

堤防の三次元挙動を考慮した堤防耐震性向上に関する検討



所属名：広島大学 大学院工学研究科
発表者：加納 誠二

1. はじめに

日本の大都市の多くはゼロメートル地帯と呼ばれる低地に位置し、台風や豪雨の襲来による洪水の被害を受けることが多く、河川堤防は防災上重要な役割を担っている。また 1995 年兵庫県南部地震以降、日本では地震の活動期に入ったと言われており、土構造物についても耐震計算にもとづいて設計することが求められている。しかしこれまで河川堤防など盛土構造物については被災しても復旧が比較的容易であることなどから耐震計算による詳細な検討がなされることは少なく、土構造物の地震時応答特性、特に三次元応答についてもあまり研究が進んでいない。

1993 年釧路沖地震で被災した釧路川左岸堤防では地震により崩壊が局所的に発生したことが報告されている¹⁾。このような局所的崩壊を考慮した設計を行うためには、これまでの二次元的な設計手法では不可能である。地震時の堤防の三次元的な応答を考慮した設計手法を確立するためには三次元応答特性を明らかにする必要があるが、これまでそのような挙動に着目した研究は少なく、未だ十分に明らかにされていない。そのため地震動による堤防の三次元応答特性の早期解明とそれに基づく耐震工法の確立が求められている。

これまでに堤防の三次元応答特性を解明するため一様断面の堤防模型を用いた振動台実験を行い、堤防の三次元的な応答が堤防高さや堤防の剛性、加振周波数に起因することを明らかにしている²⁾。

河川堤防などはその延長が長く、すべてに地震対策を施すことは経済的に無理である。これまでの研究から土構造物の断面を局所的に変化させたり、下部地盤を局所的に改良したりすることで三次元応答に起因する局所的な崩壊を抑制することができると考えられる。そこで本研究では盛土断面の局所的な変化が盛土の動的応答に及ぼす影響について検討することを目的に振動台実験を行った。また、局所的に盛土下部の地盤が異なる場合の盛土の挙動についても検討を行った。

2. 実験方法

実験は図 - 1 に示す振動台を用いて行った。この振動台の起振力は 490N 及び最大振幅は片振幅 5mm である。加振方式は電磁式であり鉛直方向に 0~2KHz 及び水平方向には 0~100Hz の周波数で加振することができる。本振動台の最大積載荷重は 490N である。本実験では入力波形を正弦波とし、加振振幅は片振幅 0.5mm とした。

図 - 2 は模型の模式図を示す。本研究では、完全に変位を拘束した場合 (Series 1) と一部を横断面を拡幅した場合 (Series2)、下部地盤に一部軟弱な部分を作成した場合 (Series3) を用いて実験を行った。堤防の高さを 40mm 程度、法尻幅を 80mm 程度とした。Series3 では地盤厚さを

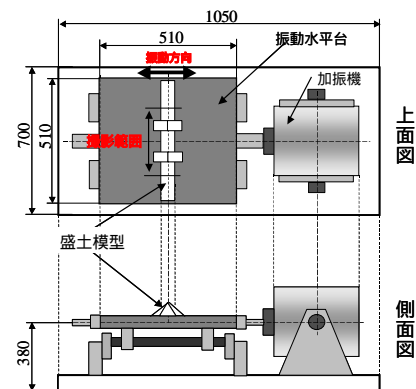


図 - 1 小型振動台の概要

40mm とし、軟弱地盤幅を 40mm と 80mm とした。模型の物理定数は表 - 1 に示す。

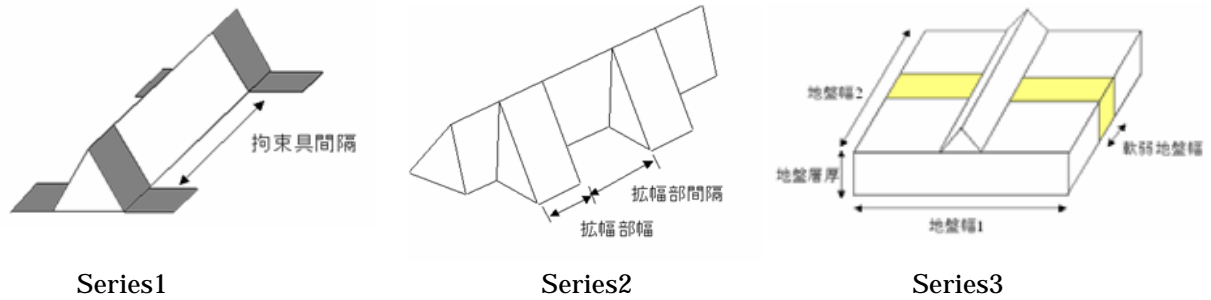
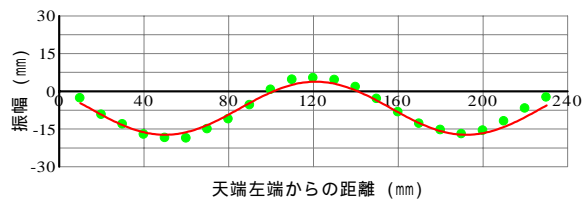


