

土構造物の動特性に関する実験的研究

昭和 53 年 2 月

建設省土木研究所
機械施工部動土質研究室

土構造物の動特性に関する実験的研究

昭和五十二年二月

建設省土木研究所
機械施工部動土質研究室

土構造物の動特性に関する実験的研究

昭和 53 年 2 月

建設省土木研究所
機械施工部動土質研究室

ま え が き

盛土のような土構造物の地震時の動的な挙動には不明な点が多く現象の解釈において誤った判断のおこなわれる時もあった。しかし昭和40年頃になるとこのような土構造物の動的挙動を解明するために大型の振動台が作られるようになった。これにより土構造物の各種の破壊型を振動台上に再現し実測データを力学的な検討の対象にすることができるようになった。

動土質研究室ではこのうちの一つであって各省庁附属研究所の共用施設として科学技術庁・国立防災科学技術センターに設置された大型の振動台を使って振動実験を行なって来た。これにより土構造物の振動実験の結果と室内の土質試験や解析計算の結果の比較を行ない、抽象的に行なわれている試験解析の意義をしらべた。さらにこれらの実験を通じて実験の計画、設計に関して種々の知見を得たので、これらを耐震実験法としてまとめた。

昭和53年2月

動土質研究室長 澤 田 健 吉

目 次

1. 序 論	1
1-1 概 説	1
1-1-1 まえがき	1
1-1-2 振動実験の意義	1
1-1-3 振動実験計画上の問題点	3
1-1-4 研究の内容	3
1-2 振動実験の対象となる問題	6
1-2-1 問題の分類	6
1-2-2 液状化	7
1-2-3 盛土斜面の安定	7
1-2-4 盛土の振動	9
1-2-5 土と構造物の相互作用	9
1-2-6 振動実験の問題点	10
1-3 振動実験結果の利用範囲	11
1-3-1 モデル化	11
1-3-2 分析と総合	11
1-3-3 視覚性	13
1-4 結 語	13
参考文献	15
2. 振動実験装置	17
2-1 振動実験の起源	17
2-1-1 フィルダムの場合	17
2-1-2 動土圧の場合	18
2-2 振動実験装置の現況	20
2-2-1 装置保有の一覧	20
2-2-2 振動実験装置の限界性能	21
2-3 振動実験装置計画の実例	22
2-3-1 港湾技術研究所の装置	22

2-3-2	鉄道技術研究所の装置	26
2-3-3	防災科学技術センターの装置	26
2-4	振動実験装置の計画に対する考察	28
2-4-1	波形精度	28
2-4-2	ホワイトノイズを利用した共振実験	29
2-4-3	加振台規模の決定	31
2-5	相似律	31
2-5-1	概 説	31
2-5-2	寸法効果	32
2-5-3	相似律の算定	34
2-5-4	相似律の緩和	35
2-5-5	土の非線型性の効果の検討	37
2-6	実験装置の大型化に対する検討	43
2-6-1	実験装置の製作	43
2-6-2	実験の手法	46
2-7	実験条件の総括	48
2-8	共振実験	49
2-8-1	模型の製作	49
2-8-2	データの収集	52
2-9	破壊実験	54
2-10	水平砂層の振動実験	56
2-10-1	実験の概要	56
2-10-2	実験結果の解析	60
2-11	起振機による実験	61
2-12	結 語	65
	参考文献	67
3.	土構造物の液状化	70
3-1	概 要	70
3-1-1	被害の実情	70
3-1-2	復旧計画の現状	71
3-2	水浸砂層の液状化と沈下に関する実験	73

3-2-1	実験の概要	73
3-2-2	実験結果	75
3-2-3	実験結果の解析	83
3-3	実験結果の利用	89
3-3-1	設計規準との関係	89
3-3-2	復旧計画との関係	90
3-4	結 語	92
	参考文献	94
4	盛土斜面の安定	95
4-1	概 要	95
4-1-1	被害の実例	95
4-1-2	被害調査の問題点	96
4-1-3	被害調査の解析例	97
4-2	斜面の安定に関する実験	99
4-2-1	実験の概要	99
4-2-2	実験結果の解析	102
4-3	斜面破壊の分類	103
4-3-1	分 類	103
4-3-2	斜面破壊に関する実験の範囲	104
4-3-3	斜面破壊の機構	105
4-4	斜面の変形	107
4-5	結 語	108
	参考文献	110
5	盛土の振動特性	112
5-1	概 要	112
5-2	河川堤防の振動実験	112
5-2-1	実験の概要	112
5-2-2	実験結果の解析	119
5-3	河川堤防の鉛直加振実験	122
5-3-1	円弧スベリ法による検討	122

5-3-2	実験の概要	125
5-3-3	実験結果の解析	127
5-4	水中盛土の振動実験	130
5-4-1	実験の概要	130
5-4-2	実験結果の解析	132
5-5	盛土の振動実験のまとめ	133
5-5-1	振動応答特性	133
5-5-2	変形の意義	135
5-5-3	室内実験との関連	136
5-6	結 語	139
	参考文献	141
6.	土と構造物の相互作用	142
6-1	概 要	142
6-1-1	被 害 例	142
6-1-2	関連する実験	143
6-2	混成河川堤防の実験	144
6-2-1	実験の概要	144
6-2-2	実験結果の解析	148
6-3	河川堤防とクイの相互作用に関する実験	148
6-3-1	実験の概要	148
6-3-2	実験結果の解析	152
6-4	相互作用に関連した問題	153
6-5	結 語	154
7.	結 論	157
7-1	概 要	157
7-2	実 験 法	157
7-3	盛土斜面の破壊型	157
7-4	震災復旧工事への寄与	158
7-5	各種振動実験	159
7-6	あとがき	159

1. 序 論

1-1 概 説

1-1-1 まえがき

この論文は土構造物の動的性質を調べるために建設された大型振動台の利用方法について論じたものである。土構造物の耐震設計法はまだ独自の確立された考え方をもっていない。土構造物が土単体であるときの破壊に対する安全率の算定は難しい問題である。しかし更に別の土木構造物との耐震性のレベルの斉合，すなわち土構造物のみが弱すぎたり反対に強すぎたりしないような設計を考へなければならぬとすると，未解決の問題は非常に多い。

土構造物の動的性質の解明のレベルは鋼構造物やコンクリート構造部の動的性質の解明に比べて非常に遅れているといわれる。このような遅れをとっていることの理由として土の性質のちらばりの状態が鋼やコンクリートに見られない複雑さをもつことが挙げられる。このほか土構造物に対する社会的要求が多様であることも考へねばならない。たとえば河川堤防の土質には漏水を防ぐ不透水性と土構造を支持する安定性の両方の性質が期待されるがその性質は一般には両立しない。すなわち河川堤防の設計を考える場合に止水機能の確保を優先させると安定上の機能は弱くなり，一時的な破壊は許容しなければならなくなる。また土構造物は破壊しても鋼やコンクリート構造物に比べて復旧が比較的容易である。したがって今まではある程度の破壊は許容され，破壊を重大な問題として受け止めその原因を追究しようとする意志は弱かった。

このような状態では土構造物の破壊原因究明のための独自の方法の開発は求められず，鋼の問題に対して成功した方法を利用してこうとする傾向が強くなるのもやむをえない。大型振動台上の土構造物の振動実験はこのような現状を改善し，今後ますます大規模になり，破壊に対する寛容さの少なくなる土構造物の設計法改良の基礎資料を得るためのものである。本論文はこの前段として地震時に起る種々の型の土構造物の破壊の型を振動台上に再現するための条件を検討したものである。¹⁾

1-1-2 振動実験の意義

土構造物の動的性質の解明に対しては以前から円弧スベリの方法に震度法による水平力を組合せた方法や，同じ考え方でクーロンの土圧論の計算式の中に震度法による慣性力を取り入れた方法が考へられてきた。これは今でも現実的有用な方法として使われている。模型実験による方法も種々試みられて来たが，軟弱な砂地盤の液状化の発生限界を調べるもののほかは成果はみられない。動土圧や斜面安定問題などに関連して数多くの実験が行なわれているが，実験装置が小型であるためか，実験に関する理論的考察の不足からかその結果が計算法として各種の設計基準の中にとり入れられ

るまでにはなっていない。

最近では有限要素法により、種々の複雑な形状や材料特性を持った構造物についても解析計算ができるようになり²⁾、手間のかかる模型実験にとって代ろうとしている。しかし万能とも思える計算にもそれ特有な種々の問題のあることもまた事実である。土の材料の変形特性の複雑さや不均一性、更に、これらを求めるために行う土質試験法の基準化の困難さは解決し難い問題となっている。隣接して作られている構造物との相互作用や土構造物の三次元的ひろがり考えた時の計算量の増大、計算法の複雑化、なども大きな問題といえる。

我々はこのような慣用法、振動実験、有限要素法の各手法の混用の中に土構造物の動的特性解明のための新しい方法を見出していかねばならない。この場合には次の考え方が指針になる。すなわち動的特性の解析の手段として開発された有限要素法による計算は、計算の仮定を細密化し現象の細部の分析には役立っている。しかし計算は同時に現象の総合的検討という目的から模型による実験データの積み重ねを必要としているのも事実である。すなわち振動実験は実際の地震によって起る多様な破壊の型を振動台上に再現して、それから計算法の定量的な検討を行うためのデータを提供するように求められている。

実際の現象の観察をはなれ計算上の技法に偏ると次のような問題が起る。土構造物の設計々算を行なう場合、その構造物の破壊の機構を知らなければならない。従来この機構の解明が不充分であって近似的なものであっても、また試験器の中の試料と実際の土の破壊機構が異なったものであってもあえてこの結果を実用に供している。すなわち擁壁の設計のために土圧を計算するような場合、内部摩擦角や粘着力などの特性値を土質実験で求めるために使用する試験器の型や試料の準備方法は経験的判断により種々のものが使い分けられている。このようにして破壊の機構の解明の不充分なために起る設計の問題を土質試験による内部摩擦角や粘着力の求め方によって避けることになる。しかし土圧の計算において、周囲の地形や擁壁型式による仮想背面の位置や土のクサビの形の僅かな違いが土構造物設計の結果に大きな影響を与える場合があるのは明らかである³⁾。現在施工されている大規模な構造物では、特性値の見直しだけでは、現実的な設計の不可能な例がでてくる。通常の大きさの構造物の設計の経験をまとめて作られた慣用的な設計法を大規模なものに適用した場合は従来の経験的・感覚的なものと合わなくなってくる。

模型実験による構造物の動的性質の解明には、1829年にフランスの科学者コーシーの振動するハリや板の実験、1809年にはフロードの船の模型実験、それからまもないライト兄弟の風洞を使った飛行機翼の実験などの古い例がある。土の性質が関係する実験例としては軟弱地盤上の車両の走行性能をしらべる実験を挙げることができる⁴⁾。しかしこれらの実験は相似律によって直接的に設計に必要なデータを得たものであって、すべて機械技術者の計画したものである。

これに対して土質工学の技術者の行なった古い実験としては昭和初期の動土圧⁵⁾や盛土の振動応

答の実験⁶⁾を挙げるができる。しかしこれらの実験の性格は上に挙げた機械技術者の計画した実験の性格とは大きく異なっている。土質工学の技術者の計画した実験は最近になってもなお機械技術者の場合のような実用的な利用方法と領域を獲得していない。さかのぼれば同じ工学といっても土構造物の動的特性解明の研究は独自の実験手法をもたず、一般に遅れているといわれる。このような手法を再検討し新しい研究手法を見出していくことが必要になる。

1-1-3 振動実験計画上の問題点

振動実験を行なう時にいろいろ問題は多いがその中でも常に考えなければならない原理的なものとして相似律の問題と電子計算機を使って行なわれる計算との有効性の比較の議論がある。模型実験では原型における現象を支配する物理法則と同じ物理法則が同じ機構で模型を支配するように実験を行なわなくてはならない。そのためには先ず元の現象をある程度理解しておくことは有利なこととなる。相似律による縮尺模型実験を行なう時、思いつくままに現象に関係する要素を列挙していけば模型の製作に対して条件ばかりが多くなり、現実的に模型の製作が不可能になることは明らかである。もちろんその中には実験の目的からいってあまり重要でないものも含まれている。そこで模型実験を行なおうとすると、実験結果の精度を考えながら列挙した物理法則の数を何らかの方法で減らしていかなければならない。このような工夫をするためには模型実験の目的と模型の挙動に対する理解と予測、模型を載せる実験装置に関する知識が必要になる。

今日コンピュータは非常に大きな容量をもつようになりほとんどどのような数学モデルでも処理できるようになっている。しかし計算機による計算結果が振動実験の結果と一致しただけでは必ずしもそのモデルが正しかったとはいえない。数学モデルの要素数をふやせばそれだけ多くの実験データの説明がつけれることは明らかである。大切なことは、この要素の物理的意味を知ることである。振動実験により、この意味を明確に把握し、この値を室内実験により測定可能な量として定義しなければ計算の結果は単なる計算にすぎなくなる。

これから数値計算は実例のあまり多くない現実の地震被害例を説明するだけでは不十分で、振動実験により種々の要素を変化させた実験を行なって計算法の妥当性を検討する必要があることがわかる。すなわち模型実験と数値解析が適当に組合された時に新しい模型実験の領域が定められる。振動実験の必然性を問題にした議論をはじめとし実験の実施に対しても多くの問題があるが本論文ではこれらを整理し振動実験の意義を明らかにした。

1-1-4 研究の内容

本論文では土構造物の動的性質を研究するための施設である大型振動実験装置の建設計画の資料とこの装置を使って実施した土構造物の実験例を資料として振動実験法の検討を行なっている。すなわち振動台上で再現する必要のある現実の土構造物の震害の範囲と、振動台上に土構造物の動的特性を解明するのに十分な現象を再現する方法を検討したものである。そのためデータとして個々

の実験例をあげ、そこで見られる現象を検討した。このような検討はまだ数式で表現されるところまではいかず、力学的な理論を実験データと比較して検証するという通常の論文と異なる型をとることになる。

本論文は7つの章からなっているがその概要は次のとおりである。

第1章では先ず従来土構造物の地震時の破壊が被害として厳しく捉えられてこなかったこと、したがって破壊原因解明の研究が遅れていることを述べる。次に力学的な解明の遅れをとり戻すために振動台で行なう実験の必要性を述べ、実験の対象となる土構造物の破壊を(1)盛土材料の液状化、(2)盛土斜面の安定、(3)盛土の振動特性、(4)土と構造物の相互作用という4つの型によっても分類し、その問題点を検討する。最後に振動台による実験は利用面から見て(1)現象の数値解析のためのモデル化の資料、(2)現象の総合的把握の手段、(3)現象を視覚的に認識するための手段に分類されることを述べる。

第2章では振動実験に使う装置と実験方法の一般的な問題の検討を行なう。先ず初期の土構造物の振動実験の規模、現在我が国において保有されている大型の実験装置の実態、更にこれらの規模の決定過程の実例を検討する。次に振動実験を行なう上で最も重大な問題である相似律について考察し、従来の相似律の考え方による実験も可能ではあるが、模型が大きくなったことにより振動台上の模型を小型の実物とする扱いかたが可能になったことを述べる。最後に実験の現場において問題になる模型の品質の均一性、地盤構造物系の実験を行なう場合の模型地盤の振動分布、破壊実験における加速度の増加方法などについて検討する。

第3章では振動実験により土構造物の液状化破壊の問題がいかに取り上げられるかを検討する。最初に地震によって決定的な破壊の生ずるのは地盤や構造物の本体に液状化が起った場合であることを示す。またこのような決定的な破壊の起きた場合でも復旧工事は根本的な原因究明を行わず単に僅かでも安定性の改善のみられる工法により早急な機能の回復を要求する異様な状態のもとで施工されることを述べる。次に液状化の実験の例を挙げ砂層表面の沈下が土粒子の骨格構造の排水圧縮という個々の現象を積みあげていく独特の解析法によって説明できることを述べる。更に振動実験の結果を使い模型相互の特性の比較をすることが可能であるから、振動実験は復旧工事のような緊急な場合にも工法を決めるための有効な手段となることを実例で示す。

第4章では盛土斜面の動的安定の問題の検討を行なっている。先ず大きさや均一性に関して十分な注意をはらって作った斜面模型で斜面内にスベリ面のある破壊を起し得た例を示す。この結果と既に報告されている斜面表面の滑落、地盤のスベリおよび沈下による破壊の実験結果を合わせ振動台上にすべての型の破壊を起し得るようになったことを述べる。これは斜面のスベリの現象を実験的に解明するための基礎になる条件である。更に盛土斜面の安定解析は、このようなスベリ面のある斜面の破壊時の力の均合を扱うだけでなく、地震による破壊変形の動きが終った後の形を求める

必要のあることを述べる。これは構造物の機能の限界を知るという意味で将来の重要な研究テーマになることを強調しその手がかりを与える。

第5章では盛土の地震時の挙動をしらべるために行なった3種の実験結果を検討する。最初に土構造物では機械や鋼構造物で扱われているような共振現象を求めるだけの振動実験の意味は小さいことを述べる。次に実験例として河川堤防の水平加振という通常の型のものは河川堤防の実験の場合と同じ模型の鉛直加振、さらにこの河川堤防を水没したものの水平加振という従来その例をみない型の実験結果を検討し、次の諸点を指摘する。

(1) 斜面の動的安定をスベリ面法で解析する場合振動による慣性力を静的に載荷しても充分検討が可能である。

(2) 盛土の安定性に対する鉛直加振の影響の小さいことは実験的にもまた円弧スベリ法による計算でも確かめられる。しかし盛土ノリ尻の軟弱な砂質地盤は鉛直加振によっても液化化するので充分な検討が必要である。

(3) 水中盛土の斜面は振動に対して安定である。これに関係するデータとしてノリ尻部の間ゲキ水圧の上昇量の小さいことが挙げられる。

第6章は、クイや擁壁または矢板などのように土と鋼やコンクリート構造との相互作用を考慮しなければならないものの解析が実験によって可能であるか否かを検討する。

この目的のために河川堤防の前面を鋼矢板で補強した混成河川堤防と中央に橋脚となる鋼管グイを立てた河川堤防を対象とした振動実験を行なっている。この実験をはじめる前はこれらは単純に土構造物とそれに接する鋼管との振動変位の差を求めるものであり、差を求めるために測定精度が要求されるだけのものと考えていた。しかし結論的にこの振動は接触面の土の特性の変化により大きな影響を受けるものであり、しかもこの接触面の土の性質は土構造物の全体的、平均的な物性とは異なる局所的なものであって、解析的处理をするためのデータをとることの困難なものであることを述べる。

第7章では6章までの記述をまとめて結論としている。ここで主要な項目として取り上げたのは次の4つである。

(1) 実験法に関しては相似律設計の問題が重要になること、それを解決するためには振台上的の模型がたとえ小さくてもこれを実物と考え縮尺模型と考えることをやめること、加振機の動きは加速度で管理されてよいことを述べる。

(2) 盛土斜面の動的安定性の検討に対して大型の振動実験は有効な資料を提供する、すなわち4種に分類されるスベリの型を再現し定量的な解析を可能にすることを述べる。

(3) 地震被害の復旧工事の計画に対する振動実験の関連を述べる。復旧対策工の計画の時のように可能な工法間の比較が特に問題になるような場合には振動実験の結果は直接的に利用できると

を述べる。

(4) 盛土の鉛直加振、水中盛土、地盤の液状化ならびに土と鋼やコンクリート構造物の相互作用のような特殊大型実験の結果見出された現象の特異点を検討する。この結果は、いままです経験的に推定していたモデルが大きな誤のないものであったことを示している。

1-2 振動実験の対象となる問題

1-2-1 問題の分類

大きな地震の時に土木構造物が種々の被害を受けることは考えようによってはやむを得ないことである。⁷⁾しかしながら現在では、橋に関して特にその上部構造に関してはかなり大きな地震においても破損を受けないですむような経験的な知恵をつけてきている。最近の例を昭和49年伊豆半島沖地震($M=6.9$)にみる事ができる。⁸⁾⁹⁾この場合、震源地のごく近くに2径間連続鋼トラス上路橋で橋長128.5mの天狗橋、3径間連続曲線プレートガータで橋長105mの伊鈴橋があった。前者は高さが40.5m、後者は34.5mと310mのスラブ形式のRC橋脚をもつ高脚橋で、耐震的考慮がなされたものであった。そしてこれら橋の地震による被害は耐震連結装置の周辺のコンクリートの崩落、シューの取付ボルトの破断および端対傾構の軽微な座屈で支承の周辺に限られたものであった。

これに対して同じ地域内においても土の関係したもの、すなわち道路盛土や切土、自然斜面は大きく破壊している。とくに仲木部落では山腹斜面が崩壊して多くの人命が失われた。同じ仲木部落の近くの道路は盛土のスベリ破壊による路面の沈下や切土の斜面の頂上からの崩壊土砂による路面の埋没で決定的な被害を受けている。このため復旧には中心線をずらし斜面の安定度をあげることを考えなければならないほどであった。このような結果だけを見ると土木構造物には設計時の耐震的考慮が欠けているといわれてもしかたがない。

しかし土木構造物の破壊機構解明の研究は無為に放置されていたわけではなく、種々の検討がくり返されている。しかしこれが成果をとまなっていないのには理由がある。地震と考えられるような土木構造物の破壊に対する対処のしかたが定まっていなかったこともその一因となっている。すなわち土木構造物の地震時の破壊は許容できるかいか、許容できないとするものの種類とそれがおかれている環境は、などの問題に対してははっきりした解答がなかった。したがって破壊原因の究明においても徹底した態度がとれず、記録もしっかりしていない。この中で液状化の問題だけが、噴砂とか噴泥とかいわれ、必ずしも定量的な解析が伴っていないが、発生の有無は非常に古い時代から注目され記録に残されている。

しかしこの現象が特別な注意すなわち目的をもって見られるようになったのは昭和39年の新潟地

震 ($M = 7.5$) の時からである。この時鉄筋コンクリートのアパートが倒壊するという被害があった。地震に対する安全性の確保が設計時の一番大きな荷重であると思われる建築物が地震を原因とする軟弱な砂地盤の液状化によって倒壊した。したがってこれ以後液状化の問題は学会の注目を浴びるところとなった。

新潟地震の時の地盤液状化の問題はどの社会的関心を集めなかったが同じことが盛土の安定問題にもある。昭和43年 '68十勝沖地震 ($M = 7.9$) における東北本線の鉄道盛土の被害がこれである。盛土の場合でも単に道路や鉄道の被害という表現で破壊の事実は古くから記録に残されている。しかし主として湛水とか積雪など考慮して作られていたと思われる盛土が地震によって破壊したとしても考慮の対象外のことであり、また破壊の規模も小さく問題にはならなかった。しかし湛水や積雪のような条件できめられたものより高くなった盛土が、設計条件として地震の影響を考えてよいはずだが、地震によって破壊したため問題視されるのは当然である。以来国鉄では鉄道技術研究所に大型の振動台を作り問題の解明に着手している¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾以下に、今後検討されねばならないと思われる問題、をいくつかの項目にしばり、その検討手段として振動台を使う実験の意味を述べる。

1-2-2 液状化

土構造物の安定を解析する時普通は振動によって土質定数が変化することまで考慮しなくても良いが、地震によって基礎の地盤や斜面の一部が液状化する場合は別の問題となる。この場合は斜面は破壊、崩壊という表現をするより流失といった方が良いような状態になり破壊は極度に大きくなる。橋台の裏込め土のように何らかの条件で周囲が拘束されている時は液状化してもその中にある砂は流失しない。しかし液状化のために生じた動水コウ配によって間ゲキ水が流出していく過程で体積の減少、すなわち表面沈下が起る。これも盛土破壊の一つの形態であって盛土の安定の問題として解析の対象となる。しかし現実の現象は当然完全液状化と非液状化の中間の状態をとる。繰り返しせん断応力による間ゲキ水圧の上昇、有効応力の減少、その結果としてせん断抵抗力の減少、安全率の低下すなわち破壊の開始という現象の時間的なまた場所的な追跡は、非定常な地震特性を考慮した土構造物の動的特性の解明であって、重要な研究テーマになる。液状化の過程の解析は土質力学の中では理論的な扱いが進んだ分野だから、このような過程の解析的な表現は可能であるように見える。しかし振動実験によって総合的な観点からその結果を検証することは重要なことである。

1-2-3 盛土斜面の安定

盛土の安定のうち盛土斜面のスベリ破壊に対する安定の問題は、土圧などの問題とならんで、土構造物の設計に関係して古くから土質力学の研究の対象となってきた。このうち地震の影響を考えない静的な場合の問題は、円弧スベリの方法を基本として改良が加えられてきた。スベリ面の形や

切片に対するせん断抵抗力の働きたや粘着力や内部摩擦角の値の決めかた、すなわちこれを求めるために行なうせん断試験の型とか、試験条件に関して調査研究が行なわれている。このように土質常数のきめかたに工夫の余地はあるが、一応現実になる問題に解答を出してきた。また経験的にも土質別に標準コウ配と適用高さを与えることによって実用的に現場の設計の要求を満たしてきたのは周知の事実である¹³⁾。最近では有限要素法を使って斜面の安定解析を行なうことが試みられるようになった¹⁴⁾。ただこの方法も土質定数の決定に関して問題のあるのは円弧スベリの計算の場合と同様だが、それ以外にも破壊条件の与え方に定説のないこと、さらに現段階ではなによりこの計算結果を解釈するのに必要な経験の不足を考えなければならない。

しかし地震時の安定の問題、すなわち動的な問題の検討では事情は異なってくる。現在は静的問題に使われている円弧スベリの方法を準用し、切片に震度法による慣性力を働かせた状態で力の均合を計算する方法を現実的で便利なものとして多用している。この慣用的な方法の妥当性を検討して、解析のための理論と必要な定数を決めるための試験法を提案するのが斜面の動的安定に関する調査研究の当面の課題であると見てよい。

次のような斜面の変形量の問題もある。スベリ面の方法を基本としたものは力の均合いを条件としているため、破壊の起る荷重の大きさが正確にわかっていても変形量に関しては何の情報も与えない。しかし前節の液化化の時と同様に土構造物の設計の場合考えねばならないのは、破壊後の形を考えた解析である。動的な安定を考える時は静的な時よりも変形量を知ることの必要性は大きい。現実の地震において盛土の破壊はある所まで進んで終り、その位置で安定な状態を得ている。この状態の存在を土構造物の変形破壊の上での本質的な姿として、すなわち平衡のくずれた後の全く偶然的な姿という見方をすてて解析を進めなければならない。この変形の止まる所を地震力一波ごとの載荷と除荷の過程で生じた残留ヒズミの総和と考えるのが普通であるが上のような現象が残留ヒズミの考えで処理できるかいなかを実験結果によって検討しなければならない。

河川堤防の場合天端の沈下の許容限界は“満潮位以下とか警戒水位以下になってはならない”という形で規定できると思える。しかしこの沈下量を室内実験のデータを使って計算することはむづかしい。多くの仮定のもとに算出されたとしても実際の現象による検証は不可欠である。

この残留ヒズミが直接人間に害を与えず構造物としての機能を失なわない範囲内でとれる大きさが非常に大きいことは、土が鋼やコンクリートとちがったところである。

土構造物においては、この変形を許容しなければすなわちある程度の残留変形を許容せずに設計を行なうことはむづかしい。

したがって動的な土質力学の次の問題は上述のような性格を持つ変形量の推定法に関するものになる。

1-2-4 盛土の振動

盛土の安定をその破壊にかぎって議論すれば、前節のように斜面の安定として捉えるようになる。盛土を全体として扱うとするならば、盛土のおかれている状態に対応して種々検討すべきテーマがあげられる。以下はその1例である。

(1) 固い地盤の上におかれた盛土の振動応答特性というような最も単純な形のものについてはすでに多くの実験研究が行なわれている。このような形の実験が普通盛土の振動実験といわれてきた。したがって計算のためのモデルも定まっていて、この程度なら計算機を使って充分その特性を掴むことができる。軟弱な地盤上の盛土に関する実験も、大型の振動台が利用できるようになってから数多くてけられ、安定の解析法の検証が試みられている。

(2) 盛土が完全に水没している時、この盛土の振動特性は如何なるものになるかという問題は、単なる経験を基礎とした思考のみでは解決することは困難である。したがって直ちに計算を行うことができず種々の議論が行われている。

(3) 鉛直方向の加振によって盛土はどのような挙動を示すかという問題に対しても思考のみによっては解答を与えることはできない。土の強度特性に対して、土の自重が大きな影響をもつため鉛直加振の効果は大きいと考えられる。したがって円弧スベリの方法を準用して求めた鉛直加振の効果が小さいという計算結果は理解しにくいものであった。

このような議論に解答を与えるものとして振動台上で行なわれる実験があげられる。1-2-2、1-2-3の実験がほとんど破壊の現象だけを扱っているのと異なり、共振実験という非破壊的な実験も意味をもって来る。土構造物の場合、振動変位を問題とすることは殆ど無意味であるという考えがある中で、上にあげたテーマは特殊な形の実験であるといえる。現実にある土構造物は複雑な形をしたものであることを考えると上にあげた例のような特殊な現象に対して理解を持っていることは、現実を正しく理解していく上で重要なことといえる。

1-2-5 土と構造物の相互作用

前項までのことは全て土だけの特性に関係した変形破壊の問題であった。しかし土を主体とした構造ではあるが鋼やコンクリート構造物と一体となつて一つの機能を発揮している土構造物の問題がある。土と鋼、土とコンクリートそれぞれの変形はさほど大きいものではないが、地震動によるそれら構造物の振動に差があると小さな加速度による加振でも破壊したと考えられる状態になる。この状態を相互作用の結果として扱う。現実の震害においても相互作用が問題となった被害例は非常に多く、震央付近で見られる大規模な崩壊また液状化による破壊以外は殆どこの型のものとなる。しかし土と他の構造物材の接触部の現象は通常の解析のように構造物の全体的な動きを表わす特性値を使っているだけでは表現できない。接触部の施工の不均一などの通常の品質管理では管理しきれ

ない特性に影響される複雑なものである。したがってこれは現在有限要素法による取扱いの最も困難なところで納得できるような答がでない。振動実験では模型の製作時に鋼やコンクリートの周辺の土のみだれを再現し実際に近い現象を得ることが期待できる。

1-2-6 振動実験の問題点

1-1-3で振動実験を行なう場合の原理的な問題点として相似律の問題と計算機による計算結果との比較をあげた。しかし実験を設計する段階になっても解決すべき問題は多く、考え方の整理が要求される。

(1) 第1が相似律の設計の問題であってこれがあるため振動実験は非常に大きなハンディキャップを負うことになる。相似律を考えると模型材料の材質に対して要求される条件が多くなり、とくに非線形性の強い土構造物では振動実験が無意味であるという厳しい議論がでてくる。しかし本論文では、模型を縮尺して次第に小型のものにしていく時どの程度の大きさの時まで実在のものと同じの機構の現象が起り得るかを吟味し、同一の機構の現象の起ることを確認したうえで振動台上の模型を小型の実物と考えなおして研究対象とすることを試みた。これは相似律による全体的、定量的な現象の把握とは異なった考え方を持っており、土の変形破壊の機構を力学的、定性的に観察することを重要視しているものである。

(2) 第2は模型の大きさをおる限られた大きさで切らねばならない問題であり、これによって境界条件が決る。実験装置の大きさが決まった時模型本体を小さくすれば相対的に境界条件の影響が小さくなるが、本体が小さくなると相似律の問題や計測の問題がむづかしくなるなどの逆の面がでてくる。この境界条件の問題は計算の場合にもあることであるが、計算の場合は比較的容易に試行錯誤を行なうことができ計算の対象範囲に関し最適な条件を選定することができる。

(3) 第3は模型実験における減衰の問題で、これは模型の境界面を通る振動エネルギー伝達に関係してくる。これも相似律の問題とならんで模型実験の場合の大きな問題の一つである。普通に減衰を考える場合に内部減衰と逸散減衰を分けて考えなければならないが、これを定量的に区別し計測することはできない。ただ破壊を扱う時の大変形の場合は内部減衰が卓越しており、共振実験のような小変形の時は逸散減衰が卓越するということが原理的には考えられる。模型実験では当然のこととして大変形の破壊の状態を扱うから内部減衰が主要な役割を演じており、したがって模型境界からのエネルギーの伝達は大きな問題にならないと考えられる。一方共振実験では逸散減衰のことを考えながら実験をしなければならない。この問題に関係して小型の砂箱でその両端にスポンジをつめ、その厚さを何段にもかえて加振実験を行ない境界面の影響を検討したことがある。しかしこの結果から、スポンジの厚さが厚くなるにしたがい加速度分布の一樣化の傾向は見られたが砂層全体の振動のパターンの変化は認められず、はっきりした結論を出すことはできなかった¹⁵⁾。普通この種の問題の定量的な検討はほとんど行なわれずにきている。定性的には上に述べたもので良い

と思われるが、定量的な確認がないまゝ両方の減衰を区別せずに実験を行なっている。

(4) 第4に模型実験の結果と土質試験の結果との比較の問題がある。室内試験による土質定数を使って行なった解析の結果は実物や模型の挙動を確実に説明するものでなければならないが、結果は必ずしも好ましいものではない。現象をモデル化するとき仮定した土質定数を求めるためには試験機の中に土が構造物の中にあるのと同じ状態を再現しなければならないが、これはむづかしいことである。また模型の土が準備の段階で通常考えられている定数では表わし得ない重要な状態の変化を起していることも考えねばならない。すなわち現実の現象をいくつかの基本的な法則による現象に分解してそれらを土質力学の定数におきかえた時、その分解が適当でなかったり定数を求める試験法が解析の時の条件と同じでないと、数式的に組立てられたものは元の現象を表わさなくなる。しかし一旦このような手順手法が決まってしまうと計算は実際の現象を離れ機械的に進行するので、その誤りは容易に発見できなくなる。

これは単に土質力学だけに限った問題ではなく一般的な法則であって、小規模でも総合的な判断をするために模型実験による検証が重要な意味をもつことを示している。

1-3 振動実験結果の利用範囲

1-3-1 モデル化

1-2では振動実験の範囲を研究対象になる土構造物の動的挙動や破壊形態から分類したが、振動実験の範囲は別の面から考えることもできる。それは実験結果の利用、現象の解析手段という立場による考え方である。

その一つとして、振動実験の結果は構造物の設計に必要な破壊過程のモデルの決定に対して資料を提供することを挙げることができる。前述したように現在設計のためなどに使われている現象のモデルは非常に単純であるが、設計法を検討する場合モデルをそのままにして特性値の検討に終始することが多い。そのためモデルの不適當なことによる誤差のしわ寄せを特性値が受け持つことになり、通常特性値を求める土質試験は種々の方法が混在することになる。土構造物が大規模なものまた特殊なものになると破壊機構の考え方の差は設計結果の上に大きな影響をもつことになる。したがって実際の現象や振動台上的現象を入念に観察して少しでも正確に破壊機構の解明をすることが必要になる。

1-3-2 分析と総合

次の考え方は分析と総合というポピュラーな概念の適用である¹⁶⁾。分析を進めていくと分析の各段階において重要なものが抜け落ちていくという考えである。すなわち一つの現象を基本となる力学的現象にまで分解してしまうと後で再びこの単位となる力学的要素を組立て全体をとらえることはむづかしい。すなわち、たとえ個々のモデルそのものが如何に正確に表わされていても元の現象

が再現しないという問題である。これは分析を完全なものにするため、全体を捉える努力や試みの必要なことを主張するものである。

全体を捉えようとするかぎり通常の力学的な方法とは逆の方向を向くということが問題として出てくる。通常の力学的な表現は全て対象を如何に微小な要素に細分するかということによってなり立っているからである。そこで模型実験を行なうということは全体をみるという立場からものを考える機会を与えてくれるものとなる。

応用的研究はすべて部品となる基礎的研究の成果を選び重ね合わせることにより完成し現象の説明が可能になるという考えがある。しかし重ね合わせるということは決して機械的に行なえることではなく結果の全体的な検証を忘れてはならない。

分析を行なう場合、別の目的のためにとられたデータまたは同じ性格の特性値でも異なった実験装置を使って得たデータを簡単に使ってしまうこともあるので、この結果の妥当性を現実の地震による被害や振動台上の実験データを用いて検証しなければならない。砂層の液状化による沈下量の推定結果と実験結果の比較を3-2に説明するが、この場合のように両方の値が非常によい一致を示す場合もある。しかし土構造物の場合土の物性に関して未知のものが多く、またそれがおかれている状態によって変化が大きいため特にこのような全体的表現が現象をまちがいにモデル化しているかいないかを検証していくことが必要とされる。

大型の実験をすること自体はできるだけ細分化をおさえる考え方によっていることは確かである。また大型の実験は通常研究方法では検討不可能として捨ててしまう種々の要素を取込んでしまうので非常に複雑なものとなる。しかし複雑であることは現象の本来の姿であって、¹⁷⁾単純な形に整理できるということ自体一つの信仰であるという説も考慮しなければならない。模型実験でも自然現象そのものから見れば多くのものを切り捨てた抽象的なものである。しかしこの考え方を進め切り捨てを避けようとするならば自然現象そのものを観察するしかない。しかしこのような場合研究者が自然現象そのものを対象にして研究しようとしても、自分で研究対象となる現象をコントロールできない。特に地震時に起る現象の経過を自分の目で確かめ経験できる機会は非常に少ない。したがって発生の確率の小さい、しかも被災資料も多くは残っていない自然現象の観察にこだわるなら、構造物の破壊が起る可能性があるという受身の表現を越えて、設計が行えるような確定的な結論を出すことは容易ではない。

このような研究態度をもった研究者で土木技術者と関連した領域にあるのは地質や地球物理の研究者であるが、彼等は模型実験的な手法に疑問をもちやすい。一般に工学、特に機械工学の技術者が模型実験を積極的に行おうとしているのと対照的である。

1-3-3 視覚性

模型実験の場合は計算機によるものところが、現象の過程が具体的に目で見れるという特性がある。模型実験を行う時は各部の構造の変化は視覚的に模型の中に再現されるが、数値的な解析は計算機の中で抽象的に行われることになる。模型実験による方法は現象の把握が容易であるという点で、力学的に細かな測定値が得られなくても、現象の理解という面で利用価値は大きい。このような利用法を追求したところに震度階の判定の実験すなわち振動に対する人間の体感恐怖や破壊に対する被害意識を調査するというテーマがでてくる。この種の実験例として筑波研究学園都市の研究施設第1号として科学技術庁国立防災科学技術センターが建設した振動台の最初の実験を挙げることができる¹⁸⁾。この実験は一辺の長さが15mの正方形の振動台の上に作られた実大のプレハブ家屋の中に人間が入り定量的に表わされた振動の大きさと震度階の関係を見出すことを試みたものである。

1-4 結 語

第1章は土構造物の振動実験を行う目的範囲を整理検討したものである。そのためには振動実験の対象になる現象の型からみたものと、実験結果の利用面からみたものの2つの立場がある。すなわち分類は一つの領域を横にながめて、そのひろがりを見定めるものと、いま一つは現象の流れを縦にみて各段階における認識の進み方の程度を識別するものの2つがある。

前者は振動実験によってその特性を解明しなければならない土構造物の種類や破壊型のことである。ここではこのような考え方で調査研究の対象として取組まなければならぬ現象を次の4つに纏めることができた。

1) 液 状 化 土構造物を構成する土の性質は振動が加えられても通常その力学特性は大きくかわらない。したがって土構造物の動的設計を行う場合そこで使われる土の強度は静的な設計を行う場合と同じ値を使っている。しかし液状化が起るような時は条件は大きく異なり、土の強度が大きく変化する。通常完全液状化の問題を調べる場合、現象の過程を細かく分けその各々について室内実験データをあてはめて結論をつまあげる方法は成功している。次の研究テーマとして完全液状化への途中の段階にある強度低下の発生した状態の解析と実験による検証がある。

2) 盛土の安定 盛土斜面の安定の問題は古くから興味をもってみられている現象だが、動的設計を行う場合はいまだに静的な場合に使われている円弧スベリの方法を流用している。このような手法の妥当性を検討して解析のための理論や土質定数を求めるための実験法と破壊の実例の資料を得るために振動実験が行われる。特に盛土表面の土が振動によって流れるように滑り落ちる現象や、変形の進行の程度によって破壊の限界を決めようとする、これは振動実験によってのみ解決される問題になる。

3) 盛土の振動 強制振動による盛土の応答、しかもその応答変位量が小さい場合は、フィルダムのような大きな構造物を対象にする場合を除くと、通常あまり重要視されない。しかし盛土が特殊な条件のもとにある場合については未解決の問題が多く残っていてその扱いに対して結論は出ていない。すなわち盛土が完全に水没しているような場合水の存在は盛土の間ゲキ水圧となって安定性を悪くする方に働くのか、それとも斜面に対する押えとなって、安定性を向上させる方向に働くかは実験によって初めて解明されるべきものである。また鉛直振動を加えると盛土の安定は大きく減少するものなのか、さしたる影響を受けることなくすむものかも実験を行い実際の現象を直接見ることによって確かめなければならない。

4) 相互作用 土構造物のうち、土の部分と鋼やコンクリート部分との相互作用の結果として接触部分で起る現象は、両方の構造物の変位の差が問題になり振動特性をしらべるという意味では特殊なものである。接触部での土の性質は品質管理試験などによって得られる土の全体的性質によって表わすことはできない。またこれが表わせたとしても有限要素法などの数値解析的手段によって解くこともむづかしいものであるため、その性質の解明は実験的な手段によらざるを得ない。

次は実験結果の利用という面から見たものである。ここではそれらを次の3つに分けて考えた。

1) モデル化 現象を解析する場合先ずその発生の機構を何らかの形でモデル化しなければならない。現在構造物の設計のために利用されているモデルは非常に簡単なものであってこれを特殊なもの、大きなものの設計に應用しようとすると、不当に大きな設計になることがある。このような不都合を避けるためには、実地震による現象の発生を見るまでもなく振動台上に現象を繰り返し再現させ、その機構を観察せねばならない。

2) 分析と総合 分析することと総合するということは互いに反する方向をめざす手段であって、いままでの科学技術の方向が特に分析をめざしていたことはあきらかである。土構造物の場合、このような分析を進めていくと、その各段階において検討対象の枠組から抜け落ちる要素が多くなることを特に心配しなければならない。すなわち総合という全体的な検証が必要になるが動的な問題で検証の機会を実地震の発生時だけにかぎると検証の機会ほとんどない。

3) 視覚性 現象を解析する場合数式的に解析するものと実験的に解析するものがある。前者はモデル化された範囲内においては正確に誤差を少なく解を出すことができるかもしれないが、その過程は計算機の中できわめて抽象的におこなわれるため、現象に対する理解を得ることはむづかしい。これに対し後者は定量的な精密さは劣るかもしれないが、起り得る現象に対して一般の理解を得やすく利用価値は大きい。

参 考 文 献

- 1) 沢田健吉 “大型振動台による土構造物の振動実験” 土木技術資料 vol.17 №11 pp.3~8 Nov. '75
- 2) 振動研究室 “地震応答解析に基づく人工島(海中盛土)の耐震安定解析” 土木研究所資料 第1058号 Nov. '75
- 3) 日本道路協会 “道路土工擁壁・カルバート仮設構造物工指針” pp.45 Jan. '77
- 4) 江守一郎 D. J. シューリング “模型実験の理論と応用” 技報堂 pp.2 May. '73
- 5) 松尾春雄 “地震時土圧の実験的研究” 土木研究所報告 第22号 pp.1~102 May. '32
- 6) 松村孫治 “地震動による土北堤の変形” 土木研究所報告 第28号 pp.1~67 '34 第Ⅲ冊
- 7) 沢田健吉 “土構造物の震害” U J N R耐震耐風構造専門部会 第8回合同部会 pp.253~259 May. '76
- 8) 土木研究所被害調査団 “伊豆半島沖地震における土木関係被害調査速報” 土木技術資料 vol.16 №7 pp.38~45 July. '74
- 9) 岡本舜三, 沢田健吉 “伊豆半島沖地震における被害” 第4回日本地震工学シンポジウム pp.1023~1030 Nov. '75
- 10) 上沢弘, 那須誠, 小峰利夫, 安田祐作 “大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究 第1報 盛土破壊機構の解明実験” 鉄道技術研究所報告 №822 pp.1~64 Aug. '72
- 11) 同 上 第2報 盛土対策工法実験 №823 pp.1~69 Sep. '72
- 12) 上沢弘 “地震の際の軟弱地盤上の盛土の沈下と対策” 鉄道技術研究所報告 №927 pp.1~16 Jun. '74
- 13) 日本道路協会 “道路土工施工指針” pp.199 Jan. '77
- 14) 2) に同じ
- 15) 沢田健吉, 香川崇章 “砂層の振動実験” 第8回土質工学研究発表会 pp.569~572 Jun. '73
- 16) 例えば, 渡辺茂, 須賀雅夫 “システム工学とは何か” NHK ブックス pp.40 Feb. '72
- 17) G. パシュラール(関根彦彦訳) “新しい科学的精神” 中央公論社 pp.166 Dec. '69
- 18) 大崎順彦, 渡部丹, 沢田健吉 “地震時の最大加速度に対する人体応答および構造物の非線

形応答について” U J N R 耐震耐風構造専門部会 第3回合同部会 pp.60～77

May. '71

2. 振動実験装置

2-1 振動実験の起源

2-1-1 フィルダムの場合

振動台を使って行なう土構造物の振動実験は我が国でもかなり以前から行われている。

土構造物を対象にしたものの起源をしらべてみると40年前の松村¹⁾の行ったフィルダムの模型実験や松尾²⁾の行った動土圧の実験を見出すことができる。模型寸法は前者で長さ、幅、高さがそれぞれ120cm、60cm、20cm、後者で長さ、幅、高さがそれぞれ110cm、40cm、40cm程度の比較的小型のものである。しかしこれが最近になって大型振動実験装置が続々と作られるようになるまでの間我が国で行われた振動実験の種類と規模を決定していたと考えられ、わずかな例外を除いてはこの規模を超えるものはなかった。

松村の実験では模型のフィルダムに既知の振動を加えるために図2-1のような加振装置を使った。この装置は図に示すように振動台は4本の平軟鋼で吊り上げられている。電動機によってベルトを介して偏心軸を回転させそれに適合する偏心外軸の往復運動をレバーにより振動台に作用させ、台に正弦波運動を与える構造になっている。振動台の大きさは長さ、幅はそれぞれ120cm、60cmで模型をその上にのせて加振する。更に側面に透明な厚板ガラス板を取り付けた時は深さ30cmの箱として使用し得ようになっている。振動台の振幅は0.5mm間隔で0~10mmまで変化させることができ、周期はベルトの滑車の組合せにより0.19sec ~ 0.568sec と0.444sec ~ 1.334sec の2

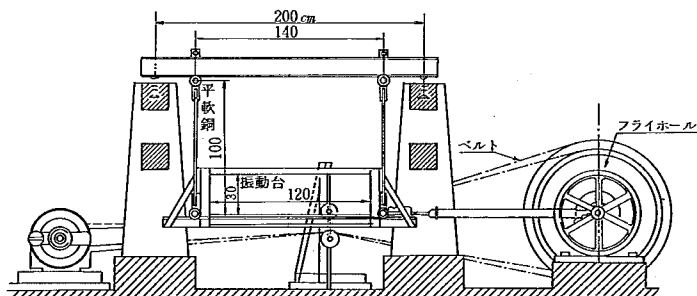


図2-1 地震時盛土実験装置(松村)

つの範囲を持っている。

次に述べる動土圧の実験はほとんど同じ規模の模型を使って行われている実験だが、ダムの場合には振動応答を求めることが目的となっており、理論解の実験的検証という形でデータ整理が可能となっている。すなわちダムの振動を片持バリのセン断振動として解いた結果は寒天を使って作った模型の実験結果とは良く一致している。しかし土を使った実験では思ったような結果が得られず、その理由として模型製作の不均一なこと、含水比による特性変化のはげしい材料を使っていることなどを挙げ土の実験のむづかしさを訴えている。それでも土のセン断剛性の非線型性の効果である。入力の大きい場合の周期の増加を測定しているが、この成果に対する関心は低い。“コンクリートなどの応圧試験において圧力大なると共に変形量が圧力に比例せずに著しく増大する現象と同様であり、少しも疑問とするに足らぬ”と、言っているだけである。現在変形を問題にした実験を行う場合には上記の試験結果を土材料の非線型性とか拘束圧の効果と考え、この特性をしらべることを実験研究の主要なテーマとしているだけに、上記のような短い記述で終わってしまったのは残念なことである。

フィルダムに関する実験は電源開発KK土木試験所に設備された振動試験機による実験へ継がってくる³⁾。この場合振動台は縦横5m、高さ1mの山形鋼を主材とする枠組構造である。アンバランスマスの回転により生ずる遠心力を利用した加振機の出力は振動数7Hz～35Hzの範囲で全加振モーメントは400kg・cm、最大加振力は56tgである。振動数を17Hz～50Hzに上げた場合は出力は小さくなり、全加振モーメントは175kg・cm、最大加振力は7tgとなる。フィルダムの振動実験はこのように主として発電用ダムを対象として実施されてきた。このような装置でフィルダムの振動応答の計測が主な目的である間は大きな問題もなく必要な資料を得ていたといえる。しかし破壊実験を行うようになると事情がいくらか違ってくる。模型のフィルダムが直接振動台の上に作られたものであり、かつその寸法も最近のものに比べ比較的小型であるため思ったような破壊の型を再現することはできなかったと思われる。

2-1-2 動土圧の場合

図2-2に示した松尾の実験の振動土圧測定用砂箱の概要は次のとおりである。砂箱の両端に取り付けた壁面に作用する圧力を測定するようになっており、箱は上に設けた桁より4枚の鉄板で吊してある。箱の両側は高さ、長さがそれぞれ41.5cm、120cm、厚さ1cmのガラス板が使われており、目盛をはどとして、測定に便利ようにしてある。両端の圧力測定壁面の内一方は最大高さ、幅がそれぞれ40cm、40cmの垂直面に作用する圧力を測定し、他方は同じく40cm、20cmの垂直面に作用する圧力を測定する。幅20cmの壁の両側に幅40cmの場合と同様のガラス板を置くために箱の中央に長さ60cmのガラスの仕切を設けている。この装置は鋼板の減衰自由振動を利用して水平振動についての正弦波による試験を行うもので、振動の周期は0.5sec～2.0secである。周期の長いもの

