

重力堰堤に作用する地震力の影響

正 員 畑 野 正*

Synopsis This article is contributed to introduce the content of the writer's work of same subject (vol. 1., 2, and 3.). In designing gravity dam, the seismic force has heretofore been calculated by multiplying the weight of the dam by seismic coefficient, thereby, the force has been regarded as a statical one, But, to explain an access for dynamical solution for gravity dam design, the writer tried to express the force by a solution based on vibration formula which has very much simplified assumptions.

要 旨 本文は先に発表した「重力堰堤に作用する地震力の影響」(其の一)¹⁾(其の二)²⁾(其の三)³⁾の内容を紹介したものである。従来重力堰堤の耐震計算にはその重量に震度をかけた力が静的に作用するものとして取扱われて来たがこゝに極めて単純化した条件の下に振動的に解く方法を述べて重力堰堤の耐震設計上の一つの手掛りとして欲しいと思う。

I 緒 言

実際の地震動と云うものは、非常に複雑な運動であつて、一回の地震波の中には、色々な週期、色々な振幅の波が多数に含まれている。この複雑な地震によつて構造物が如何なる影響を與えられるかと云う事は仲々解決困難な問題である。

従來この問題に対する取扱ひ方としては、震度と云う考え方による方法と、構造物の基礎がある特定の地震動(その殆ど大部分は、 $x = a_0 \sin \frac{2\pi}{T} t$ と云う様な単一の sine 曲線で表される如き地動)をなすものとして振動的に取扱う方法とがある。震度と云う考え方による方法とは、周知の様に構造物の重量に震度をかけた力が静的に働くものとして取扱う方法であるが、複雑な地震動をすこぶる簡単な概念で表現して、その影響を考えると云う点に大きな特徴をもっている。従つて従来多くの耐震設計にはこの方法が採用されて来たのである。然しながらこの方法を適用するには、自ら一定の限度があるので、何時でもこれによつてよいと云う訳ではないと云う事は、既に古くから指摘されている所である。地震によつて振動を生ずるのであるから、構造物の力学的性質を充分考慮に入れて、其の基礎部に眞実に近い様な地震動が来たものとして振動的に取扱う事が、地震の影響を驗べる一番よい方法であると云う事が出来よう。震度による方法も、一應この様な振動的取扱ひをした結果を調べた

上で、その適否を吟味することが望ましいのであるが、振動的取扱ひが困難である爲に、初めから震度の考え方で処理されて了う場合が屢である。然し又一方振動的取扱ひと云つても実際の地震動の様な複雑な運動をするものとして、その影響を些細に調べると云う事は困難であつて、前述の様に単一の sine 曲線で表される様な地震動を仮定するのが一般である様な状況であるから、尙多くの点で研究を進める必要のあることは云う迄もない。

さて重力堰堤に就ては従来振動的取扱ひがなされたことがなく、初めから震度の考え方で処理されて来たので、筆者は極めて単純化された条件の下に振動的な計算を行つて見て、従來の方法を批判し重力堰堤に対する地震力の影響を吟味する一つの手掛りを得たいと思う。

前述の如く複雑な地震動の影響を忠実に追跡することは困難な事であるので、こゝに述べる所は重力堰堤の様な断面をもつ基礎の固定された基本三角形体が、底辺の方向に単一の sine 曲線で表される様な左右動をしているときの應力や変形の計算である。この様な単純化された取扱ひから得られた結果が直に重力堰堤に対する地震の影響を示すものと云う事は出来ないとしても、少くも従來の震度による静力学的な取扱ひから一步前進していくらかでも実際に近い様な地震の影響の考察に資したいと思う。

尙こゝに堰堤地点の如き岩盤地帯の地震動に就て一言触れておく必要がある。地震動には、その土地に應じて卓越週期が存在するものであると云う事が云われている。例えば東京の山手、下町では夫々 0.3sec, 0.7sec 程度の週期の地震波が他の週期の波に比して多数に発生すると云うのである。勿論これらよりも大きな、又小さな週期の波もあるのだが、一番頻度の多いのがこれらの週期の波であると云う訳である。岩盤地帯に於ては、観測が少い爲に未だ明確には云えない

