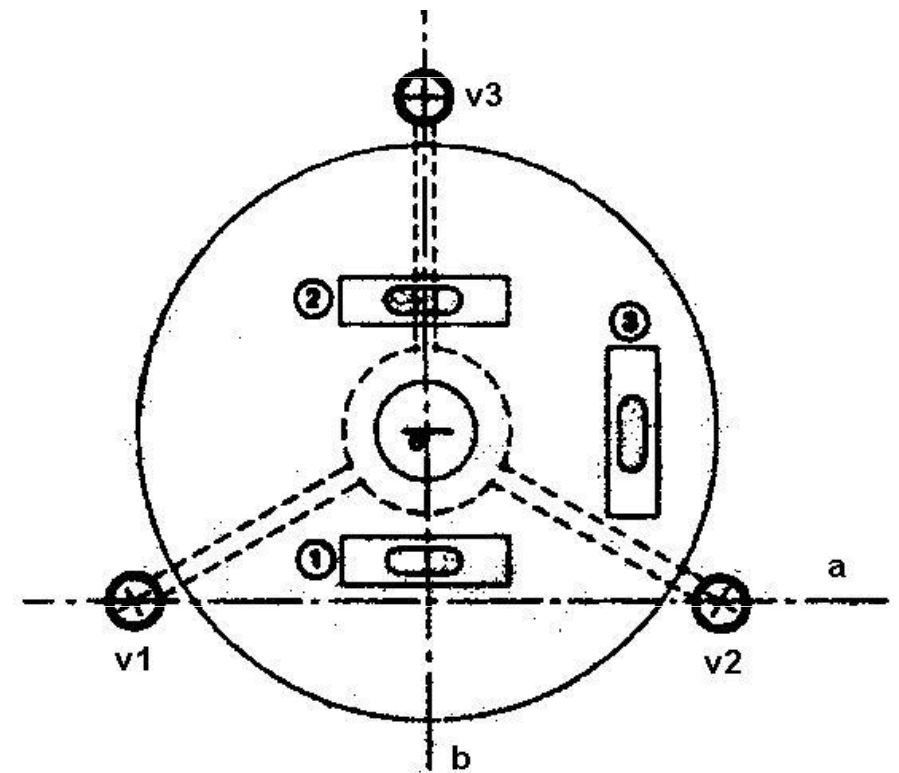
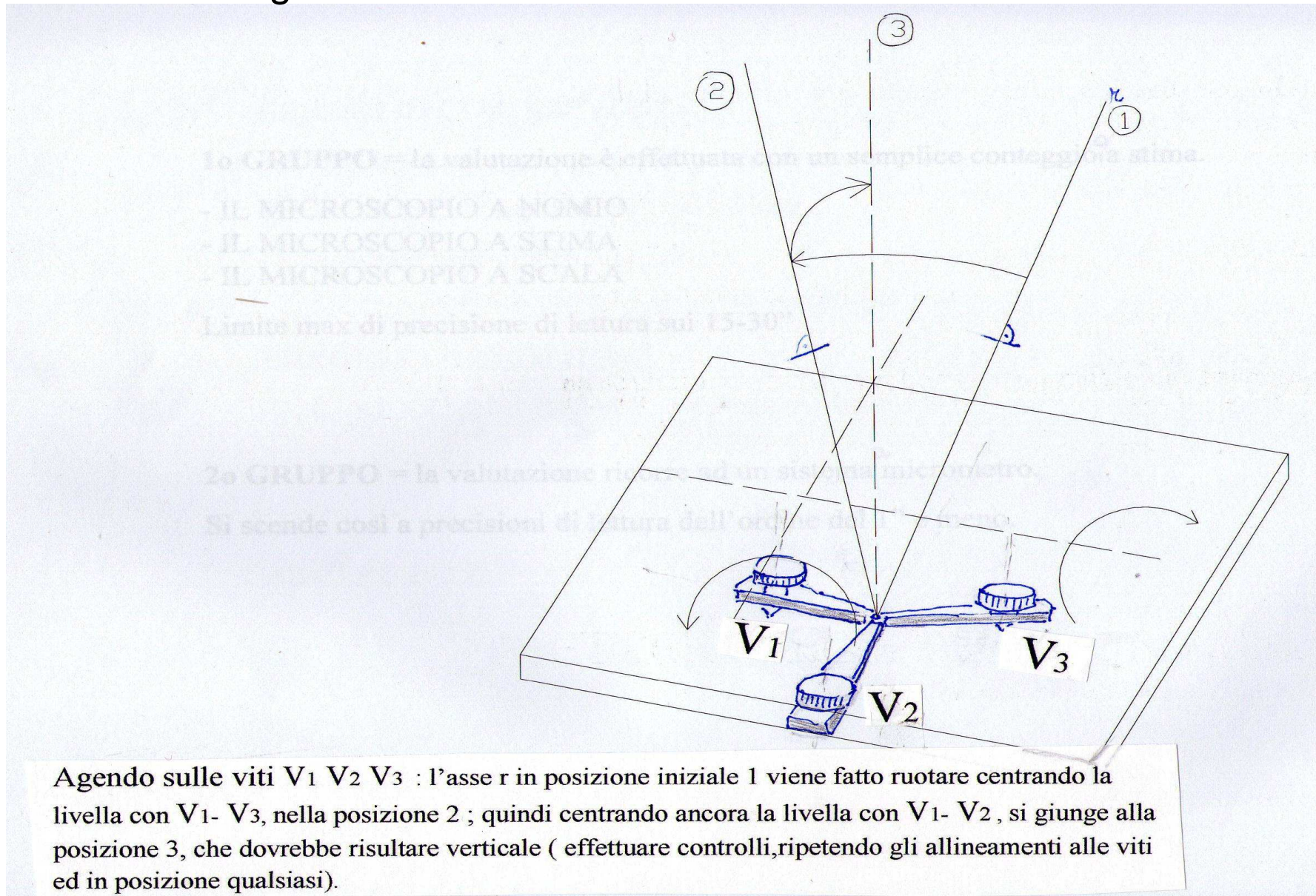


FIG.34

Livella da assi verticali

la livella è rigidamente collegata all'asse r.

FIG.35



Messa in stazione del teodolite

Procedura generale di messa in stazione

- 1) Determinazione e materializzazione del punto a terra;
 - 2) Messa in stazione del treppiede e della bassetta ad esso già vincolata:
 - a. si punta a terra una delle tre gambe del treppiede;
 - b. si collima il centro della bassetta con la verticale per il punto a terra spostando le altre due ed utilizzando il piombino ottico;
 - c. si rende orizzontale la bassetta, riferendosi alla livella sferica, modificando l'altezza delle gambe del treppiede ed agendo sulle viti calanti;
- NB: la successione delle singole operazioni potrebbe variare le condizioni di rettifica già raggiunte; è necessario dunque verificare sempre il mantenimento delle stesse ad ogni modifica apportata all'assetto degli strumenti;*
- 3) Inserimento del teodolite nella bassetta;
 - 4) Perfezionamento della verticalità dell'asse principale mediante la livella torica.

4-MISURE AZIMUTALI

Misura degli Angoli

Se il teodolite fosse perfettamente rettificato e senza **errori di costruzione**, per ottenere la misura dell'angolo azimutale basterebbe fare la differenza delle due letture sul cerchio orizzontale, ai punti avanti e indietro. I più importanti errori di costruzione sono: errori nella graduazione del cerchio ed errore di eccentricità dell'alidada.

(Inoltre occorre tenere conto degli **errori di rettifica** strumentale).

- **Errori di graduazione dei cerchi**

Sono errori (*di costruzione*) sistematici del tracciamento della graduazione del cerchio. Si cerca di eliminarli rendendoli accidentali col ripetere le osservazioni angolari su porzioni differenti del cerchio. Come valore di riferimento si prende il valore medio della serie di misure fatte.

Gli strumenti utilizzati ricordiamo possono essere “teodoliti ripetitori” o “teodoliti reiteratori” a seconda del collegamento tra alidada e basamento..

•Errore di Eccentricità

L'asse a_1 dell'alidada non cade in O ma nel punto Q e quindi si legge sul cerchio l'angolo β e non l'angolo α

E' comunque possibile ricavare il valore corretto dell'angolo α di cui è ruotata l'alidada. La relazione tra α e β è:

$$\alpha = \beta + \varepsilon$$

Effettuando una lettura sul cerchio, diametralmente opposta, si ottiene un valore $\beta' = \beta + \pi + 2\varepsilon$

La media tra queste due letture diametralmente opposte dà il valore corretto, a meno di $\pi/2$.

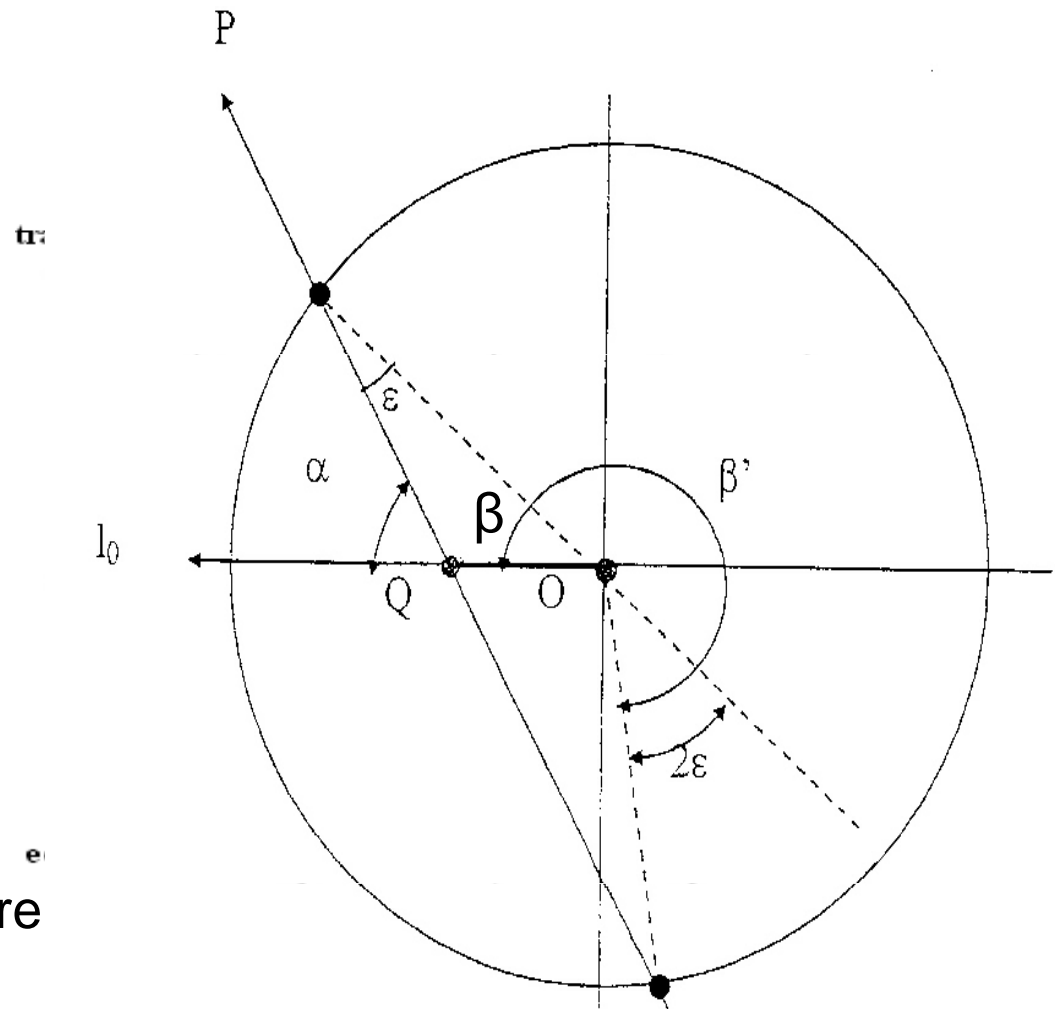


FIG.36

Errori di rettifica

- **Errore di inclinazione** i : dovuto al fatto che a_2 non è orizzontale; causa un errore $\varepsilon_i = i \operatorname{ctg} z$, funzione della distanza zenitale.
- **Errore di collimazione** c : dovuto alla non ortogonalità tra gli assi a_2 e a_3 ; causa un errore $\varepsilon_c = \pm c/\sin z$ (c è l'angolo che manca o eccede perché a_2 e a_3 siano perpendicolari).
- **Errore di verticalità** v : dovuto alla non verticalità di a_1 ; causa un errore $\varepsilon_v = v \sin \alpha \operatorname{ctg} z$ (detto v l'angolo che manca ad a_1 per essere verticale).

Regola di Bessel

In un teodolite è possibile eliminare gli errori di collimazione, di inclinazione ed eccentricità. Occorre fare: 1- le letture agli indici opposti, ruotare l'alida di π e ruotare il cannocchiale per ricollimare il punto; 2- rifare le letture agli indici opposti. La lettura corretta si può calcolare così:

$$L = (L_S + L_D \pm \pi) / 2 \quad (\text{essendo } L_S \text{ e } L_D \text{ le medie ottenute nelle due fasi}).$$

L'influenza dell'errore di verticalità **non** può essere corretta, se non rifacendo la messa in stazione.

5-MISURE ZENITALI

Letture di Angoli Zenitali

- Angolo Zenitale (Distanza Zenitale):

Angolo compreso tra la direzione della verticale nell'origine O e l'asse del cannocchiale che collima il punto generico P.

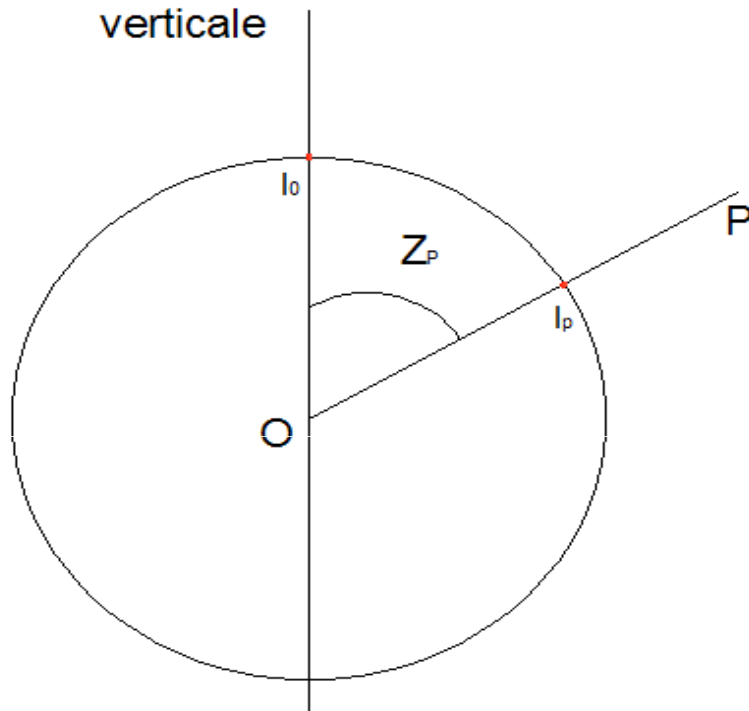


FIG.37

Tale grandezza è definita come la differenza tra le direzioni zenitali misurate collimando il punto P e il punto sulla verticale l_0 .

$$Z_p = l_p - l_0$$

I teodoliti sono provvisti di un cerchio verticale (zenitale) a graduazione generalmente oraria, **solidale** con il cannocchiale, perciò mobile con esso. Una coppia di indici fissati sull'alidada consente di eliminare gli effetti dell'errore di eccentricità del cerchio.



FIG.38

Teodolite arcaico con cerchio zenitale in vista.

Il cerchio zenitale viene posizionato in modo da fare coincidere l'origine della sua graduazione (zero gon) con la direzione dell'asse principale (a_1), (che dovrebbe coincidere con la direzione dello zenit), per cui in assenza di errori, si avrà (fig.37):

$$Z_p = I_p.$$

l'eventuale differenza di lettura è detta "*errore di indice*" oppure "*zenit strumentale*" ε .

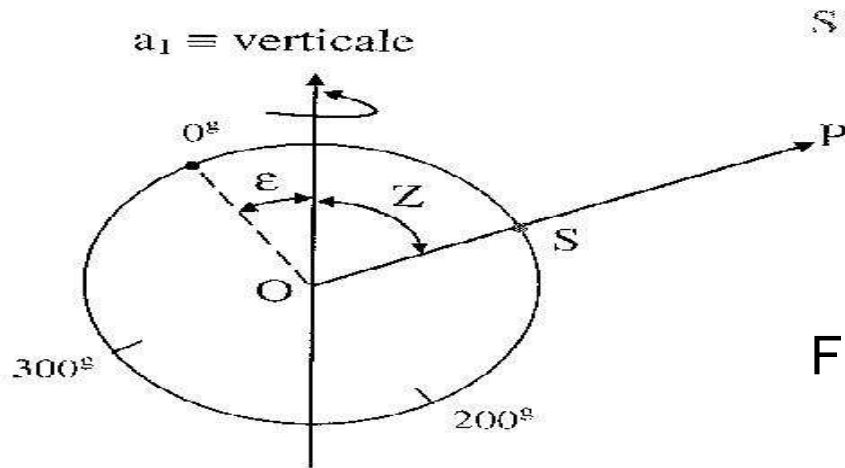
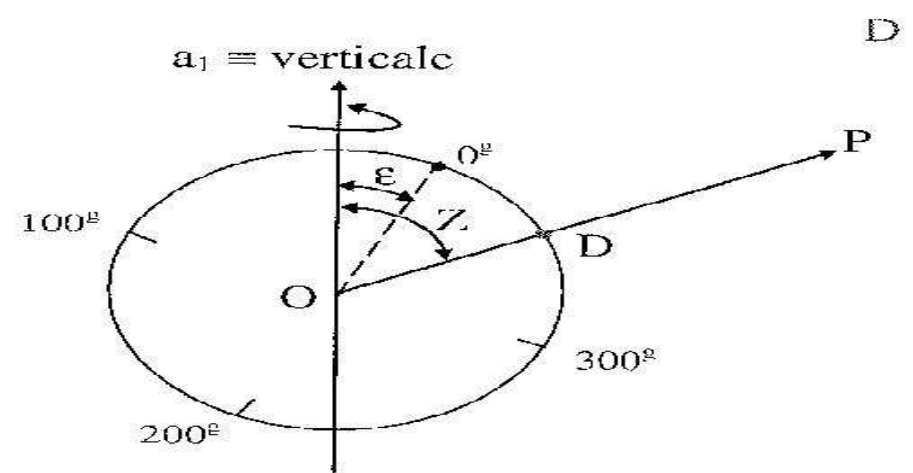


FIG.39



Nell'ipotesi che l'asse principale coincida con la verticale, indicando con S la lettura con il cerchio zenitale posto a sinistra e con D quella con il cerchio posto a destra, si avrà:

$$S = Z + \varepsilon$$

$$D = 400^g - (Z - \varepsilon)$$

Facendo la differenza delle due letture otterremo il valore Z epurato dello *zenit strumentale* ε .

$$S = Z + \varepsilon$$

$$D = 400^g - Z + \varepsilon$$

$$S - D = 2Z - 400^g$$

E quindi:

$$Z = \frac{S + 400^g - D}{2}$$

- **Errori che influenzano le letture zenitali.**

La misura di un angolo zenitale è affetta da errori derivati da difetti di montaggio, da errate rettifiche del teodolite, da errori di graduazione del cerchio zenitale e dalla influenza della rifrazione atmosferica.

Facendo la somma delle due letture a cerchio a sinistra e cerchio a destra si ricava il valore dello *zenit strumentale* ε (dovuto alla erronea posizione dello “zero” della graduazione del cerchio zenitale):

$$S + D = 2\varepsilon + 400^g$$

E quindi:

$$\varepsilon = \frac{S + D - 400^g}{2}$$

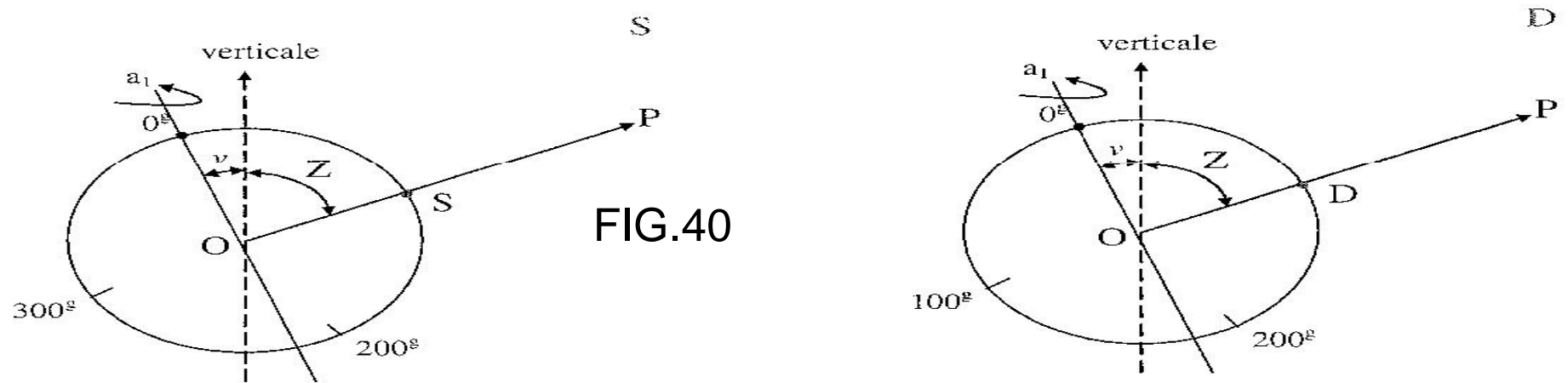
Per quanto riguarda gli *errori di rifrazione*, essi sono trascurabili solamente per distanze inferiori a 0.5 km rendendo le misure zenitali meno precise di quelle azimutali e rendendo inutile la correzione degli errori di graduazione.

L'influenza degli **errori di rettifica** sulla misura dell'angolo zenitale, per quanto riguarda gli errori residui di **collimazione** c e di **inclinazione** i dipende dai quadrati e dai prodotti di i e c .

Si tratta perciò di fattori più piccoli degli errori stessi e quindi trascurabili, nel caso il teodolite sia soddisfacentemente rettificato.

Invece l'errore residuo di **verticalità** v (*non coincidenza tra asse primario e verticale*), provoca un errore in Z dello stesso ordine di grandezza, di conseguenza non è trascurabile.

Applicando la relazione che lega Z alle letture S e D , si ricaverà un valore della distanza zenitale errata della quantità v (errore residuo).



Errore residuo di verticalità

$$S = Z + v \qquad D = 400^g - (z + v)$$

$$S = Z + v$$

$$D = 400^g - z - v$$

$$S - D = 2Z - 400^g + 2v$$

E quindi:

$$\frac{S + 400^g - D}{2} = z + v$$

Rimane quindi l'effetto dell'errore residuo di verticalità

L'errore di verticalità, che influisce direttamente con la misura, è dell'ordine di grandezza della sensibilità della livella torica servita per la messa in stazione del teodolite.

Per ridurre quindi l'effetto di v si ricorre, nei teodoliti ottico/meccanici, ad una **livella zenitale** o all'**indice zenitale automatico**. Infatti si rende così ininfluenza la giacitura dell'asse principale inclinato di v rispetto alla verticale.

Nel primo caso si dispone di una **livella torica** di adeguata sensibilità posta sulla traversa dell'alidada. Le letture S e D al goniometro verticale si eseguono solo a bolla centrata: in questo modo i due indici di lettura saranno influenzati dalla livella e le letture saranno riferite all'orizzontale individuata dalla livella stessa, eliminando così l'errore di verticalità.

L'operatore che utilizza un teodolite con livella zenitale deve necessariamente centrare la livella prima di eseguire le letture.



Livella torica

L'**indice zenitale automatico**, invece realizza automaticamente l'eliminazione dell'errore residuo di verticalità attraverso un meccanismo a pendolo o di una superficie liquida.

L'operatore che utilizza un teodolite dotato di indice zenitale automatico, può eseguire le misure senza alcun accorgimento preventivo.

Questi meccanismi ottici o meccanici, ed altre variazioni più complesse che eliminano v , sono detti **compensatori**, utilizzati con altri fini anche nella misura di dislivelli. Occorre fare soltanto attenzione che il meccanismo sia operante e non impedito nel suo libero movimento, al momento dell'uso.

Nei teodoliti elettronici si sfruttano invece particolari **rilevatori dell'errore di verticalità**: la lettura fornita dallo strumento è corretta elettronicamente in base alla rilevazione di v .

6 a-DISTANZE:

Piano Topografico e Sfera Locale

**Cenni alle Misure dirette ed
indirette**

Misura delle Distanze

La **distanza topografica** tra due punti A e B, siti sulla superficie terrestre, è definita dalla lunghezza dell'arco di geodetica che congiunge le proiezioni A_0 e B_0 dei due punti sull'ellissoide di riferimento

I teoremi della geodesia operativa dimostrano che l'arco di geodetica $A_0 B_0$ coincide praticamente con le due sezioni normali definite tra gli stessi punti per distanze anche di 1000 km. Tutta la strumentazione topografica usata per la misura delle distanze opera per sezioni normali e quindi in modo compatibile con la definizione di distanza.