は鉄板の弾性振動を利用する構造になっている。

この実験装置により土圧に対する受圧壁の固定状態の差や振動数の影響を測定している。ただこのような装置では、加振力が所定のレベルに到達するまでに実験条件として準備した砂の状態が変化するので、入力振動と土圧の大きさの対応関係を求めるのに苦心がある。

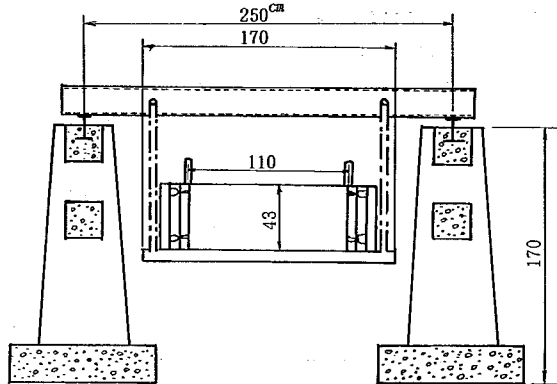


図2-2 地震時土圧実験装置（松尾）

またその頃の実験と解析の一般的な型からすると、理論解の実験的な検証という形でデータ整理をしたいとする要求が強いはずだが、ここではその要求も果されていない。

土圧に関する実験は名古屋大学に作られた装置による実験へと発展している⁴⁾。ここで使われている装置は板バネの共振によって内りの長さ、幅、高さがそれぞれ 2.0 m、1.0 m、0.75 m の砂槽に振動を与えることのできるものである。板バネの共振を利用しているため振動波形のヒズミは非常に小さい。ただここで得られたような波形の精度は後の大型の電気油圧式の実験装置においては実現不可能な値として受継がれていない。振動土圧の算定に関する理論的研究はいろいろあり、実験的研究も名大の研究の他にも多くのものがあるが⁵⁾⁶⁾土圧の発生機構の複雑さのためか、土圧測定のむづかしさのためか土構造物の設計に応用できるような好ましい資料は得られていない。

これらが昭和39年の新潟地震 ($M = 7.5$) を契機として土構造物の動的特性解明を目的とする振動実験装置が作られるようになるまでの振動実験の概況である。この時点までは、加振方式としては機械的振動台といわれるものが多い。大型の振動台はこれ以外に合を支えるバネの自由振動を利用するものとして建設省建築研究所の装置がある。⁷⁾しかしこの装置の利用目的は原子炉の耐震性という全く新しい研究目的のためのもので、今日計画中の最大規模のいくつかの装置の製作の出発点となっている。

2-2 振動実験装置の現況

2-2-1 装置保有の一覧

このような状況にある時昭和39年の新潟地震 ($M = 7.5$) が起き土構造物の動的挙動をしらべる必要が痛感されるようになった。しかも大縮尺による模型内の現象のヒズミを避けるために大型の振動台の必要が強調され、次々と大型の振動台が製作されるようになった。しかもこれら装置の加振方式は従来の機械型式のものから動電型式のものや電気油圧型式のものへと進歩してきた。動電型式のものは高サイクル、電気油圧型式のものは低サイクル大出力加振に特長をもっており加振機の運転管理にも新しい技術の成果をとり入れたものになっている。図2-3はそれぞれの方式の限界性能上の特長を比較したものである⁸⁾。

我が国の現有の大型振動台の一覧を表2-1⁹⁾に示したが、これらは全て土構造物の動的な挙動

表2-1 大型加振機一覧表

設備機関	台面積 m	可動部重量** t	出力 t-G	加速度 G	速度 cm/sec	振巾 mm	加振方式
京都大学 (水平2方向同時)	油圧 3.0 × 2.0 動電 2.5 × 2.5	12t 2 + 8t	6t 4t	0.5 0.5	50	50	油圧電
東京大学	10 × 2	35 + 135	20	0.4 0		100	油圧・共振
愛知工業大学	11 × 6	60 + 150	100	0.6 160		7.5	パルセータ
防災科学技術センター	15 × 15	160 + 500	360	0.51 500	37	30	油圧
港湾技術研究所	5.5 × 2.0	8 + 16	12	0.5 16		50	導電
土木研究所	補助テーブル 0.5 × 0.5		0.5	63.5 0	177.8	25.4	導電
鉄道技術研究所	10 × 2	22 + 78	40	0.4 78	12.2	30	油圧
電力中央研究所	6 × 6.5	25 + 120	60	0.4 75		50	油圧
電気通信研究所	3 × 3	5 + 10	水平 15 上下 20	1.0 10	65 40	100 120	油圧
大技林組 術研究所	3 × 4	5 + 20	15	1.0 10	54	100	油圧
三菱重工* 神戸研究所 (水平2方向同時)	6 × 6	21 + 100	100	1.0 100	50	50	油圧
鹿島建設技術研究所 (上下2方向同時)	4 × 4	8.5 + 20	水平40 上下80	1.2 20 2.0 20	100 80	150 75	油圧

* 水平方向のみ加振したとき

** 60 + 150 加振台重量 + 模型重量

*** 0.6 + 160 最大加速度 + 模型重量

の解明を第1の目標にかかげている。すなわち「構造物を支える基礎地盤と構造物の相互作用を考慮した振動性状となると岩盤土壌の震動荷重による動的性質や破壊機構が本質的に未知……本設備は他に類を見ないくらいの規模をもつもので土を主体とした構造物、土で支持され、また大きい地震時土圧を受ける構造物の耐震工学的研究に寄与すること……」より完全な盛土構造物を建設するために盛土のさまざまな破壊機構を再現し、その発生条件を細かく検討し対策工法の効果を追究しなくてはならない……。」などと述べている。

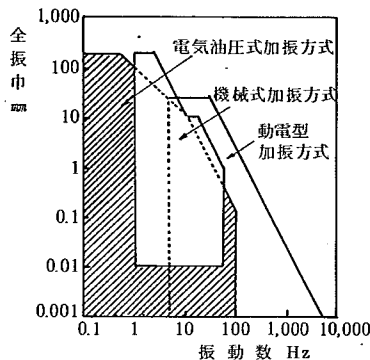


図2-3 各種加振方式の分野の傾向

なおこれらの大型の装置は新潟地震以後急速に整備されるようになったが、この気運が起ったはじめの頃製作されたものは大型化に第1の優先順位をつけていた。しかし最近作られる装置が出力は小さくてもより現実の地震に近い動きをするものとして2方向同時加振の可能性を求める傾向にあるのは特徴的である。研究の進展と装置の製作技術の発達とのからみ合いの結果を示している。

2-2-2 振動実験装置の限界性能

図2-4はこれら実験装置の限界性能を一括図示したものである。なお運輸省港湾技術研究所以外のものは全て電気油圧型式のものである。図2-4で種々の装置の限界性能曲線の重なり具合は加振機出力の限界附近の性能、すなわち最大加速度をあげることはあまり問題にならないが、振動速度の限界や振動変位の限界附近の性能の改善、すなわち振幅をあげることはむづかしいことを示している。すなわち振動数の高低を問題にしなければ加速度の値だけを大地震の大きさに等しくすることは容易であるが、振動変位を現実の地震の振幅と同程度にすることは不可能である。実験上の目的から要求される振幅の僅かの増加でも装置の設計や製作経費の上に影響するところが大きい。

当然後にできたものほど加振機の振幅に対する要求がきびしくなり、それにこたえるほどに技術も進歩している。

地震動による地表面の振幅が数10cmになるであろうことはすでにこれら振動台が計画される時に指摘されていたことがらであったが、これらの装置はあえて数cmのオーダーで設計されている。理由は振動台を使って行われる実験は縮尺した模型実験であるという考えと、土構造物の破壊を決めるものは加速度による慣性力であると考えているためである。長さが1/10に縮尺であれば時間は $\sqrt{1/10}$ に縮尺されて5Hz~10Hzで出力が最大になる限界性能をもつ装置であれば問題はない

と考えられている。防災センターの実験装置の計画の時も加速度だけに注目している。地震動の加速度波形を積分して得られる変位から長周期の大変位をカットしたものを変位制御方式の加振機入力としても、充分元の加速度波形に近似したものを加振台出力として取り出すことができるといふ予備実験の結果が振幅の最大値を決める資料となった。このため振幅の設計のための判断があまりなくなり、小さな振幅で満足するようになった。

変位速度は構造物の破壊に関係する重要な特性のはずだが、その限界性能は振幅と加速度の両限界の間の狭い領域

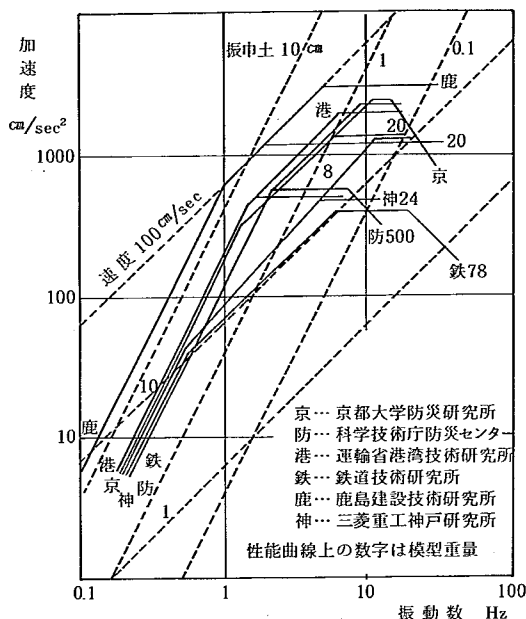


図 2-4 大型振動台限界性能図

を占めるだけであり、装置設計上は特別な注意を受けることなくすまされている。しかし次第に縮尺というものを考えない、すなわち実物を供試体とし得る構造物の実験や供試体を模型と考えずに小型の実物として扱う実験を行う必要が多くなった。こうなると数cmの振幅は小さいと感じられるようになる。管路、マンホール、地下ケーブルなどの地下施設の耐震性を調べる電信電話公社武蔵野電気通信研究所の研究施設¹⁰⁾、原子炉の耐震性を調べる鹿児島建設技術研究所の研究施設¹¹⁾の振幅が非常に大きくなっているのは次の理由のためと思われる。すなわち製作が新しいものであること、縮尺比を小さくとした構造物を研究の対象としていること、また明らかに入力となる変位の大きさが破壊の条件になる管路などの構造物の実験を計画しているためである。

2-3 振動実験装置計画の実例

2-3-1 港湾技術研究所の装置

2, 3の振動実験装置の計画、仕様決定に関する資料を検討する。港湾技術研究所では古くから機械型式の振動台によって模型振動実験を行っているが、さらに振動数の限界が10Hzの機械型式

のものに比べ高い振動数の振動を与える装置の製作を計画した。これは模型振動実験の相似律を明らかにすることを目的とした動電型式の振動実験装置で昭和39年から昭和40年にかけて製作している¹²⁾。これにより港湾構造物の耐震性とこれを判定するもとなる地盤の振動特性に関する基礎的な実験研究が計画された。実験装置の大きさを決めるに当ってよりどころになった相似律の設計は次のとおりである¹³⁾。

模型は原型と幾何学的に相似につくられているものとし、力として自重、慣性力（セン断振動体）、粘着力を考える。

長さの縮尺比を $\lambda = l_m / l_p$ とした。ただしサフィックス m, p はそれぞれ模型、原型を意味する。このようにすれば力の縮尺比は次のように表わされる。

(1) 力の縮尺比

自重の縮尺比

$$\psi_D = (\gamma_m / \gamma_p) \cdot \lambda^3 \quad \text{ここで } \gamma \text{ は土の単位体積重量}$$

慣性力の縮尺比

$$\psi_I = (\gamma_m / \gamma_p) (\alpha_m / \alpha_p) \cdot \lambda^3 \quad \text{ここで } \alpha \text{ は加速度}$$

弾性力の縮尺比

$$\psi_E = (e_m / e_p) (G_m / G_p) (A_m / A_p)$$

ここで e はセン断ヒズミ， G は剛性率， A は断面積

粘着力の縮尺比

$$\psi_C = (C_m / C_p) (A_m / A_p) = C_m / C_p \cdot \lambda^2 \quad \text{ここで } C \text{ は粘着力}$$

幾何学的に相似であることからセン断ヒズミが模型と原型とでは等しくなり， $e_m / e_p = 1$ であるから弾性力の縮尺比は

$$\psi_E = (G_m / G_p) \lambda^2$$

(2) 力学的相似則

力の方向および向きが模型と原型とで同じとすれば大きさに対して次の条件が必要になる。

$$\psi_I = \psi_D \text{ より}$$

$$T_m / T_p = \sqrt{\lambda} \quad \text{ここで } T \text{ は周期} \quad \dots\dots\dots (2-1)$$

$$\psi_E = \psi_D \text{ より}$$

$$G_m / G_p = (\gamma_m / \gamma_p) \lambda \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

$$\psi_C = \psi_D \text{ より}$$

$$C_m / C_p = (\gamma_m / \gamma_p) \lambda \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

力学的に相似であるためには，(2-1)(2-2)(2-3) 式を同時に満足することが必要となる。すなわち模型と原型とでは加速度の大きさが等しく，その周期の比が $\sqrt{\lambda}$ ，剛性率および粘着

力の比が $(\gamma_m/\gamma_p) \cdot \lambda$ であることを要する。(2-1) 式の条件を満たすことは振動台の振動数をそのように制御すればよい。模型材料として土を問題にする場合(2-2)(2-3) 式の条件を同時に厳密に満足させることはほとんど不可能である。しかし実験の目標を決めて特殊な場合に制限すれば次の(3)に示すような方法が成立するものと考えられる。

(3) 特殊な場合の相似則

i) 弾性力のみを対象とする場合 $\psi_E = \psi_I$

$$T_m/T_p = \lambda \sqrt{(\gamma_m/\gamma_p)(G_p/G_m)} \dots\dots\dots (2-4)$$

このような場合には、例えば模型を原型と同じ材料で作れば $T_m/T_p = \lambda$ のみを考えれば良いので実験を行うことが可能になる。

ii) 砂の強度のみを対象とする場合

$$\text{砂の強度比} = (\gamma_m e_m A_m \tan \phi) / (\gamma_p e_p A_p \tan \phi) = (\gamma_m/\gamma_p) \lambda^3 \dots\dots\dots (2-5)$$

ここで ϕ は砂の内部摩擦角

この場合には砂の強度比は自重比と同一になって砂の強度と慣性力のみを対象とする場合は(2-1) 式の条件のみを考えればよいので、実験を行うことが可能になる。この相似律の計算方法は土構造物の振動実験を行う時に一般に使われる方法であって、土の強度のヒズミや拘束圧による変化を考えない第一近似として利用できるものである。

次に土構造物の模型振動実験をする場合に土またはそれを模擬した材料を入れるために振動台上に設置する砂箱の大きさを決めることが必要になる。しかし振動箱の寸法と模型の大きさの関係を決める力学的に明確な設計法というものはない。港湾技術研究所の場合は次のような矢板岸壁の模型振動実験を行うものとして設計している。このような方法は後に述べる他の例と同じ非常に単純なモデルであるが、この程度の方法で考える以外に、適当な方法はみあたらない。この場合でも一応相似律を考慮しながら寸法を決定しているが、実験の結果をみると、最後まで相似律の考えにしたがってデータを解析している例はない。

最初は砂箱の長さの決定法を検討する。ここでは縮尺比は原形で25mの矢板長を模型で1.1mにして実験を行うものとして $\lambda = l_m/l_p = 1/22.7$ としている。乾燥砂を用いた図2-5のような模型を用いる場合、設計は震度法によって計算される壁前面の受働崩壊面および背面の主働崩壊面が箱の中にあるという条件を使っている。ただ砂箱中の砂の振動分布は長さ方向に一様でなく振動数によってその分布形はちがってくる。したがって全体が均一な状態を示すと考える単純な計算では崩壊面が砂箱の中にあるという条件が満足されたかいは簡単にはわからない。土質定数を入れて計算してみると次のようになる。根入部の砂の内部摩擦角を 40° 、裏込めでは内部摩擦角を 30° 、壁面摩擦角を 0° 、震度を0.5とすれば、根入長、受働崩壊角、主働崩壊角はそれぞれ0.55m,

18.5°, 21° となる。従って崩壊面と地表面の交点間の距離は 4.5 m となり、これ以上の長さの箱が必要となる。なお模型矢板の長さ 1.1 m

はこの程度の大きさがあれば測定にも差し支えないという判断によっている。この計算の結果振動箱として図 2-5 のような長さ 5 m, 高さ 1.5 m のものが製作されている。

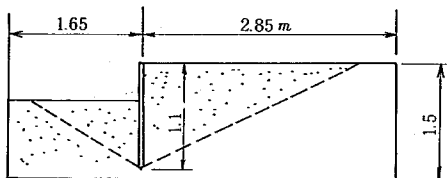


図 2-5 振動台所要長決定参考図

箱の幅は砂がセン断振動をするものと考え、て高さ方向のセン断ヒズミが幅の方向のセン断ヒズミよりもきわめて大きく後者が無視できるならば、箱の側面の影響を受けずに実験することができるという考え方で設計しようとした。しかしこのような考えでは、幅が 3 m 以上必要となる。装置出力の最大が 12 t $\cdot$ g におさえられているので、これを 1.5 m にするという妥協をしている。

加振機の限界性能を決定することは装置製作に際し考慮すべき最も重要な事項である。図 2-6

には 1940 年のエルセントロの地震と 1964 年の新潟地震のスペクトルを推定し実線で記入してある。実物を縮尺して模型を作る場合、振動台の運動を地震動そのものと同じにする必要はなく、前述した相似律によって時間を縮尺したもので良いと考えると次の決定が可能になる。前述の振動箱の縮尺にあわせて時間を縮尺してスペクトルを修正すると、図 2-6 の破線のもの得られる。したがって加振機の限界性能として破線のスペクトルをカバーすることを条件とすると、振動数範囲 0.2 Hz ~ 50 Hz, 最大変位 ± 5 cm, 最

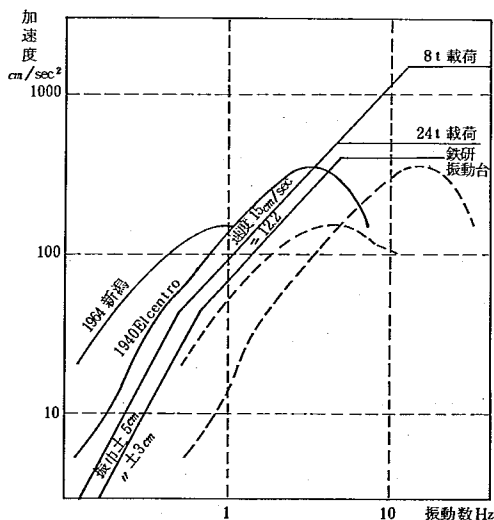


図 2-6 港湾技術研究所振動台限界性能

大速度15cm/sec, 最大加速度 0.5 Gの折線のような限界性能がきまってくる。

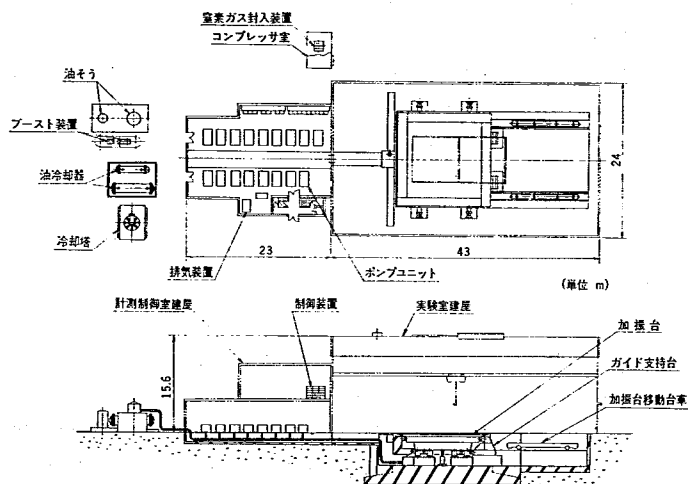
2-3-2 鉄道技術研究所の装置

鉄道技術研究所の場合も模型の相似律には同じ考え方を使い装置の製作の計画をたてている¹⁴⁾。ここでは模型の規模をできる限り実物に近づけるという方針を立て長さの縮尺比 λ を1/4としている。これにより模型盛土の高さは1.5mとなる。盛土と地盤のせん断強さの縮尺比は1/4にしなければならないが、これはポータブルのコーンペネトロメータによって管理できるものとしている。ただ加振機の限界性能に関しては次のような判断をしている。すなわち試験対象である盛土のある現地の地盤の卓越振動数は $1/T_p = 0.8 \text{ Hz} \sim 5.2 \text{ Hz}$, 平均にして2.4 Hz であるため実験時に加速度の振動数を $1/T_m = 1/\sqrt{\lambda} \cdot 1/T_p = 4.8 \text{ Hz}$ としなければならない。しかしこの振動数では、限界性能上400 gal以上の加振ができない。したがって大加速度を得るために振動数を7Hzにすることができる。これは土構造物の破壊に対しては加速度の大きさが支配的であって振動数の影響は小さいという結論を先どりしたことになり重要な意味を持つことになる。

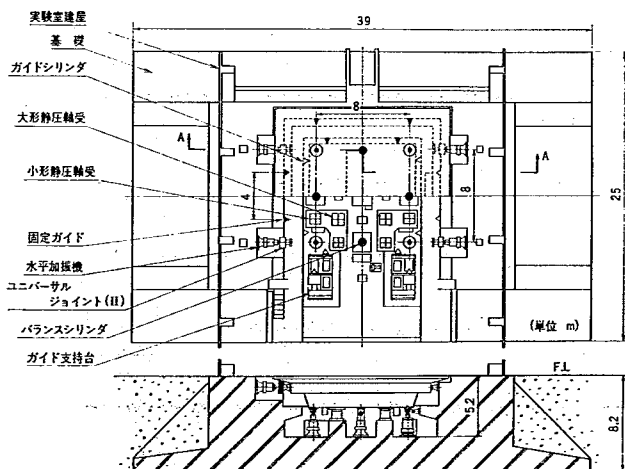
2-3-3 防災科学技術センターの装置

著者の関係した科学技術庁国立防災科学技術センターの大型の振動台の計画の経過について述べる¹⁵⁾。この振動台が計画される直接の契機になったのは昭和39年の新潟地震であって、この時軟弱な砂地盤の液状化に起因する構造物の破壊が大きな問題となった。この地震を契機として振動台を使った実験が数多く行われるようになったが、その内の一つとしてかねてから検討されていた大型の振動実験装置の計画が現実化されることになった。この装置の仕様は予算的理由により初期のものから大幅な縮小を余儀なくされている。最終的には加振機出力は90tgのもの4台を同期させた合計360tgの電気油圧式のものとなった。加振台の大きさは縦横ともに15mの正方形の平板となっており前例の鉄道技術研究所や港湾技術研究所の箱型のものと異なっている。これにより一応三次元的な模型の実験ができるようになってきている。この場合でも模型の計画を立てる時時間の縮尺は前例と同じように長さの縮尺の平方根を使っていた。ただ各研究機関の共用施設であるという性格から特定の構造物を対象に計画を進められなかったので、明確な条件の決定はしていない。与えられている加振機に対して構造種別ごとに可能な縮尺比を逆算しなければならなかった。

この加振機は全出力を4台の加振機に分け1台90tgのものとするよう計画されたが、それでもなおいまで作られた装置の規模を大きく超えるものであった。したがって装置の製作の全工期を4年に分け初年度は出力90tgの加振機1台の試作にあてられた。この試作機を使って行われた各種の機械性能試験や砂地盤の振動実験の結果をもとにして本装置は昭和42年度から3年計画で製作を開始した。図2-7は装置の全体と各種機器の配置を示すものである。なお加振機の限界性能はすでに図2-4に示した。また模型を載せる加振台の形状は2-8-1で説明する。



(a) 全 体 配 置 図



(b) 基 礎 と 機 器 の 配 置 図

図2-7 装置機器配置図

2-4 振動実験装置の計画に対する考察

2-4-1 波形精度

このような大出力の振動試験装置を製作する時の検討項目の一つとして波形精度の問題がある。
動電型式の港湾技術研究所の装置の場合、振動台の波形の精度は次のように規定されている¹⁶⁾。

(1) 波形精度 (加速度波形のヒズミ率)

0.2 Hz ~ 2 Hz において 10%以下

2 Hz ~ 50 Hz " 5%以下

(2) 変位精度 $\pm 5\%$

(3) 振動数精度 $\pm 2\%$

(4) 位相角精度 $\pm 15\%$

大型の電気油圧型式においてはこのような精度を得ることは不可能といわれている。防災センターの実験装置の計画の場合もこの点には慎重な検討を重ねた。波形精度をそこなうと思われる要因に関しては加振機の性能に関係するものはもちろん、加振台の剛性や取付部のがたなど模型実験により確かめられるものはすべて確かめた¹⁷⁾。しかし波形精度に関し事前に定量的な規定を設けることはできなかった。

図2-8は完成後行った性能確認試験の結果である¹⁸⁾。図2-8(a)はエルセントロ地震の時記録

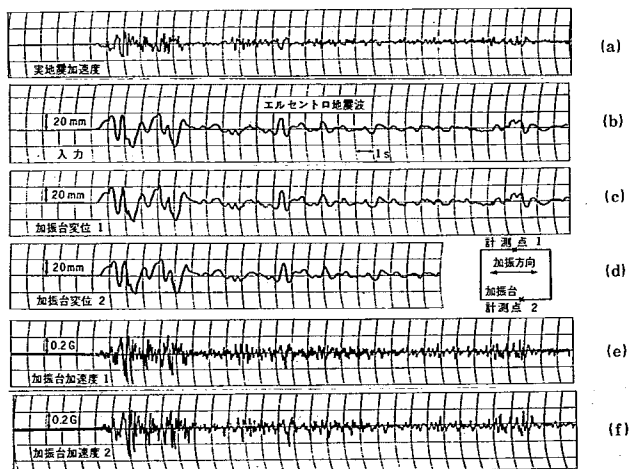


図2-8 地震波のミミコレーション

された加速度波形, (b)はこれを積分した変位で加振機制御装置への入力信号, すなわち電圧の時間変化である。積分する場合加振機の振幅が±3 cmしかないため長周期の大変位をカットしなければならない。ここでは加速度波形を積分して加振台入力とするとき次のような工夫をしている¹⁹⁾。すなわち入力的时间変化 $e(t)$ は通常の積分

$$e(t) = \int_{-\infty}^t f(t) dt \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

の代りに

$$e(t) = \int_0^{\infty} e^{-\lambda s} f(t-s) ds \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

のような不完全積分を使った。ここで $f(t)$ は地震波の加速度の時間的変動である。また λ は時定数であるがこれを決める理論根拠を見出すことができないので試行的に加振台の加速度が地震記録に一番良く合うものを見出して使った。(c), (d)は加振台にとりつけた変位計の出力, (e), (f)は同じく加速度計の出力である。変位を示す(b), (c), (d)の關係に比し加速度を示す(a), (e), (f)の關係は差が大きい。しかし実験時これらの關係をしらべて一応満足すべき結果が得られたものと判断した。このような装置を作った時どの程度の波形精度を出すべきか, また出せるかに関しては定性的な観察しか方法がなかった。原理的には種々の実験を行ない土構造物の動的性質すなわち周波数特性が充分解明された時, 実験結果に悪い影響を与える, 除去しなければならないノイズの性質が確定するはずである。したがって実験装置製作の計画の時点では決めることはできない。

2-4-2 ホワイトノイズを利用した共振実験

図2-9は振動台上の長さ, 幅, 高さがそれぞれ3.5 m, 3.5 m, 1 mの箱に砂を満した後, 中央に長さ, 幅, 高さがそれぞれ1.0 m, 0.5 m, 1.0 mのコンクリートブロックを0.5 mの辺が加振方向と一致するように載せたものを模型とした振動実験の結果である²⁰⁾。図2-10は模型の形と計測用の加速度計の配置を示している。加振機は防災センターの大型振動実験装置を製作した時の試作機である。大型振動実験装置は出力90 t_gの加振機4台を使って360 t_gの出力を得ているが, 加振機の性能確認のためこのうちの一台だけが先行製作された。この時加振機に負荷を与えるために加振台も製作された。図2-9の実験はこの装

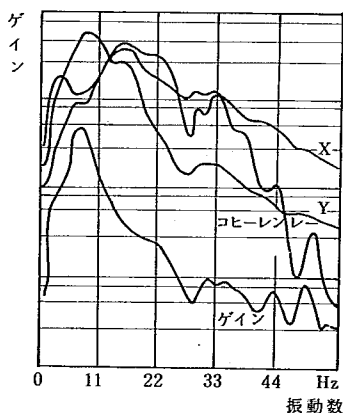


図2-9 周波数伝達関数

置を使って実施された。実験は加速度一定で振動数を段階的にあげていく共振実験と共振々動数と同じ振動数の大加速度を加える破壊実験とに大きく分けられる。ここではノイズの効果を検討するために大型の実験装置であることうえ更にランダム波による加振が可能な本実験装置の性能を生かして行った一種の共振実験の結果を説明する。

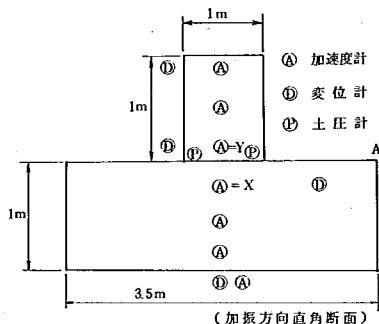


図 2-10 模型形状と計測器の配置

この実験で入力として使用されたホワイトノイズのランダムな変位は計算機より算出した乱数列をそのまま使っていない。そのまま使うと変位の変化がはげしく、すなわち高周波の大きな加速度が加振機や模型にとって大きな負担となる。したがって(2-7)式の不完全積分を2回~3回行って高周波の変位の変化をのぞいている。積分回数が少なく時定数が小さい程加振機は激しい運動をするが、この実験では振動台加速度のレベルは数百gal程度であった。この振動による模型の応答のデータを30sec間とり出しデータ処理を行なった。

図2-9はブロック直下の砂中にある加速度計の出力Xとブロック下部にある加速度計の出力Yのパワースペクトルを比較して求めた地盤からブロックへの波動の伝達関数ならびにコヒーレンシーを图示したものである。この図から図2-10の模型は8Hzに1次の共振点のある振動系であることや振動数によってブロックの回転中心が移動する状態をよみとることができる。

ここで注目したいのはコヒーレンシーである。コヒーレンシーとはデータの信頼性を示す指標である。入力のパワー $P_x(f)$ にゲイン $|A(f)|^2$ を乗ずれば出力のパワー $P_y(f)$ が求まるはずであるがノイズが混入していると入力Xから導かれる信号は出力Yの一部にすぎなくなる。全体の変動中に占める信号出力の割合を与えるのがコヒーレンシーであり次のように定義される。

$$|A(f)| \left(P_x(f) / P_y(f) \right)^{1/2} \dots\dots\dots (2-8)$$

ある周波数fに対してコヒーレンシーが1ならばその周波数のところにノイズがなく0ならば信号がないと言える。図の計算結果をみるとコヒーレンシーの値は振動数の低いところからコンクリートブロックの地盤に対する一次の共振々動数までの周波数範囲においておよそ一定の値を保っている。この結果から本装置による実験によって十分な情報の得られることがわかる。

上の実験により波形がひずんでいるランダム波の場合でもノイズの性質をつかんでデータ処理をするなら有効な情報の得られることがわかる。すなわちデータ処理の技術によって対処できる範囲を加振機試作段階で確認していたので波形精度の問題は厳しく問題にはなかった。

2-4-3 加振台規模の決定

大型の振動実験装置を計画する時その規模を決める条件の考え方に問題のあることは当然である。規模の大きなものとして防災センターに水平方向加振で 500 t、東京大学生産技術研究所に 200 t の載荷のできる装置がある。しかしこの規模は実験の目的から力学的に決定されることはなく、どの装置の場合でも予算的条件などから大枠が決まっている。その後で模型の縮尺比や細部のバランスが相似律や、更に土質力学の法則によって決められている。防災センターの場合も同様であるが、これは各研究機関の共用施設というしほりがあり、種々の実験対象を考慮した計画を立てることが要求された。したがって与えられた条件のもとで各対象ごとに縮尺比を決めていくという逆の傾向は他のものよりはっきりしている。要するに相似律の計算をするうえで、これ以上の大縮尺は模型が小さくなりすぎ生起する現象の機構が異なるので実験目的を損なうという縮尺比の限界値の議論はみられなかった。

振動台上にある模型を実物を縮尺したものとせず小型の実物という感覚で捉えるという試みは、これら振動台を計画する時は、明確に意識されていなかった。模型を小型の実物と考えるならば現象に関与する諸応力の比が相似律を考える時のように厳密に同一にならなくても相互に比較できる程度の大きさになれば良い。後は実験の回数をふやしたり、あるいは既存の理論の体系を利用することによって振動時の挙動が記述できるようになる。この結果を使って実物の挙動を解析することができる。この関係諸力の大きさを事前にきめることは相似律の決定と同様にむづかしいことだが、防災センターの振動台が妥当な大きさのものであったことは後でこの振動台を使い行なった実験の結果明らかになった。

振動台は加振機の荷重によってヒズミやタワミのない剛なものであることが必要である。しかしこういうものを作ることは通常振動台の重量を大きくし加振機の出力を消費するので実際に模型に加わる力を小さなものにする。また重量の増加により系全体の固有振動数を下げ加振機の周波数特性に好ましくない影響を与える。装置を大きくする時はこのような問題も考慮の対象に入れなければならない。

2-5 相似律

2-5-1 概説

繰り返し指摘した模型実験における最大の問題である相似律に関して、大型振動実験を行ってい

くため、2、3の検討を行った。2-3振動実験装置の計画で述べた相似律の設計は CloughおよびPritz²¹⁾によって考察されたものであるが、相似律を求める方法にはいろいろなものがある。現象の変化に支配的な力の種類と性質がわかるなら、それらの力の比を同一にすることが基本的な考え方となる。ただ模型の大きさから決められた長さの縮尺や実験は原型と同じ重力の場で行わなければならないという条件があると、時間の縮尺や弾性係数の縮尺などは任意に選べなくなってくる。すなわちこの条件にあう材料を探さなければならない。しかしこのような条件が多くなると現実これを満たすような材料を探し出すことができなくなる。さらに土の非線型性を考えねばならない大変形の現象の解明では相似律の問題は大きい。そこで相似律を利用してマクロに定量的なデータを計測しようとした技術者は土構造物の模型振動実験は不可能であるという結論を出すことになる。

2-5-2 寸法効果

相似律の別の表現法として寸法効果という言い方が良く使われている。しかし寸法効果の意味は人によっていろいろ異なっており、次のような範囲がある。

第1の意味は相似律によって縮尺の補正を行うことを寸法効果を考慮すると云うものである。こうすると近似的ではあっても相似律が設計できる限り、寸法効果の問題はなくなる。

第2の意味は相似律が不完全な場合で第1の意味の寸法効果を除去する時考慮できなかった性質を寸法効果と云うものである。例として模型の幅が小さく2次元的と考えられないようなものを2次元の模型として扱う場合があげられる。

電力中央研究所の行った実験²²⁾

で、高さ175m上流側斜面コウ配1；2.6，下流側コウ配1；2.1の原型を種々の縮尺比で縮尺したものを模型としたものがある。使用材料は砂でこれを20cm厚に踏み固めながら盛上げている。この場合の乾燥密度と含水比はそれぞれ1.68g/cm³と6.3%であった。実験用の砂箱は幅、長さ、高さがそれぞれ2m、10m、3mである。図2-11は砂箱の側壁の拘束効果をAmbraseys²³⁾の理論によ

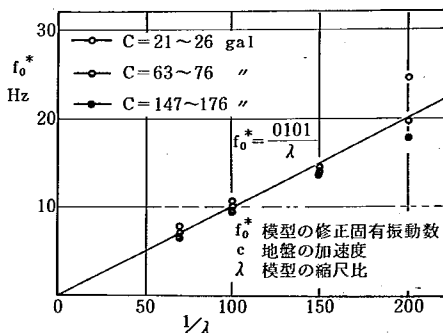


図2-11 側壁の効果を補正した共振特性

って取り除いて示したものであって、全ての寸法の模型が同一の特性を示していることがわかる。この論文はこうにして固有振動数 f_0 が縮尺比 λ の関数として表わされたことを寸法効果を処理したとして扱っている。

これによって実在のフィルタイプダム固有振動数、したがって地震時のダムの応答変位を推定することが可能になったと結論している。これは従来からも考えられているように相似律で大きさの効果を補正する第1の意味の修正だけでは除ききれない横型の幅の効果を除いたものであって第2の意味に分類される寸法効果を解決した例になる。

第3の意味の寸法効果として第1、第2の意味の除去ではまだ除去できない問題を挙げることができる。上例の場合は幸にして理論的な解析の手段があったから好都合に第2の効果を除けた。しかしこの例のように何らかの方法により、第1、第2の意味の影響を取り除くことができたとしてもまだ残っているものがある。側壁の影響が壁からの距離に関するみだれという形で土の中に残るものがあるはずである。これは土粒子または土構造物の大きさによる不連続性、不均一性に関係するものかもしれない。模型が大きくなるとこのような距離は相対的に小さくなり側壁の影響は利かなくなる。上のような長さの次元のものと体積の次元のものの拮抗を寸法効果ということも可能である。

この現象は振動土圧の測定の場合にも見ることができるし振動問題ではないが車両の走行という動的な土中応力の問題においても見ることができる。動土圧²⁴⁾を壁の裏側にある土塊のバランスであると考えるかぎりでは慣性力と重力の関係として相似律を決めるべきである。しかし模型が小さい間は壁と土との間の一定区間は摩擦ないし粘着力の効果が支配的で、この力の影響を考慮しなければならない状態にある。また模型製作でこの領域のみだれまで縮尺することはできず、実験においては、このような現象は一般的に処理しきれない。

詳細は4-2-3に示すが幅、高さがそれぞれ12m、1.5m勾配が5分と1割の斜面のスベリ実験の結果も興味あるものである。この実験でスベリ破壊を起した後の斜面形が幅12mの間で一様でないという結果がでた。この問題は第3の意味の寸法効果として取り上げなければならないものであろう。すなわちスベリ破壊後の斜面の形の幅方向の変化を問題にしているのであって、加振前の斜面の断面形が同じであってもスベリ破壊した後の形は同じでない。相似律で補正できるものでないため第1の意味の寸法効果ではない。また一様な斜面の中で起った不連続な現象であるという意味では第2の意味の寸法効果ともいえない。観察によるとスベリの起きた弧は12mの間に2~3ある。もし斜面の幅がこの弧の長さより狭かったとすると斜面は振動レベルがもっとも低い時期に破壊を起していたと推定される。なぜなら砂のせん断応力は砂と鉄の摩擦より大きいからである。

またこの実験においてスベリ面の安定を円弧スベリの方法で力のバランスで考えようとすると思

かけの粘着力を考えに入れなければならなかったが、この発生の機構が推定通り砂層のサクシオンであったとしたらこれも第3の意味の寸法効果の例として挙げることができる。これらの機構は模型を大きくし、粘着力のような長さの2乗の次元の量と慣性力のような長さの3乗の次元の量に拮抗する大きさを与えることにより解明することのできる問題である。従来の小型の模型では明確な理解が妨げられていたとも云える。これら寸法効果の定義は現象を理解して情報を交換するため共通の理解に達しておく必要がある。

2-5-3 相似律の算定

模型の相似律は支配的な力の比を同じくすることによって設計でき、この力の表し方としてどのような方法をとっても同じ結果が出て来ることを示す。

例として水理の問題で有名なレイノルズ数の計算法をとりあげる²⁵⁾。レイノルズ数は粘着力の効果が支配的な流体の運動に関係するものである。

(1) Navier Stokes の方程式

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) \quad (2-9)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right)$$

ここで u, v は x, y 方向の流速, p は圧力, ρ は密度, ν は動粘性係数, t は時間

(2-9) 式に $u/V = u', v/V = v', x/\ell = x', y/\ell = y', p/\rho V^2 = \ell', Vt/\ell = t'$ を代入すると (2-10) 式が得られる。ここで

$$\frac{\partial u'}{\partial t'} + u' \frac{\partial u'}{\partial x'} + v' \frac{\partial u'}{\partial y'} = - \frac{\partial p'}{\partial x'} + \frac{\nu}{V\ell} \left(\frac{\partial^2 u'}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 u'}{\partial y'^2} \right) \quad (2-10)$$

$$\frac{\partial v'}{\partial t'} + u' \frac{\partial v'}{\partial x'} + v' \frac{\partial v'}{\partial y'} = - \frac{\partial p'}{\partial y'} + \frac{\nu}{V\ell} \left(\frac{\partial^2 v'}{\partial x'^2} + \frac{\partial^2 v'}{\partial y'^2} \right)$$

$\nu/V\ell$ が一定ならば縮尺比に関係せず現象をあらわす方程式は同じものになる。これがレイノルズ数で微分方程式が与えられた場合の計算例である。

(2) 管の中を流体が流れるのは粘性の関係する現象であるが、圧力損失 P が次式で表わされるとする。

$$P = C \rho^\alpha V^\beta \mu^\epsilon \ell^\gamma \quad (2-11)$$

ここで ρ は密度, V は流速, ℓ は管長, μ は粘着係数

(2-11) 式の次元方程式を求めると、

$$MLT^{-2} = M^2 L^{-32} L^\beta T^{-\beta} L^\gamma M^\epsilon L^{-\epsilon} T^{-\epsilon} \quad (2-12)$$

(2-12) 式において元の斉合から $\alpha = 1 - \epsilon, \beta = 2 - \epsilon, \gamma = 2 - \epsilon$ が求まり、(2-11)

式に代入すると

$$P = C \rho V^2 (\rho V \ell / \mu)^{-\epsilon} \dots\dots\dots (2-13)$$

となり(2-13)式の右辺()の中にレーノルズ数が出て来る。これが次元解析による方法である。現象が正確に理解されていないが、関係していそうな要素が大体つかめている場合、トライアルにその妥当性を検討して要素の決定を行う。

(3) 次のような方法もある。単位質量の物体に働く力を f とすると、2つの物体の運動の相似条件は

$$\frac{1}{2} m_2 v_2^2 / \frac{1}{2} m_1 v_1^2 = m_2 \ell_2 f_2 / m_1 \ell_1 f_1 \dots\dots\dots (2-14)$$

$$v_2^2 / \ell_2 f_2 = v_1^2 / \ell_1 f_1 \dots\dots\dots (2-15)$$

ここで、 m は質量、 v は速度、 ℓ は長さ

単位断面積で高さが h の水柱を考えると、それに働く粘性による力は $\mu \cdot v / h$, その質量は ρh であるから、 $f = v \mu / h / \rho h$ 。この f を(2-15)式に代入すると、次式のようにレーノルズ数が求まる。

$$v^2 / h \cdot v \mu / h^2 \rho = v h / \nu \dots\dots\dots (2-16)$$

(4) 次のようにしても求めることができる。

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} m_2 v_2^2 / \frac{1}{2} m_1 v_1^2 &= \eta_2 \partial v_2 / \partial n_2 \cdot a_2 \rho_2 / \eta_1 \partial v_1 / \partial n_1 \cdot a_1 \rho_1 \\ &= \eta_2 v_2 \ell_1^2 / \eta_1 v_1 \ell_1^2 \dots\dots\dots (2-17) \end{aligned}$$

ここで $\partial v / \partial n$ は速度勾配、 a は断面積

$\ell^3 \rho = m_1$, $\ell^3 \rho_2 = m_2$ より

$$\ell_2 v_2 / \nu_2 = \ell_1 v_1 / \nu_1 \dots\dots\dots (2-18)$$

となりレーノルズ数が求められる。

2-5-4 相似律の緩和

現象を支配すると考えられる物理法則が単一の場合前項の例のように相似律は簡単に求められるが、物理法則が多くなればなるほど相似律を求めることは困難になる。しかし相容れない相似律間の関係も現象に関する何らかの知識があれば解決できる場合が多い。このプロセスは相似律の緩和と呼ばれることがある²⁶⁾。緩和の設計には現象の本質のより深い理解が要求され、模型実験では非常に重要なプロセスである。相似律の緩和としては通常次の方法が考えられる。

1) 特殊現象の相似 土構造物の強さを調べる場合、一般には粘着力と内部摩擦角の両方を問

題にしなければならないが、この両方を満足させる模型を作るとはむづかしい。そのための砂のような粘着力のない材料を使った実験と粘土のような内部摩擦角のない材料を使った実験とを別々に行い、後でそれぞれの結論を総合的に判断するという方法がある。砂において見られる現象と粘土に見られる現象を比較しながら当面している土の場合に起こる現象を推定しようとするものである。ただ振動実験の場合、砂に関係するデータは多いが粘性土は均質な模型を作ることが容易でないため実験はむづかしく、データの数も多くはない。

2) 分割相似 分割相似は更に方向的分割、時間的分割、空間的分割の3つに分けることが可能である。方向的分割は水理実験でよく使われる方法で水平方向の縮尺と鉛直方向の縮尺をかえるものであるが、振動実験においてこれを使った例は見出せない。時間的分割は現象を時間的に前後の2つに分けて実験するもので、振動の問題としては加振力の小さい段階から始まり大きな段階にいった破壊する全過程を調べる場合、弾性変形の範囲である応答の問題とその後が続いて起る破壊の問題を別の模型で実験するというような例が考えられる。普通前半の共振実験と後半の破壊実験とを一つの模型で実験してしまっているが、弾性係数が関係する前半と内部摩擦角や粘着力で整理する後半は相似律的に見れば異なる模型を使わねばならない。

空間的分割は模型を部分的に分割して作り実験を行うというものである。土木構造物の場合、汎用アナログ計算機で反力項を模型におきかえハリの振動を求めた実験例があるが²⁷⁾、土構造物の場合その例はない。

3) 合成効果の相似 数多くある影響因子を一つのグループにまとめるというもので、土の物性を土粒子のレベルから積みあげて検討していないという意味では常に利用されている方法である。土と他の材質の構造物の相互作用を対象にする場合、土構造物の特性値を纏めて他の材料のものと対立させる方法によっては模型実験が非常にスマートなものになる。地盤構造物系の応答を求める場合、地盤をバネにおきかえる通常の方法はこの例に当たると思われる。

4) 解析知識の利用 模型の特性を表現する定数の個数を別途の知識をもとにし減じたり、表現の方法を変えたりしようとするものである。振動実験では模型を力学的には等価だが、別寸法の材料に置きかえたり、拘束圧の条件を変えていくような方法も対象になる。しかし土構造物の場合土質力学の研究成果がこの操作に耐えるだけのレベルにあるかいは問題になる。

5) 材料の物理的性質 石膏や珪藻土などの材料の混合比を適当に選ぶことにより、弾性係数やポアソン比を小さくしたり圧縮強度と引張強度の比、破壊時のヒズミの大きさおよび破壊までのヒズミと応力関係をコントロールしたりすることで以前から利用されている技術である²⁸⁾。通常材料の2つの特性値を独立に変化させることはむづかしいが、弾性係数とポアソン比の2つの物性程度なら独立にコントロールすることに成功した例もある²⁹⁾。

2-5-5 土の非線型性の効果の検討

土の非線型性も相似律の設計の上の大きな障害となっているが、この非線型性が構造物の振動におよぼす影響を有限要素法による計算結果を使って検討した³⁰⁾³¹⁾。この計算に使われたLUSHと呼ばれるプログラムは2次元平面ヒズミ問題を扱う有限要素法のプログラムである。土のような材料が有する強い非線型性を等価線形化法を用いて表わしている。すなわちせん断定数および減衰定数をヒズミレベルの関数として表わし、反復法によりヒズミレベルに適合するこれらの定数を決定するという方法である。またプログラムは地震波のような非定常な入力に対する周波数応答も計算するように作られている。応答計算は全て振動数領域で行われ、各振動数成分に対する応答は系の応答関数に入力地震波のフーリエ係数を乗ずることにより求められる。同時に剛性を複素数として減衰をこの虚数部におくことにより複素応答解析法を利用することができる。さらにこのプログラムは振動する集中外力を加えた時の応答計算を行うことができる。以後これをLUSH2と呼び、前の基本型をLUSH1と呼ぶことにする。

計算の対象になった模型は図2-12(a)のような河川堤防の模型とこの盛土部をコンクリートブロックで置き換えた図2-12(b)およびこれらを1/2に縮小したものである。これらにそれぞれ M_2 、 M_5 、 M_2' 、 M_5' と記号をつける。応力ヒズミ関係としては線型、非線型の両方を考え、非線形のものはその入力レベルをかえて3段階の計算を行っている。なおこれらの計算において一部は加振振動数も何段階か変えている。

表2-2はこれら条件の一覧表である。

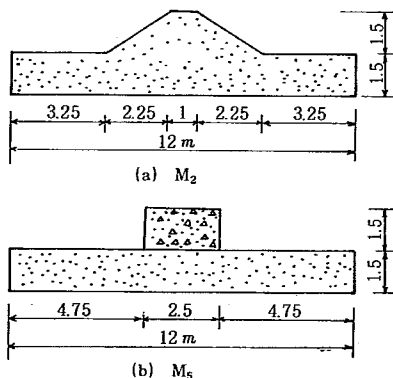


図2-12 計算モデル

表2-2 計算条件一覧表

モデル	プログラム	土の性	GWL m	入力波	入力 方向	入力レベル gal	FCT	備 考
M0	LUSH-1	非線型	0.0	地震波	水平	20, 50, 100, 200	0.65	深さ (H = 0.5, 1.0, 2.0, 5.0, 10.0 m) による違い
"	"	"	0.0	"	"	40	"	地震波による違い

