



|              |                                                                                   |
|--------------|-----------------------------------------------------------------------------------|
| Title        | 地震時における地盤の耐震性および土木構造物への影響の評価に関する研究                                                |
| Author(s)    | 常田, 賢一                                                                            |
| Citation     | 大阪大学, 2003, 博士論文                                                                  |
| Version Type | VoR                                                                               |
| URL          | <a href="https://hdl.handle.net/11094/2843">https://hdl.handle.net/11094/2843</a> |
| rights       |                                                                                   |
| Note         |                                                                                   |

*The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA*

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

The University of Osaka

**地震時における地盤の耐震性および  
土木構造物への影響の評価に関する研究**

**2003年8月**

**常 田 賢 一**

## 目 次

### 第1章 序論

|                              |    |
|------------------------------|----|
| 第1節 研究の背景と目的                 | 1  |
| 第2節 既往の研究, 設計法の歴史および本研究の位置付け | 2  |
| 1. 2. 1 概説                   | 2  |
| 1. 2. 2 地盤の液状化の評価            | 4  |
| 1. 2. 3 液状化に起因する地盤流動の評価      | 25 |
| 1. 2. 4 地震断層の影響の評価           | 32 |
| 第3節 本論文の内容および構成              | 33 |
| 第4節 主要な用語                    | 36 |
| 参考文献 (1章)                    | 38 |

### 第2章 地盤液状化の発生特性および液状化ポテンシャルの評価

|                             |    |
|-----------------------------|----|
| 第1節 概説                      | 42 |
| 第2節 地盤液状化の発生特性              | 42 |
| 2. 2. 1 動的土質試験による砂質土の動的強度特性 | 42 |
| 2. 2. 2 振動台実験による砂質地盤の液状化特性  | 51 |
| 2. 2. 3 まとめ                 | 62 |
| 第3節 土層の液状化ポテンシャルの簡易評価方法     | 63 |
| 2. 3. 1 液状化抵抗率による簡易評価方法     | 63 |
| 2. 3. 2 簡易評価方法の適用性          | 68 |
| 2. 3. 3 液状化抵抗率の特性           | 78 |
| 2. 3. 4 まとめ                 | 86 |
| 第4節 地盤の液状化ポテンシャルの簡易評価方法     | 89 |
| 2. 4. 1 液状化抵抗指数による簡易評価方法    | 89 |
| 2. 4. 2 液状化抵抗指数の特性および判定基準   | 90 |
| 2. 4. 3 まとめ                 | 93 |
| 第5節 結論                      | 93 |
| 参考文献 (2章)                   | 95 |

### 第3章 地盤流動の発生特性および流動変位量の評価

|                       |     |
|-----------------------|-----|
| 第1節 概説                | 98  |
| 第2節 振動台実験による地盤流動の発生特性 | 98  |
| 3. 2. 1 実験方法          | 98  |
| 3. 2. 2 流動変位量の分布特性    | 103 |

|          |                            |     |
|----------|----------------------------|-----|
| 3. 2. 3  | 加速度，間隙水圧および流動変位量の時間変化特性    | 105 |
| 3. 2. 4  | 加振終了後の地盤の挙動                | 107 |
| 3. 2. 5  | 加振方向と流動方向の関係               | 108 |
| 3. 2. 6  | 液状化層厚，地表面勾配および液状化層下面勾配の影響  | 109 |
| 3. 2. 7  | 流動斜面長の影響                   | 111 |
| 3. 2. 8  | まとめ                        | 111 |
| 第3節      | 数値解析による流動変位量の評価方法          | 112 |
| 3. 3. 1  | 地盤のポテンシャルエネルギー最小化による数値解析方法 | 112 |
| 3. 3. 2  | 数値解析方法の適用性                 | 114 |
| 3. 3. 3  | まとめ                        | 115 |
| 第4節      | 流動変位量の簡易評価方法               | 115 |
| 3. 4. 1  | 簡易評価方法                     | 115 |
| 3. 4. 2  | 簡易評価方法の適用性（その1）            | 117 |
| 3. 4. 3  | 簡易評価方法の適用性（その2）            | 120 |
| 3. 4. 4  | まとめ                        | 122 |
| 第5節      | 結論                         | 123 |
| 参考文献（3章） |                            | 125 |

## 第4章 土木構造物に対する地盤液状化および地盤流動の影響評価

|         |                            |     |
|---------|----------------------------|-----|
| 第1節     | 概説                         | 127 |
| 第2節     | 過剰間隙水圧の簡易評価方法              | 127 |
| 4. 2. 1 | 概説                         | 127 |
| 4. 2. 2 | 動的強度試験に基づく液状化抵抗率と過剰間隙水圧の関係 | 128 |
| 4. 2. 3 | 振動台実験に基づく液状化抵抗率と過剰間隙水圧の関係  | 130 |
| 4. 2. 4 | 液状化抵抗率による過剰間隙水圧の評価方法       | 131 |
| 4. 2. 5 | まとめ                        | 133 |
| 第3節     | 地盤反力係数の低減特性と簡易評価方法         | 134 |
| 4. 3. 1 | 概説                         | 134 |
| 4. 3. 2 | 実験方法                       | 135 |
| 4. 3. 3 | 地盤反力特性と過剰間隙水圧の関係           | 136 |
| 4. 3. 4 | 液状化抵抗率による地盤反力の低減特性の簡易評価方法  | 139 |
| 4. 3. 5 | 地盤反力係数の低減の影響               | 141 |
| 4. 3. 6 | 地盤反力係数の低減と剛性低下の関係          | 142 |
| 4. 3. 7 | まとめ                        | 145 |
| 第4節     | 杭に作用する流動力の特性               | 146 |
| 4. 4. 1 | 概説                         | 146 |



|                                     |     |
|-------------------------------------|-----|
| 4. 4. 2 振動台実験による流動力の発生特性            | 146 |
| 4. 4. 3 牽引実験による流動力の発生特性             | 148 |
| 4. 4. 4 まとめ                         | 176 |
| 第5節 地中構造物の浮き上がり特性                   | 178 |
| 4. 5. 1 概説                          | 178 |
| 4. 5. 2 液状化の空間的分布と管路の浮き上がり特性        | 178 |
| 4. 5. 3 液状化による函体の浮き上がり特性            | 185 |
| 4. 5. 4 まとめ                         | 194 |
| 第6節 橋梁の被害程度の簡易評価方法                  | 196 |
| 4. 6. 1 概説                          | 196 |
| 4. 6. 2 橋梁への影響を考慮した地盤の液状化危険度の簡易評価方法 | 196 |
| 4. 6. 3 簡易評価方法の適用                   | 200 |
| 4. 6. 4 近隣地点での液状化危険度の相関性            | 202 |
| 4. 6. 5 道路橋の液状化被害危険度の簡易評価方法         | 205 |
| 4. 6. 6 液状化に対する道路橋の耐震点検方法           | 208 |
| 4. 6. 7 まとめ                         | 210 |
| 第7節 結論                              | 211 |
| 参考文献 (4章)                           | 213 |

## 第5章 土木構造物に対する地震断層の影響評価

|                                    |     |
|------------------------------------|-----|
| 第1節 概説                             | 216 |
| 第2節 地震断層の発生特性および土木構造物への影響評価        | 216 |
| 5. 2. 1 既往地震による地震断層の発生特性           | 216 |
| 5. 2. 2 地震断層による土木構造物の被害特性          | 218 |
| 5. 2. 3 地震断層と土木構造物の被害形態の関係         | 219 |
| 5. 2. 4 まとめ                        | 221 |
| 第3節 簡易数式モデルによる地震断層の影響評価            | 221 |
| 5. 3. 1 橋梁に対する影響評価                 | 221 |
| 5. 3. 2 堤防および道路盛土に対する影響評価          | 226 |
| 5. 3. 3 埋設管に対する影響評価                | 228 |
| 5. 3. 4 まとめ                        | 231 |
| 第4節 地震断層に対する既存技術の適用性の検討            | 232 |
| 5. 4. 1 橋梁における既存技術の適用性             | 232 |
| 5. 4. 2 堤防、道路盛土および平坦道路における既存技術の適用性 | 233 |
| 5. 4. 3 埋設管における既存技術の適用性            | 234 |
| 5. 4. 4 まとめ                        | 235 |

|                      |     |
|----------------------|-----|
| 第5節 地震断層に対する工学的視点と対策 | 235 |
| 5.5.1 地震断層に対する姿勢     | 235 |
| 5.5.2 地震断層の対応の水準     | 236 |
| 5.5.3 地震断層の対策        | 238 |
| 第6節 結論               | 241 |
| 参考文献（5章）             | 243 |

|        |     |
|--------|-----|
| 第6章 結論 | 245 |
|--------|-----|

謝辞

研究発表論文

# 第1章 序論

## 第1節 研究の背景と目的

地盤の液状化により橋梁等の構造物の被害が甚大となり、工学的対象として液状化が強く意識された契機は1964年新潟地震および同年アラスカ地震である。それ以前の地震においても液状化およびそれに起因する被害は発生しており、関連する研究も実施されてはいたが、液状化を考慮した設計基準の整備等、実務的な展開には至っていない状況であった。

新潟地震以降は液状化の発生および被害に関する数多くの調査研究が行われ、その結果、液状化発生の有無を工学的に評価する方法の具体化が図られることになったが、初期の評価方法は、液状化地点および非液状化地点における地盤条件等の差異の比較に基づいて、限界N値あるいは粒度分布といった簡易な評価指標による液状化の有無の評価が主体であった。

しかし、液状化をより合理的に評価するためには、砂質土が保有する動的な強度特性と地震動による動的な応力特性の相互比較に基づいて、液状化の有無およびその程度を評価することが必要であり、その評価方法の確立と設計基準への反映が必要とされている。

次に、液状化に起因する地盤の横方向への変位、つまり地盤流動は1983年日本海中部地震において濱田らにより最初に着目されたが、ひるがえって1964年新潟地震においても地盤流動が発生していたことが報告されている。このように、日本海中部地震以前において、地盤流動は特に注目されることもなく、従って耐震設計基準でも考慮されてはいない状況にあったが、濱田等の課題提起により地盤流動に関する研究が本格化することになった。

そのために、地盤流動の発生特性の解明、地盤流動を考慮した設計法、さらに対策の早急な確立が必要とされている。

さらに、活断層により発生する地表地震断層が土木構造物に及ぼす影響について大きな関心を持たれたのは、1999年トルコ・コジャエリ地震および同年台湾・集集地震である。川島らにより橋梁等の被害および原因の報告がされている。しかし、従来から地震断層に対しては回避することが計画上の対応であり、具体的な対応策についての研究は皆無であるとともに、必然的に設計等の考え方も未確立の状況にあった。

しかし、文部科学省地震調査推進本部による活断層調査が進展している現在、我が国の狭隘な国土においては、構造的に連続する土木構造物の将来計画において地震断層を避けることができないことも想定されるため、単に地震断層を回避するだけでなく、工学的な視点から対応策を合理的に体系化し、対応の方向性の確立、さらには技術の研究開発が必要とされている。

以上の背景に基づいて、本研究では、液状化の評価方法として限界N値といった簡易な評価指標が提示され、さらにSeedらにより動的せん断強度および動的せん断応力に基づく液状化の有無の評価方法が提示されたのに対して、砂質土における液状化の発生特性を詳細に検討する。また、耐震設計基準等の合理化のために、液状化の発生の有無のみならず、液状化の程度も考

慮した簡易な評価方法を提案する。さらに、液状化の発生の有無、程度の評価に止まらず、液状化が基礎構造物の地震時の挙動や応答に及ぼす影響を明らかにし、その影響度を簡易に評価する方法を提案する。ここで、提案する液状化の影響度の簡易評価指標は、本研究で提示する液状化の有無、程度の簡易評価指標と関連付けることにより、地盤反力特性の低減、過剰間隙水圧の発生あるいは地中構造物の浮き上がり特性、基礎構造物の液状化危険度等、構造物に対する様々な影響の簡易評価への展開を図り、耐震設計基準の合理化等の実務に寄与する。

また、地盤流動については、地盤流動に関係する要因を明らかにするとともに、それらの要因を考慮した流動変位量の数値解析法を検討し、さらに実務的な簡易評価方法を提案する。加えて、新たな視点として地盤流動による杭基礎への作用力に着目して、地盤流動の発生特性あるいは杭の配列構造の影響等を解明し、耐震設計基準の合理化等の実務に寄与する。

