

地震時における堤防の三次元応答 に関する振動台実験

秦吉弥¹・加納誠二²・佐々木康³

¹広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻 博士課程前期 2年
(〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

E-mail:yoshiya@hiroshima-u.ac.jp

²広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻 助手 (〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

E-mail:skano@hiroshima-u.ac.jp

³広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻 教授 (〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)

E-mail:ysasaki@hiroshima-u.ac.jp

地震による堤防被害が局所的に発生する主な原因は地盤の不均質性であるが、中には堤防下の地盤構成は水平方向にほぼ均質な広がりをもっており、局所的な地盤条件が局所的な崩壊につながったとは考えられない例もある。このような局所的な堤防の崩壊原因の一つに、堤防の地震時三次元応答が考えられる。本論文では、堤防の地震時三次元応答を解明するための基礎的研究として振動台模型実験を行い、堤防の動的三次元応答について検討を行った。その結果、条件によっては堤防の三次元応答に起因する局所的な応答の増大を設計に反映させることが必要であることがわかった。

Key Words : Earthquake, Dike, 3-Dimensional Response, Shaking Table Tests

1. はじめに

河川堤防は河川沿いに形成された沖積地盤上に位置しているため、これを支持する基礎地盤が軟弱であることが多く、土木構造物の中でも地震被害を受けやすいという宿命を負っている。

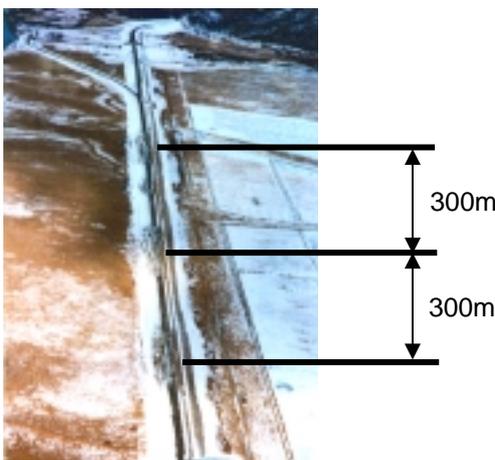


図-1 被災した釧路遊水地左岸堤防

図-1は1993年釧路沖地震で被災した釧路湿原内の釧路遊水地左岸堤防の空中写真である。この図をみると直線的に続く堤防の中に部分的に破壊されてい

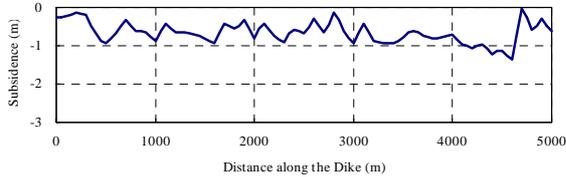
る箇所が3カ所現れている。被害区間中心ごとの間隔は約300mで、ほぼ等間隔に破壊されていた¹⁾。

図-1に見られるような局所破壊の原因として局所的な堤防の弱点および局所的な地震動の大きさの二つが挙げられるが、この現場では堤防下の地盤構成は水平方向にはほぼ均質な広がりをもっており²⁾、破壊の原因が局所的な地盤条件の差によるものであるとは考えられない。そこで本研究では被害区間が堤防延長方向に等間隔で現れた原因が堤防の地震時三次元応答にあると考え、堤防の動的三次元応答について検討する。

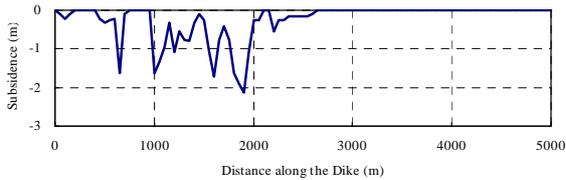
2. 堤防延長方向の沈下量の分布

河川堤防の局所的な破壊はその他の被害地震時においても見られる。図-2(a)に日本海中部地震で被災した八郎瀧堤防の沈下縦断図³⁾を、図-2(b)には釧路沖地震で被災した釧路遊水地の左岸築堤の沈下量縦断図⁴⁾を、また図-2(c)には鳥取県西部地震で被災した荒島堤防の沈下量の縦断分布⁵⁾をそれぞれ示す。これより八郎瀧堤防、釧路遊水地築堤および荒島堤防では、堤防沈下量の縦断分布が沈下量の大きい区間とそれほどでもない区間とが間歇的に現れていることがわかる。

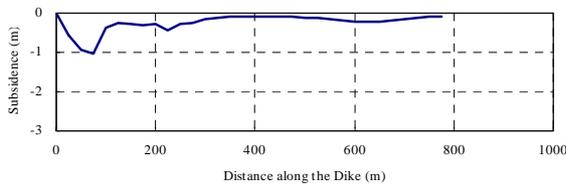
図-3(a)(b)(c)に八郎潟堤防，釧路遊水地左岸築堤および荒島堤防の堤防延長方向の沈下量分布をフーリエ変換したものをそれぞれ示す．これより八郎潟堤防では約400mおよび500m，釧路遊水地堤防では約300m，450m，および荒島堤防では約220mおよび530mの箇所においてフーリエスペクトルがそれぞれ卓越していることがわかる．



