

— 學 生 論 文 —

改良漸擴橫斷面型調壓水槽に就て

准員 速 水 經 明*

要 旨

調壓水槽に於て、従来より採用されておつた均等横断面型に改善を加へた榎本卓藏氏の漸擴横断面型を、著者の考案せる改良漸擴横断面型に改める事に依り、更にその効果を挙げ得る事を、實例計算に基いて論述したるものである。

目 次

第1章 緒論

1. 概説, 2. 設計條件及資料

第2章 漸擴横断面型單調壓水槽

1. 最高水位上昇高, 2. 最低水位下降高

第3章 改良漸擴横断面型單調壓水槽

1. 最高水位上昇高, 2. 最低水位下降高

第4章 結論 1. 兩者の比較, 2. 結語

第 1 章 緒 論

1. 概説 元來調壓水槽には根本的に相反する2つの要求がある。即ち1つは水面振動減衰を速かならしめる爲、水路内の加速減速水頭の發生を調壓水槽内の水位變動に依り迅速ならしめんとする事であり、他は水車調速機の作用の點から、水面の變化を緩慢ならしめんとする事である。従來の單調壓水槽は後者に對し理想的であるが、前者の要求を達する上から不適當であり、差働及水室調壓水槽はその逆である。

榎本卓藏氏は水槽内水位に依りて與へられる利用落差の變化に對する振動減衰に必要な水槽半徑の値が双曲線變化を迎る事に著目し、水槽内の水位變化の速さを變化直前に於ける水面の正規有効落差に對する關係の位置に依り緩急ならしめる如き構造にする事に依り、上記2要求を或程度同時に満すべきものとして漸擴横断面型を考案し、單調壓水槽にあつては著しく所要容積を縮小せしめ、差働及水室調壓水槽にあつては水車調速機の動作上に及ぼす悪影響を著しく緩和せし

める事が出来るとした。

著者は上記漸擴横断面型の特徴を充分發揮すると共に施工上の立場を考慮せる改良漸擴横断面型を考案し後述新庄發電所に標高 177.5 m より 215.0 m に至る高さ 37.5 m の單調壓水槽を設置する場合に就き、兩者の計算及比較を行つた。

2. 設計條件及資料 振動状態に於ける調壓水槽内最大水位變化の決定條件としては、最高上昇水位に對しては貯水池の満水位を基準とし、水路内を流下する水量が最大發電水量 Q_0 である場合の動水面勾配に相當する水位を起動線とし急減負荷が Q_0 から零になる條件の下に求め、最低下降水位に對しては、 N 個の機械系統を同時に起動する事なく順次に作用運轉するものとして、貯水池水位を其の低水位とし水量 $(N-1/N)Q_0$ を水路内に流下した場合の動水面勾配に相當する水位を起動線とし急増負荷が $(N-1/N)Q_0$ から Q_0 になる條件の下に求める。

新庄發電所は昭 16 年京都市に依つて京都府船井郡新庄村に計畫され、最近日發近幾支店に依りその實現を期待されてゐるものである。

$$H = \text{總落差} = 85.718 \text{ m}, \quad H_{N_0} = \text{正規有効落差} = 78.718 \text{ m}$$

$$h = \text{利用水深} = 16 \text{ m}, \quad Q_0 = 17 \text{ m}^3/\text{sec}, \quad g = 9.8 \text{ m}/\text{sec}^2$$

$$l = \text{水路長} = 3675.2 \text{ m}, \quad d = \text{水路直徑} = 3 \text{ m}$$

$$f = \text{水路斷面積} = \pi/4 \cdot d^2 = 7.069 \text{ m}^2$$

$$R = \text{水路動水半徑} = d/4 = 0.75 \text{ m}, \quad nr = \text{粗度係數} = 0.012$$

$$c = \text{水路内の摩擦抵抗に依る損失水頭を流速の自乘比例するとした場合の比例常數} = nr^2 l / R^{4.3} = 0.778$$

$$v_0 = Q_0 / f = 2.405 \text{ m}/\text{sec}, \quad z_0 = ev_0^2 = 4.5 \text{ m}, \quad N = 3$$

$$n = 2/3, \quad v_1 = 2^{1/3} Q_0 / f = 1.603 \text{ m}/\text{sec}, \quad z_1 = ev_1^2 = 2 \text{ m}$$