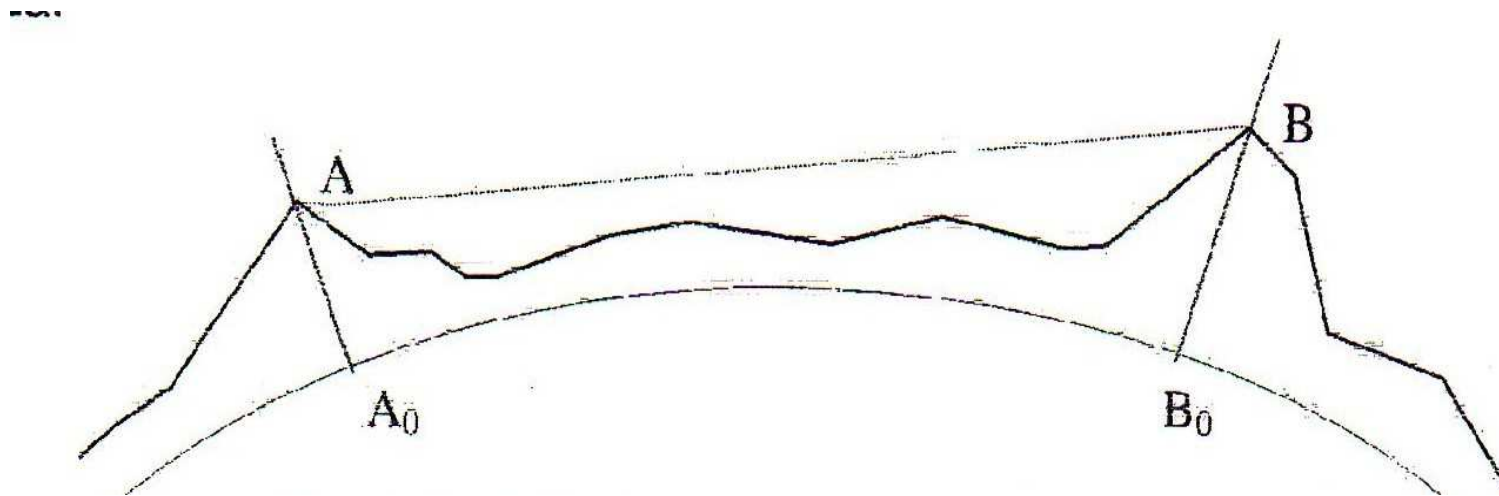


Figura 41 :
Definizione di distanza tra due punti

Nell'ambito del *campo geodetico* la superficie di riferimento (ellissoide) può essere approssimata a quella di una sfera (**sfera locale**) avente raggio $R = \sqrt{\rho N}$, tangente in un punto intermedio tra A e B. In questo modo, la riduzione delle distanze alla superficie di riferimento potrà avvenire semplicemente come calcolo dell'arco di cerchio massimo (A_0B_0) sulla sfera locale.

La figura 42 indica lo schema operativo della misura di una distanza:

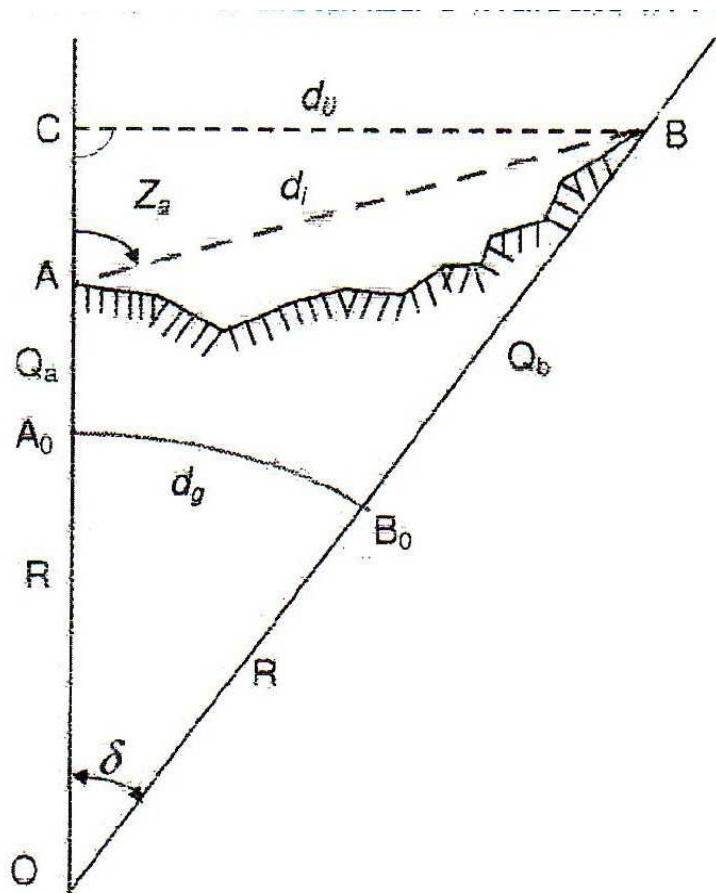


FIG.42

Dove:

- CB = distanza **ridotta all'orizzonte** (d_0)
- AB = distanza inclinata **misurata** (d_i)
- A_0B_0 = distanza **ridotta alla superficie di riferimento** (d_g)
- AA_0 = quota del punto A
- BB_0 = quota del punto B
- OA_0 = raggio della sfera locale $R = \sqrt{\rho N}$
- OB_0 = raggio della sfera locale $R = \sqrt{\rho N}$

La distanza tra A e B, che normalmente viene misurata, è quella inclinata (d_i). Se dal punto B si conduce una retta ortogonale alla verticale passante per il punto A, si ha una distanza d_0 detta **distanza ridotta all'orizzonte** (fig. 42). Per effettuare la riduzione all'orizzonte (d_0) e alla superficie di riferimento (d_g) bisogna misurare la distanza zenitale Z_a e calcolare:

$$d_0 = d_i \sin Z_a$$

La riduzione della d_i alla superficie di riferimento si fa nel seguente modo:

la distanza d_g è pari alla lunghezza dell'arco di cerchio massimo, appartenente alla sfera locale in A_0 di raggio R sotteso dall'angolo δ .

$$d_g = R\delta$$

$$\sin \delta = \frac{d_0}{R + Q_b} \approx \delta \text{ perché } \delta \text{ è un angolo piccolo}$$

$$d_g = \frac{Rd_0}{R + Q_b}$$

Considerando che la massima quota terrestre è di circa 6 km, il termine Q_b / R è dell'ordine di 10^{-3} . Trascurando i termini in $(Q_b / R)^2$, cioè trascurando i termini dell'ordine di 10^{-6} , vale la formula:

$$d_g = \frac{d_0}{1 + \frac{Q_b}{R}} = d_0 \left(1 + \frac{Q_b}{R} \right)^{-1}$$

$$\left(1 + \frac{Q_b}{R} \right)^{-1} = 1 - \frac{Q_b}{R} + \text{termini trascurabili}$$

Quindi la formula per la riduzione della distanza alla superficie di riferimento nel campo geodetico, assume la seguente forma definitiva:

$$d_s = d_o \left(1 - \frac{Q_b}{R} \right)$$

Nella tabella seguente sono evidenziati i valori di Q_b / R al variare della quota di B.

Q_b	Q_b/R
60 m	10^{-5}
600 m	10^{-4}
6.000 m	10^{-3}

Si può osservare che la riduzione della distanza alla sfera locale va fatta solo quando il termine correttivo Q_b / R assume valori > dello s.q.m. della misura della distanza. Per quote < ai 6 m detto valore è trascurabile. Questa riduzione alla superficie di riferimento delle distanze dovrà essere eseguita per tutti i rilievi cartografici, mentre in ambito locale (es: rilievo di reti per rilevamenti, frazionamenti, tracciamento di gallerie, ecc.) tale riduzione non dovrà essere applicata per rendere subito confrontabili i risultati del calcolo di compensazione con le misure ridotte all'orizzonte sul piano locale.

MISURE DISTANZE: Misura diretta mediante apparati a fili (basimetri) fig.43

Metodi indiretti : ad angolo parallattico variabile e costante (figg. 44-45.46 -47)



-INFLUENZA TEMPERATURA:

acciaio: coeff. di dilatazione: 1/100 mm/m°C la temperatura deve essere letta con l'approssimazione di 0,1°C;
 invar: coeff. di dilatazione: 1/1000 mm/m°C

-VARIAZIONI DI TENSIONE DEL NASTRO:

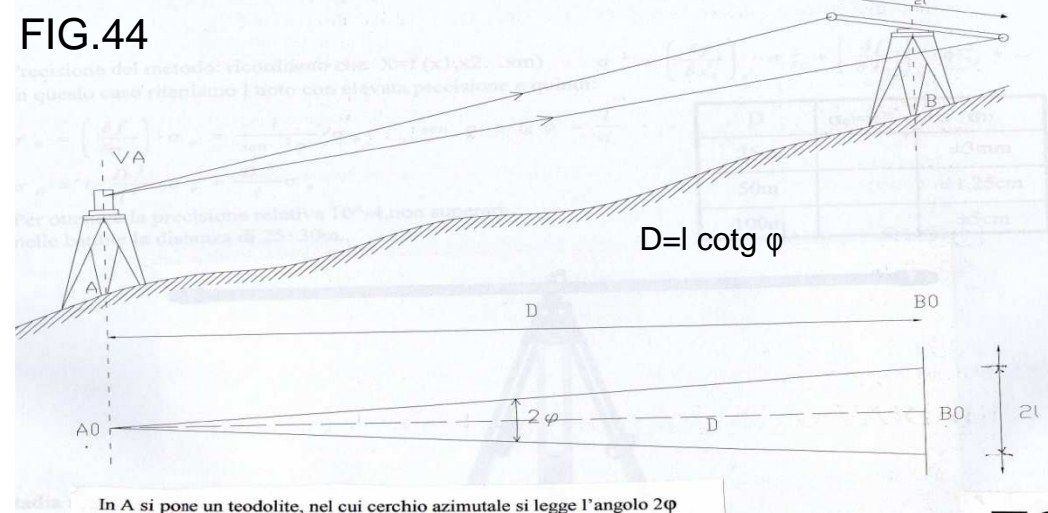
ϵ = allungamento = P/EA per E=20.000 kg/mm² A=2mm² P=1kg
 $\epsilon = 0,25 \times 10^{-4}$ cioè 2,5 centesimi di millimetro per ogni metro di lunghezza e per ogni kg di peso.

FIG. 43

$$C = l - \frac{p^2 l^3}{24 p^2} + \frac{l P}{EA}$$

C=corda l=lunghezza del filo
 P=peso p=peso del filo per metro
 A=area filo E=modulo elastico

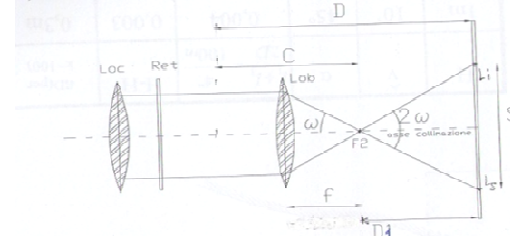
FIG.44



In A si pone un teodolite, nel cui cerchio azimutale si legge l'angolo 2φ

ANGOLO PARALLATTICO COSTANTE

a) TACHEOMETRO con asse di collimazione orizzontale e stadia verticale. (Teorema di Reichembach)



$$D_1 = K \cdot S = \frac{f}{h} S$$

$$D = D_1 + c$$

$$\operatorname{tg} \omega = \frac{h/2}{f} = \frac{1}{2K}$$

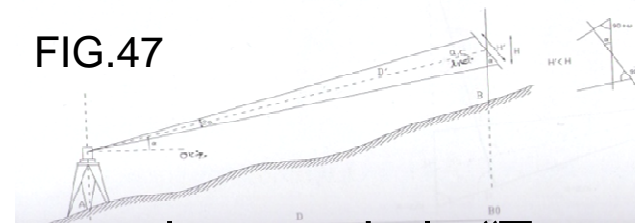
c=distanza centro strumento-fuoco

FIG.46

K costante diastimometrica (valore più usato = 100)

b) TACHEOMETRO con asse di collimazione inclinato e stadia verticale.

FIG.47



$$D = D' \cdot \cos \alpha$$

$$H' \cong H \cdot \cos \alpha$$

$$D = K \cdot H \cdot \cos^2 \alpha$$

$$+ \frac{\operatorname{sen}^2 \alpha}{4K} \cdot H (10 \text{ cm})$$

(In questa formula si è trascurato il termine $\frac{\operatorname{sen}^2 \alpha}{4K} \cdot H < 10 \text{ cm}$)



FIG.45

Stadia a scopi fissi in invar da 2 m

Si ricordano i principali metodi di misura : vedere capitolo "Topografia Operativa"

6 b-DISTANZE:

Misure di fase e di impulso

Misura delle Distanze

- **Distanza:**

La distanza topografica fra due punti sulla superficie terrestre è definita come già visto, dalla lunghezza dell'arco di geodetica che congiunge le proiezioni dei due punti sull'ellissoide di riferimento.

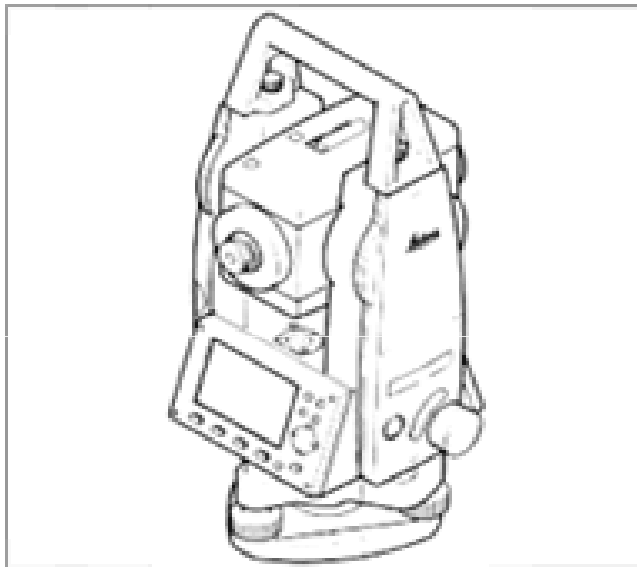


FIG.48

La misura diretta delle distanze in topografia ha sempre costituito un problema complesso. Essa veniva effettuata come visto con metodi molto dispendiosi e limitati nell'uso fino alla comparsa dei **distanziometri ad onde elettromagnetiche**, i quali garantiscono un più ampio raggio d'azione, una maggiore rapidità di utilizzo ed una elevata precisione.

I **distanziometri a onde elettromagnetiche** vengono anche installati in quelli che così diventano “stazioni totali” e sono sostanzialmente divisi in due categorie:

- Strumenti che prevedono la **misura dello sfasamento** (distanziometri a misura di fase) tra l’onda emessa e quella ricevuta.
- Strumenti che prevedono la **misura dei tempi** (distanziometri ad impulsi) trascorsi tra due impulsi o due treni d’onda.



Distanziometro a misura di fase

FIG.49



Distanziometro ad impulsi

Distanziometri a misura di fase.

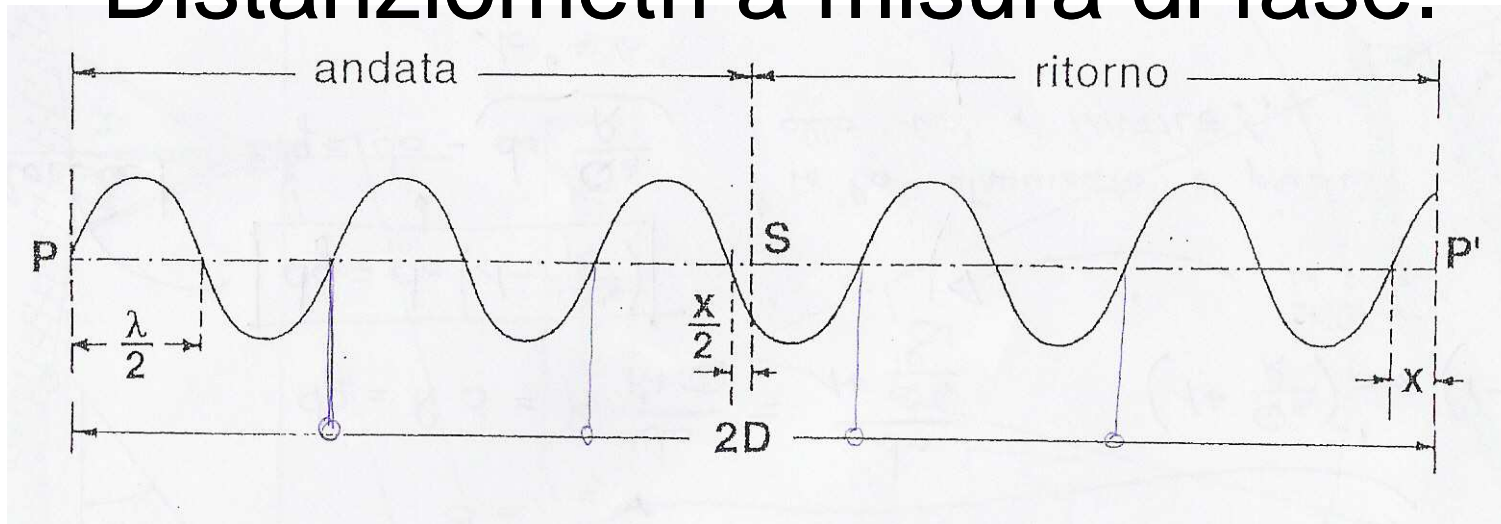


FIG.50

Sono al giorno d'oggi i più diffusi. Il funzionamento si basa sull'emissione in P di una radiazione ottica (lunghezza d'onda $\lambda = 0,78 \mu\text{m}$) modulata e trasmessa verso un prisma retro-riflettore in S; quest'ultimo indirizza una parte dell'onda verso l'apparecchio ricevente del distanziometro che interpreta la differenza di fase tra la radiazione emessa e quella ricevuta. Questo sfasamento dipende dalla distanza presente fra lo strumento ed il prisma.

Lo strumento che misura lo sfasamento fra due onde si chiama *discriminatore* o *comparatore di fase*.

Il distanziometro effettuerà automaticamente la misura della distanza D dopo avere rilevato lo sfasamento ϕ , noti la lunghezza d'onda λ e il numero intero di mezza lunghezze d'onda di cui si sposta il punto di riflessione (ambiguità n) secondo la seguente equazione:

$$D = \frac{\phi}{2\pi} \frac{\lambda}{2} + n \frac{\lambda}{2}$$

Distanziometri ad impulso.

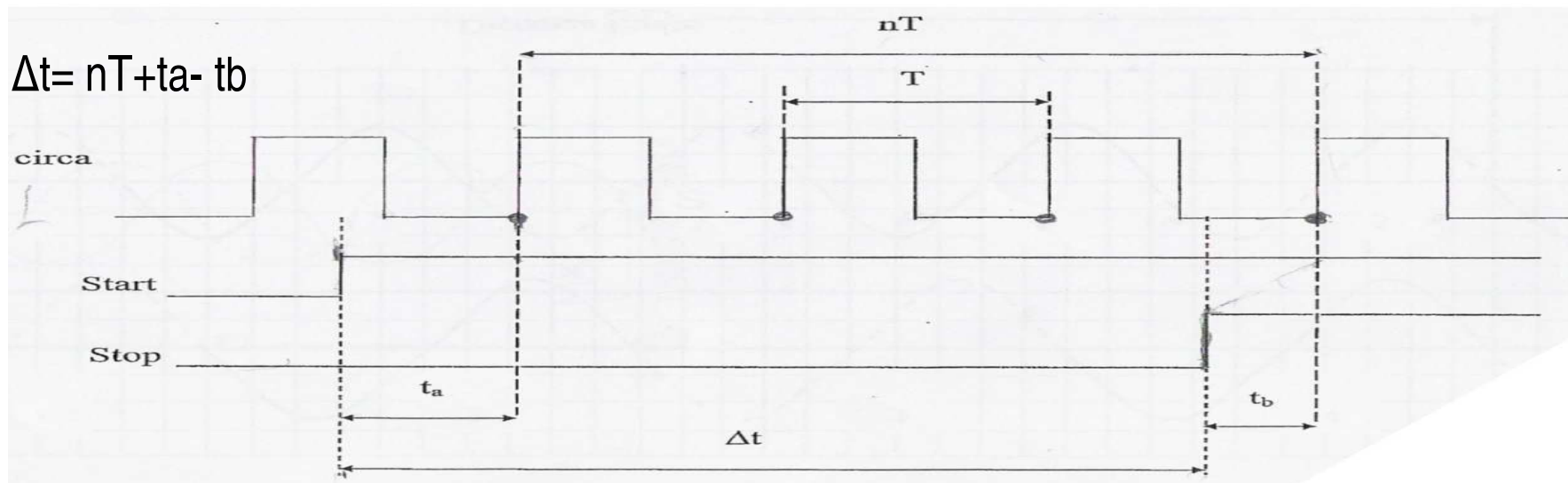


FIG.51

Il principio sul quale si basa il funzionamento di questi dispositivi risulta concettualmente semplice: si tratta di misurare il tempo Δt impiegato da un impulso luminoso per andare dal distanziometro al prisma riflettente e viceversa.

La misura della distanza viene effettuata elettronicamente tenendo conto dei tempi di invio di migliaia di impulsi emessi a 2000 Hz (uno solo di questi impulsi permette in teoria di determinare la distanza consentendo di seguire agevolmente anche oggetti in movimento).

I vantaggi di questi strumenti sono: una maggiore portata a parità di potenza (si possono raggiungere 6 km con un solo prisma); in genere una maggiore precisione per le lunghe distanze e la possibilità, per distanze minori (200/250m), di essere utilizzati senza prismi.

La misura risulta molto più rapida del metodo della fase, inoltre questo metodo può essere applicato anche per la misura degli interni o per altre funzioni non topografiche (oggetti in movimento, rilievo di dettaglio).

7-STRUMENTI:

LIVELLI

I Livelli

I livelli sono strumenti espressamente concepiti per eseguire le livellazioni geometriche: essi sono in grado di realizzare la linea di mira del cannocchiale in posizione orizzontale, cioè in posizione **parallela al piano** preso come **superficie di riferimento**.

CLASSIFICAZIONE dei LIVELLI MODERNI:

I livelli moderni possono essere classificati nel modo seguente:

- **livelli a cannocchiale fisso con vite di elevazione**
- **autolivelli**
- **livelli digitali**
- **livelli laser**

PARTI FONDAMENTALI di UN LIVELLO:

Le parti fondamentali di un livello sono:

Basamento, provvisto di tre viti calanti o snodo sferico

Alidada (o traversa), che può ruotare attorno all'asse generale

Cannocchiale, che permette di realizzare la linea di mira

Livella torica, collegata rigidamente al cannocchiale e quindi alla linea di mira

Nei livelli si distinguono, poi, tre assi :

l'asse di rotazione dell'alidada o traversa (o asse generale Z)

l'asse di collimazione del cannocchiale

l'asse della livella (asse t)

CONDIZIONI di BUON FUNZIONAMENTO del LIVELLO:

(esse devono essere soddisfatte perché il livello sia **rettificato su un piano**) sono:

1- l'asse generale deve essere verticale

2- l'asse della livella torica deve essere orizzontale (bolla centrata e livella rettificata)

3- l'asse di collimazione deve essere parallelo all'asse della livella

Qualora siano soddisfatte solo le condizioni 2 e 3 (orizzontalità dell'asse della livella e parallelismo tra questo e l'asse di collimazione), ma non la condizione 1, il livello è **rettificato su una linea** (è questa la situazione reale nella pratica perché, la grande mobilità delle livelle toriche, rende di fatto impossibile e/o difficile la rettifica su un piano).

I Livelli a cannocchiale fisso con vite di elevazione

CARATTERISTICHE:

Sono strumenti classici, provvisti di una *vite di elevazione*, di una *livella torica* con l'asse t parallelo alla linea di mira c . Mediante la sola vite di elevazione si può centrare la bolla della livella torica, così che la linea di mira sia orizzontale in quella certa direzione. In questi tipi di livelli, quindi, il cannocchiale, a lunghezza costante, è collegato all'alidada mediante una cerniera in un estremo e una vite di elevazione nell'altro estremo, in modo che esso possa ruotare attorno all'estremo incernierato a seguito dei movimenti impressi alla vite di elevazione.



