

土構造物の振動特性に及ぼす基礎地盤の影響

EFFECT OF GROUND CONDITION ON VIBRATIONAL
CHARACTERISTICS OF EARTH STRUCTURE

柳 沢 栄 司*

By Eiji YANAGISAWA

1. ま え が き

軟弱地盤上に構築された河川堤防や干拓堤防などが大地震に際して多大な被害を被った例は数多くあり、また、地盤条件のよくない箇所に建設された比較的小規模のアースダムや土堰堤などに震害が発生した例も数多く報告されている。このような土構造物の地震時の安全性に及ぼす地盤条件の影響はきわめて大きく、堰堤の耐震性の評価に際しては十分考慮される必要がある。

各種構造物と震害と地盤の関係については古くから注目されており、木造家屋の倒壊率と地盤との関係¹⁾、地表土層の厚さと木造家屋の震害との関係²⁾、あるいは常時微動の性質と木造家屋の震害との関係など^{3),4)}に相関性があることが指摘されている。土構造物の震害についても、軟弱地盤の厚さととの関係や常時微動の卓越周期との関連性について研究が行われており、地盤と震害との強い相関が指摘されている。たとえば、1964年男鹿西方沖地震に際して八郎潟干拓堤防は多大な被害を受けたが、軟弱地盤の厚い地点では震害が著しいことが指摘されている。また、1964年新潟地震に際して生じた最上川堤防の被害についても軟弱地盤の影響が大きいことが報告されている⁵⁾。星谷は⁶⁾、1968年十勝沖地震に際して生じた鉄道盛土の被害について要因分析を行い、盛土の被害と地形および地盤条件との間に強い相関性が認められるとの報告を行っている。このように土構造物の被害に及ぼす基礎地盤の影響はきわめて大きく、土構造物の耐震性を考慮するうえで地盤の影響を無視することはできない。

一方、浅田は⁷⁾、このような震害は主として表面波の影響であるとの仮定に立ち、Reighley波の波長と震害の実態とがよく対応するとの報告を行っている。また、神山によれば、地盤内のひずみの大きさからみて、工学

的にも表面波の影響は無視し得ないことが指摘されている¹⁰⁾。しかしながら、表面波は地形や土層など形状の影響を受けやすく、表面波による被害の実態を調べることは不可能に近い。また、地震時の表面波の応答を求めることはかなり煩雑であり、構造物を含めた応答解析を行うことはきわめて困難である。これに対し、従来から用いられているS波の応答解析法は簡便であり、かつ、地震応答を近似的に求める手法として有効であることが確立されているなどの利点がある。よって、ここでは表面波の影響については無視し、S波に対する堤体の応答特性を求めて、地盤の影響について考察を行うこととした。

いま、水平な基盤上にいく層かの平行堆積層のある多層地盤を考えてこの上に三角形の堤体が築造されているものと仮定し、この土構造物-地盤系に鉛直下方からせん断波が入射したときの定常応答を解析的に求めた。この場合、堤体・地盤ともにせん断変形のみとするものと仮定しているが、このようないわゆるせん断くさび理論は変位の方向が一方に限定されているために、他の二次元あるいは三次元的な解析方法に比べて実情に合わない点が多い。すなわち、堤軸方向および上下方向の変位成分が無視されているため地震時の堤体の挙動が正確には表わされないばかりでなく、地盤を堤体の底敷幅に等しい土柱と考えて振動方程式を求めているために、堤体の斜面勾配の影響が無視されることおよび地表面全体に堤体が載っているようなモデルとなることなど不合理な点も多い。また、堤体の形状が複雑な場合や堤体の断面内で構成材料が異なる場合などについては考慮できないなどの欠点もある。しかしながら、このせん断くさび理論は堤体中心部における堤軸直角方向の堤体の挙動を近似的に表わし得ることおよび差分法や有限要素法と異なり解析的な解が得られるなどの特色があり、簡明な仮定としてよく用いられている。この定常応答解により、堤体頂部での応答特性が基礎地盤の振動特性によって大きく影響されることおよび動的相互作用のため堤体-地盤系の

* 正会員 工博 東北大学助教授 工学部土木工学科

振動は堤体および地盤のそれぞれの個別の振動を重ね合わせたものとは異なることなどが確かめられた。この結果を用いて簡単な二層地盤モデルについて試算を行い、堤体と地表層の剛性の差異によって振動特性がどのように変化するかについて検討を行った。また、上記の結果を応用して八郎潟中央干拓堤防を例にとり地中常時微動や地震記録などの実測値と理論値との比較を行い、両者の値の相似性からこの解析手法が有効であることを示した。さらに、地震応答解析の一例として、この干拓堤防について加速度応答を求め、最大加速度応答倍率に及ぼす軟弱層の厚さの影響についても論じた。

2. 堤体の振動に及ぼす地表層の影響

(1) 二層地盤上の堤体の振動

土構造物の地震応答特性は、基礎地盤の硬軟によってきわめて大きく影響されることはすでに述べたとおりである。岡本は¹¹⁾、基礎地盤上に三角形の堤体を考え、鉛直下方から入射するせん断波に対する応答を求めている。この結果によれば、波の地下逸散による減衰がかなり大きく、堤体と地盤とのインピーダンス比 α によって堤体の応答倍率にかなり差異があることが示されている。しかし、河川堤防や干拓堤防のような土構造物は通常沖積平野部に築造される場合が多く、上記の岩盤上の堤体とは異なって地表層の振動の影響を受けることが考えられる¹²⁾。沖積地盤は一般に多くの土層からなり、堆積の過程によって複雑な構造をもっているが、簡単のためここでは堆積層は水平で均質な弾性体からなっているものとする。いま、図-1 に示すような基盤層の上に水平に堆積している比較的軟らかい地表層とさらにその上に築造された三角形の堤体のモデルを考え、土構造物の高さを H 、地表層の厚さを h とし、この堤体-地盤系に鉛直下方からせん断波が入射するものとする。堤体モデルとしては、本来、より現実に近いせつ頭くさびの形状を考えるべきであるが、解が複雑になることおよび考慮すべきパラメーターが多くなりすぎるなどの理由か

ら、ここでは単純な三角形体と仮定した。

堤体および地盤はせん断変形のみとするものと仮定し、地盤内に上昇する波と下降する波を考え、これらを余弦波として表わす。このときの基盤層、地表層および堤体内の変位をそれぞれ Y_1, Y_2 および Y_3 で示せば、

$$\left. \begin{aligned} Y_1 &= A_1 \cos \left\{ P \left(t - \frac{z-H-h}{V_1} \right) - \phi_1 \right\} \\ &\quad + B_1 \cos \left\{ P \left(t + \frac{z-H-h}{V_1} \right) - \phi_2 \right\} \\ Y_2 &= A_2 \cos \left\{ P \left(t - \frac{z-H}{V_2} \right) - \psi_1 \right\} \\ &\quad + B_2 \cos \left\{ P \left(t + \frac{z-H}{V_2} \right) - \psi_2 \right\} \\ Y_3 &= Y_2|_{z=H+\xi} \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