図 - 2 模型の模式図

表 - 1 供試体の物理定数

CaseNo	牛乳ゼラチン	せん断弾性係数 (Pa)	対数減衰率 (%)	CaseNo	牛乳ゼラチン	せん断弾性係数 (Pa)	対数減衰率 (%)	
Series1-1	100:7.5	753	9.3	Series2-5	100:7.5	2350	7.2	
Series1-2		2170	7.1	Series2-6		2190	7.4	
Series1-3		1310	7.3	Series2-7		2130	6.9	
Series2-1		2030	6.9	Series2-8		2110	7.0	
Series2-2		1360	7.0	Series3-1 (軟弱地盤)		100:10	4540	6.9
Series2-3		1720	6.8	(固い地盤)		100:20	14500	9.1
Series2-4		2020	6.7	Series3-1 (軟弱地盤)		100:10	4250	6.0
				(固い地盤)		100:20	1430	18.7

堤防天端と地盤の変位は、加振中の模型の挙動を振動台上方に設けた高速 CCD カメラにより撮影し、実験後に画像解析により求めた。解析結果の一例を図 - 3 に示す。これより加振中天端には波の様な周期的に変位が大きくなる箇所が現れている。そこで最大変位となる時の点の変位を SIN カーブでフィッティングし、節、腹となる点の振幅、波長を求めて検討した。



標点の変位 ——— フィッティング

図 - 3 標点の変位と SIN カーブフィッティング例

3. 実験結果

図 - 4 に Series1-1 (固定具間隔 120mm), Series1-2 (同 180mm), Series1-3 (同 240mm) の天端の最大変位 (腹の振幅) および卓越周波数と固定具間隔 / 堤防高さ (L/H) の関係を示す。図より Series1-2 は他の 2 ケースより卓越周波数が高くなっているがこれは剛性が高いためであると考えられる。Series1-1 と Series1-3 で比較を行うと、拘束具間隔が短くなるにつれ卓越周波数は低く、最大

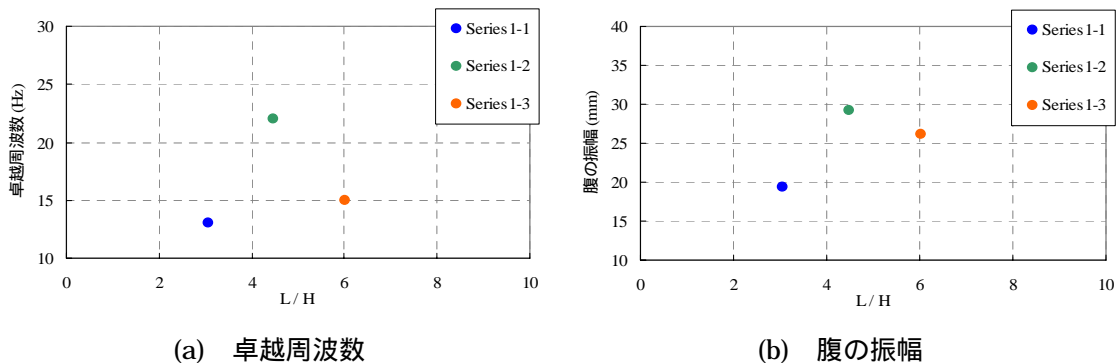


図 - 4 1次ピーク時における L/H との関係

振幅が小さくなっている。

ここで既往の研究結果との比較を行う。図 - 5 は長さ 120mm と 240mm の模型を、両端を自由端として加振した場合との比較図を示す。図より盛土端部を完全拘束した場合、卓越周波数が低くなっていることがわかる。これは本研究の模型の剛性が Series1-1 では 700Pa 程度、Series3-1 では 1300Pa 程度であるのに対し、両端の境界条件が自由端である場合における盛土模型の剛性は盛土延長 120mm、240mm の場合ともに 2000Pa であったためと考えられるが、現段階では剛性の違いだけで卓越周波数が異なるとは断定できない。また、自由端とした場合、盛土延長が短くなるにつれて卓越周波数が高くなっており、本研究の結果と異なる。