さらに、地震断層については、工学的な視点から、地震断層に対する基本姿勢、対象とすべき断層変位量および対策の考え方・対策例に関して総合的に考察し、耐震設計基準の合理化等の実務に寄与する。

なお、既往文献等におけるSI単位換算は、 $1\text{kgf/cm}^2=100\text{kN/m}^2$ を基調とした。

## 第2節 既往の研究、設計法の歴史および本研究の位置づけ

### 1. 2. 1 概説

本研究の背景、対象、成果および展開の歴史は図-1.2.1のように要約できる。本研究には3つの大きな柱があるが、図-1.2.1に従って本研究の位置付けを概観する。

本研究の大きな柱の1つは、1964年新潟地震以降のSeedらの研究(1967～)の延長上にあつて、新たな土要素あるいは土層単位の液状化の有無・程度の簡易評価指標(液状化抵抗率： $F_L$ )の提案(1976～)である。さらに、液状化抵抗率( $F_L$ )を用いることにより、液状化による地盤反力係数の低減係数( $D_E$ )の簡易評価方法( $F_L \sim D_E$ の関係)、液状化により発生する過剰間隙水圧比( $L_u$ )について、Seedらの研究(1976)の延長上および新しく考案した載荷装置や振動台実験による新たな視点からの簡易評価方法( $F_L \sim L_u$ の関係)、地盤レベルの液状化の有無および程度の簡易評価方法(液状化抵抗指数： $P_L$ )、橋梁への影響を考慮した地盤の液状化危険度( $I_{PL}$ )および橋台・可動橋脚・固定橋脚の液状化被害危険度( $P_I$ ,  $P_{II}$ ,  $P_{III}$ )による評価方法へと展開する。

ここで、液状化抵抗率( $F_L$ )と土質定数の低減係数( $D_E$ )の関係は「道路橋示方書V耐震設計編(昭和55年(1980))」に反映されるとともに、液状化抵抗係数( $F_L$ )と過剰間隙水圧比( $L_u$ )の関係は「共同溝設計指針(昭和61年(1986))」に発展的に反映されている。また、液状化抵抗指数( $P_L$ )は、最近の例として、中央防災会議「東南海、南海地震等に関する専門調査会」で液状化の可能性の評価に反映され、液状化危険度( $I_{PL}$ )および橋台・可動橋脚・固定橋

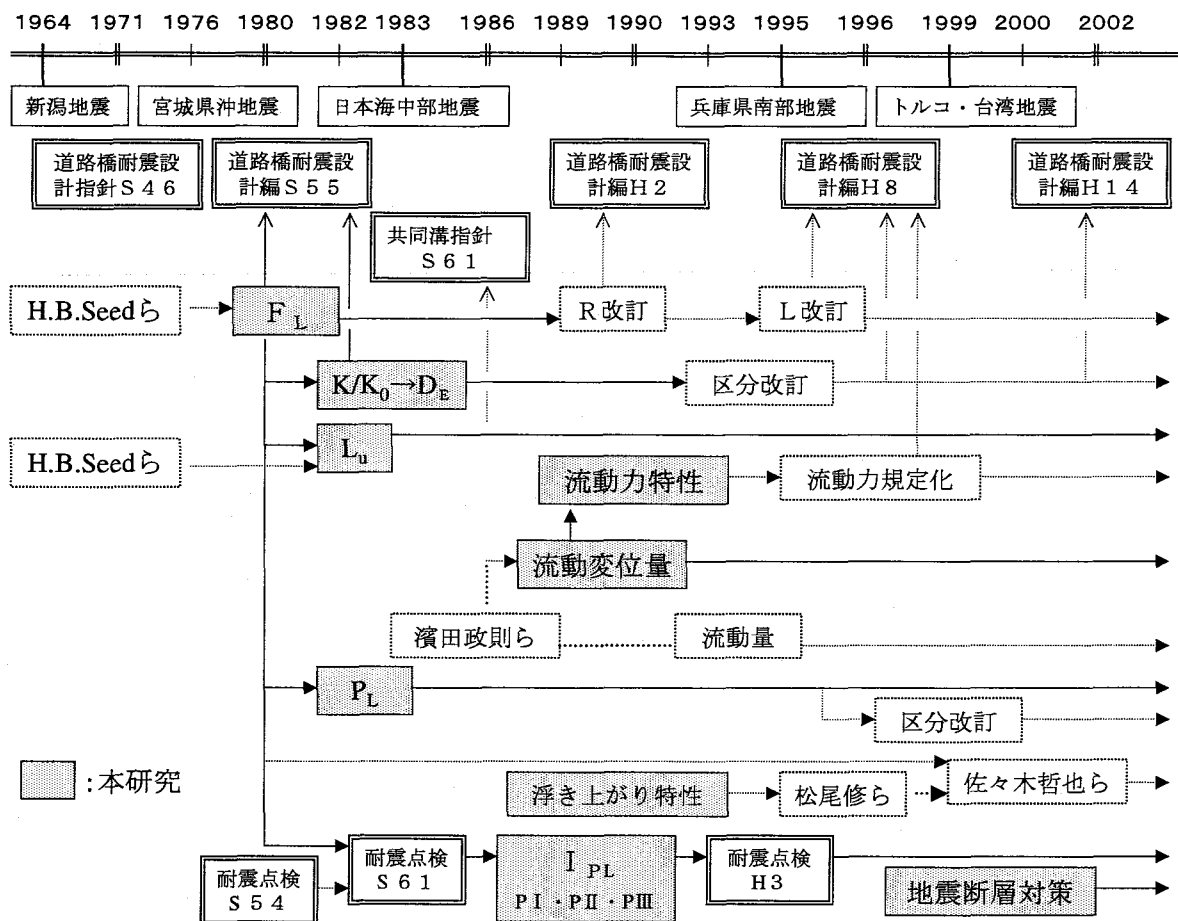


図-1.2.1 本研究の背景および位置付け

脚の液状化被害危険度（ $P_I$ ， $P_{II}$ ， $P_{III}$ ）は、「道路橋耐震点検(平成3年(1992))」に反映されている。

液状化抵抗率（ $F_L$ ）で定義する動的せん断強度比（ $R$ ）および動的せん断応力比（ $L$ ）は、本研究で提案された後に一部見直しされ、道路橋示方書V耐震設計編の数次の改訂において、微修正（平成2年(1990)），大改訂（平成8年(1996)），さらに踏襲（平成14年(2002)）されているが、 $F_L$ の基本理念は変わらずに現在に至っている。また、 $D_E$ についても道路橋示方書V耐震設計編において、動的せん断強度比（ $R$ ）の大きさを考慮した区分の見直し（1996），地震動レベルを踏まえた整理（2002）がなされているが、 $D_E$ の基本理念も変わらずに現在に至っている。さらに、 $P_L$ は評価基準が新たに提示されている事例があるものの、その定義は変わらず現在に至っている。

また、液状化の影響として地中構造物の浮き上がりがある。浮き上がりに関して最初に設計基準に規定された「共同溝設計指針（昭和61年(1986)）」では、浮き上がりの安定性の評価を安全率に基づいて評価している。本研究（1992～）では、浮き上がり量を考慮した評価への展開のために、浮き上がりの発生要因と発生メカニズムに着目して、振動台実験により基本特性

を明らかにするとともに、発生メカニズムを踏まえた浮き上がりの抑制壁構造の効果を明らかにする。

本研究が実施された後、本研究の延長上として、松尾修ら（1998～）による浮き上がり特性の検討、佐々木哲也ら（2001～）による浮き上がり量の簡易評価方法が提示されるとともに、地盤工学会において浮き上がり量の予測法に関する調査研究（2000～）が実施されている。

2つ目の柱は液状化に起因する地盤流動の評価であり、1983年日本海中部地震を契機として濱田政則ら（1986）が指摘した地盤流動現象に関して、地盤流動の基本特性を明らかにする（1989～）とともに、濱田政則ら（1986）あるいは安田進ら（1992）が提案する流動変位量の評価とは異なる視点からの評価法を提案する（1991～）。また、新たな課題として杭に作用する流動力に着目して、視点を変えた実験手法により流動力の基本特性を明らかにするとともに、流動土層に流体的な特性があることを明らかにする（1992～）。

本研究が実施された後、地盤の流動変位量の評価方法については数多くの研究がなされて現在に至っており、濱田政則ら（1998）は流動地盤を擬塑性流体として扱った流動変位量予測法を、また安田進ら（1999）は定式化されたせん断剛性の低下率を用いた流動変位量予測法を提案している。一方、流動力に関しては、浜田ら（1993～）により粘性流体としての研究が継承されるとともに、1995年兵庫県南部地震を契機として田村敬一ら（1996～）は被害事例に基づく逆解析から流動力の評価を行い、それに基づいて「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編（平成8年（1996））」の改訂がなされている。なお、地盤の剛性低下に基づいた流動変位量を地盤ばねを介して基礎構造物に作用させる設計法として、「既設橋梁基礎の流動化に対する耐震性向上設計要領（案）（平成10年（1998））および「鉄道構造物等設計基準・同解説（平成11年（1999））」が提示されている。

3つ目の柱は地表地震断層の影響および対策の評価である。1999年トルコ・コジャエリ地震および台湾・集集地震を契機として、地震断層に対する関心が急速に高まったが、工学的な調査研究は地震断層による被害の特徴、原因の分析が主体であり、対策に関する具体的な研究は皆無である。これに対して、本研究（2000～）では、工学的な視点から地震断層に対する基本姿勢、対象とすべき断層変位量および対策の考え方・対策例に関して総合的に考察する。

以上の研究の流れの具体について、本節では、「地盤の液状化の評価」、「液状化に起因する地盤流動の評価」および「地震断層の影響の評価」の3つの研究分野に分類して、本研究以前・同時期の研究・設計法の歴史を整理し、それを踏まえた本研究の目的と位置付けを明らかにする。さらに、本研究以降の研究の進展をたどり、本研究の成果の発展性および課題を展望する。

## 1. 2. 2 地盤の液状化の評価

本項では、地盤の液状化の評価に関して、「（1）液状化の発生特性の評価」および

「(2) 液状化の影響の評価」に区分し、さらに(2)では「①過剰間隙水圧の発生特性」, 「②地盤の支持力特性」, 「③地中構造物の浮き上がり特性」および「④道路橋への影響特性」に区分し、各研究課題に関して、本研究以前・同時期の研究・設計法の歴史、本研究の位置付けおよび本研究以降の研究の進展を記述する。

## (1) 本研究以前・同時期の研究・設計法の歴史

### 1) 液状化の発生特性の評価

地盤の液状化が工学的な対象として意識された契機は、昭和39年(1964年)の新潟地震および同年のアラスカ地震である。新潟地震以前においては、国内外の既往の研究例からすると1950年頃に地盤の液状化に関する研究の端緒があり、振動実験による過剰間隙水圧の発生特性、室内動的土質試験による飽和砂の強度特性等、砂の基本的な特性に関する研究が行われている<sup>1)</sup>。

これに対して、新潟地震以降は、地盤の液状化に関する調査・研究が急速に進展し、その内容も既往地震における液状化特性調査、振動実験、液状化の数値解析法の開発および数値解析、地盤の動的強度特性に関する室内動的試験およびこれらの研究成果に基づいた液状化の判定法、さらには構造物の耐震設計のための液状化の評価法、液状化の対策等、多岐に渡っている。

新潟地震直後には、地盤の特性と液状化に関する詳細な調査が実施されており、これらの調査結果に基づいて液状化の簡便なあるいは詳細な評価法が提案されている。これらの既往の研究による液状化の評価は、大きく次の5つに分類できる。

- ① 原位置地盤の諸特性による評価
- ② 液状化履歴による評価
- ③ 統計的あるいは確率論的な評価
- ④ 過剰間隙水圧による評価
- ⑤ 地盤の動的せん断強度と地震時せん断応力の比較による評価

上記の各評価の概要は以下の通りである。

#### A) 原位置地盤の諸特性による評価

既往地震により液状化した地盤において、N値、粒土分布、相対密度、地下水位、深度の原位置における地盤特性を調べると、或る特性に該当する土層において液状化の発生頻度が高いことから、原位置地盤の諸特性により液状化発生の有無の判断が可能となる。このように、本評価は原位置で比較的容易に得られる地盤条件データを用いて、簡便に液状化の発生の評価を行うものであるが、代表的な評価特性としてはN値および粒度分布があり、これらの特性に基づく液状化発生の有無の評価方法が提案されている。