モデル	プログラム	土物の性	GWL m	入力波	入力方向	入力レベル gal	FCT	備考
M0	LUSH-1	非線型	0.0	地震波	水平	20	0.5 0.7 0.8	FCTによる違い
	"	"	0.0	正弦波 (3~12Hz)	"	20, 50, 100	1.0	
M2	LUSH-1	非線型	0.0	地震波	水平	20, 40, 100, 200	0.65	モデルM2 水平振動
	"	"	1.5	"	"	"	"	
	"	非線型	0.0	地震波	鉛直	20, 40, 100, 200	0.65	モデルM2 鉛直振動
	"	"	1.5	"	"	"	"	
	"	非線型	0.0	正弦波 (5~20 Hz)	水平	20, 40, 100	0.65	
	"	線型	0.0	地震波	水平	20		モデルM2 線型応答
	"	"	0.0	正弦波 (13,15,17 Hz)	"	"	1.00	
	LUSH-2	非線型	0.0	地震波	水平	外部荷重 F (kg/m) 1028, 4114, 10280	0.65	モデルM2 外部加振非線型応答
	"	"	0.0	正弦波 (8,12,14 Hz)	"	"	0.65	
	"	線型	0.0	地震波	"	1028 (kg/m)	0.65	モデルM2 外部加振線型応答
	"	"	0.0	正弦波 (14,15,16 Hz)	"	1028	1.0	
	"	"	"	"	"	"	"	
M2'	LUSH-1	非線型	0.0	地震波	"	20, 40, 100	0.65	モデルM2' 非線型応答
	"	"	0.0	正弦波 (7~25 Hz)	"	"	0.65	
	"	線型	0.0	地震波	"	20	0.65	
	LUSH-1	線型	0.0	正弦波 (23,25,26 Hz)	水平	20	1.0	モデルM2' 線型応答
	LUSH-2	非線型	0.0	地震波	"	外部荷重 (kg/m) 515,2057,5143	0.65	モデルM2' 外部加振非線型応答
	"	"	0.0	正弦波 (10,15,20)	"	"	0.65	
	"	線型	0.0	地震波	"	F=515kg/m	0.65	モデルM2' 外部加振線型応答
	"	"	0.0	正弦波 (23,25,27)	"	"	1.0	
	"	"	"	"	"	"	"	

634

モデル	プログラム	土物の性	GWL m	入力波	入力 方向	入力レベル gal	FCT	備 考
M5	LUSH-1	線 型	0.0	地震波	"	20	0.65	モデルM5線型応答
	"	"	0.0	正弦波 (15 Hz)	"	"	1.0	
	LUSH-2	"	0.0	地震波	"	F=10.28 kg/m	0.65	モデルM5 外部加振線型応答
	"	"	0.0	正弦波 (15 Hz)	"	"	1.0	
M5'	LUSH-1	"	0.0	地震波	"	20	0.65	モデルM5'線型 応答
	"	"	0.0	正弦波 (21 Hz)	"	"	1.0	
	LUSH-2	"	0.0	地震波	"	F=515 kg/m	0.65	モデルM5' 外部加振線型応答
	"	"	0.0	正弦波 (21 Hz)	"	"	1.0	

これは盛土などの土構造物の地震時の挙動に影響をおよぼすものと思われる諸因子の検討を行なうための一手法として行なった計算の一部である。したがってモデルの決定にあたってはこれまでに実施してきたいくつかの振動実験の模型を念頭においている。

表中でGWLとあるのは模型の底部に水を入れた場合の水位である。一連の計算の中には模型を水浸させた条件の計算も数多く行なっている。またFCTとあるのは最大セン断ヒズミに対する有効セン断ヒズミの割合を示している。モデルM₀は図2-16に示すような水平地盤であって、計算の条件などはこの項の中で詳細に検討することになる。入力波としては実地震波の一部を取り出したもの(1.6 sec~2.3 sec)と正弦波(3波~10波)を用いた。地震波のほとんどはAkashiと呼ばれるものを用い特に入力地震波の影響をしらべる場合のみ Tsurukawa, Masaki Bridge と呼ぶ波形を用いている。

計算に使われているセン断剛性係数などの常数とそのヒズミや拘束圧依存性は次に示すような値を使っている。

非線型解析の場合Hardin³²⁾の式からヒズミ振幅 $r < 10^{-4}$ で

$$G_{\max}(\text{lb/ft}^2) = \frac{31560(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma'_m)^{0.5} \quad e < 0.8 \quad \dots\dots\dots (2-19)$$

間ゲキ比 $e = 0.7$ とすると

$$G_{\max} = 40100 (\sigma'_m)^{0.5}$$

σ'_m は次の簡便式によった。

$$\sigma_m' = \frac{1 + 2K_0}{3} (\sigma_v' + P_v) \quad \dots\dots\dots (2-20)$$

ここで

σ_r' = 土の重量による被り圧

P_v = 外圧による土被り圧

$K_0 = 1 - \sin \phi'$

σ_v' , P_v はすべての位置について次の簡便式によった。

(有効単位体積重量) $\times$ (深度)

ここで土の真比重 $G_s = 2.7$, 含水比 $w = 13\%$, 内部摩擦角 $\phi' = 35^\circ$ とし更に, 一般のヒズミレベルにおける剛性率 G は Hardin - Drenevichi の次式³³⁾によった。

$$G/G_{\max} = 1 / (1 + r/r_r) \quad \dots\dots\dots (2-21)$$

$$r_r = \tau_{\max} / G_{\max} \quad \dots\dots\dots (2-22)$$

$$\begin{aligned} \tau_{\max} &= \sqrt{\left(\frac{1+K_0}{2} \sin \phi'\right)^2 - \left(\frac{1-K_0}{2}\right)^2} (\sigma_v' + P_v) \\ &= \sqrt{\left(\frac{1+K_0}{2} \sin \phi'\right)^2 - \left(\frac{1-K_0}{2}\right)^2} \frac{3}{1+2K} \sigma_m' = 0.4722 \sigma_m' \end{aligned}$$

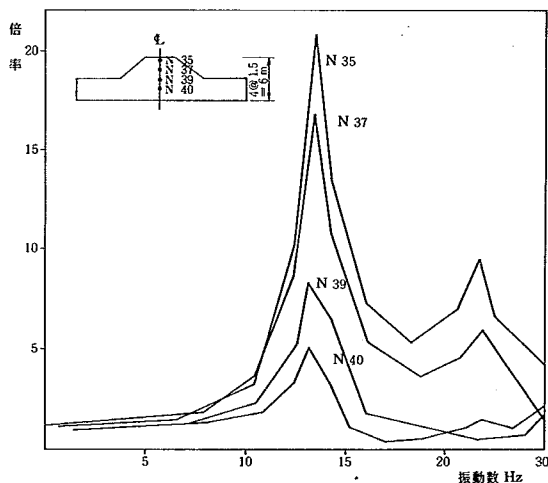


図 2-13 計算共振曲線 (20 gal 入力)

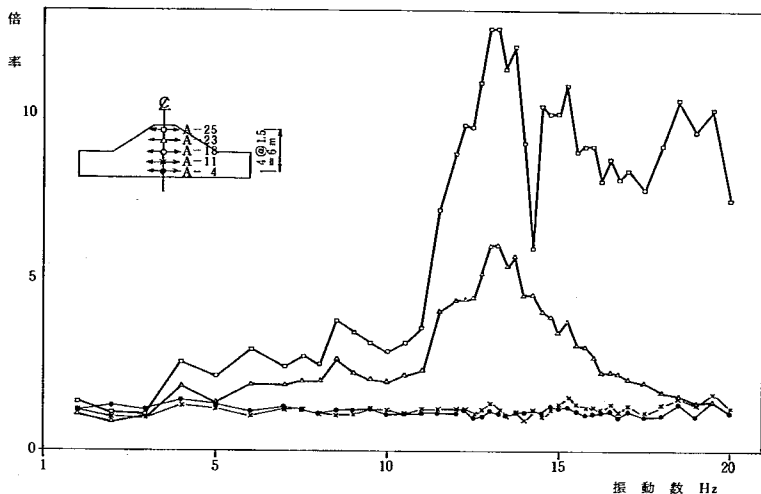


図 2-14 共振曲線 (20 gal 入力)

減衰特性 β は次式によった。

$$\beta / \beta_{\max} = 1 - G / G_{\max}$$

$\beta_{\max}$ はヒズミが大きいたきの減衰定数で通常の計算では 0.333 とした。

線型解析の場合剛性率、減衰定数は各要素について一定であるが、場所ごとの拘束圧による差は考慮し、各要素について $\gamma = 10^{-6}$ の値を用いた。したがって

$$\beta / \beta_{\max} = \left(\gamma / \gamma_r / 1 + \gamma / \gamma_r \right)_{\gamma = 10^{-6}} \quad \dots\dots\dots (2-23)$$

とした。今回の計算範囲では $\beta = 0.001 \sim 0.005$ 程度である。

このような条件のもとで求めた 20 gal の入力による M_2 の非水浸条件の共振曲線の計算結果を図 2-13 に示す。これは図 2-14 に示す同一条件の実験値と比較して良い一致を示している。しかしここでは曲線のパターンを問題にしているので絶対値そのものは特に重視しない。なおこの計算結果は以後各章の説明に利用していく。

これらの計算結果を使い相似律の問題を検討する前によく知られたハリのセン断振動の解析結果を検討する。セン断振動の基本式は (2-24) 式の如く与えられる。ここで ρ は密度、 η は粘性係数、 G はセン断弾性係数、 ϵ は変位、 t は時間である。また z は座標軸で方向は図 2-15 に示して

$$\frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} = \frac{1}{\rho z} \frac{\partial}{\partial z} \left(z G \frac{\partial \xi}{\partial z} \right) + \frac{1}{\rho z} \left(z \eta \frac{\partial^2 \xi}{\partial z \partial t} \right) \quad \dots\dots\dots (2-24)$$

ある。

(2-24)式において粘性係数が0で
(1) $G = \text{const}$ と, (2) $G = G_0 z$ とあらわ
される場合³⁴⁾ は固有振動周期がそれぞれ

$$T_0 = 2.61 \sqrt{\frac{\rho}{G}} H \quad (2-25)$$

および

$$T_0 = 3.28 \sqrt{\frac{\rho}{G_0}} \sqrt{H} \quad (2-26)$$

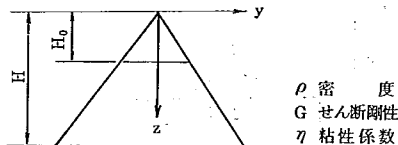


図2-15 ハリのセン断振動の記号

と与えられている。コンクリートダムの共振実験を行う時は模型実験の時間の縮尺は(2-25)式に合わせて長さの縮尺と同一にとっている。

しかしフィルダム内部の剛性率Gの変化は上述の如く、一定値であったり、高さに比例するものでない。剛性率は拘束圧の1/2 乗に比例していると考えられているが、³⁵⁾拘束圧が高さに比例すると、 $G = G_0 \sqrt{z}$ として解くのが妥当であると思われる。もちろん斜面の表面に近い所ではGは一定であり、内部に入るにしたがって $G = G_0 \sqrt{z}$ という形に近づくと考えられる。この値を基本式に代入して固有振動数を求めると高さの3/4乗に比例した解が得られる。すなわち同じ模型を作る場合でも拘束による特性の変化を考えると時間縮尺は長さの縮尺の3/4乗となる。

次に剛性に対する拘束圧のききかたがその1/2乗に比例するとし、更に剛性の非線型性を考慮した計算結果を示す。これは地盤の剛性率と減衰係数に非線型性を与えた場合、地盤深さが共振振動数と共振時の振動倍率に与える影響を求め、

相似律を検討しようとしたものである。

計算に使った模型のうち深さが0.5mのものは図2-16のとおりであるが、そのほかに分割比をそのままにして深さを1.0m, 2.0m, 5.0m, 10.0mとかえていった合計5種類の模型がある。入力レベルは、20gal, 50gal, 100gal, 200galの4段階である。図2-17は計算結果を纏めたものであって入力の大きさをパラメータとし天端の加速度倍率を縦軸に、深さを横軸

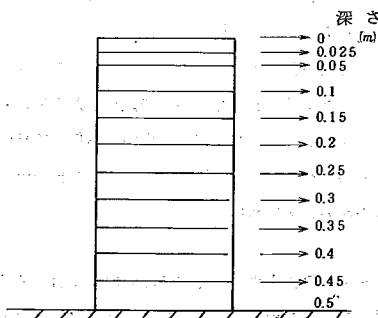


図2-16 計算のための地盤モデル

678

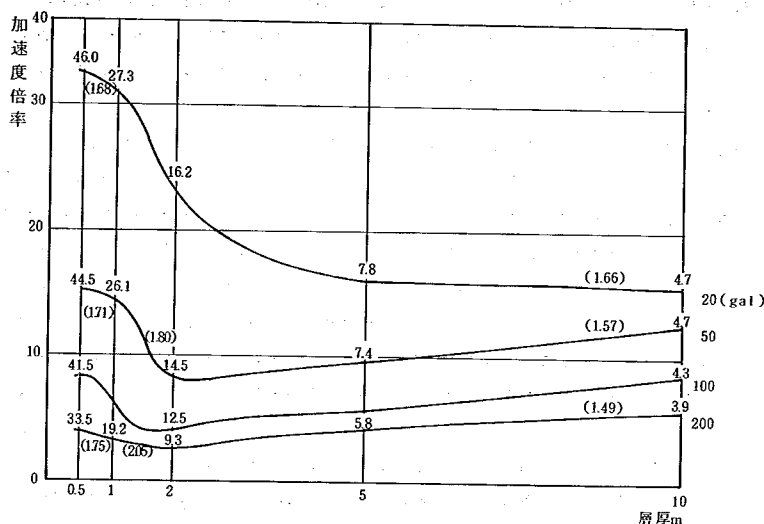


図 2-17 層厚と増幅率の関係

にとっている。図中に書き込んだ数字は共振振動数である。倍率は高さが 2 m の時極小値に落ち込んでいる。理由として深さが大になると拘束圧の影響がきいてきて全体が剛くなり減衰が減ること、また深さが浅い時は剛性率が小さくなり、変形性が増大し増幅率が大きくなることが考えられる。

また図中の計算点間に書き込まれた () 内の数字は共振振動数の比であって深さの比が 2 になる点の間にだけ書き込まれている。入力レベルが小さく線型に近いと思われる 20 gal の線上でこの比が $1.68 = 2^{\frac{1}{3}}$ となっているのは前述の計算の前提から予想される当然の結果である。この値は入力が大きくなるにしたがって深さの大きい時は減少していき、剛性率が深さの変化に比例する場合の比 $2^{\frac{1}{2}}$ に近づいていく。一方小さい場合はしだいに増加して剛性率が一定の場合の比 2 に近づいていく。この値を前述の共振振動数の理論解における H のベキ数と比較してみるのは非常に面白いことである。非線型の場合、相似律における時間縮尺は模型の寸法や材料だけで決まるものではなく模型のおかれる応力状態の影響も考えて決めなければならないことがわかる。

2-6 実験装置の大型化に対する検討

2-6-1 実験装置の製作

これまでは大型の振動実験を行う意義のような原理的な問題を述べた。ここでは実際的な問題、

すなわち模型の大型化の結果出る種々の技術的な検討項目について述べる。これを実験装置製作時のものと実験実施時のものとに分けて考える。先ず防災センターの実験装置の場合の装置製作上の問題点を述べる。これらは大なり小なり実験時装置の波形精度向上の要求に対して障害となってきたものである。

最初は装置の発する不規則な振動すなわちノイズの問題である。ノイズの発生原因として、(1)重量の大きい加振台とその上の模型固定部の強さ、(2)加振台支持装置の摺動面の仕上げ精度、(3)出力の限界から多数台数使うことになった加振機の据付け精度、(4)4台の加振機の同期、(5)加振台全体の剛性、(6)加振機取付け部の剛性³⁶⁾、(7)取付け部のピンのガタ、(8)加振機の基礎建屋の共振がある。これらは全て実験データの上にあらわれるノイズの原因となるもので、対策には種々の工夫が必要であった。全ての器材が大型になり加振機の出力に余裕が少ないため、このノイズを消すにはむづかしい技術を必要とした。このノイズを消す目標値は2-4-1で述べたように実験上要求される波形精度とのからみで決定されるべきで、設計時点で根拠のある値をきめることはできなかった。

次にこの実験装置の基本構造や建屋の問題がある。実験時の可動部重量が巨大になるのでこれらの連成振動の固有振動数が実験時の強制振動数と重なって振動台の周波数特性を一定に保てなくなる。この影響を加振機の制御装置の補償だけによって除去することはむづかしい。したがって対策として基礎の減衰係数を大きくすることを考えた。次にこの基礎の振動特性を説明する。基礎の設計の考え方としてはクイを打つことによって剛に固め、共振振動数を高くし実験時の強制振動数と重ならないようにする方法が第1に考えられる。しかしこれは工費が高くなり現実には不可能である。したがって次善のものとして防災センターの振動台の場合は基礎の底面積を大きくして逸散減衰により共振時の応答量を低下する方法がとられた³⁷⁾³⁸⁾。

加振機基礎の運動を次のように表わした。

$$M_0 \ddot{Y}_B + K_B Y_B - A(P_t)_{z=0} = F_0 e^{i\omega t} \quad \dots\dots\dots (2-27)$$

- ここに Y_B ; 基礎の変位
 M_0 ; 基礎の質量
 K_B ; 地盤のバネ定数
 A ; 基礎底面の面積
 P_t ; 基礎から地盤中に伝えられる振動圧力
 F_0 ; 外力の振幅
 Y_{Bt} ; $= B e^{i\omega} (A - Kz/V)$
 B ; 未定定数

K ; 波動による定数

V ; 縦波速度 (V_p) または横波速度 (V_s)

t ; 時間

z ; 座標軸 (下方向正)

$$(P_t)_{z=0} = \mu \left(\frac{\partial y_{Bt}}{\partial z} \right)_{z=0} \quad \text{横波} \quad \dots\dots\dots (2-28)$$

$$(P_t)_{z=0} = (\lambda + 2\mu) \left(-\frac{\partial y_{Bt}}{\partial z} \right)_{z=0} \quad \text{縦波} \quad \dots\dots\dots (2-29)$$

λ, μ はラーメの定数である。上式より

$$M_0 \ddot{y}_B + i\omega PKABe^{i\omega t} + K_B y_B = F_0 e^{i\omega t} \quad \dots\dots\dots (2-30)$$

$$y_B = (y_{Bt})_{z=0} = B e^{i\omega t}$$

したがって (2-28) 式より

$$y_B = \delta_{st} / \left(\frac{S^2}{\omega_B^2} + \frac{2\zeta_B}{\omega_B} + 1 \right)$$

$$\zeta_B = \frac{1}{2} \frac{PKVA}{K_B} \sqrt{\frac{K_B}{M_0}} = \frac{1}{2} \frac{PKVA}{\sqrt{K_B M_0}}$$

$$\delta_{st} = F_0 / K_B \quad \omega_B = \sqrt{K_B / M_0}$$

Cerruti の沈下に関する式と Bousinesqu による応力分布の式から K_B を求め、さらに $V = 250 \text{ m/sec}$, $K = 1$, $\nu = 0.25$, $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$, $a = 0.55\sqrt{A}$ とすると共振振動数 ω_B , 減衰係数 ζ_B がそれぞれ 5 Hz, 0.6 と計算できる。図 2-18 はこの値を使って加振機を限界出力で運転している時の基礎上面の振幅を計算し実測の結果と比較したものである。

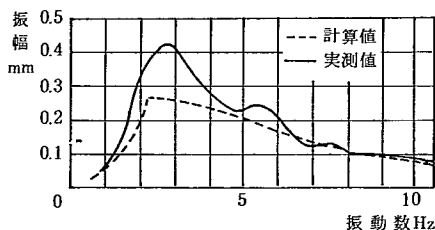


図 2-18 水平加振時の基礎の振動

制御装置に関しても発振を起して計測が不可能にならないようにするため

に要求が厳しくなる。小型のものは出力に余裕があるため加振合重量を模型重量に比し大きくできるので制御系も安定している。大型になると出力に余裕がないため振動合重量を軽くするので模型重量の影響が無視できなくなる。したがって模型を載せることによって変化する可動部全体の振動系の特性を補償するため制御システムによる対応を考えねばならなくなる。このようなことが模型を大きくするために考えなければならない機械的な問題であった。

2-6-2 実験の手法

次に実験実施上の問題点を防災センターの大型耐震実験装置を使って行なった実験経験に準拠して纏めてみる。本節でいう問題点とは振動実験を行なっている時にいろいろ判断を迫られた項目のことであり、実験計画の妥当性まで含んだものでない。すなわち大型の実験になったために生じた経費的な問題をのりきるための細部の計画と、その影響の度合いの判断の問題である。これらを模型の設計、模型の製作と計測、実験結果の整理の各段階に分けて検討してみる。

(1) 模型の設計の時に問題となるもののうち模型の大きさからくるものは、模型の相似律の決定、境界面の構造、模型実験に対する要求などの項目などである。模型実験は相似律の制約からその意味が不明であるとの意見がある。しかし振動実験に関するかぎり相似律を使った考え方がいままでのものであり、数多くのフィルダムの振動特性を調べる実験もこのような立場で計画されたものであった。しかし本論文で例としてあげた各実験はむしろ振動台上の小型の実物を供試体として実験する考えであって、既存の理論ないしモデルによって供試体の中に起きた現象を理解していこうとしている。鉄道技術研究所の実験も結果としては、縮尺模型という考えを持続していないように理解される。このような考え方ができるのは結局大型模型を使って実験することが可能になったことの結果である。すなわち模型が大きくなると体積に関係する慣性力や摩擦力の効果が大きくなり面積に関係する粘着力と比較できるようになる。たとえ完全に相似律を満足する模型を作ることができなくてもそれぞれの効果を検討することができるようになる。模型が小さい場合は粘着力の効果が卓越しており、現実の現象を正確に捉えることはできない。

次は振動実験の対象が決まった時、与えられた装置の出力の範囲や振動合の大きさの範囲で、模型の大きさを最大にすることを考えねばならない。これは模型の側壁などをどのように仕上げれば良いかを工夫する問題である。模型の固有振動数に対する側壁の影響は、しばしば述べたように電力中央研究所の例によると、補正できるように見える。振動方向両端面での反射の影響なども2.3の実験データの検討によるとさほど問題にすることもなさそうである。ただ地盤に相当する部分の模型がなく、スベリ面が振動台の側壁や底面に交わるような場合は破壊変形を起した土塊の動きが制約されるので別の考え方をに入れて検討しなければならない。いずれにしてもこれらの条件を克服するためには、大きさの異ったいくつかの模型の解析を行い未知の定数を消去していくような方法が提案されることになる。模型の大きさを決めるための決定的な条件がみつからないため、決め方が任意になるのはやむを得ない。2-10で説明するが一般的に言えば大きな振動台の上に境界条件となる地盤のような周辺部分を大きくとり盛土のような模型本体を小さくすることにより模型周辺の好ましくない乱れの影響を避けることが必要である。

(2) 模型の製作と計測時において問題となるものも数が多い。模型の製作のため大きな労働力が必要となり、そのために今までのように実験者研究者が模型を自分の手で作るということが不可能になる。実験結果には無関係な第3者の手を借りることになり、そのため細かい注意がいき届かないという状態が生ずる。常識的な品質管理試験のような手段により製作された模型の現状を把握しなければならないが、これでは模型の状態を完全に表わしきれないことがある。

模型の中に埋設する加速度計、間ゲキ水圧計などの計測器の個数も問題となる。データ処理の能力と一個一個のデータの信頼性ということを考えるとその決め方には工夫がいる。いままで行われて来た実験結果を見てわかるように各測定値はばらついている。例えば共振実験のような比較的安定した実験においても計測器の示すデータはばらついていて計算結果を図示した時にみられるような平滑な曲線とはならない。平均値をとる場合必要なデータ量というものもあるが、多すぎるとデータ処理の時の仕事量の問題だけでなく、計測器がそれに接続するコードと共に模型の挙動を乱すことを心配しなければならなくなる。実験を行う順序も大きな問題となる。一つの模型で共振実験と破壊実験を行い、更に破壊実験も一回の加振で模型を破壊するようなことをせず何回にも分けて段階的に破壊して多数のデータを取ることを考えがちである。こういう気持は避られないものであり、鋼構造物の場合実行可能な方法であったとしても土構造物の場合は好ましいものではない。各段階ごと振動を止めても模型は残留変形のない最初の状態に戻れない。現在設計上の地震動として主要動の経続時間とか平均振幅とかいう概念を持ち込んでいるが、それらの数値は指標的に使われているので実際問題としてこれらの数値をそのまま加振条件に使って良いとは考えられない。

模型の準備にかかわる事務的な問題もある。土構造物の場合実験準備のため加振台を占有する時間が非常に長いにもかかわらず実験は短時間のうちに終わってしまう。このような模型準備を振動台の外で行いクレーン等の移設設備で振動台上に移動させるという段取りは実験を数多く実施していくためには必要なことである。特に粘土のようなものを実験の対象にする時は圧密度などを実験条件として取り入れなければならないため模型の準備に長い時間がかかる。

更に実験実施のための組織作り体制作りの問題も挙げなければならない。先に述べたようにこのような大型の実験は研究者といわれるような限られた範囲の人ばかりで実施することは不可能であり、広く各方面から人が集まる。これらの間で常に実験目標を確認し合うことも重要である。

(3) 実験結果を整理する段階で出て来る問題にも重要なものが数多くある。その第一は実験結果を示す波形には大型なるが故に消しがたい種々のノイズがのっていることである。このデータからノイズを除去して情報を取り出す方法を考えなければならない。幸なことにこれらのノイズの周波数は土構造物の振動特性上問題になる振動数より相当高いものであるためローパスフィルターを用いることで除去することができた。しかしこの操作は反面ある種の先入観によってデータをひずめる

ことであり価値のある情報を消すことにもなるので機械的にならないように注意しなければならない。

次に実験結果は確率的に表現されるものであることに対して十分な認識を持たなければならない。変形を問題にする場合はヒズミと荷重の関係を示す曲線はそれほど大きなばらつきを示すものではない。すなわち土構造物の内部にある変形特性のばらつきの影響は互いに打ち消しあい、全体として見た場合平均の効果だけが計測される。

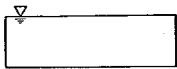
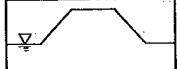
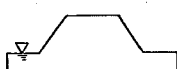
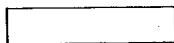
しかし破壊強度の測定値のばらつきは変位の測定値にくらべて大きくなる。載荷してから破壊するまでには時間のずれがあるが、この時間おくれは加える荷重が一定でも大きなばらつきがある³⁹⁾。地震荷重では荷重の加わっている時間は非常に短かく、これが有限回数繰り返されるものであるから、この時間内に構造物が破壊するかいなかは上記の時間おくれのばらつきが関係する問題になる。その意味では破壊実験は極端に多くの実験回数を重ねないかぎり定性的な機構を議論することに終らざるを得ない。

共振実験の結果の使い道というものに今一度反省があってもよい。土構造物の場合、共振実験の結果が持つ意味を見直さなければならない。これは単に破壊実験時の加振振動数を決める資料を出すためか、模型の品質規定のための手段すなわち逆算してセン断弾性係数や減衰係数を出すための土質試験だけのものになりがちである。共振振動数は破壊の進行や入力の大きさによって変化するものであって一つの模型に定まった一つの定数ではない⁴⁰⁾。模型が大きくなるほど土構造物も大きな振動をするようになり、共振振動数の変化の問題に対応せざるを得なくなる。

2-7 実験条件の総括

土構造物の振動実験に関しては前述のような問題があるか、次章から著者が建設を担当した国立防災科学技術センターの大型の振動台を使って行なった土構造物の振動実験実施の方法と結果を検討する。そのまえにこれらの実験の準備に関して共通の事項をまとめておく。表2-3はこの振動台により行なってきた土構造物の実験の一覧表である。実験を行うことによって特殊な室内実験の結果を振動台上の模型の現象の中に見出すことができるが、また反面いままで行われて来た室内実験の資料からは説明のむづかしい現象を見出すこともできる。これらの現象が本質的なものか、または単なる模型製作上の不備から起るものかは簡単に結論できない。しかし原因の追求の過程において新しい室内試験のヒントが生れ、それにより現象の理解が深まっていくのは当然である。

表 2-3 実験種別一覧表

No	模 型 条 件	形 状	材 料	目 的	備 考
1	盛土 高さ 3 m, 地盤なし 振動台に直結 12×12 m ² 不飽和		砂質 ローム	盛土の動的 特性と安定 性	クイの貫入 を含む 本文 6-3 参照
2	盛土 高さ 1.5 m, 地盤厚 1.5 m, 幅 2 m, 長さ 12 m 水浸, 非水浸		砂	軟弱地盤上 の堤防の安 定性	矢板堤防を 含む 5-2 参照
3	盛土 深さ 4 m, 幅 2 m, 長さ 12 m 水浸		砂	水平地盤の 液状化	沈埋トンネ ルの浮上 3-2 参照
4	盛土 盛土高さ 1.5 m, 地盤厚 1.5 m, 幅 2 m, 長さ 2 m 水浸		砂	水中斜面の 安定性	5-4 参照
5	盛土 盛土高さ 1.5 m, 地盤厚 1.5 m, 幅 2 m, 長さ 12 m		砂	盛土の垂直 振動に対す る安定	5-3 参照
6	地盤 地盤厚 1.5 m 長さ 12 m, 幅 12 m 不飽和		砂	地盤内の加 速度分布	模型実験の 境界実験 2-10 参照
7	斜面 高さ 1.5 m, 幅 12 m 不飽和		砂	斜面安定	4-2 参照
8	盛土 高さ 1.5 m, 地盤厚 1.5 m 前面矢板		砂	相互作用	6-2 参照

2-8 共振実験

2-8-1 模型の製作

模型を載せる振動台は図2-19に示す厚さ 2.7 m, 面積は縦と横がともに 15 m で, 1 m 間隔に厚さ 13 mm の鋼板を組んだ殻構造の版である。なお加振機の力の作用点, 支持装置の着点などに補強材が入っている⁴¹⁾⁴²⁾。この振動台は加振機からの加振力や模型の重量に抵抗してヒズミを最小に, しかも可能なかぎり重量を小さくしたものであった。重量が大きくなることは限られた加振機出力

のなかで模型の加振に割当てられる力を小さくすることであり、また周波数特性を悪くすることでもある。この特性を強調するために最近作られる装置ではプレキャストのアルミ合金を使うものがある。加振台の格子の交点に 2" 径のボルト孔があげられて模型の取り付けに便利になっている。

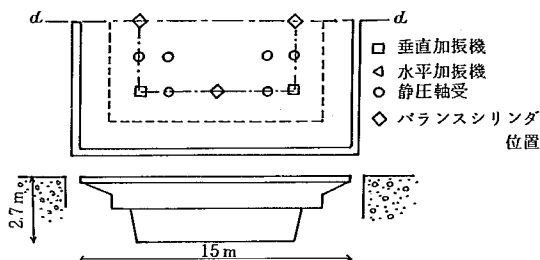
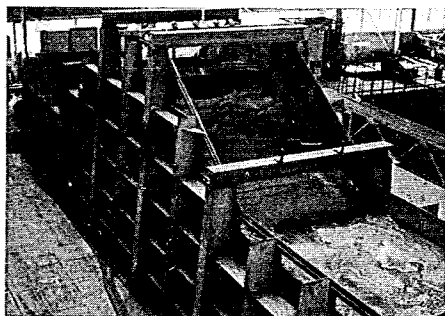


図 2-19 加振台の概形

振動台上には土構造物の模型を入れるため鋼製の箱が作られた。実験の初期の段階（表 2-3, No.1）では振動台の周囲を高さ 1.5 m の壁で囲っただけのものもあった。これは土構造物が破壊したとき土が台の下に落ちるのを防ぐことを目的としたものであり、模型盛土の両端の急コウ配の斜面は土嚢で押さえるだけであった。このように両端を土嚢で押さえた形では側壁がないため端部で軸方向の拘束圧が減少する不都合な点と同時に側壁の摩擦による振動の拘束がない好都合な点があり、両者の比較は問題となる。しかしすぐその後の実験からは盛土地盤を水没させたり、盛土を水没させたりすることが実験条件になったので側壁は高く剛なものだけに上りの問題は議論する必要がなくなった。その箱は実験時の盛土の製作の手間などを考えて幅は 2 m、長さははじめの 8 m で最終的には 12 m、高さは 3 m あり 1.5 m 厚さの地盤上に 1.5 m 高さの盛土の作れるものとなった。この砂箱の側壁は振動が加わってもタワミを起さないよう充分剛なものにしてある。すなわちこの側壁の固有振動数が実験時の加振周波数より上にあるよう設計した。写 2-1 は現在供用している砂箱である。

この箱の中に土構造物の模型を製作した。模型の製作は通常の盛土の締め固め要領にしたがって 30 cm ~ 50 cm 厚さごとの薄層転圧によっている。この場合砂を箱の中で全体に一様に締め固め、後で所定の断面に削り出す製作法をとることができるならば盛土の材質の均一性、特に斜面部の均一性にとって好ましいのは当然である。4-



写 2-1 実験用砂箱

646

2で検討する斜面スベリの実験(表2-3, No 7)ではこの方法をとっているが、経費的また時間的な理由から全ての場合にこの方法を採用することはしていない。またこの方法では人間が砂箱の中に入って作業するので間ゲキ比の大きい盛土を作ることはむづかしい。

大気中で作った土構造物の模型を水浸させるには、あらかじめ砂箱の底に埋め込んだ有孔パイプに一定水頭の水を導き模型を下部から飽和させ砂粒子間の空気を上方に追い出す方法をとった。このような方法でも完全な飽和状態にはならないが、実用上満足せざるを得なかった。

上述の方法で製作された模型盛土にとって問題は側壁の影響である。固有振動数に対する側壁の影響に関してN. N. Ambraseysの解析⁴³⁾があり、それによって固有振動数の補正が行って好ましい結果を得たとの報告もあるが⁴⁴⁾、破壊実験の場合はこのような解析はない。一般に側壁からの応力の伝達は小さいほど好ましいし、逆に底面からの伝達は充分大きなものでなくてはならない。これは砂と鉄との間の摩擦係数の大きさと加振力の加速度の大きさを比較することにより検討できる。底面の場合摩擦係数は0.4⁴⁵⁾が期待できるのに対し、実験時の入力地震度は通常の実験の場合0.3程度までであって、底面の摩擦力は振動の伝達に充分な大きさがあることを知ることができる。側壁の摩擦の場合は摩擦係数に静止土圧係数0.5を乗じた係数0.2は震度0.3より小さく、摩擦力と加振力の大小関係が底面の場合と逆になるという計算結果が得られ、影響は小さいと判断して実験を行っている。側壁と模型の間にビニールシートを挟み、更にビニールシートを重ねてその間に潤滑剤を入れている例もある。

模型を製作する時の問題の一つに均質な模型を作りあげることがある。これはデータのばらつき、現象の再現性など最終的に実験データの価値をきめるものとなる。以下に示す実験では約40m³の砂を使って作った地盤と盛土の模型の製作時の品質管理値である締め固め度の大半を94%~98%の間に入れることができた。この場合締め固め度はJISA1210 第1法の締め固め試験の最大値に対する比率をとっている。締め固め機械の転圧性能試験で規定されている一層30cmの仕上げでは密度測定値を最大密度の±5%の範囲に入れることが目標になっている、これによると上の結果は模型製作の限界をいったものとして満足すべきものかもしれない。

このように製作可能な限界という形で模型の乾燥密度の測定値のばらつきの限界が得られるが、これが実験結果におよぼす影響について検討はできていない。土質試験の試験値のばらつきの土構造物の安全率のばらつきに対する影響を議論したものがある。しかしこの結果によるかぎり振動実験の結果の確定性、すなわち一回だけの実験結果のもつ情報量の多少ということに関して悲観的である⁴⁶⁾。別に小さなサンプルによって得られた特性値に局部的にばらつきがあったとしても模型が大きくなるとそれらを平均した効果がでて現象のばらつきは少なくなるという考え方もある⁴⁷⁾。もちろん模型製作上さけられない品質のばらつきはあるが、模型が大きくなることにより相対的にばらつきの影響は小さくなることが期待される。この点に関し結論は出ていないが普通の盛土工法で

作った模型による実験結果は再現性などの面で満足すべき結果を示している。

2-8-2 データの収集

測定のための計測器としては加速度計や間ゲキ水圧計が用いられているが、これらは水密性を考慮しただけで直接砂層の中に埋設している。実験の初期には計測器を鋼製の箱の中に入れたり、発泡スチロールでくるんだりして見かけ比重を砂層と同じくした。比重の差による移動を防ぐのを考えてたが、最終的には上記のように直接埋設するようになった。このような方法によって埋設しても実験終了後の計測器の姿勢のみだれは小さかった。計測器は軽いものであるため砂層中での振動数は非常に高くなり問題とはならないと考えた。このような状態で測定器を相当数砂層の中に埋め込んだ。その総数は通常50個という数になる。これらのデータは実験時FM変調を行ないデータレコーダに多チャンネル同時収録した。後日これを復調しペンレコーダで再現し読みとるという手順をとっている。

このようにして得られるデータに種々の原因によるノイズののることが避けられないのは前述のとおりであり、その解読にはいろいろな判断が必要であった。したがってデータ処理装置による処理の急速化の一方にデータの読みとり時における入念な吟味、すなわち記録波形のヒズミの原因を追究し現象をみきわめる作業が必要になる。記録波を機械的にローパスフィルターを通してその結果を読みとることにしたのも検討の結果形式化できた作業の一つである。データはノイズのある理由として2-6-1の振動実験装置の製作のところで述べたものがあるが、このほかにも模型製作の不均一性によるものなど種々の

ものがあり検討の対象になった。しかしこのノイズは装置の改良や模型の製作法の改善で消去できる

ものでない。しかし2-4-2の図2-9などの検討で高周波のノイズはデータをひずめていないことが確認できたのでローパスフィルターを通してものをデータにすることにした。このような作業をする時2-6に述べた機械製作上の問題点に関する知識が必要になる。

入念な検討の必要を感じさせる問題点として次の例をあげることができる。図2-20は砂箱の中に

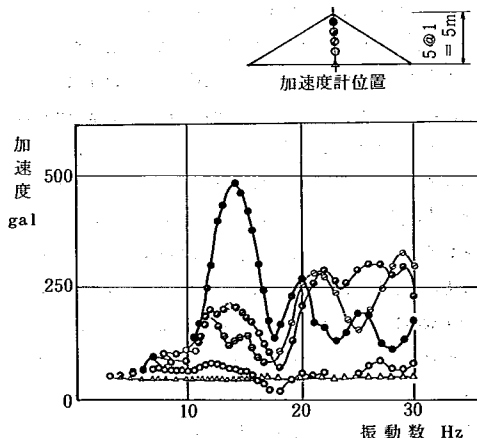


図2-20 共振曲線のパターン

作った盛土の共振曲線の一つの型である。これは防災センターの実験装置を使って行なった実験結果だけではなく、電力中央研究所の実験結果⁴⁸⁾においても見られたものであり、また図2-14の計算結果でも見るのできる型である。振動数を低い方から次第にあげていくと一次の固有振動数の山がでるのは当然の結果であるが、問題はその後とくる山の意味づけである。実験結果として二次の固有振動数のような意味のある情報を与えるものと決まるまでには次に示すような2,3の点に関して検討が必要になる。すなわち

- (1) 似たような山は後で図3-8でもみられるように盛土ばかりでなく水平な地盤の場合にも起こること。
- (2) 共振曲線の幅が大きく、見かけ上減衰係数の非常に大きい現象であること。
- (3) 振動台の動きにビートなどの現象があらわれ、制御操作の困難な高周波の領域に入っていること。

など、振動台の特性にかかわる理由を見出すことができるからである。

共振実験では最初は数10gal程度の加速度レベルで振動数を段階的にかえて共振曲線を求めている。電気油圧形式の振動台は変位制御であるため一定加速度を入れる実験を行うためには変位に換算しなくてはならない。この変位量に比例した電圧をサーボバルブに印加し加振機に入る油量をコントロールするという操作をえなくてはならない。数10galという加速度は一定の周波数の範囲においてこのような操作にたえて計測可能な出力を取り出すことのできる限界近くの加速度入力である。

土は非線型性が強く、ここで考えている数10galの小さい入力でも非線型性があらわれているから、共振実験のレベルを決めることは簡単なことではない。上のように計測可能な最小値を択ぶということは、加振機の機械性能から決まったことであって特別な力学的意味をもったものではない。入力のレベルの小さい位置において何段階かの入力で共振実験を行い、室内実験値と組み合わせるといことをしないと、模型の動的性質を非線型性を考慮しながら正確に記述したことになる。通常の方法の実験により得られる情報は特性の相対的な表現と定性的な観察によるメカニズムの解明ということにとどまる。またたとえ数多くの入力の段階で共振実験を行うことが力学的に意味のあるものとしても現実にはこのような大型の振動実験を数多く実施することは不可能である。限られた実験回数によって効果的に情報を得るための工夫をしなければならない。模型実験と計算機を組合せた計算、さらに加振力のオンライン制御などを新しい研究テーマとして取り上げるべきものと思う。

2-9 破壊実験

いままでの検討によって振動実験が地震時の土構造物の破壊を解明するための重要な手段になることがわかった。すなわち振動実験は地震時被災地において見られる各種の被害の型を振動台上に再現する方法を検討すべきであること、もちろんそのために模型の製作法に関して種々の検討を行うべきことを述べた。この節では経費的な制約から数多くの回数行えない実験から有効なデータを得るための加振条件の決定法を検討する。この場合の第一の問題は加振台の振動を管理する方法として加速度をとるか、または速度なり、変位なりを取るかを定めることである。従来は安定の限界を力のバランスに求めていたため、また測定器の製作が容易だという利点もあって加速度の値を知ることが重要なこととなっていた。すなわち周波数の影響を軽くみて加速度のレベルを種々かえる実験を行っている。

土は弾性変形量が小さく脆いものと考えたり、スベリ面上の土塊のスベリ破壊のようなモデルが妥当なものであると考えられる⁴⁹⁾⁵⁰⁾。限り加速度管理は理由のあることといえる。一方土構造物は変形に対して対応性がよい、すなわちかなり変形が進んでもなお利用できるから、加速度の継続時間を考えて速度が振幅を管理するという考えも出て来る。しかしここでいわれている変形は大ヒズミとは異なったものであり振動台の動きの管理の一般的な考え方として受け入れ難い。

以上の考察にしたがって加速度を管理した実験プロセスが次のように考えられた。ここでは実験条件の表示法として加速度をとり加速度の大きさを確保するためには周波数や変位の大小の効果はマイナーなものと考えている。2-3-2の鉄道技術研究所の実験においても実験の管理は図2-21のような経路によって加速度を増加させるという加速度管理の方法をとっている⁵¹⁾。縮尺による相似律のことを考えると加振振動数は4.8 Hzが望ましかったが、この振動数では装置の振幅限界から400 gal以上の加速度がでないので振動数を7 Hzにあげ大きな加速度を得ることを認めている。

この様な実験振動数の設定には次の様に段階的に進めていった緩和条件の考察が前提となっている。すなわち加振条件を緩和するための条件の吟味が必要であった。

(1) 最初に考えられるのは加振機を模型の固有振動数以下の振動数で動かしている場合である。この振動数範囲では模型の

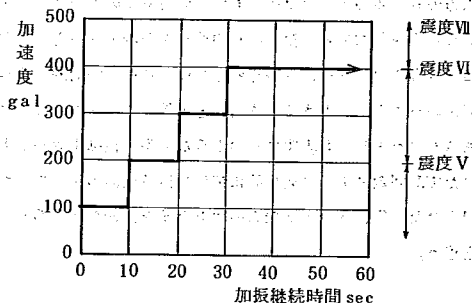


図2-21 加振条件

振動増幅の倍率は全体的に1よりあまり大きくなく、慣性力は模型全体に一樣にかかっている。したがって静的な条件が無理なく再現されていると考えられ、振動数のわずかな変化は問題にならない。

(2) 次は模型の破壊の進行の経過を問題としていない時、すなわち破壊の型だけを問題にしようとする時である。定量的な議論はしにくい、この場合は動的な荷重によって起る破壊の型の検討が試みられるものであり、振動数の問題を厳密にいう必要はない。これは定性的な議論をする時許されるもので現象は直接的に認識される。

(3) 最後は振動数がわずかに変化する時に起る載荷速度の変化が土の強度に与える影響は小さいという室内実験の結果をもとにしたものである。この時は任意な加振であっても実験結果から土構造物の破壊の検討ができる。すなわち構造物が共振状態にあってもその時の加速度の分布、すなわち慣性力の分布を求めることができれば加振振動数の異なる実験結果を(1)と同じように扱うことができるとするものである。この結論は5-3の河川堤防の振動実験(表2-3, Na2)の所で検討されている。

上の議論で共振といっているのは構造物としての共振のことであって、土構造物の場合加振によって土粒子の集合体が躍動、流動をはじめ一種の共振状態になることも考慮しなければならない。このような状態が起ると液状化した時と同じような強度特性の変化が起り本節の議論の枠からはずれる。このような場合を除くと、土構造物が共振状態になっても慣性力が計算が実測によって求めることができるなら静的状態に置きかえ解析できる。すなわち図2-21のようなある加振条件で行った実験の結果からでも破壊に関する情報を得ようとする実験目的は達せられる。

図2-22は三軸試験によって破壊までの時間、すなわち載荷速度が変化した場合の破壊強度の変

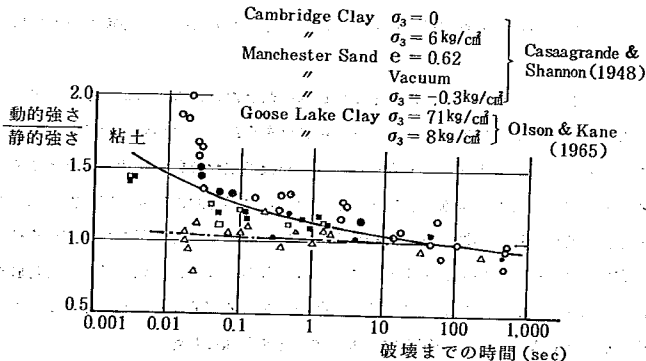


図2-22 急速載荷による強度増加率

化を求めた実験例である⁵²⁾。この図によると強度の変化は小さく載荷速度の変化すなわち振動数が変化することによって生ずる強度変化の幅は問題にならないと思われる。

結論として破壊実験で入力上げていく型を纏めると図2-23のようになる。今までに各研究機関で行われている実験も結局この型のどれかに分類される。Aは振動数を一定にして一方的に加速度を上げていくものである。Bの方法は加速度を一定にして振動数を下げていく、すなわち振幅を上げていくものである。またCの方法で加速度を上げていくものもある。Cの方法は、破壊の進行の著しいのは加速度の大きさが同じで振動数を減らす場合すなわち振幅を上げる場合よりも振動数

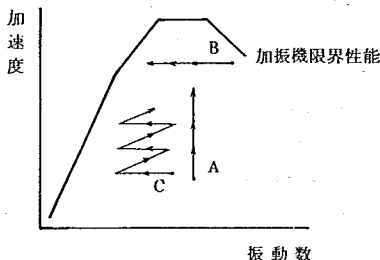


図2-23 加振方法の管理

が同じで加速度を上げた場合にあることがわかっている時、加速度をあげる中間の段階で一つのデータをとろうとする欲張ったものである。既に何回かふれた鉄道技術研究所の実験ではAの方法をとっている。

2-10 水平砂層の振動実験

2-10-1 実験の概要

砂箱の中で水平な表面をもつ砂層はしばしば実験の対象に取り上げられる。このような型の模型は通常は水平砂層の液化化の実験研究の対象になったものであって小型の砂層による実験から大型のものになるまで数多くの実験が行われている。しかしここでは同じ型の模型を別の目的で加振した⁵³⁾。

この実験(表2-3, No.6)は、地盤上に構造物を載せた地盤構造物系の振動実験を計画する時構造物の大きさを決めるために必要な、地盤の振動分布を調べるためのものである。すなわち実験時構造物への入力に所定の大きさと分布を与えるため模型地盤の振動性状と大きさに関する法則を解明することを目的とした。振動台上に土を盛るためには必然的に周囲を壁で囲まねばならない。周囲を壁で仕切られた砂は両端、両側に拘束されているため一様な無限なひろがりを持つ地盤のような動き方をせず、壁の中で振動系を形成するようになる。大入力の場合壁の中で舟底型のスベリ面の上部でゆれ動き⁵⁴⁾、通常いわれているセン断振動をする部分は狭くなってくる。この実験では砂箱の中の砂層の振動の分布型を解析的に表わすことを問題にした。

この実験における砂層の大きさは長さと同幅がともに12m、高さが1.5mのもので、入力のレベ

ルと振動数を変えながら砂層内の加速度分布を測定し各点の共振曲線を求めた。砂は利根川の川砂を取手で採取したもので、その性質を図2-24に示す。本実験のまえに前後の壁による反射の影響を調べるため長さ、幅、高さがそれぞれ3 m, 1 m, 0.5 mの小型の砂箱の両端にラバーフォームのクッションを入れて実験を行なった。クッションの厚さは最大の場合20 cmであった。この結果、加速度分布が一様化する傾向がみられたが、砂層内全体の振動型には変化のないことが確められた。