* 日本発送電電力技術研究所員

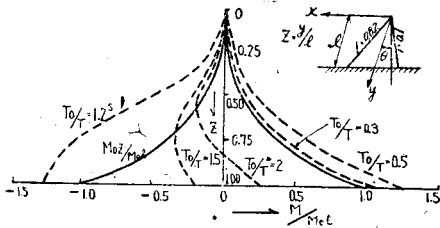
1), 2) 土木學會昭和 22, 23 年度論文集, 3) 土木學會第 5 號論文集

が、筆者が二三の地点で行つた観測その他から云えば、震源地の近い場合は沖積地帯よりも非常に短い週期(0.1sec程度)の波が卓越して居て、且週期の変化の範囲が非常に狭いのである。この事は堰堤の耐震上非常に注意せねばならぬ事である。

II 空虚時の振動¹⁾

三角形体の曲げ振動の解は古く Kirchhoff によつて求められたが、高さに比し幅のせまい二等辺三角形に就てであるので、筆者は圖-4₂)の如く座標をとり任意の三角形体の振動方程式として(5)₂)を得た。

圖-4₂)



$$Az^2 \frac{d^4 X}{dz^4} + 6Az \frac{d^3 X}{dz^3} + (6A + Bz^2) \frac{d^2 X}{dz^2} + 3Bz \frac{dX}{dz} - CX = 0 \dots\dots\dots(5)_2$$

こゝに、 $z = \frac{y}{l}$, $x = X(z) \sin \omega t$ とおき、

$$A = \frac{Em^3}{12l^2}, B = \frac{\rho m^3}{g 12} \cos^2 \theta \omega^2, C = \frac{\rho m \cos^2 \theta \omega^2}{g}$$

である。

E: 弾性率, ρ : 単位体積重量,

今この式を次の様な境界条件で解くものとする。

頂点に於て、モーメント、剪断力が0になる。

底辺に於て、固定されており且 $a_0 \sin \omega t$ なる左右動を繰返すものとする。

即ち三角形体の底辺が、振幅 $2a_0$ 、週期 $T = \frac{2\pi}{\omega}$ なる単一な sine 曲線で表される左右動をなすと考えるのである。この解は

$$X = \sum_{n=0}^{\infty} b_n z^n \dots\dots\dots(7)_2$$

として得られ係数 b_n は、原論文(9)の如く與えられる。

次に自己振動週期 T_0 は次式の形で與えられる。

$$T_0 = \sqrt{\frac{2\pi}{\alpha(k)}} \sqrt{\frac{\rho l \cos \theta}{Eg}} \dots\dots\dots(13)_2$$

こゝに $\alpha(k)$ は次式の根であり、又 $k = \frac{12}{m^2}$ である。

$$k(3-k)(8-k)\alpha(k)^3 - 24k(42+k)\alpha(k)$$

$$+ 8 640(3+k)\alpha(k) - 207 360 = 0$$

この様な左右動による三角形体内部の應力を調べる爲に各高さに於ける、モーメント及び剪断力の分布をしらべることにする。モーメントの最大値は次式で與えられ

$$M = E \frac{m^3 l}{12} z^3 \frac{d^2 X}{dz^2}$$

又従來の、重量に震度を乗じた水平力によつて計算した場合の底辺に於けるモーメントは次式で與えられる。

$$M_0 l = a_0 \omega^2 \frac{\rho}{g} \frac{m}{6} \cos^2 \theta l^3$$

この両者の比を計算すれば、従來の震度の方法によつて得た底辺のモーメントを1とした場合振動論的に取扱つた三角形体の各高さに於けるモーメントの値が如何になるかが分る訳である。同様に振動による剪断力の最大値は次式で與えられ

$$S = \frac{\sec \theta}{l} \frac{dM}{dz} + \frac{\rho m^3}{g 12} \cos^2 \theta l^2 z^3 \frac{dX}{dz}$$