である。

堤体の基礎面すなわち地表面 ($z=H$) での振動を位相の基準にとれば、堤体底面での振動 $Y_2|_{z=H}$ は $U_0 \cos Pt$ とおける。したがって、堤体の相対変位 ξ は、従来のせん断くさびの振動理論を用いて強制定常振動の解を求めることができる。この解は、

$$\xi = \sum_i F_i(z) \cdot Q_i(t) \dots \dots \dots (2)$$

ここに、

$$\begin{aligned} F_i(z) &= J_0 \left(\frac{P_i z}{V_3} \right) = J_0 \left(\frac{z_i z}{H} \right) \\ Q_i(t) &= \frac{\mu_i \left(\frac{P}{P_i} \right) U_0}{\left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_i} \right)^2 \right\}^2 + \left(\frac{\eta P}{G} \right)^2} \\ &\quad \cdot \left[\left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_i} \right)^2 \right\} \cos Pt + \frac{\eta P}{G} \sin Pt \right] \\ P_i &= \frac{z_i V_3}{H} \end{aligned}$$

μ_i は i 次の刺激関数、 J_0 は 0 次のベッセル関数、 z_i は J_0 の i 番目の根、 V_3 は堤体材料のせん断波速度である。

各土層の境界面において変位およびせん断力が連続であることから、式 (1) に含まれる波の振幅は入力余弦波の振幅 A_1 の関数として与えられる。堤体の頂部における振幅 A_c の入力波の振幅 A_1 に対する振幅比すなわち堤頂における応答倍率は、

$$\frac{A_c}{A_1} = \frac{2 \sqrt{\left[1 + \sum_i \frac{\mu_i \left(\frac{P}{P_i} \right)^2}{\left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_i} \right)^2 \right\}^2 + \left(\frac{\eta P}{G} \right)^2} \left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_i} \right)^2 \right\} \right]^2 + \sum_i \left[\frac{\mu_i \left(\frac{P}{P_i} \right)^2}{\left\{ 1 - \left(\frac{P}{P_i} \right)^2 \right\}^2 + \left(\frac{\eta P}{G} \right)^2} \left(\frac{\eta P}{G} \right)^2 \right]^2}}{\sqrt{\cos^2 \frac{Ph}{V_2} + \alpha_1^2 \sin^2 \frac{Ph}{V_2} + \left(\sin^2 \frac{Ph}{V_2} + \alpha_1^2 \cos^2 \frac{Ph}{V_2} \right) (K_1^2 + K_2^2) + 2 \alpha_1 K_1 - 2 \cos \frac{Ph}{V_2} \sin \frac{Ph}{V_2} (1 - \alpha_1^2) K_2}} \dots \dots \dots (3)$$

で示される。堤体底面での振幅 U_0 と入力波の振幅 A_1 との比は、

$$\frac{U_0}{A_1} = \frac{2}{\sqrt{\cos^2 \frac{Ph}{V_2} + \alpha_1 \sin^2 \frac{Ph}{V_2} + \left(\sin^2 \frac{Ph}{V_2} + \alpha_1^2 \cos^2 \frac{Ph}{V_2} \right) (K_1^2 + K_2^2) + 2 \alpha_1 K_1 - 2 \cos \frac{Ph}{V_2} \sin \frac{Ph}{V_2} (1 - \alpha_1^2) K_2}} \dots (4)$$

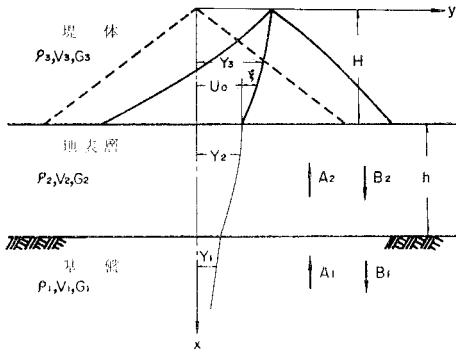


図-1 堤体と地盤のモデル

であり、また、堤体底面の振幅 U_0 と基礎面の絶対振幅 A_c との比は、

$$\frac{U_0}{A_c} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 \frac{Ph}{V_2} - 2 \cos \frac{Ph}{V_2} \sin \frac{Ph}{V_2} K_2 + \sin^2 \frac{Ph}{V_2} (K_1^2 + K_2^2)}} \dots \dots \dots (5)$$

で示される。ここに、 K_1 および K_2 は堤体の振動が地盤に及ぼす影響を示すパラメーターであり、

$$K_1 = \alpha_2 \sum_i \frac{\mu_i \left(\frac{P}{P_i}\right)^2}{\left\{1 - \left(\frac{P}{P_i}\right)^2\right\}^2 + \left(\frac{\eta P}{G}\right)^2} \cdot \left(\frac{\eta P}{G}\right) \left(\frac{P}{P_i}\right) J_1(z_i)$$

$$K_2 = \alpha_2 \sum_i \frac{\mu_i \left(\frac{P}{P_i}\right)^2}{\left\{1 - \left(\frac{P}{P_i}\right)^2\right\}^2 + \left(\frac{\eta P}{G}\right)^2} \cdot \left\{1 - \left(\frac{P}{P_i}\right)^2 + \left(\frac{\eta P}{G}\right)^2\right\} \left(\frac{P_i}{P}\right) J_1(z_i)$$

$$\mu_i = \frac{2}{z_i J_1(z_i)}, \quad \alpha_1 = \frac{\rho_2 V_2}{\rho_1 V_1}, \quad \alpha_2 = \frac{\rho_3 V_3}{\rho_2 V_2}$$

ここに、 ρ 、 V はそれぞれ密度およびせん断波速度を表わすが、その添字 1、2 および 3 はそれぞれ基礎層、地表層および堤体の材質を示す。 G および η はそれぞれ堤体材料の剛性率および減衰定数であり、 P は余弦入力波の円振動数である。堤体の地震応答は、式 (3) から明らかのように主として堤体の剛性と減衰性および高さ、地表層の剛性と厚さおよび基礎層の剛性の関数として与えられている。式 (3) において分子項は堤体自身の応答を示すものであり、また、分母項は堤体振動に及ぼす地盤振動の影響を示すものである。式 (4) および (5) において分母項中の K_1 および K_2 を含む項は地盤振動に及ぼす堤体の振動を示す項であり、もし堤体の影響がない場合を考えて K_1 および K_2 を 0 と仮定すれば、よく知られた二層地盤の応答の式に一致し、土構造物と地盤の動的相互作用が数式的に理解される。

