

学 籍 番 号	氏 名	点 数	裏面は中間試験の結果で良い場合は 下記にチェック <input type="checkbox"/>

■水準測量の手簿の書き方，誤差の配分 【            /    40 点】

- 既知点 A から B まで，器高式による水準測量を行った。測定領域の断面図，平面図を図 1 に示す。断面図の太縦線は標尺，数値は標尺の読みを示している。
- (1) 図 1 のようにレベルを配置した理由は樹木による視線の障害が理由である。樹木は，どの位置にあったと考えられるか？。図 1 の平面図上に樹木の位置（2 本）を描き入れよ。
- (2) 図 1 のように水準測量を行ったときの測量結果を，下記に示す測量手簿に記入せよ。
- (3) 既知点 B の標高は 2.480m である。

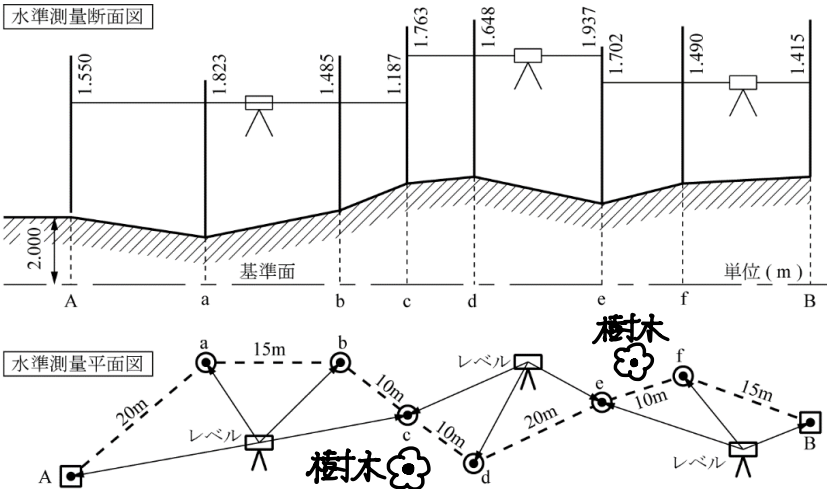


図 1 水準測量の断面図，平面図

観測誤差を求め，誤差を調整し，点 a～f の調整後の地盤高を示せ。なお，計算過程は明示すること。

【測量手簿】

(2) (単位: m)					
点	距離	後視 (BS)	器械高 (IH)	前視 (FS) 或は転点 (TP) 中間点 (IP)	地盤高 (GH)
A	0	1.550	3.550		2.000 ④
a	20			1.823	1.727
b	15			1.485	2.065
c	10	1.763	4.126	1.187	2.363
d	10			1.648	2.478
e	20	1.702	3.891	1.937	2.189
f	10			1.490	2.401
B	15			1.415	2.476 ③
100		5.015 ①		4.539 ②	
ここで ① - ② = 5.015 - 4.539 = 0.476 m					
③ - ④ = 2.476 - 2.000 = 0.476 m					
両者が等しいので、計算は正しい。					

- (3) 観測誤差は  $2.476 - 2.480 = -0.004 \text{ m}$   
点 a～f の地盤高を調整する。  
調整量  $d_i$  は  $d_i = -\frac{\text{始点からの距離}}{\text{総測線長}} \times \text{誤差}$  で表わされる。  
調整量および、各点の調整後の地盤高は下表の通り。  
(単位: m)

点	始点からの距離	調整量 $d_i$	調整後の地盤高
a	20	<del>0.0038</del> 0.0014	$1.727 + 0.001 = 1.728$
b	35	<del>0.0014</del> 0.0014	$2.065 + 0.001 = 2.066$
c	45	<del>0.0018</del> 0.0022	$2.363 + 0.002 = 2.365$
d	55	<del>0.0022</del> 0.0022	$2.478 + 0.002 = 2.480$
e	75	<del>0.0030</del> 0.0030	$2.189 + 0.003 = 2.192$
f	85	<del>0.0034</del> 0.0034	$2.401 + 0.003 = 2.404$

■水準測量の精度の検査，再測路線の判別 【            /    20 点】

図 2 に示す水準測量の路線網において，表 1 の結果を得た。各路線の計測回数は全て 1 回である。

- (1) 路線番号 1～6 の軽重率をそれぞれ求め，整数の比で示せ。
- (2) 再測が必要な路線はどこか判別せよ。但し，この水準測量は公共測量の 3 級水準測量とする。【環閉合差  $10\sqrt{L}$  (mm) (L: 単位 km)】