(a) 八郎潟堤防

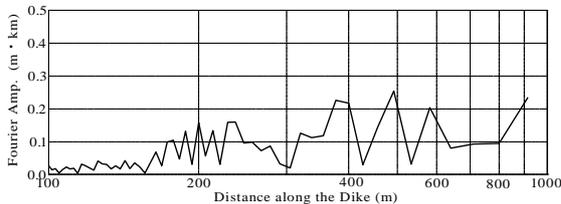


(b) 釧路川遊水地左岸築堤

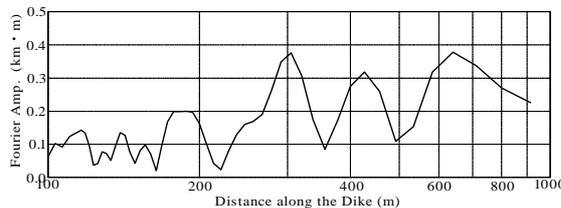


(c) 荒島堤防

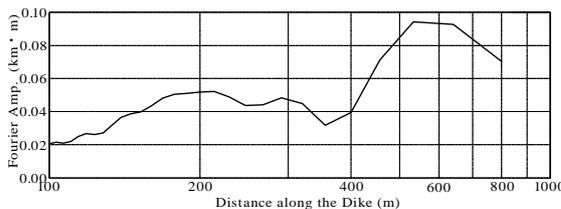
図-2 堤防延長方向の沈下量の縦断分布



(a) 八郎潟堤防



(b) 釧路川遊水地左岸築堤



(c) 荒島堤防

図-3 堤防延長方向の沈下量分布のフーリエスペクトル

3. 振動台模型実験

(1) 実験方法

電磁式の小型振動台を用い，振動台上に三角形断面を有する模型堤防を直接設置して実験を行った．堤防天端に10mm毎に測点を設け，加振中に堤防天端および振動台の挙動を上方より高速CCDカメラを用いて撮影し，画像解析によりその変位量を求めた．なお，用いたCCDカメラの性能から撮影できる範囲は堤防中央付近の幅130mm×高さ70mm程度である．ここで，加速度一定条件で加振すると高周波数領域において振幅が小さくなり，本システムでは変位が測定できなくなるため，加振振幅一定条件のもとで実験を行い，実験後模型材料の線形性を仮定して10Hzの加速度を基準加速度として周波数による正規化を行った．加振振幅は1.0mm^{P-P}とした．堤防法勾配を1:1，堤防高さを約40mm程度および堤防両端における堤軸方向の変位を拘束して堤防延長および堤体のせん断剛性をそれぞれ変化させて実験を行った．表-1に各ケースの実験条件を示す．

表-1 実験条件

Case No.	堤防高さH(mm)	堤防幅B(mm)	堤防法勾配	堤防延長L(mm)	せん断剛性(Pa)
Case 1	39.65	78.26	1:0.99	480	1991
Case 2	40.45	79.87	1:0.99	360	1991
Case 3	41.40	76.92	1:0.94	240	1991
Case 4	41.40	76.92	1:0.93	120	1991
Case 5	39.81	83.02	1:1.04	480	1044
Case 6	40.95	82.43	1:1.01	480	3692
Case 7	41.00	87.30	1:1.06	480	5641
Case 8	41.10	84.71	1:1.03	480	6706

(2) 供試体の物理特性とその作成方法

振動台模型実験に先立ち，模型材料のせん断剛性試験を行った．本実験では，供試体としてゼラチンを牛乳で溶かしたものを型枠に入れ，冷蔵庫で十分に冷やして固化させ，約35mm(加振方向)×約45mm(加振直角方向)×約50mm(高さ)の直方体に成形したものを作成した．この供試体を振動台上に設置して加振し，振動を停止した後の減衰振動中の時刻歴変位を計測した．この結果から固有周期と減衰定数を求め，供試体のせん断弾性係数を算出した．表-2および図-4に牛乳とゼラチンの重量比を変化させた場合の供試体の物理特性を示す．

表-2 供試体の物理特性

牛乳:ゼラチン	せん断剛性(Pa)	せん断波速度(m/sec)	減衰定数(%)	密度(t/m ³)
100:5.00	1044	1.02	4.5	1.02
100:7.50	1991	1.40	4.6	1.03
100:10.0	3692	1.89	5.1	1.06
100:12.5	5641	2.32	5.5	1.07
100:15.0	6706	2.51	6.7	1.09

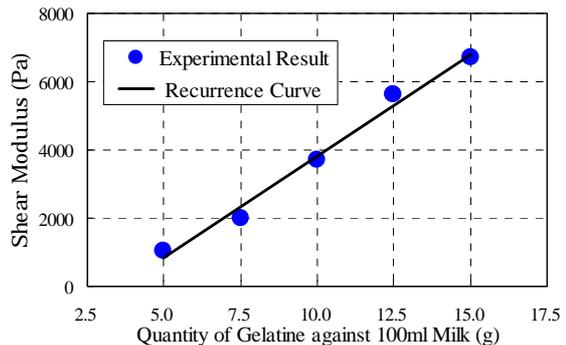


図-4 ゼラチンの含有量とせん断弾性係数の関係

(3) 相似則に関する検討

模型実験により測定される堤防の振動状態は三次元的であるが、今回は二次元の運動方程式を仮定し、このせん断振動の運動方程式に対して相似則を求めると次のようになる⁶⁾。

$$\frac{v \cdot \alpha^2}{\mu \cdot \kappa^2} = 1 \quad (1)$$

ここに、 v はせん断弾性係数の比率、 α は時間の比率、 μ は単位体積質量の比率および κ は寸法(高さ)比である。釧路川遊水地左岸堤防を考えると、地震後の調査よりこの堤防の物性値が $G=1.956 \times 10^7$ (Pa), $\rho=1.65$ (t/m³), $H=6.2$ (m) であることが明らかとなっている。堤防模型の物性値(牛乳：ゼラチン=100:7.5)が $G=1.991 \times 10^3$ (Pa), $\rho=1.03$ (t/m³), $H=0.04$ (m) および振動台の加振周波数が 5 ~ 35 Hz であるので、実堤防の固有周期 $T=0.057 \sim 0.396$ (sec) を再現していることになる。ここで、釧路川堤防の一次の固有周期は 1/4 波長則より 0.225 (sec) と推定されるので、本実験の加振周波数領域で実際の現象を再現できていると考えられる。