(2) 多層地盤上の堤体の振動

前節で述べたと同様な考え方を用いて多層地盤上の堤体の振動を解くことができる。基礎上に n 層の堆積層がある場合、 $2n+1$ 元の連立方程式を解くことになるので、一般的な解を求めることは困難であるが、個々の問題については定常応答を求めることは可能である。ここでは水平な基礎上に平行に堆積した三層の地表層がある場合の四層地盤モデルについて考える。二層地盤のときと同様に各層の境界で変位と力が等しいことから、基礎の入力波の振幅 A_1 に対する堤体頂部における応答の振幅 A_c との比すなわち応答倍率が求められ、式 (6) に示すような形となる。

$$\frac{A_c}{A_1} = \frac{2\sqrt{(1 + \sum_i C_i D_i)^2 + (\sum_i C_i E_i)^2}}{\sqrt{B}} \dots \dots (6)$$

ここに、

$$C_i = \frac{\mu_i \left(\frac{P}{P_i}\right)^2}{D_i^2 + E_i^2}, \quad D_i = 1 - \left(\frac{P}{P_i}\right)^2, \quad E_i = \frac{\eta P}{G}$$

$$B = (r_2^2 + \alpha_1^2 s_2^2)(r_3 r_4 - \alpha_3 s_3 s_4)^2 + \alpha_2^2 (s_2^2 + \alpha_1 r_2^2)(r_4 s_3 + \alpha_3 r_3 s_4)^2 - 2\alpha_2(1 - \alpha_1^2) \cdot r_2 s_2 (r_4 s_3 + \alpha_3 r_3 s_4)(r_3 r_4 - \alpha_3 s_3 s_4) + (K_1^2 + K_2^2) \{ (r_2^2 + \alpha_1^2 s_2^2)(r_3 s_4 + \alpha_3 r_3 s_4) + \alpha_2^2 (s_2^2 + \alpha_1 r_2^2)(\alpha_3 r_3 r_4 - s_2 s_4)^2 + 2\alpha_2(1 - \alpha_1) r_2 s_2 (r_3 s_4 + \alpha_3 r_3 s_3)(\alpha_3 r_3 r_4 - s_2 s_4) \} + 2\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 K_1 - 2K_2 [(r_2 + \alpha_1^2 s_2) \cdot (r_3 s_4 + \alpha_3 r_3 s_3)(r_3 r_4 - \alpha_3 s_3 s_4) - \alpha_2^2 (s_2^2 + \alpha_1^2 r_2^2)(r_4 s_3 + \alpha_3 r_3 s_4)(\alpha_3 r_3 r_4 - s_2 s_4) - 2\alpha_2(1 - \alpha_1^2) r_2 s_2 \{ \alpha_3 (s_3^2 - r_3^2)(r_4^2 - s_4^2) + 2(1 + \alpha_3) r_3 r_4 s_3 s_4 \}]$$

$$r_j = \cos \frac{Ph_j}{V_j}, \quad s_j = \sin \frac{Ph_j}{V_j}, \quad \alpha_j = \frac{\rho_{j+1} V_{j+1}}{\rho_j V_j}$$

である。 ρ_j 、 V_j および h_j はそれぞれ第 j 層の密度、せん断波速度および層厚を示す。一方、基礎面における絶対振幅 A_c と入力波の振幅 A_1 との比は次式で与えられる。

$$\frac{A_c}{A_1} = \frac{2\sqrt{F}}{\sqrt{B}} \dots \dots \dots (7)$$

ここに、

$$F = \{ r_2 (r_3 r_4 - \alpha_3 s_3 s_4) - \alpha_2 r_2 (r_4 s_3 + \alpha_3 r_3 s_4) \}^2 + (K_1^2 + K_2^2) \{ r_2 (r_4 s_3 + \alpha_3 r_3 s_4)^2 + \alpha_2^2 s_2 (s_3 s_4 - \alpha_3 r_3 r_4)^2 + 2\alpha_2 r_2 s_2 (r_3 s_4 + \alpha_3 r_3 s_3)(\alpha_3 r_3 r_4 - s_2 s_4) \} - 2K_2 [\alpha_3 r_3 s_3 (r_2^2 - \alpha_2^2 s_2^2)(r_4^2 - s_4^2) + r_4 s_4 \{ r_2^2 (r_3^2 - \alpha_3^2 s_3^2) + \alpha_2^2 s_2^2 (s_3^2 - \alpha_3^2 r_3^2) \} + \alpha_2 r_2 s_2 \{ \alpha_3 (r_3^2 - s_3^2)(r_4^2 - s_4^2) - 2(1 + \alpha_3^2) r_3 r_4 s_3 s_4 \}]$$

である。また、堤体底面での振幅 U_0 と入力波の振幅 A_1 との比は次のように表わされる。

$$\frac{U_0}{A_1} = \frac{2}{\sqrt{B}} \dots\dots\dots (8)$$

式 (7) および (8) において、 $\alpha_1=1$ として $h_2=0$ すなわち、

$$r_1 = \cos \frac{Ph_2}{V_2} = 1, \quad s_2 = \sin \frac{Ph_2}{V_2} = 0$$

とおけば、三層地盤の解となり、さらに $h_3=0, \alpha_2=1$ とすれば二層地盤の解である式 (5) に一致する。ここでも、 K_1 および K_2 を含む項は地盤振動に及ぼす堤体の影響を示すものであり、土構造物と地盤の動的相互作用が数式的に表現されている。したがって、式 (8) において K_1 および K_2 を 0 とすれば、堤体の影響のない場合の地表面の振幅が得られる。以上述べた理論解は、あくまでもごく単純化されたモデルに基づくものであり、適用する場合にはその条件を十分考慮して用いる必要があることは言を待たない。

3. 二層地盤上の堤体の振動性状

(1) 堤体と地盤の動的相互作用

堤体の振動性状に及ぼす地盤の影響については、地盤および堤体を前節で述べたように単純なモデルに置き換えることによって比較的簡単な関係式を用いて計算することが可能となる。一般には沖積地盤は地表層の層数も多く複雑であり、モデル化して計算を行う場合にもパラメーターが多くなり煩雑である。そこで、地表層が一層である二層地盤を例にとり、地盤特性がどのように堤体の振動に影響するかについて検討してみた。

いま、仮に高さ 8 m の三角形の堤体が厚さ 8 m の地表層の上に構築されているものとして、堤体の密度を 18 t/m^3 、せん断波速度を 178 m/s と仮定する。地表層の密度は 1.6 t/m^3 、せん断波速度は 250 m/s とし、基盤層については前者を 2.0 t/m^3 、後者を 1000 m/s とする。粘性減衰は堤体についてのみ考えて 5% とし、式 (5) を用いて 5 次までの和をとって計算を試みた。図-2 は、余弦入力波の振幅に対する堤頂あるいは地表面の