##### a) 限界N値による評価

土層のN値の大小により液状化の発生の有無に差異があることから、液状化が発生する限界N値を設定して、評価対象のN値と限界N値との大小比較に基づいて、液状化の有無を評価する方法である。限界N値の提案は多数あり<sup>1)</sup>、例えば、「道路橋耐震設計指針(昭和47年

(1972))」<sup>2)</sup>では、限界N値を10として深度10mまでとしているが、これは新潟地震での液状化の発生事例に基づいて規定されている。

このような限界N値による評価は、N値により土層の強度特性を代表させており、限界N値の大小により地震荷重の大きさを考慮していると考えることができる。しかし、いずれも間接的な評価に止まり、動的強度特性および地震荷重の影響は直接的には考慮されていない。

#### b) 粒度分布による評価

土層の粒度分布に関して、液状化発生の可能性の高い粒度範囲があることから、粒度分布により液状化の発生の有無を評価する方法である。各種の設計基準において、液状化の評価のための粒度分布を規定しているが、「道路橋耐震設計指針（昭和47年(1972)）」<sup>2)</sup>では $D_{20}$ が0.04～0.5mmで均等係数が6以下と規定している。また、「港湾の施設の技術上の基準・解説（昭和54年(1979)）」<sup>3)</sup>では、2区分の均等係数に対して2つの領域で液状化の可能性を評価するように規定している。

このような粒度分布による評価は、粒土により土層の強度特性を代表させており、粒度分布の広がりにより地震荷重の大きさを考慮していると考えることができるが、限界N値と同様にいずれも間接的な評価に止まり、動的強度特性および地震荷重の影響は直接的には考慮されていない。

### B) 液状化履歴による評価

既往の地震において液状化が発生した地点について、震源からの距離あるいは微地形の特性等から、マクロ的に液状化の発生の有無を評価するものである。

#### a) 限界震央距離による評価

既往地震における液状化の発生地点の分布を見た場合、地震の規模によってその分布範囲が異なることから、地震の規模に応じた液状化の発生に関係する限界の震央距離によってマクロ的に液状化の発生の有無を評価する方法である。栗林ら（1974）<sup>4)</sup>は我が国における過去約100年間にわたる既往地震での液状化地点について調査を行い、液状化の発生のための地震マグニチュード（M）と限界震央距離の関係を提案している。同提案によれば、或るマグニチュードの地震において液状化が発生する限界の震央距離が予測でき、それよりも震源に近い領域では液状化が発生していると評価ができるとともに、或る震央距離の地点で液状化が発生するために必要な地震のマグニチュードを予測することもできる。

本法は地震動特性を考慮した評価と考えられるが、原位置での地盤特性や土質特性を考慮していないので、あくまで概略的な評価である。

#### b) 微地形分類による評価

既往地震において液状化の発生地点を見た場合、同一地域であっても微地形の特性によって液状化の発生の有無が異なることから、微地形の特性によってマクロ的に液状化の発生の有無を評価する方法である。岩崎ら（1975～1980）<sup>5)</sup>は文献4における液状化発生の主要地域につい



表-1.2.1 微地形分類に基づく液状化の評価基準<sup>5)</sup>

| 区 分 |                                | 判 断 基 準                                                     |
|-----|--------------------------------|-------------------------------------------------------------|
| A   | 流動化する可能性の高い地域<br>(詳細な調査が必要な地域) | 旧河道 現河道 砂丘間低地 (地下水位の高い<br>ところ) 水部 河川敷 旧水面上の (高い)<br>盛土地 埋立地 |
| B   | 流動化する可能性のある地域<br>(簡易な調査が必要な地域) | AでもBでもない地域                                                  |
| C   | 流動化する可能性の低い地域                  | 台地 山地                                                       |

(注) 流動化=液状化

て、微地形分類に基づく地盤耐震地図を作成している。ここで、地盤の耐震性、つまり液状化の発生の可能性は表-1.2.1で提案する評価基準によっており、既往の液状化履歴地点に適用することによって同評価基準の妥当性を検証している。

微地形分類による評価は、対象地点の微地形により簡便に液状化の可能性を評価でき、液状化の可能性を2次元的、広範囲に評価できるが、微地形が土質特性を代表していると考えられるものの、実際の土質条件と必ずしも整合していない場合もあり、また地震動の影響も考慮されていないので、概略的な評価である。

### c) 土層構造による評価

既往地震において噴砂現象に着目して液状化の発生地点を見た場合、液状化していると推定された地点で噴砂が見られなかったりすることから、液状化（噴砂）の発生が液状化層厚、地下水位あるいは表層の非液状化層厚に関係していることに着目して、液状化の発生の有無を評価する方法である。東京都（1972）<sup>6)</sup>は、液状化の有無を簡易的に判定するために、表層（非液状化層）の厚さと砂層（液状化層）の関係を提案している。また、岩崎ら（1981）<sup>7)</sup>は既往地震において液状化が地表まで及んでいる液状化地点と非液状化地点について、深度10m以浅における地下水位以下の砂質土層の層厚、地下水位および地表面付近の非液状化層の層厚を整理して図-1.2.2の関係を提案している。さらに、常田ら（1991）<sup>8)</sup>は表-1.2.2の評価基準に基づいて、対象地点の地盤種別と液状化層の層厚の関係から液状化の可能性を簡易的に評価する方法を提案している。ここで、2mおよび5mの境界深度は図-1.2.2に拠っている。

### C) 確率論的な評価

構造物の設計において導入されつつある信頼性理論により、強度と荷重のばらつきを考慮して構造物の安全性を確率的に評価するものであり、地盤においても地盤の強度と地震による荷重との比較により、安全性、つまり液状化の発生の評価をしようとするものである。ここで、地盤や地震動の特性は構造物に比較してばらつきが大きく、確率論的な取り扱いが有効であると考えられる。関連研究例としては、McGuireら（1978）<sup>9)</sup>がある。確率論的に液状化の評価を行う場合に問題となるのは、算出される液状化の発生確率の取り扱い方法であるが、今後の課題である。

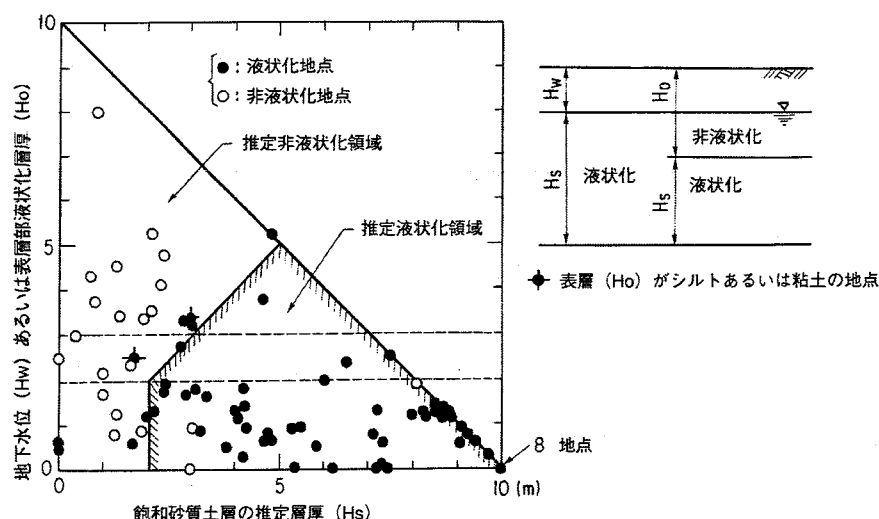


図-1.2.2 地表に及ぶ液状化発生の有無と飽和砂質土層厚、地下水位および地表部の非液状化層厚の関係 7)

表-1.2.2 微地形分類と液状化層厚に基づく液状化の評価基準 8)

| 微地形分類による液状化ポテンシャルの区分* | 液状化層厚(m)               |                     |                      |
|-----------------------|------------------------|---------------------|----------------------|
|                       | $0 \leq H_{AS} \leq 2$ | $2 < H_{AS} \leq 5$ | $5 < H_{AS} \leq 20$ |
| A                     | B                      | A                   | A                    |
| B                     | C                      | B                   | A                    |
| C                     | C                      | C                   | B                    |

\*:表-1.2.1による

A:液状化ポテンシャルが高い地点・地域

B:液状化ポテンシャルがある地点・地域

C:液状化ポテンシャルが低い地点・地域

#### D) 過剰間隙水圧による評価

地盤の液状化は、飽和砂地盤内の土粒子の密度化に伴って発生する過剰間隙水圧の上昇により有効応力が低下する現象であることから、過剰間隙水圧を推算することにより液状化の発生程度を評価する方法である。地震時に発生する過剰間隙水圧の推定方法としては、数値解析モデルを構築することにより、過剰間隙水圧の発生および消散を解析する方法に関して多くの研究がある。

本評価では、地盤内に発生する過剰間隙水圧の経時変化、つまり液状化の時間変化、さらには過剰間隙水圧の上昇程度、つまり液状化の発生程度の再現が可能であるが、評価の精度が数値解析モデルおよびパラメータに依存するとともに、パラメータの設定に必要なデータの取得および詳細な数値計算が必要とされる。

## E) 地盤の動的せん断強度と地震時せん断応力の比較による評価

地震時に地盤内に発生する地震荷重（地震時せん断応力）と地盤の保有する動的強度（動的せん断強度）を比較することにより、両者の大小関係から地盤の液状化の発生を評価するものである。

本評価により簡易な液状化の評価方法を最初に提案したのはSeed - Idriss (1967, 1971)<sup>10), 11)</sup>である。同方法は、地盤の動的せん断強度を室内動的試験結果に基づいて平均粒径および相対密度から判定するものである。本研究は、これらの研究を基礎としており、1976年から道路橋示方書の改訂の1980年にかけて実施した研究である。

ここでは、本研究の基礎となったSeed - Idriss (1971)<sup>11)</sup>による液状化の判定法の概要を以下に示す。

### a) Seed - Idrissによる簡易判定法

本法による液状化の判定の基本は、地震動によりN回の繰り返し載荷で発生する繰り返し応力（動的せん断応力）とN回の繰り返し載荷で液状化を発生させるのに必要な応力（動的せん断強度）の相対比較にある。

まず、単位体積重量が $\gamma$ である地盤の表面に $\alpha_{\max}$ の最大加速度が作用する場合、地盤を剛体と考えると深度 $h$ で水平方向に作用する最大せん断応力 $(\tau_{\max})_r$ は式(1.2.1)で表される。

$$(\tau_{\max})_r = \frac{\gamma h}{g} \alpha_{\max} \quad (1.2.1)$$

ここに、 $g$  : 重力加速度

しかし、実際の地盤は剛体でなく変形するため、深度 $h$ での最大せん断応力 $(\tau_{\max})_d$ は $(\tau_{\max})_r$ 以下となり、式(1.2.2)で表される。

$$(\tau_{\max})_d = r_d (\tau_{\max})_r \quad (1.2.2)$$

ここに、 $r_d$  : せん断応力の低減係数 ( $\leq 1$ ) で、地表面で1であり、深くなるに従って減少する

式(1.2.1) および式(1.2.2) から、式(1.2.3) が導かれる。

$$(\tau_{\max})_d = \frac{\gamma h}{g} \alpha_{\max} r_d \quad (1.2.3)$$

実際に作用する地震時のせん断応力の時刻歴は不規則波形を呈するため、液状化の発生に寄与する程度が等価と見なせる等振幅波形に換算した等価せん断応力 $(\tau_{av})$ を考えている。実験結果から $\tau_{av}$ が $\tau_{\max}$ の約65%であるとしている。その結果Seed - Idriss は平均的なせん断応力の推定式として式(1.2.4)を提示している。

$$\tau_{av} \cong 0.65 \times \frac{\gamma h}{g} \alpha_{\max} \times r_d \quad (1.2.4)$$

また、動的せん断応力および動的せん断強度の推定に必要な応力の繰り返し回数 ( $N_c$ ) は地

震動の継続時間および地震のマグニチュードに左右されるとして、以下のように設定している。

| M (マグニチュード) | Nc (回) |
|-------------|--------|
| 7           | 10     |
| 7-1/2       | 20     |
| 8           | 30     |