4. 実験結果ならびに考察

(1) 堤防天端に現れる局所的な変位

図-5に堤防上方から撮影した堤防模型の様子を示す。この図からもわかるように堤防底面には一樣な変位が入力されているにもかかわらず、天端には堤防延長方向に周期的に変位の増幅される区間が発生していることがわかる。振動台模型実験では加振周波数により節や腹となる点の位置が異なり、増幅の割合も変化している。

本論文では堤防延長方向の周期的な応答の分布を天端に現れる波と定義し、高速フーリエ変換を用いたスペクトル解析を行うことにより天端に現れる波の波長を求めた。天端に現れる波の振幅等については図-6に示すように定義した。

堤防延長方向にY軸をとり、これに直交する方向つまり堤防横断方向(加振方向)にX軸をとる。近似正弦波の極値をそれぞれ X_{max}, X_{min} とする。 X_{max}, X_{min} のうち絶対値が大きいほうの点のX座標を腹の振幅 $X_{Antinode}$ と定義する。また X_{max} と X_{min} との中間点を節として、そのX座標を節の振幅 X_{Node} と定義する。したがって片振幅は $X_{Antinode} - X_{Node}$ となる。



図-5 堤防天端に現れる局所的な変位

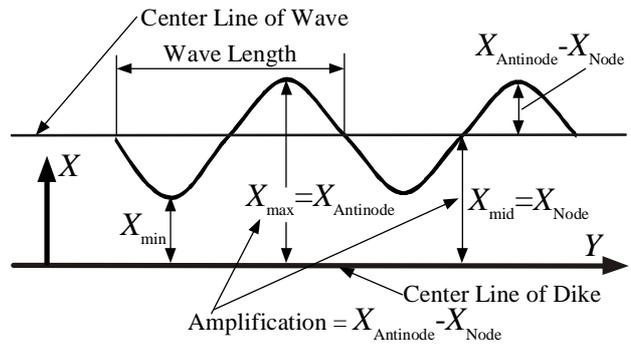


図-6 堤防天端に現れる波の振幅の定義

(2) 堤防延長長さが三次元応答に与える影響

図-7(a)は加振周波数と節の振幅の関係である。これより、Case 2(36cm)およびCase 1(48cm)においては一次ピークが14Hz付近にあり、節の振幅値は最大4~5mm程度であることがわかる。しかし、Case 4(12cm)およびCase 3(24cm)においては一次ピークが18Hzおよび16Hz付近にそれぞれあり、節の振幅値は最大2~3mm程度であることがわかる。この結果より、堤防延長つまり寸法効果の影響によって堤防模型の固有周波数および最大振幅の値が変化していることがわかる。

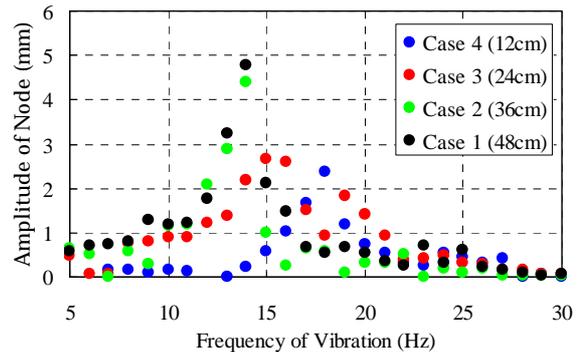


図-7(a) 加振周波数と節の振幅の関係

図-7(b)には波長と堤防高さの比を各加振周波数に対してプロットした関係を示す。これより加振周波数が大きくなるにつれ、天端に現れる波の波長が短くなっており、Case 1およびCase 2における波長がほぼ一致していることがわかる。しかし、Case 3およびCase 4においては他のケースと比較して波長が4cm程度大きくなっていることがわかる。これは寸法効果により堤防模型の固有周波数が変化した影響であると考えられる。

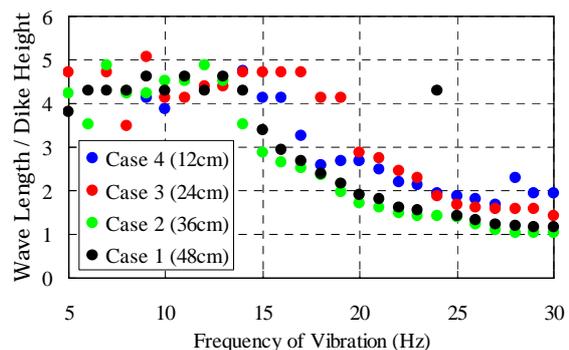


図-7(b) 加振周波数と波長と堤防高さの比率との関係

図-7(c)は加振周波数と腹と節の振幅の差との関係である。これより、Case 1,2,3では腹と節の振幅の差は最大3mm程度であるのに対し、Case 4では加振周波数18Hzおよび24Hz付近において最大2mm程度となっており、寸法効果が三次元応答に与える影響が顕著に現れていることがわかる。また、一次ピーク時における増幅率はそれぞれ図-8より1.6~2.0程度であることがわかる。