Livello

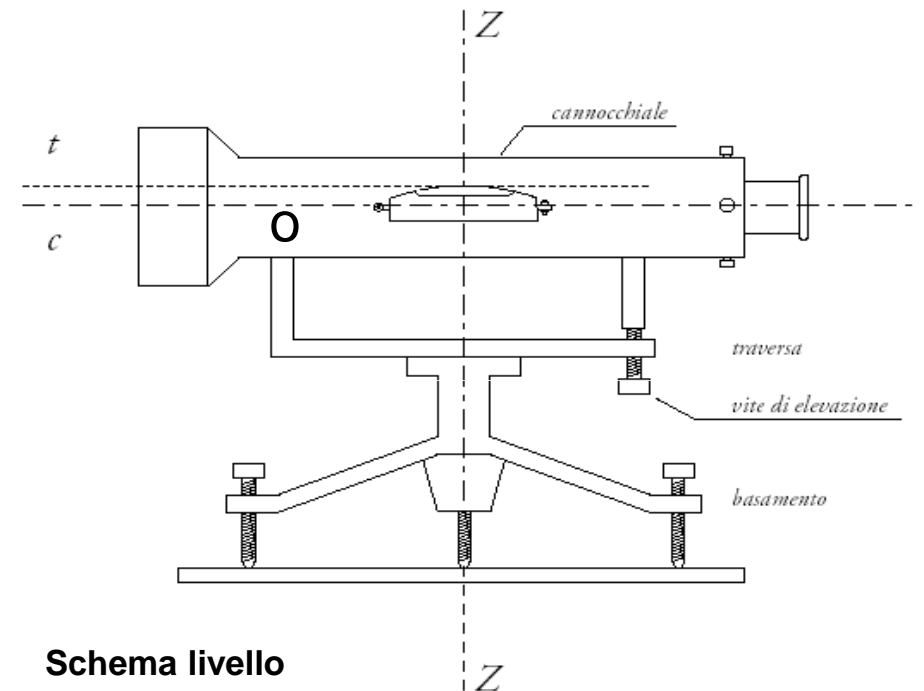


FIG.52

Schema livello

COME SI VERIFICA E RETTIFICA UN LIVELLO:

- 1 – si dispone la livella secondo la direzione di una razza di base e con la rotazione della relativa vite si centra la bolla.
- 2 – si ruota di 180° la traversa; l'eventuale spostamento della bolla si corregge per metà con la stessa vite di base e per l'altra metà con la vite di elevazione del cannocchiale.
- 3 – si ruota la livella di 90° e si centra la bolla col movimento simultaneo e contrario delle altre due viti di base.

Per rendere **paralleli l'asse della livella e l'asse di collimazione** bisogna:

- 1 – scegliere due punti A e B distanti circa 40 –50 m ed in modo che il relativo dislivello sia $<$ di 1 m.
- 2 – si staziona con il livello in un punto S pressochè **equidistante** dai punti prescelti e si fanno le letture l_A e l_B sulla stadia posta sia in A e in B (fig. 53 a). La differenza tra le due letture, eseguite a bolla della livella centrata e dopo aver reso verticale l'asse generale, rappresenta il dislivello esatto tra i punti A e B.
- 3 – si fa stazione sul prolungamento dell'allineamento AB e si esegue la lettura l''_A sulla stadia in A, a bolla centrata e dopo aver reso verticale l'asse generale (fig. 53 b).

4 – allora si collima la stadia in B e si muove in altezza il cannocchiale con la vite di elevazione fino ad eseguire la lettura $l'_B = l'_A - \Delta_{AB}$ essendo Δ_{AB} il dislivello tra A e B calcolato.

5 – infine, essendosi spostata, si torna a centrare la bolla della livella con la vite della livella stessa.

Generalmente questo tipo di livelli viene usato per le **operazioni su linea** dove basta centrare la bolla della livella in ogni collimazione.

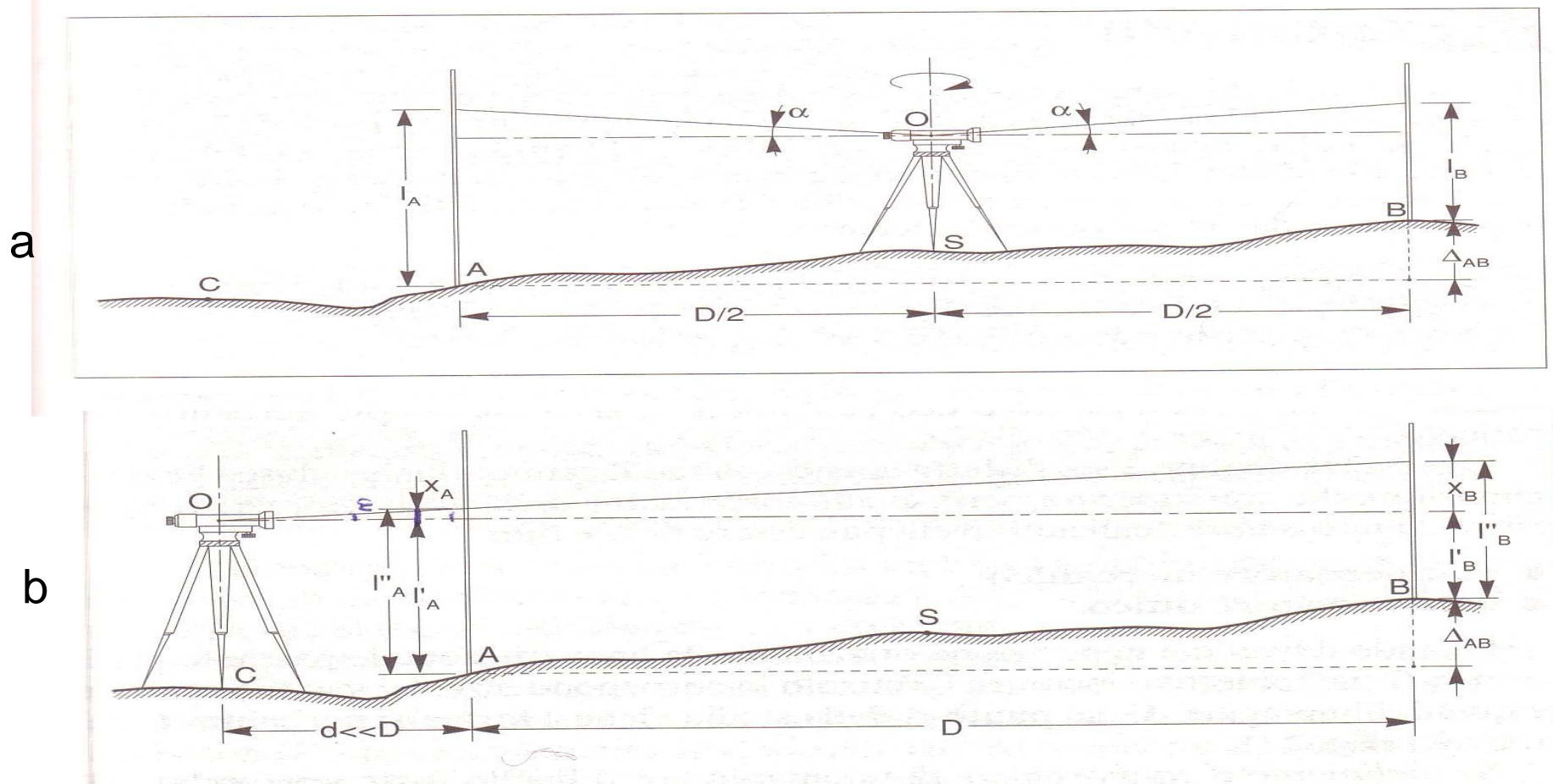


FIG.53

Gli Autolivelli

CARATTERISTICHE:

Livelli forniti solo della livella sferica : il centramento della sua bolla assicura, mediante particolari dispositivi detti **compensatori** (meccanici o ottici), l'orizzontalità della linea di mira anche se il cannocchiale non è perfettamente orizzontale.

EFFETTO DEL COMPENSATORE MECCANICO:

Determina la **rotazione** β del reticolo, collegato ad un apparato pendolare, attorno ad un punto M in modo che anche il centro C del reticolo venga a trovarsi in A' (fig. 54). Si determina così **l'equazione fondamentale degli autolivelli** con la formula:

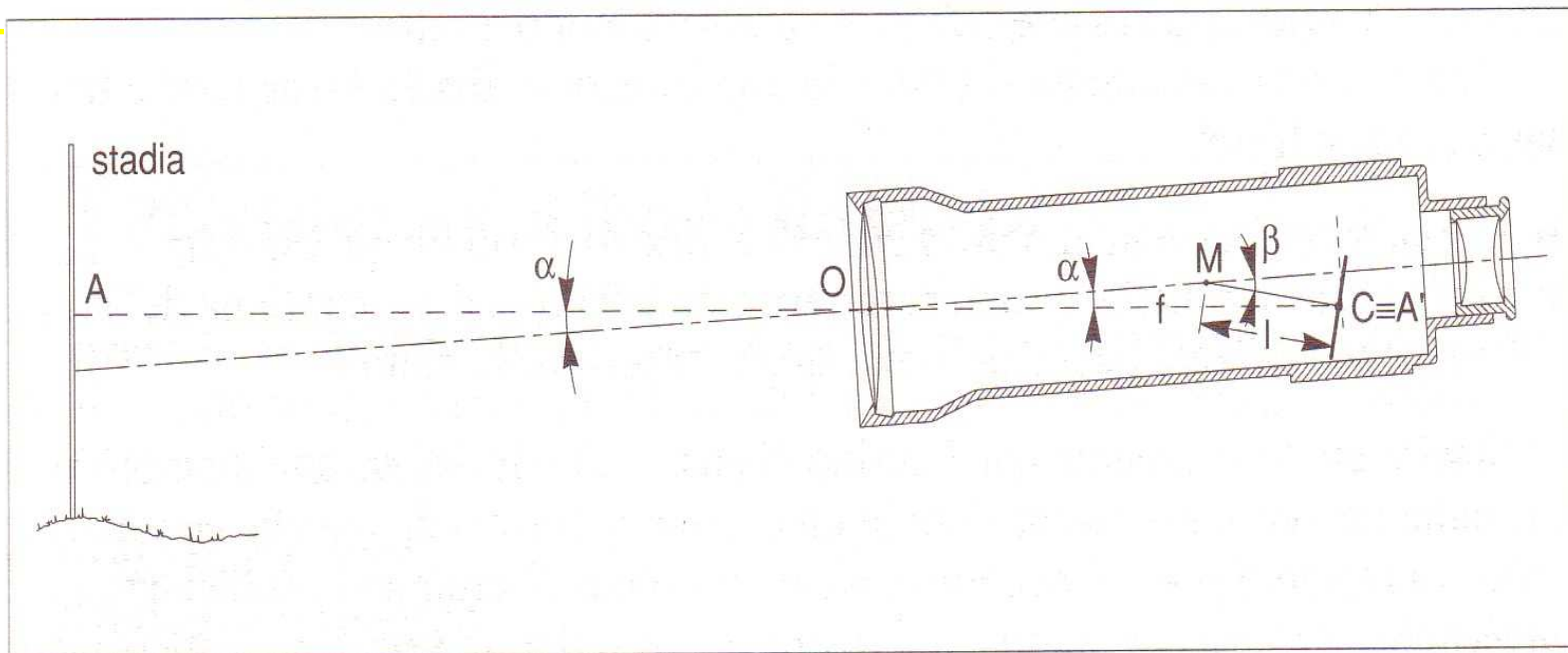
$$f / l = \beta \text{ rad} / \alpha \text{ rad}$$

che esprime la proporzionalità tra la rotazione β del braccio l e **l'angolo d'inclinazione** α del cannocchiale.

EFFETTO DEL COMPENSATORE OTTICO:

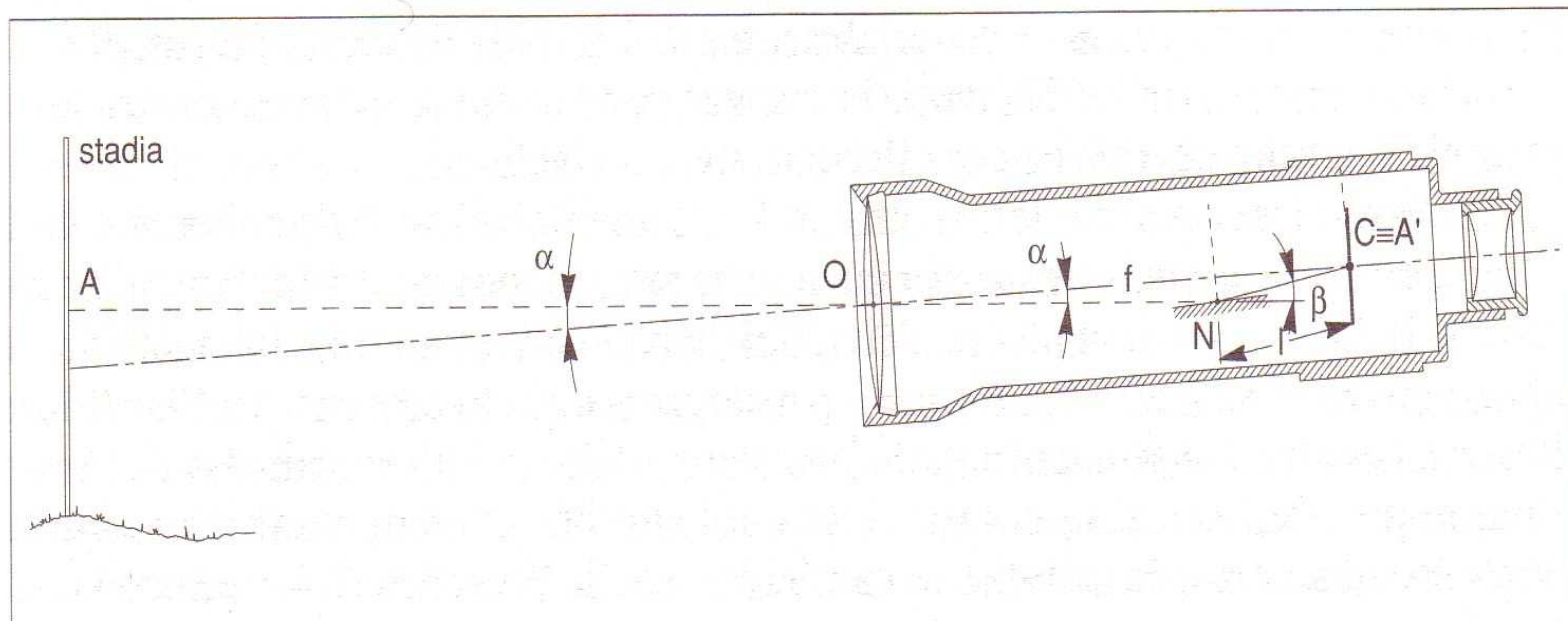
Il compensatore ottico determina la deviazione della linea orizzontale, passante per il centro dello obiettivo, nella direzione del centro C del reticolo in modo che l'immagine A' del punto A venga ancora a formarsi nello stesso punto C.

La deviazione è ottenuta con un dispositivo ottico (a specchi o prismatico) inserito in un punto N della linea orizzontale passante per O (fig. 54).



Autolivello con linea di mira in posizione non orizzontale con compensatore meccanico

FIG.54



Autolivello con linea di mira in posizione non orizzontale con compensatore ottico

I Livelli Digitali

CARATTERISTICHE:

I **livelli digitali** hanno le stesse caratteristiche degli autolivelli, ma utilizzano una particolare mira che da un lato è **codificata con un codice a barre** che consente la lettura elettronica automatica, e un **microprocessore** che decodifica l'immagine del codice a barre e **fornisce sul display subito il dislivello e la distanza**, grazie all'uso di apposito software. Questo consente molteplici applicazioni automatiche, mentre i sistemi di memorizzazione sono consentiti da particolari schede di memoria alloggiare all'interno dello strumento. (fig. 55)



Livello digitale

FIG.55



Evidenziazione del display e sistema elettronico



Evidenziazione del sistema di memorizzazione

I Livelli Laser

CARATTERISTICHE:

I **livelli laser** sono di solito autolivelli in cui la linea di mira del cannocchiale è materializzata attraverso l' emissione di un raggio laser. Le stadiie utilizzate per questi livelli sono provviste di un ricevitore che può scorrere lungo la stadia e quando il raggio laser colpisce il ricevitore, la lettura viene registrata automaticamente sul display.

Si dividono in due categorie:

I **laser fissi:** utilizzati come gli altri livelli

I **laser a rotazione:** sono caratterizzati da rotazione continua del laser, generata da un motore tramite un prisma deviatore. Con il laser a rotazione possono essere materializzati anche piani con pendenze prefissate.



Livello laser fisso

FIG.56



Livello laser a raggio rotante



Stadia a prisma riflettente

Precisione dei Livelli Moderni

La **precisione del livello** è l'errore che si commette impiegandolo nella misura del dislivello tra due punti distanti, tra loro, 1 km. In relazione alla precisione, i livelli si suddividono in:

- **Livelli da cantiere**
- **Livelli di precisione**
- **Livelli di alta precisione**

I **Livelli da cantiere**: vengono usati nei lavori topografici più semplici e quando non è necessaria un' elevata precisione.

I **Livelli di precisione**: classici, danno un errore medio chilometrico tra 2 e 1 mm. La livella è a coincidenza di immagini visibile nel campo stesso del cannocchiale insieme ai fili del reticolo e all'immagine dalle stadia. La sua sensibilità è compresa tra 15" e 10". Vengono impiegati nelle livellazioni di precisione e si effettuano le letture su una stadia con nastro di **invar** con graduazione con intervalli, generalmente di mezzo cm., disposta rigorosamente verticale e in bolla.

I **Livelli di alta precisione**: danno un errore medio chilometrico inferiore al mm. Lo spostamento della linea di mira avviene per mezzo di un tamburo graduato che fa ruotare una lastra pianparallela. Si usano per rilievi di altissima precisione.

Caratteristiche Costruttive dei Livelli Moderni

Ormai tutti gli strumenti topografici sono dotati della più alta tecnologia offerta dal mercato, specie la tecnologia elettronico – digitale, in continua evoluzione e sviluppo innovativo. Quindi, i livelli moderni, oltre alla tecnologia predetta, sono dotati di cannocchiale distanziometrico per la misura delle distanze ad angolo parallattico costante.

I livelli più precisi vengono costruiti con un'apertura dell'obiettivo maggiore, in modo da avere una elevata luminosità dalla quale dipende l'ingrandimento del cannocchiale e quindi la precisione stessa dello strumento.



Livello laser moderno

FIG.57



Tipo di stadia invar



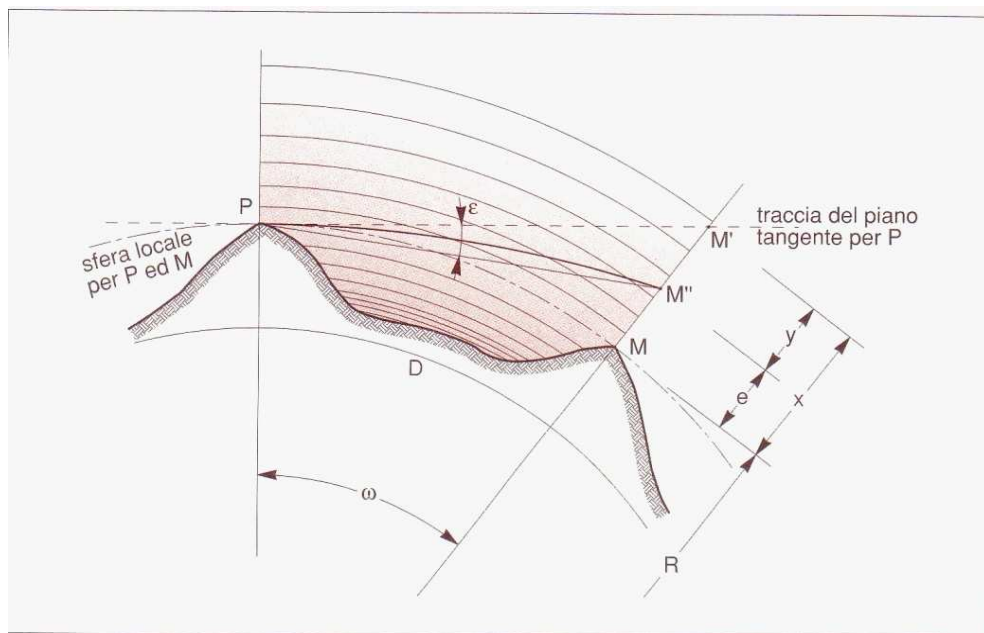
FIG.58



Tipo di stadia

8-ERRORI
nella misura dei dislivelli
(per punti molto distanti)

Errori di sfericità e di rifrazione atmosferica

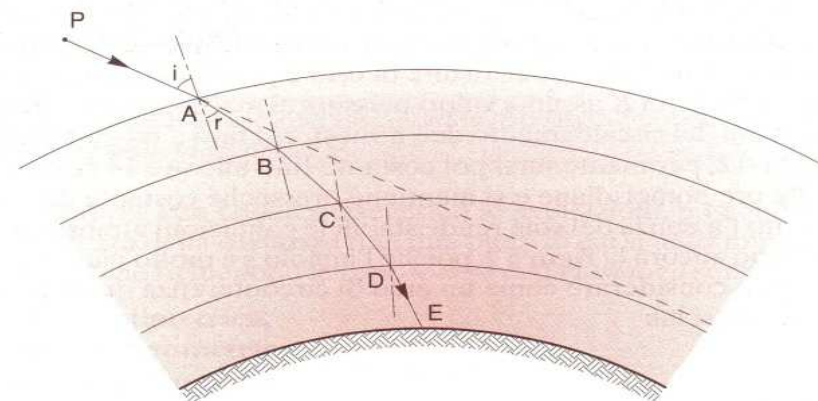


Vengono considerati i due punti P ed M posti sulla stessa sfera locale e a distanza anche di parecchi km. Il loro **dislivello è nullo** perché entrambi si trovano sulla medesima superficie di riferimento. Operando topograficamente, e quindi assumendo come riferimento il piano tangente in P alla sfera locale, il **dislivello tra i punti P ed M è il segmento $x = MM'$ (errore di sfericità)**, essendo M' la proiezione del punto M sul piano di riferimento tracciata secondo la verticale che passa per il punto stesso. (fig. 59)

FIG.59

Valutazione dell'errore di sfericità x , dell'errore lineare di rifrazione y e dell'errore globale e

Quindi l'**errore di sfericità** è quello che si commette nella determinazione del dislivello tra due punti quando si sostituisce alla sfera locale il piano tangente, cioè quando *non si considera la sfericità della Terra*.



Traiettoria di un raggio luminoso (linea di mira del goniometro) per effetto della rifrazione atmosferica

L'errore di sfericità è dato dalla formula:

$$X = D^2 / 2R$$

Dove: **R** è il raggio della sfera locale e **D** è la lunghezza dell'arco **PM** che coincide, praticamente, con la lunghezza del segmento **PM'**.

Facendo stazione in **P** e disponendo orizzontalmente l'asse di collimazione, esso dovrebbe coincidere con la direzione del segmento **PM'**, e consentire, quindi, di collimare **M'**. Ma in realtà non è così: infatti, l'atmosfera si può immaginare come la successione di strati delimitati da superfici concentriche e a densità decrescente all'aumentare della distanza dalla Terra. Quando il raggio **PM'**, uscendo da **P**, incontra le successive superfici di separazione, passa, di volta in volta, da un mezzo più denso a uno meno denso e quindi, **per le leggi della rifrazione**, si allontana dalla normale alla superficie e viene rifratto verso il basso. Nella figura 59 il fenomeno è rappresentato con un raggio che segue un percorso inverso.

Pertanto la traiettoria dell'asse di collimazione, uscente da **P**, in direzione orizzontale, è data da una spezzata. Ma considerando gli strati costituenti l'atmosfera tutti di spessore piccolissimo, si può considerare la densità atmosferica variabile con continuità e quindi la traiettoria **PM''** è assimilabile ad una curva anziché ad una spezzata. La curva incontra la perpendicolare per **M** in un punto **M''** diverso da **M'** e il segmento **y = M'M''** prende il nome di **errore lineare di rifrazione** (fig.59).

Quindi, **l'errore di rifrazione** è quello che si commette nella determinazione del dislivello tra due punti quando si assume rettilineo l'asse di collimazione, ossia quando *non si considera la rifrazione dell'atmosfera*.

L'angolo **M'PM'' = ε** si chiama **errore angolare di rifrazione**, ed è legato, sperimentalmente, all'angolo al centro ω dalla relazione:

$$\varepsilon = k \omega / 2 \quad (\text{angoli in rad.})$$

dove **K** viene detto **coefficiente di rifrazione atmosferica**. Il suo valore dipende dalle condizioni atmosferiche (pressione e temperatura), che variano da località a località e dall'ora di esecuzione delle misurazioni. Il valore di K assume valori massimi al mattino, quindi decresce rapidamente fino a raggiungere il minimo verso le ore 11 - 12 (a causa del riscaldamento atmosferico). Torna poi a crescere nelle ore pomeridiane e si mantiene quasi costante durante tutta la notte perché l'assenza del sole rende più stabili le condizioni atmosferiche.