第 2 章 漸擴横断面型單調壓水槽

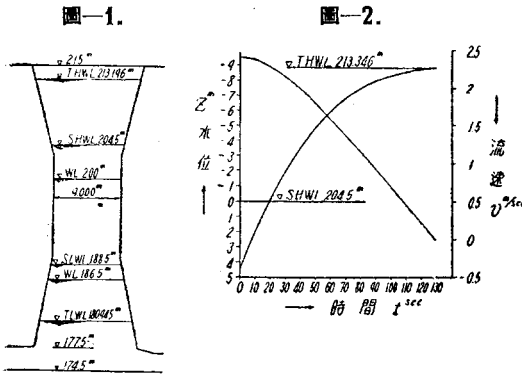
之は本誌第 22 卷第 3 號に於て榎本卓藏氏の發表せる型式にして、正規有効落差を與へる水位の横斷面積

* 關西配電株式會社勤務

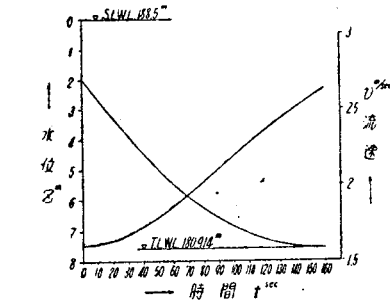
昭. 22. 9 京都大學工學部卒業

を水面振動減衰上の許容最小限度とし、其の中心を 0 とすれば 0 を原点とする直坐標軸上に於て縦断面が拋物線状となり、横断面積が漸次擴大する様な構造である(圖一)。

今前章の資料に基づき、正規有效落差を與へる槽内水位、標高 197.5 m に於ける横断面積を水面振動減衰上の許容最小限度とすると、水槽半径 $r_0=4.5$ m 即ち水槽断面積 $F_0=63.617$ m² を與へるならば、この位置より任意距離 y だけ距つた位置の横断面積は



圖一-3.



$$F = F_0 \frac{\{r_0 + (K_1 \text{ or } K_2)y^2\}^2}{r_0^2} \dots (1)$$

茲に K_1, K_2 はそれぞれ最小横断面より上方下方に於ける場合の比例常数を表わす。

1. 最高水位上昇 水量負荷を遮断した場合の水位の振動に関する微分方程式は

$$\left. \begin{aligned} v f + \frac{F_0 \{r_0 + K_1 y^2\}^2}{r_0^2} \frac{dz}{dt} &= 0 \\ \frac{l}{g} \frac{dv}{dt} &= z \mp e v^2 \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

高畑政信氏は水力協會發行『水力』第4巻第3號に於て、従來の Runge 及 Runge-Kutter の數値積分

法に改良を加へ、簡單で而も精度の高い結果を得る方法を考案發表してゐるが、今同氏の方法に依り、 $K_1=0.01$ とすれば、 $dt=2$ sec に對し、

$$\left. \begin{aligned} dz &= \frac{7.069 \times 2}{63.617} \frac{4.5^2}{\{4.5 + 0.01(7-z)^2\}^2} \\ (-v) &= -\frac{4.5}{\{4.5 + 0.01(7-z)^2\}^2} v \\ dv &= \frac{9.8 \times 2}{3675.2} (z \mp 0.778 v^2) = 0.0053z \mp 0.0041 v^2 \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

(3) 式を用いて數値積分を行つた結果を示すと圖二の様である。故に $z_{max} = -8.84648$ m

2. 最低水位下降 水量負荷を急増した場合の水位の振動に関する微分方程式は、

$$\left. \begin{aligned} v f + \frac{F_0 \{r_0 + K_2 y^2\}^2}{r_0^2} \frac{dz}{dt} &= \frac{H-h-e v_1^2}{H-h-z} Q_0 \\ \frac{l}{g} \frac{dv}{dt} &= z \mp e v^2 \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

今 $K_2=0.006$ とし、同様にして數値積分を行つた結果は圖三の様である。故に $z_{max} = 7.58597$ m

第 3 章 改良漸擴横断面型單調壓水槽

既述漸擴横断面型は、調壓水槽に於ける根本的に相反する 2 要求を或程度同時に満足すべき合理的な型式として推奨に價すると思ふのであるが、横断面積の變化をして振動安定の條件を合理的に保持せしめる爲に縦断面型として拋物線を採用してゐるので、施工の立場からかゝる拋物線廻轉面に仕上げる事の可能性に對し疑問を差挿まざるを得ない。この施工上の缺點を除き而も既述漸擴横断面型の特徴を充分發揮せしむる爲、その拋物線狀縦断面に修正を加へ、之に沿ふ 3 本の直線を以つて水槽縦断面型とした構造を考案した。即ち正規有效落差を與へる水位を含む中央部の横断面積を水面振動減衰上の許容限度とし、上下兩端部は半径の値が直線的に變化し、而もこの直線が覆本氏の與へた拋物線に最も接近する様な構造となさしめたものである(圖一4)。

今既述の資料に基づき、正規有效落差を與へる槽内水位を含む中央均等横断面部、標高 189.5m より 203.0 m に至る横断面積を水面振動減衰上の許容最小限度とすると、 $r_0=4.5$ m 即ち $F_0=63.617$ m² を與へると、上下兩端部の横断面積は y を兩端部直線の始點よりの距離として、

圖-4.