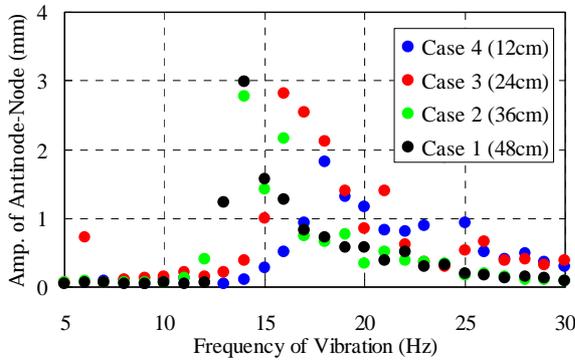


図-7(c) 加振周波数と腹と節の振幅の差との関係

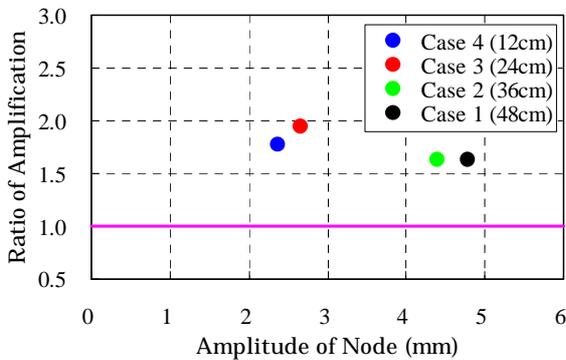


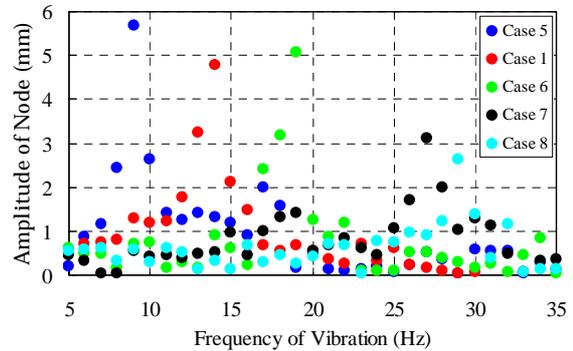
図-8 1次ピーク時の節の振幅と増幅率の関係 (Case 1,2,3,4)

(3) 堤防のせん断剛性が三次元応答に与える影響

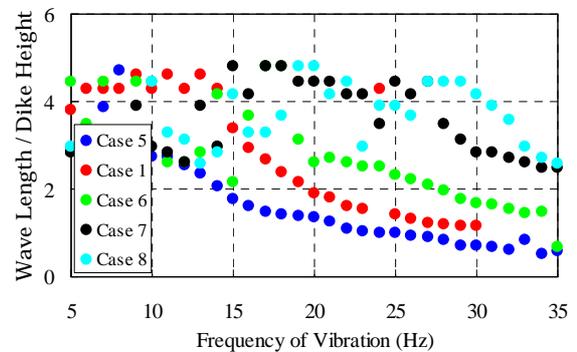
図-9(a)は加振周波数と節の振幅の関係である。これより、一次ピークとなるときの周波数が堤防模型のせん断剛性によって変化していることがわかる。また、節の振幅の最大値はCase 5において6mm程度であることもわかる。図-9(b)には波長と堤防高さの比を各加振周波数に対してプロットした関係を示す。これより加振周波数が大きくなるにつれ、天端に現れる波の波長が短くなっていることがわかる。また、高周波数領域においてせん断剛性が大きくなるほど、波長が長くなっていることもわかる。図-9(c)は加振周波数と腹と節の振幅の差との関係である。これより、腹と節の振幅の差は最大で3.5mm程度であり、節の振幅値が最大となるとき、腹と節の振幅の差も最大となっており、そのときの増幅率は図-10より1.6~2.0程度となっている。

図-11は一次ピーク時に着目して、横軸に堤防模型のせん断弾性係数を、縦軸に固有周波数、節の振幅、腹と節の振幅の差および天端に現れる波の波長と堤防高さの比率をそれぞれプロットしたものである。図-11(a)より堤防のせん断剛性が増加するにしたがって1次ピークとなるときの周波数も増加の傾

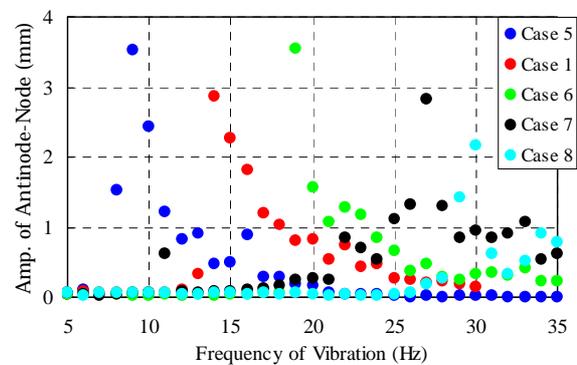
向にあることがわかる。また、図-11(b)および図-11(c)よりせん断剛性の増加にともない、節の振幅および腹と節の振幅の差はそれぞれ減少傾向にあるのに対し、図-11(d)より一次ピークとなるときの天端に現れる波の波長は堤防模型のせん断剛性に依存していないことがわかる。



(a) 節の振幅



(b) 波長と堤防高さの比率



(c) 腹と節の振幅の差

図-9 加振周波数との関係 (Case 1,5,6,7,8)

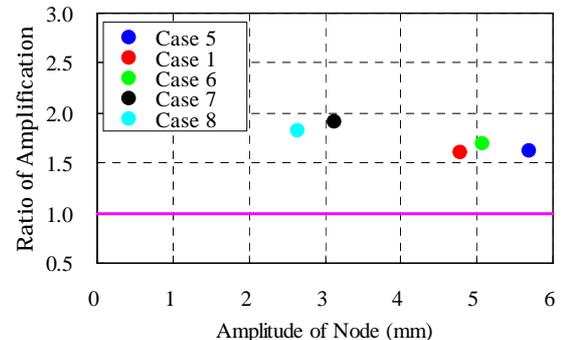
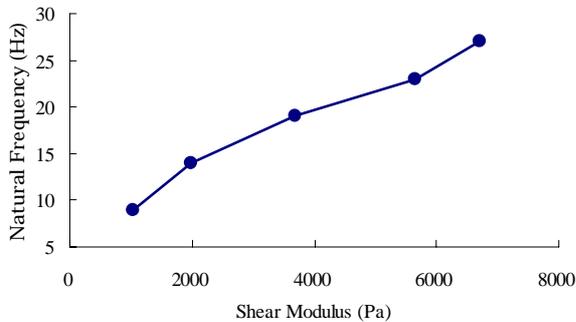
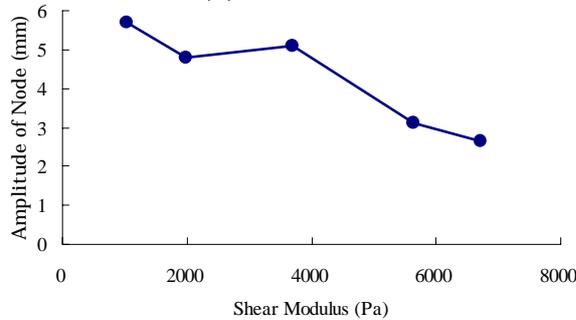