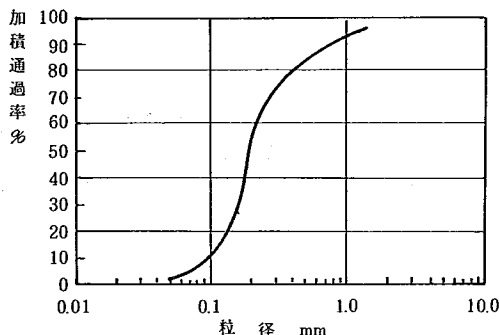


図2-24 砂の物理試験結果

図2-25, 26は加振台入力それぞれ50 gal, 200 galの時の共振曲線である。データは振動方向に平行な中心面内に1 m間隔で表面からの深さ20 cmの位置に埋設された加速度計から得られた。図2-25の左肩の図は加速度計の位置と記号を示す。図2-27, 28は同じ加速度計のデータを整理しなおして画いた砂層表面の加振方向断面内の加速度分布である。振動数は図2-25, 26で求めた固有振動数とその前後の振動数の合計3種を選んでいる。入力のレベルは前と同じ50 gal と200 gal である。次の図2-29, 30は加速度の深さ方向の分布形を表わしたものである。測定位置は前と同様振動方向に平行な中心面内で1 m間隔にとってある。

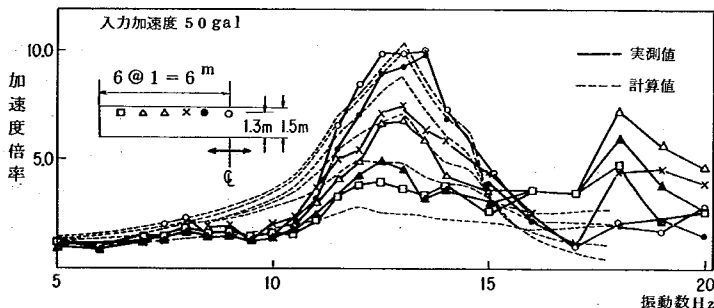


図2-25 共振曲線 50gal

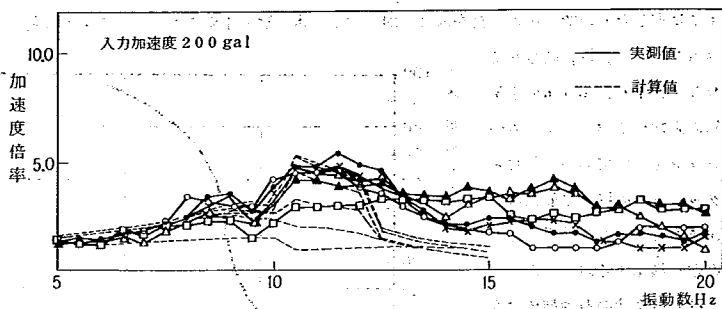


図2-26 共振曲線 200 gal

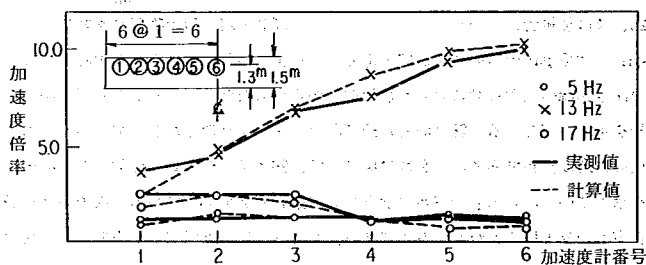


図2-27 加速度分布 50gal

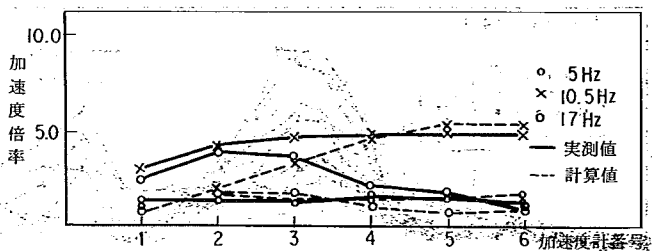


図2-28 加速度分布 200 gal

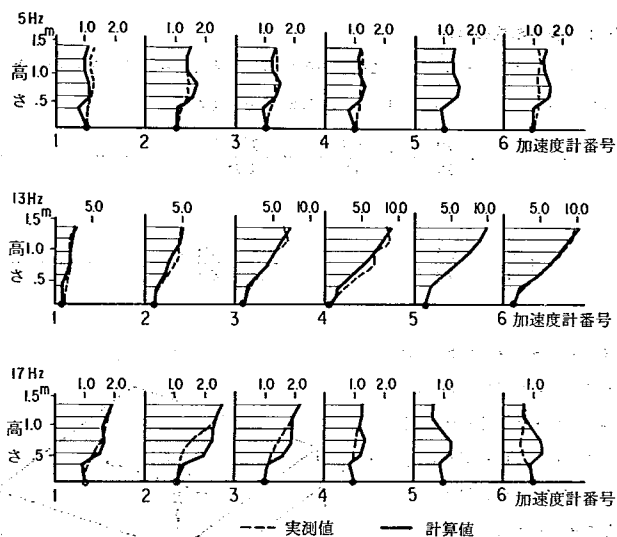


図2-29 加 速 度 分 布 50gal

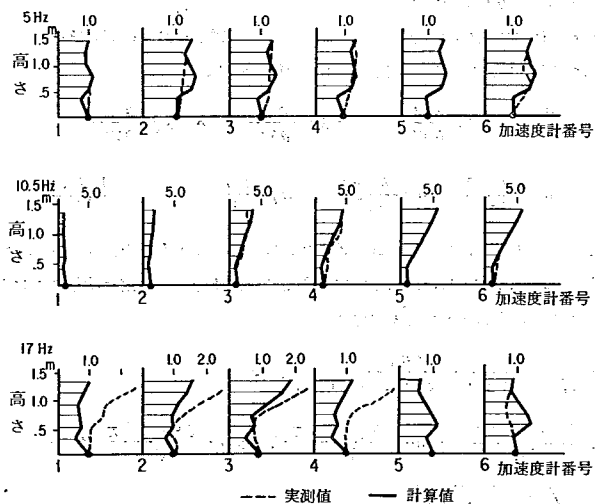


図2-30 加 速 度 分 布 200gal

2-10-2 実験結果の解析

この砂層の振動性状を把握するために砂層を弾性体と考えこれを三次元的に扱った。応力ヒズミ関係に次式で定義される固体粘性を導入し、粘性減衰を考えた。

$$\sigma_x = \lambda \Delta + 2\mu \frac{\partial u}{\partial x} + \lambda' \frac{\partial \Delta}{\partial t} + 2\mu \frac{\partial^2 u}{\partial t \partial x}, \quad \dots\dots\dots (2-31)$$

⋮

$$\tau_{xy} = \mu \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \mu' \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad \dots\dots\dots (2-32)$$

⋮

ここで λ , μ はラーメの定数, λ' , μ' はそれぞれ変容積粘性係数, 非変容積粘性係数である。座標軸を図2-31の如くとり、実験結果から判断してX, Z方向の変位は無視できるものとして $u = w = 0$ とおいた。これを上の3次元弾性体の運動方程式に代入し、更に加振方向Yの砂層中での変位を箱自体の変位 $v_0(t)$ とそれに相対的な変位 v^* に分けると、次の基本式が得られる。

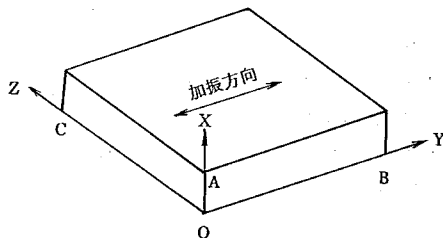


図2-31 砂層の座標系

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} - \frac{\partial}{\partial t} \left[\alpha_2^2 \beta_2^2 \frac{\partial^2 v^*}{\partial X^2} + \alpha_1^2 \beta_1^2 \frac{\partial^2 v^*}{\partial Y^2} + \alpha_2^2 \beta_2^2 \frac{\partial^2 v^*}{\partial Z^2} \right] \\ - \left[\alpha_2^2 \frac{\partial^2 v^*}{\partial X^2} + \alpha_1^2 \frac{\partial^2 v^*}{\partial Y^2} + \alpha_2^2 \frac{\partial^2 v^*}{\partial Z^2} \right] = - \frac{d^2 v_0(t)}{dt^2} \quad \dots\dots (2-33) \end{aligned}$$

境界条件として、 $X=0$, $Y=0$, B , $Z=0$, C において $v^*=0$, $X=A$ で $\partial v^*/\partial X=0$ を用い $v_0(t) = a_0 \sin Pt$ なる正弦波変位外作用を考えると、系の定常状態における解は以下のように各モードの重ね合わせとして表現できる。

$$\begin{aligned} v = \sum_{ijk} \frac{64 a_0}{(2i-1)(2j-1)(2k-1)\pi^3} \\ \times \sin \frac{(2j-1)\pi}{2A} X \cdot \sin \frac{(2j-1)\pi}{B} Y \cdot \sin \frac{(2k-1)\pi}{C} Z \\ \times \frac{\varphi_{ijk} \sqrt{\varphi_{ijk}^2 + 4h_{ijk}^2}}{(\varphi_{ijk}-1)^2 + 4h_{ijk}^2 \varphi_{ijk}} \times \sin(Pt - \theta_{ijk} + \theta'_{ijk}) \quad \dots\dots\dots (2-34) \end{aligned}$$

ただし、

$$\varphi_{ijk} = \frac{\omega_{ijk}}{P} = \left\{ \left(\frac{(2i-1)\alpha_2\pi}{2A} \right)^2 + \left(\frac{(2j-1)\alpha_1\pi}{B} \right)^2 + \left(\frac{(2k-1)\alpha_2\beta_2\pi}{C} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$

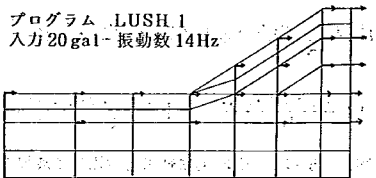
$$h_{ijk} = \frac{1}{2\omega_{ijk}} \left\{ \left(\frac{(2i-1)\alpha_2\beta_2\pi}{2A} \right)^2 + \left(\frac{(2j-1)\alpha_1\beta_1\pi}{B} \right)^2 + \left(\frac{(2k-1)\alpha_2\pi}{C} \right)^2 \right\}$$

この式を用いて砂層内の加速度分布を計算し図2-25～30の中に実験結果と対比して破線で記入した。計算においてEは入力レベル50gal, 200 galに対し170 kg/cm², 120 kg/cm², ポアソン比は0.3, 単位体積重量は1.5 gr/cm³, 減衰は共振点での応答倍率を合わせるために1次モードに対してそれぞれ13%, 16%とした。図2-25で入力小さい50galの場合には数値解と実験値の一致がみられ、砂層の振動特性は3次元粘弾性体の振動からの類推が可能であることがわかる。しかし200 gal入力の場合の一致の程度はよくなく、非線型的な取扱いをする必要があることがわかる。なお図2-28の17 Hzにおける壁ぎわの加速度分布の不一致は2-2-5で説明した非線型性を考慮した応答計算のプログラムLUSHによる計算で処理できることを3-2-2に示す。

上の実験と解析の結果から実験時に広い振動数範囲と入力レベルに応じて様な振動分布を示した砂層の領域は非常に狭いものであることがわかった。2-4-2で説明に使った実験⁵⁵⁾は本節の実験より前に実施したものであるため地盤模型の大きさは長さ、幅がともに3.5 m, 高さ1.0 mと小さいにもかかわらずその上に載せたブロックの長さ、幅、高さがそれぞれ1.0 m, 0.5 m, 1.0 mもあった。しかし本節の実験後に行った実験では、長さ、幅がともに12 m, 高さ1.5 mの大きさの地盤上に載せたコンクリート版の大きさは直径2 m, 厚さが0.3 mと比較的小型のものになった。

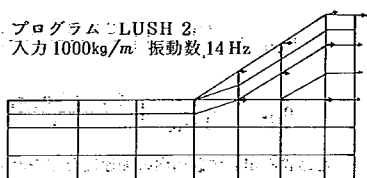
2-11 起振機による実験

本論文でいう振動実験は振動台上に供試体において加振する型の実験であるが、振動実験としては現場での加振手段の容易さのため構造物の上に起振機を置いて行う実験がよく知られている。したがって、この2つの型の実験の相異を知ること重要なことである。鋼構造物の場合ではどちらの場合も大差ない結果を出すことができると思われるが、土構造物の場合力の伝播による内部減衰という点で差がでてくる。この問題点の検討のため2-5-5で説明したLUSHによる変位の計算の結果を示す図2-32～37を利用する⁵⁶⁾。例として使ったモデルは図2-12に示す法の河川堤防の模型である。計算はすべて線型計算であり、プログラムLUSH 1とLUSH 2の別振動数、入力レベルなどの条件は図中に記入してある。LUSH 2の場合の荷重とは天端中央の堤軸方向1 m当りの水平分布荷重で、1000 kg/mという値は盛土部のみ200 galの加速度をかけた時の慣性力を天端中心線上に集中させたものに相当する。図2-36, 37



図上矢線長さ 91 cm が変位 1 cm
図面長さ 2 cm がモデル長さ 1 m

図 2-32 応答変位の分布 M_2



図上矢線長さ 3 cm が変位 1 cm
図面長さ 2 cm がモデル長さ 1 m

図 2-33 応答変位の分布 M_2



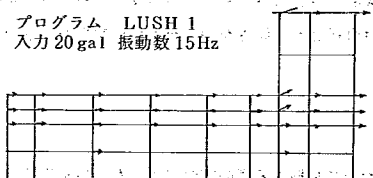
図上矢線長さ 263 cm が変位 1 cm
図面長さ 2 cm がモデル長さ 50 cm

図 2-34 応答変位の分布 M_2'



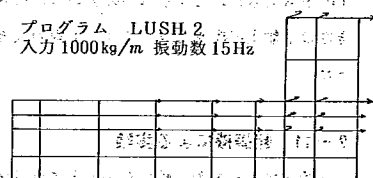
図上矢線長さ 5 cm が変位 1 cm
図面長さ 2 cm がモデル長さ 50 cm

図 2-35 応答変位の分布 M_2'



図上矢線長さ 146 cm が変位 1 cm
図面長さ 2 cm がモデル長さ 1 m

図 2-36 応答変位の分布 M_3



図上矢線長さ 10 cm が変位 1 cm
図面長さ 2 cm がモデル長さ 1 m

図 2-37 応答変位の分布 M_3

は盛土部の土をコンクリートブロックで置き換えた M_3 モデルについての計算結果である。ただし置き換えは敷幅のみを増減して総重量と高さが土の場合と同じになるようにしてある。これらの図で振動数は 14 Hz を基準に使っている。これは計算で求めた共振曲線図 2-38(a,b) から求めた線型 20 gal 入力時の共振振動数である。なお図 2-38(c) の破線は入力がそれぞれ 40 gal, 100 gal, 200 gal の時の第 1 次共振点のピークを結んだ線で、非線型の材料特性を持つ盛土の共振振動数と倍率の変化を示している。図 2-34, 35 の場合は基本形の 1/2 の縮尺であることを根拠に前の振動

数14 Hz の $\sqrt{2}$ 倍に近い振動数の場合の計算結果をあげている。この模型の共振曲線も図2-38の中に書き込んであるが、2-5-5で述べたように固有振動数の比が $2^{\frac{3}{4}} = 1.7$ の方が良い相似

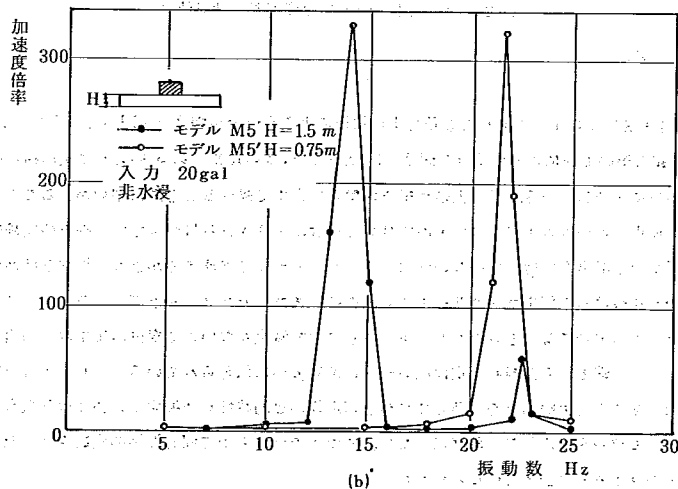
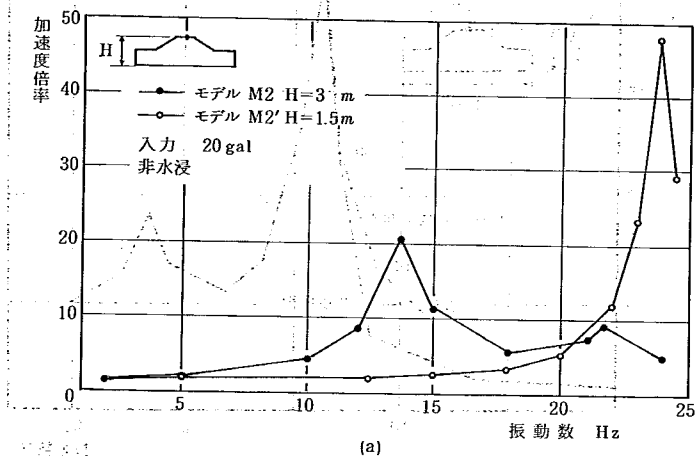


図2-38 盛土天端の加速度応答(計算値)

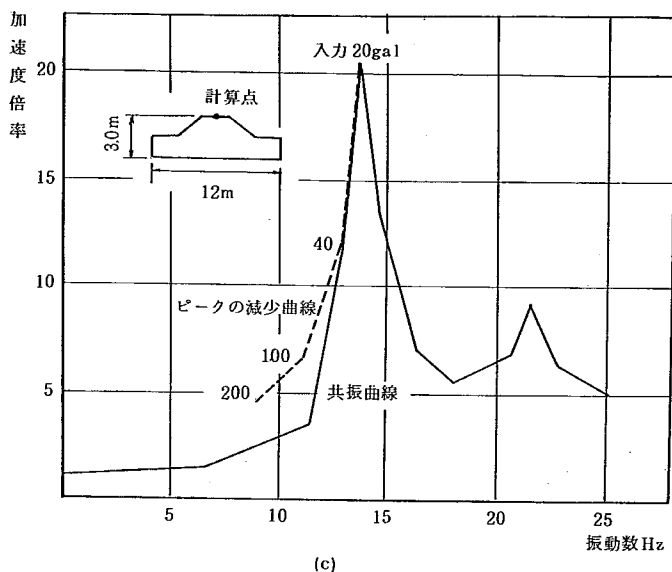


図 2-38 盛土天端の加速度応答 (計算値)

を示している。

最初は LUSH 1 によって求めた振動台上の加振による変位分布図 2-32 と図 2-34, LUSH 2 による起振機の加振による変位分布図 2-33 と図 2-35 の比較である。明らかに集中荷重の場合変位が中央に集中している。盛土上の加振で地盤の性質まで調べることは制約があることがわかる。集中荷重の場合エネルギーは盛土内で減衰し地盤に伝達される量が少ない。両方の実験結果を振動伝播ないし減衰を考慮していない同一質点系のモデルで整理するかぎり、異なる特性値を与える。同じ比較は盛土部をコンクリートブロックに置き換えた図 2-36 と図 2-37 によってもできる。ただしこの場合になるとコンクリートブロック内で減衰がないので変位の集中は土の盛土の時ほどでなく、天端で加えた振動荷重は減衰せずに地盤表面に伝えられている。これらの計算結果からみて起振機による実験結果を整理して地盤と構造物の動的特性を把握するためには加振台の場合と異なったモデルを仮定しなければならない。また両モデルの中で同じ性格の定数を使ったとしても同じ値を与えるとは云えないことがわかる。

2-12 結 語

土構造物の振動実験の現状をまとめ、次の諸点について検討を加えた。

1) 土構造物の振動実験の起源としては50年も前に行われた松村のフィルダムと松尾の地震時土圧の実験を挙げることができる。これらは長い辺が1 m程度の箱の中に作られた模型を使っており、その後しばらくの間の土構造物の振動実験の種類と規模をきめていた。

2) 新潟地震以後大型の振動実験装置が整備されるようになり、前に挙げた程度の実験装置によって実験の行われていた状態からの飛躍が行われた。これらの実験装置は出力では数10 t_g のものから360 t_g のものまであって差があるが、最大振幅±5 cm、最大加速度は限界載荷時に1 Gでどの装置も大体同じような範囲に入っている。特徴的なこととして初めは特に大出力を求める傾向が強くて加振方向も一方向でまかせていたが、最近のものは大出力という点にこだわらず2方向同時加振に重きをおくようになったことが挙げられる。

3) これらの実験装置を計画するに当たって相似律は時間縮尺が長さの縮尺の平方根に等しくなるようにしている。構造物に作用する慣性力が現象を支配する力である時の相似律であるが、土のような材料では単にこれだけの条件では問題は解決できない。振動台上の小型の実物という考え方で整理しなければならないことが指摘できる。

4) 振動実験装置の大半は電気油圧式のものであるが、次のような問題点をあげることができる。その1つは電気油圧式のものは動電型式のものに比べ加速度波形のヒズミが大きい。装置設計の側から波形の精度を上げ得る可能性と実験を実施する側の要求とがうまく調整されていない。次は振動台が大きくなると加振機の性能に無理が重なり種々のノイズが発生する問題である。このノイズが計測データの読みとりを与える影響を検討したが、これは実験の有意性に障害を与えるものではなかった。最後の問題は加振台規模の決定であるが、力学的な必然性からこれを決めている例はなかった。

5) 相似律は、模型実験を行う上で非常に重要なものであるが、土の場合は空気や水の場合はどうもいかない。寸法効果と相似律という言葉が混合して使われているのでその意味を明確にした。相似律が現象の支配的な力を定めることによって決まることを異なる計算法により同じ解が求められることで示した。相似律の緩和の問題に関し、考慮され得る方法を分類して、土構造物の振動実験が如何に対応できるかを示した。最後に土構造物の材料特性に非線型性がある場合は入力の大さきによっても相似律を変えねばならず、相似律を考えた実験が困難になることを有限要素法による計算結果を用いて示した。

6) 土構造物の大型実験を行なっていくにあたり生じる問題を実験装置製作上の問題と実験実施上の問題に分けて検討した。前の点に関してはノイズの問題と模型、加振装置、地盤の固有振動数の重なり合いの問題のあることを述べた。後の点に関しては、相似律に基づく実験計画には無理のあ

ること、模型の側壁の作り方は従来の方法で許容できるものであること、模型が大きくなることによりその製作の精度なども配慮の対象になることを述べた。そのほか振動特性を測定するための測定器の埋設個数の問題、加振入力との与え方、データにおけるノイズの処理法や実験結果の表わし方に対する試行の結果を述べた。また実験結果が確率的に表現されるものであることに対して問題となる点を調べた。

7) 本論文で検討の資料として使う土構造物の実験の範囲をまとめた。実験を行うことによって種々の新しい問題をみいだすことができる。またこの検討を行うことによって、室内実験に対する新しい考えを纏めることもできることを述べた。

8) 共振実験の結果得られた共振曲線の形を検討することにより次のことがわかった。測定器の埋設時に比重の差による浮き上りなどを心配した処置は通常の場合必要としない。またデータ処理を行う時ノイズの影響を消すためにはローパスフィルターを通すことだけで充分である。さらに共振実験の入力レベルは台の加速度30gal ~ 50gal で最少となるが、模型ではこのレベルでも非線形性があらわれる。

9) 破壊実験における加速度入力の上げかたに関しては種々の工夫の余地がある。振動数を一定にして加速度を上げるもの、加速度を一定にして振動数を下げるもの、それらの混合型などである。一般に加振機の限界性能上低い振動数では振幅限界にかかって加速度を大きくできないが、振動数を上げて加速度限界いっぱい使えるようにすることができる。振動数を上げて実験を行うことを可能にする条件を考察したが、我々が行う破壊実験では振動数の条件をあまり厳密に考える必要はない。

10) 地盤と構造物からなる振動系の実験を行うため模型地盤の振動分布を求める実験を行ない、実験結果と解析結果を比較して近似的ではあるが一致をみることができた。砂箱の中の砂層の振動の分布型は予想したほどフラットなものとはならない。したがって地盤の上に構造物を載せた振動系の実験を行う時、模型の大きさは小さなものになる。またこの場合構造物模型の限界大きさは加振振動数の高低にも関係してくることがわかった。

11) 振動台上に模型を載せて行う実験のほかに振動実験としては模型の上に起振機を置いて行う実験がある。実験としては後者のほうが良く知られているし実験の実施も容易である。ここではこの2つの実験法のちがいを有限要素法による計算結果を使って検討した。その結果土構造物では起振機を使った時、応力の集中が起るので応力の分布形状が振動台上の実験と大きく異なってくることが確かめられた。この差を考えたモデルを仮定して理論解を求め、これに対し実験結果を入れていくのが当然のことになる。

参 考 文 献

- 1) 松村孫治 “地震動による土北堤の変形” 土木研究所報告 第28号 pp.1 ~ 67 '34 第Ⅲ冊
- 2) 松尾春雄 “地震時土圧の実験的研究” 土木研究所報告 第22号 pp.1 ~ 102 May, '32
- 3) 土質工学会 “土と構造物の動的相互作用” 土質基礎工学ライブラリー pp.472 ~ 476 Oct, '73
- 4) 3)に同じ pp.476 ~ 478
- 5) 大原資生, 前原 清 “地震時主働土圧についての実験的研究” 山口大学工学部研究報告 vol.20 No.1 pp.51 ~ 64 '69
- 6) Hatano T. “Experimental study on the seismic pressure of Sand to the fixed wall” Tech. Rep. C-6102 Technical Laboratory (Central Research Institute of Electric Power Industry pp.1 ~ 9 Sep. '61
- 7) 3)に同じ pp.478 ~ 482
- 8) 伊藤 一 “最近の振動試験機” 機械の研究 pp.131 ~ 136 '67
- 9) 地震シュミレータ開発研究会 “既存の施設の性能, 方式” 科学技術庁国立防災科学技術センター pp.1 ~ 155 Jan. '73
- 10) 同上 pp.128 ~ 149
- 11) 久保俊彦, 大田外気晴, 足立憲彦, 越田 洋, 五十嵐克哉 “水平垂直同時加振の振動台とその振動特性” 第4回日本地震工学シンポジウム pp.1007 ~ 1014 Nov. '75
- 12) 林 聡, 荒井秀夫, 地震波形振動試験装置について” 港湾技術研究所報告 No.28 pp.1 ~ 19 Apr. '67
- 13) Clough R. W., Pritz D. “Earthquake resistance of rock-fill dams” Proc. ASCE Vol 82 No SM2 pp.792 ~ 816 No.28 Apr. '56
- 14) 上沢 弘, 那須 誠, 小峰利夫, 安田祐作 “大型振動台による盛土の耐震性に関する研究 第1報 盛土破壊機構の解明実験” 鉄道技術研究所報告 No.822 pp.1 ~ 64 Aug. '72
- 15) 沢田健吉, 大橋 宏, 中村公昭, 尾崎元昭, 早川恭平, 羽原教忠 “大型耐震実験装置” 三菱重工技報 vol.8 No.4 pp.1 ~ 9 Aug. '71
- 16) 12)に同じ
- 17) Sawada K., Yamaguchi J., Shiraki K., Morita H., Sawada J., “Strength and Vibration Characteristics of large type shaking table”

Technical Review vol.7 No.3 Mitsubishi Heavy Industries LTD. pp.1 ~ 10
Sep. '70

- 18) 15) に同じ
- 19) 菅原正己, 勝山ヨシ子 “耐震実験装置による性能確認試験” 国立防災科学技術センター
研究速報 第6号 pp.1 ~ 52 July. '67
- 20) 基礎研究室 “砂層の上にある剛体の振動” 土木研究所資料 第427号 Jan. '69
- 21) 13) に同じ
- 22) 渡辺啓行, 堤 一, 緒方信英, 国生剛治 “フィルダムの模型振動実験(共振実験による堤
体残土の考察)” 第10回土質工学研究発表会 pp.747 ~ 750 Jun. '50
- 23) Ambraseys N. N. “On the shear response of a two dimensional truncated
wedge subjected to an arbitrary disturbance” Bull Seismological Soil
of America vol.50 No.1 pp.45 ~ 56 Jan. '60
- 24) 6) に同じ
- 25) 沢田健吉 “筑波学園都市に新設の大型振動台” 橋梁と基礎 vol.3 No.6 pp.17 ~ 22
Jun. '69
- 26) 江守一郎 D. J. シューリング “模型実験の理論と応用” 技報堂 pp.33 ~ 48
May. '73
- 27) 伯野元彦, 横山功一, 佐藤安一郎 “模型杭基礎の復元力特性に関するオンラインリアルタ
イム実験” 土木学会論文報告集 No.200 pp.85 ~ 90 Apr. '72
- 28) 電源開発株式会社 “三津野ダム動的構造模型実験” '62
- 29) 動土質研究室 “軟弱地盤における道路交通振動調査” 土木研究所資料 第1151号
July. '76
- 30) 動土質研究室 “有限要素法による盛土地盤系の振動解析” 土木研究所資料 第1219号
Feb. '77
- 31) 香川崇章 “振動応答解析法 有限要素法プログラムについて” 国立防災科学技術センタ
ー 防災科学技術研究資料 第17号 pp.1 ~ 44 Oct. '75
- 32) F. E. Richart “Vibrations of soils and Foundations” PRENTICE-
HALL, Inc. p.154 '70
- 33) Hardin B. O., Drenevich V. P. “Shear Modulus and Damping in Soils
Design Equation and Curve” Jour. ASCE vol.98 SM7 pp.667~692 July. '72
- 34) 1) に同じ
- 35) 32) に同じ

- 36) 17) に同じ
- 37) 山原 浩 “弾性地盤上における基礎および構造物の振動(その1)” 清水建設研究所報告 第6号 pp.55 ~ 80 Oct. '65
- 38) 25) に同じ
- 39) 堀 泰夫 “確率過程理論によるコンクリート曲げ破壊強度の解析” 応用物理 vol.27 No.11
- 40) 大崎順彦, 渡部 丹, 沢田健吉 “地震時の最大加速度に対する人体応答および構造物の非線型応答について” UJNR 耐震耐風構造専門部会第3回合同部会 pp. 60 ~ 77 May. '71
- 41) 15) に同じ
- 42) 17) に同じ
- 43) 23) に同じ
- 44) 22) に同じ
- 45) 最上武雄 改稿 土質力学 岩波全書 pp.86 July. '58
- 46) 松尾 稔, 黒田勝彦 “盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究” 土木学会論文報告集 No.196 pp.75 ~ 86 Dec. '71
- 47) 寺尾宜三 “破壊の秘密” 法政大学出版局 pp.139 ~ 144 Sep. '68
- 48) 22) に同じ
- 49) Newmark N.M. “Effects of earthquake on dams and embankment” Geotechnique vol.15 No.2 pp.139 ~ 160 Jun '65
- 50) 小林芳正 “盛土と斜面の震害機構” 地震第2輯第21巻 pp.178 ~ 189 '68
- 51) 14) に同じ
- 52) 4) に同じ pp.433
- 53) 沢田健吉, 香川崇章 “砂層の振動実験” 第8回土質工学研究発表会 pp.569 ~ 572 Jun. '73
- 54) 荒井秀夫, 梅原靖文 “乾燥砂層の振動様状” 日本地震工学シンポジウム pp.73 ~ 78 Aug. '66
- 55) 20) に同じ
- 56) 30) に同じ

3. 土構造物の液状化

3-1 概 要

3-1-1 被害の実情

地震による土構造物の破壊には種々の形態がみられるが、破壊が被害として構造物の機能の上に影響しているのはその一部である。その中で土構造物や地盤を構成する軟弱な砂層が液状化する場合は、砂は強度を失っている所以その破壊は決定的であり被害は大きい。本章では液状化による土構造物の破壊について実験的検討を行うが、最初に実際の地震において土構造物の被害として如何なる例があるかを調査する。ここで問題となるような土構造物の大被害は液状化が原因となって発生しているものが多いが、古い時代の記録ではこれを読みとることはできない。

我々は最近発生したいくつかの地震による被害の状況を現地で見ることができ、また現地でこれを見てきた人に実状を聞くことができる。しかしそれより前に発生した地震の被害の状況になると文献によって知るしかない。地割れや山崩れが著しくとか、崩壊土砂でできた川のせきが決壊して洪水になったとか、泥水が吹き上げたというような地変に関する記録は非常に古いものが残っている。しかし残念なことに土構造物の場合破壊が起きたという事実はわかって、現象を力学的に解析するためのデータは揃っていない。¹⁾

地震による被害が近代のものと同様の形をとるようになったのは300～400年前の江戸時代になってからだと言われる²⁾。その頃になると河川に堤防を築き、流域に多くの人が住むようになったことから、住民が構造物の破壊の影響を直接受けるという被災の型が確立している。地震といえば火事といわれるぐらいの地震と火事の密接な結びつきもこの時代頃から本格的となっている。被害の拡大が人間の活動のレベルと密接に結び付いたものであることは常に言われていることである。したがって地形変化による被害の拡大の時期が火災による被害拡大時期と重なっているのは興味深い。人間と土構造物との密接なかわりが家屋などのほかの構造物とのかかわりとくらべてさほど遅れていないことを示している。この意味では土構造物の被害がもっと注目されていても良いと思われる。

大正12年の関東大震災 ($M = 7.9$) の時相模湾沿岸の根府川では高さ90mの崖が延長200mにわたって崩壊し、その一部は停車中の列車を海に突き落している。特に記述はないが昭和49年伊豆半島沖地震の時見ることのできたのと同様に風化の進んだ安山岩質の集塊岩、凝灰岩および溶岩などの海に面した崖がくずれ落ちたものと考えられる。昭和5年北伊豆地震 ($M = 7.0$) では修善寺貯水池など旧式小型の貯水池ながらその崩壊で被害がでている。昭和21年の南海道地震 ($M =$

8.0)では紀伊半島南部の矢ノ川峠では高さ 8.0 mの切土が全域にわたって決壊するという被害があったという記録を読むことができる³⁾。この地震は被害域が非常に広い特異なものであって、この程度の斜面の崩壊は各所に起きているものと思われるが、記録として読めたのはこの位置のものだけであった。ただこのような記録には土質力学的な解析を行うのに必要なデータはなく、単に被害の種別、規模、場所の概略を知るだけのものである。

昭和23年の福井地震 ($M = 7.3$) になると、始めて土質工学的な意味をもった調査が行われるようになり、被害の全体が想像できる報告も書かれている。更に震源地が福井平野の真下にあり被害が福井平野の沖積層の上に限られていたという事情は、軟弱地盤の液状化を想像させるので、現象の理解を容易にしている。福井平野の中にある鉄道道路の盛土や河川堤防は沈下亀裂などの大きな被害を受けており、一ヶ所の崩壊土量が数 1000 m^3 になったという事情がわかる。

昭和39年の新潟地震 ($M = 7.5$) になると大々的に土木工学的な調査研究が行われるようになった。この場合土構造物の被害調査の方向ははっきり地盤の液状化に向けられていた。この地震に関しては実際の調査に参加したりまた復旧仕事を担当した人達が今も第一線で活躍しており、文献にない新しい事実を聞き出す機会もある。昭和大桥の落橋ほど大きな被害でなくても、どこかの被害と地名をつけ紹介され後で土質力学的な解析の対象になるような土構造物の被害箇所が出てくる。被害規模の最大のものとして鉄道盛土で高さ 7 m、長さ 150 mのものが流出しその先端は 115 mの遠方まで達したという報告を読むことができる。現在種々の被害調査の報告を参照することによってそれらの破壊現象の力学的な解析が、多くの仮定を含んでいるが、可能になったのは注目すべきである。

昭和43年の'68 十勝沖地震 ($M = 7.9$) は土構造物の被害として注目に値する例を多くもつ地震である。新潟地震で地盤の液状化が注目されていたのに対し、十勝沖地震の場合は盛土材料の液状化が顕著で道路、鉄道、山腹斜面やアースダムなどの破壊流出が各所に起きている。この中には記憶に残る被害箇所がいくつもある。この結果鉄道盛土の破壊機構の解明のため大規模な実験研究が行われるようになった⁴⁾⁵⁾。

被害実例を文献によって調べていると次の点を問題として取り上げねばならなくなる。被害調査報告書は被害の統計資料という性格が強く、力学的な現象としての破壊に関するデータが少ない。破壊を説明するとき砂層の液状化、斜面スベリが起きる時は破壊したスベリ土塊の移動速度や移動量、異種構造物間の変形量の差など種々の機構を挙げる事ができる。しかし現状ではこれらの機構を区別して解析に使う土の特性値を整理しているものは少ない。

3-1-2 復旧計画の現状

前項の被害情況の記述を補足した問題の大きい被害が液状化によるものであることを説明する

ため被害の復旧計画の考え方を検討する。復旧計画の考え方の不統一は土構造物の震害の解析の研究が遅れる原因の一つになると思われるものである。

昭和43年の'68十勝沖地震 ($M = 7.9$) では青森県と盛岡県の県境の目時で起きた国道4号の盛土崩壊は道路にとっては一個所あたりの被害が最大のものであった。現場は図3-1に示すように軟弱地盤上に高さ5mの盛土を築いた所で山側には池が残っており、反対側は100mの平地を越えて対岸の山に面している。地震時路体材料は流れ出し平地を横切り反対側の山の上に打ち上げられ、路盤や舗装はその真下の路体のあった所に落下していわゆる"だるま落し"のような非常に面白い型の破壊が起きた。復旧工事の設計では当然盛土材料の液状化の原因となった山側の池の水を抜く方法が議論の中心になった。この結果池をつぶして道路の中心線を山側のもと池のあった位置までずらし、盛土ノリ尻に大口径の排水管を埋設する案が採用された。

被害直後工期のかぎられた時に施工可能なものとして採用された工法ではあるが、これにより安定性が被害前に比べかくだんに増加した盛土が建設されるのは事実である。しかし問題として考えてみたいのは、新しい盛土の強度の絶対的評価、すなわち盛土の耐え得る最大地震動の推定ができていないことである。

昭和39年の新潟地震 ($M = 7.5$) においては地盤の流動化により路面の沈下と蛇行の起きた阿賀野川川口の海老ヶ瀬の国道7号の被害がある⁶⁾。仮設道路は沈下した路面の上に応急復旧用の資材として付近からかき集めた砂利をまき出して作られた。本復旧は仮設道路をそのまま路床とし支持力を測定し舗装を設計したとのことである。一般に復旧工事は原形復帰が原則であり、上の例はその原理によって復旧されている。新潟地震の場合、土構造物から擁壁橋台と構造物の程度が上るにしたがって復旧のとき原形以上の強さや大きさのものに改良しても良いのではないかという考えがあったといわれる。しかし別の地震の場合同じように考えたとはいえない。改良すべきであるという考え方が河川の場合と道路の場合どちらが強いかという問に対する答も人それぞれに違っている。

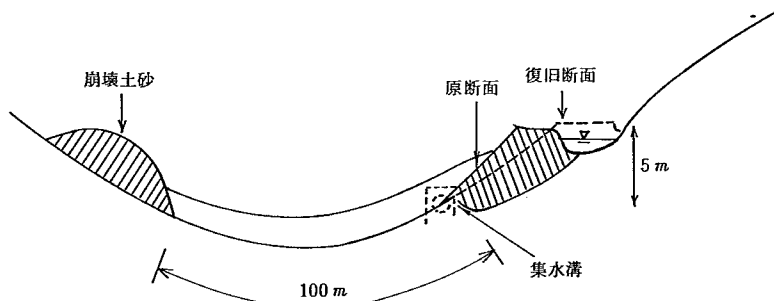


図3-1 目時の道路崩壊

最近の地震の復旧工事において原構造物の改良の行われた最大のものとして昭和49年の伊豆半島沖地震 ($M=6.9$) の場合の落居と小浦を結ぶ道路の付け替えがある⁷⁾。反対に盛土の大きな破壊があり長期間迂回道路を使っただけで、施工上の都合を優先してスベリに対して安定を保っている切土ノリ面や崖錐に手をつけず、原形に復帰した昭和50年の大分県中部地震 ($M=6.4$) における山なみハイウェイの被害がある⁸⁾。河川堤防の場合では昭和39年新潟地震 ($M=7.5$) における最上川の例をみることができる。河川堤防の場合破壊した堤防の上にそのまま土を盛り上げて原断面を得るのが通常の方法である。しかしこの場合は部分的ではあるが、破壊した堤防の基礎の軟弱な土をとり除き全部良質土に置き換えるという工法をとっている⁹⁾。

このような実例をみると土構造物の地震時の被害の処理に一定の考え方のないことがわかってくる。土構造物の動的安定の計算法には種々の提案があって、また結論は出ておらず、その結果はばらついている。地震において破壊した時は破壊原因を追究するため研究を実施するチャンスではあるが、現場の緊急な状態においてはそれは許されない。復旧工事の工法も早急に結論がでて相対的にしろ被害前のものより強いものができることが確実なら簡単にそれが選ばれてしまう。これは心理的にも当然のなりゆきである¹⁰⁾。被害の原因をねばり強く追究していくという習慣はなく社会的にも許されない。

このように土構造物の復旧工事の実状は被害調査を行うことに対して好ましいものでない。更に土構造物の震害の調査解析が消極的になる理由を追究すると次のものがある。その1つに土構造物では破壊を決める明瞭な限界を定め難いということがある。土構造物はかなりの変形があってもとにかく使用することができる。その2は破壊によって受ける被害の大きさがはっきり評価できないことである。土は他の災害に対して抵抗しながらしばしば破壊している。したがって地震において破壊しても、それは種々の原因によって起る破壊のうちの1つであるとしか考えられない。例として昭和39年の伊豆半島沖地震 ($M=6.9$) の場合を挙げるが¹¹⁾、この地域での自然の脅威というのは海からの風や波であり、そのために土を頼った対策が立てられていた。地震によってこれが破壊しても他の構造物の破壊ほどには問題にならない。このような現実なので土構造物の破壊の程度を被害に結びつける考え方は非常に複雑になる。

3-2 水浸砂層の液状化と沈下に関する実験

3-2-1 実験の概要

前節において地震時の大きな被害には液状化の問題が関係している場合の多いことを述べた。本節では液状化の現象を振動台の上でどのように扱うことができるかを検討する。液状化の問題は次

に述べるように現象としても、また解析の手法としても通常の土構造物の破壊の問題と大きく異なった様子を示すものである。

一般的に弾性範囲内で現象を検討する場合は種々の困難はあるが、一応その目的を達成できる。問題はそのヒズミ量の関数として変形係数を求める試験法の開発の問題に置換されており、実測したデータをどのように数式化して表わすかが問題になっている。しかし大変形や破壊を取り扱うようになると解析に使う土の変形の特性値を求める方法を見出す困難さはもとより解析法自体も定まったものがない。小変形の範囲の議論をする場合は土の変形係数をしらべる土質試験法も決まった感じがするが、破壊を考える場合それはない。個々の破壊の事例について解析法を考えなければならない。相似律により実験の結果を現実の現象の予想に役立てる試みは容易に考えられる方法であるが、土構造物の挙動の解析に使うには問題がある。このことは2-5にのべた。もっとも相似律による方法を積極的に工夫改良しようとする試みの少ないのも事実である。

この中において液状化の問題は異質であって先験的に作りあげた破壊のモデルで現象の解析を試みて成功している。しかもその時土の特性値としてたとえそれが別の目的のために測定され公式化されているものでも形がととのっているものならこれを積極的に現象の組立てに利用していこうとしている。したがって組立てられた結果の最終的、総合的な検証は不可欠なものとなる。

本章では飽和砂層の軟弱地盤の地震時の破壊を、(1)繰り返しせん断によって生ずる液状化、(2)導水コウ配の発生、(3)間ゲキ水の流出、(4)砂層の体積の減少、(5)表面沈下、の過程としてとらえた実験(表2-3, No 8)を検討する¹²⁾¹³⁾¹⁴⁾。

この場合沈下のモデルは次のとおりであり、非常に多くの法則の集合の上に成立している。最初に上述の沈下機構を図示する。

図3-2においてA点のような拘束圧と間ゲキ比の状態にある砂が液状化すると、有効圧が減少するのでA→Bの経路をたどってBの状態になる。ここで間ゲキ水圧の上昇がとまって排水のみが続くと有効圧が上昇して砂層は圧縮される。圧縮の過程は圧縮曲線群のうちのB点を通るものに沿って進み、当初の有効圧と同じ圧力のC点に達して終る。その結果間ゲキ比の減少ACすなわち砂層の沈下が生ずる。

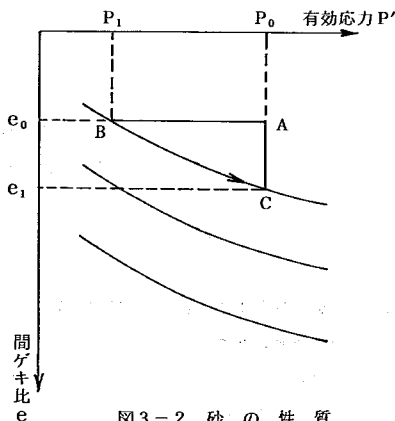


図3-2 砂の性質

液状化の基本的な性質として次の仮定をもうける。(1)間ゲキ水圧の上昇、すなわち有効圧の減少 $p-p_0$ はセン断応力の大きさと繰り返し回数によってきまる。(2)更に相対密度50%の資料について得られた試験結果から任意の相対密度の時の水圧の発生量を推定する。(3)過剰間ゲキ水圧の0の状態から完全液状化までの間の増加は繰り返し回数に比例する。

計算は次の条件で行う。(1)間ゲキ水圧の値は動的3軸試験器の中で発生したものから推定する。(2)それぞれの点における応力と間ゲキ比の関係は、静的な処女圧縮曲線を利用する。(3)パラメータとなるセン断応力は何らかの方法で砂層内に発生するものを推定する。(4)地震力は実効値として正弦波を使う。

現象はこのように多くの細かい単位に分解されている。したがってここでの問題はこれらの個々のデータを積みあげて推定した沈下量を試験結果と比較することで、これによってモデル化の妥当性を検討することになる。

3-2-2 実験結果

水平な砂層を作るために用いた砂箱は補剛材を有する鋼製の直方体であって、加振方向の長さ、幅、深さはそれぞれ8m、2m、5mで、砂層の厚さは4mである。実験に使った砂は他の実験と同様千葉県房総半島の山砂であって、土質試験の結果を図5-2に示す。測定計器の種類と埋設位置などは図3-3に示す。実験の種別は共振実験と破壊実験、すなわち液状化実験とに分けられるが、これは本論文のすべての実験に共通である。共振実験では振動台の加速度の目標値を20galとし、振動数範囲1Hz~20Hzの正弦波の入力による応答加速度の分布を求めた。破壊実験では共振実験から得られた共振振動数と同じ振動数の大加速度を振動台に与えて砂層の液状化の発生過程を調べた。この場合振動台加速度は50gal、100gal、200gal、400galを目標値として段階的に変化した。加振時間は各段階とも60sec程度を標準にした。各実験の加振条件は表3-1のとおりである。品質管理の方法とか水浸の方法などはすでに2-8-1で説明した。図3-4は実験番号1の場合の品質管理試験の結果である。

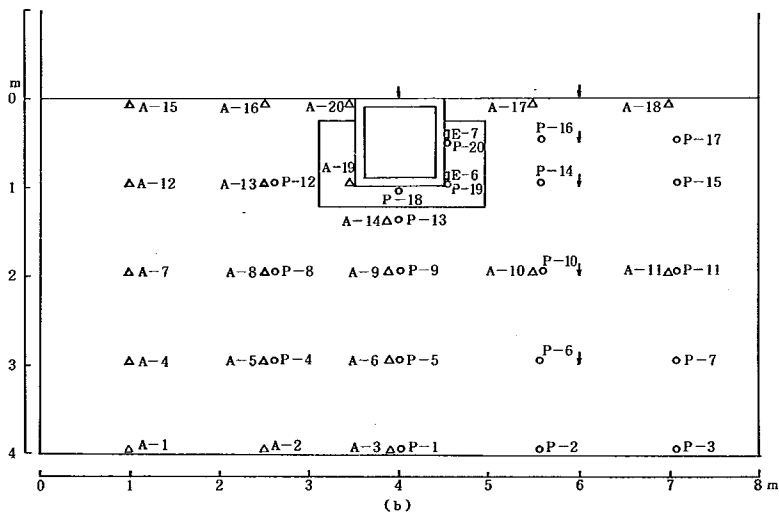
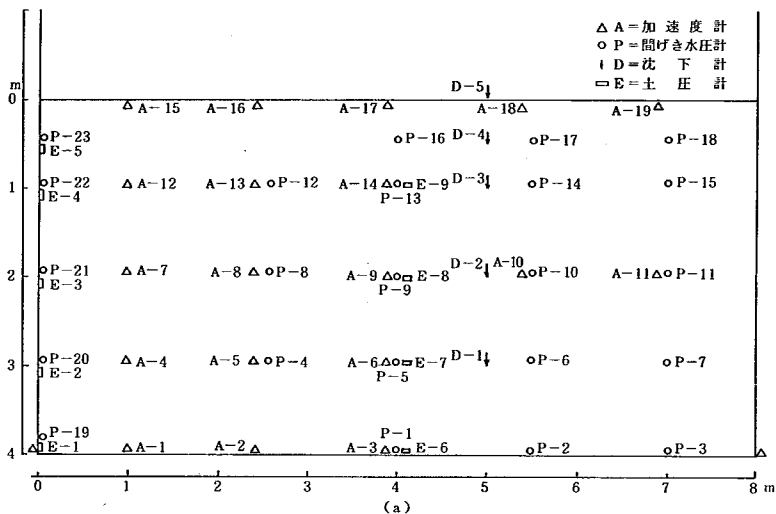