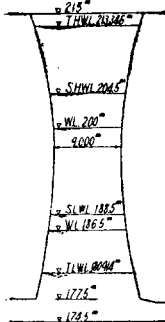


圖-5.

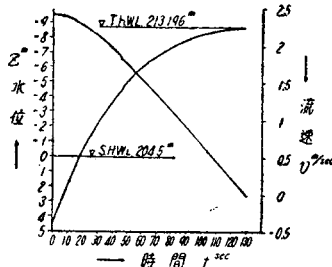
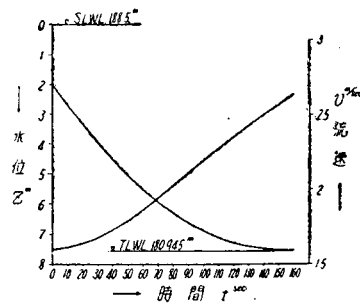


圖-6.



$$F = F_0 \frac{\{r_0 + (K_1 \text{ or } K_2)y\}^2}{r_0} \dots (5)$$

支に K_1, K_2 はそれぞれ上部, 下部漸擴横斷面部に於ける場合の比例常數を表わす。

1. 最高水位上昇高 水量負荷を遮斷した場合の水位の振動に關する微分方程式は

$$\left. \begin{aligned} r f + \frac{F_0 \{r_0 + K_1 y\}^2}{r_0^2} \frac{dz}{dt} &= 0 \\ \frac{l}{g} \frac{dv}{dt} &= z - e v^2 \end{aligned} \right\} \dots (6)$$

今 $K_1 = 0.25$ とし, 前章と同様にして數値積分を行ふと, 圖-5 の様である。故に

$$z_{max} = -8.69680m$$

2. 最低水位下降高 水量負荷を急増した場合の水位の振動に關する微分方程式は

$$\left. \begin{aligned} v \cdot f + \frac{F_0 \{r_0 + K_2 y\}^2}{r_0^2} \frac{dz}{dt} &= \frac{H-h-e v^2}{H-h-z} Q_0 \\ \frac{l}{g} \frac{dv}{dt} &= z - e v^2 \end{aligned} \right\} \dots (7)$$

今 $K_2 = 0.2$ とし, 同様にして數値積分を行ふと, 圖-6 の様になる。故に $z_{max} = 7.55485m$

第 4 章 結 論

1. 兩者の比較 水車調速作用に對しては, 漸擴横斷面型に比し, 改良漸擴横斷面型は, その水位の變化が正規有效落差附近に於て急峻であり, 正規有效落差に相當する水位を遠ざかつた位置になる程緩慢となるものである。従つて水車調速作用に及ぼす悪影響を緩和する上に於て決して劣らざるのみならず, 更に良き効果を與へるものと見做す事が出来る。

所要水槽容積に對しては

$$\begin{aligned} \text{前者 } V &= \pi \int_0^{17.5} (4.5 + 0.01x^2)^2 dx + \pi \int_0^{20} (4.5 + 0.006x^2)^2 dx \\ &= 3518.654m^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{後者 } V &= \pi \int_0^{12} (4.5 + 0.25x)^2 dx + \pi \int_0^{12} (4.5 + 0.2x)^2 dx + \pi \int_0^{13.5} 4.5^2 dx \\ &= 3487.215m^3 \end{aligned}$$

となり, 前者に比し後者は

$$3518.654 - 3487.215 = 31.439m^3$$

だけ其の容積を縮少し得ることになる。

2. 結語 榎本卓藏氏の考案になる漸擴横斷面型調壓水槽に於て, 横斷面積の變化をして振動安定の條件を名理的に保持せしめる爲に採用された拋物線狀縱斷面を之に沿ふ簡單なる 3本の直線よりなる縱斷面に改める事に依り, 施工を容易にし, 水車の調速作用に及ぼす悪影響を緩和する上に於て更に良き効果を與へると同時に, より小なる最高水位上昇高, 最低水位下降高を與へる設計に於ても尙且つその容積を縮少し得る事となつたのである。

本文に, 京都大學工學部土木工學教室に提出せる卒業論文の一部であつて, 本研究に御鞭撻を賜つた同教室松尾新一郎先生に對し深く感謝の意を表すと共に將來, 此の方面の研究に微力を盡す覚悟である。

(昭 22. 12. 6)

お 願 い

未だに消息不明會員が多數あります。そして案外な近邊におられるようです。お心當りがありましたら御連絡の上至急學會宛御通知下さい。尙, 住所變更もその都度御通知をお願いします。