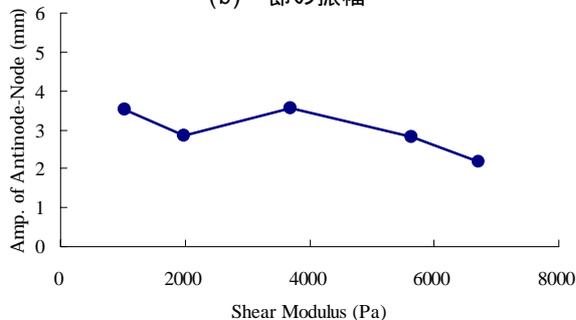
図-10 1次ピーク時の節の振幅と増幅率の関係 (Case 1,5,6,7,8)



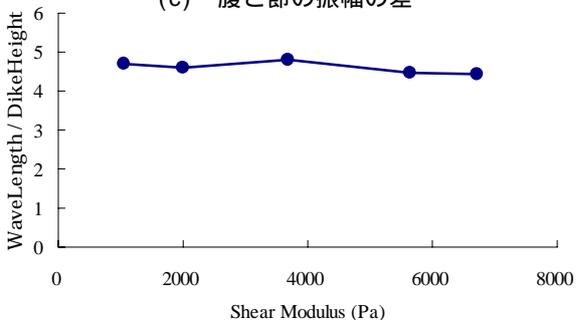
(a) 固有周波数



(b) 節の振幅



(c) 腹と節の振幅の差



(d) 波長と堤防高さの比率

図-11 1次ピーク時におけるせん断弾性係数との関係

5. 理論値との比較検討

(1) 松村の解⁷⁾

図-12に示すように堤防横断面を二等辺三角形とした堤防について原点0を加振前の堤防天端頂点にとり堤防横断方向にX軸を、天端頂点から鉛直下向き方向にZ軸をそれぞれとる。

密度 ρ が深さ z に依存せず一定であるとき、松村は堤防横断面におけるせん断振動を表す運動方程式を次式のように示している。

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho z} \times \frac{\partial}{\partial z} \left(z \frac{\partial \xi}{\partial z} \right) + \frac{\eta}{\rho z} \times \frac{\partial}{\partial z} \left(z \frac{\partial^2 \xi}{\partial t \partial z} \right) \quad (2)$$

ここに、 ξ はせん断振動による中立軸の水平変位、 G は堤防を構成する材料のせん断弾性係数および粘性係数である。堤防は頭部において外力の作用はなく、底部において基礎地盤に固定しているとした条件のもとで(2)式を解くことによって得られる堤防の固有周波数 f_0 は次のようにあらわされる。

$$f_0 = \frac{j_n}{2\pi H} \sqrt{\frac{G}{\rho} \left(1 - \frac{j_n^2 \eta^2}{4H^2 \rho G} \right)} \quad (3)$$

ここに、 j_n はベッセル関数で一次モードとなるとき $j_1 = 2.40483$ となる。

図-13はCase 1,2,3,4の実験において、一次ピークとなるときの加振周波数を堤防模型の高さごとにプロットしたもので、図中の実線は(3)式から得られる堤防模型の固有周波数の理論解である。これよりCase 1およびCase 2では実験値と理論値がほぼ一致しているのに対し、Case 3およびCase 4では実験値が理論曲線から外れており、堤防延長が短くなるほど実験値と理論値との差が大きくなっていることから、寸法効果の影響が顕著に現れているといえる。

図-14はCase 1,5,6,7,8の実験において、一次ピークとなるときの加振周波数と堤防模型のせん断剛性との関係を示す。これよりCase 1, Case 5およびCase 6では実験値と理論値がほぼ一致しているが、Case 7およびCase 8では実験値と理論値との間にずれが生じている。これは理論値はせん断変形モードを仮定しているものの、実際の模型実験では高次の振動になるとせん断変形に加えて、ロッキングによる影響が大きくなるためではないかと考えられる。

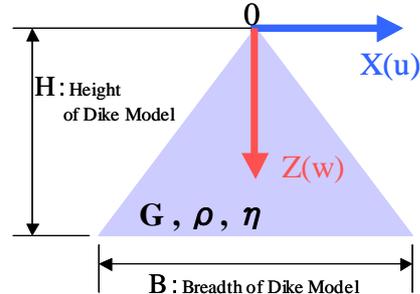


図-12 堤防横断面における座標の定義

堤防天端($z=0$)における変位の最大値 ξ_{\max} は入力波の振幅 δ を用いて次のようにあらわされる。

$$(\xi)_{z=0, \max} = \frac{\delta}{\sqrt{v_1^2(H) + v_2^2(H)}} \quad (4)$$

ここに、 $v_1(H)$ および $v_2(H)$ はベッセル関数 j_n および固有周期と物性値から決まる定数 α をそれぞれ用いて次のようにあらわされる。

$$v_1(H) = J_0(\alpha H) J_0(i\beta H) + 2 \sum_{s=1}^{\infty} J_{2s}(\alpha H) J_{2s}(i\beta H) \quad (5)$$

$$v_2(H) = -2i \sum_{s=0}^{\infty} J_{2s+1}(\alpha H) J_{2s+1}(i\beta H) \quad (6)$$