次に、地盤の動的せん断強度の推定法であるが、異なる粒度の土を対象とした室内動的試験<sup>12)</sup>の結果から、相対密度50%の砂に対して、平均粒径( $D_{50}$ )と液状化を繰り返し回数10回および30回で発生させるための応力比  $\sigma_{dc}/(2\sigma_a)$  の関係を得ている。ここで、原位置での動的せん断強度比  $\tau/\sigma_0'$  は  $\sigma_{dc}/(2\sigma_a)$  よりも小さいことから、両者の関係を式 (1.2.5) で関係付けている。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_0'}\right) = \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a}\right)_1 c_r \quad (1.2.5)$$

ここに、 $\tau$  : 原位置での水平方向せん断強度

$\sigma_0'$  : 初期有効上載圧力

$\sigma_{dc}$  : 振動3軸試験時の設定応力振幅

$\sigma_a$  : 振動3軸試験時の拘束圧力

$c_r$  : 振動3軸試験結果から原位置せん断強度を求めるための補正係数

ここで、動的せん断強度が相対密度 ( $D_r$ ) に比例すると仮定することにより、原位置での動的せん断強度比の推定式を式 (1.2.6) で提示している。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_0'}\right)_{1D_r} \cong \left(\frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a}\right)_{150} c_r \frac{D_r}{50} \quad (1.2.6)$$

ここで、 $[\sigma_{dc}/(2\sigma_a)]_{150}$  は相対密度50%の砂に対して、繰り返し回数1に従って得られる値であり、式 (1.2.6) により任意の繰り返し回数、平均粒径および相対密度に対する地盤の動的せん断強度が推定できる。なお、相対密度が明らかでない場合は、Gibbs - Holtz (1957)<sup>13)</sup>が提示している  $N$  値  $\sim D_r \sim \sigma_0'$  の関係を用いて推定できるとしている。

以上のように、Seed - Idrissの液状化判定法は動的せん断応力と動的せん断強度の相対比較による合理的な判定法であるが、評価手順が煩雑であることに加えて液状化の有無だけの判定が主眼であり、評価手順の簡易化と液状化の程度の評価へと展開することが必要とされる。

## 2) 液状化の影響の評価

### A) 過剰間隙水圧の発生特性

地震時に発生する動的間隙水圧に関して、石原ら (1973)<sup>14)</sup> はせん断応力比 ( $L$ ) と過剰間隙水圧の関係を整理し、過剰間隙水圧比が概ね0.5以上では少しの応力比の増加で間隙水圧が急増すること、液状化に必要な応力比の2/3程度でも過剰間隙水圧比は0.1~0.2程度発生することを指摘している。

また、動的な土質特性に基づいて過剰間隙水圧を評価するために、Seedら (1976)<sup>15)</sup> は繰り返

し単純せん断試験の結果から、式 (1.2.7) により液状化までの繰り返し回数比と過剰間隙水圧比の関係を定式化している。

$$r_N = \frac{N}{N_L} = \left[ \frac{1}{2} (1 - \cos \pi r_u) \right]^\alpha \quad (1.2.7)$$

ここに、 $r_N$ ：繰り返し回数比

$r_u$ ：過剰間隙水圧比

$N_L$ ：一定繰り返しせん断応力によって液状化に至るのに必要な繰り返し回数

$N$ ：繰り返し回数

$\alpha$ ：実験定数 (例：0.7)

ここで、式 (1.2.7) により過剰間隙水圧比を予測する場合、液状化に至るのに必要な繰り返し回数 ( $N_L$ ) および実験定数 ( $\alpha$ ) が規定できるとしても、繰り返し回数 ( $N$ ) を予測することが必要であり、簡易な評価への展開が必要とされる。

## B) 地盤の支持力特性

道路橋で最初に規定された「道路橋耐震設計指針 (昭和47年(1972))」<sup>2)</sup>では、液状化の可能性があると判定された飽和砂質土層について、その支持力を無視することが規定されている。これは、液状化の有無が地下水位、平均粒径、均等係数等の土質条件からのみで判定され、液状化の程度といった定量的な指標が提示されるに到らなかったためである。

従って、液状化の判定をより合理的に行うために、定量的な評価指標が必要とされるとともに、液状化の影響についても定量的な評価が必要とされる。

## C) 地中構造物の浮き上がり特性

「水道施設耐震工法指針・解説 1979年版(昭和54年)」<sup>16)</sup>では、沈殿池等の池状構造物の耐震設計においては、自重等の慣性力に対する構造部材の断面応力度等の検証により安全性の評価を規定しているが、液状化に起因する浮き上がりの評価については特に規定はない。

最初に、地中構造物において液状化に対する浮き上がりの安定性の評価を規定したのは、「共同溝設計指針 (昭和61年(1986))」<sup>17)</sup>である。同指針では、構造物の上載土の荷重 ( $W_s$ )、共同溝の自重 ( $W_B$ )、上載土のせん断抵抗 ( $Q_s$ )、共同溝側面の摩擦抵抗 ( $Q_B$ )、共同溝底面に作用する静水圧による揚圧力 ( $U_s$ ) および共同溝底面に作用する過剰間隙水圧による揚圧力 ( $U_D$ ) を用いて、式 (1.2.8) により浮き上がり安全率に対する安全率 ( $F_s$ ) を定義し、同安全率が1.1以上でなければならないと規定している。

$$F_s = \frac{W_s + W_B + Q_s + Q_B}{U_s + U_D} \quad (1.2.8)$$

同指針は力の釣り合いに基づいて浮き上がりの有無を判断するものであり、防止対策についても、安全率を最小限で満足するように経済的な工法の設計を行うことになる。しかし、より合理的で経済的な設計法とするためには、地震時の被害程度に係わる浮き上がりの程度の評価が必要である。そのためには浮き上がりのメカニズムを解明し、浮き上がり量の予測法あるいは対策工法の開発へと展開させることが必要とされる。

## D) 道路橋への影響特性

地震による道路橋の被害を軽減する方法として、新設橋梁に対する耐震設計と既設橋梁に対する補強の2つの方法がある。前者については、「道路橋耐震設計指針（昭和47年(1972)）」<sup>2)</sup>以降、適宜耐震設計法の改訂がなされてきている。一方、既設橋梁の耐震点検も1971年以降に実施されてきている。

表-1.2.3はわが国における道路橋の耐震点検の経緯を示す。1971年および1976年の初期の段階では、液状化は直接的には考慮されていない。その後、1979年の耐震点検で初めて液状化に対する耐震性が具体的に考慮されることとなり、次いで1986年の点検では、地盤液状化の発生可能性および橋梁の基礎に対する影響の両方が考慮されるに至っている。

しかし、1986年の点検の結果および既往地震の経験により、合理的な点検手法の確立のためには、以下の点について検討することが必要とされる。

### ① 点検のためのデータの不足

橋梁の周辺地盤の液状化の危険度および液状化による橋梁の被害の危険度を適切に点検するためには、地盤条件および道路橋の構造条件、特に基礎の条件に関するデータの収集が必要である。しかし、建設後長年が経過した橋梁に関するデータ、特にボーリングデータや基礎構造に関するデータを入手することは通常困難であるので、点検に必要なデータの得られない橋梁の取り扱い方法が必要である。

### ② 液状化と構造物に対する液状化の影響の両方を考慮した合理的な評価

液状化の発生だけでなく、液状化によって引き起こされる影響も考慮することが必要である。

表-1.2.3 日本における液状化に対する道路橋の耐震点検の経緯

| 点検年   | 耐震点検法と液状化の取り扱い                                                                                                                                                                                 |
|-------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1971年 | ・現地状況の目視点検<br>*液状化は直接は考慮されていない。                                                                                                                                                                |
| 1976年 | ・現地状況と変状のチェックリスト<br>・各チェック項目に対する変状度 (A、B、C)<br>*液状化は直接は考慮されていない。                                                                                                                               |
| 1979年 | ・第1段階点検・第2段階点検<br>・地盤／上部工／下部工<br>・第2段階で杭の耐力算定<br>・対策費の算出<br>*液状化危険度を考慮。<br>第1段階：飽和砂質土層の有無<br>第2段階：飽和砂質土層の層厚（～1m～10m～）                                                                          |
| 1986年 | ・第1段階点検・第2段階点検・第3段階点検<br>・地盤／上部工／下部工<br>・第2段階で杭の耐力算定<br>・対策費の算出<br>*液状化危険度および基礎に対する影響を考慮。<br>第1段階：飽和砂質土層の有無<br>第2段階：液状化に対する抵抗率 ( $F_L$ ) と $FL < 0.6$ の土層厚 ( $H_L$ ) の算出。<br>基礎の深さと $H_L$ を比較。 |

## 2) 本研究の位置付け

### 1) 液状化の発生特性の評価

液状化の評価方法のうち、本研究では、地震時に地盤内に発生する地震時せん断応力と地盤の保有する動的せん断強度を比較する方法について、液状化の発生およびその程度（本文では、液状化ポテンシャルと呼ぶ）を簡便に評価する方法を提案する。本研究の結果、液状化ポテンシャルを簡易に評価するための新たな評価指標として「液状化抵抗率（ $F_L$ ）」を提案し、合わせて既往地震での液状化履歴および振動台実験により提案方法の適用性を検証する。

本研究の基礎となったのは、本法の先駆けであるSeed - Idriss (1967<sup>10)</sup>, 1971<sup>11)</sup>) の研究であるが、以下の点にその差異・特徴がある。

- ① 液状化の判定について、Seed - Idrissは液状化の有無を評価することが主眼であるが、本研究では液状化の有無だけでなく、その程度も評価できるようにしている。
- ② 動的せん断応力と動的せん断強度の大小関係の比較において、Seed - Idrissは両者の相互関係図で判断するが、本研究では両者の大小関係を新しい評価指標により定量的に判断できるようにしている。
- ③ 動的せん断応力について、Seed - Idrissは平均的なせん断応力に換算しているが、本研究では最大せん断応力としている。
- ④ 動的せん断強度について、Seed - Idrissは繰り返し回数（＝地震規模）および平均粒径（ $D_{50}$ ）に対応する動的せん断強度を読み取り、それを相対密度（ $D_r \leftarrow N$ 値,  $\sigma'_v$ ）で補正することにより推算するのに対して、本研究では $N$ 値（←推定相対密度 $D_r^*$ ）および平均粒径（ $D_{50}$ ）を用いた計算式により直接的に算定できるようにしている。
- ⑤ 動的せん断強度について、振動3軸試験結果の結果から原位置のそれに補正する場合、Seed - Idrissは相対密度に応じて補正係数を0.55～0.75としているが、本研究では種々の補正を相殺した結果から1.0としている。

なお、本研究の結果は大橋ら (1976) <sup>18)</sup>以降に順次発表され、「水道施設耐震工法指針・解説（昭和54年(1979)）」<sup>16)</sup>および「道路橋示方書V耐震設計編（昭和55年(1980)）」<sup>19)</sup>に反映されている。

さらに、上記のSeed - Idrissおよび液状化抵抗率（ $F_L$ ）の評価方法は、土要素あるいは土層を対象として液状化ポテンシャルを評価するものであるが、本研究では、対象地点の地盤（全体）としての液状化ポテンシャルを評価するために、液状化抵抗率（ $F_L$ ）に基づいた新しい指標として「液状化抵抗指数（ $P_L$ ）」を提案する。そして、新指標を既往の液状化地点および非液状化地点に適用することにより、地盤の液状化の評価水準を提示する。

なお、液状化抵抗指数（ $P_L$ ）は、最近の例では、中央防災会議「東南海、南海地震等に関する専門調査会」<sup>20)</sup>で液状化の可能性の評価に反映されている。

### 2) 液状化の影響の評価

#### A) 過剰間隙水圧の発生特性

本研究は、設計基準等に導入できる過剰間隙水圧の簡易評価方法について、Seed-Idriss (1967) <sup>10)</sup>の繰り返し単純せん断試験ではなく、振動動3軸試験の結果に基づいて、式 (1.2.7) の関係を踏まえながら、直接的に繰り返し回数 (N) を予測することなく、本研究で提示する液状化の簡易評価指標である「液状化抵抗率 ( $F_L$ )」を用いて、過剰間隙水圧を簡易に評価する方法を提案する。さらに、地盤模型の振動台実験の結果からも「液状化抵抗率 ( $F_L$ )」を用いて過剰間隙水圧を簡易に評価する方法を提案する。