図3-3 計器配置図

表3-1 実験条件

実験番号 No	共振実験	液 状 化 実 験				備 考	
	1	2	3	4	5	初 期 間ゲキ比	締固め方法
1	6.6 ~ 12.5 gal. 1 ~ 20 Hz **	37 gal * 12 Hz ** 74 sec ***	61 11 76	138 10 84	274 9 92	0.826	まき出し厚 50cm 整地のみ
2	共振実験 略	57 12 69	100 11 72	195 10 81	330 9 78	0.735	50cmごと人間の 足の踏み固め
3	6.9 ~ 18.5 1 ~ 20	66 12 93	99 11 88	200 10 103	365 9 85	0.680	まき出し厚 30cm ビブロンマ締め固め
4	22.1 ~ 42.2 1 ~ 22	61 12 62	126 11 72	228 10 73	483 9 74	0.758	50cmごと人間の 足の踏み固め
5	18.2 ~ 54.5 1 ~ 24	74 12 75	131 11 68	230 10 68	490 9 82	0.789	"
6	19.4 ~ 65.7 1 ~ 20	84 12 65	140 11 67	230 10 70	455 9 72	0.741	"

- ・ 加速度レベル
- ・・ 加振周波数範囲
- * 加速度レベル
- ** 加振周波数
- *** 加振時間

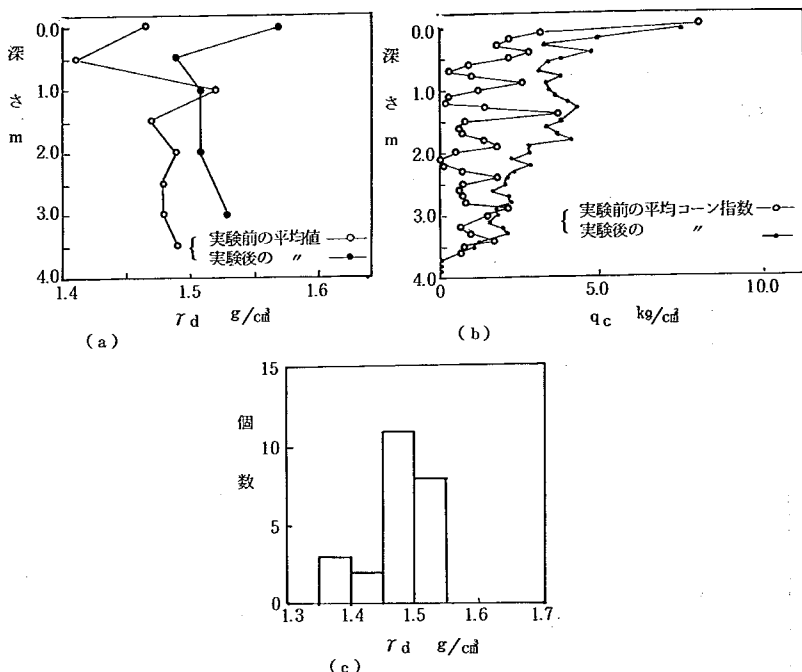


図3-4 品質管理データ (実験番号 1)

共振曲線の1例を図3-5, 6に示す。この実験振動数の範囲には共振点が2ヶ存在した。10 Hz ~ 11 Hz の低い方は1次17 Hz の高い方は2次の共振点とみなせる。倍率は砂の箱の中央部では1次共振々動数が2次共振々動数より大きい。一方砂箱の端部に近いところでは逆に2次共振々動数が1次共振々動数より大きくなっている。しかし2次共振々動数での倍率は箱の中央と同程度である。

同じ結果は有限要素法による計算でも求めることができる。図3-7, 8は2-5-5で述べたプログラムLUSH1によって河川堤防の模型について計算した結果であって盛土のため中央部分の形に差があっても、端部では2次の共振々動数での倍率が大きいという同じ形の結果が得られている。2-10-3で水平な不飽和の砂層の加速度分布を示した図2-28で端部の壁ぎわの実測値と計算値の不一致の理由として砂層の非線型性を理由にしたが、非線型性を考えて計算した図3-7, 8の共振曲線は実測値の特性を再現している。

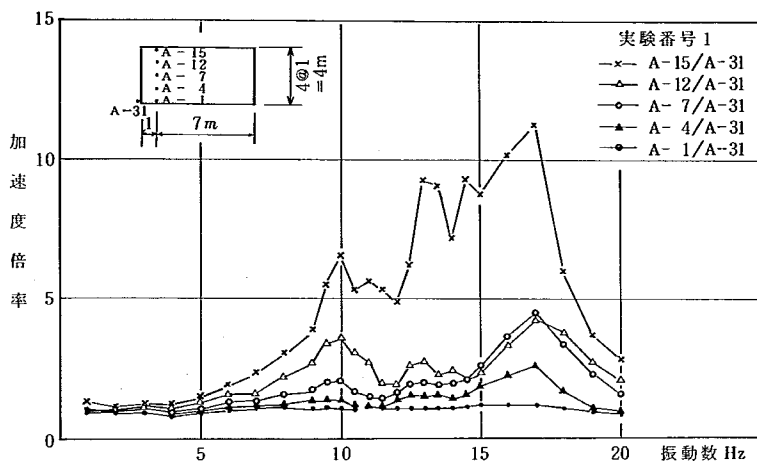


図3-5 共振曲線 No.1 端部

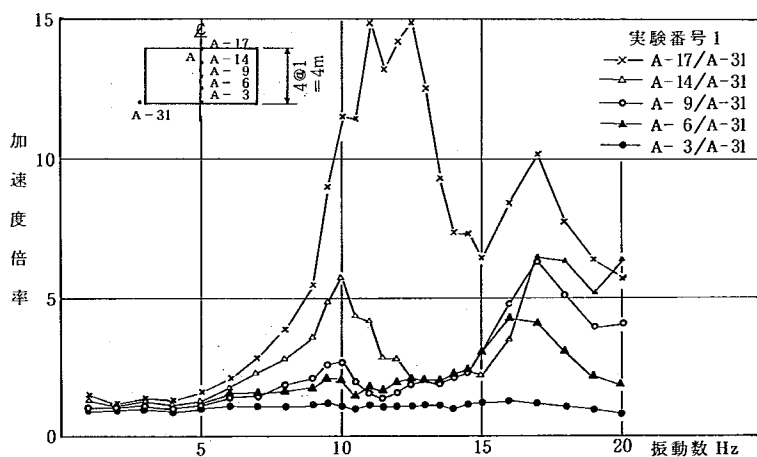


図3-6 共振曲線 No.1 中央部

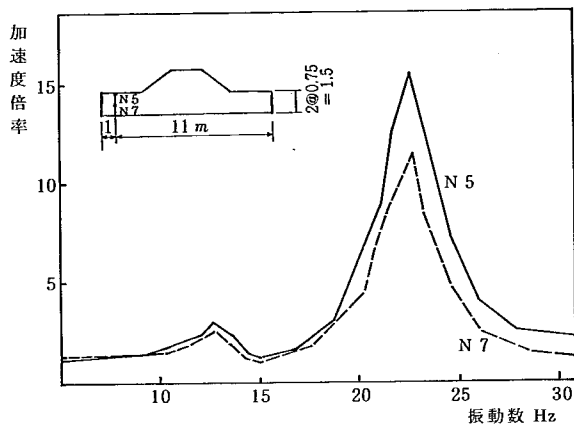


図3-7 共振曲線(計算値)

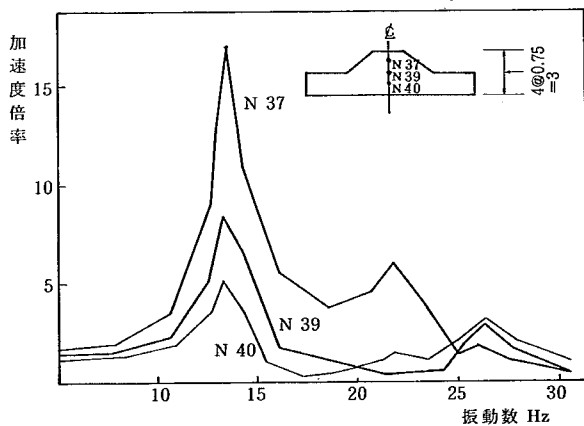
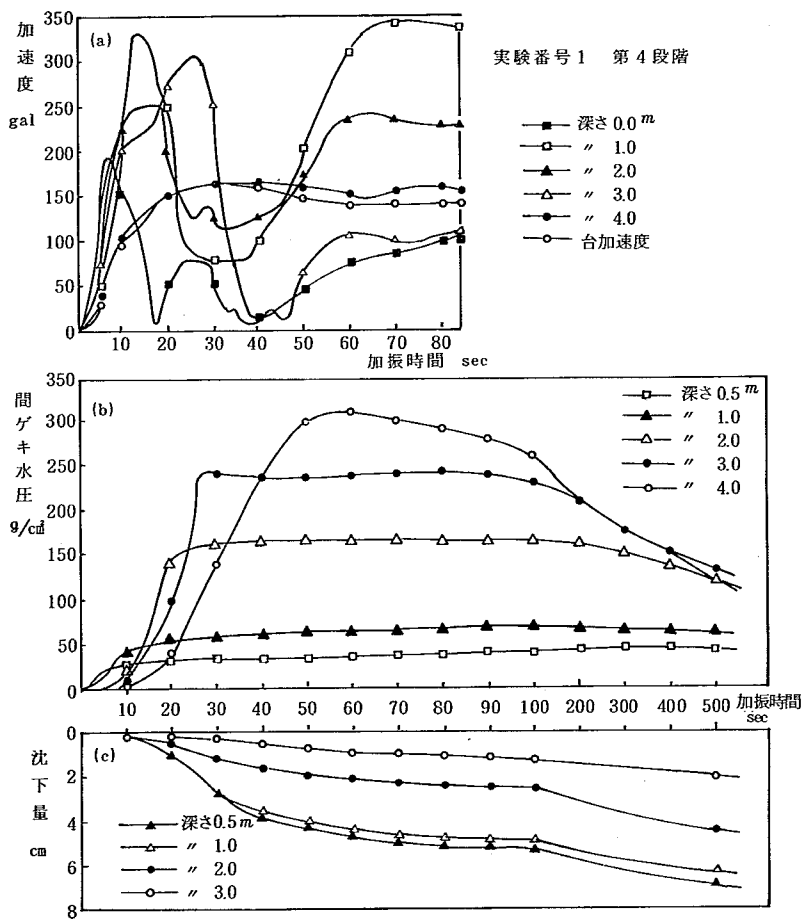


図3-8 共振曲線(計算値)

図3-9は間ゲキ水圧の測定結果の1例を示したもので、これは表3-1に示した実験条件のうち実験番号1の最終段階の実験結果である。これから次のことがわかる。

(1) 浅い所では間ゲキ水圧の増加の割合は大きいが深い所では小さい。このような砂層の深度方



(a) 加速度, (b) 間げき水圧, (c) 沈下量

図3-9 間ゲキ水圧と沈下量 No.1

向の間ゲキ水圧の増加特性の差はこれまでに行われてきた小さい砂箱の振動実験で見出すことは困難である。この深度方向の差は振動によって発生するセン断応力と有効拘束圧の比のちがいに起因するものである。ただし測定結果からわかることだが砂層内の同一深度では砂層中央部と端壁近くでの間ゲキ水圧の差は明確ではない。すなわち個々のデータを見ていくと、液状化の進行のはやい砂層中央部で間ゲキ水圧の値が常に大きいとはかぎらない。これは砂層の各部の間ゲキ比のばらつきの大さを原因とするものと考えねばならない。いずれの深度においても振動によって増加した間ゲキ水圧はある最大値に達すると振動の継続中にもかかわらずほぼ一定の値を保持する。この一定最大値はほぼその点の有効上載圧に等しく、有効圧が0になる状態を見出すことができる。いわゆる完全液状化の状態に達していることが確認できる。

(2) 砂層加速度について注目すべき点は、ほとんど全ての実験において砂層上部の加速度が一旦ピークに達した後急速に減少する特性を示すことである。振動台加速度が大きいほど減少の傾向は大きくなり、またこの現象の発生する深さが大きくなる。これは次の様に説明される。すなわち砂層上部における過剰間ゲキ水圧の増加が相対的に大きいため過剰間ゲキ水圧がある値を越えると有効拘束圧の低下により砂の剛性が減少し、その結果砂層加速度が増大する。しかし過剰間ゲキ水圧がさらに増加するとその層およびその層より深い部分のセン断強度が低下するので、下方からの振動の伝播がなくなり砂層加速度が急速に減少する。

砂層沈下のうち砂層表面の最終沈下量を加振エネルギーと対応させて整理したものが図3-10である。振動台加速度の立上り速度や継続時間が各実験ごと少しずつ違うという消極的な理由と同時に液状化による沈下のような大変形の問題は単に加速度の大きさだけでは決まらないという積極的な理由から、沈下との対応関係を表わすのに振動台加速度振幅を加振時間によって積分した一種のエネルギー値を用いた。この結果は各実験ごと沈下量と加えたエネルギーの量の累積の過程を追って直線で結んでいるが、これらは初期の間ゲキ比をパラメータとして順序良い配列を示している。

つぎに最終沈下量を砂層厚で除して、圧縮ヒズミを求めた。この値は各実験ごと一つの加速度の段階で0.5%~2.5%累計した時の最大が5%となっている。これまで報告された小型砂箱の振動実験では、1回の実験で8%程度のものが見られ、かなりの違いが認められる。これについては次のような理由が考えられる。

(1) このような大きな砂箱では小型模型の場合のように模型を全体的に非常にゆるい状態には作りにくい。

(2) 振動によって過剰間ゲキ水圧が発生した場合、小型模型では排水距離が短いために相対的に速く安定な間ゲキ比に達するが、大型模型では相対的に遅くなる。したがって安定間ゲキ比に達する前に加振を終了するようだと沈下はみかけ上小さくなる。

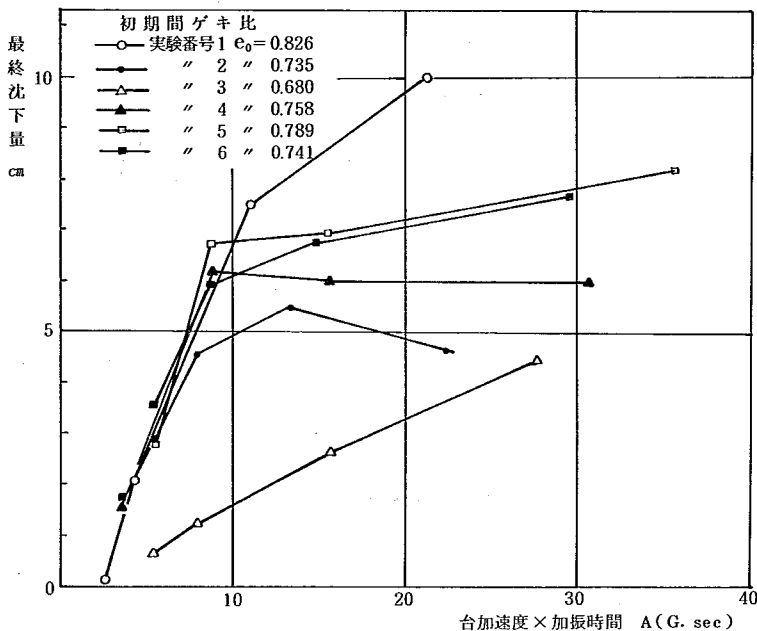


図 3-10 加振条件と最終沈下量の関係

3-2-3 実験結果の解析

振動台上の砂層の中の間ゲキ水圧の発生および砂層表面の沈下の過程の解析を3-2-1に述べた沈下モデルによって試みた。厳密に言えば砂箱の中の砂層の振動の挙動およびそれに伴う変形は3次元的なものであるが、ここでは近似的に1次元のものとして扱った。すなわち実験砂層を半無限に広がる水平地盤の模型として次のような近似を考慮して液状化および沈下の過程の追跡を試みた。理由として計測された過剰間ゲキ水圧は同じ深度では壁からの距離にあまり関係せずに上下方向だけに変化しているという力学的なものと、多次元の変形を扱うことは将来の研究テーマとして重要なことであるとしても現段階では解決困難なものであり、地盤の沈下に関するかぎり1次元的な沈下量が推定できれば充分である場合が多いという実用的なものが挙げられる。

(1) 通常の圧密理論のように砂層の変形は間ゲキ水の流出によって生ずる。ただしこの場合砂層製作の条件から、間ゲキ水中には空気が残存し不飽和の状態にある。さらに空気は間ゲキ水に結びつき一様に流れるものとする。これは間ゲキ水を圧縮性としたことに相当する。

(2) 間ゲキ水の流れには通常のダルシーの法則が適用されるものとする。

これらの仮定から砂層内の過剰間ゲキ水圧および間ゲキ比の変化は

$$\Delta u = B \cdot f \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vc}}, e, K_o \right) \cdot \sigma'_{vo} \cdot \frac{\Delta t}{T} + \frac{B}{C} \cdot \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \Delta t \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

$$\Delta e = -(1-B)(1+e)C \cdot f \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vc}}, e, K_o \right) \cdot \sigma'_{vo} \frac{\Delta t}{T} + B(1+e) \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial u}{\partial z^2} \Delta t \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

ここで

$$B \quad \text{間ゲキ圧係数} \quad 1/(1+eC_f/(1+e)C) \quad \dots\dots\dots (3-3)$$

C 砂の圧縮圧係数

$$C_f \quad \text{間ゲキ水(空気を含む)の圧縮係数} \quad 1-(1-H)S_{r1}/p_1 + \Delta u \quad \dots\dots\dots (3-4)$$

H ヘンリーの溶解係数

S_{r1} 飽和度

p_1 絶対間ゲキ圧

f 繰り返しセン断による間ゲキ水圧発生関数

τ_d 繰り返しセン断応力

σ'_{vc} 間ゲキ水圧, 発生関数に用いる有効上載圧

e 間ゲキ比

K_o 水平静止土圧係数

σ'_{vo} 初期有効上載圧

Δt 微小時間間隔

T 振動の一周期

k 透水係数

γ_w 水の単位体積重量

z 深度

繰り返しセン断による間ゲキ水圧発生関数 f の意味は次のとおりである。飽和 non排水条件の場合 1 サイクル載荷すると (3-1) 式から $C_f = 0$, $B = 1$, $k = 0$, $\Delta t = T$ において次式のようになる。

$$\Delta u = f \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{vc}}, e, K_o \right) \cdot \sigma'_{vo} \quad \dots\dots\dots (3-5)$$

$$\Delta e = 0$$

したがって $f \cdot \sigma'_{vo}$ は上のような条件で 1 サイクルの載荷によって生ずる間ゲキ水圧を表わす。

これはこれまでに報告されているいくつかの非排水繰返しせん断試験の結果などを参考にしたものである。この間ゲキ水圧発生関数 f を次のような仮定を使って求めた。

(1) 繰返しせん断を受ける地盤内の過剰間ゲキ水圧の増加は繰返しせん断による増分と側方変位が拘束されていることによる側圧増加による増分との和¹⁵⁾である。したがって地盤内で繰返しせん断 1 サイクルごと発生する過剰間ゲキ水圧 Δu は次式で与えられる。

$$\Delta u / \sigma'_{vo} = f_1 \left(\frac{3}{1+2K_0} \cdot \frac{\tau_d}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (3-6)$$

ここに f_1 は等方圧密繰返し三軸により求まる。

$$\Delta u / \sigma'_{30} = f_1 \left(\frac{\tau_d}{3\sigma'_{30}} \right) \quad (3-7)$$

σ'_{30} は初期有効側圧, σ_d は繰返し軸圧である。

(2) 間ゲキ水圧発生関数 f_1 は既述の繰返し三軸試験結果から求める場合, 載荷応力と発生間ゲキ水圧とを直接整理して報告したものは少ない。また実験結果は一般にかなりばらつくので, 通常の液状化実験の整理法である $\sigma_d / 2\sigma'_{30} \sim n_\ell$ 関係図から平均的な関係を次式により推定する¹⁶⁾。

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_{30}} = \left(1 - \frac{\sigma_d}{3\sigma'_{30}} \cdot \frac{1}{\sin \phi_\ell} \right) / n_\ell \quad (3-8)$$

ここで, ϕ_ℓ : 初期液状化を生ずる時にモビライズされる内部摩擦角, n_ℓ : 初期液状化を発生する載荷回数である。この $\sigma_d / 2\sigma'_{30} \sim n_\ell$ 関係は, この振動実験に用いた砂について得られる図 3-11 を用いる。

(3) 一般的な密度の砂層の液状化を生ずる応力比は, 相対密度 50% を基準とした次式の関係を用いる。

$$\begin{aligned} & \left(\sigma_d / 2\sigma'_{30} \right)_{Dr} \\ &= \left(\sigma_d / 2\sigma'_{30} \right)_{Dr=50\%} \cdot \frac{Dr}{50} \end{aligned} \quad (3-9)$$

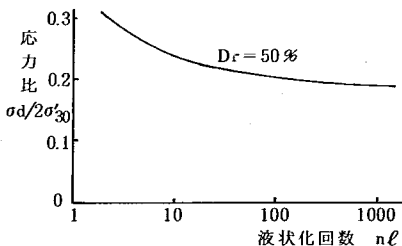


図 3-11 実験砂の液状化特性

これらの仮定の下に地盤内での間ゲキ水圧発生関数を推定したものが図 3-12 である。この関数を前出の (3-1)(3-2) 式の中の f として用いる。

過剰間ゲキ水圧及び間ゲキ比の変化量 Δu , Δe は (3-1)(3-2) 式より互いに密接な関係があり, 模式的に示すと図 3-13 の関係がある。この図は次のように説明できる。経路 AB は砂層が振動を受け過剰間ゲキ水圧が発生し, 有効応力が減少すると同時に間ゲキ水の流出等により間ゲ

ゲキ比の変化を生じ、最終的には過剰間ゲキ水が全て逸散し安定するという全過程を示している。

CFはその内の微小時間間隔 Δt 間の変化経路である。この経路を $\vec{CF} = \vec{CE} + \vec{EF}$ と分解すると $\vec{CE}$ は (3-1), (3-2) 式のそれぞれ第一項に対応するものであり、言い換えれば第2項が0すなわち非排水条件の場合の変形経路である。排水状態にした時に生ずる変形経路は $\vec{EF}$ である。すなわち不飽和砂の排水条件下の微小時間の間に起る変形は、不飽和砂の非排水条件における変形とその後の排水条件における変形の和として得られる。

(3-1), (3-2) 式に含まれる砂の圧縮係数は次のようにして求めた。すなわち飽和砂の非排水繰り返しせん断試験を行なって、過剰間ゲキ水圧を発生させ、その後排水させて再圧縮過程における圧縮係数を求めた。このような実験結果を図3-14に示す。図

中にはこの砂の静的処女圧縮曲線をも示した。この結果から次のことがわかる。

- (1) 初期液状化点を越えるまでは再圧縮過程における圧縮係数は処女圧縮過程の圧縮係数より小さい。
- (2) 初期液状化点を越えて再圧縮するとその再圧縮開始点を通る処女圧縮曲線には近い圧縮性を示す。

さらに液状化沈下過程の数値解析においては次の仮定が追加される。

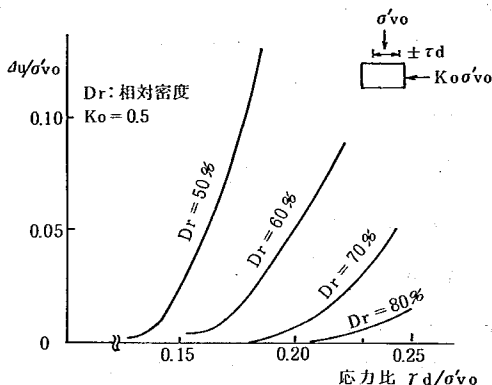


図3-12 間ゲキ水圧発生関数

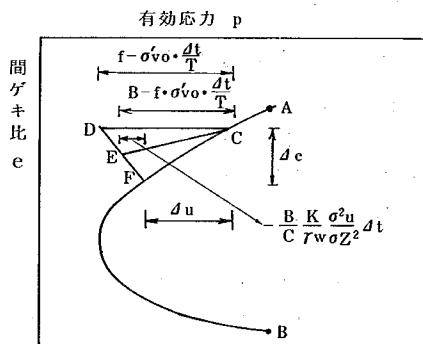


図3-13 振動による間ゲキ比と有効応力の関係

(1) 初期液化を越える過剰間ゲキ水圧が発生して圧縮が進行する場合には処女圧縮曲線を用いる。

(2) 過去の過剰間ゲキ比よりさらに密になる過程では処女圧縮曲線を用いる。

(3) (1)(2) 以外の変形経路では徐荷ないしは再圧縮曲線を用いる。

(4) 過剰間ゲキ水圧発生関数 f において過剰間ゲキ水圧が初期液化点までは $\sigma'_{vc} = \sigma'_{v0}$ 、初期液化点を越えた場合には $\sigma'_{vc} = \sigma'_o$ (σ'_o はその時点の有効上載圧) とし、また作用セン断応力が破壊包路線に接する形で低下する。

砂層内のセン断応力の算定は次のようにして行なった。

(1) 液化実験時の砂層の振動モードを1次のモードと仮定して測定加速度の分布から変位振幅を求め、これからセン断ヒズミ分布を定める。厳密には振動台の入力レベルが大きくなると、砂層上部では過剰間ゲキ水圧の発生などによって加速度が低下してセン断ヒズミも算定しがたくなる。ここではこのような強度低下がないものとして個々の台加速度レベルに応じた標準セン断ヒズミの分布を推定する。

(2) 次に砂の微小ヒズミにおけるセン断弾性係数を与える Richart の実験式でヒズミレベルによる低減効果をいれたセン断弾性係数を(1)の標準セン断ヒズミ分布に乗じてセン断応力分布を算定した。もし初期液化点を越す過剰間ゲキ水圧が生じた場合にはこのセン断応力を破壊包路線に接する形で低減させている。

このような手順で実験時の台加速度に対する過剰間ゲキ水圧と沈下量の時間的経過を算定したものが図3-15である。これは実測値を示す図3-9に対応するものである。計算結果によれば砂層下部すなわち表面からの深さが3.0 mと4.0 mの点の過剰間ゲキ水圧の上昇が若干おそくなっているが、全体的な沈下の性状は実測結果とほぼ一致している。これらの例で過剰間ゲキ水圧の変化の

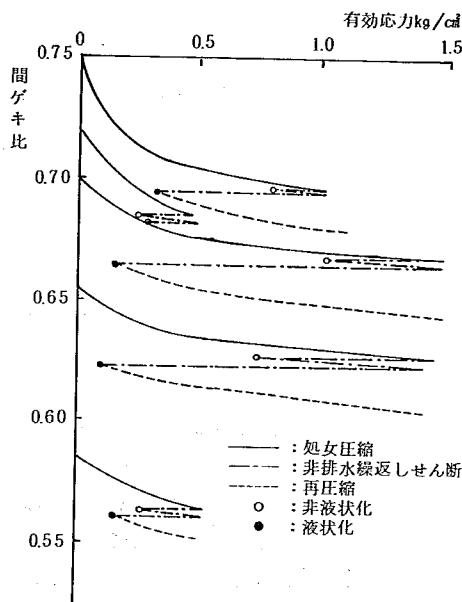


図3-14 実験砂の圧縮特性

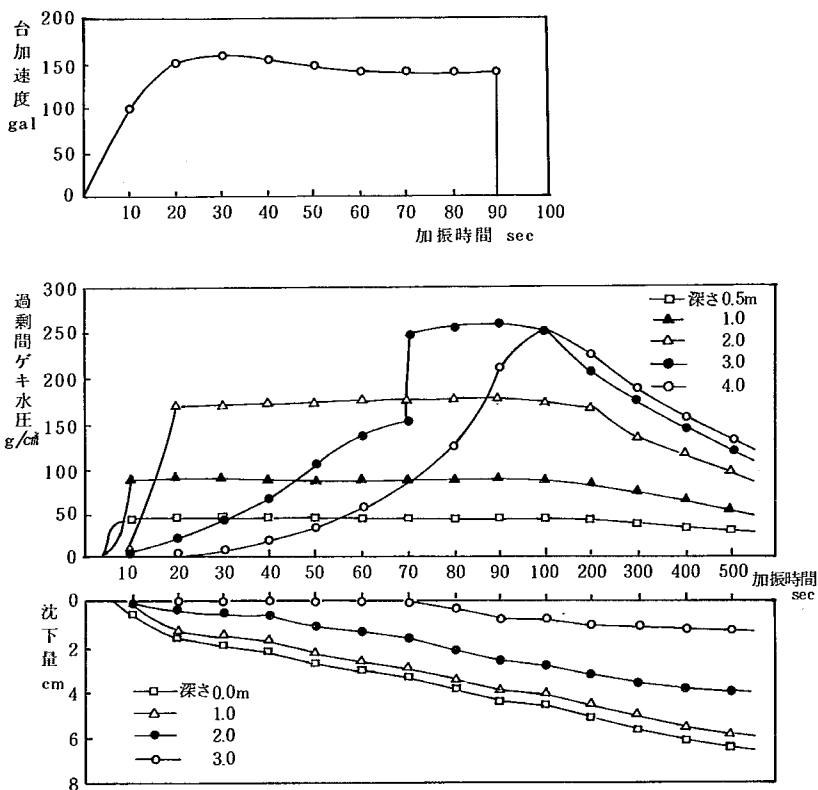


図3-15 間ゲキ水圧と沈下量（計算値）

実測値と計算結果の関係が深さによりいくらか異なった様子を示す原因はいろいろ考えられる。3-2-1で述べたモデルの問題を別にすると、砂層のセン断ヒズミの推定上の誤差や、前段の振動による締め固めの影響などが大きなものとして挙げられる。なおすべての実験条件における砂層の最終沈下量の実測値と計算値の比較をしたのが図3-16である。この図から実験結果と計算結果とがかなり良く一致しているのがわかる。液状化後に起こる沈下の過程に關係する個々の法則を積みあげて作ったモデルが妥当なものであったことがわかる。この例のように個々の法則を積み上げて全体をまとめる方法は液状化の現象の解析に使われる特長ある方法で、圧密理論と同様に土質力学

の分野における特異なテーマである。

3-3 実験結果の利用

3-3-1 設計標準との関係

3-2に述べてきた実験と解析の結果が如何に現実の問題の解決に利用できるかを検討する。解析ができるということの意味が前節に述べたように振動台上の模型の観測による先験的に組立てられた一連の手順の妥当性の確認だとするならば、この手順を現実のものに適用していくことは容易である。

すなわち3-2の砂層の液状化とその後の沈下に関する解析の結果は

砂で作った海中盛土すなわち水で飽和した盛土の地震時の圧縮沈下量の推定に応用できた¹⁷⁾。盛土の沈下は基礎地盤の圧縮沈下、堤体の本体の圧縮沈下など静的なものほか、地震時の基礎の破壊による沈下、堤体砂の液状化による流出沈下などいろいろな機構によるものがある。ここで問題にした沈下は最後のもので地震によるゆり込み沈下ともいわれるものである。図3-17は前項の検討の結果を使って計算したもので、海中盛土の締め固め度すなわち間ゲキ比と全沈下量の関係を与え

る。盛土の機能の面から、許容沈下量を与えられるとこの図を使って必要な間ゲキ比すなわち締め固め基準が決定できる。なお海中盛土の建設に使う砂は実験に用いたものと同じとしている。更に計算を行うとき地震波を、不規則波の最大値の65%をもって等価な定常波に換算するとか任意断面にかかるせん断応力としてその面より上にある砂柱にかかる慣性力をとるとかの簡略化を行っている。

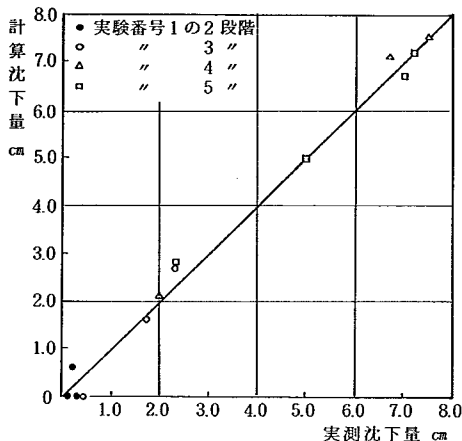


図3-16 実測沈下と計算沈下量の比較

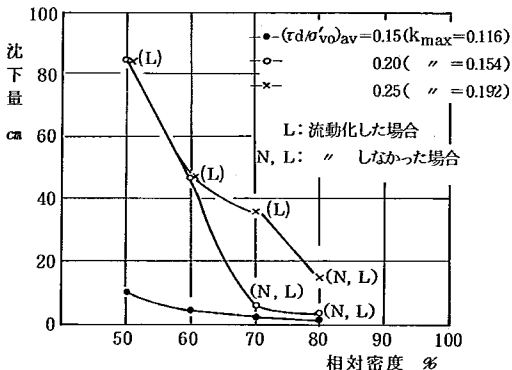


図3-17 沈下量の推定

685

3-3-2 復旧計画との関係

先に現実の問題として復旧は原形復帰が基本的な考え方であって、復旧にあたって原構造物の改良が行われるのは特殊な場合であることの調査結果を述べた。更に現場において早急な復旧が求められる場合には、簡単な手段で原形に復帰しようとする考えが優先しているため、完成したものがどの程度の地震に耐え得るものであるかの絶対的評価よりもむしろ原形より安定度をますことができたか否かの相対的評価が関心事になることを述べた。かぎられた自然条件と工費、工期等の中で計画を決定する場合にはむしろ与えられた条件の中で少しでも良い工法を見出だすということが大切な条件になる。このような相対的に優位なものを選定することに対しては大型の振動台による実験結果は十分な資料を提供できる。

振動実験はたしかに側壁の影響や模型材料の制約すなわち相似律の要求があって絶対的な安定性を評価することはむづかしい。しかし相対的な安定性の増加する機構を解明するに充分であることは本論に挙げた種々の例からも明らかである。

図3-18は液状化を起こす砂層の中のコンクリート・ブロックの移動をしらべた実験結果で、移動量はブロックの寸法と同じ縮尺で示してある。この実験は液状化と沈下に関する実験と同時に行われたもので表3-1の実験番号4~6に当る。実験は前述の厚さ、幅、長さがそれぞれ4 m、2 m、8 mの飽和した砂層の中に加振方向長さ、奥行、高さがそれぞれ1 m、1.8 m、1 mで総重量1910 kg、見かけ比重1.06の中空のコンクリート・ブロックを埋め込んだ2次元的な模型を使っている。模型はブロックをそのまま砂の中に天端が砂表面と同一になるよう埋めたものと、まわりを碎石でつつんで埋めたものがある。加振により周辺の砂層が液状化を起し間ゲキ水圧が発生すると浮力が増加するのでブロックは周辺の摩擦抵抗力にうちかって浮上する。砂の中に直接埋め込み周囲が無処理だとこの浮上量は大きくなるがこれを碎石でつつむとその量は小さくなる。この差は透水性の大きい碎石が存在する場合は振動によって生じた模型周辺の過剰間ゲキ水圧が容易に逸散するためと考えられる。

この変位量の計算をするには、沈下の計算例にならって砂層にせん断応力が加わることからコンクリート・ブロックが浮きあがるまでの過程をモデル化することが考えられるが、土質定数を決めるのには既存の資料だけでは不十分である。しかし上の実験はしかるべき排水工を設けることは液状化によるブロックの浮上の防止策として有効であることを示しただけで十分な成果をもっている。昭和43年の'68十勝沖地震(M=7.9)における目時の国道4号の被害の復旧例を3-1-2に述べたが、その時の現場技術者は限られた時間内に排水対策工を決めるのに腐心している。鉄道技術研究所における実験では種々の提案された排水対策工の効果を間ゲキ水圧の増加量や盛土表面の沈下量で評価して対策工の有効性の比較を行い、施工基準を作っている。

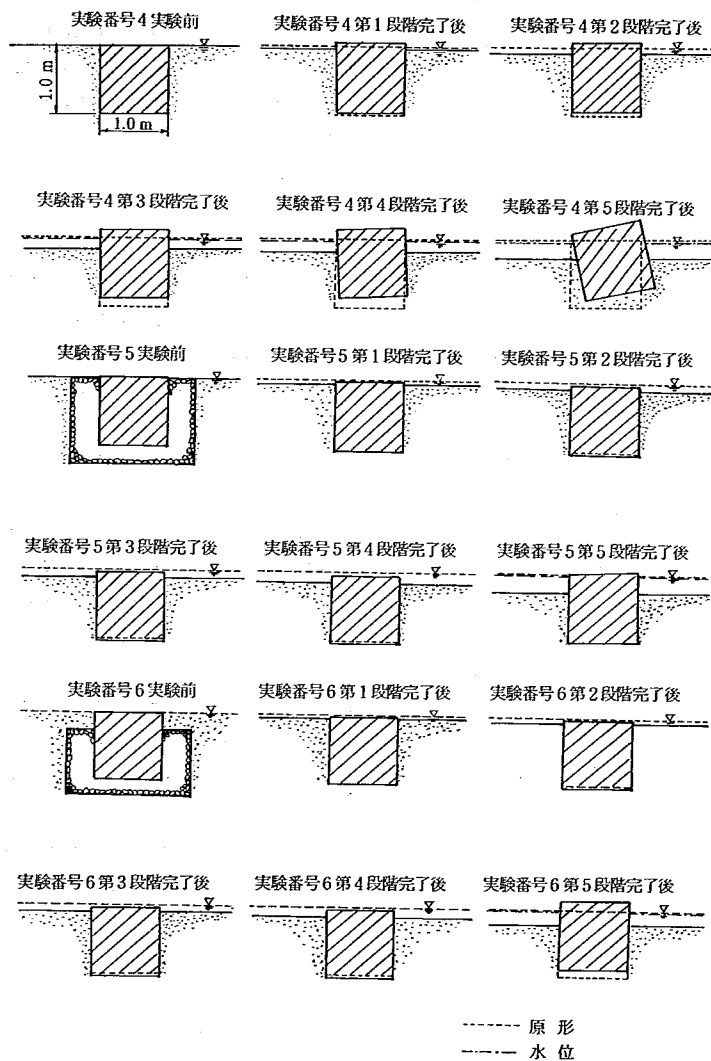


図3-18 埋設模型の移動

盛土の安定性を増加させるため排水溝を設けるのとは別の方法として盛土周辺を拘束したり、内部に補強材を埋め込んだりする方法がある。押え盛土を併用するシートパイルの締め切り盛土やシートパイルをアンカーする擁壁や補強土工法がある。これらの工法の耐震上の効果も振動実験によって検討することができる。著者の行った振動実験で相互作用の例として6-3で検討する混成河川堤防(表2-3, No8)の実験はこのような観点からも見る事ができる。

復旧工事における最大の問題はそこで計画された設計の評価が相対的なものになるということであった。すなわち応急の復旧工事は完全な形に作りあげられるものではなく、自然条件、工費、工期が制約され、緊急時の心理的な圧迫から相対的に好ましいと思われるものが急いで建設されることになる。ただし復旧工事の計画が破壊した構造物が安定性の限界状態を経験したという事実を重要視し、破壊を起した原因を推定した上で決められねばならないとすると状況は異なってくる。

たとえば盛土の安定に対し地震時の間ゲキ水圧の上昇による抵抗力の減少が大きな役割を演ずることは現場における観測でも盛土の振動実験でも確認されている。間ゲキ水圧の挙動をぬきにして盛土の安定を考えることはできない。

しかし現実には復旧工事では間ゲキ水圧の上昇量を正確に推定することは要求できない。結局盛土内の間ゲキ水圧の上昇を少しでも小さくする方法をとることで満足しなければならない。これは振動を加えても間ゲキ水圧が上昇しないような材料、たとえば岩ずりや粗粒礫を使用して十分締め固めた盛土を作るとか、あるいは盛土と旧地表面との間に地盤の地下水を完全に遮断する岩ずり等による排水層を置くという工法の提案から、この効果を振動実験において間ゲキ水圧の上昇や天端の沈下の比較で確かめることで終る。

以上の考察をまとめると、次のようにも云える。土構造物の耐震設計上の基本的な考え方として地震時の破壊はやむを得ないことであって、復旧工事によって元の姿に戻すことを考えれば良い、しかもこの復旧工事が容易にできることを考えておくべきであるというものがある。しかし土構造物においても被災を機会にもっと改良された形にしてしかるべきであるという考え方も出てくるようになった。特に最近のように土構造物といえども大規模なもので破壊した時の影響が大きくなると、このような考え方は当然なものとなる。このような場合提案される改良工法の相対的な妥当性を確かめるために振動実験を行なうのは、精度は悪いかもしれないが、全体的にみて大きな誤りのない結論が得られる適切なことといえる。

3-4 結 語

土の動的性質として良く知られた液状化が土構造物の破壊原因となるもので振動台上の実験手法が取組める範囲を検討した。

1) 土構造物の地震時の被害は種々の型を見ることができるが、その中でも最も破局的な様相を

もって現われるのは地盤または盛土本体に液状化の現象が発生した場合であることを過去の地震の被害調査報告で確かめた。また地震に対する調査研究が飛躍的に進歩したのもこのような被害をまのあたりにした時であることを見た。

2) 土構造物の被害の復旧計画の立てかたを最近の地震例について調査した。この結果他の鋼コンクリート構造物とちがって単に破壊変形したものの上に新しい土を捕給して原形を復活するか、応急復旧したものの上に新たに本復旧工事を継ぎ足す程度ですませるのが普通であることを知った。このような復旧計画立案はいまだ統一された原理の上に成り立っておらず被災現場の判断が重要な影響を持つものであった。

3) 土構造物の地盤ないし本体が液状化すると、周囲に拘束がない場合は土は流出してしまうが、拘束のある場合でも沈下が起る。流出の現象は破壊の問題の研究の一環として流出の距離を推定できるところまで解析していかなければならない。たとえ現在は不可能だとしても将来は必ず取り上げねばならないテーマと考えられる。

4) 周囲が拘束されている場合は、その拘束の中で地表面は沈下を起す。本章ではこのような現象を対象とした実験の結果をのべた。この現象の解析においてはセン断応力の繰り返しによって生じた間ゲキ水圧の上昇と有効圧の低下、次に起る動水コウ配の増加による排水と間ゲキ水圧の低下、最後の有効圧の増加による圧縮沈下の発生というモデルを考えた。この解析により分析と総合の過程に関して満足すべき結果を得た。

5) 沈下の解析の結果は海中盛土の堤体砂の締め固め度の管理規準作成に対して根拠を提供した。また震災を受けた後の復旧計画の立案に対して振動実験が貢献できることを示した。液状化による沈下に関する実験に使用した同じ砂層中に中空コンクリート・ブロックを埋設した実験を行った。この結果は、構造物の周辺の過剰間ゲキ水圧の発生をおさえ、また発生してもこれが簡単に消失するような工法をとることは、液状化とそれによる構造物の浮き上りを防ぐための有力な手段となることを示した。

参 考 文 献

- 1) 沢田健吉 “土構造物の震害” U J N R耐震耐風構造専門部会 第8回合同部会
pp.253 ~ 259 May. '76
- 2) 木村耕三 “災害は進化する。あすの危険の総点検” 講談社 pp.177 May. '71
- 3) 谷藤正三 “南海地震々害調査報告” 道路 第9巻2, 3月号 pp60 ~ 61 '47
- 4) 上沢 弘, 那須 誠, 小峰利夫, 安田祐作 “大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究 第1報 盛土破壊機構の解明実験” 鉄道技術研究所報告 No.822 pp.1 ~ 64
Aug. '72
- 5) 同上 第2報 盛土対策工法実験 No.823 pp.1 ~ 69 Sep. '72
- 6) 土木研究所調査班 “新潟地震調査報告” 土木研究所報告 第125号 pp.1 ~ 330
Jun. '65
- 7) 清家幸蔵 “伊豆半島沖地震と道路” 道路 pp.40 ~ 46 Sep. '74
- 8) 具島正尚 “別府阿蘇道路大分中部地震災害復旧工法について” 日本道路公団福岡管理局
'75
- 9) 東北地方建設局・酒田工事々務所 “新潟地震災害調査報告書(最上川下流)” Mar ' 66
- 10) アメリカ科学アカデミー編(井坂清訳) “地震予知と公共政策” 講談社 pp.120
Nov. '76
- 11) 岡本舜三 沢田健吉 “伊豆半島沖地震における被害” 第4回日本地震工学シンポジュー
ム pp.1023 ~ 1030 Nov. '75
- 12) 動土質研究所 “水滲砂層の液状化沈下現象に関する振動実験” 土木研究所資料 第1063
号 Aug. '75
- 13) 沢田健吉, 古賀泰之 “水滲砂層の沈下に関する振動実験” U J N R耐震耐風構造専門部
会 第7回合同部会 pp.277 ~ 293 May. '75
- 14) 沢田健吉, 古賀泰之, 熊崎光吉 “水滲砂層の沈下に関する振動実験” 50年度土木学会年
次学術講演会 Oct ' 75
- 15) Ishihara K., Li S. “Liquifaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion
Shear Test” Soil and Foundation vol.12 No.2 pp19 ~ 39 Jun '72
- 16) 柴田 徹, “飽和砂の液状化現象” 第16回土質工学シンポジューム pp.15 ~ 20
Nov. '71
- 17) 日本道路協会 “東京湾横断道路技術調査報告書 昭和50年度 付属資料 pp.82
Mar. '76

4. 盛土斜面の安定

4-1 概 要

4-1-1 被害の実例

大地震でなくても土構造物の斜面にスベリ破壊を起こす地震は数多くある。最近の例に昭和50年の大分県中部地震 ($M = 6.4$) がある。この地震では道路公団の有料道路の盛土で高さ20mの長大ノリ面が長さ90mにわたって崩壊した。このため長期間交通がとまり、自動車は県道を迂回していた。現場は沢の上に盛土した所であり、したがって崩壊した所の地山部の表層はきわめて含水比の高い粘性土である。また盛土材料は隣接した場所から切土してきたシラスを含む灰土であって、これもきわめて含水比が高かった¹⁾²⁾。図4-1は崩壊斜面の断面図であるが、部分的に練り積みによる石張で保護してある。この石張は崩壊後はまるで波うったようになっていて、崩壊土砂の移動距離が意外に長かったことは滑り落ちた土は含水比が高くほとんどせん断強度を失っていたことを示している。

もっと大規模なものの例を昭和49年の伊豆半島沖地震 ($M = 6.9$) における伊浜部落に見ることができる³⁾⁴⁾。崖錐の先端にのった部落内に大小の亀裂がはしり、地震直後はすぐ後に来る梅雨時の降雨のような刺激により再び活動を始めることが心配された。しかしこの亀裂はその後そのままの状態であつたようで、大きな変化もせず治まったことは興味あることである。この部落の周囲を囲む山の尾根にも大きな亀裂が生じ降雨による滑動が大きな問題とされたが、これも大きな話題になるような破壊はなく安定している。この部落は図4-2に見られるように過去に大雨により背後の山から押し出された土砂の堆

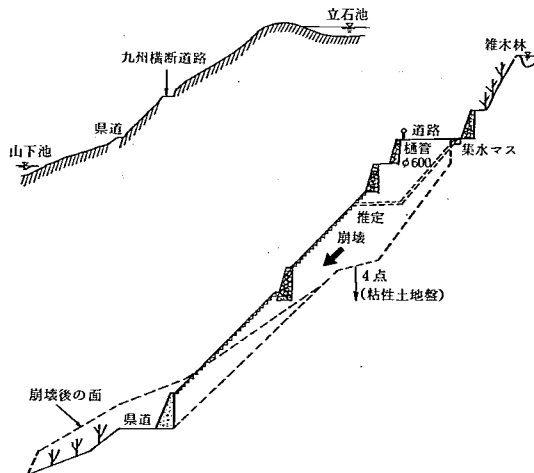


図4-1 崩壊推定断面

積層の上のっている。

このような緩い状態の堆積層では地震の継続時間の間に起った変位がある有限な大きさをもって終ると、次の機会別の原因により起る変位に対して過去の地震の影響は大きくない。その後の降雨に対して安定性が特に悪くなっているという報告は聞かれなかった。

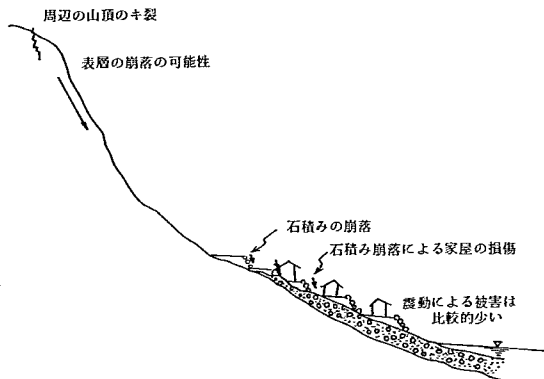


図4-2 伊浜地区断面模式図

斜面破壊はこのほかに数多くの例が見られる。特に初期の地震被害調査において道路被害と記されているものは殆ど斜面の破壊、特に自然斜面の破壊の例であって、これは以前から注目されている現象といえる。3-1-1の被害の実情の項で述べた土構造物の被害のうち古いものは斜面の破壊として捉えられており、液状化の現象として捉えられるのは新潟地震以後である。

この章で考察するのは液状化の場合のように決定的な破壊はこうむらないが、それでも震源地附近では一たん破壊が起った時には大規模なものとなる上例のような斜面破壊の問題である。

4-1-2 被害調査の問題点

ここで被害調査の問題点を挙げたい。それは昭和50年大分県中部地震 ($M = 6.4$) でスベリ破壊を起した盛土の上部山間にある立石池の存在を破壊の遠因とすることに関して異なる意見を聞くことができたことに関係する⁵⁾⁶⁾。更に意見のちがいを纏めて合意に達しようとする試みのなされなかったことも問題としたい。この例が示すようにいままでの被害原因の調査が一方向的に意見を述べるだけであってそれを纏める努力がないように思われる。このほかにも一般に被害調査に出発するのが被災後何日か後になるのはやむを得ないとして、現地に着いてからも現地の人の案内でしか被災地を調査できないのも好ましいことと云えない。

また被害調査の報告書も土構造物の被害の実態が解析できるようなデータを揃えたものでない。すなわち被災後その被災構造物の近傍で土質資料をとり試験を行っても、これは必ずしも被災構造物の特性を表わすとはいえない。土構造物に力学的性質の不均一があり、一番弱い場所の性質が破壊を決定するという考え方もある。また調査の関心が破壊した構造物のみに集中しているのも片手落ちであって、被災地域内で破壊したものとしなかったものを比較できるだけの資料の収集が必要