(2) 堤防の動的モデル化

次に、二等辺三角形断面をもつ堤防を高さに分割し、堤防構造を質点系にモデル化して動的解析

を行う。堅固な地盤上に構築された堤防の単位奥行きについて考え、堤防高さ方向に堤防を四分分割し、分割された堤防を4自由度の質点系モデルに置き換えた。振動台の変位分布を二階微分することによって得られる振動台の加速度波形をこのモデルに入力することにより、堤防天端の応答を算出した。解析条件として、これら4つの構造をつなぐバネ定数 k は一定とし、実験値から減衰定数 $\gamma=5\%$ とした。なお、運動方程式の数値積分手法としてはNewmarkの法($\beta=1/4$)を採用した。

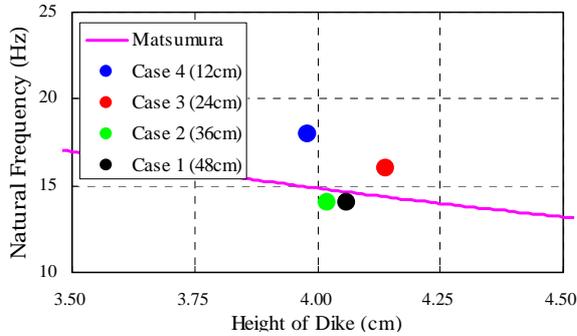


図-13 堤防高さと同固有周波数の関係

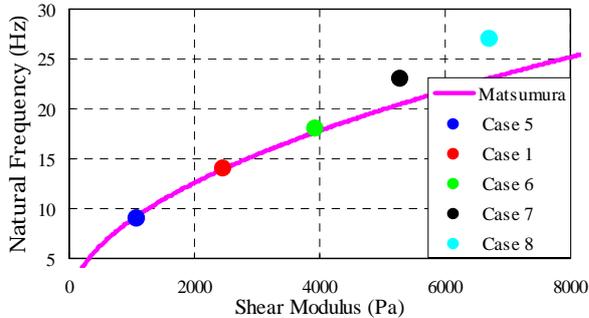


図-14 せん断弾性係数と同固有周波数の関係

(3) 一次ピーク時における変位量の比較

(3)式から得られる固有周波数 f_0 を(4)式に代入することによって、一次ピークとなる時の堤防天端におけるX方向(加振方向)の最大変位 u_{max} を求め、図-15に堤防高さと同変位との関係を示す。図-15にはCase 1,2,3,4における一次ピーク時の節および腹の振幅と堤防模型の高さとの関係も合わせて示す。さらに同図には4自由度モデルの解析結果も示す。

これよりCase 1およびCase 2における節の振幅が理論値と同ほぼ一致しているものの、腹の振幅は理論値よりかなり大きくなっていることがわかる。これは二次元断面の面内振動による変位(節の振幅)に加え、堤防の三次元応答に起因する変位の割増(腹と節の振幅の差)があることを示しており、このときの増幅率(腹と節の振幅の比率)は図-16より1.6程度であることがわかる。この値は入力加速度やせん断弾性係数に依存するため、必ずしも現場の増幅率とみなすことはできないが、局所的に加速度が大きくなる区間が存在すると考えられる。また図-15よりCase 1およびCase 2の結果と比較して、Case 3およびCase 4における節の振幅値は理論値よりかなり小さくでていることから寸法効果が三次元応答に与える影響が顕著に現れていることもわかる。

図-17はCase 1,5,6,7,8における一次ピーク時の節および腹の振幅を堤防模型のせん断剛性ごとにプロットしたもので、図中の実線は(4)式から得られる松村の解および4自由度モデルの解析結果である。これよりCase 1, Case 5およびCase 6における節の振幅が理論値と同ほぼ一致しているものの、Case 7およびCase 8では節の振幅値と理論値との間にずれが生じていることがわかる。これは理論値はせん断変形モードを仮定しているものの、実際の模型実験では高次の振動になるとロッキングによる影響が生じている可能性がある。図-18はCase 1,5,6,7,8における一次ピーク時の増幅率であり、1.6~1.9程度の値を示していることがわかる。