なお、本研究の成果の一部は「共同溝設計指針 (昭和61年(1992))」<sup>17)</sup>に発展的に反映されている。

## B) 地盤の支持力特性

本研究は、液状化の有無および程度の簡易評価のために液状化抵抗率 ( $F_L$ ) を提案するが、さらに、液状化の影響を考慮した構造物、特に基礎の設計法の確立を目的として、液状化抵抗率 ( $F_L$ ) による液状化の程度に対応した地盤の支持力、つまり地盤反力係数の低減特性を簡易かつ定量的に評価する方法を提案する。

本研究の成果である液状化抵抗率 ( $F_L$ ) と地盤反力係数比 ( $K/K_0$ ) の関係は、「道路橋示方書 V 耐震設計編 (昭和55年(1980))」<sup>19)</sup>において、表-1.2.4のように土質定数に乗じる係数 ( $D_E$ ) として規定されている。さらに、「道路橋示方書 V 耐震設計編 (平成2年(1990))」<sup>21)</sup>においてもそのまま踏襲されている。

## C) 地中構造物の浮き上がり特性

本研究は、液状化層内の地中構造物の浮き上がりに関する実験を実施し、浮き上がり特性および影響要因を検討する。そして、地中構造物の浮き上がりの発生機構の観点から、浮き上がりのためには構造物底面下方への土砂の回り込みが必要であることに着目し、土砂の回り込みに関係する要因として、構造物の幅および構造物底面下の液状化層厚をパラメータとする実験を行い、構造物の幅および構造物底面下の液状化層厚と構造物の浮き上がり速度や浮き上がり量の関係を明らかにする。さらに、土砂の回り込み防止を意図するために、構造物底面両端に脚構造を付けた抑制壁構造を提案し、浮き上がり抑制構造として構造物底面両端に脚構造を付けることにより、浮き上がりに対する抑制効果を検証する。

表-1.2.4 液状化の程度に応じて土質定数に乗じる低減係数 <sup>19)</sup>

| $F_L$ の範囲            | 現地盤面からの深度<br>$x$ (m)  | 土質定数に乗じる係数<br>$D_E$ |
|----------------------|-----------------------|---------------------|
| $F_L \leq 0.6$       | $0 \leq x \leq 1.0$   | 0                   |
|                      | $1.0 \leq x \leq 2.0$ | $1/3$               |
| $0.6 < F_L \leq 0.8$ | $0 \leq x \leq 1.0$   | $1/3$               |
|                      | $1.0 \leq x \leq 2.0$ | $2/3$               |
| $0.8 < F_L \leq 1.0$ | $0 \leq x \leq 1.0$   | $2/3$               |
|                      | $1.0 \leq x \leq 2.0$ | 1                   |



## D) 道路橋への影響特性

本研究は、1986年の耐震点検の手法よりも定量的に液状化およびその影響を簡便に評価する手法の改善を目的として、地盤種別および微地形分類といった簡易に入手できるデータに基づいた液状化危険度、さらに橋梁基礎の形態別に液状化の影響および被害の程度を簡便に評価する手法を提案する。

なお、本研究で提案する評価法は1991年に旧建設省が主導して実施した道路橋の耐震点検に適用されている。

## (3) 本研究以降の研究の進展

### 1) 液状化の発生特性の評価

本研究の液状化抵抗率 ( $F_L$ ) による評価方法が提案されている頃には、Seedら (1977<sup>22)</sup> , 1979<sup>23)</sup> ) の研究および本研究に対する課題提起となる吉見・時松 (1980)<sup>24)</sup> の研究がある。以下にそれらの研究の概要を示す。

#### A) Seedによる評価方法の改善

Seedら (1977)<sup>22)</sup> は、地盤の貫入抵抗が相対密度、原位置の $K_0$ 値および土粒子の構造的安定性の増加に伴い増加するという、砂の液状化抵抗と同様な特性を有することや、貫入抵抗が原位置の砂地盤が置かれている状態を特徴付ける唯一の標準的指標であることを考えて、地盤の液状化特性に対する貫入試験結果の重要性を指摘している。そして、既往の液状化地点および非液状化地点を区分する  $\tau_{av}/\sigma'_0$  と換算N値 ( $N_1$ ) の境界線を提案している。ここで、式 (1.2.4) は式 (1.2.9) とし、 $N_1$ は貫入抵抗値 ( $N$ ) を  $1tf/f^2$  の有効上載圧力に換算したN値であり、式 (1.2.10) による。

$$\tau_{av} \cong 0.65 \times \frac{\sigma_0}{g} \alpha_{max} \times r_d \quad (1.2.9)$$

ここに、 $\sigma_0$  : 全上載圧力

$$N_1 = C_N N \quad (1.2.10)$$

ここで、補正係数 $C_N$ については、Gibbs - Holtz (1957)<sup>13)</sup> の結果に基づいて、有効上載圧から推定できるようにしている。

Seed (1979)<sup>23)</sup> は、以上の結果に基づいてN値を用いた新しい液状化の判定法を提案している。つまり、判定の対象とする土層において、式 (1.2.11) を用いて動的せん断応力比  $\tau_{av}/\sigma'_0$  を計算し、また式 (1.2.10) および有効上載圧から推定する補正係数 $C_N$ から換算N値 ( $N_1$ ) を求める。そして、両結果を  $\tau_{av}/\sigma'_0$  と換算N値 ( $N_1$ ) の境界線に対比させてプロットして、液状化の有無を判定する。

$$\frac{\tau_{av}}{\sigma'_0} \cong 0.65 \frac{\alpha_{max}}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma'_0}, r_d \quad (1.2.11)$$

また、SeedはMarcuson-Bieganousky(1977)<sup>25)</sup>の大型せん断試験結果を $\tau_{av}/\sigma_v'$ と換算N値( $N_1$ )の境界線図に重ね合わせることで、マグニチュードに応じた $\tau/\sigma_v' \sim N_1$ を関係付けている。

以上のように、換算N値を用いることにより動的せん断強度を直接算出する必要がなくなるという改善が図られたが、液状化の有無の判定に主眼があること、相互関係図に基づいて評価すること等は従来と変わっていない。また、動的せん断強度が換算N値に置き換わることで、土質毎に $\tau_{av}/\sigma_v'$ と換算N値( $N_1$ )の関係を設定することが必要になり、土質の違いによる評価が曖昧になっている。

## B) 吉見・時松による課題提起

吉見・時松(1980)<sup>24)</sup>はSeed(1979)<sup>23)</sup>による判定方法および本研究による評価方法(=土研法)の比較検討を行い、Seedの方法では、N値が小さく細粒分を含む砂に対して地盤の強度を過小評価し、本研究の方法では、N値が大きい砂に対して地盤の強度を過小評価する可能性があることを指摘している。そして、原位置での砂の液状化強度の予測法として図-1.2.3を提案している。つまり、地盤の液状化強度比(R)と式(1.2.12)で定義される換算N値( $N_1$ )の関係において、砂の種類を中粗砂、細砂およびシルト質砂の3区分し、それぞれ図中の実線で平均的な液状化強度を評価している。なお、図-1.2.3において本研究の評価結果は0.65倍されている。

$$N_1 = \left( \frac{200N}{\sigma_v' + 100} \right) \quad (1.2.12)$$

吉見・時松による評価方法は、代表的な土質区分毎に取り扱っていることでSeedのそれとは異なるが、換算N値により相互関係図に基づいた評価であることではSeedの評価方法の流れに

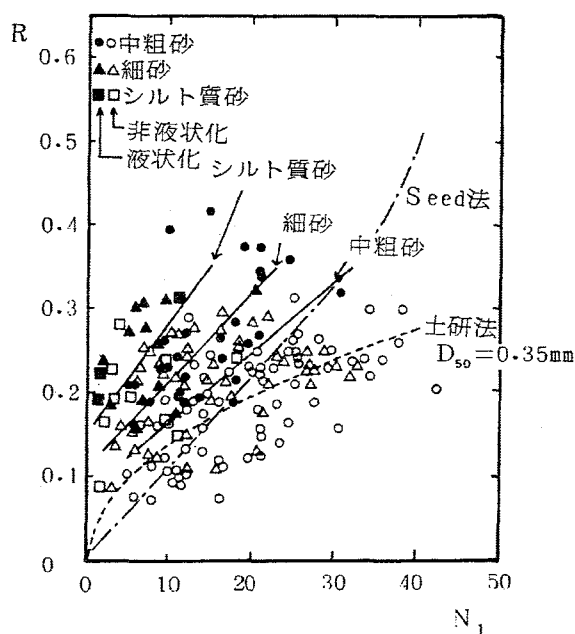


図-1.2.3 砂の動的せん断強度比(R)と換算N値( $N_1$ )の関係<sup>24)</sup>

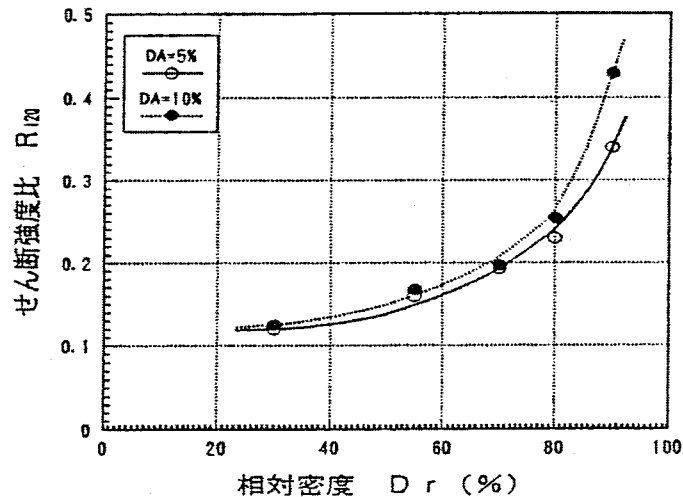


図-1.2.4 相対密度と動的せん断強度比の関係 <sup>26)</sup>

あり、土質の違いを平均粒径により直接的に評価する本研究とは異なる。

上記の課題が提示されていたが、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では昭和55年(1980)の改訂の5年後の平成2年(1990)の改訂の際、液状化の評価方法については動的せん断強度比( $R$ )の算定において細粒分含有率( $FC$ )による補正項が追加されるに止まっている。

一方、吉見・時松の課題提起、つまり本研究の方法では $N$ 値が大きい砂に対して地盤の強度を過小評価する可能性があることについて、本研究の延長上における研究がある。東ら(1993)<sup>26)</sup>では、 $N$ 値が高い、密な砂質土を対象として振動3軸試験を行うことにより、図-1.2.4に示すように、相対密度の増加に伴い動的せん断強度比が急増することを確認している。

その後、1995年1月に発生した兵庫県南部地震の経験に基づいて、液状化の評価方法は大幅に見直され、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編は平成8年12月(1996)に大改訂されているが、主要な改定点は以下の通りである<sup>27)</sup>。

- ① 対象地盤：平均粒径の範囲でなく、 $D_{50} \leq 10\text{mm}$ かつ $D_{10} \leq 1\text{mm}$ および $FC \leq 35\%$ で規定。
- ② 動的せん断強度比は、タイプⅠ・タイプⅡ別に補正，砂質土・礫質土別の算定式とし，砂質土は $FC$ と換算 $N$ 値，礫質土は $D_{50}$ と換算 $N$ 値による。
- ③ 動的せん断応力比は，設計水平震度の標準値をタイプⅠ・タイプⅡ別に規定し，地域補正する。

さらに，平成14年3月(2002)には，性能規定型の設計法への編成に向けた検討がなされて新たに改訂されているが，液状化の評価方法に関しては平成8年版を踏襲している。

海外，特に米国における最近の研究状況は「土の液状化抵抗の評価に関する1996年NCEERワークショップおよび1998年NCEER/NSFワークショップ」の総括報告(2001)<sup>28)</sup>から知ることができる。それによると，Seed-Idriss(1971)<sup>11)</sup>が提案した式(1.2.4)による動的せん断応力比における低減係数 $r_d$ の定式化，動的せん断強度／動的せん断応力と基準 $N$ 値： $(N_1)_{60}$ の関係における液状化・非液状化の境界線の設定，基準 $N$ 値による動的せん断強度比の定式化，細

粒分含有率による基準N値の補正，実測N値から基準N値を算出するための各種の補正係数の設定とその定式化，マグニチュード7.5を基準としたマグニチュードに応じた動的せん断強度の補正係数の定式化等の研究があるが，これらは1970年代および1980年代の課題の延長上にあると言える。1990年代以降の新しい課題としては，CPT（静的コーン貫入試験）の結果および $V_s$ （せん断波速度）を用いた動的せん断強度比／動的せん断応力比の定式化があり，これらの指標と動的せん断強度比／動的せん断応力比の関係における液状化・非液状化の境界線の設定等の研究がある。