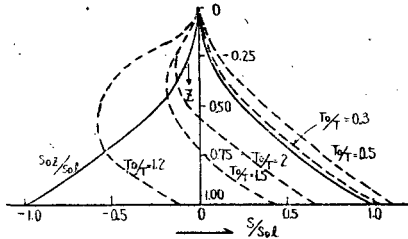
震度の方法による場合の底辺の剪断力は次式で與えられる。

$$S_0 l = a_0 \omega^2 \frac{\rho}{g} \frac{m}{2} \cos \theta l^2$$

この両者の比を求めて振動法による値と震度の方法による値とを比較出来るのである。

今、上下流面勾配夫々 0.1 及び 0.82 なる三角形体につき上述の計算を行つた例を示すと圖-4₂)及び圖-5₂)になる。

圖-5₂)



同図には三角形体の自己振動週期 T_0 と振動の週期 T の比の如何でモーメントや剪断力が如何に変化するを示してある。実線で示した曲線は、震度の方法で計算した場合の高さに於ける値であつて、頂点では0底辺では1となる。 T_0/T が 0.3 の時の値は震度の方法で計算した値より少し大きい略々近い値となつてゐる。 T_0/T が 0.5 となると相当大きくなつて來ることが見られる。 T_0/T が 0.5 より更に大きくなり1に近づけば所謂共振現象でモーメントや剪断力の値は非常に大きな値となる訳である。所が T_0/T が 1 より更に大きい場合は実線即ち震度の方法で計算した値の傾

1) 重力堰堤に作用する地震力の影響 (其の一) 参照
2) 圖及び式の番號はすべて原論文によつた。以下同様。

向と全く異つた分布を示す様になる。 T_0/T が 1.2 のときは大部分実線より大きい値を示すが 1.5 から 2 となると、むしろ実線の示す値よりも小となつて来る。この様に自己週期と振動週期との関係の如何によつて三角形体内部の力の分布が著しく異つた状態になるのである。震度による方法によつて得られた結果は、これから察せられる様に、 T_0/T の値が 0.3 以下の充分小さい値の時の振動法によつて得られる値になるのである。この事は、震度による方法即ち静力学的な方法が、自己週期より充分大きな週期の振動をうけた時のみ成立するものであることを示してある。

この様な三角形体に関する考察の結果から、実際の重力堰堤の場合を推定して見よう。先づ重力堰堤の断面を基本三角形の如き形をもつものと考え、堤軸の方向では伸縮接目で切られているか、又は堤軸の方向に充分長いものとする。地震動の方向は、これによつて生ずる應力が、水圧自重その他の静的な力によつて生ずる最大の應力と重なる様に、堰堤の上下流方向に生ずるものと考え且単一な sine 曲線で表される様な左右動とする。この様な場合の堰堤の曲げ振動の自己週期は前述の (13)式で表されるのであるが、上下流面勾配を 0.1 及び 0.82 とした場合の $\alpha(k)$ の値は 1.548 となり従つて堰堤の高さを H_m とすれば、適当な常数を入れて

$$T_0 = 0.17 \times 10^{-2} \times H \text{ sec}$$

と計算される。従つて高サ 50m, 100m, 150m の堰堤の自己振動週期は夫々 0.09sec, 0.17sec, 0.26sec と推定されることになる。筆者の計算は基礎に於て完全固定としているのであるが、基礎岩盤が堤体の振動と共に変形する事が考えられるから、実際にはこれより幾分大きな自己週期を持つものと考えられる。実際の重力堰堤についての自己週期の測定は我國では殆ど行われた事がない様であるが、アメリカに例³⁾があるのでこれを紹介して見よう。これは実物の堰堤の上で偏心物体を色々な週期 (0.08sec~1.33sec) で回轉して、振幅最大になる所の週期を自己週期としたのであるが、高サ 80.5ft の Searsville dam では 0.08sec, 高サ 328ft の Moris dam では、0.17~0.20sec を得たと云うのである。筆者の前述計算例とは断面形が異るとしても、100m の高サの Moris dam に就ては略々計算値と一致している。尙 25m の高サの Searsville dam に就ては計算値と合わないが、偏心物体の回轉週期の最小が 0.08sec だから、この値が自己週期だと決める訳にはいかない。