振幅について検討すると、盛土端部を完全拘束した場合の方が腹の振幅が大きくなっていることがわかる。この原因としては 2 つ考えられ、1 つは Series1 の方が剛性が低かったために振幅が大きくなったこと、もうひとつは端部を固定したことによる影響であるが、原因を明らかにすることはできなかった。

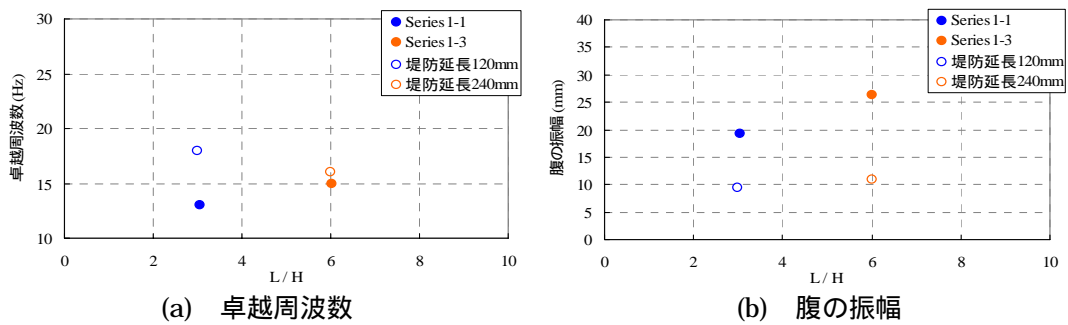


図 - 5 過去の研究との比較

図 - 6 はれまでに提案した波長の理論値²⁾と実験値を比較したものを示す。これによると、どのケースにおいても理論値より実測値の方が全体的に波長が長くなっており、天端に現れる波、つまり振幅が大きくなる区間の間隔は境界条件の影響を受けることがわかる。

次に堤防の一部を拡幅した場合について検討する。Series2-1 および 2-5 は拡幅部間隔 60mm、Series2-2 および 2-6 は同 120mm、Series2-3 および 2-7 は同 180mm、Series2-4 および 2-8 は同 240mm の実験である。また

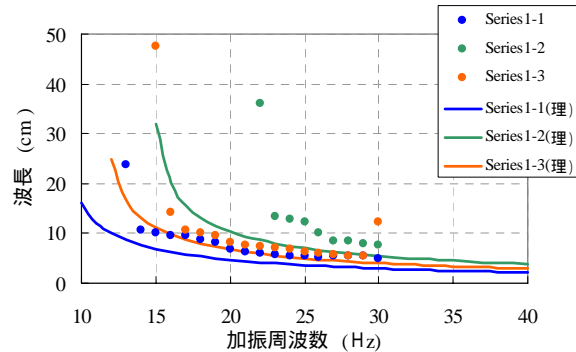


図 - 6 天端に現れた波の波長

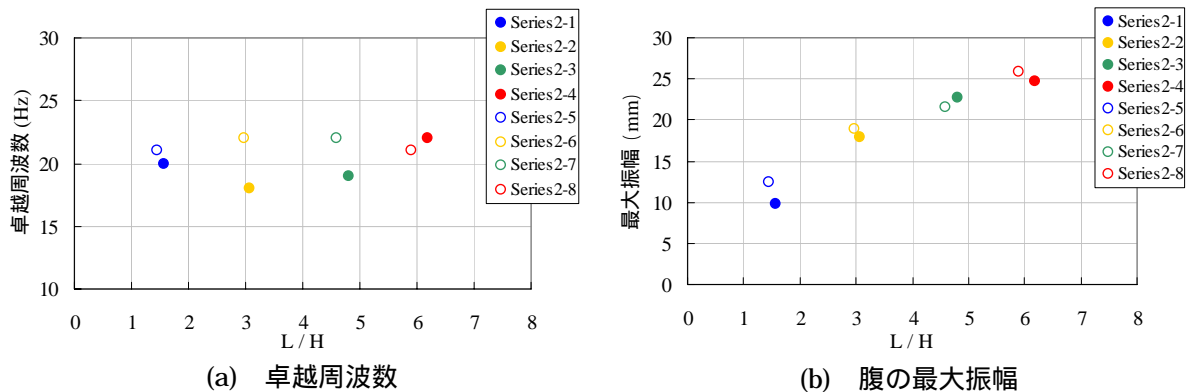


図 - 7 1次ピーク時における L/H との関係

Series2-1 ~ 2-4 は拡幅部幅 40mm , Series2-5 ~ 2-8 は同 80mm の場合である .