応答の振幅の比率すなわち応答倍率と入力波の周波数との関係を示したものである。このときの堤体だけを取り出して考えたときの固有振動数は図-2 の破線で示すように 8.5 Hz であり、また、堤体が存在しないと仮定したときの地表層の固有振動数は同図中点線で示すごとく 7.8 Hz である。このように、2つの振動系はきわめて近い固有振動数を有しているが、この系全体で考えたときの堤頂での固有振動数は図-2 の実線で示すように 1 次が 4.8 Hz 、2 次が 11.2 Hz となる。この例で明らかに、堤体地盤系の応答は必ずしも堤体あるいは地盤の個々の振動系の応答の重ね合わせでは求められない場合があることが知られる。

一方、盛土を盛土高さに等しい厚さの半無限平行層に置き換えて応答を求める手法もあるが¹³⁾、この場合の応答は三角形の堤体を考えた場合と明らかに異なる。上記の例で堤体を堤高 H に等しい厚さの土層として考えた場合には、基盤上に二層がある三層問題となり、このときの堤頂に対応する地表面での応答は、

$$\frac{U}{A_1} = \frac{2}{\sqrt{E}} \dots\dots\dots (9)$$

となる。ここに、

$$E = \left(\cos^2 \frac{Ph}{V_2} + \alpha_1^2 \sin^2 \frac{Ph}{V_2} \right) \cos^2 \frac{PH}{V_3} + \alpha_2^2 \left(\sin^2 \frac{Ph}{V_2} + \alpha_1^2 \cos^2 \frac{Ph}{V_2} \right) \sin^2 \frac{Ph}{V_2} - 2 \cos \frac{Ph}{V_2} \sin \frac{Ph}{V_2} \cos \frac{PH}{V_3} \sin \frac{PH}{V_3} \cdot \alpha_2 (1 - \alpha_1^2)$$

である。上式において α_2 および H を含む項は、堤体を理想化した平行層の影響を示す項であり、式 (5) における堤体の影響を示す項とは異なった現われ方をしている。比較のために堤体を水平層と仮定した場合の応答を求め、図-2 に一点鎖線で示したが、固有振動数は 1 次、2 次ともに堤体モデルよりもかなり小さく、また、最大応答倍率もやや小さくなる傾向がみられ、水平層のモデル化が必ずしも適切であるとはいえないことが知られる。

(2) 堤体の振動に及ぼす基礎地盤の影響

堤体の応答特性は、堤体と地盤の動的相互作用により地盤の動的特性によってかなり影響されることは前に述べたとおりである。本節では、このような堤体振動に及ぼす基礎地盤の特性の影響について前節と同様のモデルについて試算した結果を述べる。

堤体および地表層の諸元は同一で、基盤層の弾性波速度 V_3 が変化して基盤と地表層の振動インピーダンス比 α_1 の値が変化した場合を考える。このとき、基盤面の入力振幅 A_1 に対する堤頂部での応答 A_0 の倍率は

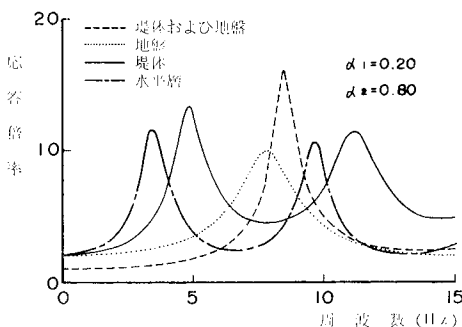


図-2 堤体と地盤の動的相互作用

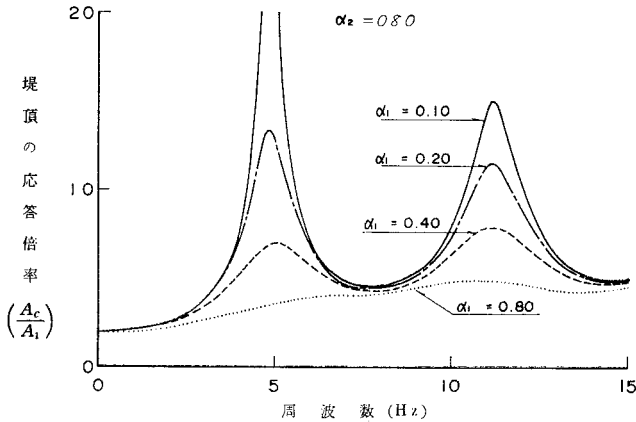


図-3 堤体の振動に及ぼす基盤の影響

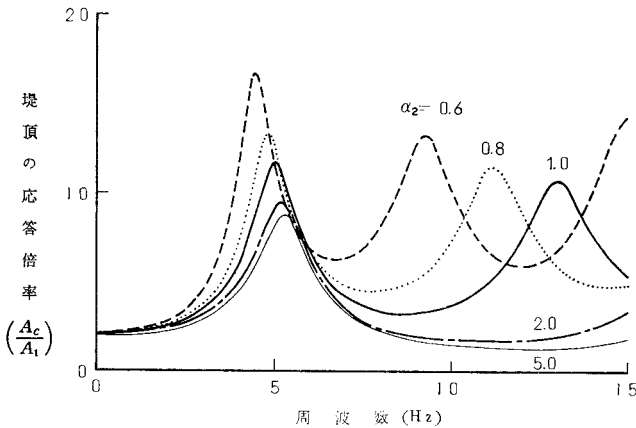


図-4 堤体の振動に及ぼす地盤条件の影響

図-3 に示すようになり、応答曲線は α_1 の値に応じてかなり変化する。すなわち、 α_1 が小さければ明瞭な共振状態が現われてくるが、 α_1 が大きい場合には応答曲線に顕著なピークがみられなくなる。応答曲線の形をみる限りでは、 α_1 が大きい場合は応答倍率も小さく、大きな減衰が働いているように見受けられるが、仮定では堤体の減衰は 5% と一定にしているのので、この減衰は波の地下逸散によるものと考えることができる。このことは、堤体の応答を求めるうえで粘性減衰の効果とともに地下逸散減衰の影響を十分考慮する必要があることを示している。

一方、同じ地盤モデルに対して堤体材料の弾性波速度 V_3 を変えて種々な α_2 の値に対して基盤の入力振幅 A_1 に対する堤頂での応答の振幅 A_c を求めたものが図-4 である。ここでは基盤層のせん断波速度 V_1 は 1000 m/s としている。この結果によれば、堤体の剛性が低下して振動インピーダンス比 α_2 が減少すると固有振動数が小さくなり最大応答倍率が大きくなるとともに、高次の固有振動が現われてきて全体的に応答倍率が高くなる