さて以上の様に自己週期の概略が明かにされたが、一方岩盤地帯の地震週期は前述の様に非常に小さく、堰堤の高サによつてはその自己週期より小さい事が充分あり得る訳である。例えば 0.1sec の週期の波を考えれば 50~60m 程度の高サの堰堤を境としてこれより低い堰堤に対しては、自己週期と地震動の週期の比 T_0/T が 1 より小となり、これより高い堰堤に対しては T_0/T が 1 より大となる。今圖-4a, 5a に於て以上の値を適用すれば $T_0/T=0.3, 0.5, 1.2, 1.5, 2.0$ の各曲線に相当する場合の堰堤の高サは、夫々約 20m, 30m, 70m, 90m, 120m となる。従つてこの場合震度による計算法によつてよいのは、20m 以下の堰堤であつて、これ以上のものに就ては振動的に考えなければならない、又はその高サに應じて震度の大きさを變えて考えねばならぬと云う事になる。

さて以上の論旨は、0.1sec と云う一定の週期の波に就てであり、現実の地震波は例えば 0.1sec を中心として大小の週期の波が混つて居る。自己週期に近い波が來ることもあり得る訳でこの様な不規則な波が來るとどの様になるかと云う事が將來の大きな問題となつて來る訳である。

III 地震時動水壓⁴⁾

以上は三角形体の振動から重力堰堤に貯水のない場合の地震の影響を推測したのであるが、次に貯水のある場合を吟味しなければならない。この場合は所謂動水圧が作用するので第一にこの点を明かにしなければならない。

動水圧に就ては有名な Westergard の解が十数年前に得られているのであるがこれを細部に就て吟味して見ると二三不備の点がある事が解かる。Westergard は水の運動を堰堤上流面に直角な鉛直面内の二次元運動として、水平及び鉛直二方向の運動方程式と、水が圧縮性をもつものとしてたてた連続方程式の 3 者を組合せて、次の條件でこれを解いた。

1. 静止している時の水面上で動水圧が 0 である。
2. 池の底面で、これに直角な方向の水の変位は 0 である。
3. 鉛直な堰堤上流面が上から下まで一様に sine 曲線で表される様な左右動をしている。
4. 堰堤から遠く離れるにつれて、動水圧の大きさは次第に 0 に近づく。

この解から簡略式として、吾々に親しまれている次式を導いたのである。

$$\sigma = \frac{7}{8} W_0 \alpha v \bar{h} y \dots \dots \dots (9) a$$

3) Earthquake Investigations in California 1934-1935, Spec. Publ. No. 201

4) 重力堰堤に作用する地震力の影響 (其の二) 参照

さてこの解の中で欠点と考えられる所に就て述べて見よう。

1. (9)₃ 式を導いた、Westergard の基本の解の中には、水深を $h(m)$ とし、振動週期を $T(sec)$ とした場合、 $h/T=360$ なるとき、共振を生じて大きな動水圧を生ずると云う事が含まれているのであるが、Westergard は一般に $h/T < 360$ であるとして、 $h/T > 360$ の範囲の解を考えていない。これは地震の週期が 1 sec 以上のものであつて、非常に高い堰堤を考えても常に $h/T < 360$ として差支えないものであると云う考えにもとづいているのである。然るに前述の如く岩盤地帯では、地震動週期は非常に短かく $h/T > 360$ と云う場合が充分考えられる。例えば 0.1 sec を T にとれば、36 m 以上の堰堤に対して $h/T > 360$ となる。従つてこの場合解が得られない訳で (9)₃ 式を使用するのも誤りである事は云う迄もない。要するに Westergard の解は、 $h/T > 360$ の範囲の解を含まない不完全な解であると言ねばならないのである。