- (1) 路線の計測回数は全て 1 回であるので、  
路線 1～6 の軽重率は路線長に反比例する。  
路線 1～6 の軽重率を  $P_1 \sim P_6$  とすると、  
 $P_1 : P_2 : P_3 : P_4 : P_5 : P_6 = \frac{1}{3} : \frac{1}{2} : \frac{2}{5} : \frac{1}{4} : \frac{1}{1} : \frac{2}{5}$   
 $= 20 : 30 : 24 : 15 : 60 : 24$

- (2) 環閉合を考える。

路線	環閉合差 (m)	路線長 (km)	$10\sqrt{L}$ (mm)	判定
① 1+5-3	0.002	6.5	25.5	○
② 2+6-3	-0.045	7.0	26.5	×
③ 4+5-6	0.037	7.5	27.4	×
④ 1-4-2	0.010	9.0	30.0	○

環閉合差が  $10\sqrt{L}$  (mm) 以内の路線は正常と考えられる。  
したがって、上表の②、③の中に異常がある。  
②、③で共通する路線番号は 6 番。  
よって、路線番号 6 番を再測する必要がある。

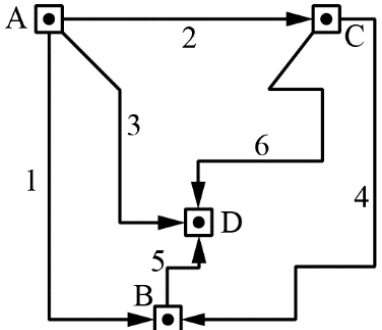


図 2 水準測量の路線網模式図

表 1 観測した路線の高低差，路線長

路線番号	高低差 (m)	路線長 (km)
1	+3.225	3.0
2	-5.500	2.0
3	+0.060	2.5
4	+8.715	4.0
5	-3.163	1.0
6	+5.515	2.5

■結合トラバース測量の結果の整理【 / 40点】

図2は、トータルステーションを用いて既知点Aから既知点Bに結合トラバース測量を行ったものである。表2に示す観測角、既知点の座標値と方位角、測線長をもとに、(1)測角誤差を配分、(2)方位角を求め、(3)緯距・経距を計算し、(4)トラバースを調整して、(5)測点1、2のX座標（南北方向）、Y座標（東西方向）を求めよ。途中計算過程は明示し、計算結果を表3、表4中に記載すること。

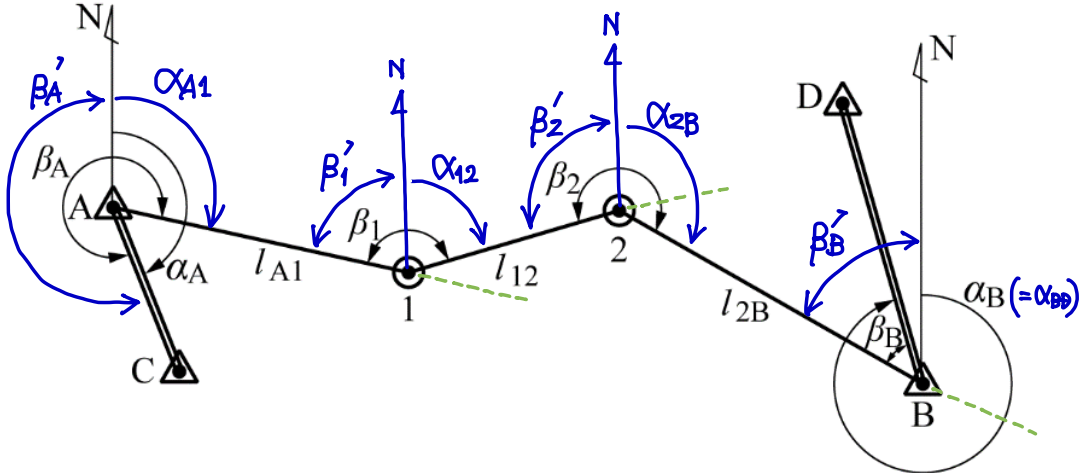


図2 結合トラバース網

表3 結合トラバースの測定角、既知点の座標値と方位角、測線長

種類	記号	値	調整量	調整角
測定角	$\beta_A$	312° 10' 20"	-8"	312° 10' 12"
測定角	$\beta_1$	150° 05' 10"	-7"	150° 05' 03"
測定角	$\beta_2$	225° 33' 10"	-8"	225° 33' 02"
測定角	$\beta_B$	39° 40' 40"	-7"	39° 40' 33"
既知方位角	$\alpha_A$	154° 46' 30"		
既知方位角	$\alpha_B$	342° 15' 20"		
測線長 (m)	$l_{A1}$	25.000		
測線長 (m)	$l_{12}$	20.000		
測線長 (m)	$l_{2B}$	30.000		
既知点	X 座標 (m)	Y 座標 (m)		
A	0.000	0.000		
B	-18.920	68.700		