である。この点は従来ほとんど関心を持たれていないところで、このため被害調査のデータは破壊原因を見出す力学的な解析をする場合も、被害率というような統計的な解析をする場合も情報量の少ないものになっている。

4-1-3 被害調査の解析例

過去の地震によって発生した土構造物の斜面破壊の実例の力学的解析としては次のものがある。このような試みのうち最初のものと思われるものに昭和37年の宮城県北部地震 ($M = 6.5$) において東北大学の河上教授の試みた解析がある⁷⁾。この調査では盛土の地震被害に対する地盤や盛土材料の性質、竣工後の盛土の変質などの影響について統計的資料を得ようとしている。

次の例は昭和39年の新潟地震 ($M = 7.5$) において沈下亀裂という大きな被害を受けた信濃川の河川堤防の破壊を解析したものである⁸⁾。この解析は静的な場合について開発された円弧スベリの方法を地震時の安定計算に応用して好ましい結果を出している。この方法は当時ではまだ一つの試みであって、一般的に認められた方法ではなかった。しかし現在では大型の振動台による実験などによりその妥当性は認められるようになった。大型の振動台を使い行なった土構造物の被害の検討の例としては鉄道技術研究所のものがある⁹⁾¹⁰⁾。ここでは昭和43年'68十勝沖地震 ($M = 7.9$) の被災盛土の安定性の定量的な検討のほか、各種の破壊型を再現するための条件を求めたり対策工の有効性の検討を行っている。十勝沖地震の場合にも河上教授が宮城県北部地震について調査したのと同様の考えで鉄道盛土の被害率を計算したものがある¹¹⁾。

斜面破壊になる大変形を応力とヒズミの関係から求めようとする考え方以外に、スベリ面上の土塊の移動距離で表わす必要は以前から指摘されておりいくつかの試みがある。すなわち力の均合がやぶれ滑動を始める土塊の移動距離を地震による慣性力と摩擦抵抗力を用いて計算するという単純なモデルを組立てていた¹²⁾¹³⁾。このうちNewmark¹⁴⁾の考え方は次のようなものである。 U_m を最大スベリ量、 N をスベリに対する負の加速度、 A を地震動の最大加速度、 t_0 を地震動の半周期とすると、スライディングブロックの最大速度 V は $Ag t_0$ となり、また減速の加速度による速度は $Ng t$ となる。時刻 t_m で両者が一致するとすると図4-3のように $t_m = V/Ng$ となる。ただし地震力の加速度は図4-3のような矩形で充分近似ができると考えている。このようにすると地震力の一周あたりの変位量は図4-3(a)のハッチした所の面積で表わされることになり、 U_m が求まる。この場合ブロックの動き出す限界加速度 A は斜面上のブロックの安定から次のように与えられる。

$$U_m = \frac{1}{2} \left(V^2 / N \right) \left(1 - N/A \right) \quad (4-1)$$

$$A = \frac{(c\bar{S}/W + \cos\theta \tan\phi - \sin\theta)}{(\sin(\delta+\theta) \tan\theta + \cos(\delta+\theta))} g \quad (4-2)$$

ここで δ は加速度の傾斜角, θ は斜面の傾斜角, W はブロックの重量, S はブロックの底面積, c はスベリ面の粘着力, ϕ はスベリ面の摩擦係数である。このようなモデルを昭和20年南海道地震 ($M = 8.3$), 昭和23年福井地震 ($M = 7.3$),

昭和24年今市地震 ($M = 6.4$) の各地震の鉄道盛土の被害に適用して妥当な結果を得たとした報告がある¹⁵⁾。しかし円弧スベリの計算法では, 安全率の計算には使えるが, スベリ面の位置の推定の精度はよくないといわれる。事前にブロックの大きさを求める方法がないとすれば, この手法による解析は崩壊した結果の説明に使えるが, 現象の予想には使えない。以下にこの報告の概要をしらべる。

南海道沖地震における図4-4の盛土において水平加速度のみを考え, スベリ面で $c = 0.1 \text{ kg/cm}$, $\phi = 40^\circ$ を仮定すると限界加速度 $A = 150 \text{ gal} \sim 200 \text{ gal}$ が得られ, 付近の墓石の転倒から推定される震度と大体一致するといっている。地震動の周期 $T = 0.5 \text{ sec}$ と仮定すると, $A = 150 \text{ gal}$ に対して地動の最大速度は $V = 12.5 \text{ cm/sec}$ となり, 先にあげた Newmark の式から最大スベリ $U_m = 0.2 \text{ m}$ が得られる。全スベリは 1.5 m であるから $1.5 / 0.2 = 7$ 回～8回のスベリの結果であることが計算される。強震計の記録によると主要動は10波～14波ぐらいであるとされる。

今市地震の場合は地動変位は 3.7 cm , 周期は 0.4 sec , $V = 60 \text{ cm/sec}$, $A = 900 \text{ gal}$, 主要動の継続時間は同日に起った全震を合わせて 10 sec と考えられている。全スベリ 6 cm がこの間起きたとすれば最大スベリは $U_m = 6/25$

$= 0.24 \text{ cm/波}$ となる。Newmark の式より $N = 0.84 \text{ g}$ であることが逆算の結果求まる。

福井地震の細呂木附近の震度はつぎのように見積られる。地動の変位は $25 \text{ cm} \sim 30 \text{ cm}$, $V = 100 \text{ cm/sec}$, $A = 450 \text{ gal}$, 主要動の周期を $1 \text{ sec} \sim 2 \text{ sec}$, 強震記録から主要動の繰り返し数を15回～20回とすると, U_m

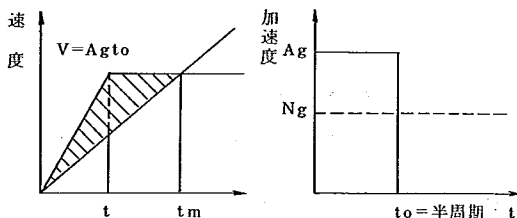


図4-3 計算の説明

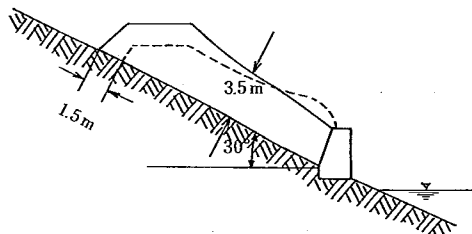


図4-4 南海道沖地震における盛土のスベリ

= 0.2 m ~ 1 m となり、 $N = 45 \text{ gal} \sim 160 \text{ gal}$ となる。このような計算結果が求められるが、これらの値が主要動の継続期間中のすべての波で一定値を保つとは考えられなく、現象を通じてある目安を与えるものと解釈される。

新潟地震における種々の被害のうち青山の砂丘斜面の液状化によるスベリの過程を繰り返しセン断応力による間ゲキ水圧の上昇、有効圧の減少、セン断抵抗の減少、スベリ破壊の発生という過程の中で捉えたものもある¹⁰⁾。この場合必要なデータでも測定されていないものは種々の仮定をおいた推定値でおきなっている。解析法がすではっきり定まってい被災直後現場で直接必要な計測を行わなければ多くの不備がでてくる。被害調査の後解析法を考える間接的な方法では完全は期しがたい。

これらの例を見ると現実の被害の解析に正面から取り組んだ事例が意外に少ないことがわかる。山崩れや崖崩れ、また平地における亀裂は気象庁の震度Ⅵを決めるための指標となっているものである。数年に一度起る程度の地震の場合、最大震度がⅥになる地域が見られ、そこでは山崩れや亀裂が起り土構造物の被害が数多く経験されるはずだが記録解析されているものは少ない。ただし最近では地表には人工的な手加えられ荒れてきたため山崩れや地表面の亀裂が発生し易くなっており、他の判定指標とのバランスがとれなくなったといわれる。これらは単に震度Ⅴの指標であるにすぎないという意見もある¹⁷⁾。土構造物の被害が震度判定の基準であったり、またその基準が人工による自然の荒廃のため変化しているものだと考えると、過去の地震の記録で強さに関する資料として震度だけしか残っていないものを集めて地震の強さと土構造物の被害の関係をしらべることは問題である。

更にこれらの被害例とその解析を調べ、解析の不十分な分野として指摘したいのは次の点である。この点はまた別の項でも議論されている。土構造物の地震時の破壊現象というものは液状化の現象のように強度の損失により力のバランスがくずれ瞬間に全面的破壊のはじまるものばかりでない。それにもかかわらず解析では破壊のはじまる瞬間をモデル化している。被害として重要な意味をもつ破壊後に起る土塊の変形や移動を解析した例はすくない。

いま1つは荷重がかかってから破壊するまでの時間に統計的のちらばりがあることである¹⁸⁾。有限の時間しか働かない地震荷重の場合、この時間内に破壊が起るかないかは大きな問題と思われるが、現在このような解析例はない。

4-2 斜面の安定に関する実験

4-2-1 実験の概要

人工的な盛土斜面であると自然の斜面であるとを問わず、そのスベリ破壊の機構を考える場合、

成層状態の複雑さの影響は液状化の現象を起す軟弱な砂質材料の場合よりも大きい。したがって斜面安定の問題を振動台上の実験によって扱っても、液状化の限界を調べる実験ほどの定量的な議論をすることはできない。ここでは斜面の安定機構の解明のための基礎的な研究として行なった実験（表2-3, No7）の概要を説明し今まで用いられてきたスベリ面の方法を応用した解析方法で検討を試みる¹⁹⁾。この実験は土構造物の模型作りが非常にうまくいった例でもある。

この実験には振動台上の長さ、幅がともに12m、高さが1.5mの砂箱を使った。この中に取手地区で採取した利根川の砂を入れた。砂は30cm厚さづつまき出し締め固めた。砂の性質は2-10-2に説明してある。砂層の高さが1.5mになると次に振動台を100gal、10Hzの加速度で加振し砂層の沈下がとまるまで締め固めた。この良く締め固まった砂層の中央1/3の部分をかき出し、その両側に振動方向と直角なコウ配1割と5分の2つの斜面を削り出した。この斜面の模型は図4-5に示したとおりで1割と5分の斜面が振動台の中央で向きあっている。なおこの時の砂の含水比と乾燥密度はそれぞれ7%、1.4g/cm³である。この方法で製作した斜面は、(1)充分な締め固め密度と均一性が得られていること、(2)従来のように土羽を張り付けるような方法で仕上げた斜面と異なり斜面表面部分に不連続性がないこと、(3)斜面が充分な幅を持っていて側壁の拘束の影響がない、などの特徴を持っている。

なお、この実験は次の点にも考慮がはらわれている。図4-6は図4-5の①②③④の位置に埋設した加速度計によって得られた共振曲線である。本実験ではこの結果より共振曲線が立ちあがる前のフラットな範囲の振動数の正弦波の加速度を使ったので、斜面各部に一樣な加速度を働かせることができた。したがって条件を簡明化する上でなお一層有利であった。このような状況で加速度と振幅を交互にあげる図2-22のcの型の加振を行った。写4-1~3はスベリ破壊の様子を撮影したものである。実験の結果は次の通りである。

コウ配5分の斜面は比較的是やい時期、すなわち加速度が150galの小さい時に破壊を開始し、200galになるとその動きは激しさを増してくる。しかし、この場合破壊は表面の砂が滑り落ちるような型のものである。コウ

配1割の斜面がスベリ破壊を開始するのは比較的小さく5分の斜面が破壊する150gal~200gal程度では目立った変化を示さない。加速度が前にくらべて1.5倍~2倍の大きさの300gal

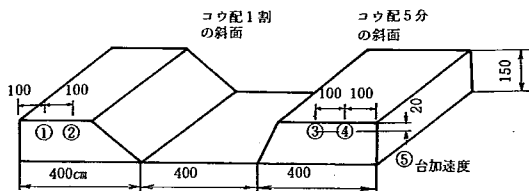


図4-5 実験斜面寸法

になるとはじめて破壊が起
 くる。この時特徴的なこと
 はスベリ面と考えられるも
 のが存在したことである。
 従来硬い盤の上に直接砂の
 みで作った模型斜面ではス
 ベリ面のある破壊は起きな
 いと考えられていた。事実
 小型の砂箱の中に砂で斜面
 を作った場合、加振による
 破壊の型は表面の滑落ばかり
 で、スベリ面のある破壊
 の見られることはなかった。
 なお別の機会に試みた実

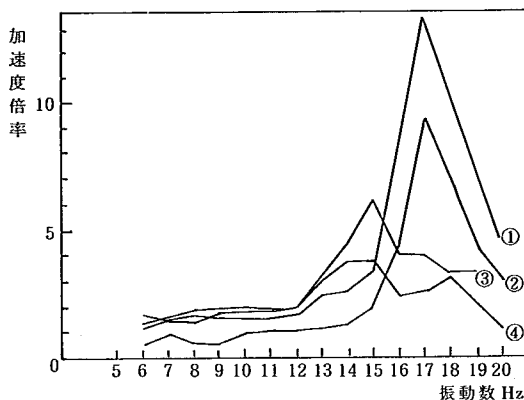
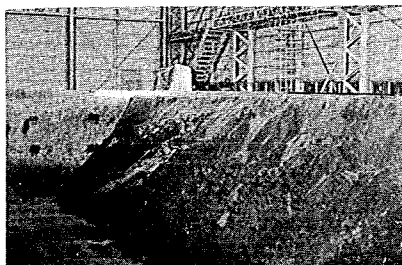


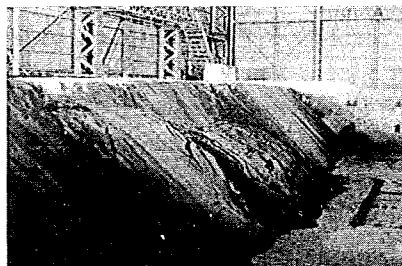
図4-6 共振曲線
 (加速度計番号は図4-5参照)



写4-1 2分斜面のスベリ



写4-2 5分斜面のスベリ



写4-3 1割斜面のスベリ

験でコウ配が2分の斜面が僅かの刺戟により崩壊を起こしたのを測定したので解析ではこれを静的な限界コウ配と考えることにする。このような僅かの刺戟で破壊する斜面のコウ配と注意深く斜面を削り取っていった時自立し得なくなるコウ配の2つの限界コウ配がある時、解析に使用する静的に安定なコウ配としてどちらをとるべきかは別の問題として検討されるべきである。本論文では前者をとって静的に安定なコウ配としている。

4-2-2 実験結果の解析

以上の実験結果をまとめると斜面の破壊機構に関して次の考察ができる。もし浅いスベリ面で破壊が起きているとすればそれは粘着力の小さい時で、その場合は上載圧が小さいので内部摩擦角の効果は小さい。深いスベリ面ができるためには粘着力は大きな値をもっていなければならない。粘着力が大きいと浅いスベリは起きない。しかし粘着力が大きくても深い位置でのスベリ抵抗に対しては効果を持たない。深い位置では粘着力に差がなくても上載圧が大きくなり内部摩擦角の効果が相対的に大きくなる。充分な大きさの粘着力のある土の斜面の場合、斜面の規模が大きくなるほど上載荷重の効果のきいてくる場所が浅くなるので低い加速度でもスベリ面のある破壊が起き易い。したがってスベリ面のみられる現象を起すためにはなるべく模型を大きくしかつ粘着力を大きくしなければならぬ。粘着力の不足を補うためにはコウ配の緩いものを作ることも考えなければならない。このような模型は小さな加速度では破壊しないが大きな加速度で破壊した時スベリ面の位置は深くなる。

上の実験例を見るとコウ配5分の場合破壊の起こるのは1割の場合より早い、すなわち小さな加速度で起こるがその型は表面スベリ的である。コウ配1割の場合は加速度が前者の1.5倍～2倍なければ破壊しないが、破壊時はスベリ面の存在がわかるような破壊をしている。

表4-1は実験結果から安全率を1にするため必要な粘着力を逆算したものである。安全率の計算はノリ先を通る直線スベリ面によっており、スベリ面の位置は実験による崩壊面を実測して与えた。破壊の限界加速度はコウ配2分、5分、1割のそれぞれに対し0 gal, 150 gal, 300 galとした。内部摩擦角は斜面の砂層と同含水比、同密度の砂試料の一面セン断試験によって得られた39°を使った。表中スベリ面の厚さとは図4-7に示した天端において測定したくずれ落ちた砂層の幅である。セン断試験の結果得られる内部摩擦角39°と粘着力0を使って計算すると安全率は非常に小さい値しか得られず、実際の破壊状況の観察結果と合わない。したがってなんらかの理由によって斜面の砂に大きな粘着力が発生していたと考えてこのような計算を行った。スベリ面の厚さは実測の結果すべて50cm程度とみなされるが、50cmの時に逆算される粘着力の値が最大になるのを確かめるため20cm, 100cmの場合について計算を行った。これによりコウ配1割の場合必要とされる粘着力が相対的に小さくなるという結果が得られた。実際の破壊状態と類似の現象を作り出した

良い。地盤の液状化を対象とする実験は容易であり、種々の型の液状化を研究の対象とすることができる。本論文にある実験でも盛土のスベリ破壊をみたのは、ほとんど材料の強度が低下した場合である。軟弱粘性土の地盤を作ることは実験の手間や時間を考えると実行は困難である。盛土本体を液状化させるような条件を作り出すこともむづかしい。盛土全体を水没させて堤体を飽和することはできる。しかし液状化はノリ尻の地盤内に先に発生し盛土の破壊が起きてしまうので、堤体は液状化するまで形が保てず、目的を達成することはできない。

6) 相互作用は模型を土と鋼などの他の構造材料と組合せて作ると検討できるが、この場合はそれぞれの動きの差が問題となるので、変位解析の精度は高いものが要求される。しかし相互作用による破壊の大きさをきめる接触面の土の性質は土工の品質管理の項目となっていないため解析に使うデータは揃わない。定性的な観察によって実態を把握することになる。

7) 2次的な災害の原因となるものについては実験の対象にはならない。

以上振動台上の現象について説明したものであるが、ここで起る変形が破壊や被害といわれるものになるかいは当面した人達の判断に大きく依存してくる。このような判断にも経験による慣れが大きな影響をもたらすので模型の現象を観察することも重要なことになる。いままで小型の砂層を使って行ってきた盛土斜面の実験では表面の滑落しか起こらなかったが、大型の振動台を使った実験を行うことにより種々の型の破壊を起すことが可能になり判断のための有力な手段を提供するようになる。

4-3-3 斜面破壊の機構

前項では土構造物斜面の破壊の型のすべてを振動台上の実験に持ち込むための概略を述べた。本項ではこれらの取扱いの中で基本的な形式となる現象を取り出して検討を加える。現実起きた破壊と同じ機構の破壊現象を振動台上に再現できればこれをもとに種々の大きさや特性の土構造物を振動台上で破壊して各要因の影響を定量的に検討することが可能になる。1-3-2に述べた様にこれでも現実の地震による破壊を相似するには不十分なところもあるが、振動台上の実験であるため現象を繰り返し観察できる利点もある。

以下鉄道技術研究所の振動台実験における破壊型の分類²⁰⁾を参考にしながら基本となる盛土の破壊型と土の特性や盛土の形との関係を定性的に検討してみる。重要なケースとして次の5つが考えられる。

第1の形態は表面の滑落である。現実が発生する崩壊の中でも最も多く見られるもので小規模のものから大規模のものまで数は多い。振動台上の実験においても、この型の破壊が一番起き易い。通常の小型の振動実験に使用する砂は粘着力が小さいのでこの型の破壊しか起き得ないとも考えられ、この型の破壊だけが実験対象になって来た。現場の状態を考えるならば、斜面表面に土羽をはりつけた状態や特に表面の仕上げが悪く弱く浮いている土層がある場合がこれに相当する。表面近

くで粘着力が小さいときは、セン断抵抗のうち内部摩擦角に関するものは上載圧の関係であまり大きくならないので、小さな加速度の段階でも斜面は容易に動き出す。小型の模型では内部摩擦角のききかたが相対的に一層弱くなるため表面の滑落は起きやすい。

第2の形態はスベリ面の発生がみられる場合であってその一つが盛土内にスベリ面のある場合であり、今一つはスベリ面が基礎地盤内に入った場合である。はじめは盛土内にスベリ面のある場合であるが、振動台上の振動実験でこの型の破壊を再現させるのはむづかしい。表面の滑落の起きない程度に粘着力が大きい材料の盛土またはコウ配の緩い盛土が加速度が大きくなった時はじめて破壊する状態を作る必要がある。すなわち粘着力が小さいと内部摩擦角が大きくても上載圧の小さい表面の土は抵抗力の不足から滑落する、またコウ配が急だと斜面は本質的に不安定で小さい加速度でも破壊が起る。

加振加速度が小さい段階で斜面表面が滑落するような弱点をもたない模型に対し大きな加速度が加わると、斜面の深い位置ではスベリ面より上にある部分の重量が大きくなり、粘着力による抵抗が相対的に小さくなる。その時加振力が摩擦力より大きくなると破壊が起る。コウ配が急な場合は粘着力が特に大きくなければ深いスベリ面での破壊が起る前に慣性力が粘着力による抵抗を越えるから斜面は表面から滑り落ちると考えられる。4-2で説明した幅の広い斜面の実験においてこの型の破壊を起し得たと考えている。感覚的な表現になるが、一応安定が良く変形を生じにくいものが、加振力がある値を越えてはじめて破壊を始める場合は破壊はこの型となる。

第3の形態は基礎破壊の問題である。盛土が軟弱な地盤上に載っているような時にはスベリ面は地盤中を通る。軟弱な砂質地盤が飽和している場合は液状化を起し、地盤の強度がなくなるのでこの状態は比較的容易に再現させることができる。地盤が粘性土の場合でも同じ型の破壊が起ると思われるが実験例はない。ノリ尻破壊の場合にくらべ相対的に地盤の方が弱い場合基礎破壊が発生すると考えられる。盛土の土のセン断強さが大きいとまず盛土の沈下が起る。ただしこの場合でも続いて振動力を上げていった場合スベリ破壊へと発展する可能性がないとはいえない。鉄道技術研究所の行った調査試験²¹⁾の場合ではスベリ破壊とは盛土破壊のうちのほぼノリ尻を通るスベリ面に沿って起り、比較的緩く締め固めた盛土全体が左右いずれか一方に回転した形になるものを指している。この場合スベリ面の下端が盛土下の軟弱土層を切りその末端部がノリ先の原地盤に認められれば基礎破壊となり、破壊形式はノリ尻破壊とは異なるものとなる。しかし昭和43年の'68十勝沖地震 ($M = 7.9$) の場合、これまでの調査結果では基礎破壊と考えられるものはあったとしても1~2例に過ぎないとして、これらも盛土崩壊の中に入れて区別していない。

第4の形態は盛土の縦割れといい軸方向に平行な多数の亀裂によって盛土が分断され、ノリ面は亀裂による段落ちによって平滑化し底面幅が拡大するものが挙げられる。しかしこれは現象として自立つものであるが、力学的には単にスベリ面が大きくなっただけと考えられる。

第5の形態は鉛直加振による破壊である。この場合盛土中にスベリ面の生ずるような破壊はむしろにくい。すなわち基礎が強い間は盛土本体の破壊はわずかに盛土表面の沈下という型の破壊をみるだけである。しかし地盤が液状化の対象になるような軟弱な砂層の場合はノリ尻の地盤中は加振前すでにせん断応力がかかった状態にあるため、鉛直加振によっても液状化が起る。液状化した場合その上部の盛土本体は支持力を失った地盤中に真直ぐに落ち込む²²⁾。このことは破壊しにくいものが一旦破壊条件に達した時起こる変化は急激であるという4-2に述べたことと似た現象である。

4-4 斜面の変形

なお4-1-3に述べたように振動実験の対象として取り上げなければならないものに破壊の変形速度、破壊後の形の問題がある。土構造物の地震時の安定性を議論する時このような力の均衡がやぶれて起きる変形の許容限界を見出す問題がでてくる。この問題の解明はわずかに4-1-3に述べたNewmarkの考え方の中などで扱われているだけである。これはまだ非常に簡単なものであって定数を現場のデータから逆算して見るだけであり実験的に求める方法は整理されていない。この方法は斜面内部にスベリ面が存在ししかもその位置が後で図5-5に示すように盛土の中にうめ込まれた石灰パイルの切断を見るなどの方法で確認できる時にのみ有効である。

破壊の進行を追った実験データとしては3-2-2の図3-10をあげることができる。ここでは水平砂層の沈下を表わす指標として加速度を使わず、加速度と加振時間の積をエネルギーとして使っている。振動加速度の大きさと継続時間に關係する断面形状の変化を与えるものとして図4-8がある²³⁾。図4-8は3-2の実験に使った房総半島の浅間山の山砂を用いて行った実験であり、多数の条件の組合せのもとで変形の進行をしらべた実験の結果の一部である。加振時間の延長とともに盛土の表面の形がくずれていく状況を示している。

これらは変形のテーマに対してどの程度に記録が取れているかを示すためのものだが、スライディングブロックのモデルが仮定したような破壊はとらえられていない。後で図5-5に示すように、スベリ面のおさえられる実験例もあるが、このような場合には破壊の進行はスライディングブロックのモデルにしたがって記録できると思われる。しかし実際問題として資料の必要なのは先の例のようにスベリ面の形が明瞭に表われない時の不規則な動きである。斜面の安定という同じテーマでも、この実験でみられるような土が滑落していく現象の場合はブロックモデルでは不都合であり、土粒子が流動するモデルを考える必要がでる。

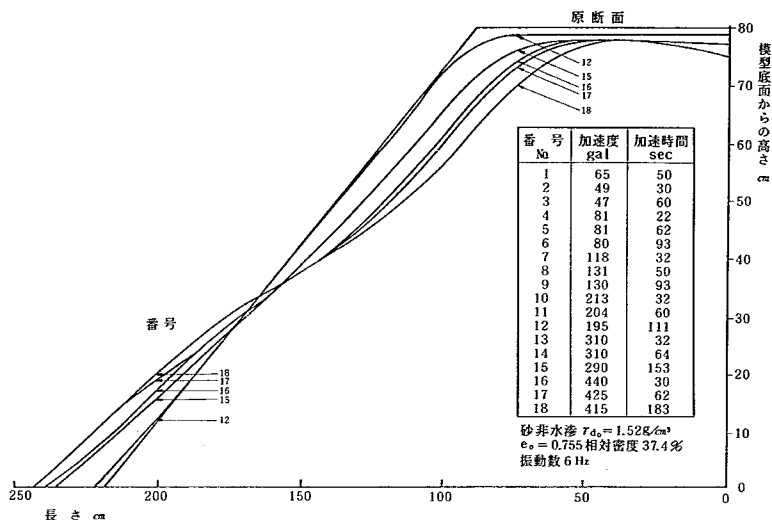


図 4-8 盛土の破壊の進行

他の研究分野の例を見るまでもなく研究を進める時、自然に起るものと同じ機構の現象を人工的に作り出し得るということは研究を進める上で決定的な利点となる。種々の条件を人工的に管理することにより要因の占める影響を分析し得るからである。換言すれば、このように目ざす現象を人工的に再現するということ自体が研究のゴールになる。現象の再現を見ることのできない研究分野では現象の生起の可能性しか議論できないことを考えねばならない。

4-5 結 語

斜面のスベリ破壊に対する動的安定を振動実験という面から検討した。これは古い研究テーマではあるが、それにもかかわらず研究成果があがっているとはいえない。

1) 斜面のスベリ破壊という型に分類される土構造物の破壊は現実にはどれだけの種類のある現象かを調査した。液状化によって発生する破壊は発生したという事実の報告だけで、その状態をある程度推定することができる。しかし破壊の現実には力のバランスがくずれ変形が始まっても瞬間に破局に行かず地震が終った時ある段階で止まっており、この場合の変形の形は多様である。実験研究

もこの実態を適正に捉えていかなければならない。

2) スペリ破壊の被害の調査解析例は意外に少ない。その理由としては土構造物のおかれた環境と性質の複雑さという純粋に力学的なものが挙げられる。そのほか土構造物の破壊に対する取組みかた、すなわち、土構造物は単に地震災害のみ考えて建設された物でないという問題や、更に破壊した土構造物の破壊前の状態は例外的にしか知ることができないという問題がある。土構造物の破壊はその不均質による弱点の強度によって決まると考えられるから、破壊したヶ所の近傍のデータを採取しても充分でないという問題がある。

3) 斜面のスペリ破壊に関する実験を試みた。従来斜面スペリの実験では表面の滑落という型の破壊があるだけでスペリ面が見れる破壊を起こすことができなかった。この理由として斜面の土の粘着力が大きな影響を持つことを確認した。斜面の幅が長い場合にスペリ面が全域にわたって同一の断面形を示さない現象に関しては何らかの法則性があるものと思われたが、詳細な解明はできなかった。

4) 盛土斜面の破壊の型の分類を試みた。分類の原理として斜面の種別、形成の手段、破壊のおよぶ範囲、スペリ面の位置、土質の特性、他の構造物との関係、直接的な破壊の後に生ずる2次的な被害の可能性が考えられた。この他破壊は自然的現象として定義されるだけでなく、被災者の判断による影響を受けることも述べた。

5) これら破壊型の対比を振動台上で再現するための実験条件を整理することができた。重要なケースとして次のものが考えられる。すなわち、スペリ面が見られるものと、表面の滑落の見られるものである。前者は更にスペリ面が盛土内にかざられるものと盛土地盤を貫通するものに分けられる。この対比を可能にする最大の条件になったのは、土に粘着力を持たせることによりスペリ面を盛土本体内に持つ破壊を再現させたことである。斜面表面の滑落は以前から小型の実験でも容易に再現可能な現象であった。スペリ面が地盤内に達する破壊の発生は大型の実験装置ができ、水浸させた軟弱な地盤を持った模型によって可能になった。

6) 現実の震害においては土構造物は破壊して変形を生じている。しかしそれはある程度進んだ状態で止まっており、構造物には機能が残っている。この状態を考えると、現状の如く力のバランスをくずした時点破壊とするのは設計条件として厳し過ぎるように思われる。現在このような条件を考えた設計法はないが、より現実的な把握をするためには、振動台上にスペリの現象を再現できることが鍵となる。

参 考 文 献

- 1) 駒田敬一, 他7名 “大分県中部地震調査続報” 土木技術資料 vol.17 No.8 pp.42～46 Aug. '75
- 2) 日本道路公団福岡管理局 “別府阿蘇道路復旧土質調査総括報告書” '75
- 3) 土木研究所被害調査団 “伊豆半島沖地震における土木関係被害調査速報” 土木技術資料 vol.16 No.7 pp.38～45 Jul. '74
- 4) 岡本舜三, 沢田健吉 “伊豆半島沖地震における被害” 第4回日本地震工学シンポジウム pp.1023～1030 Nov. '75
- 5) 1) に同じ
- 6) 2) に同じ
- 7) 河上房義 “宮城県北部地震による土木構造物の被害について” 土木学会誌 48巻 11号 pp.31～36 Nov. '63
- 8) 竹下周成 “地震力による堤体破壊の計算例” 土木技術資料 vol.7 No.6 pp.14～18 Jun. '65
- 9) 上沢 弘, 那須 誠, 小峰利夫, 安田祐作 “大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究 第1報 盛土破壊機構の解明実験” 鉄道技術研究所報告 No.822 pp.1～64 Aug. '72
- 10) 同. 上 第2報 盛土対策工法実験 No.823 pp.1～69 Sep. '72
- 11) 中村一彦, 中島三郎 “'68十勝沖地震による東北本線の被害について” 土と基礎 vol.16 No.11 Nov. '65
- 12) Goodman R.E., Seed H.B. “Earthquake induced displacement” Proc. ASCE vol.92 SM No.2 pp.125～146 Mar. '66
- 13) Finn W.D., Byrne P.M. “Seismic Response of slope” 7th International Conference on soil Mechanics Foundation Engineering pp. 2-565～2-570 '69
- 14) Newmark N.M. “Effect of earthquake on dams and Embankment” Geotechnique vol.15 No.2 pp.139～160 Jun '65
- 15) 小林芳正 “盛土と斜面の震害機構” 地震 第2輯 第21巻 pp.178～189 '68
- 16) 石原研而, 岡野 哲 “地震時における間引き水圧上昇を考慮した斜面の安定解析” 第11回土質工学研究発表会 pp.801～804 Jun. '76
- 17) 木村耕三 “災害は進化する あすの危険の総点検” 講談社 pp.177 May. '71
- 18) 堀 泰夫 “確率過程理論によるコンクリート曲げ破壊強度の解析” 応用物理

vol.27 No.11

- 19) 沢田健吉, 稲葉誠一, 香川崇章 “振動による斜面のすべり” 第9回土質工学研究発表会
pp.709 ~712 Jun. '74
- 20) 9) に同じ
- 21) 9) に同じ
- 22) 動土質研究室 “盛土の動的調査” 土木研究所年報 '76
- 23) 東亜建設工業KK土質実験室 “模型斜面の振動実験報告書” 動土質研究室業務委託
Mar. '75

5. 盛土の振動特性

5-1 概 要

土構造物の振動特性を求める時には次の理由で、振動実験の意味を考えておく必要がある。土構造物は入力が大きくなると残留変形をとまなうようになる。この残留変形は地震波が継続している間一方向的に進むもので、地震波の一波ごとに有限の量が蓄積されていく。これは地震が終った時新しい安定した状態を獲得し、次に起きた地震による新しい破壊がこの状態からはじまるのは4-1-1で述べたとおりである。このような性格をもつ変形量の総計が破壊を定義するものであって、機能的にきまる破壊の問題を力のバランスや振動変位で扱う実験は実情にあわない。

これに対し土構造物以外のものでは振動実験といえは通常弾性限界内の共振実験を指していることが多い。共振々動数を見出すことが振動実験の目的となっていて、共振現象が起ると減衰の小さな振動系は早かれ遅かれ破壊すると考えている。機械のように定常的な荷重がかかりしかも減衰係数の小さいものを対象とする場合は共振々動数を求めることは充分意味があることと思われる。しかし土構造物の場合共振実験によってヒズミの小さい振動に対する共振々動数すなわちセン断弾性係数を求めることの意味は充分検討しておかなくてはならない。破壊の進行にともなって、共振々動数から計算されるセン断弾性係数は減少し、応答倍率から計算される減衰係数は増加する。このように共振実験から求まる常数は破壊の進行にともなって変化するので共振実験を意味する振動実験の持つ意味は多くない。しかも現段階では土質試験によって測定された変形係数や減衰係数と振動実験の時の破壊の進行にともなって変化する変形係数や減衰係数は、ヒズミをそろえても一致することはない。入力が大きくなることによって変形係数が減少するという結果は室内実験によっても、また振動実験によっても確かめることはできる。しかし土構造物の破壊の進行による変形係数の減少は土の特性の変化のうへ、更に断面の大きさの変化の効果も関係してくるので定量的な検討はむづかしい。

盛土の動的特性に関する振動実験をひろく吟味すると、種々問題のあることがわかるが、次に盛土の安定に関して筆者の行った種々の型の実験の結果と、それによって見出された問題点について述べる。

5-2 河川堤防の振動実験

5-2-1 実験の概要

河川堤防の共振実験と共振々動数と同じ振動数の大きな加速度で破壊する様子を見た破壊実験(表3-3, No.2)の結果を述べる¹⁾。実験は水平加振による盛土の破壊の機構解明に重きをおい

たものである。この結果加振時の模型内の加速度と間ゲキ水圧の分布の推定が適当であるならば、材料の特性として静的な室内実験の結果を使い解析方法も円弧スベリという静的な方法を用いて、地震時の挙動が解析できることがわかった。

模型堤防は写5-1に示すような水平振動方向の長さ、幅、高さがそれぞれ12m、2m、3.5mの鋼製の砂箱の中に作られた。模型堤防は図5-1に示すように盛土の高さ、天端幅、敷幅がそれぞれ1.5m、1m、5.5m、コウ配1割5分、地盤厚さ1.5m、模型幅2mであった。模型製作に用いた砂は千葉県房総半島の山砂で粒径加積曲線を図5-2に示す。模型を製作する時砂は一層50cm厚さごとまき出し、人間の足で踏み固めた。図5-3に地盤及び盛土の施工管理試験の結果の1例を示した。ビブロンマなどの機械で締め固めると、密度が大きすぎるようになるため、人の足で踏み固める方法をとった。

振動実験中の地盤や模型堤防の振動特性ならびに地盤の間ゲキ水圧の変化を測定するため図5-1に示すように加速度計27個、間ゲキ水圧計12個および表面変位計1個を地盤および盛土中に埋め込んだ。また振動により生ずる盛土内のスベリ面を調べる目的でコーンペネトロメータのロッド孔に石灰を入れて作った石灰パイルを砂箱中心線に沿って打設した。スベリ面が発生す



写5-1 河川堤防の砂箱

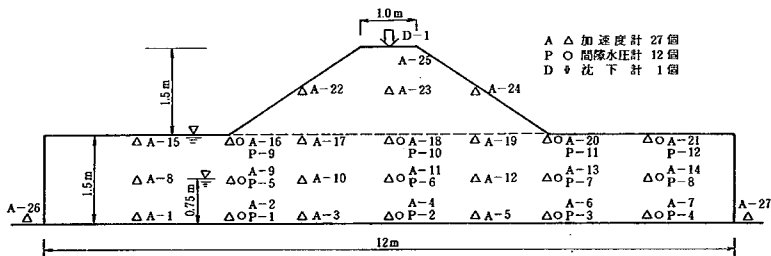


図5-1 模型の大きさと計器の配置

307

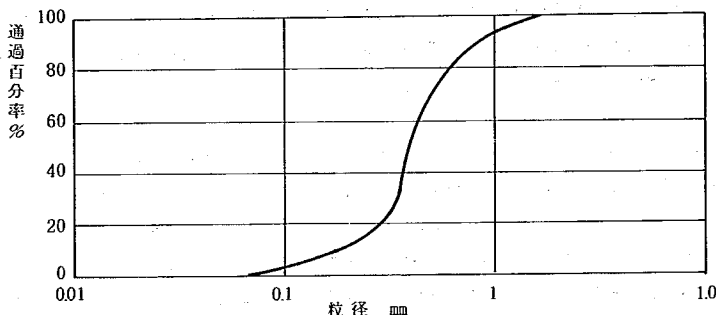


図 5-2 実験砂の粒径加積曲線

るとこの位置で石灰パイプが切断されるのでこれよりスベリ面の深さが求められる。解析の時に使う振動台の加速度は図 5-1 にみられる A-26, A-27 の加速度計により測定した。

実験は地盤の条件が堤体の安定性におよぼす影響を調べるために地盤全層を飽和させた場合（地下水位 150 cm）地盤の一部を飽和させた場合（地下水位 75 cm）、地盤に水を入れない場合（地下水位 0 cm）の 3 ケースについて実施した。実験は共振実験と破壊実験とからなるが、共振実験の結果の例を図 5-4 に示した。

破壊実験の加振波形は正弦波であって、共振実験で求めた振動数と同じ振動数で加速度を 100 gal, 200 gal, 400 gal と堤防が破壊するまで段階的に上げていった。このとき各加速度段階における加振時間は 40 sec ~ 60 sec であった。

堤防ノリ面の観測結果から振動時の堤防の変形について述べる。堤防の地盤に地下水がない場合には振動台に 200 gal の加速度を加えても堤体内にはスベリ破壊は発生せず、天端付近の表層が剥離する程度であった。振動台加速度が 400 gal になると天端付近の表層の剥離が一段と激しくなり崩壊土砂も多くなったが、堤体内のスベリ現象は認められなかった。このような状態は今までの斜面振動実験でもよく見られた型である。

これに対して地下水位を 150 cm にして地盤を飽和させた実験では地盤を緩く締め固められた場合には 40 gal ~ 60 gal, 密に締め固めた場合には 100 gal 程度で天端に亀裂が生じた。振動台加速度がそれぞれ 100 gal ~ 200 gal になると、スベリ面の見られる完全な破壊が生じた。

地下水位が 75 cm の場合は振動台加速度が 100 gal では盛土表面に変形は認められないが、200 gal になると天端に亀裂が生じ 400 gal では地下水 150 cm の場合と同じ完全な破壊が生じた。これらの

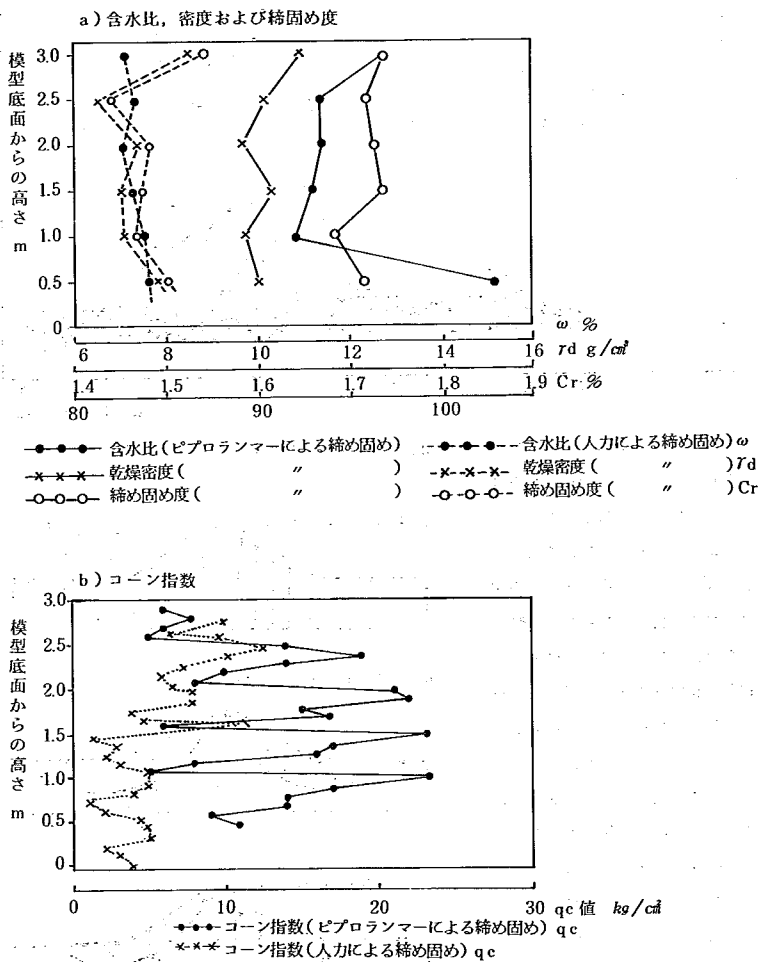


図5-3 品質管理データ

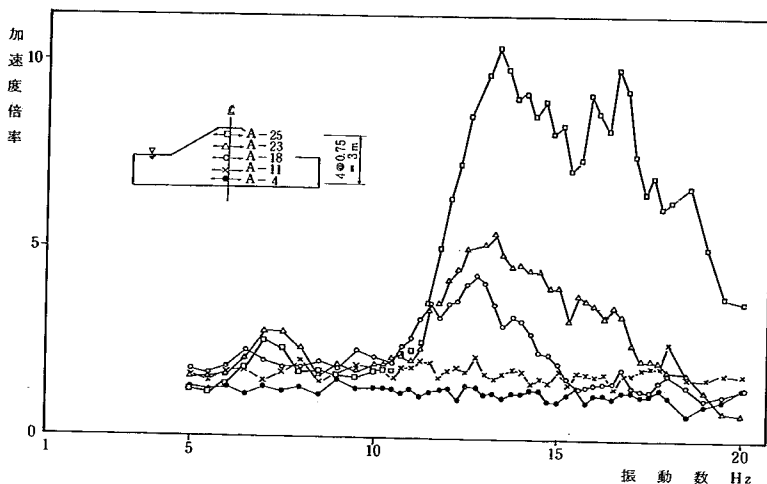


図5-4 共振曲線 (台加速度 40 gal 水浸地盤)

変形の最終的な形を石灰パイルを掘出して求め図5-5に示した。

このような現象は地盤が液化化するか、単に間ゲキ水圧が上がり極端に強度が低い状態になった時に起こる状態であって、大型の振動台上に飽和した砂地盤と盛土の模型を作り加振した時はじめて見られるようになった。同じ形の模型を作っても長さの2乗に比例する強度と3乗に比例する盛土荷重の関係によっては同じ形の破壊は起きない。軟弱な地盤をとまなわない場合にスベリ面の発生を認めることができたのはすでに4-2で検討した斜面の安定実験の時である。

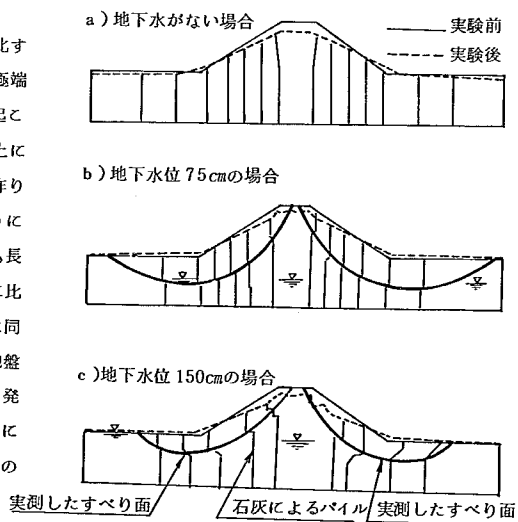


図5-5 スベリ面の形状

次に加速度と間ゲキ水圧の分布の特性を述べる。図5-6は地下水位が75cm, 150cmのそれぞれにつき地盤および盛土内の加速度の倍率の高さ方向分布を示したものである。加速度の倍率は盛土中で高い位置にあるほど大きくまた振動台加速度が大きくなるほど小さくなり、予想通りの結果を見ることができる。天端の加速度は台加速度が20gal ~ 40gal の場合は10倍程度の増幅を示しているが、10gal ~ 200gal になると5倍以下になる。

間ゲキ水圧は振動台を加振しはじめると急激に増加し、振動をとめるとゆっくり減少する。増加の程度は盛土ノリ尻下の部分が一番大きい。この最大値を取り出して整理したのが図5-7である。

間ゲキ水圧は両側のノリ尻および盛土中心線の地表面、最底部およびその中間点の合計9点で測定されている。この測定点を原点として画かれた縦軸は同一地盤高における水平方向の過剰間ゲキ水圧の分布を表わすために定めたものであり、また横軸は上下方向の過剰間ゲキ水圧の分布を表わすために定めたものである。図中には各点の土被り厚さから簡単に計算した有効上載圧の分布が横

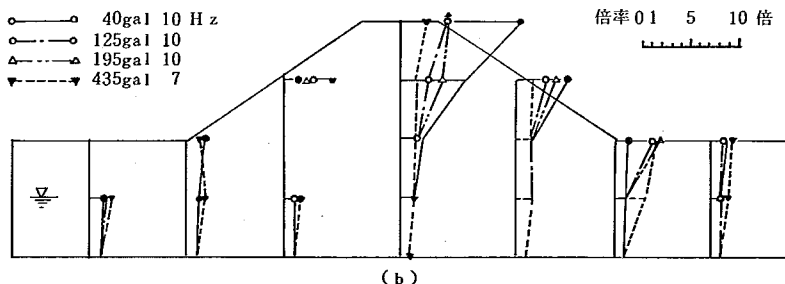
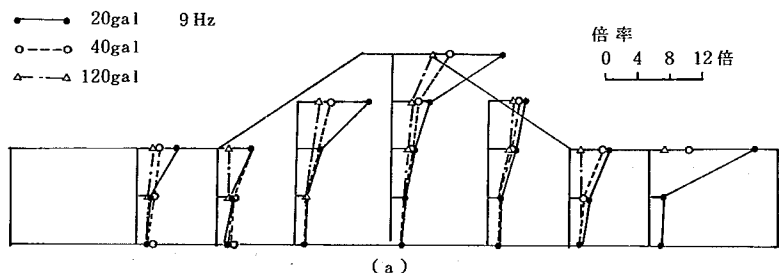


図5-6 地盤および盛土内の加速度分布

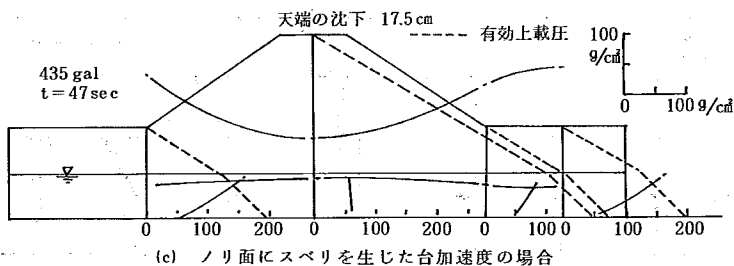
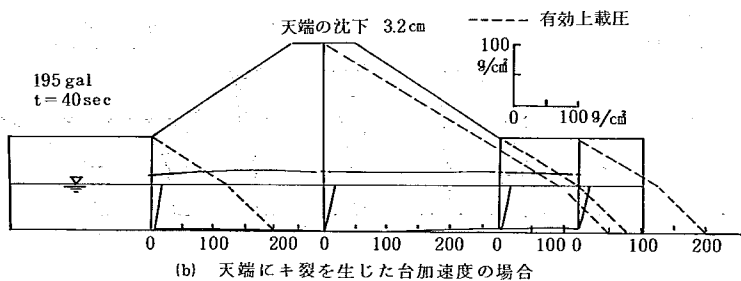
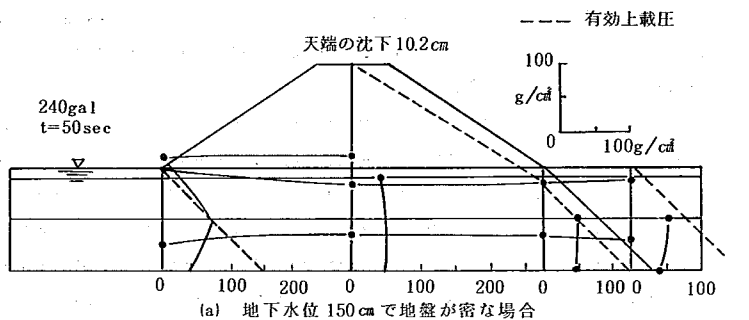