2. この解の条件の第4.) の項に動水圧の大キサが堤体から遠く離れるにつれて 0 に近づくとしているのであるが、これは理論上厳密ではない。と云うのは、堤体の振動によつて波が生じて、この波によつて動水圧が遠く迄傳わり得る事が考えられるからである。後に述べる筆者の解に明かな様に、事実波動が傳播せられることが証明せられる。尤もこれは理論上の事で、通常の堰堤の場合の様に水深が充分深いとこの波動によつて傳わる動水圧の大キサは小さいもので、実際問題としては省略して考えても差支えない程度である。

3. 堤体の振動によつて水面に波を生ずるのであるが、この高サを知ることは堤体余裕高等を考える上に必要な事である。所が Westergard の解によつては、水面と堤体上流面との交点に於ける波の高サを計算することが出来ないのである。この解では、この点が特異点となつて波の高サが無限大となるからである。実際の振動に於ては明かに有限の高サと考えられるのであるが、この様な計算値となるのは、この解の 1.) の条件が厳密でないからである。即ち静止しているときの水面上では、振動中に波が生ずることによつて常に水圧が 0 になると云う訳にはいかない。その波の高サだけの水圧が作用していると考えるのが正確である。この様に考えた条件が所謂自由表面の条件である。

以上の如き欠点を除いた正確な解を得る爲に、筆者は次の如く解いたのである。

水平、鉛直兩方向の水分子の運動方程式と水の圧縮性を考慮に入れた連続方程式の 3 者から、速度ポテンシアルとして f なる函数をとることによつて次式を導

く事が出来る。

$$\frac{\partial^2 f}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} - \frac{W_0}{gK} \frac{\partial^2 f}{\partial t^2} = 0 \dots\dots\dots (14)_3$$

x, y : 池の表面を上流向に x 軸、堰堤上流面を鉛直として上向きを y 軸とする。

W_0 : 水の單位体積重量

K : 水の体積弾性率

この式に対する境界条件を次の如くとする。

1. 池の底面でこれに直角な方向の水分子の運動速度が 0 である。
2. 堰堤上流面が単一な sine 曲線で表される様な左右動をしている。
3. $y=0$ で自由表面をなす。

これから (14)₃ の解として次式を得る。

$$f = \frac{4\alpha g}{\omega j_0} \frac{\sinh k_0 h}{\sinh 2k_0 h + 2k_0 h} \cosh k_0 (y+h) \sin(\omega t - j_0 x) + \sum_{m=1}^{\infty} \frac{4\alpha g}{\omega j_m} \frac{\sin k_m' h}{\sin 2k_m' h + 2k_m' h} \cos k_m' (y+h) \sin(\omega t - j_m x) + \sum_{m=r+1}^{\infty} \frac{4\alpha g}{\omega j_m'} \frac{\sin k_m' h}{\sin 2k_m' h + 2k_m' h} \cos k_m' (y+h) e^{-j_m' x} \cos \omega t \dots\dots\dots (31)_3$$