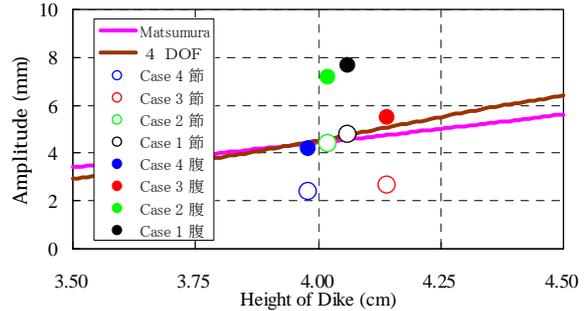


図-15 堤防高さと同最大変位の関係

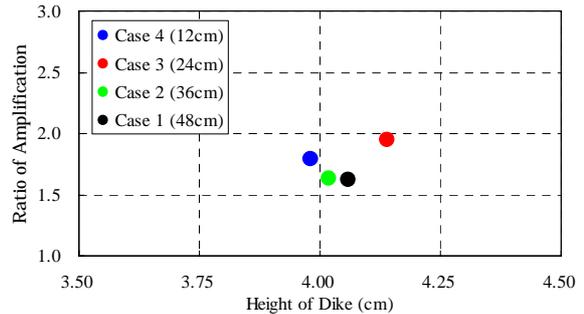


図-16 堤防高さと同増幅率の関係

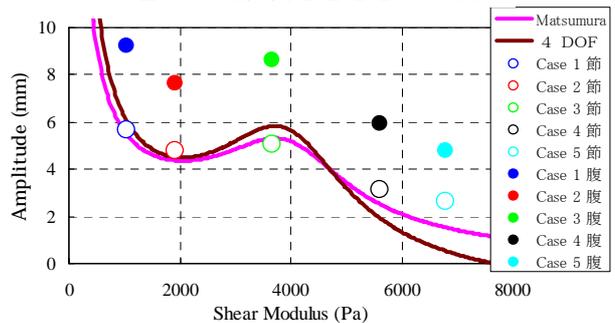


図-17 せん断弾性係数と同最大変位の関係

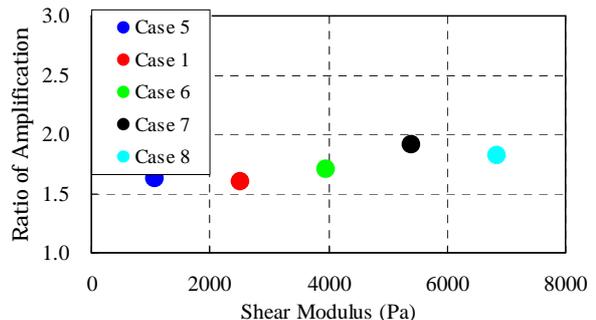


図-18 せん断弾性係数と同増幅率の関係

(4) 天端に現れる波の波長の比較

フィルダムの地震時三次元応答の振動形を示している大町・時松の解⁸⁾は延長方向について次のようにあらわされる。

$$\frac{2\pi f_{mn}H}{V_s} = \sqrt{\mu_m^2 + \frac{n^2\pi^2 H^2}{L^2}} \quad (7)$$

ここに、 f_{mn} は高さ方向に m 次、延長方向に n 次モードの振動をするときの固有周波数、 V_s はせん断波速度、 μ_m は $J_0(\mu_m)=0$ となる m 番目のゼロ点の値および L は堤防長さである。また、波長 l は幾何学的に次のようにあらわされる。

$$l = \frac{2L}{n} \quad (8)$$

(8)式を(7)式に代入することにより、各固有周波数に対応する延長方向の波長 l は次のようになる。

$$l = \frac{2\pi H V_s}{\sqrt{4\pi^2 f_{mn}^2 H^2 - \mu_m^2 V_s^2}} \quad (9)$$

天端に波が現れるための条件式は(9)式より次のように表すことができる。

$$2\pi f_{mn} H - \mu_m V_s > 0 \quad (10)$$

1/4 波長則より $V_s = 4Hf_1$ の関係を(10)式に代入すると次式を得る。

$$f_{mn} > 1.531f_1 \quad (11)$$

(11)式より 1/4 波長則から求まる一次の固有周波数 f_1 の 1.5 倍程度の周波数のとき堤防天端に波が現れることがわかる。本実験では Case 1 において $f_1 = 8.9\text{Hz}$ となり 13.5Hz 付近から波が現れはじめることになる。

図-19(a)は Case 1,2,3,4 において加振周波数と波長と堤防高さの比との関係を示した図-7(b)に(9)式から得られる波長の理論値を重ね合わせたものである。これより、Case 1 および Case 2 では実験値と理論値がほぼ一致しているものの、Case 3 および Case 4 では波長の値が理論値より若干大きくでていることから、寸法効果による影響があらわれていることがわかる。図-19(b)は Case 1,5,6,7,8 において加振周波数と波長と堤防高さの比との関係を示した図-9(b)に(9)式から得られる波長の理論値を重ね合わせたものである。これより、堤防模型のせん断剛性が変化しても実験値と理論値はほぼ一致していることがわかる。よって、提案した(9)式において天端に現れる波の波長を推定することが可能であると考えられる。

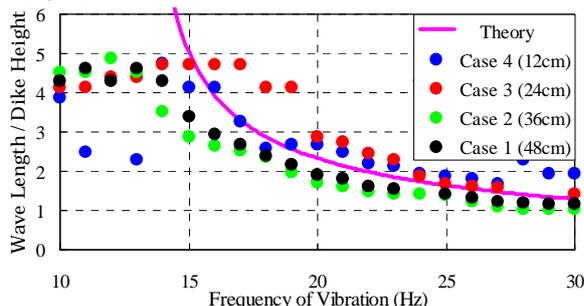


図-19(a) 周波数と波長の関係(Case 1,2,3,4)

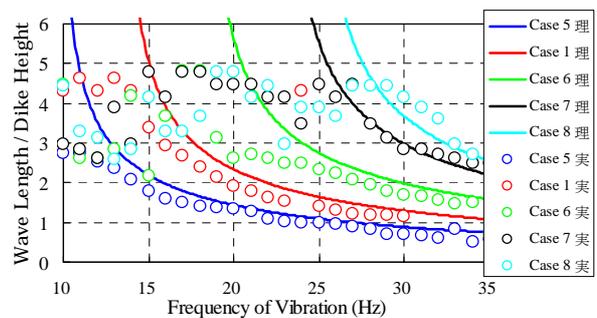


図-19(b) 周波数と波長の関係(Case 1,5,6,7,8)

6. 現場における適用

ここでは、釧路遊水地左岸堤防の被災区間長 (= 天端に現れる波の半波長) について検討する。釧路気象台で観測された強震記録から計算された被災現場の加速度波形⁹⁾から得られたフーリエスペクトルを図-20に示す。これより卓越周期が0.2~0.5秒の範囲であることがわかる。

この堤防の堤防高さは約6.2mであり、(9)式を用いてせん断波速度と半波長の関係を求めると図-21のようになる。ただし周期は地震動の卓越周期である0.2~0.5秒の範囲を中心に示してある。この図より卓越周期の範囲内で、被災区間300mとなるのは、せん断波速度が32~81m/secのときであることがわかる。しかし堤体のN値から推定されるせん断波速度が約110m/secであったことから、堤防天端に半波長300mの波は現れないことになる。

この原因として考えられる理由は、堤体材料の一部が軟化した¹⁰⁾こと、実際の堤防下には軟弱地盤が存在しているため、軟弱地盤-堤防の動的相互作用¹¹⁾¹²⁾による影響などが考えられるがさらなる検討が必要である。