Poiché l'angolo ε è molto piccolo, il segmento M'M'' = y si può considerare come un arco di circonferenza di centro P e raggio PM' = D, e quindi si ha: $Y = D \varepsilon$ che sviluppato diventa $Y = k \omega / 2 D$

Da cui
$$Y = D^2 / 2R$$

Formula che consente di calcolare l'errore lineare di rifrazione.

Mentre l'errore di sfericità allontana il punto M dalla superficie terrestre, l'errore lineare di rifrazione lo riavvicina alla superficie stessa. Quindi i due errori agiscono in senso contrario e la risultante è: **l'errore globale di sfericità e rifrazione:**

$$MM'' = e = X - Y = D^2 / 2R - k D^2 / 2R = D^2 (1 - k) / 2R$$

Pertanto **l'errore globale di sfericità e rifrazione** è quello che si commette nella determinazione del dislivello tra due punti quando non si tiene contemporaneamente conto della sfericità della Terra e della rifrazione atmosferica.

9-Calcolo *DISLIVELLI*

Metodi di misura dei dislivelli

Livellazione: operazioni di misura per determinare il dislivello tra due punti

Metodi diretti (non presuppongono la conoscenza della distanza dei due punti):

- Livellazione geometrica (trattata in seguito)
- Livellazione idrostatica: si utilizzano vasi comunicanti nei quali il pelo libero si dispone lungo una superficie equipotenziale
- Livellazione barometrica: il dislivello tra i punti è funzione della differenza di pressione

Metodi indiretti (presuppongono la conoscenza della distanza dei due punti):

- Livellazione celerimetrica o distanziometrica
- Livellazione trigonometrica.

Livellazione geometrica

Opera su visuali orizzontali

Strumenti utilizzati: livello, stadie

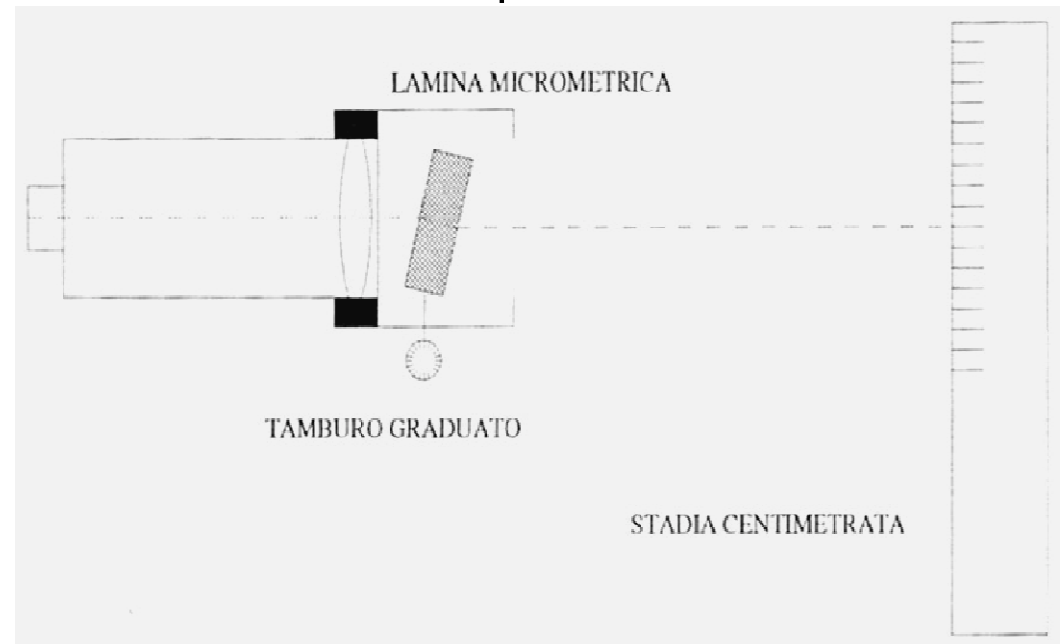
Principio: si fonda sull'ipotesi di parallelismo tra le diverse superfici di livello e la superficie di riferimento

Livellazione geometrica semplice: unico stazionamento del livello, a distanze inferiori ai 100 m (piano topografico come superficie di riferimento)

Livellazione geometrica composta: collegamento di livellazioni semplici, anche > 100 m

FIG.60

Queste stadie vengono utilizzate abbinata a un micrometro a lamina piano parallela sul cannocchiale che permette di spostare l'immagine del reticolo sino alla collimazione voluta.



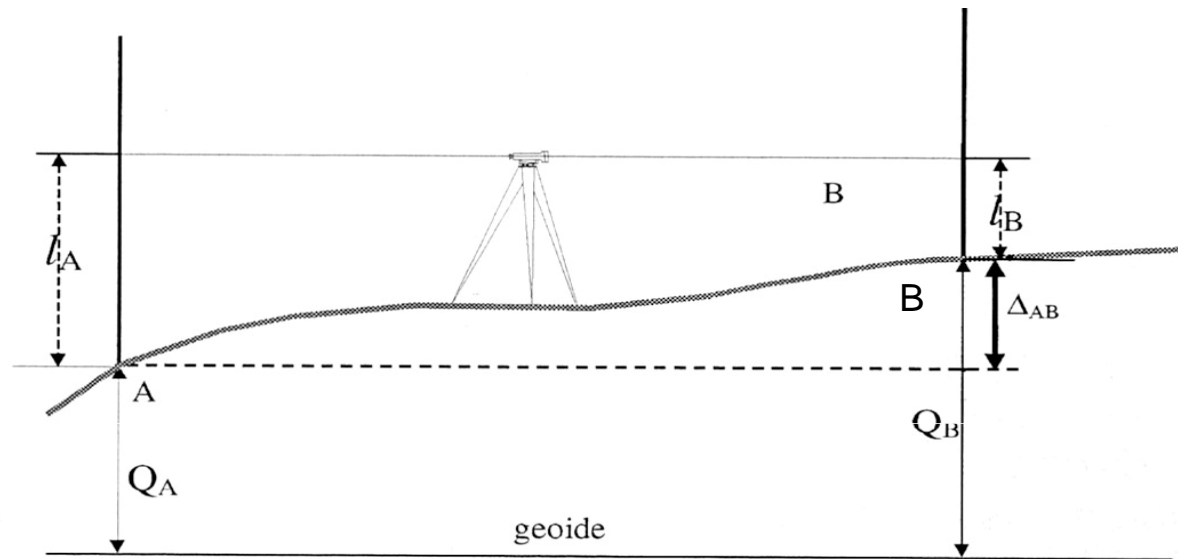


FIG.61

Il dislivello tra i punti A e B sarà:

$$Q_A + l_A = Q_B + l_B \quad \Delta_{AB} = Q_B - Q_A = l_A - l_B$$

La distanza tra le stadiè dipende dalla precisione che si vuole ottenere; per livellazioni tecniche non superare i 200m, per livelli di precisione non superare i 40m.

Il punto A viene detto punto indietro e il punto B punto avanti.

Il percorso di misurazioni viene detto linea di livellazione

Precisione della livellazione geometrica

Gli elementi determinanti nella precisione sono:

- l'ingrandimento del cannocchiale
- il diametro dell'obiettivo
- la sensibilità della livella torica

Sulla stadia si misurano la lunghezza del punto d'appoggio e quella dove l'asse di collimazione incontra la stadia, la precisione dipende da queste misure

Se σ_l è lo s.q.m della lettura sulla stadia e $\sigma_{battuta}$ è lo s.q.m del dislivello:

$$\sigma_{battuta} = \pm \sqrt{2} \sigma_l$$

Il dislivello fra due capisaldi collegati con n battute è ottenuto come somma di n dislivelli:

$$\sigma_{linea}^2 = \sigma_b^2 + \dots + \sigma_b^2 = n \sigma_b^2$$

$$n = \frac{L}{100m}$$

$$\sigma_{linea} = \sqrt{n} \sigma_b$$

$$\sigma_{linea} = \sqrt{\frac{L}{100}} \sigma_b$$

L = lunghezza totale; battute di 100m

Quando la lettura si effettua a stima e la distanza tra livello e stadia è minore di 50m si può ritenere $s_l = \pm 1 \text{ mm}$; se si usa un micrometro nelle stesse condizioni sarà 0,1mm.

L'errore di verticalità della stadia si traduce in un errore di lettura:

considerando $l=2\text{m}$ e $\omega=1^{\text{gon}}$ tale errore risulta pari a 0,25 mm che nel caso di livellazione di alta precisione non è accettabile

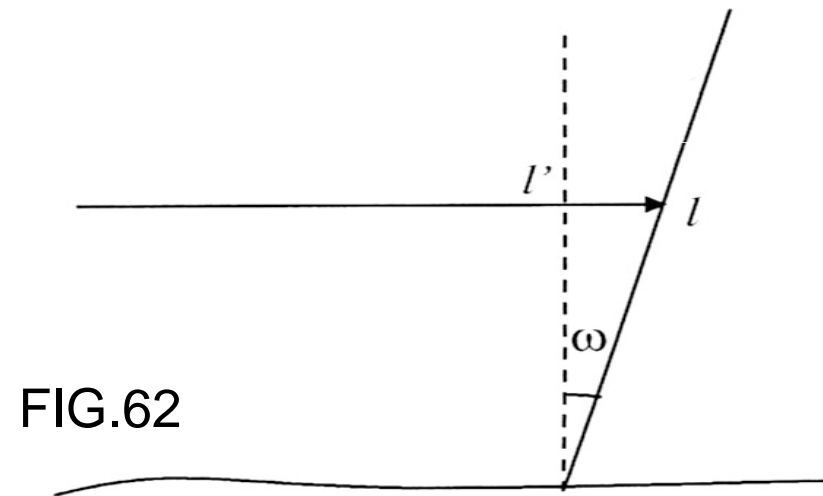


FIG.62

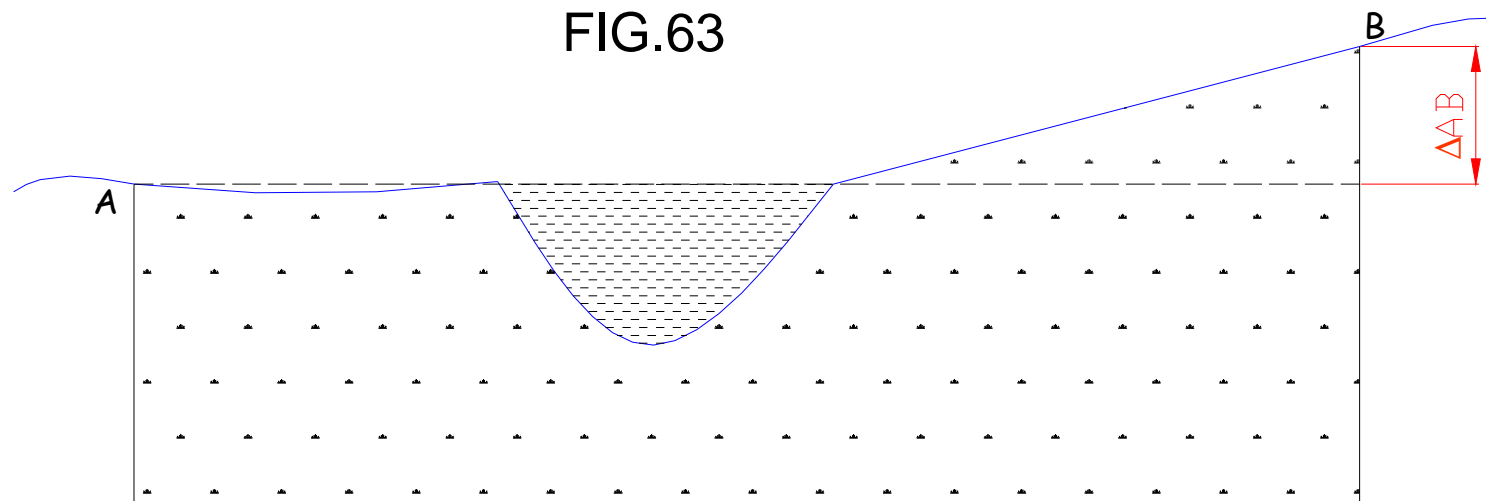
La classificazione dei livelli e della livellazione geometrica viene fatta in relazione alla precisione dello strumento:

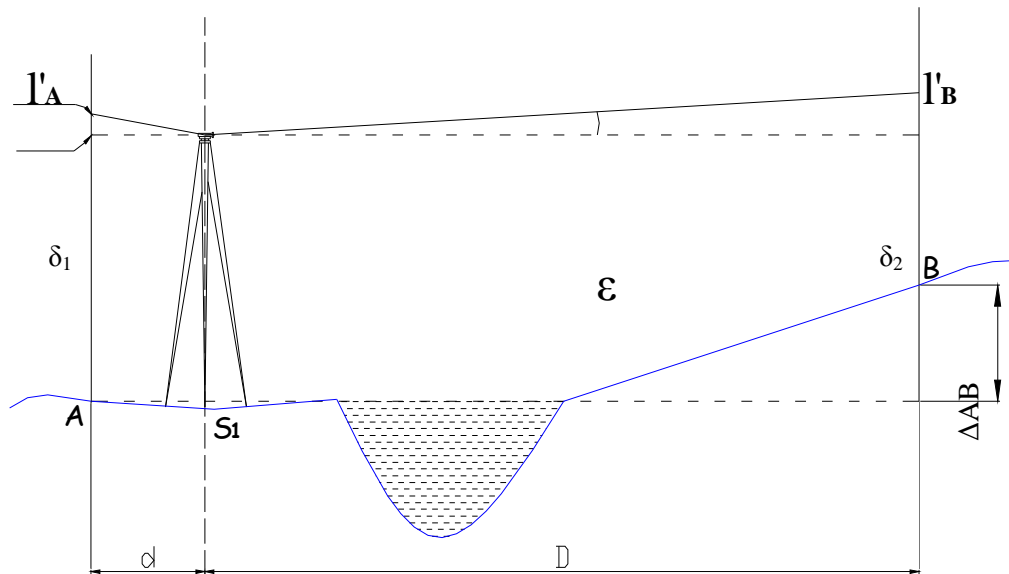
livelli di bassa precisione o da cantiere	$\sigma_k > 5 \text{ mm}$
livelli da ingegneria	$2 \text{ mm} < \sigma_k < 5 \text{ mm}$
livelli di precisione	$1 \text{ mm} < \sigma_k < 2 \text{ mm}$
livelli di alta precisione	$\sigma_k < 1 \text{ mm}$

LIVELLAZIONE GEOMETRICA RECIPROCA

Si utilizza la livellazione geometrica reciproca quando non è possibile effettuare, per la presenza di ostacoli, la livellazione dal mezzo.

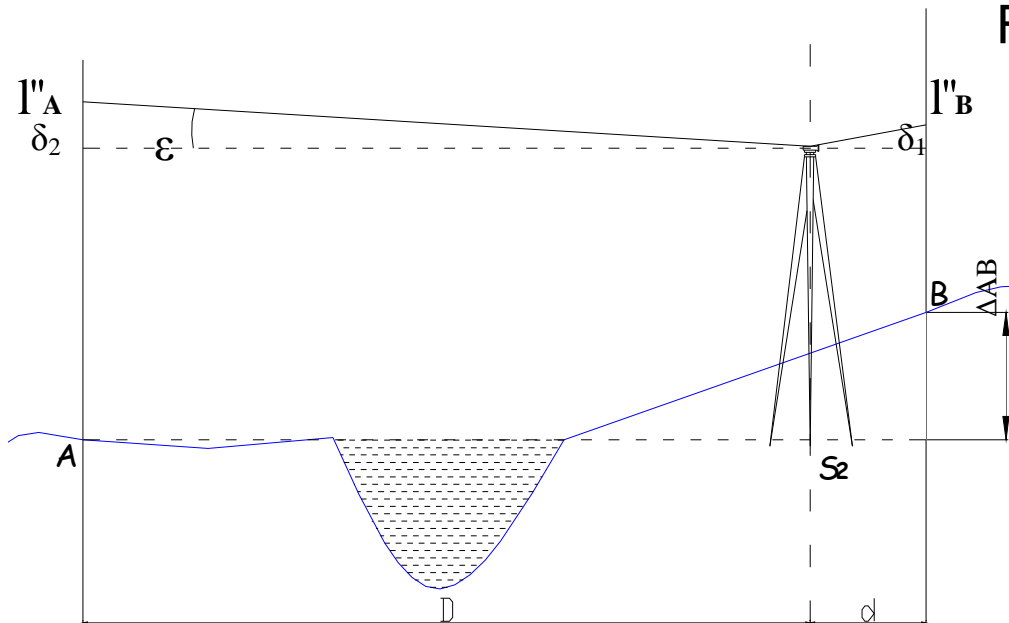
Per calcolare il dislivello Δ_{AB} si faranno due stazioni successive (fig.64).





1) La prima lettura sarà con livello in prossimità del punto A e da questa si faranno le letture alle due stadiie (l'_A e l'_B) e si misureranno anche le due distanze (d e D).

FIG.64



2) Si posiziona poi il livello in prossimità del punto B in modo simmetrico al precedente e si rifaranno le letture alle due stadiie (l''_A e l''_B).

Il dislivello corretto sarà dato dalla media aritmetica dei due dislivelli calcolati nelle due stazioni

LIVELLAZIONE GEOMETRICA RECIPROCA (calcoli)

Dalla stazione S1 si ha (fig.64):

$$\Delta_{AB} = (l_A^I - \sigma_1) - (l_B^I - \sigma_2)$$

Dalla stazione S2 si ha:

$$\Delta_{AB} = (l_A^{II} - \sigma_2) - (l_B^{II} - \sigma_1)$$

Sommando membro a membro si ricava:

$$\Delta_{AB} = \frac{(l_A^I - l_B^I) + (l_A^{II} - l_B^{II})}{2}$$

La media dei due dislivelli misurati nei due punti di stazione fornisce il valore di dislivello corretto cioè privo degli effetti dell'errore residuo di rettifica. La livellazione reciproca è **meno precisa** della livellazione dal mezzo.

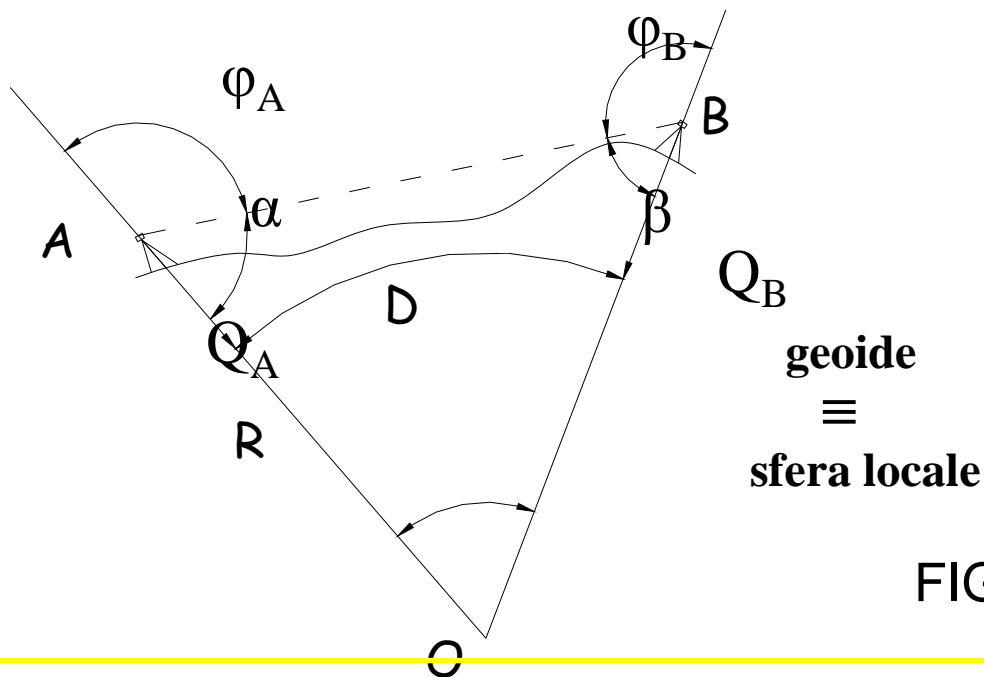
Inoltre la livellazione reciproca consente di calcolare il valore dell'**angolo di srettifica** ε , note (anche approssimativamente) le distanze d e D :

$$\varepsilon = \frac{l_A^I - l_B^I - (l_A^{II} - l_B^{II})}{2(D - d)}$$

LIVELLAZIONE TRIGONOMETRICA

Le operazioni di misura di dislivelli fanno riferimento al geoide che è approssimabile all'ellissoide prima ed alla sfera locale poi, nell'intorno del campo geodetico.

Ipotizziamo che nell'intorno di 15 Km le superfici equipotenziali siano sferiche di raggio $R = \sqrt{\rho \cdot N}$ con ρ e N pari ai valori medi dei due raggi principali di curvatura dell'ellissoide di riferimento.



Ipotizziamo che le quote dei punti A e B siano le distanze di A e B dalla sfera locale; le deviazioni della verticale saranno, in questa ipotesi trascurabili.

Infine i punti A e B appartengono alla rete trigonometrica e quindi la distanza D sia nota o ricavabile (fig.65).

FIG.65

Se è possibile misurare sia φ_A che φ_B , applicando il teorema di Nepero avremo:

$$\frac{BO - AO}{BO + AO} = \frac{\tan \frac{1}{2}(\alpha - \beta)}{\tan \frac{1}{2}(\alpha + \beta)} \Rightarrow \begin{aligned} BO - AO &= \Delta_{AB} \\ BO + AO &= R + Q_B + R + Q_A = 2R + Q_A + Q_B = 2R \left(\frac{Q_A + Q_B}{2} \right) = 2R \left(1 + \frac{Q_m}{R} \right) \end{aligned}$$

$$\tan \frac{1}{2}(\alpha - \beta) = \tan \frac{1}{2}(\pi - \varphi_A - \pi + \varphi_B) = \tan \frac{1}{2}(\varphi_B - \varphi_A)$$

Sviluppando in serie la tangente si ha:

$$\tan \frac{1}{2}(\alpha + \beta) = \tan \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\delta}{2} \right) = \cot \left(\frac{\delta}{2} \right)$$

$$\tan \left(\frac{\delta}{2} \right) = \frac{\delta}{2} + \frac{\delta^3}{24} - \dots \quad \text{ma} \quad \delta = \frac{D}{R} \quad \text{per cui} \quad \frac{\delta^3}{24} = \frac{D^3}{24R^3} \approx 10^{-9} \dots$$

Trascurando il termine cubico si può scrivere $\frac{\delta^3}{24} = \frac{D^3}{24R^3} \approx 10^{-9} \dots$ e quindi

$$\tan \left(\frac{\delta}{2} \right) \approx \frac{D}{2R} \quad \tan \frac{1}{2}(\alpha + \beta) = \frac{D}{2R}$$

Il dislivello Δ_{AB} sarà pari a:

$$\Delta_{AB} = 2(R + Q_m) \tan \frac{1}{2}(\varphi_B - \varphi_A) \cdot \frac{D}{2R} = D \left(1 + \frac{Q_m}{R} \right) \tan \frac{1}{2}(\varphi_B - \varphi_A)$$

LIVELLAZIONE TRIGONOMETRICA (calcoli2)

Se si cerca il dislivello tra i due punti a terra, occorre sommare l'altezza di uno strumento e togliere quella dell'altro;

$$\Delta_{AB} = D \left(1 + \frac{Q_m}{R} \right) \tan \frac{1}{2} (\varphi_B - \varphi_A) + h_A - h_B$$

Spesso i punti sono talmente distanti da non riuscire ad intravedere nemmeno il treppiede, e la collimazione è fatta su particolari più grandi e visibili come guglie di montagne, parapetti di finestroni o gronde.

Nell'ipotesi in cui non sia possibile misurare φ_B lo si può ricavare:

$$\varphi_B = \alpha + \delta = \Pi - \varphi_A + \delta$$

$$\Delta_{AB} = D \left(1 + \frac{Q_m}{R} \right) \tan \frac{1}{2} \left(\frac{\pi}{2} - \left(\varphi_A - \frac{\sigma}{2} \right) \right) \longrightarrow \Delta_{AB} = D \left(1 + \frac{Q_m}{R} \right) \text{ctg} \left(\varphi_A - \frac{D}{2R} \right)$$

Per distanze superiori a 500 m non è possibile trascurare l'effetto della rifrazione atmosferica nella misura delle direzioni zenitali

$$\Delta_{AB} = D \left(1 + \frac{Q_m}{R} \right) \cot \left(\varphi_A - \frac{D}{2R} \right) \varphi_A \longrightarrow Z_A \implies \Delta_{AB} = D \left(1 + \frac{Q_m}{R} \right) \cot \left(Z_A + \varepsilon_A - \frac{D}{2R} \right)$$

Poiché $\varepsilon_A = K \frac{\delta}{2} = K \frac{D}{2R}$ si avrà infine $\Delta_{AB} = D \left(1 + \frac{Q_m}{R} \right) \cot \left(Z_A - D \cdot \frac{1-K}{2R} \right)$

Trascurando il termine Q_m/R la formulazione finale sarà

$$\Delta_{AB} = D \left(1 + \frac{Q_m}{R} \right) \cot Z_A + D^2 \cdot \frac{1-K}{2R}$$

Se la distanza tra i punti A,B non è eccessiva e le misure sono pressochè contemporanee, si può ritenere $K_A \approx K_B = K$ e riutilizzare questo coefficiente per altri vertici collimati.