表4 結合トラバース計算表

測線	測線長 (m)	方位角	緯距 L (m)	経距 D (m)	調整後の緯距 (m)	調整後の経距 (m)	測点	X 座標(m)	Y 座標(m)
A~1	25.000	106° 56' 42"	-7.286	23.915	-7.276	23.920	A	0.000	0.000
1~2	20.000	77° 01' 45"	4.489	19.440	4.497	19.494	1	-7.276	23.920
2~B	30.000	122° 34' 47"	-16.154	25.279	-16.141	25.286	2	-2.779	43.414
計	75.000		-18.951	68.684			B	-18.920	68.700

(1) 測角誤差の配分

図2に追記した記号を用いて

$$\alpha_A + \beta_A' = 360^\circ$$
$$\beta_A + \alpha_{A1} + \beta_1' = 180^\circ$$
$$\beta_1 + \alpha_{12} + \beta_2' = 180^\circ$$
$$\beta_2 + \alpha_{2B} + \beta_B' = 180^\circ$$
$$(360^\circ - \alpha_B + \beta_B)$$
$$\alpha_A + \beta_A + \beta_1 + \beta_2 + \beta_B - \alpha_B = 540^\circ$$

表2に与えられた値より  
上式左辺 = 540° 00' 30" であるので  
測角誤差は +30" である。  
よって、観測角の調整量は  
-8", -8", -7", -7" である。  
調整後の角度を表2に示す。

(2) 方位角の計算 (調整角を用いる)

測線A~1の方位角  $\alpha_{A1}$  は  
$$\alpha_{A1} = \alpha_A + \beta_A - 360^\circ = 106^\circ 56' 42"$$

測線1~2の方位角  $\alpha_{12}$  は  
$$\alpha_{12} = \alpha_{A1} - 180^\circ + \beta_1 = 77^\circ 01' 45"$$

測線2~Bの方位角  $\alpha_{2B}$  は  
$$\alpha_{2B} = \alpha_{12} - 180^\circ + \beta_2 = 122^\circ 34' 47"$$

測線B~Dの方位角  $\alpha_{BD}$  は  
$$\alpha_{BD} = \alpha_{2B} + 180^\circ + \beta_B = 342^\circ 15' 20"$$

既知方位角  $\alpha_B = \alpha_{BD}$  なのだから、計算は正しい。

この検算部分を省略しないこと。  
途中計算の重要なチェックポイントになっている。

(3) 緯距・経距の計算

測線長を  $l$ 、方位角を  $\theta$  とすると  
$$\left. \begin{aligned} \text{緯距} &= l \cos \theta \\ \text{経距} &= l \sin \theta \end{aligned} \right\} \text{で表わされる。}$$

各測線の緯距・経距を計算すると下表のようになる。

測線	緯距(m)	経距(m)
A~1	-7.286	23.915
1~2	4.489	19.490
2~B	-16.154	25.279
計	-18.951	68.684

(4) トラバースの調整

既知点Aの座標は  $(X, Y) = (0.000, 0.000)$   
既知点Bの座標は  $(X, Y) = (-18.920, 68.700)$   
したがって、

緯距の誤差  $E_L = 0.000 + (-18.951) - (-18.920) = -0.031 \text{ (m)}$   
経距の誤差  $E_D = 0.000 + (68.684) - (68.700) = -0.016 \text{ (m)}$

トータルステーションを用いているため、測距と測角の精度は同程度とみなせることから、誤差の配分には、インパス法則を用いる。

配分誤差  $e_i = -\frac{l_i}{\sum l_i} \cdot E$  であるから、調整量は以下のとおり。

測線	緯距調整量 (m)	経距調整量 (m)
A~1	$-\frac{25}{75} \times (-0.031) = 0.010$	$-\frac{25}{75} \times (-0.016) = 0.005$
1~2	$-\frac{20}{75} \times (-0.031) = 0.008$	$-\frac{20}{75} \times (-0.016) = 0.004$
2~B	$-\frac{30}{75} \times (-0.031) = 0.012$	$-\frac{30}{75} \times (-0.016) = 0.006$

調整後の緯距・経距を表3中に示す。

(5) 測点1、2の座標の計算

既知点Aの座標  $(X, Y) = (0.000, 0.000)$  に、調整後の緯距・経距を順次足し合わせていく。

計算後の座標を表3中に示す。

計算の座標値と既知の座標値は、ピッタリ一致しなければならない。  
→ 0.001 であってもズレない。  
わずかなズレがある場合は、(4)の誤差配分の際、四捨五入の切り捨てで、うまく全ての誤差を配分しきれていない。