このように，本研究以降のおおよそ20年間における米国内の研究動向は，動的せん断強度比あるいは動的せん断応力比の予測精度の向上および予測法の多様化に主眼が置かれている。しかし，液状化の評価は液状化の発生の有無のみにあり，Seed-Idriss(1971)<sup>11)</sup>の域を出ていない。また，本研究あるいは我が国で課題となっており，その研究が進展している，液状化による影響評価については，個別問題として扱われており，評価の簡易化や定式化は未だ特に意識されていない。

一方，地盤の液状化ポテンシャルを評価する新しい指標の「液状化抵抗指数（ $P_L$ ）」に関しては，関西地盤情報活用協議会（1998）<sup>29)</sup>により，1995年兵庫県南部地震の液状化発生地点の検討に基づいて，表-1.2.5のように細分化された評価水準が提案されている。ここで， $P_L$ 値は本研究の提案による定義を踏襲しているが， $F_L$ の算出は3つの方法，つまり「建築基礎構造設計指針（昭和63年(1988)）」<sup>30)</sup>，「道路橋示方書V耐震設計編（平成8年(1996)）」<sup>27)</sup>および「大阪府土木部案（1997）」<sup>31)</sup>を適用しており，液状化発生地点の約70%を超える限界 $P_L$ 値は，それぞれ10，15および20としている。

また，「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計（平成11年(1999)）」<sup>32)</sup>では，液状化の範囲と程度の目安として $P_L$ 値を採用しており， $P_L < 5$ の場合は液状化地盤としない， $P_L \leq 15$ の場合は側方流動の影響を考慮しなくてよいとするとともに， $P_L = 20$ を橋梁基礎の荷重～変位関係を推定する際の付加重量を考慮する判断基準としている。

さらに，（社）土木学会の「土木構造物の耐震設計ガイドライン（案）—耐震技術基準作成のための手引き—(2001)」<sup>33)</sup>では，液状化による地盤の安定について，構造物の被害に関する概

表-1.2.5  $P_L$ 値と液状化の程度との関係<sup>29)</sup>

| $P_L$ 値 | 液状化                          |
|---------|------------------------------|
| 0～5     | 液状化はほとんどなし。被害なし。             |
| 5～10    | 液状化の程度は小さい。構造物への影響はほとんどない。   |
| 10～20   | 液状化は中程度。構造物によっては影響の出る可能性がある。 |
| 20～35   | 激しい液状化。噴砂が多く、直接基礎の建物が傾く場合あり。 |
| 35以上    | 非常に激しい液状化。大規模な噴砂と構造物の被害。     |

略検討に用いるための液状化の程度を表す参考値として $P_L$ 値を引用している。

## 2) 液状化の影響の評価

### A) 過剰間隙水圧の発生特性

本研究による過剰間隙水圧比の評価方法の提案(1981)以降において、「共同溝設計指針(昭和61年(1986))」<sup>17)</sup>が新たに規定されているが、浮き上がりに対する安全率を算出するための幅 $B$ (m)の共同溝底面に作用する過剰間隙水圧( $\Delta u$ : t/m<sup>2</sup>)による揚圧力( $U_D$ : t/m)を式(1.2.13)で規定し、過剰間隙水圧比( $L_U$ )を式(1.2.14)あるいは図-1.2.5で規定している。ここで、式(1.2.14)は本研究における振動3軸試験の結果に基づいた評価方法を基礎としている。

$$U_D = \Delta u \cdot B = L_U \cdot \sigma_v' \cdot B \quad (1.2.13)$$

ここに、 $\sigma_v'$ : 静水圧状態における共同溝底面と同じ深さの土中の有効上載圧(t/m<sup>2</sup>)

$$\left. \begin{aligned} L_U &= F_L^{-7} & (F_L \geq 1) \\ L_U &= 1 & (F_L < 1) \end{aligned} \right\} \quad (1.2.14)$$

安田ら(1981)<sup>34)</sup>は、石原ら(1973)<sup>14)</sup>の結果に基づいて $F_L$ と過剰間隙水圧を関係付ける方法を提案している。その後、安田(1986)<sup>35)</sup>は、その方法を不攪乱試料に適用することにより、砂の特性ごとに $F_L \sim r_u$ (過剰間隙水圧比)  $\sim R_L$ (液状化応力比)の関係を式(1.2.15)あるいは図-1.2.6のように定式化している。これによれば、細粒分を含む砂の場合、 $F_L < 1.0$ で $r_u < 1.0$ となることが考慮されている。

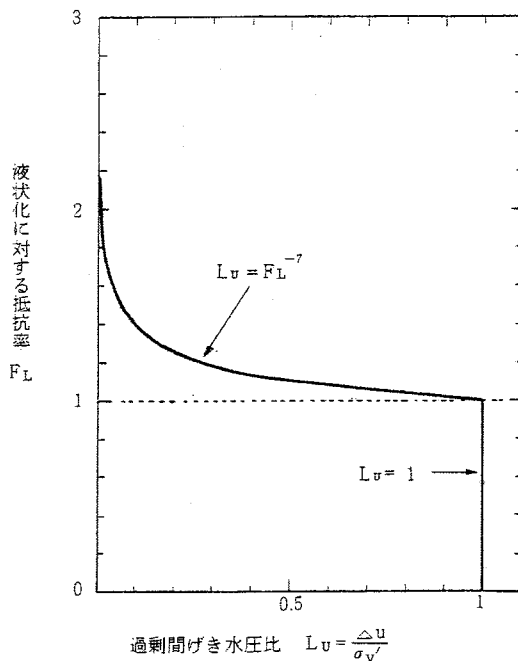


図-1.2.5  $F_L$ と $L_U$ の関係<sup>17)</sup>

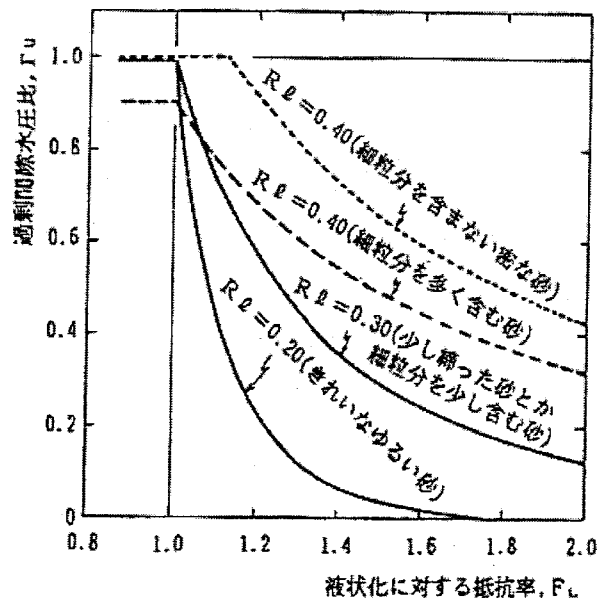


図-1.2.6  $F_L$ と過剰間隙水圧比( $r_u$ )の関係<sup>35)</sup>

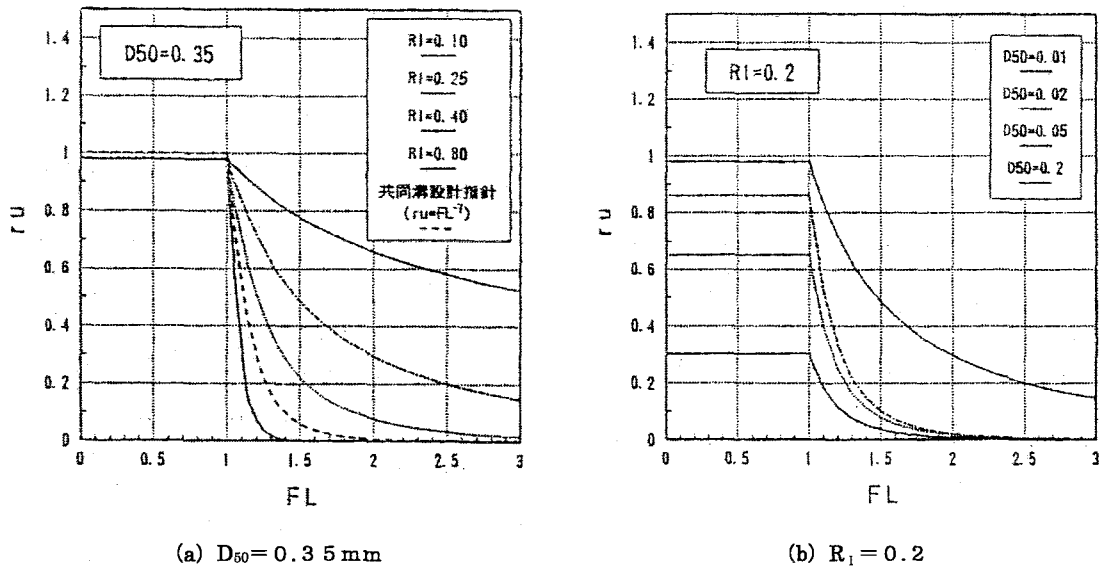


図-1.2.7  $F_L$ と過剰間隙水圧比 ( $r_u$ ) の関係<sup>36)</sup>

$$\left. \begin{aligned}
 \text{一般の砂 } (R_1 < 0.35) &: r_u = (F_L)^{-0.163} (R_1)^{-2.42} \\
 \text{細粒分を含む砂 } (R_1 > 0.35) &: r_u = (1.7 - 2R_1)(F_L)^{-0.163} (R_1)^{-2.42} \\
 \text{密な砂 (N値が25程度以上)} &: r_u = 1.2(F_L)^{-0.163} (R_1)^{-2.42}
 \end{aligned} \right\} \quad (1.2.15)$$

大塚ら (1994)<sup>36)</sup> は、本研究と安田 (1986)<sup>35)</sup> の結果に基づいて、 $F_L \sim r_u$  (過剰間隙水圧比)  $\sim R_1$  (液化化応力比)  $\sim D_{50}$  (平均粒径) の関係を式 (1.2.16) あるいは図-1.2.7のように定式化している。これによれば、基本的に  $F_L < 1.0$  で  $r_u < 1.0$  となり、その低減度合いは平均粒径に依存することになる。

$$r_u = \left( 1 - \frac{0.007}{D_{50}} \right) F_L^{-0.4 R_1 - 1.6} \quad (1.2.16)$$

また、「下水道施設の耐震対策指針と解説 1997年版(平成9年)」<sup>37)</sup>では、地盤の滑り破壊に対する安定性の評価を規定しているが、円弧滑り法によることとし、液化化する場合、液化化がある程度進んだ段階では主要な地震動は終了していると考えて、設計水平震度は考えずに過剰間隙水圧のみを考慮した滑り安全率を算出するように規定している。この際の過剰間隙水圧比は「共同溝設計指針 (昭和61年(1986))」<sup>17)</sup>に準拠している。

さらに、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 (平成11年(1999))」<sup>32)</sup>では、開削トンネルの浮き上がり安全率を算定するための揚圧力算定のために、式 (1.2.17) あるいは図-1.2.8により過剰間隙水圧比を規定している。これは、 $F_L \leq 0.5$ において、 $L_u = 1$ とするものであり、式 (1.2.14) よりも過剰間隙水圧の影響が緩和されている。

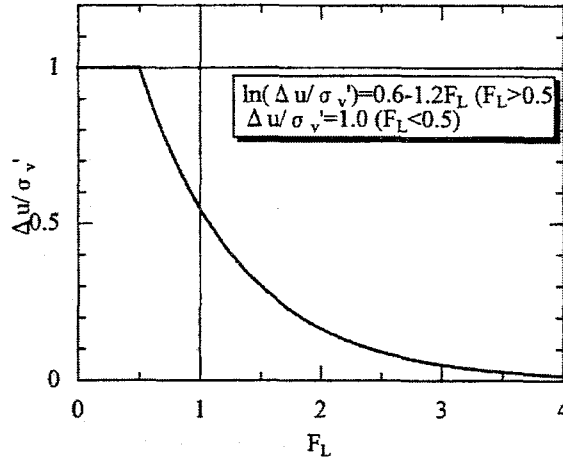


図-1.2.8  $\Delta u/\sigma'_v \sim F_L$  と過剰間隙水圧比 ( $r_u$ ) の関係 <sup>32)</sup>

$$\left. \begin{aligned} \ln \left( \frac{\Delta u}{\sigma'_v} \right) &= 0.6 - 1.2 F_L & (F_L > 0.5) \\ \frac{\Delta u}{\sigma'_v} &= 1.0 & (F_L \leq 0.5) \end{aligned} \right\} \quad (1.2.17)$$