Il coefficiente di rifrazione K varia da luogo a luogo e per uno stesso luogo varia con il tempo.

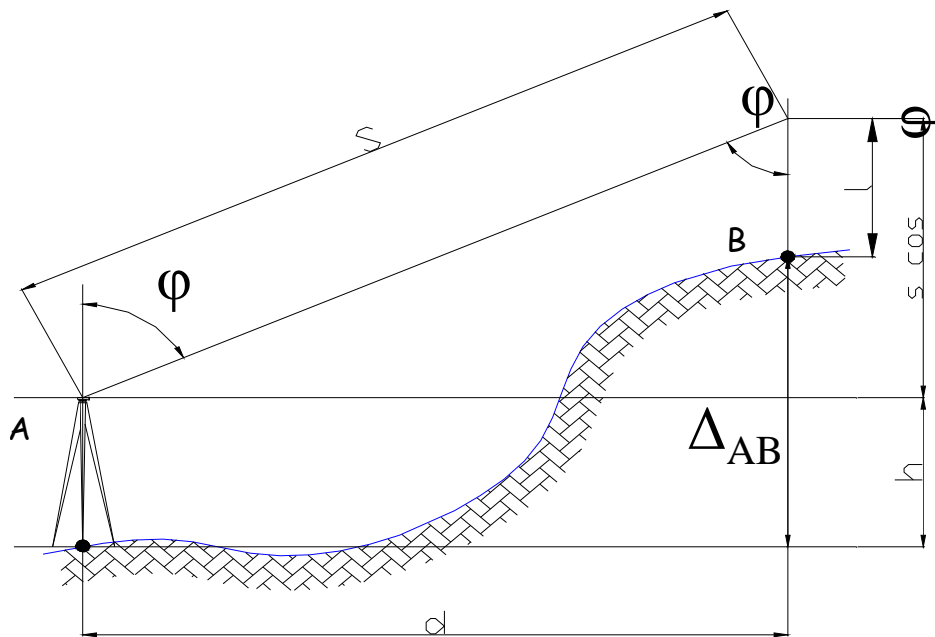
Il coefficiente di rifrazione è massimo al mattino ($K \approx 0.19$) decresce presentando un minimo nelle ore pomeridiane ($K \approx 0.14$), durante le quali si mantiene all'incirca costante e torna ad aumentare fino al tramonto del sole ($K \approx 0.16$).

Il valore più basso di K si ha all'equatore e si ha un progressivo aumento procedendo verso i poli. Alla latitudine dell'Italia settentrionale può essere mediamente assunto pari a 0.17.

LIVELLAZIONE CELERIMETRICA

Questo metodo viene utilizzato nelle operazioni di rilievo di dettaglio e richiede l'uso di una stazione totale per la misura contemporanea dell'angolo zenitale e della distanza.

In questo caso si considera un piano come superficie di riferimento per le quote, avendo l'accortezza di correggere se necessario l'angolo zenitale dalle influenze sistematiche della rifrazione atmosferica e della curvatura terrestre così come descritto in precedenza.



Legenda:

S: distanza inclinata misurata col distanziometro;

φ : angolo zenitale misurato in A;

h: altezza strumentale ;

l: altezza del segnale posto in B;

d: distanza ridotta all'orizzonte.

Risulterà quindi:

$$\Delta_{AB} = h + s \cos \varphi - l$$

FIG. 66

Rete di livellazione di alta precisione (Italia sett.)

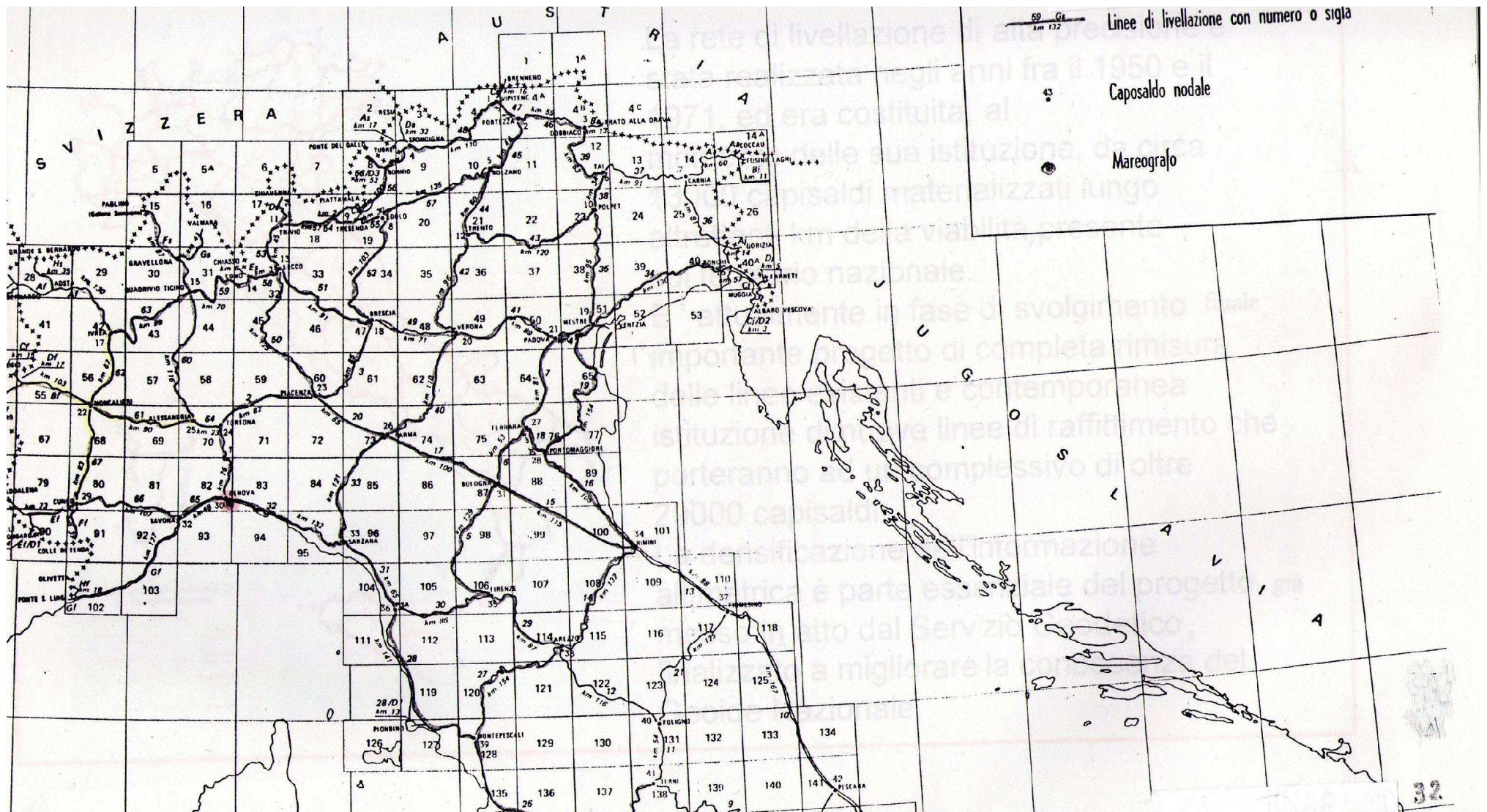


FIG. 67

10-CARTOGRAFIA **(elementi)**

Proiezione cartografica

Una proiezione cartografica è un'espressione matematica utilizzata per rappresentare la superficie sferica tridimensionale del pianeta su una carta bidimensionale.

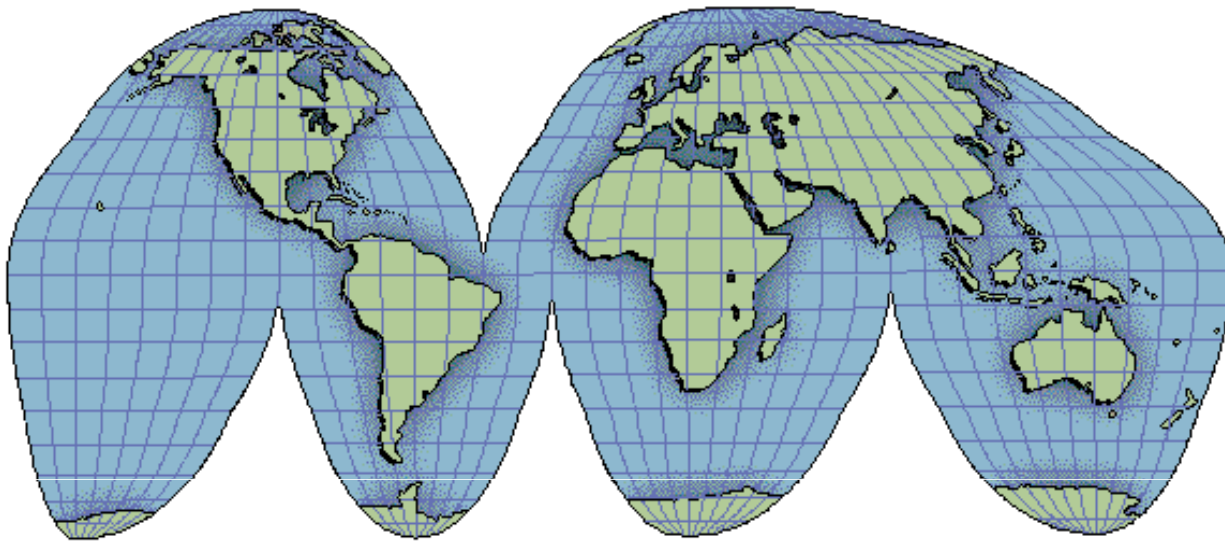
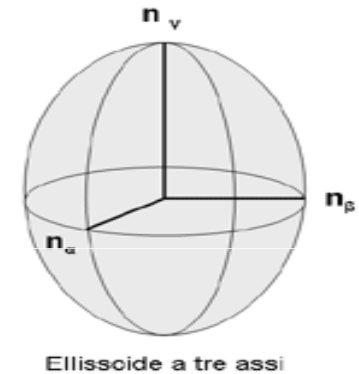


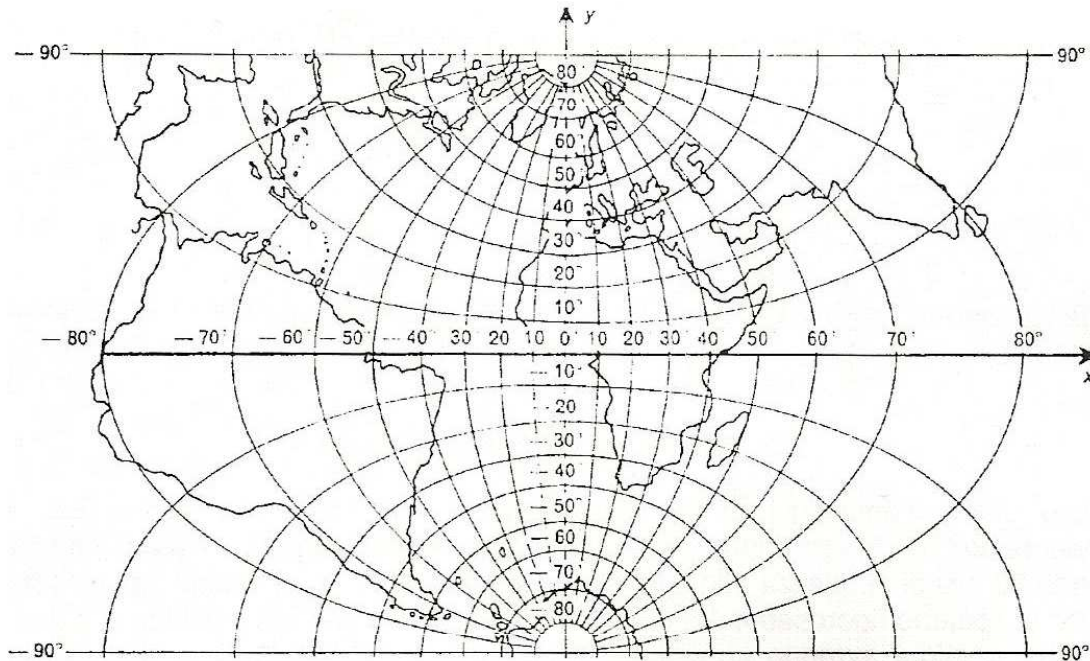
FIG. 68

Questo processo produce sempre una distorsione di una o più proprietà cartografiche quali area, scala, forma o orientamento. Per ovviare a questa distorsione, sono stati sviluppati molti tipi di proiezioni, al fine di rappresentare correttamente un particolare elemento o un certo tipo di mappa.

L'ellissoide non è una superficie sviluppabile sul piano; non è possibile cioè una sua rappresentazione cartografica senza che i lati e gli angoli delle figure costituite con archi di geodetica si deformino. Sono quindi inevitabili variazioni di angoli, di aree e di lunghezze.



Ellissoide a tre assi



Reticolato geografico

FIG. 69

La deformazione della carta varia da punto a punto. Infatti figure uguali poste in punti differenti vengono deformate in modi diversi

Mentre le superfici di coni e cilindri sono rappresentabili facilmente in due dimensioni, semplicemente distendendole, per quella terrestre occorre contenere l'entità delle deformazioni derivanti dallo sviluppo dell'ellissoide sulla carta.

E' possibile scegliere su quali caratteristiche intervenire, modificandole, e su quali invece mantenersi più fedeli al reale.

Per ogni carta si devono studiare analiticamente le deformazioni attraverso i relativi moduli di deformazione:

Modulo di deformazione lineare	m_l
Modulo di deformazione superficiale	m_σ
Deformazione angolare	δ

Carte CONFORMI	$\delta = 0$
Carte EQUIVALENTI	$m_\sigma = 1$
Carte AFILATTICHE	$m_l, m_\sigma, \delta = \min$
Linee EQUIDISTANTI	$m_l = 1$

Modulo di deformazione lineare

Il modulo di deformazione lineare è l'indice di deformazione degli elementi lineari sulla carta.

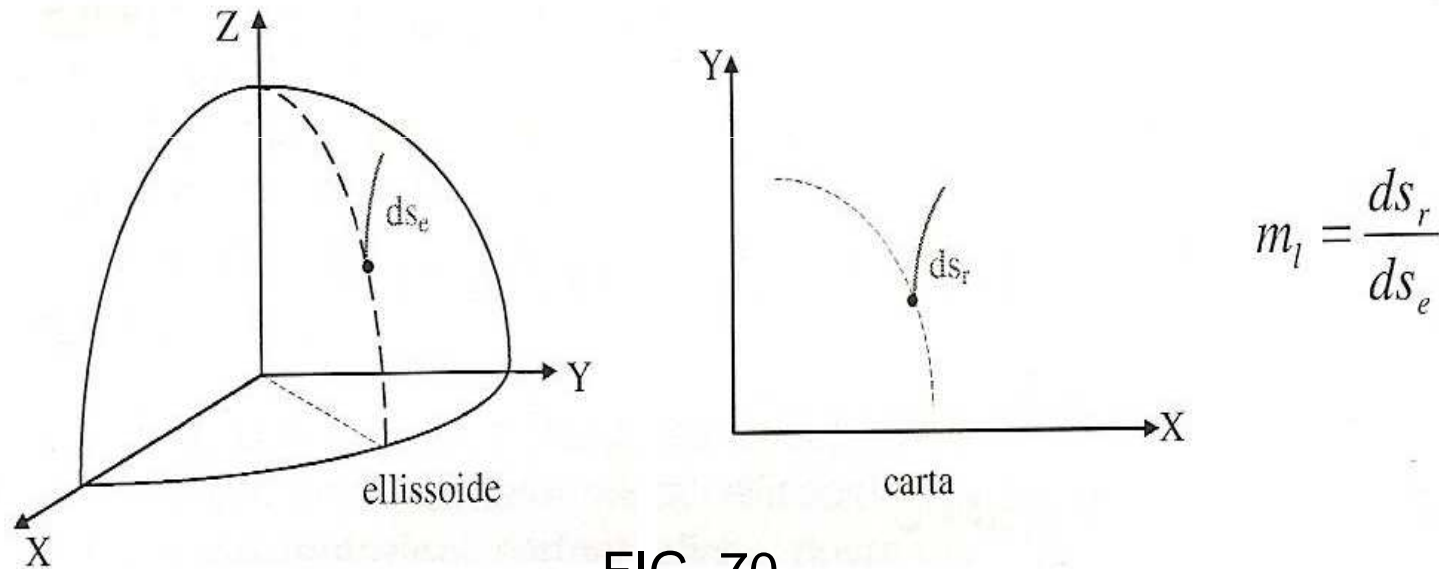


FIG. 70

ds_e = elemento lineare infinitesimo
 ds_r = corrispondente trasformata sulla cartografia

Modulo di deformazione superficiale

Consideriamo sull'ellissoide un elemento superficiale infinitesimo e sulla cartografia la corrispondente trasformata. Il rapporto tra i due infinitesimi dà il modulo di deformazione superficiale

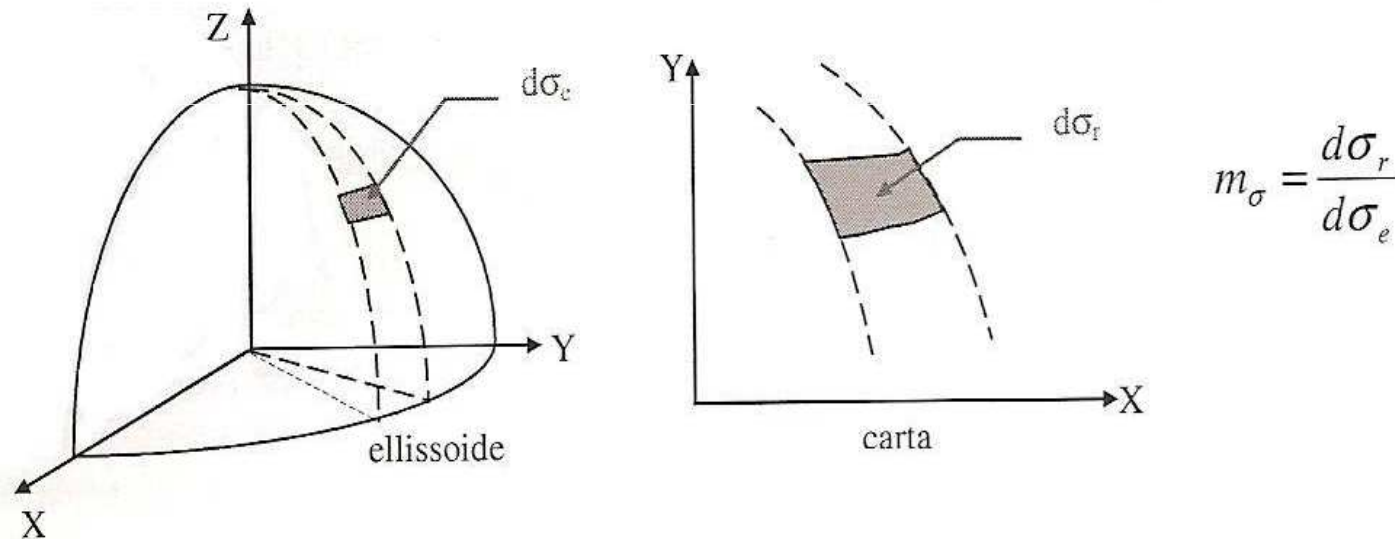


FIG. 71

$d\sigma_e$ = elemento superficiale infinitesimo

$d\sigma_r$ = corrispondente trasformata sulla cartografia

Deformazione angolare

La deformazione angolare è la differenza fra l'angolo sul piano della rappresentazione e l'angolo sulla superficie oggettiva.

Il modulo di deformazione angolare dipende sia dalla posizione che dalla direzione considerata.

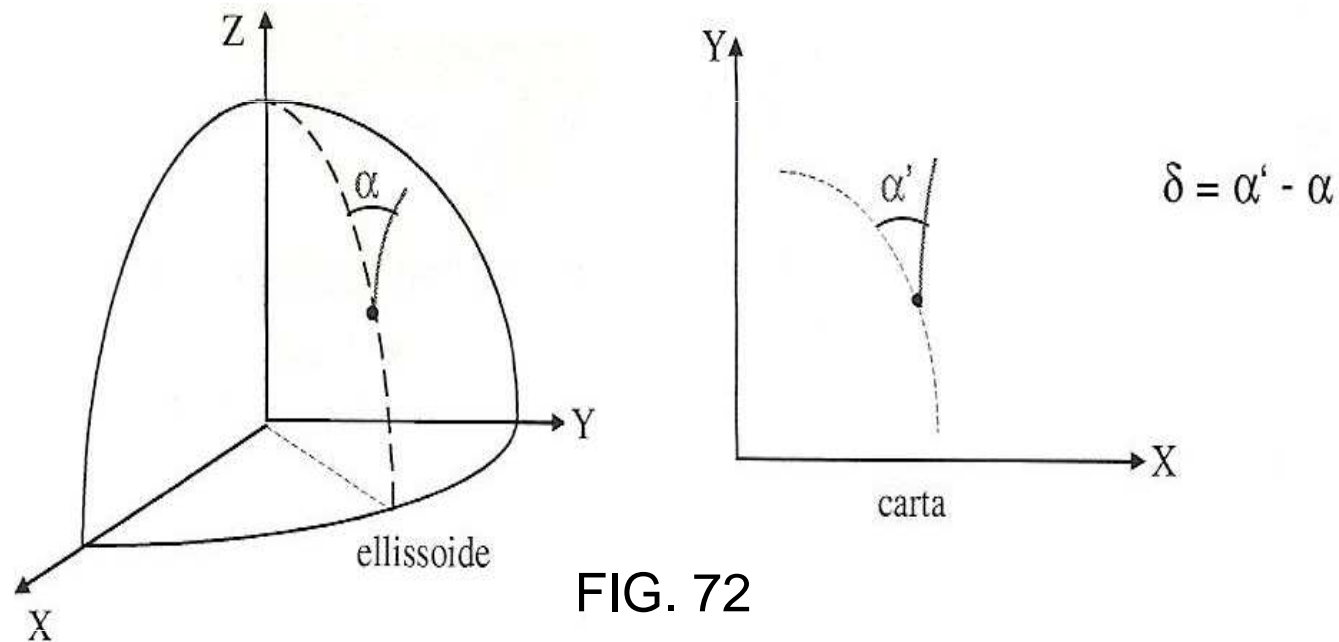


FIG. 72

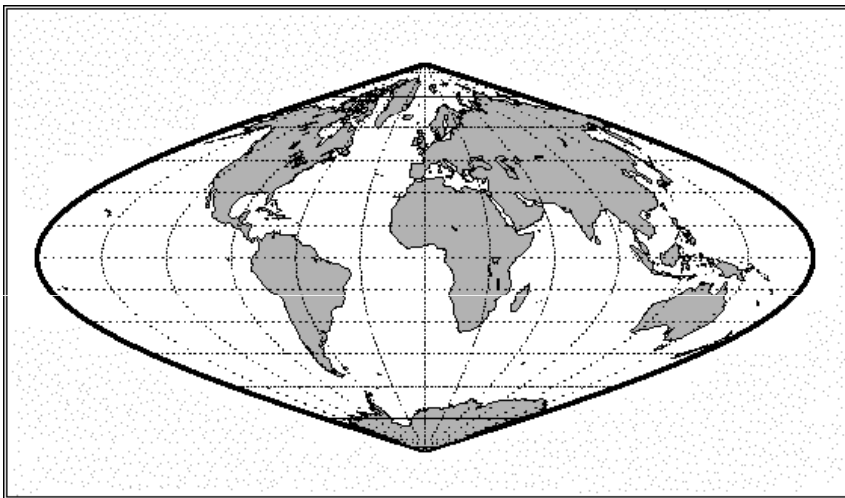
α = elemento superficiale infinitesimo
 ds_r = corrispondente trasformata sulla cartografia