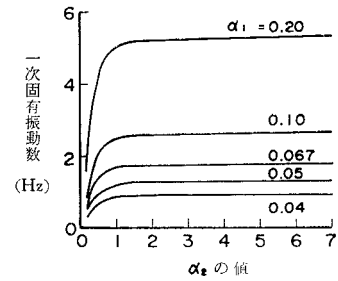


図-5 1次固有振動数と振動インピーダンス比との関係

傾向がみられる。ここでも α_2 が大きくなると応答曲線は低い山状をなし、見掛け上減衰が大きいような傾向を示し、地下逸散減衰の影響が明瞭にみられる。これらのことは、弱い材料で堤体を構築したり、締め固めが不十分で密度が小さかったりすることが、振動的にきわめて不利であることを示している。

このように振動インピーダンスが堤体の応答特性に及ぼす影響がきわめて大きいので、 α_1 および α_2 の値の変化によってどのように応答特性が変化するかを調べてみた。ただし、基盤層の密度および弾性波速度は一定とし、それぞれ 2.0 t/m^3 , 1000 m/s と仮定した。図-5 は、堤体の1次固有振動数が α_1 および α_2 の値によってどのくらい変化するかを示したものである。この図から明らかなように1次固有振動数は α_1 の値によってかなり異なり、 α_1 が増加するにつれて1次固有振動数は増大する傾向にある。また、 α_1 が一定の場合、 α_2 の値が増加すると1次固有振動数は増大するが、この傾向は α_2 が 1.5 ないし 2 よりも小さな値で特に顕著であり、2 以上の α_2 の値に対してはあまり変化がなく、ほぼ一定の固有振動数となる。

図-6 は同様にして得られた1次固有振動時の基盤の入力振幅 A_1 に対する堤頂における応答 A_c の比率の最大値、すなわち、最大応答倍率 $(A_c/A_1)_{\max}$ を α_1 , α_2 をパラメーターに記したものである。 α_1 が大きい場合には最大応答倍率は小さくなり、また、 α_2 が小さい場合には応答倍率はきわめて大きい値となるが、 α_2 の増加とともに減少しほぼ一定値となる傾向がみられる。したがって、堤体剛性が地表層のそれより低い場合、あるいは地表層の剛性が基盤のそれよりかなり小さい場合には、比較的振動数の小さな範囲で共振状態が起こり、しかもその応答倍率がきわめて高くなるので、軟弱地盤上の堤体が震害を受けやすいことの一つの説明となり得る。

堤体の応答特性に及ぼす地表層の厚さの影響を調べる

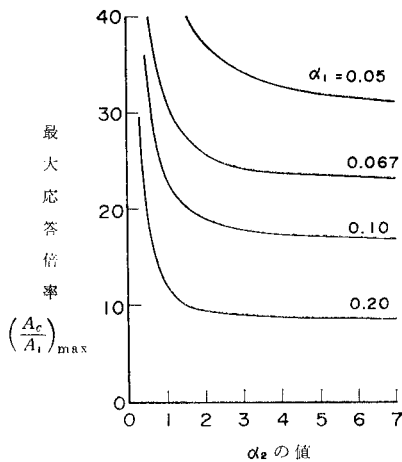


図-6 最大応答倍率と振動インピーダンス比との関係

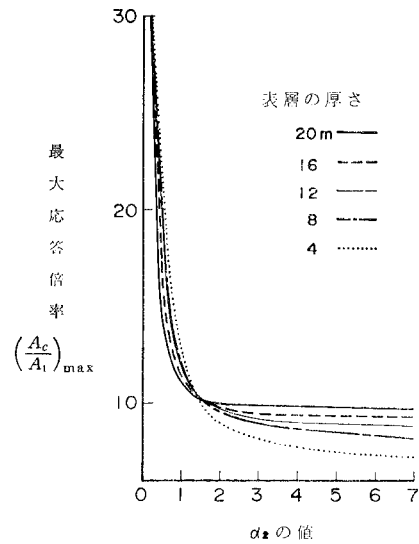


図-8 最大応答倍率に及ぼす地表層の影響

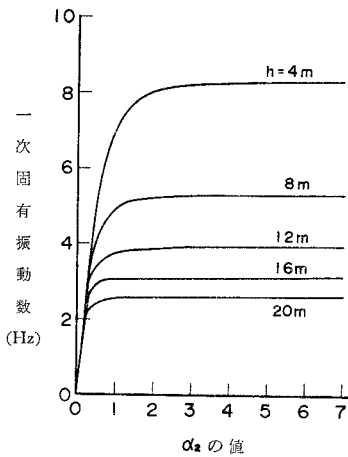


図-7 1次固有振動数に及ぼす地表層の影響

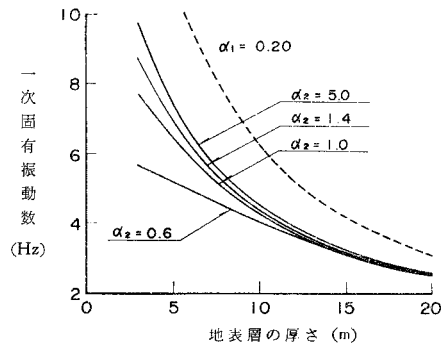


図-9 1次固有振動数と地表層厚との関係

ために、 α_1 を 0.2 と一定として地表層の厚さと α_2 の値を変化させて計算を行ってみた。図-7 は 1 次固有振動数が α_2 の値によってどのように変化するかを地表層の厚さをパラメーターにして記したものである。 α_2 が 1 以下の値では固有振動数は α_2 の増加に伴い急激に増加するが、2 以上の値に対してはほぼ一定値となることが知られる。また、この固有振動数は堤体がない場合の地表層の自由振動数と比較してかなり小さいが、地表層の厚さに反比例して層厚が大きいほど小さくなる傾向がみられる。図-8 は、同様に 1 次固有振動のときの基盤入力に対する堤頂の最大応答倍率 $(A_c/A_1)_{max}$ を示したものである。 α_2 が 1 以下では最大応答倍率は非常に大きな値をとるが、 α_2 の増加に伴い急速に減少する。この傾向は地表層の厚さに応じてやや異なり、 α_2 が 1.5 より大きい場合は地表層が厚いほど応答倍率が高いが、 α_2 が 1.5 より小さい場合は逆の関係になる。これらのことから、地表層の剛性が一定の場合には堤体材料の剛性を地表層のそれより高くすれば、応答倍率が低