以上のように、いずれの場合も  $F_L$  が或る値 (1.0あるいは0.5) 以下の領域において、過剰間隙水圧比は一定値とされているのが共通的である。

## B) 地盤の支持力特性

本研究の後、1988年1月に改訂された「建築基礎構造設計指針 (昭和63年(1988))」<sup>30)</sup>では、水平地盤反力係数の低減係数を表-1.2.6のように規定している。低減係数の基本的な考え方は本研究に基づく「道路橋示方書V耐震設計編 (昭和55年(1980))」<sup>19)</sup>と同じであり、新しい視点としては補正N値 ( $N_a$ ) に応じて低減係数を区分しており、低減係数が0.5以下の領域で細かい係数設定になっている。

関連研究も実施されており、佐々木ら (1987) <sup>38)</sup> は、液状化地盤中に設置した杭模型の振動台実験から、横方向地盤反力係数が有効上載圧の低下に比例することを示している。また、野田ら (1990) <sup>39)</sup> は、本研究と同様な実験方法により過剰間隙水圧比による鉛直地盤反力係数の低減傾向が本研究と概ね一致すること、さらに加振により液状化させた砂地盤内の杭模型を水平載荷することにより、水平地盤反力係数比に対する過剰間隙水圧比の影響について、鉛直地盤反力係数比よりも過剰間隙水圧比の影響が大きいことを指摘している。さらに、仙頭ら (1995) <sup>40)</sup> は、加振により液状化させた砂地盤内に水平方向からピストンを貫入させることにより、(水平)地盤反力係数比 ( $D_E$ ) と過剰間隙水圧比 ( $L_u$ ) の関係について、式 (1.2.18) を提案している。

$$D_E = 1 - L_u \quad (1.2.18)$$

これらの研究は、本研究が鉛直方向の载荷に基づいた地盤反力の低減特性を提案しているのに対して、水平方向の载荷に基づいた地盤反力の低減特性に関するものであって、液状化の程度、つまり過剰間隙水圧に対する地盤反力の低減率は本研究の結果よりも大きい傾向を示している。

一方、道路橋の耐震設計における低減係数の変遷を表-1.2.7に示すが、「道路橋示方書Ⅴ耐震

表-1.2.6 建築基礎構造における低減係数<sup>30)</sup>

| 液状化発生に対する安全率<br>$F_L$ の範囲 | 地表面からの深さ<br>$Z(m)$ | 水平地盤反力係数に乘じる低減係数 $r_k$ |                   |                    |            |
|---------------------------|--------------------|------------------------|-------------------|--------------------|------------|
|                           |                    | $N_a \leq 8$           | $8 < N_a \leq 14$ | $14 < N_a \leq 20$ | $20 < N_a$ |
| $F_L \leq 0.5$            | $0 \leq Z \leq 10$ | 0                      | 0                 | 0.05               | 0.1        |
|                           | $10 < Z \leq 20$   | 0                      | 0.05              | 0.1                | 0.2        |
| $0.5 < F_L \leq 0.75$     | $0 \leq Z \leq 10$ | 0                      | 0.05              | 0.1                | 0.2        |
|                           | $10 < Z \leq 20$   | 0.05                   | 0.1               | 0.2                | 0.5        |
| $0.75 < F_L \leq 1.0$     | $0 \leq Z \leq 10$ | 0.05                   | 0.1               | 0.2                | 0.5        |
|                           | $10 < Z \leq 20$   | 0.1                    | 0.2               | 0.5                | 1          |

表-1.2.7 道路橋における土質定数に乘じる係数の変遷<sup>19)・21)・27)・41)</sup>

道路橋示方書(1980)/同(1990)

| $F_L$ の範囲            | 現地盤面からの深さ<br>$z(m)$ | 土質定数に乘じる係数 $D_E$ |
|----------------------|---------------------|------------------|
| $F_L \leq 0.6$       | $0 \leq Z \leq 10$  | 0                |
|                      | $10 < Z \leq 20$    | 1/3              |
| $0.6 < F_L \leq 0.8$ | $0 \leq Z \leq 10$  | 1/3              |
|                      | $10 < Z \leq 20$    | 2/3              |
| $0.8 < F_L \leq 1.0$ | $0 \leq Z \leq 10$  | 2/3              |
|                      | $10 < Z \leq 20$    | 1                |

道路橋示方書(1996)

| $F_L$ の範囲            | 地表面からの深さ<br>$Z(m)$ | 動的せん断強度比 $R$ |           |
|----------------------|--------------------|--------------|-----------|
|                      |                    | $R \leq 0.3$ | $0.3 < R$ |
| $F_L \leq 1/3$       | $0 \leq Z \leq 10$ | 0            | 1/6       |
|                      | $10 < Z \leq 20$   | 1/3          | 1/3       |
| $1/3 < F_L \leq 2/3$ | $0 \leq Z \leq 10$ | 1/3          | 2/3       |
|                      | $10 < Z \leq 20$   | 2/3          | 2/3       |
| $2/3 < F_L \leq 1$   | $0 \leq Z \leq 10$ | 2/3          | 1         |
|                      | $10 < Z \leq 20$   | 1            | 1         |

道路橋示方書(2002)

| $F_L$ の範囲            | 地表面からの深さ<br>$Z(m)$ | 動的せん断強度比 $R$      |                   |                   |                   |
|----------------------|--------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
|                      |                    | $R \leq 0.3$      |                   | $0.3 < R$         |                   |
|                      |                    | レベル1地震動<br>に対する照査 | レベル2地震動<br>に対する照査 | レベル1地震動<br>に対する照査 | レベル2地震動<br>に対する照査 |
| $F_L \leq 1/3$       | $0 \leq Z \leq 10$ | 1/6               | 0                 | 1/3               | 1/6               |
|                      | $10 < Z \leq 20$   | 2/3               | 1/3               | 2/3               | 1/3               |
| $1/3 < F_L \leq 2/3$ | $0 \leq Z \leq 10$ | 2/3               | 1/3               | 1                 | 2/3               |
|                      | $10 < Z \leq 20$   | 1                 | 2/3               | 1                 | 2/3               |
| $2/3 < F_L \leq 1$   | $0 \leq Z \leq 10$ | 1                 | 2/3               | 1                 | 1                 |
|                      | $10 < Z \leq 20$   | 1                 | 1                 | 1                 | 1                 |



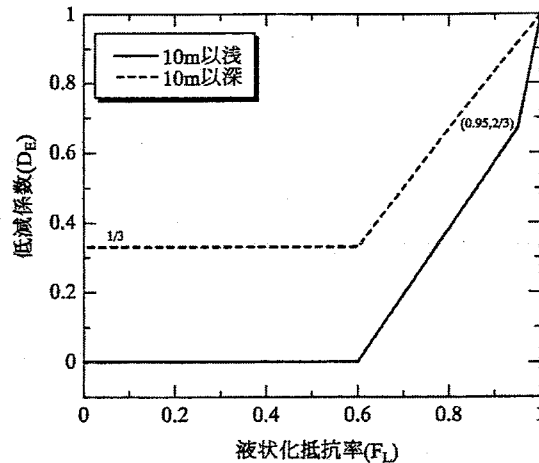


図-1.2.9  $F_L$ と低減係数 ( $D_E$ ) の関係 <sup>32)</sup>

設計編（平成2年(1990)）」<sup>21)</sup>において、土質定数に乘じる係数 ( $D_E$ ) は「道路橋示方書V耐震設計編（昭和55年(1980)）」<sup>19)</sup>を踏襲している。その後の「道路橋示方書V耐震設計編（平成8年(1996)）」<sup>27)</sup>では、「同じ $F_L$ であっても $R$ が大きければ、小さい場合と比べて低下の程度が低くなる」ことから、動的せん断強度比の0.3を境にして土質定数の低減係数 ( $D_E$ ) の値の扱いに差を設ける (0, 1/3, 2/3, 1 → 0, 1/6, 1/3, 2/3, 1: 細分化) とともに、 $F_L$ の区分の見直し (0.6, 0.8, 1.0 → 1/3, 2/3, 1: 条件緩和の方向) をしている。さらに、「道路橋示方書V耐震設計編（平成14年(2002)）」<sup>41)</sup>において、 $D_E$ の扱いは平成8年版を踏襲しているが、設計対象のレベル2地震動とレベル1地震動の差異を明確にするために地震動レベル毎に規定している。

このように、道路橋示方書V耐震設計編においては、あくまで昭和55年版(1980)を基本的な考え方としながら、動的せん断強度および入力地震動のレベルに応じて、土質定数の低減係数の相互関係を整合させながら見直しをしている。これは、本研究でも検証するように、橋梁の下部工の応答が土質定数の低減の度合いに対してそれほど敏感でないことも一因と考えられる。なお、「鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計（平成11年(1999)）」<sup>32)</sup>では、低減係数 ( $D_E$ ) と $F_L$ の関係を図-1.2.9のように連続的に規定しているが、 $F_L$ の区分、 $D_E$ の値あるいは深度区分は基本的に道路橋示方書V耐震設計編（昭和55年(1980)）」<sup>19)</sup>を踏襲している。

### C) 地中構造物の浮き上がり特性

「共同溝設計指針（昭和61年(1986)）」<sup>17)</sup>は改訂されないまま現在に至っており、水平方向の地震動に対して、液状化の程度に応じた過剰間隙水圧を考慮した浮き上がり安全率に基づいて評価を行う規定のままである。

また、「下水道施設の耐震対策指針と解説 1997年版(平成9年)」<sup>37)</sup>では、構造の一部が地下水位以下にある水槽構造物、塔状構造物および地中埋設線状構造物について、浮力に対する安定性の評価を規定している。この場合、液状化する土層がある場合はその影響を考慮している

が、考慮の方法は過剰間隙水圧ではなく、液状化した砂の単位体積重量による。これは、液状化する土層を完全液状化状態と見なすものであり、「共同溝設計指針（昭和61年(1986)）」<sup>17)</sup>と違い、液状化の発生程度は考慮されていない。なお、2段階の入力地震動、つまりレベル1地震動およびレベル2地震動について検討することとし、安全率の下限値をそれぞれ1.2および1.0と規定している。また、「共同溝設計指針（昭和61年(1986)）」と違い、水平方向の震度の1/2の鉛直震度を考慮して構造物本体の重量を減じている。

このような従来の浮き上がり安全率に基づく評価に対して、新たな研究として浮き上がり量に着目した研究がある。近藤ら（1998）<sup>42)</sup>は、共同溝の浮き上がりに関する動的遠心模型実験により、①加振加速度、②地盤の相対密度、③入力波形特性（振動型・衝撃型）、④土被り厚、⑤構造物幅、⑥底面下の液状化層厚といった要因の影響を検討している。これらの実験結果に基づいて、佐々木・松尾（2001）<sup>43)</sup>は液状化した砂を粘性流体と仮定し、浮き上がり中の構造物には浮き上がり速度に比例した抵抗が作用すると考えて、式（1.2.19）による簡易浮き上がり変位量予測手法を提案し、佐々木・田村（2002）<sup>44)</sup>は実験結果から抵抗係数（C）を定式化することにより浮き上がり変位量（x）を概ね予測できることを検証している。ここで、抵抗係数（C:t/ms）は地盤の相対密度（→動的せん断強度比R）、加振加速度（→液状化に対する抵抗率 $F_L$ ）、底面幅と底面下の液状化層厚の比（ $b/h_b$ ）および構造物密度と地盤の飽和密度の比（ $\rho_{sat}/\rho_m$ ）との相関が高いことから、式（1.2.20）により定義している。

$$x = \frac{[\rho_d h_w + \rho_{sat}(h_0 - h_w)]b - M}{\rho_{sat}bg} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\rho_{sat}bg}{C}t\right) \right\} \quad (1.2.19)$$

$$C = 18000 \cdot \left(\frac{b}{h_b}\right)^{1.5} \cdot \left(\frac{\rho_{sat}}{\rho_m}\right) \cdot R^{0.5} \cdot F_L \quad (1.2.20)$$