Classificazione rappresentazioni

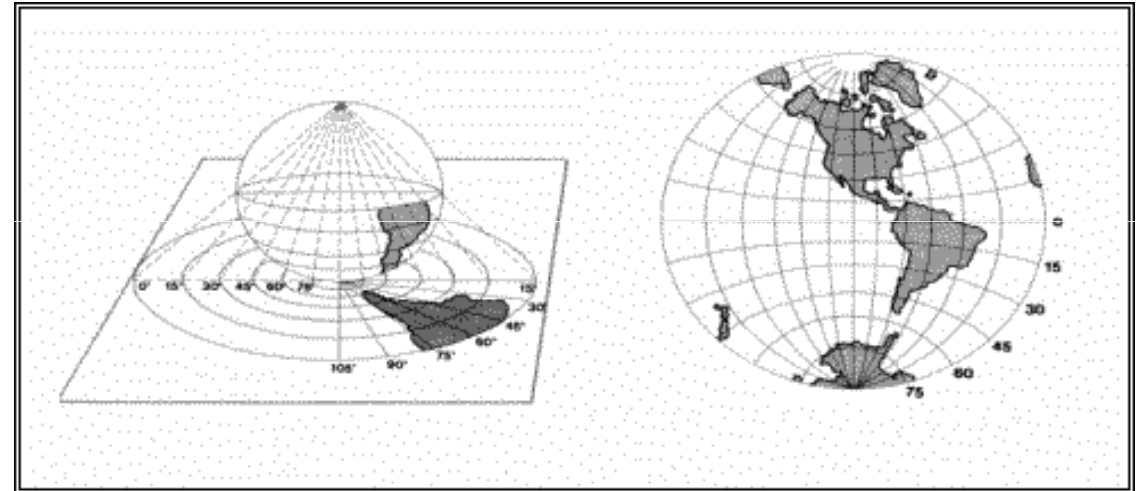
Rappresentazioni conformi (isogoniche):

- la deformazione lineare dipende dal punto ma non dall'angolo
- la deformazione angolare è nulla
- la forma degli oggetti resta costante
- usata per carte generali e per la navigazione

FIG. 73



Rappresentazione equivalente di Sanson-Flamsteed



Esempio di carta isogonica

Rappresentazioni equivalenti

- le aree vengono preservate ($M=1$)
- usate per scopi catastali (l'area è importante a scopo fiscale e commerciale) e per le carte dell'intero pianeta (per avere una rappresentazione corretta delle dimensioni di stati e continenti)

Rappresentazioni afilettiche:

- La carta ideale con $M\alpha = 0$, $Md = 1$, $Ms = 1$ non esiste.
In pratica si cerca di realizzare una carta con il miglior compromesso fra i tre moduli.
- vengono deformate sia le aree sia gli angoli

Rappresentazioni equidistanti:

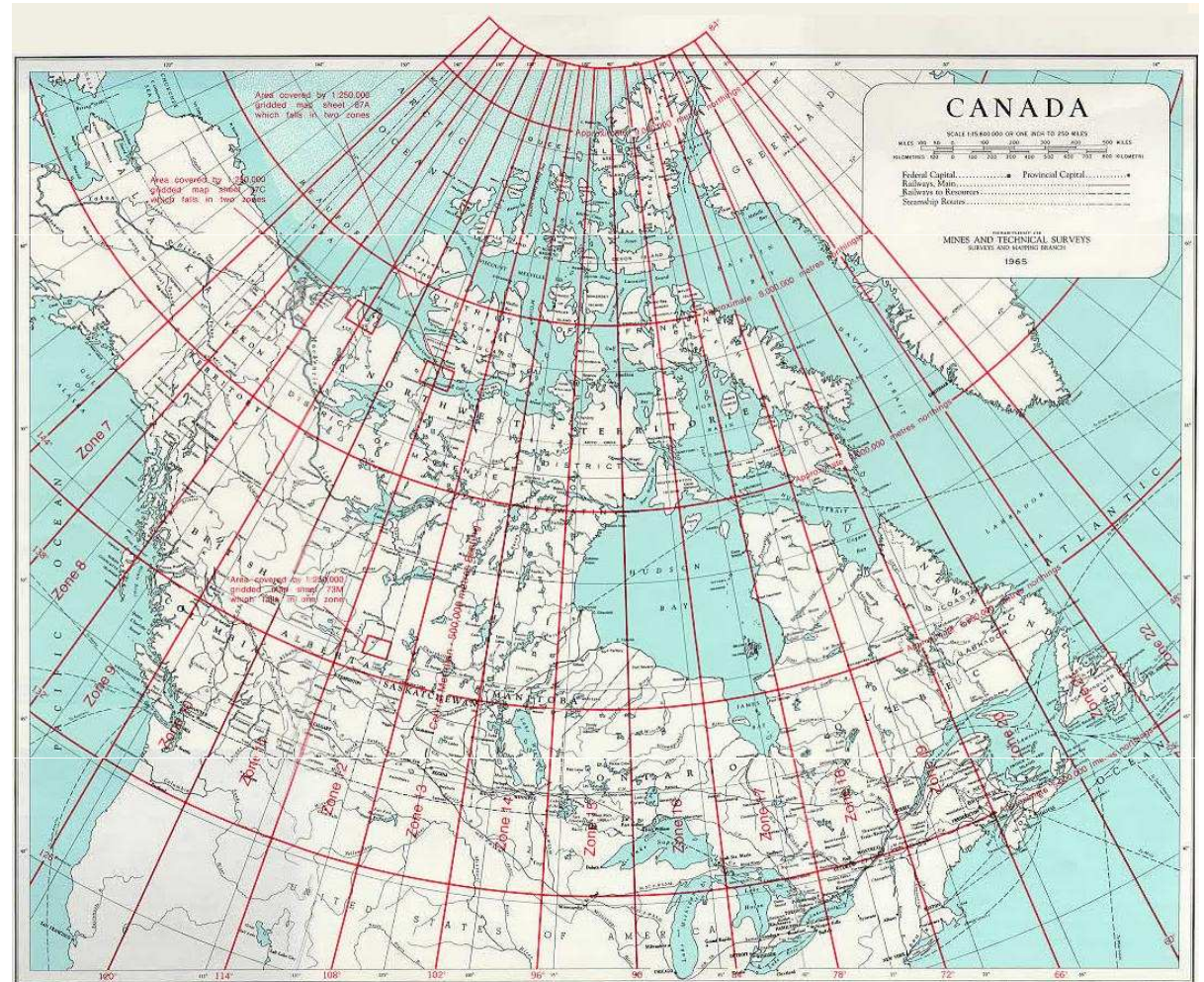
- mantengono il modulo di deformazione pari a 1 in specifiche direzioni (ad esempio lungo un parallelo o lungo i meridiani)
- carte equidistanti dell' ellissoide terrestre sono carte ideali, esistono cioè solamente in linea teorica

La condizione di equidistanza, impossibile da ottenere su tutta la carta, può essere imposta solo su particolari linee anche contemporaneamente alla conformità o all' equivalenza.

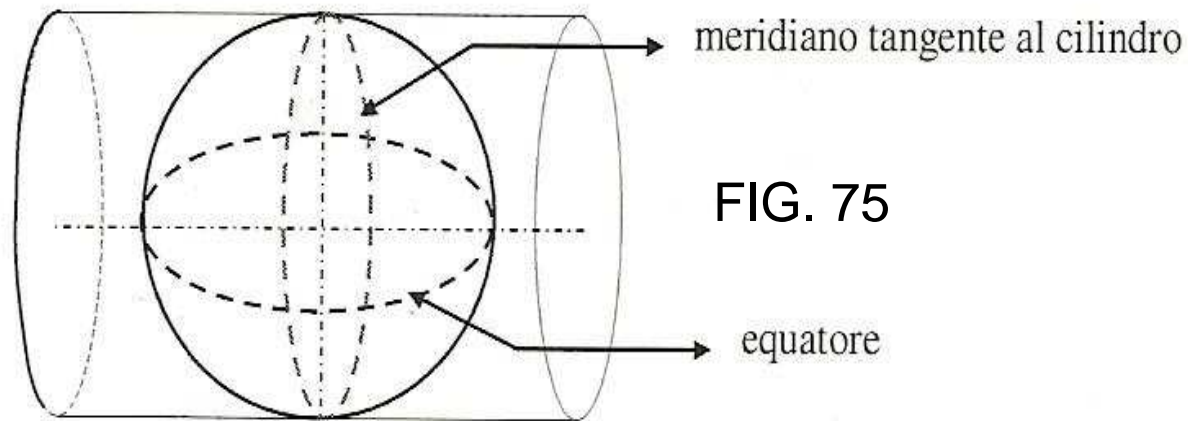
Carta di Gauss (rappresentazione analogica)

La carte di Gauss, nota nel mondo con il nome di UTM (Universal Transverse of Mercator) è una proiezione, derivata dalla proiezione di Mercatore, della superficie terrestre su un piano, una delle soluzioni meglio riuscite al problema di rappresentare la superficie terrestre a due raggi di curvatura. Il sistema è basato su una griglia, un sistema cartesiano che si affianca al sistema angolare di latitudine e longitudine.

FIG. 74

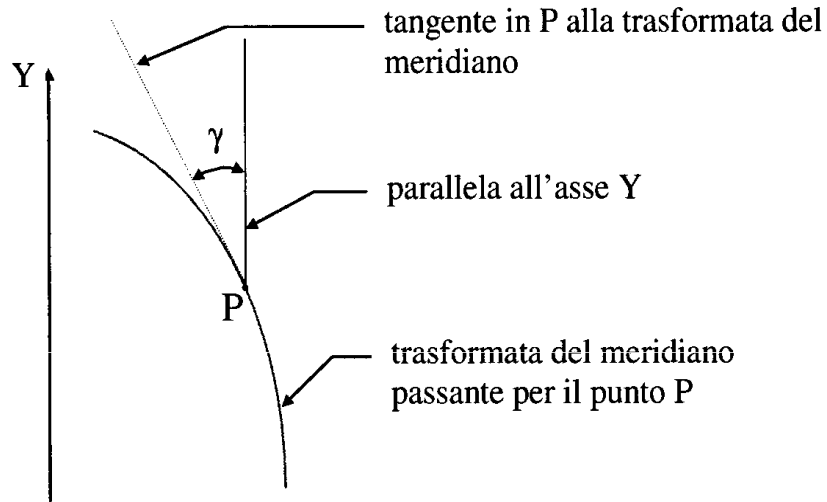


- E' una cartografia conforme
- Le trasformate del meridiano tangente e dell'equatore sono rette che definiscono gli assi del sistema di riferimento ortogonale cartesiano (Nord e Est) o sistema cartografico
- Sul meridiano tangente la rappresentazione è equidistante
- Le trasformate dei meridiani e dei paralleli sono famiglie di curve fra loro perpendicolari e simmetriche rispetto agli assi Nord e Est



Questa proiezione è detta conforme cilindrica inversa di Gauss perché la forma del reticolato geografico è simile a quella che si otterrebbe proiettando l'ellissoide dal suo centro su un cilindro inverso e poi sviluppando sul piano

Calcolo della convergenza del meridiano nella carta di Gauss



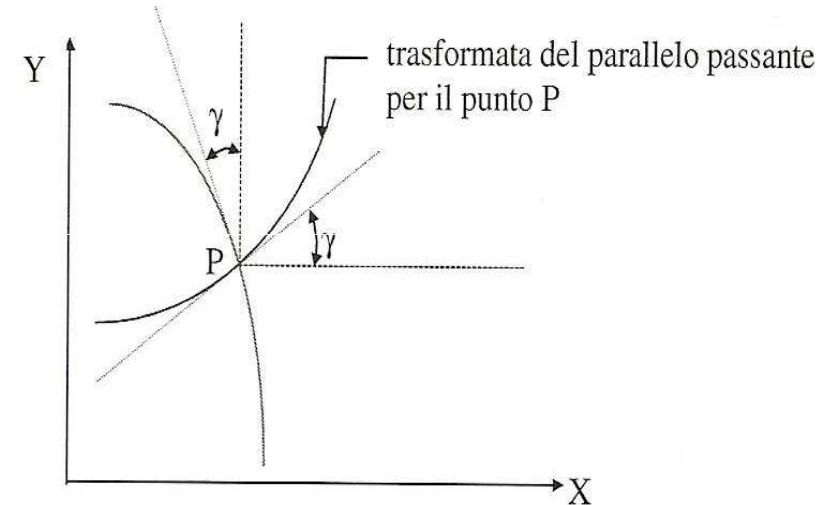
In un punto P della proiezione la trasformata del meridiano è una linea curva che forma un angolo γ con la parallela all'asse Y. Quest'angolo γ è noto col nome di *convergenza del meridiano*.

FIG. 76

L'asse Y rappresenta la trasformata del meridiano centrale del fuso

L'angolo γ è l'angolo che la tangente in P alla trasformata del parallelo forma con la parallela all'asse X.

FIG. 77



$\gamma > 0$ quando P si trova a destra dell'asse Y
 $\gamma < 0$ quando P si trova a sinistra

Dalle misure in campo alla cartografia

In un qualunque punto P della superficie terrestre sono definibili tre diverse direzioni che indicano il Nord:

- **Nord magnetico** – individuabile con la bussola. Utilizzato per orientare sul terreno la carta.

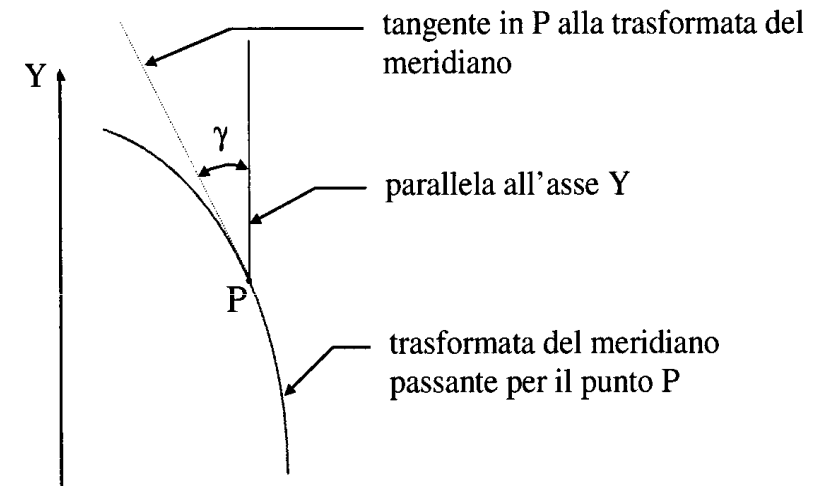


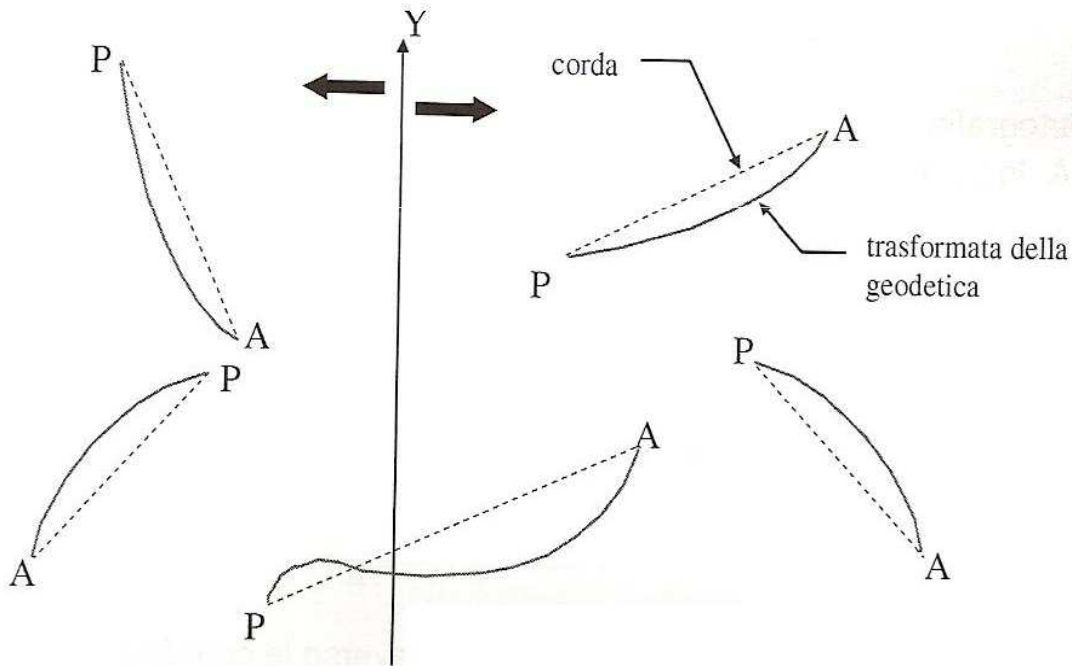
FIG. 78

- **Nord geografico** – coincidente con il meridiano passante per il punto. Individuabile con un giroscopio.

- **Nord cartografico** – asse Y nel sistema di riferimento cartografico ossia la trasformata del meridiano centrale del fuso. Non è un punto reale, è frutto di una convenzione.

Trasformate geodetiche sul piano

Dati P_{stazione} , A_{avanti} , I_{indietro} si ricava l'angolo azimutale $\alpha = IPA$, collimando prima in A e poi in P. α è equivalente all'angolo formato dalle tangenti alle geodetiche PA e PI.



Regola del vento: a destra del meridiano la trasformata di una geodetica tra due punti ha la forma di una vela gonfiata dal vento che soffia da ovest verso est. Viceversa accade a sinistra del meridiano.

FIG. 79

E' possibile ridurre l'angolo azimutale misurato sul terreno (tra geodetiche) all'equivalente angolo sulla cartografia misurato tra le rispettive corde. Si opera quindi su figure a lati rettilinei invece che curvilinei, determinando l'angolo tra la trasformata della geodetica e la relativa corda. Questo procedimento è detto *riduzione alla corda*.

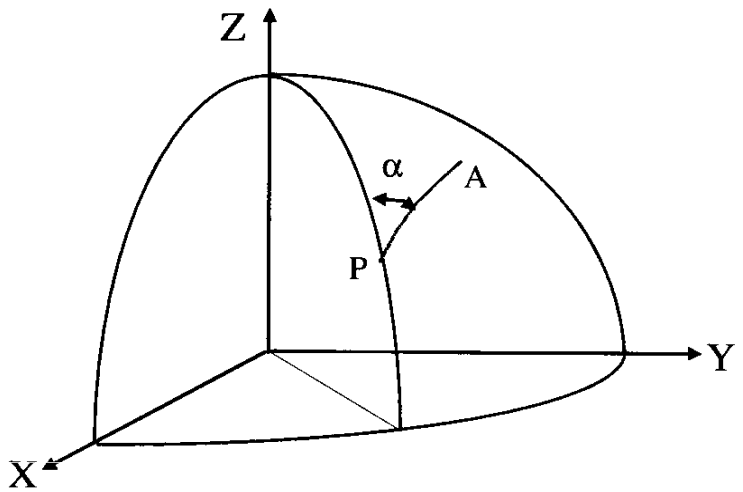


FIG. 80

Nel punto P è definito l'azimut α di una geodetica PA sull' ellissoide come l'angolo compreso tra le tangenti al meridiano per P e la geodetica stessa

α = angolo tra la tangente e la trasformata del meridiano e la tangente alla trasformata della geodetica

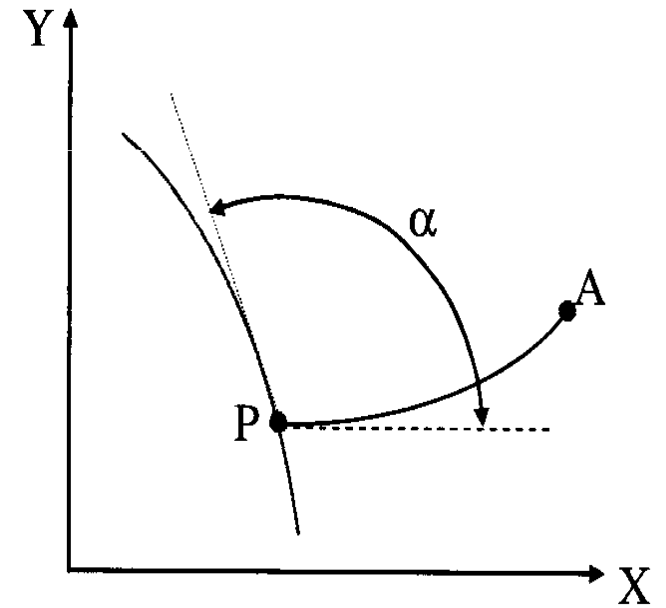
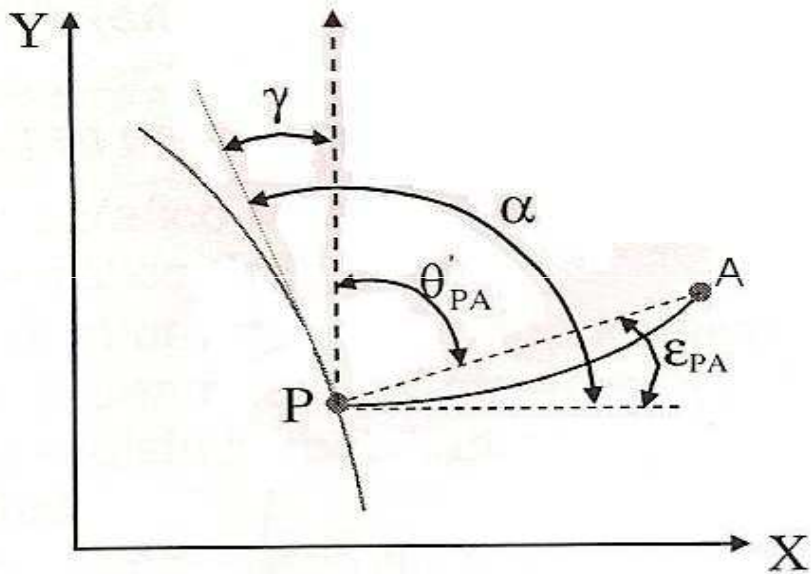


FIG. 81

θ' = azimut sulla cartografia in base alle coordinate Nord ed Est del punto P
 γ = convergenza del meridiano
 ϵ = riduzione alla corda



Un angolo β (tra due geodetiche) misurato sulla superficie terrestre con la strumentazione topografica classica corrisponde all'angolo β' (tra le due corde) misurato sulla cartografia di Gauss

$$\beta' = \theta'_{PA} - \theta'_{PI} = \theta_{PA} + \varepsilon_{PI} - \theta_{PI} - \varepsilon_{PA} = \beta + \varepsilon_{PA} - \varepsilon_{PI}$$

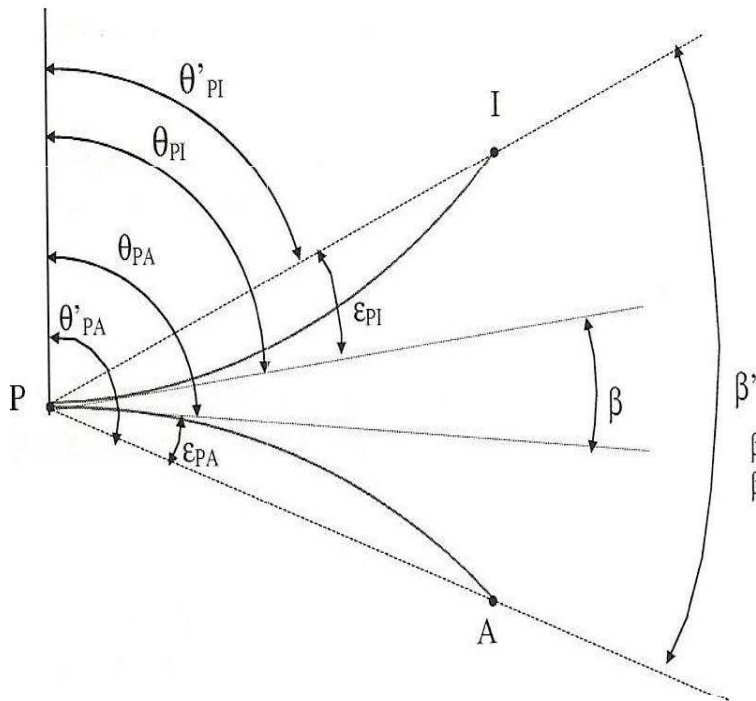


FIG. 82

β = angolo misurato
 β' = angolo calcolato con le coordinate dei punti P I A lette sulla carta

Gli ordini di grandezza sono:

$\Delta y = \Delta x =$	200 km	100 km	10 km
ε''	100''	25''	0,25''

Nelle condizioni più sfavorevoli per lati di 15 km il valore ($\beta' - \beta$) è di 0,5'' ed è dunque logico, al di sotto di queste distanze, cioè nel campo topografico, non tenere conto di queste correzioni. Sarà quindi possibile compensare una rete geodetica di questa estensione senza applicare le riduzioni angolari alla corda.