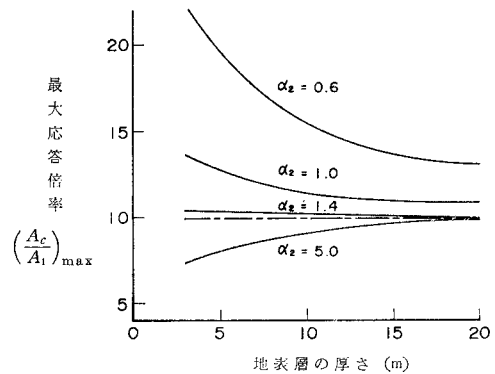


図-10 最大応答倍率と地表層厚との関係

くなるので、堤体の耐震性を高めることになることがよく理解される。

地表層の厚さの影響をみるために、横軸に地表層の厚さをとり、縦軸に 1 次固有振動数および最大応答倍率 $(A_c/A_1)_{max}$ をとったものが図-9 および 10 である。図-9 は α_2 をパラメーターとして示してあるが、地表

層の厚さが大きくなると1次固有振動数は急激に小さくなる。図中の破線は堤体の影響のない場合の地表層の固有振動数を示したものであり、堤体地盤系の固有振動数との差異が明瞭にみられる。1次固有振動数に及ぼす α_2 の影響は層厚の小さなどころでは顕著であるが、層厚が大きくなるとほとんど差異がなくなる。図-10は同じく最大応答倍率 $(A_c/A_1)_{max}$ と層厚の関係を記したものであるが、 α_2 が1より小さい場合には、最大応答倍率はかなり大きく、かつ、地表層が薄いほど応答倍率は高い。しかし、 α_2 が大きくなると応答倍率は小さくなり、 α_2 が1.5より大きい場合には、地表層の厚さが大きいほど最大応答倍率が高くなる傾向がみられる。同図中の破線は、堤体の影響のない場合の地表層の最大応答倍率を示したものであるが、 α_2 が1.5付近での堤体地盤系の最大応答倍率とほぼ等しくなり、地表層の厚さに無関係に一定値となる。

これらの結果によれば、地表層の剛性が一定の場合には α_2 を大きくすればするほど振動に対しては有利になると考えられるが、 α_2 が1.5ないし2以上であれば応答倍率は低下してほぼ一定値に近くなるので、実際上は堤体材料と地表層のせん断波速度の比を1.5程度にすることができれば、最も実質的に耐震性を向上させることになるものと考えられる。

4. 実測結果との比較

これまで述べた理論がどの程度実際の現象と対応するかを調べるために、八郎潟中央干拓堤防の正面堤防を例にとり理論値と実測値との比較を試みた。八郎潟干拓堤防の一部はすでに述べたように男鹿西方沖地震および新潟地震により被災したが、この正面堤防付近ではほとんど被害が発生しなかった。これは、正面堤防付近では軟弱層が厚いためにあらかじめその影響を十分考慮して設計がなされていたためであると考えられている。この正面堤防においては著者らによる常時微動測定¹⁴⁾のほかに河上ら¹⁵⁾および浅田ら^{16), 17)}による地震動観測や常時微動観測が行われている。後者の観測点付近では、厚さ約30mの軟弱地盤上に約4mの敷砂をして、その上に高さ約6mの堤体が砂質土で築造されている。この観測点における地盤の卓越周期は、河上らの報告¹⁸⁾によれば1.60, 0.80, 0.55, 0.25 および 0.16 s である。堤頂部分における堤軸直角方向の水平動についての浅田らの観測結果¹⁶⁾および著者が解析区間を変えて計算した1978年2月10日の宮城県沖地震の解析結果の一例を図-11に示す。この図から明らかなようにフーリエスペクトルのピークは2.50, 1.25, 0.80 および 0.45 s 付近にあり、これらが堤頂での卓越周期と考えることができる。

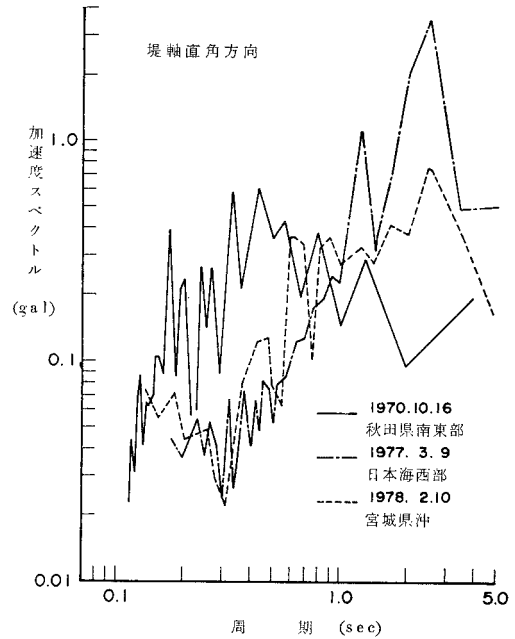


図-11 堤頂で観測された地震波のスペクトル (浅田らによる¹⁶⁾)

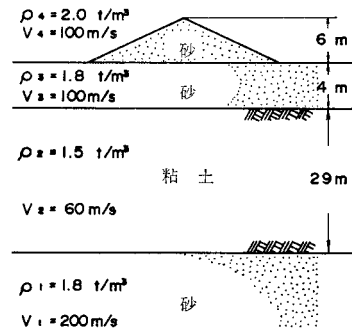


図-12 干拓堤防と地盤のモデル

すでに述べた多層地盤上の堤体の振動解に基づいて、図-12に示すような三層地盤と堤体のモデルを考えて周期応答を求めてみた。堤体および地盤の諸定数は河上らの実測データ¹⁾を若干修正して用いている。なお、堤体の振動については前節と同様に減衰率は5%とし、5次までの振動を考慮した。図-13には基礎入力に対する堤体頂部における応答曲線、堤体の影響のない場合の地盤の応答曲線および堤体自身の応答曲線が、それぞれ実線、破線および一点鎖線で示してある。堤体の影響のない地盤だけの固有周期は2.30, 0.74, 0.44 および 0.31 s であるのに対し、堤体地盤系の固有周期は2.50, 0.80, 0.46 および 0.32 s となっている。ただし、堤体自身の固有周期は、0.16 および 0.07 s である。理論的に求められた固有周期は、図-11で得られた堤体での実測の卓越周期にきわめて近い値となっている。実測値