図5-7 最大間ゲキ水圧分布

軸の座標を使って破線で示してある。同一地盤高の水平面内の過剰間ゲキ水圧の分布は地盤中央部および地盤底面ともに全体的にみてほぼ一様に近い値を示しているとみてよいが、一部盛土中心線の有効土被りの大きい所では小さめである。鉛直面内の過剰間ゲキ水圧は盛土中心線では有効土被り圧が大きいので相対的にかなり小さい値を示している。しかし堤防ノリ尻部では有効土被り圧が小さいため過剰間ゲキ水圧が土被り圧と等しいかこれ越えている所もある。

5-2-2 実験結果の解析

安定解析を行う方法は種々考えられているが、ここでは今まで数多く使われデータ数も多く、現象を説明する方法としても十分な実用性を持つと思われる次式の円弧スベリの方法を使った。

$$F_s = \frac{\sum \{ (W \cos \theta - u e - K W \sin \theta) \tan \phi + c l \}}{\sum (W \sin \theta + K W \sin \theta)} \quad \dots \dots \dots (5-1)$$

ここに

- c 土の粘着力 (t/m²)
- φ 土のせん断抵抗角 (度)
- W 単位幅あたりの分割片の重量 (t/m)
- K 震度 (加速度を重力で割ったもの)
- θ 分割片とスベリ面とのなす角 (度)
- u スベリ面上単位面積あたりの間ゲキ水圧 (t/m²)
- l 分割片がスベリ面を切る弧の長さ

この実験では加振々動数として共振振動数附近のものを使っているので堤体内の加速度分布は一律ではない。この点を考慮して(5-1)式の震度Kに与える数値は上下方向に分布をもたせた。ただしここで解析に用いた値は応答計算によるものではなく実験中の実測値である。解析の目的が円弧スベリ法の適用の妥当性をしらべるものであるため、円弧スベリの計算法を検討することに直接関係のない加速度分布には間接的な応答計算の結果より直接的な実測値を使うのが良いと考えた。間ゲキ水圧の場合も加速度と同じように考え分布を持たせた。

震度は振動実験の結果を利用して次のようにして決定した。すなわち地盤の水浸条件の異なる3ケースの堤防について行った実験結果を整理して図5-8のような最大加速度の分布曲線を決定した。地盤条件および最大加速度分布を示した時の振動などが異なり、また合加速度も加振機の性能上から厳密には一定にすることができないので3ケースごと目標レベルを同一にする加速度の3本の分布曲線は厳密には一致していない。しかしそれらの不都合による効果を補正すると、各分布曲線は各加速度レベルごと近似した値になっていたのので、これらを平均して各振動台の呼称入力レベルに対応する地盤および盛土内の最大加速度分布曲線とした。これが図5-8の曲線である。次に震度は地盤と盛土を水平に12等分してそれぞれの分割片に中央高さにおける加速度分布曲線の値を

与えた。

過剰間ゲキ水圧に関しては次のような方法をとった。図5-7の測定結果から堤防が安定している場合とスベリ破壊を生じた場合とを大別して、実験ケースごと地盤内の過剰間ゲキ水圧を纏めて図5-9を画いた。スベリ破壊を検討する際には破壊を生じた時の最大過剰間ゲキ水圧の値を用いるべきだと一般には考えられるが、ここでは実験から求めた図5-9の(2)の堤防が安定を保っていた場合の間ゲキ水圧分布を振動時に生じた間ゲキ水圧として安定解析に用いることにした。その理由として次のいくつかのものが挙げられる。

(1) スベリ破壊を生じた時の過剰間ゲキ水圧は瞬間的に最大値に達したのではなくて加振するにしたがって急速に増加している。

(2) 堤防の天端の沈下からみた現象は比較的初期から生じており、振動の初期においてすでに堤防の安定性は低下していたと推定される。

(3) 天端に亀裂が生じたスベリ破壊の前駆現象をあらわした台加速度のもとでも過剰間ゲキ水圧はあまり上昇していない。

(4) スベリ破壊を生じた時の最大過剰間ゲキ水圧を用いると堤防ノリ尻部付近の地盤は液化に近い状態のものを推定することになり堤防ノリ尻部を支持できなくなる。

堤防および地盤の安定計算に用いられた諸定数を表5-1に示す。この値は静的な三軸試験の結

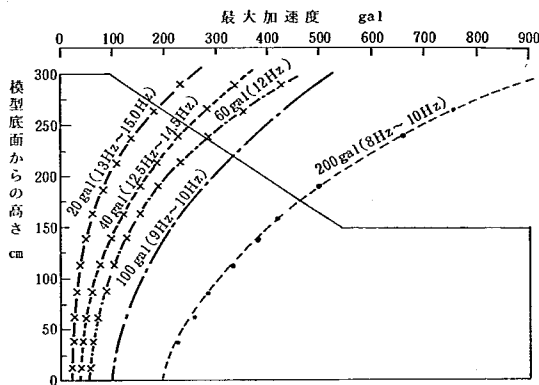


図5-8 最大加速度の分布曲線

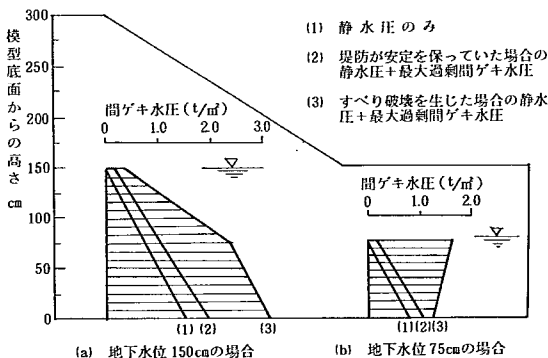


図5-9 過剰間ゲキ水圧の分布曲線

果をもとにして決定したもので、特に動的特性という意味の補正はない。円弧スベリ法を採用することの妥当性を検討する場合解析に使う土質定数の決定は重要なことである。土質定数の決定を誤り好ましくない結果を得たことから、円弧スベリの方法に対して誤った評価を与えてはならない。

表 5-1 砂の強度

	盛 土	地 盤
$r \text{ t/m}^2$	1.76	2.0
$C \text{ t/m}^2$	0.5	0.5 飽 和 不飽和
ϕ°	35	35

表 5-2 堤防の安定計算に用いた条件

地下水位	加速度分布	間ゲキ水圧	記 号
地下水なし	均 一	———	—●—
	測 定 値	———	—●---
地下水位 75 cm	均 一	静水圧のみ	—▲—
		静水圧+過剰間ゲキ水圧	—▲---
	測 定 値	静水圧のみ	—▲---
		静水圧+過剰間ゲキ水圧	—▲---
地下水位 150 cm	均 一	静水圧のみ	—×—
		静水圧+過剰間ゲキ水圧	—×---
	測 定 値	静水圧のみ	—×---
		静水圧+過剰間ゲキ水圧	—×---

図 5-10 は安全率の計算の結果であって、次の諸点が指摘できる。図中の記号は表 5-2 に示したものによっている。

地盤を水浸しない場合堤体と地盤に台加速度を同じ大きさで一様に分布させて行った計算では安全率が 1 を割ることはない。実測の増幅された加速度分布を使うと振動台加速度が 200 gal で天端付近で

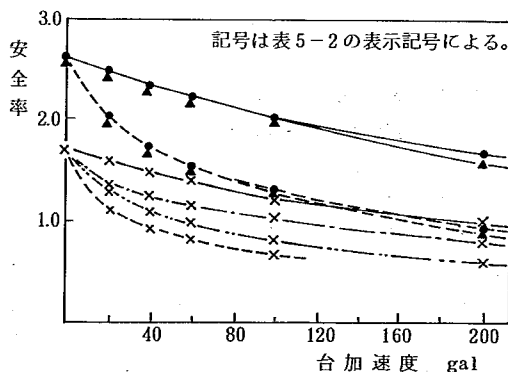


図 5-10 台加速度と安全率の関係

ノリ面の安全率が1を下まわる部分がでてきて、天端付近で表層の剥離のみられた実験結果と符号する。

地下水位が75cmの場合、実験では台加速度 200 gal で堤防天端付近に亀裂が発生しスベリ現象があらわれている。このケースについて加速度を一樣にかけた場合と実測した加速度をかけた場合の安全率を比較してみた。入力加速度が 200 gal になっても前者は安全率が1を割ることはないが、後者は1を割る場所が出て来る。また間ゲキ水圧の分布として静水圧分布のみを考えた場合と実測した間ゲキ水圧を入れた場合とを比較してみた。計算結果によると、両者ともスベリ破壊の安全率はほぼ同じ値になっているが、スベリ面の形状はかなり違っている。静水圧のみを考慮した場合スベリ面は天端付近をとおり水浸しない場合と同じであるが、間ゲキ水圧を考慮した場合はスベリ面は地下水面以下を通過しており、実測したスベリ面に近いものになっている。

水位が 150 cm で地盤が軟弱な場合、実験では 40 gal ~ 60 gal の台加速度でも天端に亀裂が入りスベリ破壊の現象がみられる。一方計算では加速度分布が均一な場合には静水圧のみを考えた場合および過剰間ゲキ水圧を考慮した場合ともに台加速度 100 gal においては安全率は1をわず堤防は安全であるという結果が出ている。これに対して実測した加速度分布を用いて計算した場合には、静水圧のみを考慮すると振動台加速度 60 gal で安全率は1にまた過剰間ゲキ水圧も考慮したとき台加速度 40 gal で 0.93 となっており、実験結果に近い値が得られている。スベリ面の位置も水位 75 cm の時はどでないが、過剰間ゲキ水圧を考慮した場合の方が実測したスベリ面に近いものを与えるといえる。

以上検討によって振動台に大きな加速度を加えるために加振々動数を任意にかえても円弧スベリによって安定の解析が可能なことがわかる。ただしこの場合盛土および地盤内の加速度と過剰間ゲキ水圧の分布を考慮し荷重と抵抗力を補正しなければならない。

5-3 河川堤防の鉛直加振実験

5-3-1 河川堤防の鉛直加振実験

土構造物の鉛直加振の影響に関しては、岡本の著書「耐震工学」²⁾に次のような記述があるだけで、はっきりした意見を述べたものがない。「耐震設計が骨組構造を対象として発展したためにそれらの構造物の安定に最も大きな影響をもつ地震動としてのその水平成分が重視される。しかし土構造物の場合、その安定に及ぼす上下動の影響は大きい。なぜなら土構造物の安定は主としてその重量に起因し重量は上下動によって変化するからである。従来振動台による模型実験ではほとんど水平動に対して行われているが、激震を再現する模型にみられる模型の破壊の状況は実際の震害状況とかなり異なるように見える。これはおそらく振動台が上下方向にゆすられていないためであろうと思われる。」この意見に対して次の考えを述べる事ができる。上述の文の中で考えられている

る実験は模型が小型であるため破壊に対する抵抗力のうち粘着力と内部摩擦角の受けもつ割合が実際のものと大きく異なっている。したがって破壊機構に差が出て来るといえる。これは4-2-1の実験の結論でもある。このように鉛直加振による盛土の破壊機構に対するモデルの組立ては容易ではない。

鉛直加振の効果を検討するデータとして円弧スベリ法による安全率の計算も行ったが、鉛直加振はスベリの安全率の上に大きな影響を持つようには見えなかった。以下この計算の過程を述べる。計算に使う粘着力 c と摩擦角 ϕ の決定の資料とするため道路土工指針(日本道路協会)に盛土材料および盛土高に対するノリ面の標準コウ配として与えられている表5-3を基本資料として使った³⁾。まず盛土高さが5m, 10m, 15m, 20m, コウ配1.8割, 2割の条件の組合せに対し安全率が1.15になる c と ϕ の関係を求めた。図5-11はこの関係を高さをパラメータとし縦軸に ϕ , 横軸に c をとって表わしたものである。

縦軸にプロットされた ϕ の計算結果は $0^\circ \sim 30^\circ$ の範囲を示しているが、この範囲を表5-3の盛土材料の分類数と合わせて5つの領域に等分し良質さの順に上からⅢ, Ⅰ, Ⅳ, Ⅱ, Ⅴの領域と名付けた。表5-3から各材料ごとにコウ配2割で設計できる限界盛土高を読みとった。次に盛土材料Ⅰに注目し、図5-11の曲線のうちパラメータが盛土材料Ⅰの限界高さ15mと等しいものが領域Ⅰを横切る区間をその盛土材料の c , ϕ 特性の限界値として太い線で書きあらためた。この作業を盛土材料Ⅱ, Ⅲ, Ⅳ, Ⅴについても行った。この結果太線が大体 $c = 1.0 \text{ t/m}^2$ の縦の線を平均

表5-3 盛土材料および盛土高に対する標準コウ配

記号	盛土材料	盛土高(m)	コウ配(割)
Ⅰ	粒土分布のよい砂 粒土分布のよいレキ質土	0 ~ 5	1.5 ~ 1.8
		5 ~ 15	1.8 ~ 2.0
Ⅱ	粒土分布の悪い砂	0 ~ 10	1.8 ~ 2.0
Ⅲ	岩塊玉石	0 ~ 10	1.5 ~ 1.8
		10 ~ 20	1.8 ~ 2.0
Ⅳ	砂質土 かたい粘質土 かたい粘土	0 ~ 5	1.5 ~ 1.8
		5 ~ 10	1.8 ~ 2.0
Ⅴ	やわらかい粘質土 やわらかい粘土	0 ~ 5	1.8 ~ 2.0

註 表は基礎地盤の支持力が十分にある盛土に適用する。

記号は筆者がつけたもの

としてその周辺に分布するとみなした。この判断はかなり大胆なものであった。しかし別に行ったⅢ、Ⅳ、Ⅴに相当すると思われる材料の三軸試験の結果が図上にハッチした範囲にプロット⁴⁾⁵⁾されているので、安全率の大小に対する影響の度合は違うが、 ϕ の変化の幅の大きいのにくらべ c の値の変化の幅は小さいということを理由に上の判断を是認した。

なおこの代表値は安全率を1.15と仮定したこと、表5-2に規定された値の中から2割という緩い

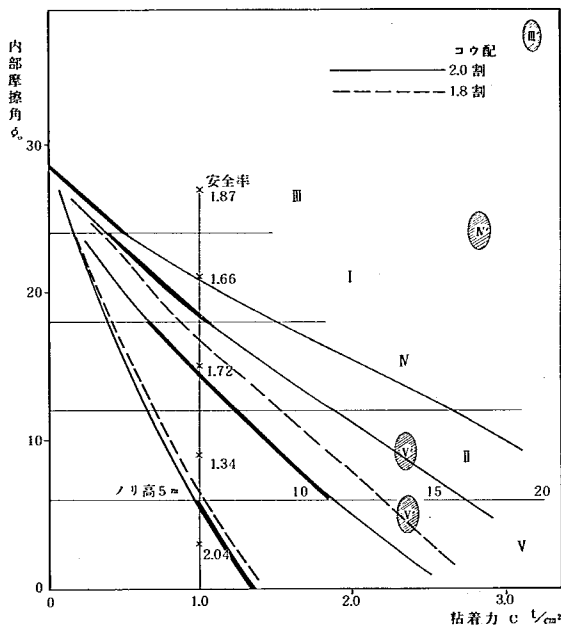


図5-11 安全率に対する c 、 ϕ の関連図

コウ配に対する値をとったことによって実測値より小さい値になっている。特に良質の材料にはかなり小さい値を与えたことになる。見方をかえればこの値は、すでに相当の安全率を含んだ設計値となっている。当然のこととしてこの余裕によって斜面は設計時特に耐震上の考慮をしなくては、地震時の荷重増加に耐えていることになる。逆にいえば三軸試験で得られた値を用いて斜面を設計する時は c 、 ϕ に余裕がなく、しかも多くの設計指針で規定されている斜面スベリの安全率もさほど大きな値でないで、地震時の荷重増加の影響を別途評価しなければならない。

このようにして求めた内部摩擦角と粘着力の値を参考にし、基礎地盤の支持力が充分にある場合の盛土の地震時の安全率を計算して鉛直振動の影響を調べた。計算結果の一部を表5-4に示す。

これによると、水平加速度が0の場合と200 galの場合の安全率の差はだいたい0.5～0.6程度である。しかし水平加速度の1/2の大きさの鉛直加速度を加えた場合の安全率の低下は意外に小さく0.1程度であることがわかる。すなわち円弧スベリというモデルで安定を考えると、鉛直振動の影響は小さい。この種の計算結果により盛土の耐震設計法として安全率を静的な条件のとき規定さ

表 5-4 水平、鉛直同時に加速度を加えた場合の安全率

盛土材料	盛土高 m	コウ配割	水平震度	鉛直震度	安全率
やわらかい粘土	5	1.8	0	0	1.96
$c = 2.0 \text{ t/m}^2$	"	"	0.2	0	1.29
$\phi = 3^\circ$	"	"	0.2	0.1	1.22
	"	"	0	0.1	1.82
粘土分布のよい砂	15	1.8	0	0	1.58
$c = 2.0 \text{ t/m}^2$	"	"	0.2	0	1.06
$\phi = 21^\circ$	"	"	0.2	0.1	1.05
	"	"	0	0.1	1.52

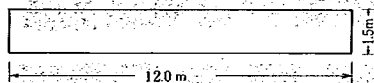
れる値より 0.5 ~ 0.6 大きくするという案が道路土工指針改訂作業の中で議論された時もあった。

5-3-2 実験の概要

盛土を構成する土はその強度の一部をスベリ面における摩擦力に依存しており、この摩擦力はスベリ面に働く圧力すなわち自重に関係する。したがって地震力の鉛直成分は慣性力として荷重を増加するとともに、自重の変化をとおりて抵抗力の増加により盛土の安定性に関係してくる。このため盛土の安定性に対する加速度の鉛直成分の影響の程度を実験的に確かめること、すなわち円弧スベリのモデルの妥当性を調べることは興味深い点であった。このためいままでの盛土の振動実験の場合と同じ模型盛土の鉛直加振実験(表 2-3, No 5)を実施した⁶⁾。この実験には図 5-12 にその概略寸法を示すような 2 種類の模型を用いた。

盛土の製作に使われた材料は房総半島産の山砂で、粒径加積曲線は 5-2-1 に示したのと同じである。地盤の砂層は飽和しているが、盛土にあたる部分は不飽和で含水比は 11% である。実験は最初の段階で共振実験を行い、後で破壊実験に移っている。振動台や砂箱ならびに模型の大きさ、材料、製作方法などは水平加振の場合と全く同じであり、実験条件は表 5-5 のとおりである。なお実験番号 No 1 の時の模型は図 5-12(a)、No 2, 3, 4 の時は同じく(b)のものである。ただし、No 2 は非水浸のまま破壊した。

(a) 実験番号 1 の模型



(b) 実験番号 2,3,4 の模型

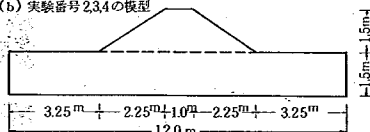
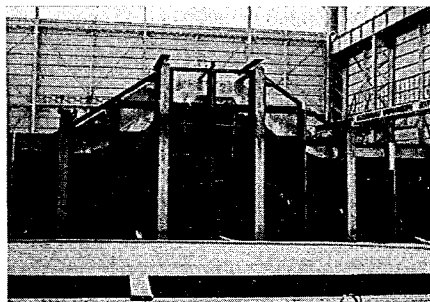


図 5-12 鉛直加振実験模型寸法

表5-5 実験条件

No	水位	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0	共振実験						実験種別		表記載の凡例	
		20 1～24	40 1～24					入力 レベル 振動数	gal Hz		
	m 1.5	共振実験		破壊実験							
		20 1～24	40 1～24	120 5	120 12	155 15	165 5	270 12			
2	0	共振実験		破壊実験							
		20 1～24	40 1～24	115 5	110 10	105 15	115 5	120 5	190 15	270 5	480 15
3	0	共振実験									
		20 1～24	40 1～24								
	m 1.5	共振実験		破壊実験							
		20 1～24	40 1～24	90 5	210 5						
4	0	共振実験									
		20 1～24	40 1～24								
	m 1.5	共振実験		破壊実験							
		20 1～24	40 1～24	150 5	220 5						

破壊実験の時起る現象をNo 3 を例
 にとって説明すると次のようになる。
 破壊実験は最初振動数 5Hz, 90
 gal の加速度で 30sec 加振した。こ
 の段階では僅かな全体的沈下が生
 ずるだけでさしたる変形はなかった。
 次に加速度を 210 gal にあげて実
 験を継続した。この加速度の大きき
 では、水平加振の場合は盛土にかな
 りの変形があらわれはじめる。鉛直
 加振では最初の 15sec 間ほとんど



写5-2 鉛直加振による盛土の破壊

4720

変化が見られなかったが、その後ノリ尻付近の地盤が急激に液状化し、次いでその真上にある盛土のノリ尻部分が真下に落ち込み破壊した。

写5-2はこの結果を示すもので、白線の細目のヒズミから変形の状態がわかる。盛土中心線と地盤両端の白線は残っているが、ノリ尻部分は液状化による攪乱にまき込まれて消えている。この場合水平加振の結果を示す図5-5で見られるような砂の横方向の移動は少ない。更に特徴的なことに液状化により地盤の急激な強度低下で盛土部の沈下落ち込みによる破壊が起るまで、盛土本体にさほど大きな破壊の兆候が見られなかったことがある。これは液状化による急速な強度低下の現象を考えなければ、鉛直振動による安全率の低下は小さいという前記計算結果を裏づけるものになる。このような事実を基に始めて破壊のモデルを組み立てることができる。

5-3-3 実験結果の解析

図5-13は表5-5のNo2の条件の共振実験の結果である。共振々動数は水平加振の場合にくらべて高くなっている。水平加振がせん断振動を、鉛直加振が縦振動に関係するとすれば当然の結果である。なお図5-14は前述のプログラムLUSHを用いて求めた天端中央の共振曲線の計算結果である。

これより図5-13は第1次の共振点までを測定したものであることが理解される。

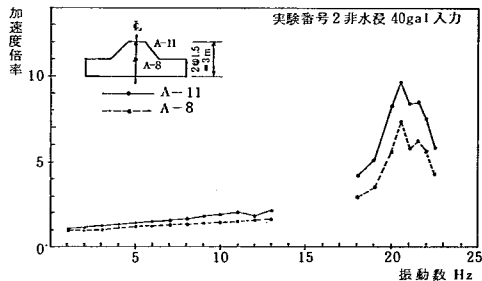


図5-13 鉛直加振共振曲線

盛土の安定性に影響をおよぼす重要な要素である間ゲキ水圧と加速度を調べるために実施した測定の結果を図5-15に示す。これから次のようなことが問題として指摘される。

1) 過剰間ゲキ水圧の値が水平振動の場合より大きくなる場所がある。従来の水平振動の実験結果および理論的な考察によると、振動によって発生する過剰間ゲキ水圧の最大値は常時の有効上載圧に等しい。しかるに鉛直加振の場合はその値より大きな値が出ている。これは鉛直慣性力により、見かけの上載圧が増加するため過剰間ゲキ水圧がその分だけ増加したためと考えられる。

この常時の有効上載圧より大きい過剰間ゲキ水圧は鉛直振動が停止しても、瞬間的な消散はしない。したがって現実にはこのような事態が生ずれば土の流動性ということから見ると水平振動のみの場合より危険は大きい。

2) 地盤が水浸している場合、各点の加速度分布形状は時間の経過とともに変化してゆく。特に

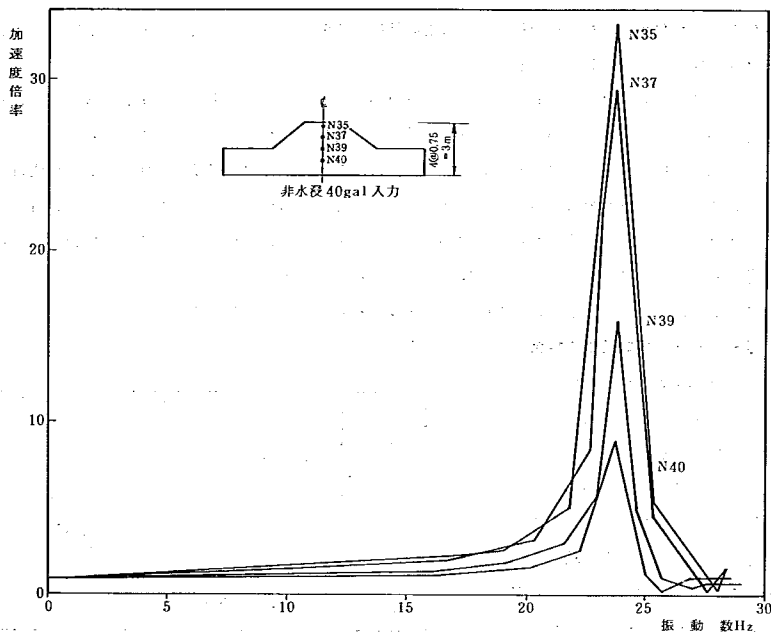


図5-14 鉛直加振共振曲線（計算値）

中央部の浅い所での値が大きくなるが、これは上述した過剰間ゲキ水圧の発生のために強度が低下し盛土の変形特性が大きくなるためと考えられる。地盤が水浸していない場合に加速度分布形状はさほど変化しないのは上のような盛土の変形特性の変化がほとんどないためである。

3) 図5-16は破壊実験の盛土の変形特性を示すもので(a)は地盤に水のない場合で加速度480gal加振の結果で、(b)は地盤に水がある場合で240gal加振の結果である。(a)の場合スベリ面のようなものは全く見られず、振動による圧縮沈下のみが起っている。(b)の場合地盤部の流動による盛土の変形は非常に大きなものであった。これは明らかに地盤中の間ゲキ水圧の発生によるもので鉛直振動の場合も、直接的な鉛直振動による慣性力の増加よりもむしろそれに起因する地盤部の過剰間ゲキ水圧の影響が問題になることがわかった。この実験結果は5-3-1に述べた円弧スベリによる計算法で得られた安全率に対し鉛直加振の影響が小さいという結論と一致する。さらに地震力を考慮する場合に震度法的な扱いをする妥当性が確かめられたことになる。

(4) これまでの研究では過剰間ゲキ水圧の発生は繰り返しセン断ヒズミに基くものとされている。

したがって広くひろがる単純な水平地盤は一樣な鉛直振動を受けても、セン断ヒズミは起らないので過剰間ゲキ水圧は発生しない。しかし地盤上に盛土が存在すると盛土ノリ尻部の地盤中に初期セン断応力があるためか、地盤と盛土の振動特性の違いによるためか過剰間ゲキ水圧が発生する。これは特にノリ尻部分において著しい。このような初期にセン断応力を受けている部分に発生する間ゲキ水圧の推定は構造物周辺の砂層の液状化というテーマとして今後の研究問題となる。

このような鉛直方向加振の実験は大型の実験装置においてはじめてのものであり、小型実験を対象に入れたとしてもその例はない。液状化の機構解明のために小型砂層の水平加振による実験が数多く行われているが、鉛直加振の効果を検討した振動実験の少ないこと

また室内試験的にこの機構を再現する試みのないのも残念である。実際の地震において鉛直方向の加速度成分が水平方向に比べて小さく、また通常の安定計算において鉛直振動の効果も小さいが、過剰間ゲキ水圧の発生が問題になるような時は充分な吟味が必要である。

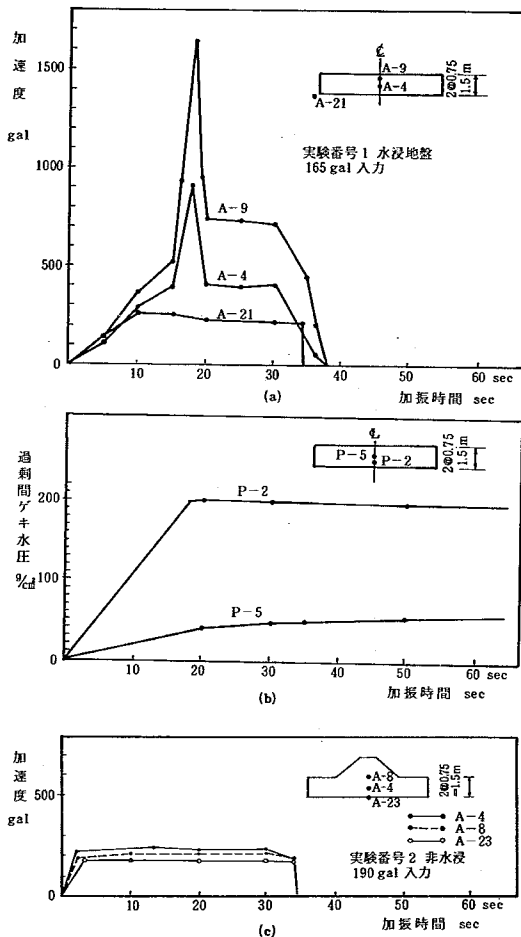


図 5-15 破壊実験

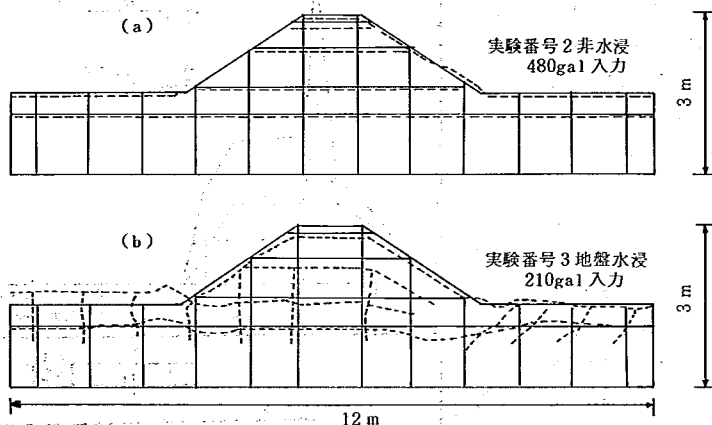


図5-16 破壊実験による盛土の変形

5-4 水中盛土の振動実験

5-4-1 実験の概要

海浜あるいは海中に築造される埋立地や人工島のような盛土はその多くの部分が水浸あるいは水没している。このため、盛土材料の単位体積重量の増加や有効応力の減少の効果を大きくみると空中にある場合より安定性は低くなると考えられる。一方水が盛土の周囲を押えて拘束する効果を大きく見ると安定性は上ると考えられる。この問題を解明するため、特に地震時の安定性を検討するため、次の実験(表2-3, No.4)を計画した。この実験は大型の砂盛土を砂箱の中に作りこれを水没したものを模型とした⁷⁾⁸⁾。

砂箱は長さ、幅、高さがそれぞれ12 m, 2 m, 5 mの鋼製のもので、前面の一部が透明なアクリル樹脂の板になっていて、盛土の形状とその変形が観測できる。模型は図5-17に示す2種類のもののでそれぞれにつき2回計4回の実験になった。盛土材料及び模型盛土の製作方法などは今までの実験と同じで5-2-1に示したとおりである。実験は最初盛土を作ったままの状態では共振実験を行い、次に水没させて共振実験と破壊実験を続けた。実験条件を表5-6に示す。この中でAは非水浸、Bは水浸を意味する。

共振実験の結果を図5-18, 19に示す。前者は非水浸状態、後者は水浸状態である。これらを比

較して興味深い点は非水浸の場合は16 Hz に1次共振点とみなし得る加速度倍率のピークが存在し、
水浸の場合は非水浸の場合より倍率の低いなだらかなピークが12 Hz と19 Hz に2個存在すること

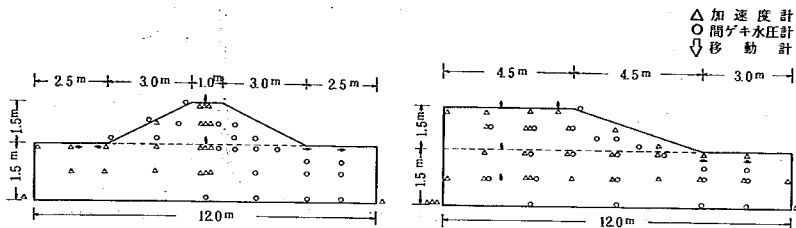


図5-17 実験盛土の形状及び計測器の配置

表5-6 実験条件

No	条件	1	2	3	4	5	6	7
1	A	スィープ 1~24	共振実験 20 1~24	矩形波応答	ランダム波 応答		実験の種類 レベル gal 振動数 Hz 表記載の 凡例	
	B	共振実験 20 1~24	矩形波応答	ランダム波 応答	50 8	100 9	200 8	300 8
2	A	共振実験 20 1~24	共振実験 40 1~24	矩形波応答	ランダム波 応答			
	B	共振実験 20 1~24	矩形波応答	ランダム波 応答	50 8	100 8	200 8	200 5
3	A	共振実験 20 1~24	共振実験 40 1~24	矩形波応答	ランダム波 応答			
	B	共振実験 20 1~24	矩形波応答	ランダム波 応答	100 6	200 6	300 6	
4	A	共振実験 20 1~24	共振実験 40 1~24	矩形波応答	ランダム波 応答			
	B	共振実験 20 1~24	共振実験 20 1~24	ランダム波 応答	ランダム波 応答	50 6	100 6	

である。

しかし、ここでは水没時の2つのピークのうち振動数の低いものは砂箱内の水と盛土の連成振動として生じたもので、振動数の高いものは水没実験時に総重量が大きくなるため加速度が小さく共振々動数が上昇したものであると解釈した。

5-4-2 実験結果の解析

大加速度で加振した破壊実験のデータで最も興味深い点は地盤部と盛土部における沈下および間ゲキ水圧の挙動である。測定結果の例を図5-20に示す。すなわち地盤部における間ゲキ水圧の性状は水平地盤の場合と定性的には同じで振動により必ず正の過剰間ゲキ水

圧が生ずる。一方、盛土部および盛土ノリ尻の地盤では過剰間ゲキ水圧が発生してもその値は小さく、逆に負の値を示すこともある。これは3-2-2の飽和した水平地盤の実験では見られなかった現象である。ただし振動中に負の値を示した場合でも、その後地盤部から水が流入し正の値を示すようになる。この現象は斜面の大きさが1/2になった小型のものでは見られない⁹⁾。負の間ゲキ水圧が発生していることの影響は斜面の破壊形状の上にも表われている。表層の滑動部分の厚さが50cmと比較的厚かったこと、全体的な破壊形態としては地盤の流動に基づくものが支配的で斜面表層部の破壊でないことなどが挙げられる。

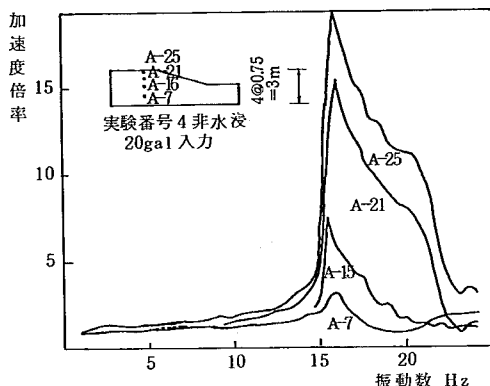


図5-18 共振曲線

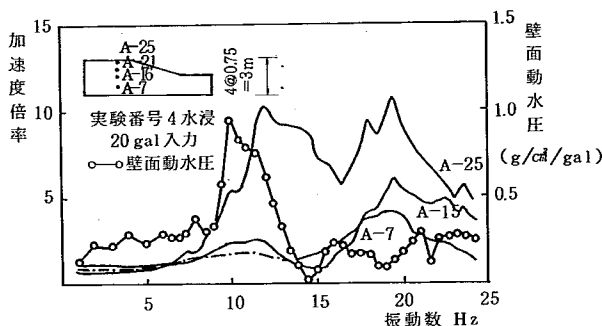


図5-19 共振曲線

過剰間ゲキ水圧が小さいかまたは負となる機構として次のものが考えられる。

(1) 斜面部では振動によって生ずる動的セン断応力最大の面に常時もセン断応力が作用しているため応力方向の反転がなく過剰間ゲキ水圧の発生が少ない。この性質は繰り返し三軸試験によっても確かめることができる。

(2) 盛土部が軟弱なためセン断変形が大きくなりダイレイタンシーが正の特性を示す。すなわちセン断変形によって体積が増加し間ゲキ水圧が減少する。

(3) 盛土部が軟弱であるので側方の拘束がないばかりでなく、容易に側方へ広がろうとする。したがって水平土圧が働かず過剰間ゲキ水圧が負となる。この側方移動は地盤が液状化し、軟弱化する程著しいと想定される。

これらいずれのモデルによっても一応間ゲキ水圧の発生量を計算できるが、どの説をとるべきか決めてになるものはない。現在のような実験態勢をとっているかぎり発生する現象の種別を確認するだけで定量的解決は次の問題になる。

このように水中盛土の振動実験の結果見出された新しい現象を説明するために種々の機構を考えることができるが、結論を出すには至っていない。逆に言えば振動実験の結果を解析するために新しい土質試験を種々試みることができたが、一般性のあるものに仕上げることはむづかしい。

5-5 盛土の振動実験のまとめ

5-5-1 振動応答の特性

盛土の振動実験として破壊に関するものの重要性を強調してきたが、変形に関しても、普通盛土の振動特性と考えられている次の性質を定性的に確認できた。

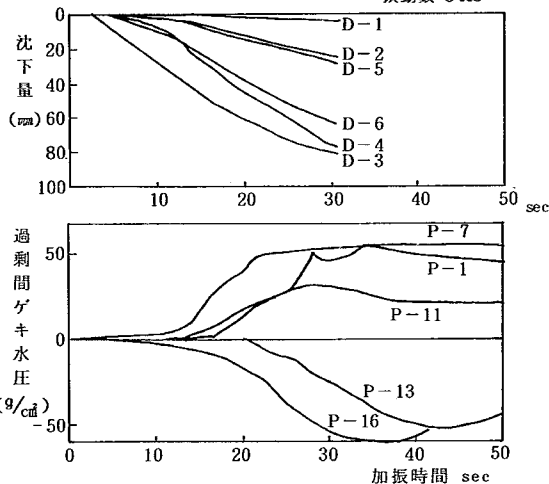
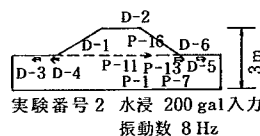


図 5-20 破壊実験の結果

727

- (1) 盛土による振動増幅の効果
- (2) 入力レベルの増大にともなう増幅率の低下
- (3) 入力レベルの増大による共振振動数の減少

次に上にあげた項目に関する測定結果の1例を示す。これらは5-2-1の河川堤防に関する実験の結果であって¹⁰⁾、模型の寸法、実験の段取りなどもすでに述べた。図5-21は盛土の中の高さの差による増幅率の変化を示したものである。ここに示された増幅率は普通現場の地震観測で求められる値よりかなり大きくなっているが、これには模型の場合基盤として剛な砂箱の底面をとっていることを考慮しなければならない。図5-22は入力レベルの増大による増幅率の低下すなわち減衰係数の増加と固有振動数の低下すなわちせん断弾性係数の減少という非線型性の特徴を表わしている。この差は入力レベルが50gal ~ 100galの間でも顕著にあらわれる。この時の平均的なヒズミは 10^{-4} 以下程度のものであるがこのレベルにおいても非線型性は顕著にあらわれる。有限要素法のプログラムLUSHによって同じ模型について周波数応答を計算しても全く同じ型の曲線を得ることができる。これは図2-38に示したとおりである。

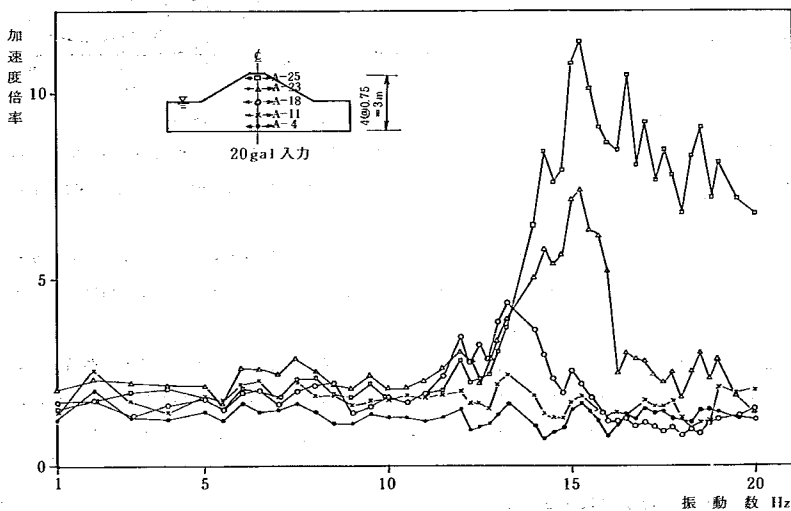


図5-21 高さによる増幅率の変化

726

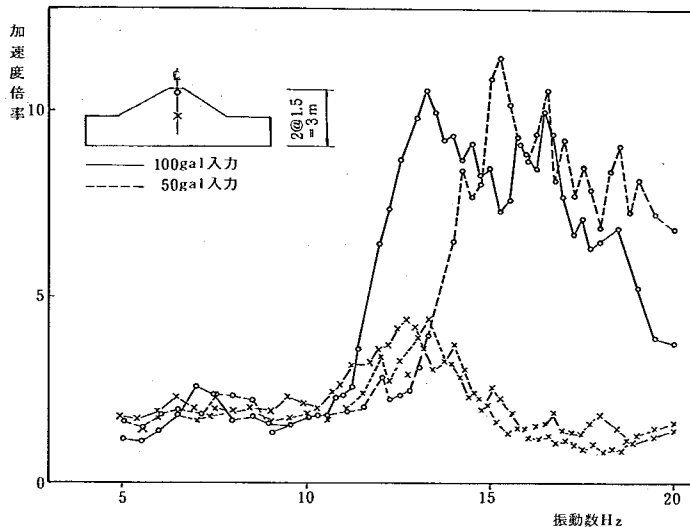


図5-22 入力レベルによる共振曲線の変化

5-5-2 変形の意義

変形すなわち振動応答に関して5-5-1で確認した事実は実験的に再現することは可能だが、土構造物の地震時の挙動にとってこれが問題になるようなことは少い。回復不可能な変形でもそれが小さい間は土構造物は機能を失わないので問題にならない。過去に多くの地震被害の経験があるが土構造物の被害が被害調査報告で紹介される時の記述の形式は統一されていない。すなわち土構造物の場合被害の定義がはっきりしないので調査を行う人によりその扱い方が異なっている。単なる変形の大きさだけでは破壊をきめる条件とはならない。ヒズミ量は液状化の発生を推定するパラメータになっても構造物の破壊の問題を扱うための指標とはならない。変形の問題に関し次の検討を行った。

(1) 実際の土構造物では変形は微分すなわち微小な要素に分解できるような連続的なものとして存在しない。この考え方のヒントを与えたものとして砂層の液状化の現象を砂箱の側面にとり付けた透明なプラスチックの窓を通して観察したことが挙げられる。これは5-4-1に説明した底面の長さ、幅がそれぞれ12m、2m、地盤厚さと盛土高がともに15mの水中盛土の実験である¹¹⁾。この場合液状化が発生した時砂層内の状態は解析の時に仮定するほど均一なものではない。動水コウ配による排水は砂層中の任意の点を選んで集中的に発生し、その点は次第に大きな排水路へと発

達していく。したがって解析に使われる透水係数などの特性値は集中的に起る現象を一様に全断面に分散して求めた平均的なものとなる。室内実験で求めた値と振動実験によって求めた平均的な値の違いが両実験のヒズミレベルの評価の差によるものとし、比較する時のヒズミレベルを補正して見かけ上の一致をみるのは無理な場合がある。

(2) 振動による土構造物の変形から破壊への過程は一つの連続した過程である。斜面破壊の例をとるならば地震による斜面の挙動を調べることは従来の静的な場合のように安定の失われる瞬間の応力状態を求めことではすまない。静的な場合には応力は連続的に働くため、応力のバランスが崩れると早かれ遅かれ機能を失うような大きな変形にまで現象は進行するであろう。しかし地震の場合は応力のバランスの崩れた状態は長く続かない。応力のバランスが崩れても変形の進行に限度があるからこの性質を設計上考慮して土構造物の設計条件を緩和しなければならない。この現象は大型振動台により行なった振動実験自体にも関連してくるので、加振を中止する、すなわち破壊が発生したとして実験を終える瞬間を決めることはむづかしい。破壊実験で表面の滑落が起るような時は、小さい加速度でもこれが継続している間は変形速度の非常に小さい変形がいつまでも続く。このため短時間の間に目に見えた変形の起るものを破壊と定義するという考えが検討の対象になるが、それには変形と構造物の機能の関係が明らかになっていなければならない。

(3) 土構造物は何か別の材料の構造物と組合わされて一つの構造物として機能していることが多い。土の部分にとっては小さいと思われる変形量であってもそれと組合わされている別の材料の構造物にとっては大きなものと評価される場合がある。すなわち土構造物に許される変形量は土自体の性質からくるものでなく、いろいろな目的と構造形式を持つ他の構造物の性質から規制されるという問題を持っている。この問題は次章で相互作用という考えのもと、今一度考察することになる。

結局破壊と変形の関係が明確にされていないのはヒズミ、変位、変形、特に不連続な面のある大変形が粒子の集合体である土の場に如何なる意味をもっているかに対して明確な説明がないことに原因があるものと思われる。これらは定量的な差の関係ではなく、定性的に異なるものとも思われる。4章、5章において土構造物の破壊に対して変形の占める意味を問題にするヶ所が何回も出て来た。その中でも4-2-2の斜面のスベリ破壊の実験は土構造物の安定を検討する時に必要な上述の諸量を扱うことができ非常に良い実例である。

5-5-3 室内実験との関連

土の動的性質を調べる実験のもう一つの分野である室内実験の果している役割を考えてみる。これは前項の変形の問題と同じように室内実験との関連も各所にでてくるテーマであり次の各項にまとめられる。

(1) 振動実験が変形現象の解析を主な目的にしてきたので室内実験が当面応力ヒズミ曲線を求め

ることに努めてたのは当然のことである。その結果種々の動的現象のうち変形に関するものは室内実験の結果を使って解析できるようになった。たとえ数値的に完全な一致が得られなくてもこの違いを補正するだけの経験的データを持っている。一方破壊実験に関係する場合は非常に単純化したモデルが作りあげれた時しか室内実験の結果は利用できない。すなわち室内実験ではまだ現場の非常に複雑、大規模な破壊機構をシミュレートすることはできない。5-2に述べた河川堤防の安全解析では、スベリは一つの面で起り、しかもその面の力学的性質がセン断試験器の中にあらわれるスベリ面と同一だということを条件としている。3-2に述べた液状化した砂層の沈下量の推定の場合には飽和しているか、たとえ不飽和でもその程度の小さい連続ということと、砂箱の中に入れられていて側方流動がないということを条件としている。

表5-7は土の動的性質を測定するための種々の新しい試験器の例である¹²⁾。これらの試験器を

表5-7 各種動的セン断試験器

機 関 名	装 置 名	適 応 的	試料形状	拘束圧方式	加振法	ひ ず み 域	記 方 録 式
建設省 建築研究所	共振機試験装置	粘性土 $G, h \sim r$	ϕ 35 mm h 30 円 柱	通常の三軸 セル：上部 は空気圧		ねじり $10^{-6} \sim 10^{-4}$	
千代田化工 土木研究所	"	砂・砂礫以外 $G, h \sim r$	35 80 円 柱	"		$10^{-6} \sim 10^{-4}$ $10^{-4} \sim 10^{-3}$	
鹿島建設技 術研究所	動的単純セン断 試験	岩礫以外 $G \sim r$	108 30 円 板	平面ヒズミ 水平垂直の 主応力を加 える		セン断 $10^{-4} \sim$ 2×10^{-1}	
竹中工務店 技術研究所	超高波パルス伝 播速度	ほぼスベリ の土 質 P, S波	50 50 円 柱	空気圧 $\sigma_i =$ 7 kg/cm ²		$10^{-6} ?$	
建設省 土木研究所	共振法土質試験 器	砂 質 $G, h \sim r$	100 60 円 筒	空気圧		ねじり 5×10^{-6} $\sim 5 \times 10^{-4}$	
東京大学	動的三軸試験	砂礫以外 砂が最適 液状化	50 100 円 柱	建研に同じ		軸ヒズミ $10^{-3} \sim 10^{-1}$	
東京工業大 学	リングネジリ セン断試験装置	攪乱粘質土が最適 液状化	288 240 22 円筒板			セン断 5×10^{-5} $\sim 5 \times 10^{-2}$	

みてみるとこの中には変形特性を調べる試験器はあっても破壊につながる特性を調べるものはない。動的三軸試験器はあるが、液状化の問題を調べるのが主であって強度的な性質は静的な試験器を用

いて求ても現在解析上の要求を満たすことができると考えている。

(2) 現在土構造物の場合でも材料特性として非線型性を持ち込むほど細かく現象を解析計算する技術が進歩している。このためすべての試験器は土の非線型性を表現するのに大きな関心をもつようになっている。したがって各試験器のヒズミの定義法を吟味するのは興味深いことになる。各試験器とも諸元の中でヒズミという項があるが、試験器の中の試料のヒズミの分布はけっして一様なものではないので、形式上同一ヒズミレベルのデータであっても、ヒズミの定義の機構を細かく知る必要がある。実際の地震時の破壊の状況を見たり、振動実験などによって経験を重ね室内試験値を解釈する技術をつけることが必要になる。

(3) 動的といわれる室内実験でも実は単なる繰り返し載荷試験であるという問題もある。すなわち試験器内の試料に対する荷重の繰り返しと試料を構成する土粒子の共振状態における特性の変化、更に土構造物の鉛直加振実験の場合の土粒子の慣性による抵抗力の変化なども明らかにする必要がある。荷重を振動させる時の正弦波の波形のヒズミが実験結果に影響を与えるという議論は聞くことができるが¹³⁾、振動数の影響を議論したものは少なく、単に荷重の繰り返し回数だけが問題になっている。振動実験においても加速度を上げるために振動数を大きくするという簡単な方法をとるのと同じ考えである。