図 - 7 に各ケースの天端の最大変位 (腹の振幅) および卓越周波数と固定具間隔 / 堤防高さ (L/H) の関係を示す .

図より Series2-2 および Series2-3 は他の 6 ケースに比べて卓越周波数が低いことがわかるが , これは剛性の違いによるものと思われる . これらのことから 1 次振動モードにおいては , 盛土に固有周期の異なる拡幅部を設けても盛土天端の卓越周波数はあまり変わらないことがわかる .

次に振幅について検討すると拡幅部幅 40mm , 80mm の両実験ケースで拡幅部間隔が広がるにつれて最大振幅が増加していることがわかる . また , 拡幅部間隔が同じつまり L/H が同じケースで比較してみると , どの拡幅部間隔でも最大振幅にそれほどの違いは見られなかった . つまり固有周期の異なる拡幅部を盛土に設けても盛土天端の最大振幅に与える影響は少ないと考えられ , 盛土天端の最大振幅は盛土を拡幅する間隔で決まるとと思われる . 以上のことから今回の実験を行った範囲では , 盛土天端の最大振幅は拡幅部間隔が狭くなると減少するが , 拡幅部幅には依存しないことがわかる . この理由としては , 拡幅部の振幅が小さいため動的相互作用で盛土の振幅も小さくなったと考えられる .

Series1 における境界条件との影響の違いを調べるため , 拡幅部間隔および拘束具間隔が同じもので比較を行った . 図 - 8 に拡幅部間隔および拘束具間隔と盛土高さの比 (L/H) と卓越周波数との関係 (a) に , 腹の最大振幅との関係を (b) にそれぞれに示す .

図より L/H が 3 および 6 の場合では Series1 より Series2 の方が卓越周波数が高くなっているが , これは Series1 での盛土の剛性が Series2 に比べて低かったためであると考えられる . 剛性が同程度であった Series2-7 と Series1-2 を比較すると卓越周波数はほぼ同じであることがわかる . このことから Series1 と Series2 の境界条件の違いによる卓越周波数の違いは見られないことがわかる .

振幅について検討すると , L/H が 3 および 6 の場合 , 腹の最大振幅がほぼ一致しているが , これは卓越周波数と同様剛性の違いでたまたま一致したと思われる . Series2 および Series1-2 では盛土模型と振動台の付着をよくするため , 模型と振動台の境界にゼラチンを塗っているおり , そのため若干振幅が大きくなる可能性がある . すべての実験ケースにおいて剛性および振動台との境界条件が同じであるとすると , 最大振幅は Series2 より Series1 の方が大きくなると考えられる . 剛性および振動台との境界条件が同条件であった Series2-7 と Series1-2 を比較すると Series1 の方が最大振幅が大きいことがわかる . これより最大振幅に与える境界条件の影響は Series1 の方が大きいことがわかる .

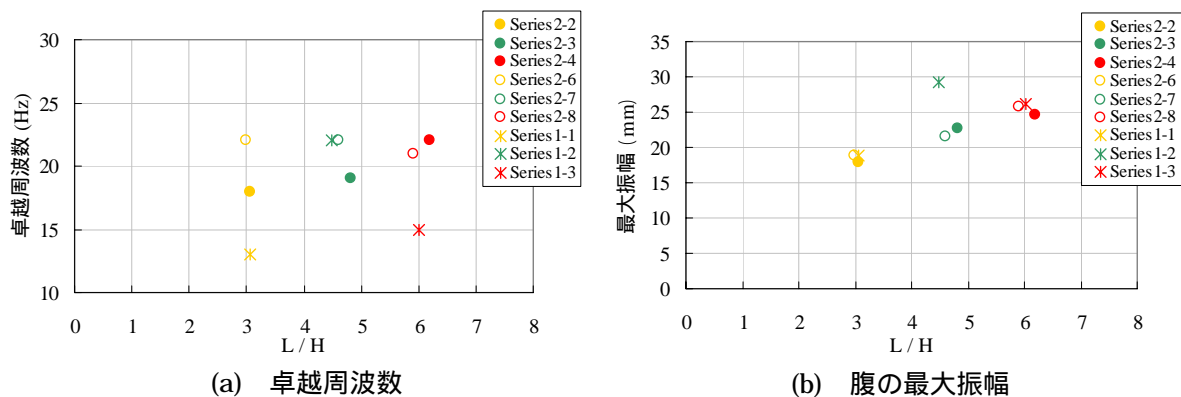


図 - 8 1 次ピーク時における L/H との関係

天端に現れる波長については , Series1 と同様に , これまでに提案した波長の理論解と比較すると , 若干長い波長となった . これより両端を拘束した場合や横断面が一部拡幅された場合など境界条件が異なると , 理論式が適用できる可能性があり , 今後さらに検討が必要である .