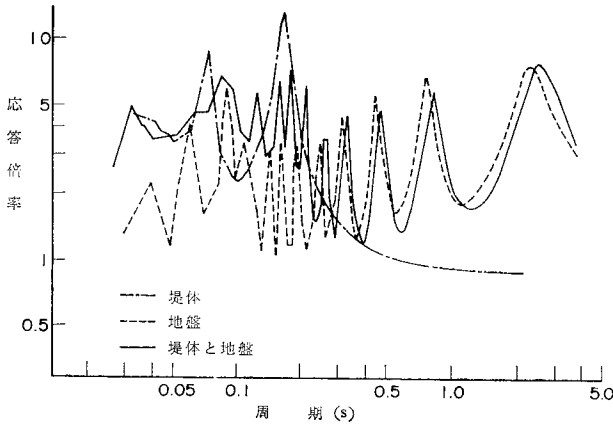


図-13 応答曲線 (理論値)

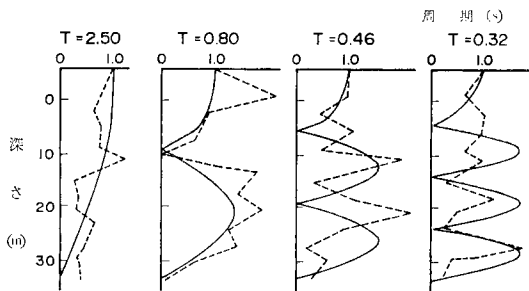


図-14 振動モードの実測値と理論値

の中には、一部理論値に対応のない卓越周期があるが、これはここで考えている以外の振動形に由来するものであろう。

固有振動時の振動形を比較するために堤体および地盤内の振幅分布を求め、理論値を実線で、また、実測値を破線で示したものが 図-14 である。ここで、実測値は河上らによって得られた地中常時微動の変位スペクトルから、各周期について堤頂部におけるスペクトルを1として、各深さにおけるスペクトルの比を求めて記したものである。この図から1次から4次までの各固有周期における実測振幅分布が計算で求めた理論振幅分布とよく一致していることが知られる。

中間に存在する軟弱な粘土層の厚さを変化させたときの計算で求められた1次および2次の理論固有周期と層厚との関係を示したものが 図-15 である。計算で求めた堤体地盤系の固有周期は、ほぼ粘土層厚に比例することが知られる。同図中には、八郎潟干拓堤防の正面堤防およびその他の地点(たとえば西部承水路堤防)で測定された常時微動の卓越周期と軟弱層の厚さとの関係がプロットされている。ここで1次固有周期に対応する実測値は河上らの報告¹⁹⁾によるものである。この図から明らかのように、計算値と実測値とは比較的よく一致している。ただし、粘土層の厚さの小さいところでは、実測の

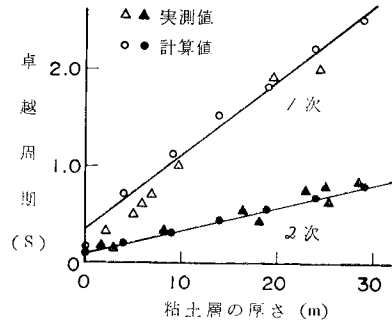


図-15 固有周期の実測値と理論値

1次卓越周期は理論値よりやや小さく、この場合はむしろ堤体を無視した地盤の1次固有周期に近いものと考えられる。しかし、粘土層厚の小さいところでの常時微動の卓越周期を1次と2次に判別するのは困難であり、主観の混じる可能性もある。

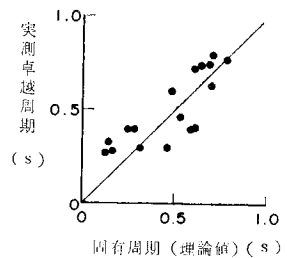


図-16 固有周期の実測値と理論値の比較

図-16 は、実測卓越周期と地盤構造から理論的に求めた固有周期との関係を記したものである。計算上、上部の砂層の厚さおよび各土層の弾性波速度を一定としたためやや誤差は認められるものの、ほぼ一対一の対応が得られている。

このように、単純なせん断波の仮定を用いて堤体と地盤からなる振動系の応答特性を求めた結果が、地震や常時微動観測による卓越周期や振動形と比較的よく一致していることから、この解析手法を用いて、中小の地震に対する堤体の応答を計算することは可能である。しかしながら、被害が生じるような大地震の際の挙動については、土材料の非線形性や減衰特性など、ほかに考慮すべき多くの要因があるので、この手法をそのまま適用することは適当ではない。

5. 地震応答解析の一例

成層地盤で定常応答特性が知られている場合に、地震入力に対する過渡応答を求める手法は、Shnabel ら²⁰⁾によって提示されている。すなわち、系の周波数応答 $A(\omega)$ が知られている場合、入力波のフーリエスペクトル $Y(\omega)$ とかけ合わせてスペクトルを求め、

$$\ddot{U}(t) = \sum A(\omega_i) Y(\omega_i) \cos(\omega_i t + \phi_i) \dots \dots \dots (10)$$

により周波数領域より時間領域に変換する手法である。この方法を用いて前節で用いた 図-12 のモデルについ

て、堤体の応答に及ぼす粘土層の厚さの影響をみるために粘土層厚を変化させて加速度応答を求めてみた。入力に用いた地震波形はエルセントロ NS 成分、十勝沖地震八戸港 EW 成分および宮城県沖地震塩釜港 EW 成分の3種であり、基盤に直接入力することとした。解析は、0.01 秒間隔に 1024 点すなわち 10.24 秒間の記録を用い、15 Hz までの周波数成分についての合成を行い、入力の最大加速度 (A_i)_{max} に対する堤頂の応答の最大加速度 (A_c)_{max} の比率を求めた。

この結果得られた堤頂における最大加速度応答倍率を粘土層の厚さに対して記したものが 図-17 である。堤頂における最大加速度応答倍率は、ほぼ 3~8 の間にあり、入力地震波によりその傾向は異なるが、全体的にみれば軟弱層が厚いほど応答倍率がやや減少する傾向がみられる。これは、粘土層の厚さに対応して固有振動数が小さくなるので比較的高い周波数成分の増幅が小さくなり、最大加速度応答倍率がやや減少するものと考えられる。加速度応答倍率が多少低下しても固有振動数が小さくなれば変位応答は大きくなることが考えられるので、粘土層が厚いほど最大応答変位は大きいことは予想される。堤体の震害と軟弱層の厚さに相関があるものとするれば、最大加速度ばかりでなく最大変位も耐震工学上重要な要因であるといえよう。

これまで述べた結果はあくまで線形の範囲での論議であり、被害の発生するような大きな入力地震に対しては地盤や堤体の材料が非線形性を示すことは十分考えられることである。その場合、最大加速度応答は線形応答よりも低下することが考えられるので、この解析法による結果は最大加速度応答の上限値を与えるものとするのが妥当である。したがって、この方法で堤体の設計加速度を求めた場合には、かなり安全側の設計になることは否めない。しかしながら、従来の河川堤防や干拓堤防の