(4) 地盤内における試料の履歴と試験器内の試料の履歴とが明らかに異なったものという問題もある¹⁴⁾。現場の土は単に密度と含水比だけでは表わし得ない変化を経ている。4-2-2で砂のサクションの発生が問題になったことにこの例をみることができる。振動実験の模型は砂を使い屋内に短時間に積みあげたものであり、砂の含水比と乾燥密度を管理すれば室内の試験器内のサンプルと同じ性質を示すと考えられた。しかし実験結果によると特性に大きな差があった。

(5) 次の例も問題の複雑さを示すものである。図5-23の×印の値は先の2-10で述べた水平砂層の振動実験の解析の時、共振曲線に合うよう逆算して求めた弾性係数である。また○印は静的載荷試験結果から、半無限弾性地盤に対するブシネスクの理論を用いて計算した弾性係数である。両者は同一の鉛直ヒズミのもとで比較してあるが、結果は一致していない。前者は表層近くの比較的

ゆるい所に埋めた加速度計で得られたデータを用いているため非常に小さい値を示しており常識的な値とは逆の傾向を示している。これらは砂層であるため弾性係数の異方性もあり考慮する必要のないものであるがそれでも差は大きい。粘土しか

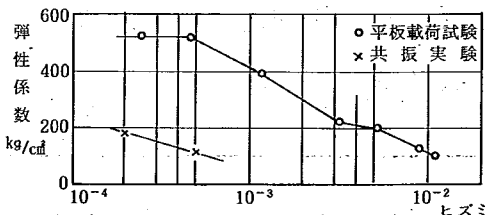


図5-23 弾性係数の比較

も層状に異質のものをはさみ込んでいて異方性のある粘土を考える場合はいっそう複雑になる。

5-6 結 語

第5章では、盛土の全体的な動的特性を調べるために行った実験の例を紹介した。ダムのような大きなものを除いては、盛土の振動振幅だけが研究対象となることはない。ただ特殊な形状のもの、特殊な加振条件によるものなどになると初歩的な問題に関してすら不明な点が残っており、実験の対象として取り上げる意味が出て来る。したがって盛土の特性を求めるといっても通常は破壊の型を調べることが実験研究の主要な目的となる。実験と考察の結果を纏めると次のようになる。

1) 飽和している軟弱地盤上に盛土をのせた模型の水平加振の実験の結果、盛土のスベリ破壊に対する安全率は静的な場合に用いられている円弧スベリの方法を準用し計算しても充分満足のいく結果の得られることがわかった。この場合必要なことは水平力を与える加速度としては盛土による増幅作用を考慮し各高さごとに異なった大きさの加速度を与えなければならないこと、間ゲキ水圧も液状化の発生を考慮して破壊を起こす時の間ゲキ水圧の値を評価し計算に使わねばならないことである。このような修正をすると、土の強度特性値に静的な土質試験で求めた値をそのまま使ってもよい。土構造物の斜面の安定が加速度の大きさだけで検討できることは加振条件の管理の上に重要な意味を持つことである。

2) 同じ盛土の鉛直方向の加振実験を試みた。鉛直方向の加振が盛土の破壊に如何なる影響を与えるかは、大きな関心をもたれるテーマであった。従来種々の考察や円弧スベリ法の計算によって推定が行われて来た。大型振動実験装置を用いた実験によると盛土は上下向に縦振動をしているため、斜面を破壊する水平力の成分は大きくならず、加速度の小さい段階では盛土斜面の変形は小さいことがわかった。しかし、地盤が飽和している場合は液状化による支持力の不足で盛土が破壊することが問題になる。しかも地盤内では盛土荷重による初期応力が場所ごとに異なるため液状化の発生の瞬間がそろわず、盛土の沈下は不均一な、いわゆる不等沈下を考えねばならなくなる。

3) 軟弱地盤はもちろん、その上の盛土も水中に没した水中盛土も一つの特徴的な条件として実験の対象とした。水の存在が盛土斜面を安定化する方に働くか、不安定とする方に働くものかに対しても種々の推定がなっていた。ここで行った実験によると、斜面はスベリ破壊に対して予想以上に安定であった。これに関連する資料として三軸試験器で試料に繰り返しせん断応力を与えて砂の液状化の発生をしらべる実験結果がある。試料に初期せん断応力が作用しているとせん断応力の繰り返し回数が増加するとヒズミは増加しても間ゲキ水圧の増加は少ない。

4) 盛土の振動実験では破壊機構の解明を中心に議論してきたが、変形の問題に関しては通常の盛土の振動特性と考えられている次のような性質を定性的に確認することができた。盛土の振動増幅の効果、入力レベルの増大による増幅率の低下と共振々動数の減少がそれで、材料の変形特性の

非線型性のために起こる現象を測定している。

5) 振動による土構造物の変形から破壊への過程は一つの連続した過程であって力学的条件だけから定まる破壊変形量を決めることはできない。さらに破壊変形量は他の構造物との関係からも決まってくる。

土の動的性質を調べるための試験器も種々試作されているが、微小なヒズミ範囲の土の性質を調べているため、共振実験の結果の解析はできるが、破壊という現象を調べるには限界がある。

参 考 文 献

- 1) 土質研究室 “大型振動台による模型堤防の振動実験” 土木研究所資料 第1032号
Apr. '75
- 2) 岡本舜三 “耐震工学” p.196 オーム社 Sep. '71
- 3) 日本道路協会 “道路土工施工指針” pp.199 Jan. '77
- 4) 施工研究竣 “盛土の締固めと圧縮沈下” 土木研究所資料 第702号 '71
- 5) 土質研究室 “フィル材料の性質に関する試験調査” 土木研究所年報 Mar. '73
- 6) 動土質研究室 “盛土の動的調査” 土木研究所年報 '76
- 7) 動土質研究室 “盛土の動的調査” 土木研究所年報 '75
- 8) 沢田健吉, 古賀泰之, 神保広光 “水中盛土の振動実験” 51年土木学会年次学術講演会
pp.235 ~ 236 Oct. '76
- 9) 東亜建設工業KK土質実験室 “模型斜面の振動実験報告” 動土質研究室業務委託
Mar. '75
- 10) 1)に同じ
- 11) 7)に同じ
- 12) 建設省建築研究所 “土の動的強度の解明 関東ロームの動的性質に関する研究” 昭和49
年度総合技術開発プロジェクト pp.74 Mar. '74
- 13) Silver M. L. “Cyclic Triaxial Strength of Standard Test Sand”
Jour. A. S. C. E. GT5 May. '76
- 14) 松尾 稔 “土質実験 その背景と役割” 森北出版 pp.55 ~ 72 Dec. '74

6. 土と構造物の相互作用

6-1 概 要

6-1-1 被害例

土構造物は現実には土単独でできているものは少なく擁壁、ノリ法面保護工、コンクリートの表面覆工などと一体に作られている。したがって地震時に生ずる変位は小さくても、土の部分の変形と他の材料の部分の変形が同じでないとその間に生ずるすき間は目立つものとなり、比較的早く破壊したと判断される状態になる。本論文ではこの現象を相互作用と呼ぶことにする。土構造物の被災を小規模な変形と大規模な変形である破壊の2つに分ければおおかたの現象は取り上げれるが、その間にあえて相互作用という章をもうけた理由は次のとおりである。

相互作用といっても結局は破壊の生ずる前の変形の一つの形にすぎない。しかも繰り返し述べた如く、実際の地震被害において単なる変形という程度のものが問題になった例を見出すことは少ない。山崩れや地表面の亀裂は震度階Ⅵの指標であるから震度Ⅵの地域として発表されている所では土構造物の亀裂が数多く見られるはずである¹⁾。しかし災害調査報告の中にはこれらの亀裂の一つ一つが災害として報告されてはいない。道路盛土でも亀裂によって交通が遮断されるようなことにでもならないかぎり問題にならない。また河川堤防の場合でも天場が満潮位より下るものでないかぎり問題にはならないだろう。

これに対し表面がコンクリートで被覆してある河川堤防の場合、堤体本体である土の部分と表面にあるコンクリート部分の動きに差があるとその打ち継目が離れたり、重なり合ったりして被害となる。伊豆半島沖地震で興味ある例を見ることができた²⁾。この時高さ5mのコンクリートブロックの擁壁がはらみ出すという被害があった。この擁壁の前面に鉄筋コンクリートのラーメン構造の棚がありその上に家屋が建築されていた。地震時擁壁がはらみ出した結果、わずかにこの棚構造を押し出した。このため擁壁は積み直しをすることになり、見かけによらず被害としては大きなものになった。裏込土を含む擁壁は重量が大きいのもしこれが動き出すと棚構造では支えることはできない。擁壁自体としては破壊という程の変形をしていなくても全体としては破壊と扱われる。

土と他の材料の構造物の接する所では、この種の被害の起きる可能性は非常に大きい。盛土の沈下は破壊したとはいえぬ程度の僅かなものでも、その上の舗装には亀裂が入ったり、盛土前面の擁壁が前傾して天端で舗装との間に大きなすき間のできた例は数多くある。これは被災地の調査に行く道路上で常に見るものであり、被災地に近づいたことを知らせる目印になるほどである。また緩く堆積した崩壊土砂が僅かに滑動した結果、構造物と基礎との間に亀裂が生じた例もある。

相互作用の問題をもっと広くとると擁壁にかか土圧や地盤の振動の問題が入って来る。すなわち

前者は土圧の大きさは壁のわずかな移動型によって大きく変化し、後者はその上にある各種構造物に対する地震力に関係するからである。地震時にできたすき間は単なる構造物中の不連続面というだけでなく好ましくない水の通路になり、浸蝕による被害を問題にするようになる。これらの現象は一見大きな被害を受けているようには見えないが、被害としては根探りものといえる。本章で取り上げる混成河川堤防の振動実験や堤防中央にクイを立てた模型の実験はこのような被害を考慮して計画したものである。土と構造物の接触部を如何に表現するかは有限要素法により解析的な取り扱いをする場合の技術上の難問であっていろいろの試みがあるが定説はない。更に接触部の土の性質は構造物の施工時の条件のことを考えると土構造物本体の性質と同一視できないので解析において特性値の与えかたも問題となる。相互作用が単に変形の問題以上のものとして実験的に対応すべきテーマになると考えたのは以上の理由のためである。

6-1-2 関連する実験

振動実験の一つの領域として以前から橋脚の振動実験や地震時土圧の実験が行われている。これらは次に述べるように本章で述べる相互作用と関係の深いテーマである。

(1) 橋脚の振動応答 この種の実験の多くは起振機で地盤の中にある基礎すなわちブロックを加振するもので、地盤と基礎構造の相互作用としていままで数多くの実験が行われている。地盤部と基礎工部分とははっきり区別できるのでモデル化が容易で理論的研究も進み多くの情報が得られている。しかしそのため逆に土に対する考察が不十分になる。特に接触部の土が簡単にバネに置き換えられてしまうためミクロな性質の追究が無視され、大きな問題として指摘されている。

(2) 動土圧に関する実験 理論的に興味のあるものの一つであり古くから実験研究されていることもすでに2-1-2に述べたとおりである。しかし土圧の実験は受圧壁の移動のモードの問題があって静的な場合でも非常にむづかしい。動土圧を測定する場合振動させながら受圧壁を動かす実験装置製作の技術的な面に問題がある。同時に地震時の擁壁と裏込土との相対的な動きが解明されていないため受圧壁移動のモードが決まらないこともあって実験の実施は困難である。基礎地盤を含めた擁壁模型を作ればこの問題の一部は解決されると思われるが、このような大規模な実験は計画されていない。縮尺の相似律によった実験を行っても土圧が相似律にしたがった同じ型の分布を示さず壁や底盤からの距離だけで決まるような結果を得た実験もある³⁾。すなわち、模型の大きさが充分でないと土圧として働く裏込め土塊の大きさに比べ壁面背後の乱れのきく領域が大きくなるので実験結果は整理しにくい。

上述の2つの実験はこれまで数多くてがけられたものであり、新しい試みもないので今回の実験対象にしなかった。これに対し、次に検討する実験は相互作用を解明するものとして新しく振動台上で行われた実験の中の主要なテーマである。

6-2 混成河川堤防の実験

6-2-1 実験の概要

大型振動台を使った実験の中で相互作用の問題をテーマにしたものとして中央にクイを立てた河川堤防の振動実験⁴⁾と、矢板を立てて補強した河川堤防の振動実験⁵⁾⁶⁾がある。これら振動実験の目的は土構造物の中に異質のものをおいた時その間の相互作用により土の部分を受ける影響を検討することである。

矢板を立てた混成堤に関する振動実験(表2-3, Na8)では原形として都市河川下流部における実例を多少変更した図6-1程度の規模のものを考えた。この種の実験の狙いは盛土の中にアンカーを置いて水平力をとらせた前面の矢板の全体的な安定の問題のほか、矢板構造と盛土の振動による変形の差およびそのばらつきの検討がある。ばらつきの問題は地震時の矢板の継目の切断の条件を解明するためのものであり、直接破壊とはみられなくても漏水という二次的な被害の起ることを考慮している。

このような原形から実験模型の寸法を決める時、次のような考察をした。堤体および地盤は砂を用いて作った。寸法は原型の1/4程度のものを考えた。矢板の根入深さ、タイロッド長さの決定には堤体材料が砂であることおよび砂箱の寸法が条件となっている。矢板の寸法は次式に示される曲げ剛性の相似律から定め鋼板で製作した。

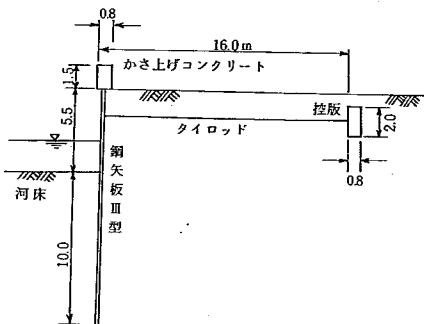


図6-1 原形として想定した構造

現実の矢板は曲げ剛性が1 m当り I_p $= 170 \text{ cm}^4/\text{cm}$ であるとし、長さの縮尺比を $L_m/L_p = 1/4$ とすると、 $I_m = 0.663 \text{ cm}^4/\text{cm}$ となる。このようにして定めた模型の概要を図6-2に示す。

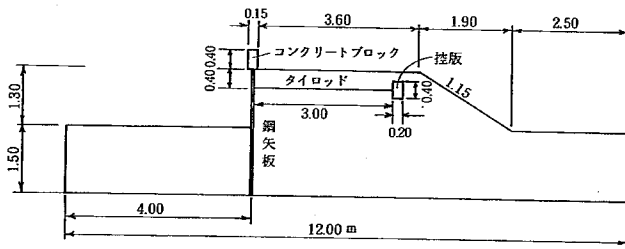


図6-2 模型の概要

矢板の下端の設計は種々の考え方があるが、ここでは自由端とヒンジ端の2通りをとった。矢板下端の処理方法はこのほかにも固定にする方法や弾性的に支持するものなどの条件が考えられる。これらの中どれが一番現実の条件にあうか、また実験として有効かは問題のあるところである。上記の2つの条件は2-5-4の相似律の緩和の中の特殊現象の相似の考えによっている。すなわち自由とヒンジの条件はそれぞれ現実になる状態の中のある特殊な状態に対応していることになる。現実には地盤の深さや強さ、矢板の長さなどははっきりした条件が決まっていなくて一般的には上のような設計となる。

模型の製作の方法はいままで述べてきた大型振動実験とほとんど同じである。実験に使った砂は5章でとりあげた3種の実験と同じ千葉県房総半島の浅間山の山砂である。堤体および地盤の砂の乾燥単位体積重量は各回とも平均1.6 g/cm³程度で締固め度では93%になる。

各条件ごと最初地盤に水を入れない状態で共振実験を行い、その後で地盤の表面まで水を入れた飽和地盤にして共振実験と破壊実験を続けている。実験条件は表6-1に示す。計測項目は次のとおりである。

表6-1 実験条件

No	水位	コンクリートブロックと矢板天端条件	1	2	3	4	5
1	0	無	共 振 実 験				
			20 1～24	40 1～24	20 1～24	40 1～24	
	m 1.5	自由端	共 振 実 験		破 壊 実 験		
			20 1～24	40 1～24	80 5	100 10	170 5
2	0	有	共 振 実 験				
			20 1～24	40 1～24			
	m 1.5	自由端	共 振 実 験		破 壊 実 験	実験の種類	表記載の 凡 例
			20 1～24	40 1～24	500 5	レベルgal 振動数 Hz	
3	0	無	共 振 実 験				
			20 1～24	40 1～24			
	m 1.5	ヒンジ端	共 振 実 験		破 壊 実 験		
			20 1～24	40 1～24	105 5	190 5	

- 1) 振動台, 地盤, 堤体, コンクリートブロック, 控え版の加速度
- 2) 地盤中の間ゲキ水圧
- 3) 矢板および控え版に作用する動土圧
- 4) 地盤, 堤体の沈下量, コンクリートブロックと矢板の変位
- 5) 矢板, タイロッドのヒズミ
- 6) 地盤, 堤体の単位体積重量, 含水比
- 7) 地盤, 堤体の貫入抵抗

図6-3, 4に共振曲線を示すが, これは矢板下端が自由でその頂部のコンクリートブロックが無い場合と有る場合を比較したものである。図6-3には2つ, 図6-4には3つの共振点を見出すことができる。図6-4の振動数の低い共振点は明らかにブロックがあるため生じた矢板の弾性による現象であるが, この振動は堤体内の振動分布にはほとんど影響を与えていない。図6-4の第2, 第3共振点は倍率はちがっても図6-3の共振点に共通するものであり, 通常の単純な土だけの盛土のみの時にも見られるものである。

堤体の共振時のピークの倍率は従来行ってきた土のみの場合と同程度であり, 矢板の存在は安定という意味では効果的であるが, 振動分布や震度増幅率の低下という振動特性上の意味で影響を持つとは言えない。矢板の振動部分の重量が土の振動部分の重量に比べて非常に小さいためと思われる。

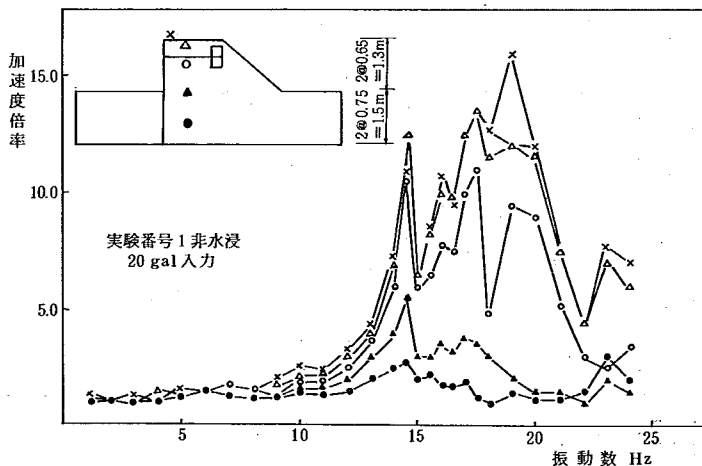


図6-3 共振曲線

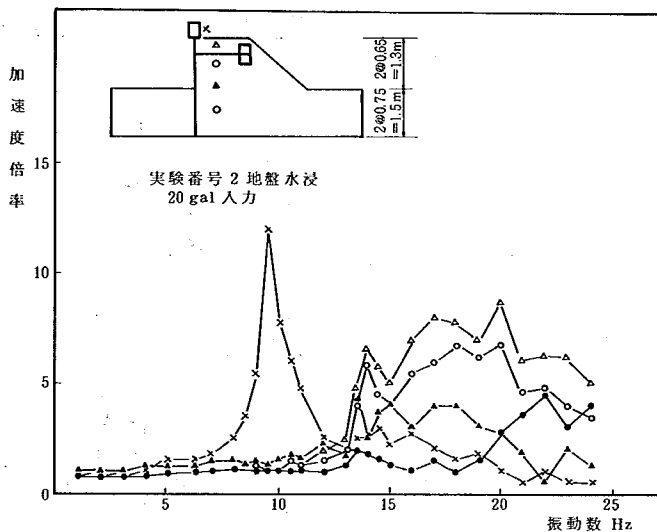


図 6-4 共振曲線

破壊実験の結果生じた堤体と矢板の変形結果の 1 例を図 6-5 に示す。この種の模型の破壊には次の 3 つの型がみられる。1) 矢板前面の受働域が破壊してタイロッドが支点のまわりに回転するもの、2) 矢板の過大なヒズミや矢板の曲げ破壊、3) 控え板の抵抗力の不足やタイロッドの切断による矢板の前面えの傾斜である。このような破壊の型は矢板の拘束の程度により管理できる。

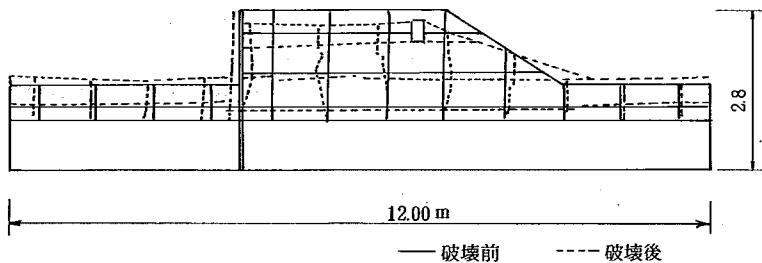


図 6-5 破壊実験における堤防の変形

振動によって生ずる土圧の分布を調べたものが図6-6である。主働土圧側について港湾構造物設計基準に用いられている方法により、この成分を計算し、図中に計算値として記入してある。実測値にばらつきはあるが、大体のところ計算値に近い値を示している。これらの共振曲線変形の型や土圧などのデータから矢板と混成された土構造物の模型の全体的な挙動が把握され、定量的な検討の資料にできることが確認される。

6-2-2 実験結果の解析

模型の上にかかる現象を細かく観察していくと全体的なマクロな方法では記述できない別の問題のあることがわかる。模型を構成する土の部分と鋼の部分はそれぞれの共振々動数において独立に大きく振動し、その時土と鋼の間にすき間が発生する。これが相互作用という分類でとりあげた現象で、土と鋼の部分の変位の差によって起る土の圧縮、残留変形の問題である。しかしこの残留変形

の大きさを決める土の圧縮特性は盛土の全体的な性質とは異なったものであって、通常の場合この大きさを推定するデータは残っていない。すなわち構造物の周辺では土は締め固めが充分に行いにくいので、密度、したがって圧縮特性は盛土の全体的な値から偏っている。これは局所的な状態の変化の問題であって模型盛土全体の性質からみれば狭い範囲のことだが、相互作用の効果はこの部分の土の性質で決まるので土の特質の局部的ばらつきとして安易に扱うことはできない。更にこのすき間の大きさを力学の問題でよく使う方法にしたがって、平均的な間隔とその値からのばらつきの和で表わすと、相互作用の場合ばらつきの持つ影響は特に大きい。この値は矢板の切断などに関係する重要なものと思われるが、ここで行われたような幅の狭い模型では測定することはできない。また室内試験の結果から推定することも不可能である。

6-3 河川堤防とクイの相互作用に関する実験

6-3-1 実験の概要

この実験は盛土の中央に鋼管グイを立てた模型(表2-3, No1)を加振したもので、河川堤防の中央に橋脚となる鋼管を立てたものを原形としている。このクイが堤防の振動機構の上に如何に

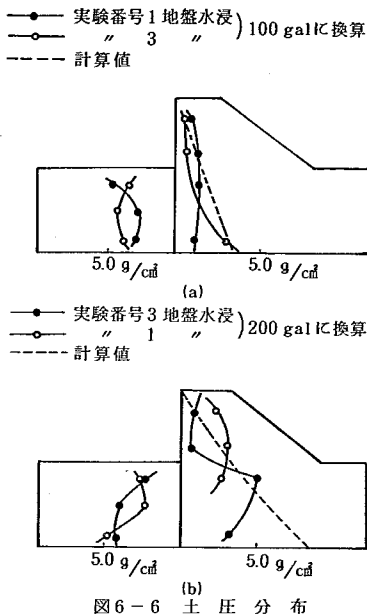


図6-6 土圧分布

影響するかを調べ、堤防の耐震上の問題を検討するために計画された⁴⁾。なおこれは防災科学技術センターの大型耐震実験装置を利用して行った土構造物の振動実験の最初のものであり、模型の作り方などに関して反省すべき点を含んでいる。

模型堤防は図6-7に示したように振動台上に設置した長さ、幅がともに12mで、高さ1.5mの鋼製の壁の中に製作した。これは今まで説明してきたような模型の両端を支える強固な壁ではなく、単に盛土斜面が崩壊した場合、土が振動台から落ちるのを防ぐためのものである。盛土の高さは3

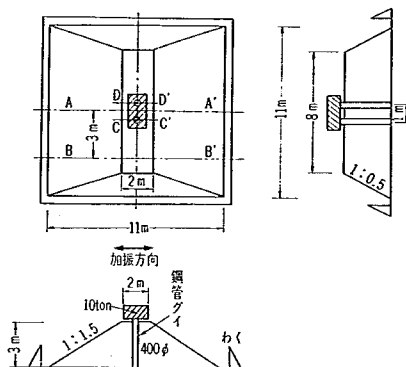


図6-7 模型堤防

m, コウ配は1割5分, 天端幅は2mであり, 両側のコウ配5分の斜面は土嚢を積んで補強した。

この盛土の中央に径400mmの肉厚, 6.4mmの鋼管2本を中心間隔1mに並べて立てその上部に10tの鋼塊を固定した。クイの支持条件は底板に固定する一番固いものと単に底板の上にのせるだけの一番弱いものの両極端をえらんだ。固定支持の場合倒立振子としてのクイの固有振動数は34Hzになる。

盛土材料は茨城県の筑波山西方山麓から採取した砂質ロームである。この時すでに模型は振動台上に作られた小型の実物と考えたため締め固め度などは縮尺のことを考えて小さくせずに河川堤防の平均的締め固め度と同程度にした。すなわち最適含水比の状態で標準固め試験の最大乾燥密度の85%に締め固めた。図6-8は実験に使った土の突固め試験の結果である。図中の斜線を引いた所は品質管理試験の結果がプロットされた範囲で盛土のでき上りの程度を示している。

図6-9は計測器の種類とその埋設位置を示したものである。計測器は加速度計, 土圧計, ヒズミ計, 沈下計がある。盛土の圧縮量を求めるため盛土中央位置で高さ50cmごと加振方向に幅50cmの石灰をまいてマークを作った。これは実験終了後掘り出し実験前とのレベルの差を測定するためのものである。このほか, 実験の各段階で盛土表面の沈下, 目視による亀裂の発生と発達の状態のスケッチ, コーンペトロメータによる加振前後の貫入抵抗などのデータがある。

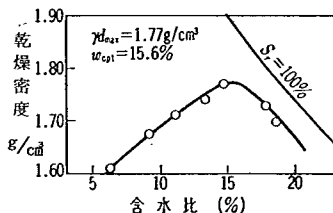


図6-8 突固め試験

実験が共振実験と破壊実験とからなることはいままで説明してきたものと同じである。共振実験では加速度20gal, 40gal, 60gal の3段階で1 Hz ~ 20 Hz の正弦波を与えた。破壊実験では共振々動数と同じ振動数で加速度150 gal ~ 200 gal の振動を20sec ~ 30sec 間加えた。この間小さい加速度で加振を始め盛土の変形の進行が止まると、加速度の大きさをそのままにして振動数を下げ同じことを繰り返した。これでも変形が進まなくなると振動数をもとの共振々動数にもどし加速度を大きくした。これは図2-22のcの方法である。

図6-10~13はクイのある場合とない場合、それぞれについて20gal と60gal の入力を与えた時の共振曲線である。図6-14, 15はクイ側面につけた土圧計の指示値である。なお入力加速度が150 gal ~ 200 gal 程度ではノリ面上部および天端に多数の亀裂が発生し小さな土塊が滑り落ち始めたが、ノリ面の明らかなスベリ破壊は発生しなかった。クイを立てたためノリ面全体の安定性が低下したと判断されるような結果は

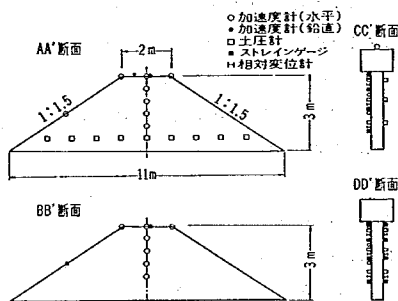


図6-9 計器配置

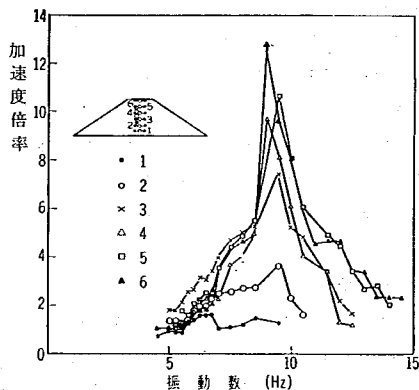


図6-10 共振曲線 20gal

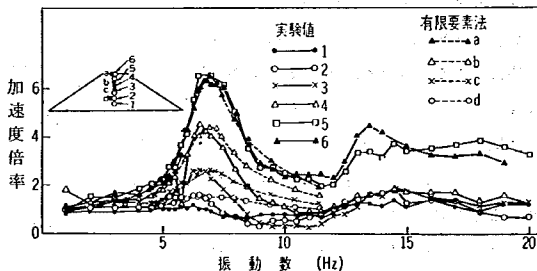


図6-11 共振曲線 60gal

見られなかった。図6-10と図6-12や図6-11と図6-13の如き入力異なる場合のデータを比較してもクイの存在が盛土の振動特性に影響を与えたという結果は見られない。堤体と倒立振子であるクイの間の固有振動数の差がはっきりしていたこと、クイ周辺の土はクイの振動を堤体全体に伝達するだけの強さを持たないことなどを理由として挙げることができる。全体的な現象としてクイの存在の影響の見られるのは堤体に生ずる亀裂の方向に対してだけであった。亀裂はクイの無い場合には堤体ノリ面上部に堤軸直角方向に発生し、クイのある場合は堤軸直角方向のものと同時に平行なものも発生していた。結局クイの存在の影響はクイ周辺の土の圧縮に限られていることが確認された。しかしクイ周辺の圧縮によるすき間は河川堤防の場合は滲透水の通路となり、浸蝕を受けるので後の大きな破壊の誘因となることが予想される。したがってこのすき間は全体的に見た時は小さな変形であるが、土構造物の安定を考

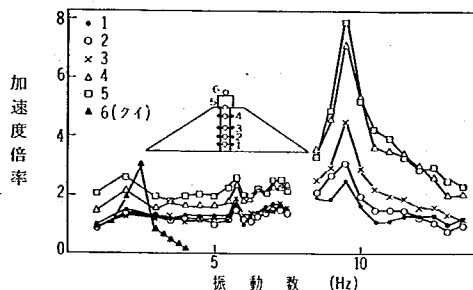


図6-12 共振曲線 20gal クイあり

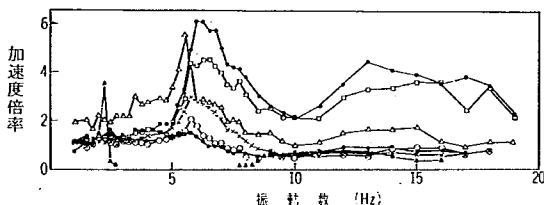


図6-13 共振曲線 60gal クイあり

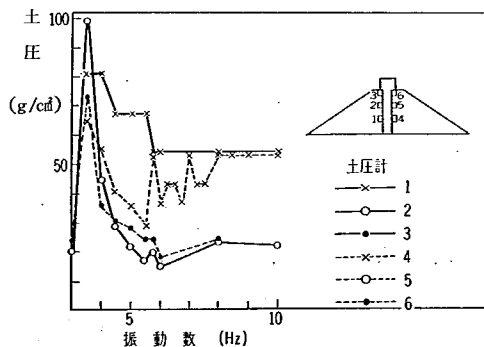


図6-14 クイ面土圧 20gal

る時は見落してはならないものとなる。

6-3-2 実験結果の解析

上の実験の結果が線型有限要素法によってどの程度表現できるかを調べるため加振時の堤防内の主応力の分布を計算した。現実のクイは有限の本数のものがある間隔をおいて配置されていて、決して2次元的なものでない。またクイと土の間にはすき間があって引張力は作用しないなどの複雑な条件があるが、ここではこれらの条件を無視して計算を行った。図6-16は計算結果であって(a)はクイのない場合、(b)はクイのある場合の主応力の大きさと方向を示している。なお計算においては、まずクイの無い場合

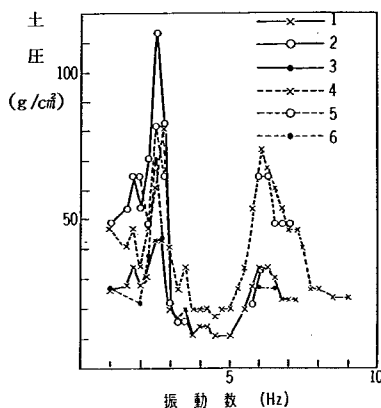


図6-15 クイ面土圧 60gal

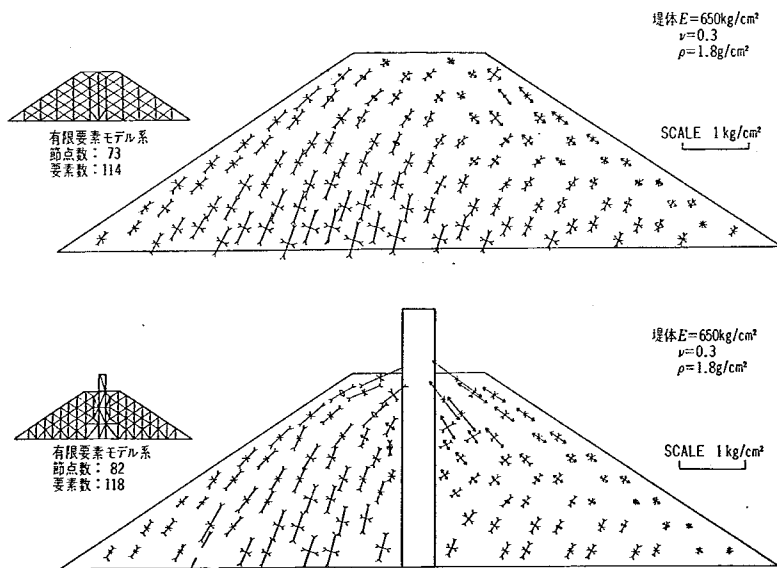


図6-16 堤体内主応力分布

の共振曲線と一番良く合う共振曲線を与える弾性係数の値を逆算した。次にこの値を使ってクイのある場合を計算した。この計算でもクイの存在が影響するのは堤防上部の局所的な範囲であって下部に対しては大きな影響を与えないという実験結果を確かめることができる。すなわち有限要素法による計算結果からも問題はクイの周辺の局所的な土の圧縮性のみだれの議論であることがわかる。

このような現象を取り扱うのは上の実験例のような鋼製の矢板やクイと土の間のことだけではない。しかしどの場合でも問題は鋼構造物と接触する位置にある土の性質を知ることになる。これは全体的な安定を論ずる時は必要のない値で施工中の品質管理の対象にあがっていない。しかし相互作用を議論する時は、これが一次的な意味を持つことになるので解析の対象にするにはむづかしい。

6-4 相互作用に関連した問題

前節までは土と構造物の間の相互作用として構造物の挙動が盛土内の応力や表面の亀裂などに及ぼす影響を検討して来た。しかし相互作用の問題の研究には隣接したところに更に次の各項に示すようなテーマのあることを指摘しておかねばならない。

(1) 最初の問題はすき間の大きさのばらつきの問題である。これは堤防の前面の矢板の地震時のタワミの大きさのばらつきによる矢板相互の継手の切断のことを考えているものであることは前に述べた。矢板の切断は地表面のヒズミの影響を受ける。しかし相互作用というものを考えると、盛土に打ち込まれた矢板の列とか地中に掘り込んだ溝の中に置かれたパイプラインの場合接触部における土の圧縮性の差も切断に対して大きな影響を与えるようになる。この実態を確かめる方法を考えなくてはならない。地震波による地表面のヒズミというとらえ方をする場合は接触部の土をマクロなバネにおきかえている。しかしこの方法では、入力波の大きさを決定することに注意が集中するので、周囲の土の状態に関して十分な検討がなされているとは思えない。

(2) このようなすき間の問題と似たようなものにブロックの衝突の問題がある。原子炉の遮断壁として黒鉛を積みあげたものの地震時の安定性の問題がこれである。これも黒鉛のブロックがすき間を通して行う相互作用の機構を問題とするものであり、ぶつかり合いの効果を一つの単体の要素試験により求めた実験常数のようなもので処理することのむづかしい点で、土構造物の場合と類似のものである。大型の振動実験装置の計画にこのような原子炉施設の耐震性を検討することが目的となっているものが多いが、これが土構造物の相互作用と似た現象を扱っているものとして興味深い。

(3) 2-8-1で模型を入れた砂箱の側壁の摩擦を問題にした時、それが模型の自由な動きを妨げることを懸念していた。しかし相互作用という観点から砂箱の摩擦の影響を考える時は、底板から模型への十分な応力の伝達を期待する逆の現象を調べなければならない。特に鉛直加振の場合の応力の伝達は注目しなければならない。図6-17は水平加振の場合について砂箱底板につけた加速

度計の読みと模型内で底板に一番近い位置に埋設した加速度計の読みを比較したものである。図は実験条件として設定した加速度レベルに達するまでの加速度の時間経過を示している。これにより加速度は多少の差はあっても近似した値を示しており振動波の伝達には問題がなかったことがわかる。鉛直加振の場合に 980 gal 以上の加振をすると如何なる現象が起るか興味のある問題であるが、現有の装置ではそのような条件の加振ができないのでデータはない。

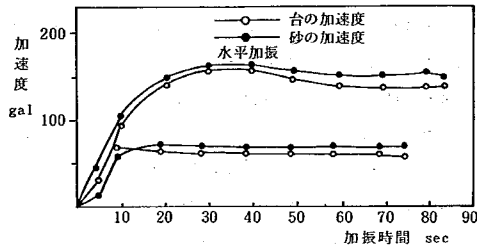


図 6-17 振動力の伝播 (水平加振)

以上相互作用の問題を振動実験としての変形と破壊の問題の中から抜出して別に検討した。検討のはじめこの問題は土と建造物の全体的な物性によってきまる変形量の差という単なる変形の問題の一部となるだけの内容のものと考えていた。しかし後になって土と構造物が接触する部分の土の挙動は土構造物の全体的、平均的な特性値を使って求められるものでないことがわかった。

6-5 結 語

地震によって振動する変位だけでなく、地震後にも残留するような大きな変位をとったとしても土構造物それ自体の変位の大きさだけが問題になることは少ない。これが問題になるのは別の条件が付加された時である。その例として土構造物が他の構造物と接していて相対変位が問題になる場合があげられる。

1) 地震による被災地を調査してもこの種の被害は数多く見ることができる、河川堤防とこれを覆うコンクリート版や擁壁とこれに接する舗装などの構造物間の接触部では、僅かな変形量でも各々の大きさが違くと被害として記録されるようになる。

2) 振動実験として相互作用に関係すると解されるものは多いが、この章で取り上げたものの一つは河川堤防の中央にクイを立てたもので、現実には堤防中央に立てた橋脚を想定したものである。実験の結果クイの存在が盛土の振動特性に影響を与えているという結果は出なかった。クイがあることの差がでていたのは堤体に生ずる亀裂の方向に対してだけである。亀裂はクイのない場合には堤体ノリ面上部に堤軸直角方向にのみ発生するが、ある場合には直角方向と同時に平行なものも発生していた。有限要素法によって主応力分布を計算してもクイの存在が影響するのは盛土上部の局

所的な範囲であることが確かめられる。

3) この現象はクイとの相対変位によって圧縮される土の局所的な状態に支配される現象である。その状態は土構造物の製作時、品質管理試験によって測定されておらず、たとえ測定されたとして有限要素法などの計算手法の上にのせることはむづかしい。したがって単なる変形量の差の問題としては扱えない。

4) 混成河川堤防といわれるもの、すなわち土の部分と鋼やコンクリート部分の両者を使って断面を構成する河川堤防の振動実験も相互作用の解明という問題の中で考えられる。矢板で堤防断面の一部を構成するものの場合、矢板を含んだ全体の安定の問題と同時に矢板のなれば、くいちがいさらに切断の問題は土と矢板の接触部の相互作用の問題としてとらえることができる。

5) 相互作用というテーマで上例のような実験を実施してきたが、このテーマに含まれる問題はこれ以外にも数多くある。基礎構造物の地震応答、埋設パイプラインや擁壁の問題がこれにあたる。土の問題ではないが、原子炉の黒鉛のパイルの振動特性は管理できないすき間の大小が関係してくるので、ここで言う相互作用と類似の現象になる。この論文で検討してきた実験は砂箱の中に作られた模型を対象とするものであるが、箱の側壁と中の模型の間の応力の伝播も相互作用の問題を抜きにしては考えられない。

参 考 文 献

- 1) 木村耕三 “災害は進化する あすの危険の総点検” 講談社 pp.177 May. '71
- 2) 土木研究所被害調査団 “伊豆半島沖地震における土木関係被害調査速報” 土木技術資料 vol.16 No7 pp.38 ~ 45 Jul. '74
- 3) Hatano T. “Experimental study on the seismic pressure of sand to the fixed wall” Tech. Rep. C-6102 Technical Laboratory Central Institute of Electric Power Industry pp.1 ~ 9 Sep. '61
- 4) 沢田健吉, 香川崇章, 佐々木康, 古賀泰之, 小林健三 “堤防の大型振動実験” 土と基礎 vol.20 No7 pp.17 ~ 23 Jul. '72
- 5) 動土質研究室 “河川構造物の設計工法に関する調査” 土木研究所年報 '76
- 6) 沢田健吉, 古賀泰之, 舟見清己 “大型振動台による特殊堤防模型の振動実験” 第12回土質工学研究発表会 pp.1009 ~ 1012 May. '77

7. 結 論

7-1 概 要

本論文は土構造物の動的特性、すなわち地震時の変形や破壊の機構を解明するために必要な振動実験装置の計画と振動実験の方法を確立したものである。普通構造物の振動実験と言えば共振実験を行い、これによって破壊に関する情報を得ている。しかし土構造物の場合は減衰係数が大きく、また地震の継続時間が有限であることを考えると、共振実験だけによるのでは研究の目的を達し得ない。したがって別に破壊実験の手法の確立をはかるのは重要なことになる。以下本研究の結論を次の4つの項目に分けて述べる。

7-2 実験法

振動実験を行う場合、一番の問題になるのは相似律の問題である。相似律による実験は近似の問題であるから関係する要素を巧みに整理できると相似律の条件を緩和し実験を行うことが可能になる。しかし共振実験のような入力レベルの低い加振でも土が非線型の領域に入ってしまうと、それに応じて相似律もかえる必要がでてくる。大型の電気油圧式の加振機では、入力として使える最低レベルの加速度でも我々の模型では非線型領域に入る場合がある。したがって特殊な条件の時以外相似律を用いて実験結果を解析するのは困難になる。

このため大型振動台上で小型の実物を試験するという考え方がでてくる。模型の現象を説明する理論が組み立てられるならばもっと大きな実物に対して同じ理論を外挿できようというものである。

この基礎的な考え方によって大型模型の振動実験を計画すると、実験装置の低周波領域における振幅限界が一番の条件になる。我が国に整備されている大型の電気油圧式の加振機では振幅限界の小さなものが多く地震波の周波数に相当する領域では最大加速度まで加振できない。このため普通は振動数を上げたり、特に模型の共振振動数にあわせて大加速度を得るという方法がとられる。土構造物の共振現象と土粒子の集合の共振とは区別されるべき現象であり、土の強度特性もそれに対応して変化してくる。しかし土粒子の共振振動数はここで議論している振動数よりはるかに高いものであるため、土構造物が共振状態にあっても土の強度特性に変化はなく、振動数をかえる加振方法が許される。

7-3 盛土斜面の破壊型

土構造物の地震時の挙動の基礎的なものである盛土斜面の破壊の型をいろいろに分類した。力学的な機構と振動台上での再現の方法の両方の観点を考慮して大きく分けると次のようになる。

1. 斜面表面の滑り落ちる場合
2. スベリ面が基礎地盤内を通る場合
3. スベリ面が盛土内にかぎられる場合
4. 盛土部分が軟弱地盤中への落ち込む場合

第1の型の破壊は、以前から砂を用いた小型の実験でも容易に再現できたものである。

第2の型の破壊は大型の実験装置が作られ水浸させた軟弱な地盤をもった模型を作ることができるようになった時再現可能になったものである。

第3の型の破壊は内部摩擦角と同時に適当な大きさの粘着力をもった土の斜面を作ることができた時再現できるものである。

斜面の表面の土は上載圧が小さいのでせん断抵抗力のうち摩擦力による成分が有効に働かず粘着力が小さいと加速度があまり大きくなくても容易に滑落してしまう。地盤が軟弱な粘性土かまたは軟弱な砂層で加振することにより液状化し強度を失う場合はスベリ面はこの軟弱な層の中を通る。一方斜面にある土の粘着力が大きいと斜面表面で滑落は起きない。斜面の深い位置では粘着力の効果が相対的に小さくなるので慣性力が摩擦による抵抗より大きくなった時すなわち大きな加速度が加わった時、スベリ破壊が起る。

第4の場合は地盤が極度に弱い時、または鉛直振動の効果が卓越した時に起こるものである。

本研究により、この各種の型の破壊が模型の形や材料の土の性質を選ぶことによって振動台上に実験的に再現できることを見出した。これにより土構造物の耐震安定を検討していくための研究手段が得られたことになった。我々は地震による破壊現象を直接観察する機会ほとんどなく地震によって破壊されてしまったものをわずかに見るだけであるから、上のように現象を再現できることは意味深いものと云える。

7-4 震害復旧工事への寄与

土構造物の震害復旧工事は他の構造物と非常に異なった様相を示している。地震により破壊変形した土構造物の上に土を補給して形を整えたり、また応急復旧工事として造られたものの上に本復旧工事を継ぎ足したりする。このため土構造物は厳密な耐震設計を必要としないと考えられるようになる。重要なのは被害の復旧という緊急の時与えられた条件の中で、被害の原因となったものを推定し種々の工法の案の中から相対的に安定性の高いものを選び出すことになる。絶対的な評価ができなくても相対的に好ましい工法を選び出すことで満足できるとすれば、振動実験にも別の領域がでてくる。

このような目的で行う実験は前節で述べたような形で破壊まで加振をつづける必要はなくなる。その効果は現象の進行中のある段階で変形量を比較したり、間ゲキ水圧の上昇を比較したりするだ

けで充分となる。すなわち同じ破壊実験でも実験データの利用のしかたによっては異なった形をとる。

7-5 各種振動実験

1) 従来土構造物に対する鉛直加振の影響は明確でなく、定性的な効果も把握されていなかった。盛土の鉛直振動実験では次のような結論を得た。鉛直加振の加速度の小さい段階では盛土は全体的にわずかな沈下が生じるだけで変形はみられない。加速度を大きくしていても盛土全体にはさしたる変化がない。しかし地盤が液状化する場合は、その真上にある盛土ノリ尻部分は真下に落ち込み破壊する。

この実験結果より、鉛直振動の影響は盛土の安定に対して顕著な影響を与えない、すなわち鉛直方向加速度による外力の増加は抵抗力の増加によって相殺されると結論できる。

2) 特殊条件下の振動実験として水中にある盛土の振動実験がある。この実験の結果、水中盛土の斜面は意外に安定性の高いものであることがわかった。この結果は斜面ノリ尻表面近くに埋設された間ゲキ水圧計の測定値と関係がある。すなわち間ゲキ水圧の増加は非常に小さく、逆に負圧になることもある。これは動的三軸試験においてははじめから静的にせん断応力を与えてある試料では間ゲキ水圧の上昇が少ないという事実を模型の挙動の上に確認したことになる。

3) 土構造物の液状化の問題を扱った実験結果は室内実験の結果を使って行った解析結果とよく一致する。液状化の問題の場合、破壊の変形の発達は急速であって、しかもその特性を決めるものが変形の小さい初期の状態であることも理由として考えられる。実例として取り上げた砂層の液状化とその後に生ずる沈下量の推定値は実験結果と満足すべき一致をみた。さらにこの結果は海中の砂盛土施工における締め固め基準の決定などに応用面をもっている。

4) 土構造物は単に土だけで機能している例は少なく、別の材料でできた構造物と共同して機能しているものが多い。地震時これら異種材料の構造物間の変形が一致しないと、たとえ個々の構造物の動きは小さくても破壊したとされる状態になる。しかも現実にはこの形の破壊は非常に多い。

当初この現象は機構的に単に両者の振動変形の差を求めただけと理解していたが、実験を行うことによりその差をきめるのは、簡単に評価できない異種材料との接触部の土の圧縮性であることがわかった。したがってこのすき間の性質を評価することは単なる個々の構造物の全体的性質から計算できる変形量の差だけの問題でないといえる。

7-6 あとがき

種々の土構造物の動的特性の解明のために振動台上の振動実験法を確立することができた。この結果土構造物の各種の破壊型を振動台上に再現し、実験データを力学的な検討の対象にすることに

なった。なお資料となった実験の大部分は著者が計画と建設の仕事を担当した科学技術庁国立防災科学技術センターの大型耐震実験装置を利用して求めたものである。

最後にこの論文をまとめるにあたって御指導をいただいた京都大学防災研究所・柴田徹教授また当時共に実験を行った科学技術庁国立防災科学技術センターの稲葉誠一、渡辺英機、香川崇章、小川信行、建設省土木研究所の佐々木康、久楽勝行、古賀泰之の諸兄をはじめとする多くの人々に、感謝の意をあらわします。