次に下部地盤が一部軟弱な地盤である場合 (Series3) について検討する . なお軟弱地盤幅は Series3-1 が 40mm , Series3-2 が 80mm である .

盛土天端の各標点の全加振周波数領域における最大振幅について調べた . 図 - 9 に天端の各標点の

最大変位を示す。図中の塗りつぶしは各 Series における盛土下の軟弱地盤幅を示し、軟弱地盤は Series3-1 では天端中心から 3cm , Series3-2 では 6cm のまでのところに位置する。これによると、両実験ケースにおいて剛な地盤上での盛土天端の最大振幅は軟弱地盤上での天端最大振幅の半分程度となった。また剛な地盤と軟弱地盤とではその上の盛土天端が最大振幅となる加振周波数が異なった。これは一様な地盤や剛な地盤上で行った既往の研究結果と異なる結果となり、下部地盤すべてが軟弱地盤であるケースの実験を行っていないため、その大きさについての議論はできないが、部分的に改良を行う場合には未改良部分の振幅が大きくなるため、改良部と未改良部との振幅の差により堤防にせん断ひずみが生じる可能性があり、注意が必要であると考えられる。

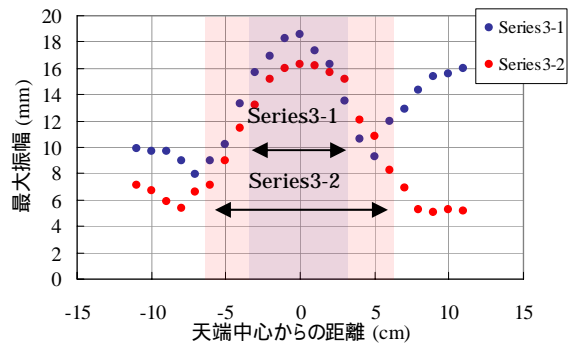


図 - 9 各標点の最大振幅

4. 結論

本研究から得られた主な結論を以下に示す。

- 1) 拘束具で両端を完全拘束したケースでは固定具間隔、模型の断面を一部拡幅したケースでは拡幅部間隔を短くした場合ともに盛土天端の最大振幅は増加していた。
- 2) これより拡幅幅を狭くすることで局所的な振幅の増幅を抑えることが可能であると考えられる。本研究では実験条件の制約から耐震対策工法の確立には至らなかったが、工法の確立に向け更なる検討が望まれる。また拡幅部としてはたとえば天端の管理道路への坂路や親水護岸などが考えられ、それらの配置を工夫することで被害軽減を図ることが可能であると考えられる。
- 3) 盛土端部を完全拘束した場合と盛土の一部を拡幅した場合とでは、卓越周波数は両ケースともそれほど違いは見られなかったが、最大振幅は端部を完全拘束した場合の方が大きくなった。
- 4) 盛土の端部を完全拘束した場合と一部に拡幅部を設けた場合において、これまでに提案している式による波長の理論値と比較を行ったが、両実験ケースにおいて実測値は波長に関しては長くなった。
- 5) 盛土下の地盤の一部が軟弱である場合、盛土の 1 次ピーク以降は盛土天端の波の波長がほぼ一定で、振幅が大きい範囲は軟弱地盤上を中心とした区間となり、一様断面盛土の応答とは異なった。下部地盤すべてが軟弱地盤であるケースの実験を行っていないため、その大きさについての議論はできないが、部分的に改良を行う場合には未改良部分の振幅が大きくなるため、改良部と未改良部との振幅の差によりせん断ひずみが生じる可能性があり、注意が必要であると考えられる。

5. 謝辞

本研究を実施するに当たり、広島大学大学院工学研究科博士課程前期横井芳輝氏と多賀正記氏に協力を頂いた。また実験方法や結果の解釈について広島大学大学院工学研究科（現（財）国土技術研究センター）佐々木康教授から多くの助言を頂いた。各氏に対し厚く感謝いたします。

6. 参考文献

- 1) 北海道開発局釧路開発建設部：平成 5 年(1993 年)釧路沖地震による堤防の被害 第 1 章 平成 5 年(1993 年)釧路沖地震の概要，平成 5 年(1993 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.41~48，1994。
- 2) 加納誠二：土構造物の地震時三次元応答ならびに斜面地の地震時応答に関する研究，広島大学大学院工学研究科博士論文，2004。