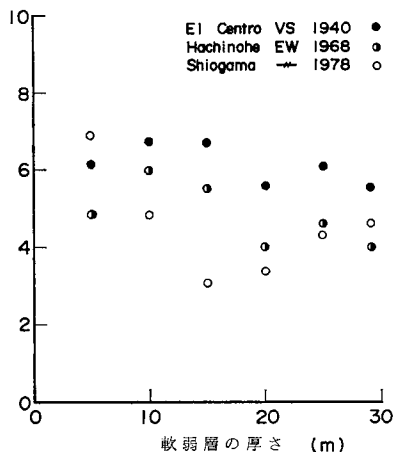


図-17 軟弱層の厚さと最大加速度応答倍率

耐震設計では、地盤種別の考慮はなされてはいるものの、地盤条件の影響についてはあまり明確にはされていなかったため、本研究はこれらの影響を知るための一手法として有用であると考ええる。

6. 結 論

せん断ばりの理論を用いてせん断波が入射した場合の堆積地盤上の堤体の地震応答特性を調べた結果、次のような結論が得られた。

(1) 堤体と地盤の動的相互作用により、堤体の応答特性は基礎地盤の動特性によって大きく影響される。

(2) 二層地盤モデルによれば、堤体-地盤系の応答特性は主として地表層および堤体材料の剛性によって定まり、地表層が軟弱なほど、また、堤体材料の剛性が地表層のそれと比べて小さいほど固有振動数が小さくなり、応答倍率が高くなる。

(3) 地表層の剛性が一定の場合、堤体材料の剛性が大きいほど系の固有振動数は高くなり応答倍率は低下する。この傾向は、堤体と地表層のインピーダンス比が2付近でほぼ一定となるので、堤体材料のS波速度を地表層のそれの約2倍程度にすれば、最も効果的に耐震性を高めることになる。

(4) 本理論の妥当性を検討するために、八郎潟干拓堤防における地震観測結果および地中常時微動測定結果とこれを単純化したモデルによる計算結果との対比を行った。この結果、理論値と実測値とが比較的よく一致することが認められた。

(5) このモデルにおいて粘土層の厚さを変化させて地震時の最大加速度応答値を求めた結果、堤体頂部における最大加速度応答は、入力地震波によって異なるが、粘土層の厚さが増大するとやや減少する傾向が認められた。

本論文をまとめるにあたり、貴重な実測データの提供をいただいた東北工業大学 浅田秋江教授ならびに計算の一部を実施していただいた清水建設(株)の栗田守朗氏に深心の感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 表 俊一郎：東海地震及び三河地震による地震危険率の比較，地震研究所彙報，24号，pp. 87~98，1946。
- 2) 河角 広：東京の震害分布と地盤について，建築雑誌，66巻，773号，pp. 8~15，1951。
- 3) 金井 清・森下利三：震害と地盤の関係 第2報，地震研究所彙報，41号，pp. 271~285，1963。
- 4) 金井 清：木造家屋の震害について，地震研究所彙報，29号，pp. 215~222，1951。
- 5) 河上房義・浅田秋江・柳沢栄司：堤防の耐震性と常時微動の関係について，土と基礎，Vol. 14, No. 9, pp. 19~25, 1966。

- 6) Hoshiya, M. : Seismic Damage of Embankment by Quantification Analysis, Proc. of U.S.-Japan Seminar on Earthquake Engg. Research with Emphasis on Life Line System, pp. 141~156, 1975.
- 7) 河上房義・浅田秋江・柳沢栄司・森 芳信: 1968年十勝沖地震被害調査報告, 東北大学土木教室報告, 第21号, pp. 1~40, 1969.
- 8) 河上房義・浅田秋江・森 芳信: 十勝沖地震の被害を受けた馬淵川堤防の常時微動特性, 東北地域災害科学研究報告 昭和43年度, pp. 126~136, 1969.
- 9) 浅田秋江・河上房義: 地盤震動特性に関する二, 三の考察, 土木学会論文報告集, 第236号, pp. 93~107, 1975.
- 10) 神山 真: 地震時における地盤内の応力ひずみの評価, 土木学会論文報告集, 第250号, pp. 9~23, 1976.
- 11) Okamoto, S., C. Tamura and K. Kato: Earthquake Response of Fill Type Dam, Proc. of 3rd Japan Earthquake Engg. Symposium, pp. 461~468, 1970.
- 12) 柳沢栄司: 土構造物の振動特性に及ぼす基礎地盤の影響, 第13回土質工学研究発表会講演集, pp. 1033~1036, 1978.
- 13) たとえば, 大橋 猛・堀越信雄・麓 秀夫: 高盛土の地震時挙動の予測, 第14回土質工学研究発表会講演集, pp. 1329~1332, 1969.
- 14) 文献5)に同じ.
- 15) 河上房義: 八郎潟干拓堤防正面堤地震動観測, 昭和45年度報告書, 1971.
- 16) 浅田秋江・栗原益男: 八郎潟干拓堤防における地震動観測例, 土木学会第33回年次学術講演会講演概要集 III, pp. 174~175, 1978.
- 17) 河上房義・浅田秋江: 軟弱地盤上に築造された八郎潟干拓堤防の耐震性について, 土と基礎, Vol. 123, No. 12, pp. 43~49, 1975.
- 18) 河上房義・浅田秋江: 八郎潟干拓堤防正面堤地震動観測 昭和47年度報告書, 1973.
- 19) 河上房義・浅田秋江・森 芳信: 軟弱地盤上の盛土の震害に関する要因について, 東北地域災害科学研究報告, 第8巻, pp. 157~164, 1962.
- 20) Shnabel, P.B., J. Lysmer and H.B. Seed: SHAKE A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontal Layered Sites, Report No. EERC 72-12 Earthquake Engineering Research Centre of Univ. of California, pp. 9~10, 1972.
- 21) 柳沢栄司: 多層地盤上の堤体の振動性状について, 土木学会第33回年次学術講演会講演概要集 III, pp. 168~169, 1978.
- 22) 柳沢栄司: 多層地盤上の堤体の地震応答特性について, 第5回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 793~800, 1978.
- 23) 柳沢栄司: 土構造物の振動に及ぼす地盤振動の影響, 第11回土質工学研究発表会講演集, pp. 841~844, 1976.
- 24) 柳沢栄司: 軟弱地盤上の土構造物の応答特性, 第14回地震工学研究発表会講演集, pp. 69~72, 1976.
- 25) 柳沢栄司: 軟弱地盤上の土構造物の振動性状について, 土木学会第31回年次学術講演会講演概要集 III, pp. 261~262, 1976.
- 26) 柳沢栄司: 土構造物の振動性状におよぼす基礎地盤の影響, 土木学会第32回年次学術講演会講演概要集 III, pp. 287~288, 1977.

(1980.12.13・受付)