La carta ufficiale dell'IGM (1:100 000, 284 fogli) fu ultimata alla fine del 1800, mentre quella in scala 1:25 000 alla fine degli anni 50 (1950) con le seguenti caratteristiche:

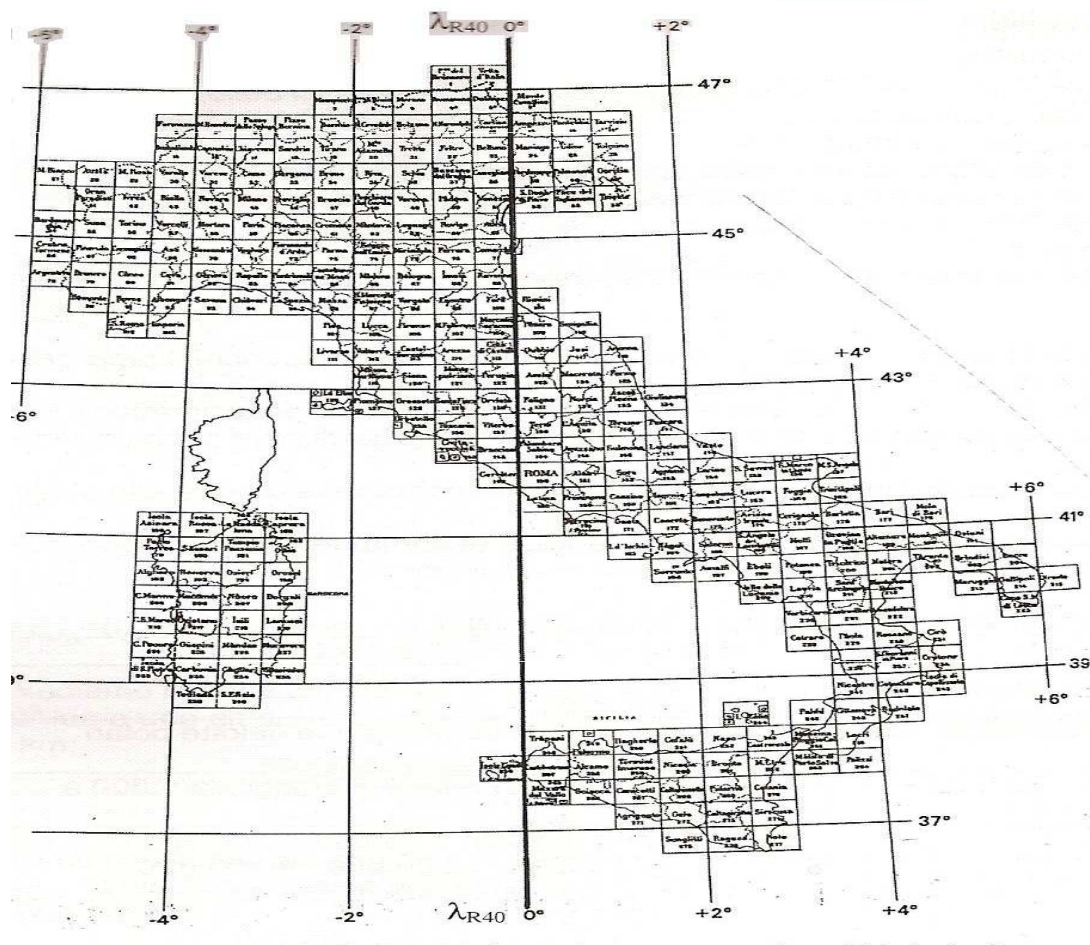
Origine longitudini : Meridiano di Roma Monte Mario (vecchia carta) - Meridiano di Greenwich (nuova carta)

Origine latitudini: Equatore

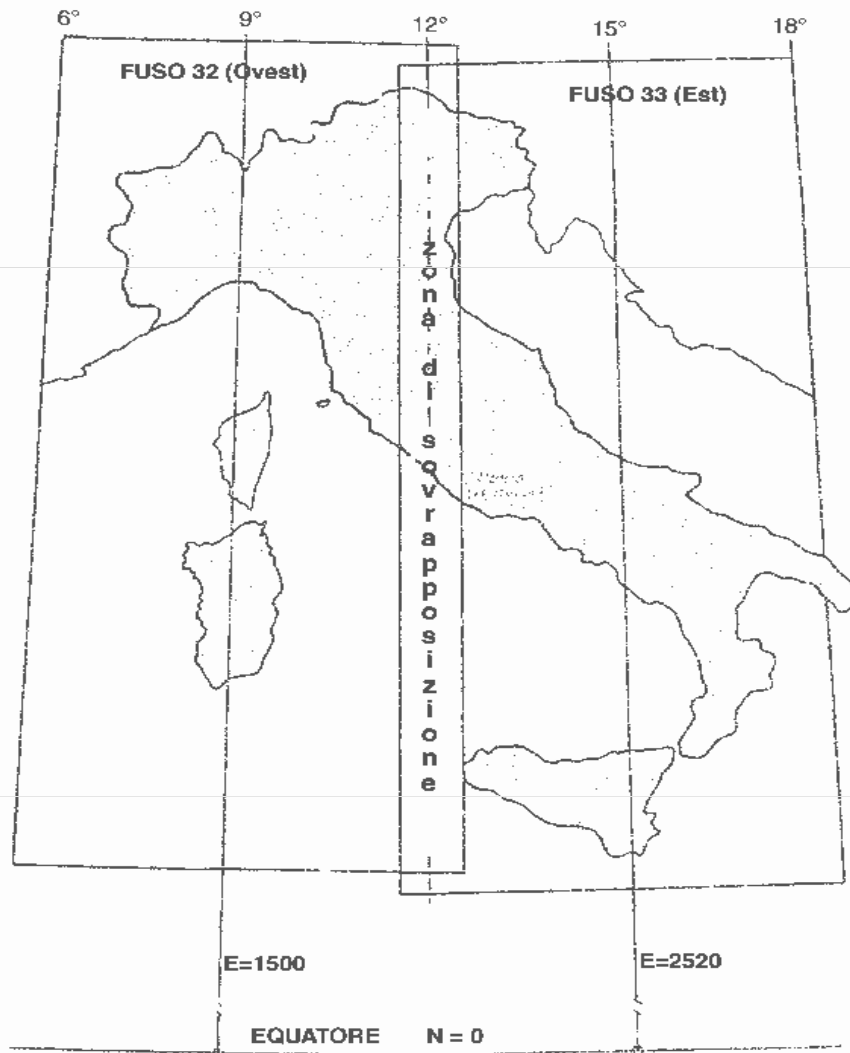
Ellissoide di riferimento: Bessel

Proiezione: naturale policentrica di Sanson

FIG. 83



Nella divisione in fogli si incontrano due problemi:



- 1) Dare continuità cartografica anche ai territori di confine tra due fusi
- 2) Ricordare che a sinistra del meridiano centrale tutti i punti hanno coordinate negative

FIG. 84

Soluzioni ai problemi:

- 1) Si produce una zona di sovrapposizione di 30' che funge da "sutura" tra due fogli
- 2) Non è un problema reale; per risolverlo è sufficiente dare una traslazione fittizia all'asse Nord

11-ESERCITAZIONI

In laboratorio

**(Appunti a cura degli Esercitatatori
ed Allievi)**

UTILIZZO DI UN TEODOLITE

Scopo di questa esercitazione è quello di imparare ad utilizzare un teodolite mettendolo in stazione e misurando successivamente angoli e distanze tra vari punti seguendo le classiche procedure di collimazione.

In questa esercitazione si utilizzeranno i seguenti strumenti:

treppiede



FIG. 85



FIG. 86

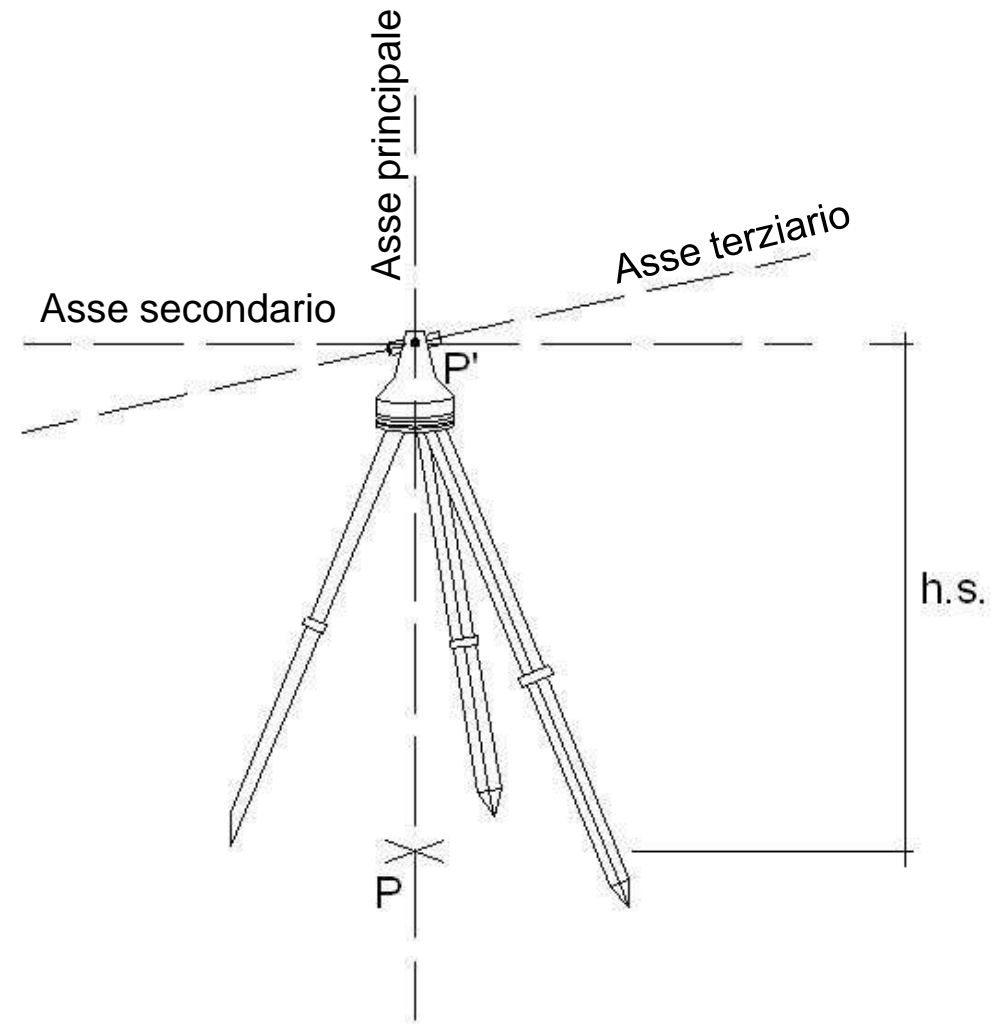
stazione totale
elettronica

MESSA IN STAZIONE

Mettere in stazione significa far passare l'asse principale dello strumento per il punto a terra (P).

In questo modo il punto su cui ci si mette in stazione, viene virtualmente traslato sulla verticale fino al centro dello strumento (centro di intersezione dei tre assi principali).

FIG. 87



N.B. : Il punto (P') sarà traslato di una distanza pari all'altezza strumentale h.s.

COLLIMAZIONE

Collimare significa far passare l'asse terziario (del cannocchiale) per il punto che si vuole misurare.

Parti del teodolite utili per collimare

Cannocchiale bassa
precisione-collimatore

Cannocchiale
alta precisione

Piccoli spostamenti
orizzontali



Ghiera per la
messa a fuoco

Blocco cerchio
verticale

Piccoli spostamenti
verticali

Blocco cerchio
orizzontale

FIG. 88

PROCEDURA DI COLLIMAZIONE

- Mettere in stazione lo strumento.
- Guardando nel cannocchiale di bassa precisione/ collimatore, centrare approssimativamente il punto da misurare.
- Bloccare il cerchio orizzontale e muovendo la vite dei piccoli spostamenti orizzontali, allineare l'asse verticale con il punto.
- Bloccare il cerchio verticale e muovendo la vite dei piccoli spostamenti verticali far coincidere il punto con il centro del reticolo del cannocchiale.
- Leggere sul display i valori relativi alla collimazione effettuata e riportarli sulla apposita tabella, nel caso non si adoperi la memoria interna (registrazione automatica).



FIG. 89

COME COMPILARE UNA TABELLA

Angolo azimutale
1°,2°,3° strato con
cerchio verticale a sinistra

Angolo zenitale
1°,2°,3° strato con
cerchio verticale a sinistra

NOME PUNTO	AZIMUTALI			ZENITALI		
	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO	1° STRATO	2° STRATO	3° STRATO
s				s		
d				d		
s+d				s-d		

Identificazione
punto

Angolo azimutale
1°,2°,3° strato con
cerchio verticale a destra

Angolo zenitale
1°,2°,3° strato con
cerchio verticale a destra

12-ESERCITAZIONI

esterne

RILIEVO DI POLIGONALE (pratica sul terreno)

Scopo di questa esercitazione è la pratica della misurazione di angoli azimutali e di distanze, su una rete di punti materializzati sul terreno (indicati in disegno).

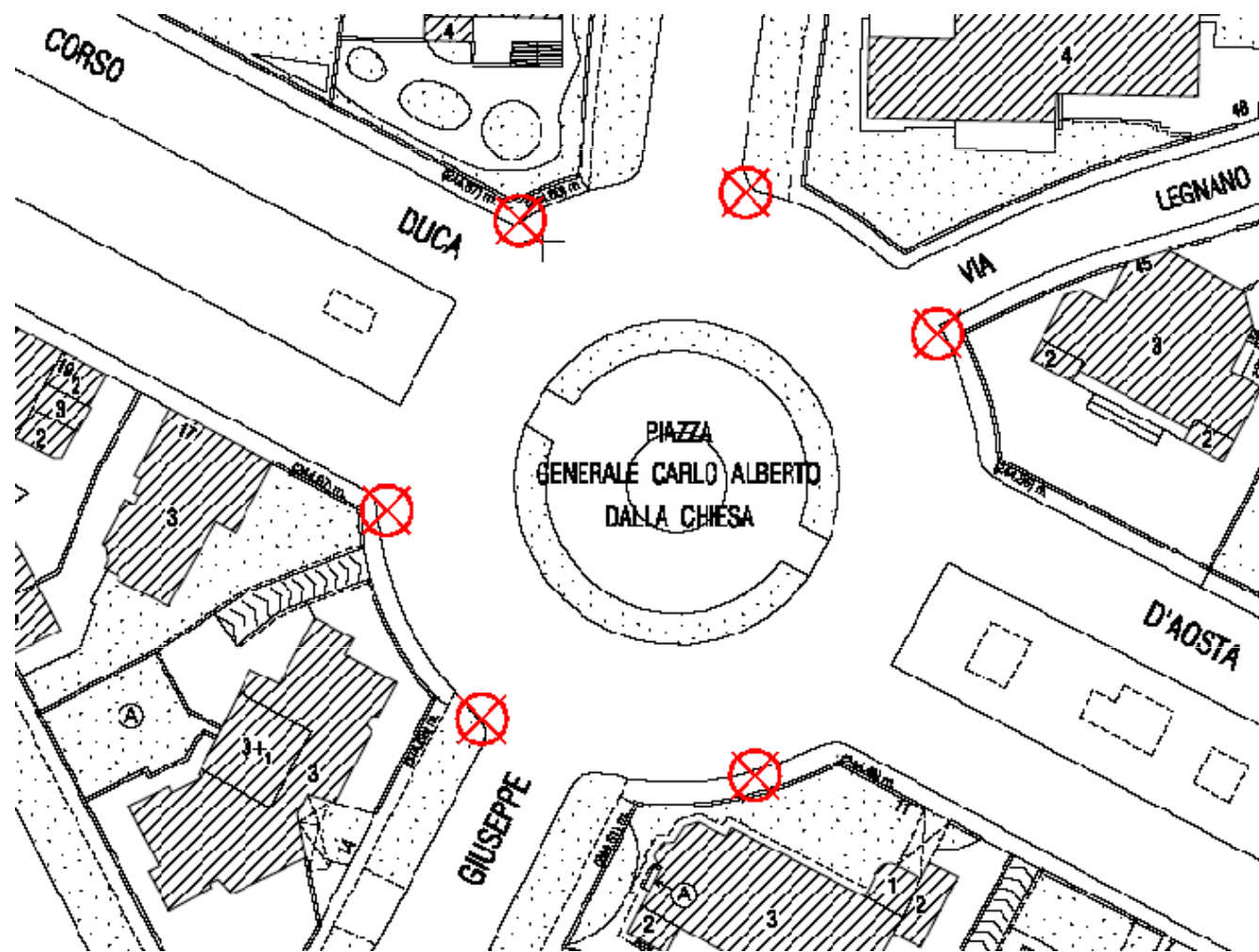


FIG. 90

OBIETTIVI e ELEMENTI DA MISURARE

Partendo dal solo posizionamento dei punti, materializzati sul terreno attraverso un chiodo e un segno grafico a terra, si misurano le distanze e gli angoli che intercorrono all'interno di questa poligonale chiusa.

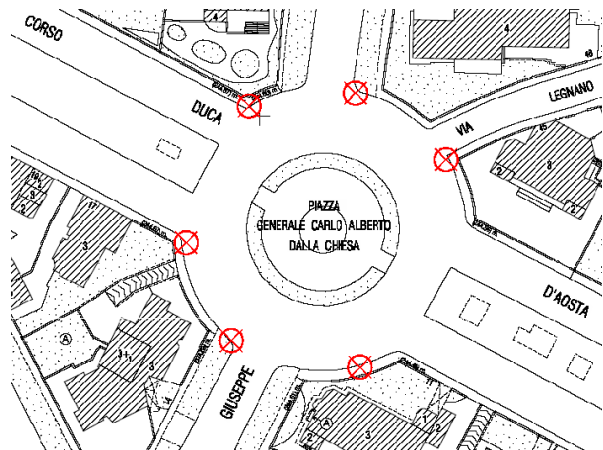
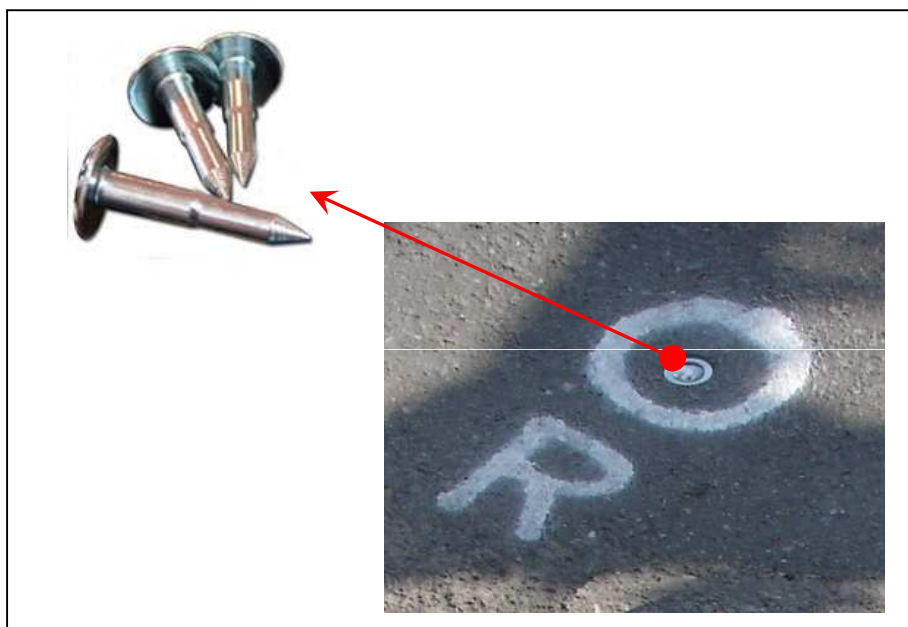
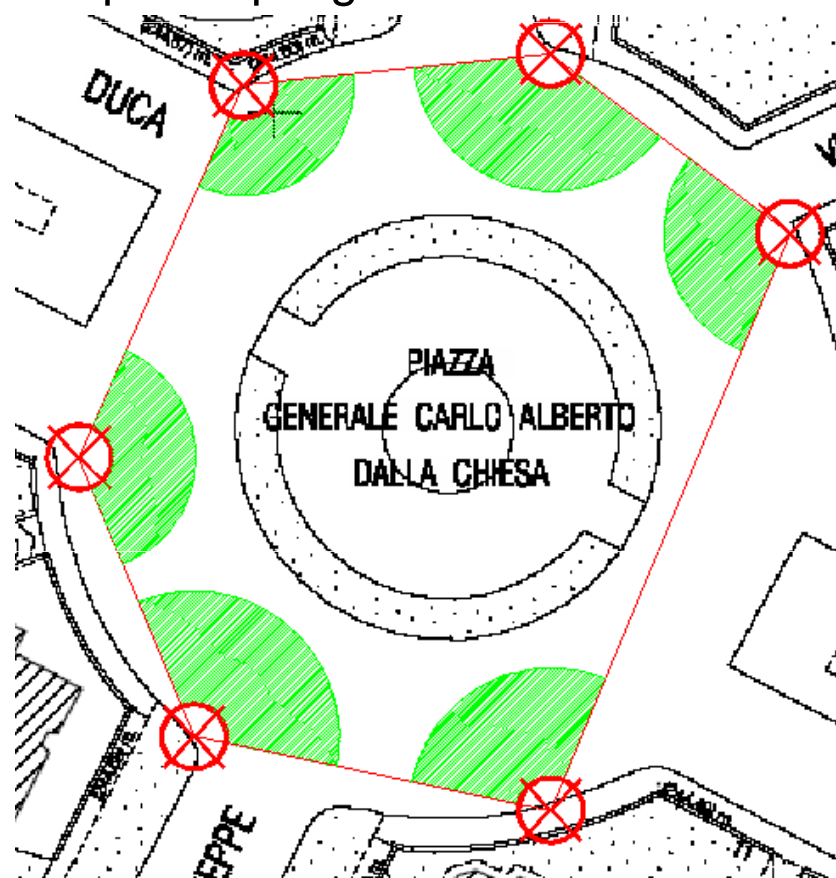


FIG. 91



STRUMENTAZIONE in DOTAZIONE

Due Treppiedi di posizionamento

Una Stazione Totale Elettronica



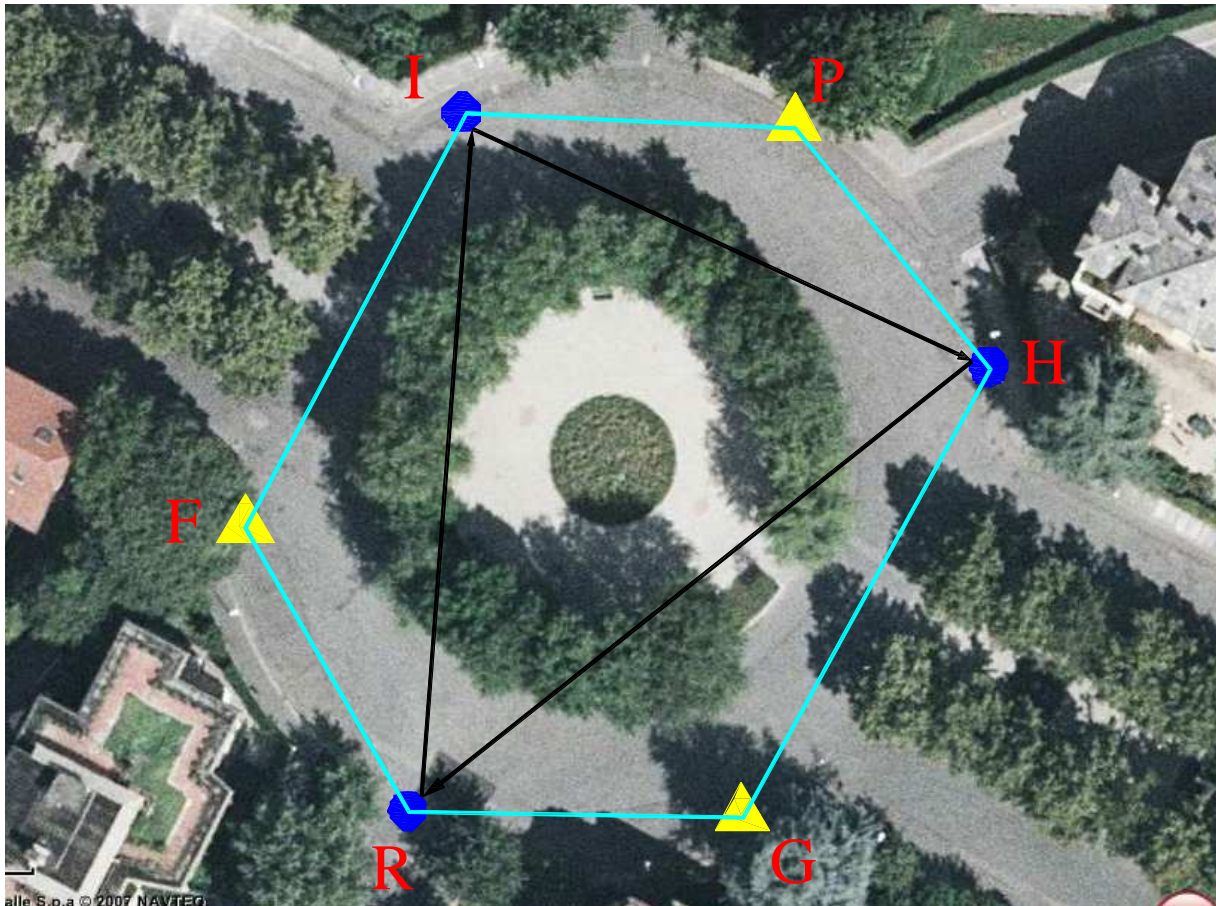
FIG. 92

Un prisma ricevitore

Due Basette basculanti



Posizionamento strumenti e segnali



Legenda:

▲ : segnale

○ : stazione

— : linee della
poligonale

— : spostamento
squadre

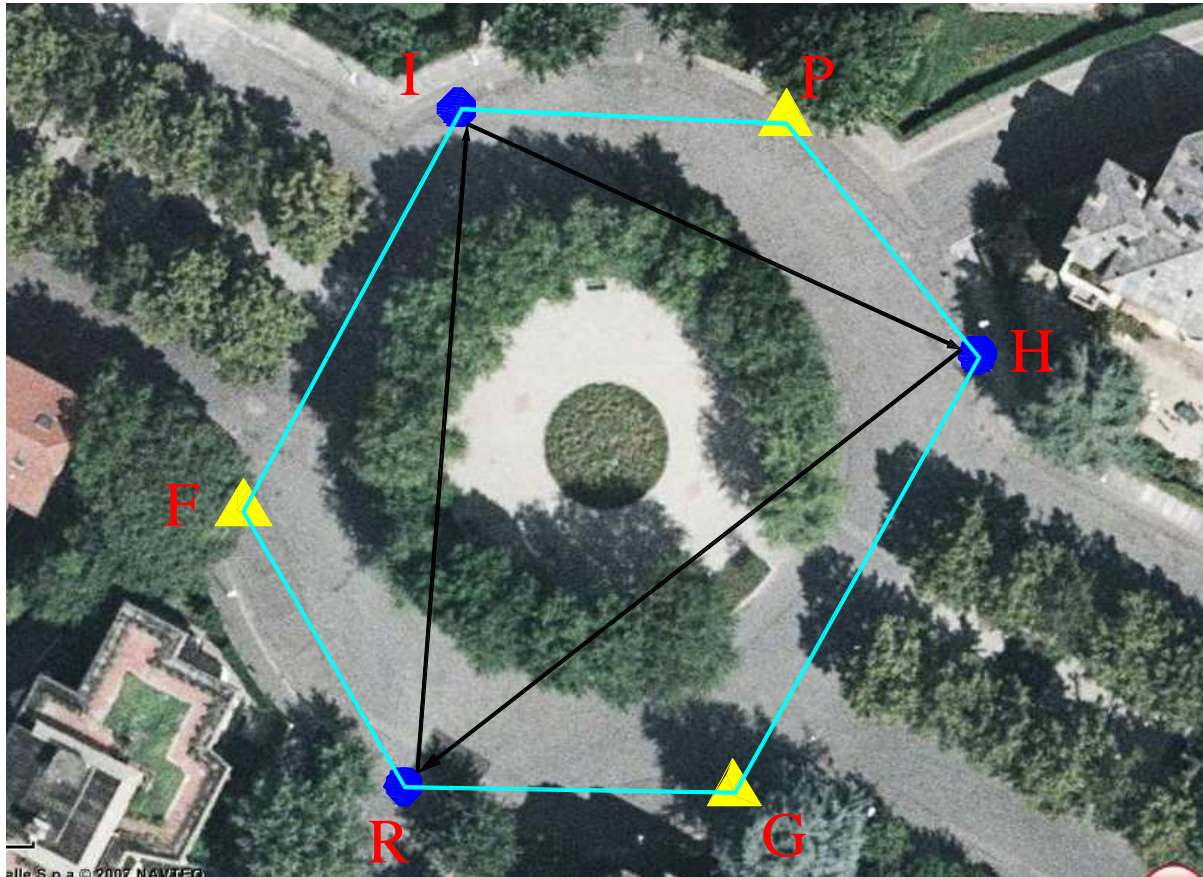
X : punto topografico

- Per posizionare la strumentazione, si prende ogni vertice della poligonale (esagonale in questo caso) e si va a mettere in ognuno di essi, alternativamente, una stazione ed un segnale.

FIG.93

Spostamento squadre: organizzazione

FIG.94



Legenda:



: segnale



: stazione



: linee della poligonale



: spostamento squadre

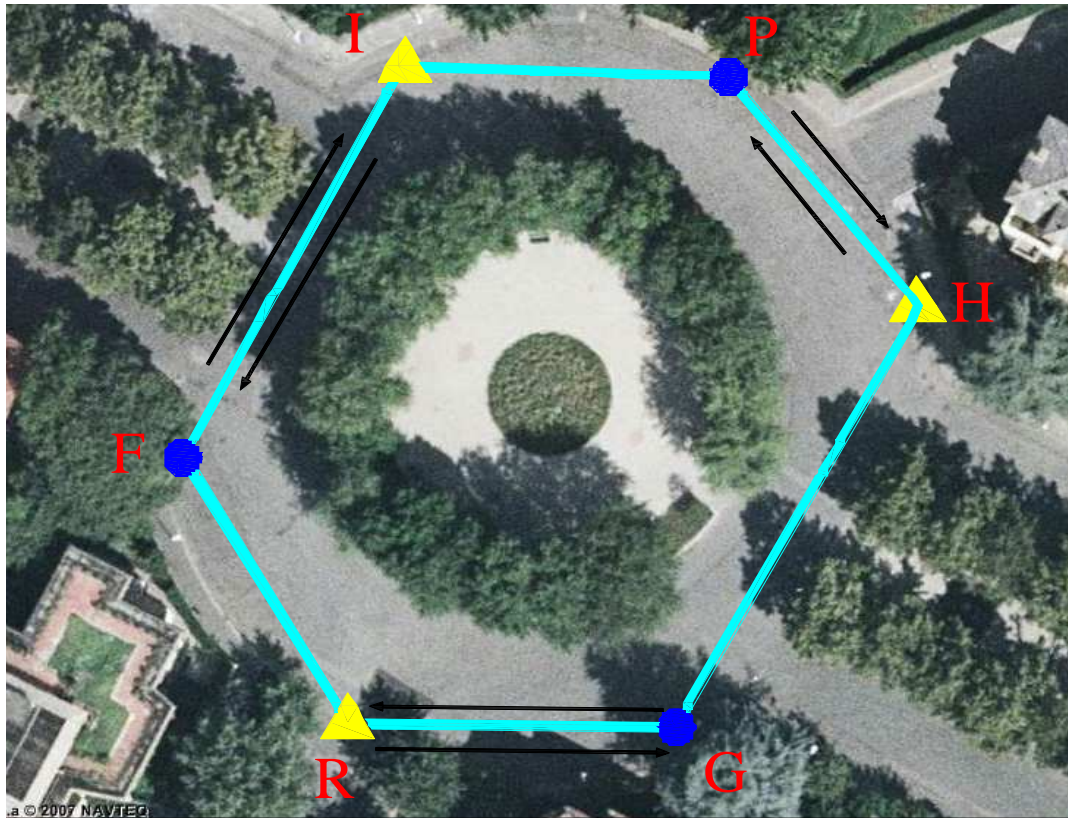


: punto topografico

- Le tre squadre, una per ogni stazione, devono effettuare le misurazioni richieste in ognuna delle stazioni; per fare questo, ogni squadra deve ruotare in senso orario fino ad occupare tutte le postazioni.

Rotazione strumentazione (e relativo spostamento squadre)

FIG.95



Legenda:

▲ : segnale

○ : stazione

— : linee della poligonale

— : inversione
strumentazione

X : punto topografico

- Finite tutte le misurazioni, si procede con l'inversione di ogni stazione con ogni segnale a sinistra di essa; terminata questa operazione di spostamento si ripete la stessa procedura descritta precedentemente.

OPERAZIONI su ogni singolo PUNTO

Su ogni stazione si deve:

- Reiterare il cerchio azimutale fino ad ottenere, collimando il punto indietro, esattamente **0 gon**;
- Misurare l'angolo azimutale **interno** della poligonale con doppia lettura CD e CS;
- Misurare l'angolo zenitale sul punto indietro e il punto avanti con CD e CS;
- Misurare le distanze dal punto indietro e dal punto avanti rispetto alla stazione con CD e CS.

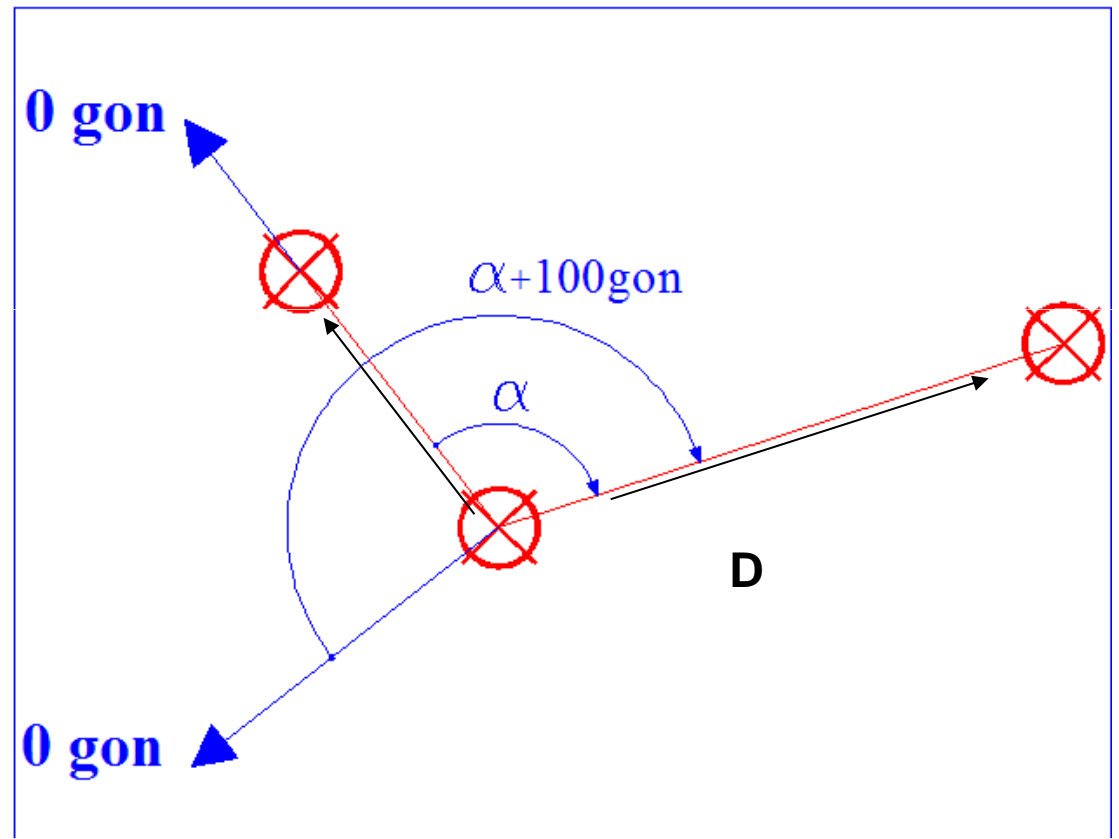


FIG. 96

CD= Cerchio Destro

CS= Cerchio Sinistro

Verifica: al termine si effettua una nuova serie di misurazioni identica alla precedente ma posizionando sulla direzione del punto indietro 100 gon !

Dati ricavati a fine esercitazione

POLITECNICO DI TORINO						Rilievo					
Dipartimento di ingegneria del territori, dell'ambiente e delle geotecnologie						Data		Operatore			
						Stazione					
Modulo per misure angolari e di distanza						Temperature					
Punto stazione	Punto prisma	AZIMUTALI				ZENITALI				Distanze	
			1° Strato	2° Strato	3° Strato		1° Strato	2° Strato	3° Strato		
G	R	Sx	0	100		Sx	99,8352	99,8372		33,744	33,745
		Dx	199,9794	299,9872		Dx	300,1704	300,166		33,745	33,745
		Sx + Dx	199,9794	399,9872		Sx - Dx	400,0056	400,0032			
	H	Sx	112,3046	212,3084		Sx	99,9418	99,9416		58,169	58,169
		Dx	312,2988	12,2984		Dx	300,0698	300,069		58,169	58,17
		Sx + Dx	424,6034	224,6068		Sx - Dx	400,0116	400,0106			
F	I	Sx	0	100		Sx	100,1628	100,1648		38,969	38,969
		Dx	200,0022	299,9912		Dx	299,83	299,8302		38,97	38,969
		Sx + Dx	200,0022	399,9912		Sx - Dx	399,9928	399,995			
	R	Sx	140,0638	240,0576		Sx	101,05	101,0578		29,526	29,526
		Dx	340,064	40,059		Dx	298,903	298,901		29,526	29,526
		Sx + Dx	480,1278	280,1166		Sx - Dx	399,953	399,9588			
P	I	Sx	149,7472	249,7384		Sx	99,628	99,629		31,6987	31,6987
		Dx	349,746	49,737		Dx	300,3656	300,366		31,6988	31,6987
		Sx + Dx	499,4932	299,4754		Sx - Dx	399,9936	399,995			
	H	Sx	0	100		Sx	100,586	100,5866		26,497	26,4923
		Dx	199,9966	299,989		Dx	299,411	299,4182		26,476	26,4325
		Sx + Dx	199,9966	399,989		Sx - Dx	399,997	400,0048			

Dati ricavati a fine esercitazione

POLITECNICO DI TORINO						Rilievo					
Dipartimento di ingegneria del territori, dell'ambiente e delle geotecnologie						Data		Operatore			
						Stazione					
Modulo per misure angolari e di distanza						Temperature					
Punto stazione	Punto prisma	AZIMUTALI				ZENITALI				Distanze	
			1° Strato	2° Strato	3° Strato		1° Strato	2° Strato	3° Strato		
R	F	Sx	0	100		Sx	98,955	98,9568		29,525	29,526
		Dx	200,0024	299,9972		Dx	301,0494	301,0498		29,526	29,526
		Sx + Dx	200,0024	399,9972		Sx - Dx	400,0044	400,0066			
	G	Sx	143,1444	243,4552		Sx	100,1672	100,17		33,746	33,746
		Dx	343,4674	43,4554		Dx	299,84	299,8404		33,746	33,746
		Sx + Dx	486,6118	286,9106		Sx - Dx	400,0072	400,0104			
I	P	Sx	0	100		Sx	100,3496	100,3466		31,6967	31,6965
		Dx	199,9978	299,9982		Dx	299,6502	299,6488		31,6966	31,697
		Sx + Dx	199,9978	399,9982		Sx - Dx	399,9998	399,9954			
	F	Sx	135,087	235,092		Sx	99,8428	99,8416		39,0016	39,0016
		Dx	335,084	35,0884		Dx	300,1542	300,1542		39,0016	39,0018
		Sx + Dx	470,171	270,1804		Sx - Dx	399,997	399,9958			
H	G	Sx	0	100		Sx	100,0582	100,0562		58,17	58,171
		Dx	199,9892	299,9966		Dx	299,9542	299,957		58,17	58,171
		Sx + Dx	199,9892	399,9966		Sx - Dx	400,0124	400,0132			
	P	Sx	119,3432	219,3422		Sx	99,3918	99,401		26,546	26,546
		Dx	319,339	19,3416		Dx	300,6158	300,6236		26,546	26,546
		Sx + Dx	438,6822	238,6838		Sx - Dx	400,0076	400,0246			

Elaborati da calcolatore

Compensazione della livellazione

In questa parte è riportata la compensazione della livellazione effettuata in Piazzale Duca d'Aosta e Piazza C. A. Dalla Chiesa.

Il rilievo eseguito è costituito da 10 punti, esso è stato realizzato utilizzando la tecnica della livellazione dal mezzo, per eliminare l'eventuale errore di non orizzontalità dell'asse di collimazione (di cui si è discusso nelle pagine precedenti) e facendo uso di un livello elettronico del tipo NA 2002 LEIGE.

Essendo un'esercitazione a scopo didattico, si è effettuata la compensazione di solo quattro punti, quelli localizzati in P.zza C. A. Dalla Chiesa.

Punto Battuto	Quote e Dislivelli (m)	Distanze (m)
F	98,449	
+		1,2391
	99,6881	
-		1,765
		27,15
G	97,9231	
+		1,6118
	99,5349	
-		1,6449
		28,89
H	97,8900	
+		1,8798
	99,7698	
-		1,5448
		22,26
I	98,2250	
+		1,6695
	99,8945	
-		1,4453
		25,27
F	98,4492	
Diagonale FH		
F	98,4492	
+		1,4771
	99,9263	
-		2,0364
		40,49
H	97,8899	
Diagonale IG		
I	98,2250	
+		1,7014
	99,9264	
-		2,0027
		42,95
G	97,9237	

 Quote

 Dislivelli

Si procede alla compensazione con il metodo dei minimi quadrati:

$$\sum_{i=1}^n p_i v_i^2 = \min$$

Per risolvere il problema si utilizza la forma matriciale: le correzioni X sono date dalla seguente formula

$$X = -(A^T P A)^{-1} A^T P b$$

- Matrice dei coefficienti (A)

X_G	X_H	X_I
1	0	0
-1	1	0
0	-1	1
0	0	-1

gli elementi della matrice (A) sono i coefficienti delle X_G , X_H , X_I presenti nelle equazioni del sistema (1), ogni riga della matrice rappresenta un'equazione del sistema.

- Matrice trasposta dei coefficienti (A^T)

1	-1	0	0
0	1	-1	0
0	0	1	-1

la trasposta della matrice (A) si è ottenuta scrivendo gli elementi di ogni riga in una colonna.

- Matrice dei pesi (P)

17,428	0	0	0
0	16,784	0	0
0	0	20,292	0
0	0	0	18,067

- Matrice dei termini noti (b)

b (mm)
0
0
0
-0,2

Il calcolo degli elementi della matrice (b) si sono ottenuti dal seguente sistema:

$$\begin{cases} b_1 = Q_G^o - Q_F - \Delta_{FG} = 0 \text{ mm} \\ b_2 = Q_H^o - Q_G - \Delta_{GH} = 0 \text{ mm} \\ b_3 = Q_I^o - Q_H - \Delta_{HI} = 0 \text{ mm} \\ b_4 = -Q_I^o - \Delta_{FI} + Q_F = -0,2 \text{ mm} \end{cases}$$

I prodotti tra le matrici sono stati effettuati con il metodo righe per colonne, per l'esecuzione di calcoli ci siamo avvalsi del programma Excel:

A^TP			
17,428	-16,784	0	0
0	16,784	-20,292	0
0	0	20,292	-18,067

A^TPA		
34,212	-16,784	0
-16,784	37,076	-20,292
0	-20,292	38,359

(A^TPA)⁻¹		
0,04252109	0,02709316	0,014332
0,027093157	0,05522587	0,029215
0,014332343	0,02921462	0,041524

La matrice $(A^T P A)^{-1}$ si può anche indicare con il N^{-1} e prende il nome di Sistema Normale

-A^TPb
0
0
-3,6134

Eseguiti tutti i prodotti si ottengono i valori delle correzioni

$$\begin{aligned} X_G &= -0,0518 \text{ mm} \\ X_H &= -0,1056 \text{ mm} \\ X_I &= -0,1500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Da questi, sommandoli alle quote approssimate, otteniamo le quote corrette dei punti battuti G, H, I:

$$Q_G = 98,4490 \text{ m}$$

$$Q_H = 97,9230 \text{ m}$$

$$Q_I = 97,8899 \text{ m}$$

$$Q_J = 98,2249 \text{ m}$$

Conoscendo i termini costanti della matrice (b) e le correzioni cercate, si procede al calcolo degli scarti effettivi:

$$V_1 = b_1 + X_G = -0,0518 \text{ mm}$$

$$V_2 = b_2 + X_H - X_G = -0,0538 \text{ mm}$$

$$V_3 = b_3 + X_I - X_H = -0,0444 \text{ mm}$$

$$V_4 = b_4 - X_I = -0,05 \text{ mm}$$

Si determina la varianza per unità di peso: $\sigma_0^2 = \frac{\sum_{i=1}^3 p_i v_i^2}{2} = 0,0900 \text{ mm}^2$

Risulta allora:

$$\begin{pmatrix} \sigma_G^2 \\ \sigma_H^2 \\ \sigma_I^2 \end{pmatrix} = \sigma_0^2 \text{diag}(N^{-1}) = \begin{pmatrix} 0,0383 \\ 0,0497 \\ 0,0374 \end{pmatrix}$$

da cui si ricava:

$$\sigma_G = \pm 0,196 \text{ mm}$$

$$\sigma_H = \pm 0,223 \text{ mm}$$

$$\sigma_I = \pm 0,193 \text{ mm}$$

I valori effettivi delle quote dei punti G, H, I in metri e approssimando gli errori al decimo di millimetro sono:

$$Q_G = (97,9230 \pm 0,0002) \text{ m}$$

$$Q_H = (97,8899 \pm 0,0002) \text{ m}$$

$$Q_I = (98,2249 \pm 0,0002) \text{ m}$$

Licensed for Demo Only
 STAR*LEV Version 1.29
 Run Date : Wed Jun 21 15:15:33 2000

Summary of Files Used

```

Input Data File           : a:\level.dat
Output Listing (This File) : a:\level.lst
Adjusted Elevations      : a:\level.pts
Project Options          : a:\level.prj
Error Log                 : a:\level.err
  
```

Summary of Options Used

```

Type of Run was Adjustment and Error Propagation

Print Input Data File      : No
Print Summary of All Input Observations : Yes

Default Standard Error for Elevations : FIXED
Section Length Units      : Meters
Default Std Error for Diff in Elevations : 0.008000 Meters/Kilometer
  
```

Network has 1 fixed elevation stations

Summary of All Unadjusted Input Observations

Number of Stations with Elevations = 4

Station	Elevation	Std Error	Description
F	98.44900	FIXED	
G	97.92310	*	
H	97.89000	*	
I	98.22500	*	

Number of Differences in Elevation = 4

At	To	Elev Diff	Length Meters	StdErr
F	G	-0.52590	0.06	0.000006
G	H	-0.03310	0.06	0.000006
H	I	0.33500	0.05	0.000006
I	F	0.22420	0.06	0.000006

Adjustment Results

Updated Elevations and Changes from Initial Estimates

Station	Elevation	Change	Description
F	98.44900	-0.00000	
G	97.92305	-0.00005	
H	97.88989	-0.00011	

Statistical Summary
=====

Number of Observations = 4
 Number of Unknowns = 3
 Degrees of Freedom = 1

Data Type	Count	Weighted Residuals	Error Factor
Stations	4	0.00	0.00
Diff Elev	4	2.82	1.68
Total	8	2.82	1.68

Adjustment passes the Chi Square test at 5% level

Adjusted Elevation Difference Observations and Residuals

To	Adjusted Obs	Residual	StdErr	StdRes
G	-0.52595	-0.00005	0.00006	0.9
H	-0.03315	-0.00005	0.00006	0.9
I	0.33496	-0.00004	0.00006	0.8
F	0.22415	-0.00005	0.00006	0.8

Error Propagation
=====

Station Elevation Standard Deviations

Elevation	StdDev	Description
98.44900	0.00000	
97.92305	0.00005	
97.88989	0.00006	
98.22485	0.00005	

Elapsed time = 00:00:03

Alcuni siti di interesse

www.igmi.org/prodotti

www.progettoicar.it

www.minambiente.it

www.centrointerregionale.gis.it

www.unesco.beniculturali.it

www.trimble.com

www.topcon-italia.it

www.netgeo.it

www.crisel.it

www.gm.positioning.it

www.disto.it

www.planetek.it

www.esriitalia.it

www.geospatial.intergraph.com

Presentazione dell'Autore

L'Autore, già Professore ordinario di Topografia, ha una lunga esperienza/pratica nella didattica e nella ricerca scientifica, del Settore. Ha avuto incarichi di insegnamento in diverse Università, anche estere ed in diversi Organismi. Come Ingegnere Civile ha anche svolto alcune progettazioni e consulenze nelle costruzioni di strade, edifici e nei collaudi di Cartografie.

Bibliografia

Principali testi italiani di riferimento:

1. G. Inghilleri : Topografia Generale. UTET , Torino 1974
2. L.Solaini, G. Inghilleri : Topografia . Libreria Editrice Universitaria Levrotto \$ Bella, Torino 1975.
3. G.Bezoari, C.Monti, A.Selvini: Topografia generale con elementi di Geodesia. UTET, Torino 2002
4. U. Bartorelli: Topografia. Cooperativa Libreria Editrice Studenti Università di Padova 1972
5. G. Birardi: Corso di Topografia. Pitagora Editrice, Bologna 1980
6. C. Cambursano: Cartografia numerica. Progetto Leonardo, Bologna 1997
7. A. Manzino : Lezioni di Topografia. Otto Editore, 2007
8. A. Cina : Trattamento delle misure topografiche. Edizione Celid, Torino2012
9. G. Comoglio (a cura) : Topografia e Cartografia. Edizione Celid 2010