ここに

$$\alpha: \text{震度}, \omega = \frac{2\pi}{T}, T: \text{振動週期} \quad c^2 = \frac{W_0 \omega^2}{gk}$$

$$k_0: k_0 \tanh k_0 h = \frac{\omega^2}{g} \text{ の根}, k_m': k_m' \tan k_m' h = -\frac{\omega^2}{g}$$

$$\text{の根}, j_0 = \sqrt{c^2 + k_0^2}, j_m = \sqrt{c^2 - k_m'^2},$$

$$j_m' = \sqrt{k_m'^2 - c^2}, r: c^2 > k_m'^2 \text{ を満足する迄の } m \text{ の値。}$$

この解の中で、第 1 第 2 項は堰堤からの距離に関して $\sin(\omega t - jx)$ の形で表されるから、 x の如何にかゝらず、 t によつて一定値を繰返す所謂波動の項である。第 3 項は e^{-jx} の形で表わされるから、距離に従つて減少する項である。然るにこの第 2 項の傳播速度を考えて見ると

$$j_m' = \frac{\omega}{\sqrt{c^2 - k_m'^2}} > \frac{\omega}{c} = \sqrt{\frac{gk}{W_0}}$$

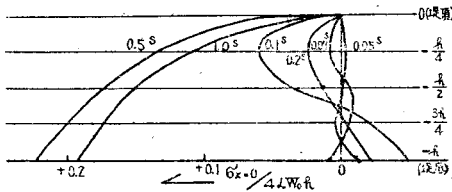
となつて、水中の音の傳播速度より大きいと云う事になる。これは不合理であるから省略しなければならぬ事になる。以上から動水圧 σ と池表面の波の高サ η_0 を計算すると次の如く表される。

$$\sigma = \frac{W_0}{g} \frac{\partial f}{\partial t} = \frac{4\alpha W_0}{j_0} \frac{\sinh k_0 h}{\sinh 2k_0 h + 2k_0 h} \times \cosh k_0 (y+h) \cos(\omega t - j_0 x) - \sum_{m=r+1}^{\infty} \frac{4\alpha W_0}{j_m'} \frac{\sin k_m' h}{\sin 2k_m' h + 2k_m' h}$$

$$\begin{aligned} & \times \cos k_m'(y+h)e^{-j m' x} \sin \omega t \dots\dots(32)_3 \\ \eta_0 = & \left| \frac{\partial f}{\partial t} \right|_{y=0} = \frac{4\alpha}{j_0} \frac{\sinh k_0 h}{\sinh 2k_0 h + 2k_0 h} \\ & \times \cosh k_0 h \cos(\omega t - j_0 x) \\ & - \sum_{m=r+1}^{\infty} \frac{4\alpha}{j m'} \frac{\sin k_m' h}{\sin 2k_m' h + 2k_m' h} \\ & \times \cos k_m' h e^{-j m' x} \sin \omega t \dots\dots(33)_3 \end{aligned}$$

k_m' は (31)₃ 式に示した様に $k m' \tan k m' h = -\frac{\omega^2}{g}$ の根で無限個存在するが、最小の正根 k_1' から k_2', k_3', \dots と次第に大きくなる。 h が小さく T が大きいと初めから $c^2 < k_1'^2$ となる。この場合は、 $r=0$ とすればよい。 $c^2 = k_1'^2$ は第 1 次共振の条件であるが、常数值を入れて計算すると Westergard の解に於けると同様、この条件は $h/T \approx 360$ と書き換えてよい事が分る。 $c^2 < k_1'^2$ のとき即ち $h/T > 360$ のときは $c^2 > k_r'^2$ までの項を除いて、 $c^2 < k_{r+1}'^2$ の項から計算を初めればよいのである。この様にしてすべての h/T の値に対して計算することが出来る訳である。又波の高サ η_0 は、すべての点に於て計算することが出来る。かくして Westergard の解の欠点は全部除かれた事になるのである。今筆者の解によつて、 $h=100\text{m}$ $T=1.0, 0.5, 0.2, 0.1, 0.07, 0.05\text{sec}$ の各場合に就き計算した、動水圧の大きさを図示すると圖-1₃ の如くなる。但し水圧の大きさは、図の数値に $4\alpha W_0 h$ を設けた値で示され、且 (32)₃ 式第 1 項の波動の項は省略してある。