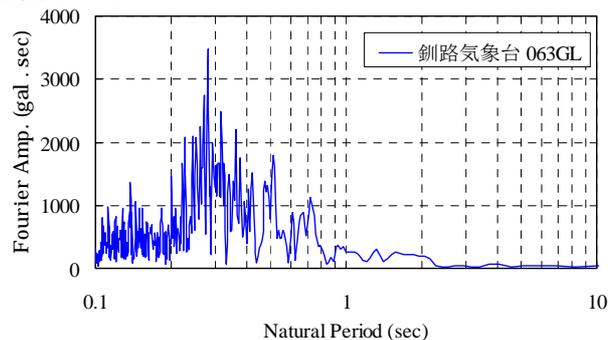


図-20 釧路気象台におけるフーリエスペクトル

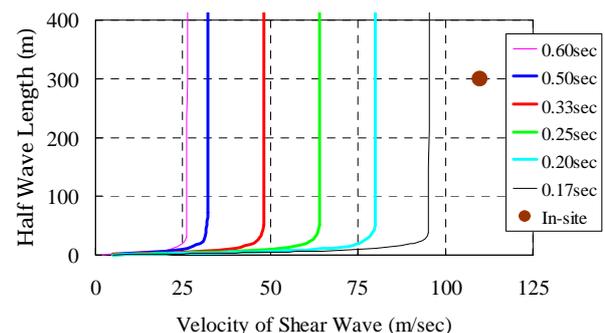


図-21 せん断波速度と被災区間(半波長)の関係

7. まとめ

本論文は堤防の地震時三次元応答を解明するための基礎的研究として、小型振動台を用いた模型実験を行い、堤防の動的三次元応答特性について検討した。以下に得られた結論を示す。

- 1) 堤体底面に一様な加振外力が入力されても堤防天端の延長方向に周期的に変位が大きくなる区間が現れ、堤防延長方向に一様な変位とはならない。
- 2) 堤防天端の振幅および変位が増幅される区間長は加振周波数、堤防延長長さおよび堤防のせん断弾性係数に依存する。
- 3) 堤防天端の節になる点の振幅に比べ、腹になる点では最大で約2倍程度に振幅が増幅されている。このことは堤防二次元断面の面内振動による変位に加え、堤防の三次元応答に起因する加速度の増幅があることを示しており、堤防の耐震設計では、条件によっては堤防の三次元応答に起因する加速度の割増が必要であると考えられる。
- 4) 提案した波長の理論式により、堤防下の地盤が強固である場合には、堤防天端に現れる波の波長をある程度推定することが可能である。
- 5) 実際の被災現場においては堤防下に軟弱地盤が存在することから、提案した波長の理論式では堤防の局所的崩壊が三次元応答に起因することを説明できない。

参考文献

- 1) 佐々木康：河川堤防の被害事例，地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関するシンポジウム論文集，pp.293-298，1998。
- 2) 折敷秀雄，佐々木康：液状化により被災した河川堤防

の地盤改良を併用した復旧，土木学会論文集，No.686/-52，pp.15-29，2001。

- 3) 国土交通省土木研究所：1983年日本海中部地震災害調査報告，第8編河川施設の被害，土木研究所報告第165号，pp.147-207，1985。
- 4) 北海道開発局釧路開発建設部：平成5年釧路沖地震堤防災害復旧工事誌，第1編-地震発生より調査まで-，pp.49-116，1994。
- 5) 佐々木康，福渡隆：ジオテキスタイルを敷設した堤防の鳥取県西部地震時の沈下，ジオセンセティックス技術情報，Vol.13 No.3，国際ジオセンセティックス学会日本支部，pp.15-20，2001。
- 6) 佐々木康，桑原徹郎，吉見精太郎：大規模斜面の動的応答特性に関する模型振動実験，第23回土質工学研究発表会講演概要集，pp.895-898，1988。
- 7) 松村孫治：地震動による土堰堤の変形，第一編理論的研究，土木試験所報告第28号，pp.1-77，1934。
- 8) 大町達夫，時松孝次：フィルダムの実用的3次元地震応答解析手法の定式化，土木学会論文報告集，No.333，pp.71-80，1983。
- 9) W. D. Liam Finn, Y. Sasaki, G. Wu：Simulation of response of the Kushiro River Dike to the 1993 Kushiro-oki and 1994 Hokkaido Toho-oki earthquakes, Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.99-102, 1997。
- 10) Y. Sasaki, K. Tamura, M. Yamamoto, J. Ohbayashi：Soil improvement work for river embankment damaged by the 1993 Kushiro-Oki Earthquake, Proceedings of IS-TOKYO, The First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol.1, pp.43-48, 1995。
- 11) 大町達夫：フィルダムと地盤との動的相互作用に関する基礎的考察，土と基礎，Vol.28 No.8, Ser.No.271, pp.31-36, 1980。
- 12) 秦吉弥，佐々木康，加納誠二：軟弱地盤上の堤防の地震時三次元応答に関する実験的研究，第57回年次学術講演会CD-ROM，-528，pp.1055-1056，2002。

(2003. 6. 30 受付)

SHAKING TABLE TESTS ON 3-DIMENSIONAL RESPONSE DURING AN EARTHQUAKE

Yoshiya HATA, Seiji KANO and Yasushi SASAKI

During the 1993 Kushiro-oki Earthquake, failure of the Kushiro river dike was caused periodically along its length. As the soil profile beneath the dike spread almost horizontally, the local ground conditions couldn't be thought to be the cause of the localized failure, but it was doubt that the 3-dimensional response of this dike caused the periodical failure. So in order to examine the 3-dimensional response of a dike during earthquake, shaking table model tests were conducted. This paper shows seismic design of the long structure like dike has to take account of increment of design acceleration due to the 3-dimensional response during an earthquake.