

一般の地上写真測量にも勿論使用することが可能である。

(1) 構造の概要は複軸型トランシットの望遠鏡支架を取除き、上部に写真暗箱を取付けたもので画面寸法、レンズ等については下記の通りである。

画面寸法: キャビネ版 (12 cm×16.5 cm)

レンズ (A器械): Tessar 口径比 $F4.5$,
焦点距離 $f=210$ mm

レンズ (B器械): Dogmar 口径比 $F4.5$,
焦点距離 $f=210$ mm

水平分度版バーニヤの読み: 20 秒

(2) 精度をテストするため、基線に直角方向に平行且つ水平に撮影しコンパレーターにより画面座標を測定し計算した数値と、直接測距した数値とを比較した。この結果、基線長の 10 倍の距離の点に対して水平距離の精度を 1/300 程度とすることが出来た。

一般の地上写真測量の場合、画面中に既知点を挿入することが出来れば前述の精度より遙かに高い精度を得ることが可能である。

(3) 波の測定固化には視差測定器を使用した。但し測定点の画面座標は別にコンパレーターにより測定した。視差測定器では視差差を 0.02 mm 程度迄測定し得るため、これは前述の写真測量機の性能に勝ることになる。本写真測量機を使用した場合、基線比 10 に対して視差測定における 0.02 mm の誤差は、即ち約 1/1000 の精度に相当する。

本研究は愛知県伊良湖岬水道附近における波浪及び沿岸流の写真測量学的研究における一部である。

この研究は昭和 26 年度文部省科学研究費により実施することが出来たことを附記し、ここに謝意を表する次第である。

(5-13) 実体写真法による新潟及び小名浜港 の波浪観測

正員 運輸技術研究所 井 島 武 士

概要 実体写真法に依つて、新潟海岸の砕波域内及び福島県小名浜港の防波堤附近での波浪の形について観測した結果について述べる。

新潟海岸では 1950 年 12 月 18 日及び 19 日の 2 回、冬季節風依る砕波域内の波の形について主として調べ、水深に依る波形の変化及び海面の平均水位の変動について測定を行った。

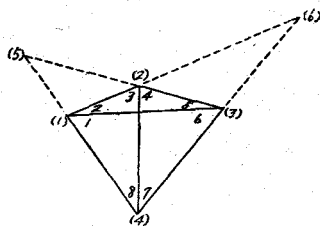
小名浜港では 1951 年 10 月 15 日、ルース台風の通過に伴つて発生した波について観測を行ひ、防波堤前面附近の波の平面的な分布状態を波浪等高線に依つて示し、又防波堤に依る跳波の種々の形について測定を行ひ、その高さ、容積及び分布状態について大略の値を得た。

(5-14) 四 辺 形 の 調 整 計 算 に つ い て

正員 室蘭工業大学 森 田、健 造

四辺形の調整計算においてまず辺等式としては、図-1 の外周測点 (1) ~ (4), 外周の延長線の交点 (仮想) (5), (6), 及び対角線の交点 (仮想) (0) をそれぞれ極とする 7 箇を挙げることが出来るが、この内で辺条件としては何れか 1 箇を採れば満足するために、比較的手数のかかる (5) 及び (6) を極とするものは普通用いられない。又角等式としては次の 9 箇を挙げることが出来る。

図-1



$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned} \sum_{m=1}^3 m + 8 &= 180^\circ, & \sum_{m=2}^5 m &= 180^\circ, \\ \sum_{m=4}^7 m &= 180^\circ, & 1 + \sum_{m=6}^8 m &= 180^\circ \end{aligned} \right\} \dots\dots(1) \\
 & \sum_{m=2}^3 m - \sum_{m=6}^7 m = 0 \quad (1+8) - \sum_{m=4}^5 m = 0 \quad \dots\dots(2) \\
 & \left(1 + \sum_{m=2}^3 m + 8 \right) - \sum_{m=4}^7 m = 0 \quad \sum_{m=2}^5 m - \left(1 + \sum_{m=6}^8 m \right) = 0 \quad \dots\dots(3) \\
 & \sum_{m=1}^8 m = 360^\circ \quad \dots\dots(4)
 \end{aligned}$$

然し調整計算に必要な角等式の数は3箇であるから以上の9箇の中から3箇づつの組合せは84箇出来る事になるが、ここに提案するのは(3)と(4)の組合せ(これに辺等式としては(0)を極とするものを用いる)で外周測点の点調整をも含めて同時に行う場合には、最初に角コリレート、 K_m 、及び外周測点の点コリレート、 K_m に対する影響表図(仮称)を作製し、これを基礎にして K_m 及び $K_{(m)}$ 式を作れば結局これ等の式は辺コリレート、 K_s だけを未知数とする $K_m = A + BK_s$ 、 $K_{(m)} = C + D.K_s$ 、(但し A, B, C, D 、は既知数)の形の1次式になるから(影響表図及び $K_m, K_{(m)}$ 式は省略)これを

$$K_s = -\frac{1}{\sum_{i=1}^8 d^2} \left[+w_s + \sum_{m=1}^4 \{K_{(m)} \times (d_{2m-1} - d_{2m})\} + \sum (K_m \times d_{(m)}) \right]$$

に代入すれば K_s の値が求められ、従つて K_m 及び $K_{(m)}$ は直ちに求められる。なおこの組合せによれば普通通行される様に外周測点の点調整を省略した場合の各コリレートの値は簡単に求められる。上の式中

$$w_s = \sum_{m=1}^4 \log \sin l_{2m} - \sum_{m=1}^4 \log \sin l_{2m-1} \quad (\text{但し } l \text{ は観測角})$$

d : 観測角の正弦対数1秒に対する表差, $d_{(m)}$: 角等式の成立する図形の d に関する定数

(5-15) 丸山ダム越流に関する比較実験

——主として洪水調節と洗掘防止について——

正員 関西電力KK 野 瀬 正 儀

正員 同 ○吉 越 盛 次

准員 同 中 山 謙 治

丸山ダムについてはかねて建設省河川局より旧日発に対して木曾川の洪水を本地点において調節すべきことが申し入れられていた(昭和24年8月)。即ち計画洪水量として昭和13年7月の洪水記録を基準として $6600 \text{ m}^3/\text{sec}$ をとり、このピークを約 $2000 \text{ m}^3/\text{sec}$ 切つて最大放流量を $6600 \sim 4800 \text{ m}^3/\text{sec}$ とし、これ以上の洪水容量約 20000000 m^3 を丸山貯水池に貯溜しようとするものであつた。元来貯水池に於ける洪水調節と水力発電とは直に相反した利害関係を持つもので、殊に洪水の来襲前に貯水池を空虚にして置く事は洪水の来襲及び経過を適確に予測出来ない限り発電上非常なリスクを負う事になる。そこで、この点について適切な解決方法を見出すべく、種々の方式について検討し、且つ当時(昭和25年)旧日発が招聘したO.C.I.(米国海外技術顧問団)と相談した結果、洪水調節と下流の洗掘防止の問題を一挙に解決する次のような案を得て、その勧告として発表された。

1. ダム越流部: 幅11.5m, 高さ14mのローラーゲート4門を備える。(純越流幅46m 総越流幅58m)。これを図-1, 図-2のように操作する事によつて、常時、洪水時ともゲートを遊びなく有効に利用して、貯水位を常時満水位以下に下げる事なしに 20000000 m^3 のサーチャージを行つて洪水調節の機能を果た事が出来