圖-1₃



筆者の求めた解と Westergard の解の実際の水圧の大きさを比較して見ると、 $h/T > 360$ の範囲では殆んど同一の結果を與えるもので、この範囲では従来の (9)₃ 式を用いて差支えない事になる。但し $h/T > 360$ の範囲では、簡単な近似式で表すことは困難で (32)₃ 式によらなければならない。

附記 筆者が初めこの解を求めた時、(14)₃ 式の符号に誤りがあつて、違つた結果を導いたに對し阪大田中清助教授から御注意をいただき訂正した。又土木学会誌 22, 23 年度論文集に発表の際 (31)₃ 式の第 2 項を省略すべき事の吟味を欠いたのであるが、これに對し東大本間仁教授、林泰造氏より御注意をいただいた。ここに附記して厚く謝意を表する。

IV 貯水時の振動⁵⁾

池が空の時の振動と動水圧を組合せて貯水時の振動を知る事が出来る。前述と同様、極めて單純に、基礎を固定した基本三角形体の一方に水が充滿して居て、底辺の方向に sine 曲線で表される左右動をしている場合を想定して見る。この場合の運動方程式は、次に示す如き微積分方程式となる。左辺は (5)₂ に相当するもので右辺は動水圧を示す項である。この場合動水圧は、振動の形 X によつて定るものであるからこの様な形で表されるのである。

$$\begin{aligned} & A' Z^3 \frac{d^4 X}{dz^4} + 6 A' z \frac{d^3 X}{dz^3} + 6 A' z^2 \frac{d^2 X}{dz^2} + B' Z^3 \frac{d^2 X}{dz^2} \\ & + 3 B' z^2 \frac{dX}{dz} - C' z X \\ & = -i \frac{\cosh k_0 h (1-z)}{j_0 h} \frac{4k_0 h}{\sinh 2k_0 h + 2k_0 h} \\ & \int_0^1 X \cosh k_0 h (1-z) dz + \sum_{m=r+1}^{\infty} \frac{\cos k_m' h (1-z)}{j m' h} \\ & \frac{4k_m' h}{\sin 2k_m' h + 2k_m' h} \int_0^1 X \cos k_m' h (1-z) dz \\ & \dots\dots\dots(6)_4 \end{aligned}$$

これを (5)₂ を解くときと同様の境界条件で

$$X = \sum_{n=0}^{\infty} C_n z^n \dots\dots\dots(9)_4$$

の形に解を求めることが出来る。 C_n の決定は原論文の (10) 乃至 (19) 式参照。これらの解から三角形体内に生じたモーメント及び剪断力を従来の震度の方法によるものと比較して見よう。振動法による M, S の値は II に述べた M, S の形で與えられる。但し X には (9)₄ 式のものを用いる。従来の方法による M_0, S_0 は夫々次式で與えられる。

$$M_0 = \alpha p \frac{m}{6} \cos^2 \theta l^3 + \alpha \frac{7}{30} W_0 \cos^2 \theta l^3$$

$$S_0 = \alpha p \frac{m}{2} \cos \theta l^2 + \alpha \frac{7}{12} W_0 \cos^2 \theta l^2$$

$M/M_0, S/S_0$ を求めることによつて、従来の方法による三角形底部の値を 1 とした場合の振動法による各高サの値が知られるのである。II の例と同様上下流面勾配夫々 0.1, 0.82 にして高サ 100m の三角形体に対するこの値を計算したものを圖-5₄, 圖-6₄ に示す。これから、従来の考えが成立するのは、振動週期が充分大きい時のみであり、週期が小さい時は著しく異つた結果となるものである事が空虛時に於けると略々同様に成立するものであると察せられる。唯貯水時には池の深サによる共振と云う一段と複雑な条件が重なつて来る。圖中 0.278sec は III に述べた様に堤体の下から上まで一様な振動をするときの、深サ 100m の場合の第 1 次共振点であるが、本例の様に屈

5) '重力堰堤に作用する地震力の影響' (其の三) 参照。

曲振動をなすときは、共振点がづれてこの点では安定であることを示したものである。

圖-5b)

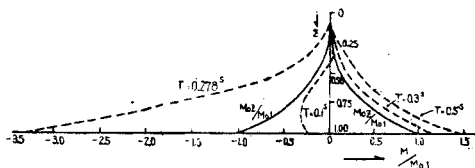
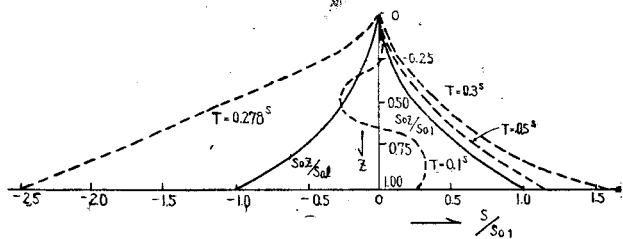


圖-6a)



V 結 語

以上によつて重力堰堤の如き基本三角形体の空虚時

及び貯水時の極めて簡單化された條件の下に於ける振動の解が得られた訳である。これから重力堰堤の耐震上の従来の取扱いの成立範囲が略々察せられる様になり、又振動論的に取扱う一つの手掛りが得られたと云える。

然しながら前述の如く地震現象は、こゝに仮定した如き單純なものでなく、その影響を適確に設計に迄取入れるには程遠いものと云はねばならない。問題を2次元的な振動に限つて考えただけでも、振幅週

期の刻々変化する複雑な波が來る場合の取扱い、共振週期に近い波の來る場合の取扱い等が何等かの形で解決されねばならない。又一方各種の實驗的研究や實際の堰堤の振動観測、堰堤地点の地震動調査等の實測も併行して行われねばならない。

何れにしても非常に困難なそして広範囲な問題が残つているのであつて、今後の研究に俟たねばならない。

常磐線小貝川橋梁改良工事について

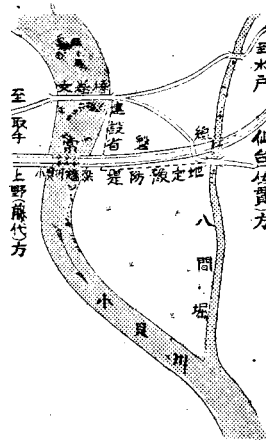
正 員 田 中 倫 治*
正 員 西 龜 達 夫**

Synopsis The following pages are devoted to explain about performance of the clear-span expansion work recently made on Kogai-gawa Bridge on Joban Line located between Fujishiro and Sanuki.

I 緒 言

本工事は常磐線藤代佐貫間小貝川橋梁(日暮里起点44.218km)の径間拡張(橋梁延伸)工事であつて、昭和23年11月着工、24年9月竣工したものである。圖-1でわかる様に小貝川の川巾は常磐線が渡河する附近では、その上流の國道橋文卷橋附近に比し約50m狭く、而も鉄道の築堤が堤防から堤外へ、右岸で約20m左岸で約30m突出してゐた。従つて鉄道としては川の中の築堤が洪水時に危険であり、又川としても狭い川巾を一層狭くしてゐる悪影響が多いので、之を改良する爲径間を拡張することになつたものである。たまたま建設省関東地方建設局でも此の附近で小貝川の左岸場所を圖-1の様約50m移動させる計画があつたので、鉄道としては新しい堤防の位置

圖-1 橋梁附近平面圖 (Fig. 1, Plan-Neighbourhood of the Bridge)



に合せて日暮里方(右岸側)に約13m岩沼方(左岸側)に約80m拡張したのである。

又小貝川の増補計画から考えれば鉄道橋梁は現在より約1.1m昂上しなければならないが、そうすると藤代駅の昂上又は移轉の必要を生ずるので、今回は建設省との設計協議の結果一應昂上の問題は切離して径間拡張のみを実施することとなつた。

* 日本國有鉄道東京鉄道局新橋工事部

** 同上