なお、地盤工学会の「液状化による地中埋設構造物の浮き上がり被害に関する研究委員会（2000～）」において、浮き上がり量の予測法に関する調査研究が実施されているが、未だ研究途上にある。

以上のように、本研究（1992）は液状化層内の地中構造物の浮き上がりに関する実験を実施し、構造物の幅が大きい程、また底面下の液状化層厚が薄いほど、構造物の浮き上がり速度や浮き上がり量が小さいことを明らかにしており、上記研究の先駆的意義があると考えられる。

#### D) 道路橋への影響特性

1991年に橋梁震災点検が実施された後、1996年に「道路防災総点検」が実施されている。地震に関する点検要領<sup>45)</sup>における液状化に関する点検項目は、ボーリング資料の有無、液状化対策の履歴および微地形分類による液状化の可能性であるが、本研究の成果が反映された平成3年度（1991）の点検手法に比べて簡素な方法となっている。

## 1. 2. 3 液状化に起因する地盤流動の評価

### (1) 本研究以前・同時期の研究・設計法の歴史

#### 1) 地盤流動の発生特性

水平地盤における液状化については1964年新潟地震以降、調査・研究の対象とされていたが、傾斜のある地盤において液状化が発生した場合の地盤流動の現象については、濱田ら（1986）<sup>46)</sup> が初めて指摘している。濱田らは1983年日本海中部地震において地盤流動の発生を明らかにしたが、ひるがえって1964年新潟地震等についても地盤流動の発生を指摘している。

このように、濱田らの指摘以降、急速に地盤流動に関する調査・研究が進展することとなり、本研究もその流れの中にある。

地盤流動の発生メカニズムに関しては、現在も明確ではないが、地盤の変位量が数mにも達するような大変形を評価する方法には、大別すると次の2つの考え方がある。

① 液状化した土層が剛性を著しく低下させて自重により傾斜方向に変形すると考える方法

② 液状化した土層が流体のように傾斜方向に移動すると考える方法

①に関して、吉田（1989）<sup>47)</sup> は、地表面の傾きおよび液状化層下面の傾きを変化させた地盤の2次元有限要素解析において、地盤の有効拘束圧を低減させることにより地盤流動の発生を考え、有限変形理論に基づいて地盤の水平変位量を算出している。それによると、水平変位は有効拘束圧が初期値の数%以下になってから急増する結果を得ているが、流動に係わる有効拘束圧の範囲が数%以下であることは非常に敏感な問題であることになる。

また、安田ら（1992）<sup>48)</sup> は液状化前後の自重解析による変位量の差を流動変位量とする有限要素解析法を提案しているが、そのために、豊浦標準砂を用いたねじりせん断試験により、液状化地盤の剛性（せん断弾性係数：G）の低下率と過剰間隙水圧の関係を明らかにしている。その結果、過剰間隙水圧比が1.0の液状化での剛性の低下率は0.001であるとしている。また、液状化後の単調載荷試験により、液状化状態ではせん断ひずみが10%といった大ひずみに達すると、せん断剛性が増加し始めることを指摘している。

一方、②に関して、大友ら（1992）<sup>49)</sup> は、模型振動実験において地盤流動による杭への作用荷重の特性から、流動地盤を粘性流体と見なすことができることを提案するとともに、液状化地盤（相対密度50%）の動粘性係数は $5.4 \times 10^3 \text{cm}^2/\text{s}$ であること、液状化した時点で流動が始まること、流動変位は加振終了と同時に収束（停止）することを指摘している。

以上のように、本研究の開始前あるいは同時期においては手探りの状態であり、地盤の流動特性および発生要因に関しても濱田らのように地震履歴の調査・分析が中心であったため、流動特性および影響要因の特定化および一般化のための研究が必要とされる。

#### 2) 流動変位量

濱田ら（1986）<sup>50)</sup> は既往地震における地盤流動の発生地点の地盤条件等の特性に基づいて、流動変位量の簡易予測のための式（1.2.21）を提案している。

$$D = 0.75\sqrt{H}\sqrt[3]{\theta} \quad (1.2.21)$$

ここに、 $D$ ：地表面での最大流動変位量 (m)

$H$ ：液状化層厚 (m)

$\theta$ ：地表面勾配あるいは液状化層下面の勾配のいずれか大きい方の勾配 (%)

式 (1.2.21) によれば、対象地点の液状化層厚と地表面勾配が把握あるいは想定できると地表面での最大流動変位量が予測できることになるが、同式はあくまで経験式である。

また、前述の通り、吉田 (1989)<sup>47)</sup> あるいは安田ら (1992)<sup>48)</sup> は、地盤流動の起因を剛性低下と考えた有限要素解析により流動変位量の算定を試みている。しかし、流動変位量の予測精度は地盤の剛性低下率に左右されることになる。

このように、流動変位量の評価に関しては、適正な影響要因の選定による簡易評価法の精度向上、あるいは流動の発生メカニズムに基づいた合理的な評価法への発展が必要とされる。

### 3) 地盤の流動力

地盤流動に関する研究は、地盤流動の発生特性あるいは流動変位量の評価方法に関する研究が先行しており、流動により構造物に作用する流動力に関する研究は、本研究の以前にはなされていない状況にある。

同時期の研究としては、大友ら (1992)<sup>49)</sup> は、重力場の振動台実験により模型地盤の流動に対する模型杭の挙動について、過剰間隙水圧、地盤変位、杭頭変位および曲げひずみの時刻歴から、流動変位量が増加途中で杭頭変位や曲げひずみが最大となり、その後加振中と加振後において低減してあるレベルに収斂してゆくこと、杭への作用加重は粘性流体中に置かれた物体に作用する抗力として評価できること、抗力係数とレイノズル数の関係として  $C_d = 1/R_e^{1.3}$  の実験式を提示している。

このように、地盤流動が影響する基礎構造物の設計法の確立のために、地盤流動により作用する流動力の特性の解明、さらには設計への反映方法の開発が必要とされる。

## (2) 本研究の位置付け

### 1) 地盤流動の発生特性

本研究は、地盤の流動特性および発生要因の一般化を目的として、地盤条件あるいは入力条件を任意に設定できる大型の地盤模型を用いた振動台実験により、地盤流動の基本的な発生特性の解明 (1989～) を行う。そこで、地盤流動の発生要因について、濱田ら (1986)<sup>50)</sup> は地盤流動現象の分析から地表面あるいは液状化層の平均勾配および液状化層厚に着目しているが、本研究ではこれらの要因を参考にして、地表面勾配、液状化層下面勾配、液状化層厚、斜面長、加振方向等の諸要因を実験条件とし、それらの影響を明らかにする。

### 2) 流動変位量

本研究は、地盤流動の発生メカニズムに基づいた評価法として、地盤のポテンシャルエネルギーの最小化理論による流動変位量の数値解析法を検討するとともに、流動履歴地点および振

動台実験による実測値との比較に基づいて同解析法の検証を行う（1991～）。

また、同解析法を用いて、流動範囲長、液状化層厚、表層の非液状化層厚および地表面の勾配の4要因をパラメトリックに条件設定をして流動変位量を算定し、これらの4要因を用いて地表面の流動変位量を予測する簡易評価方法を提案(1992～)する。ここで、濱田らの予測式（1.2.21）は地盤を1次元的に扱った方法であるのに対して、本研究の提案法は流動範囲長の影響を考慮して地盤を2次元的に扱った方法である。

### 3) 地盤の流動力

本研究は、地盤流動が影響する杭基礎の設計法の確立のために、杭基礎に作用する流動力の発生特性およびその影響要因に関して実験により基礎的検討（1989～1993）を行う。実験は2段階で実施するが、第1段階（1989～）は、地盤模型内に杭基礎模型を設置した振動台実験であり、杭基礎に作用する流動力および杭基礎の応答特性を全体的に把握する。第2段階（1992～）は、液状化を発生させた模型地盤中で杭基礎模型を牽引させる新しい実験手法により、杭配列、牽引速度および液状化程度の諸条件に対する流動力の基本的特性を把握する。

本研究は流動力の基本的な特性把握まで（～1993）であるが、ほぼ完全液状化状態における流動力と流動速度の関係に基づいて、流動地盤が粘性流体的な挙動をすることを明らかにしており、浜田ら（1993）<sup>51)</sup>の研究に継承されている。

## （3）本研究以降の研究の進展

### 1) 地盤流動の発生特性

流動する地盤の特性に関して、本研究を継承する研究は浜田ら（1993）<sup>51)</sup>であるが、流動土層が流体的、つまり完全液状化状態に近い領域において粘性流体として扱えることを明らかにしている。

1995年兵庫県南部地震においては埋め立て地を中心として地盤流動が発生したが、これらの事例分析に基づいて、地盤流動特性が明らかにされている。田村ら（1996）<sup>52)</sup>は水際線からの距離により流動変位量が減少することを明らかにし、特に100m以上の領域においては流動変位量が極めて小さいことを指摘している。これに関する設計上の配慮は、地盤流動が初めて考慮されることとなった「道路橋示方書V耐震設計編（平成8年(1996)）」<sup>27)</sup>の改訂に際して、地盤流動を考慮すべき領域の判断基準とされている。

規矩ら（1994）<sup>53)</sup>は、豊浦標準砂を用いたねじりせん断試験から、液状化前後の剛性低下率を0.001とするとともに、液状化に対する抵抗率 $F_L$ と剛性低下率の関係を明らかにしている。その結果は図-1.2.10に示されるが、 $F_L=1.0$ に対する剛性低下率は1/1,000～1/2,000としている。また、安田ら（1997）<sup>54)</sup>はまさ土を対象として、小笠原ら（1998）<sup>55)</sup>は東京地区の自然堆積土を対象として同様な検討を行っているが、 $F_L=1.0$ 前後で剛性低下率が急激に減少し、 $F_L=1.0$ に対する剛性低下率はまさ土で1/200～1/300、自然堆積土で1/100としている。なお、これらの結果によれば、 $F_L>1.0$ であっても剛性低下率は1/10程度以下（自然堆積土では1/2程度の場合

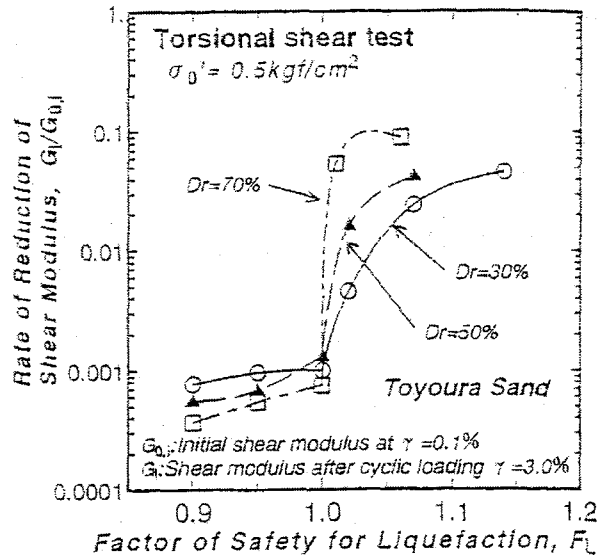


図-1.2.10  $F_L$ 値と剛性低下率の関係<sup>53)</sup>

もある)にある。

なお、首都高速道路公団は、安田らの結果<sup>48), 53)~55)</sup>に基づいて、「既設橋梁基礎の流動化に対する耐震性向上設計要領(案)(1998)」<sup>56)</sup>において、地盤の流動量および地盤反力係数を算出するための地盤の変形係数( $E$ )の低減率を1/100と規定している。また、「鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計(平成11年(1999))」<sup>32)</sup>では、事例の逆解析、模型実験や室内土質試験に基づいて、設計地盤反力係数の低減率を1/1,000と規定している。

柴田ら(1997)<sup>57)</sup>は、FLIP(井合(1989)<sup>58)</sup>)とFLUSHにより、 $F_L$ と $G/G_0$ (剛性低下率)の関係の比較を行っているが、FLUSHによる剛性低下率はFLIPのそれよりも約1桁小さい。これは液状化以外の要因も含まれているためとされるが、液状化の要因だけのFLIPの結果は図-1.2.11の通りとされ、これによると $F_L > 1.0$ において剛性低下率は概ね1.0であり、 $F_L < 1.0$ では急減している。同図より平均的な剛性の低下率を読みとると、 $F_L=1.0$ で0.7、 $F_L=0.8$ で0.2、 $F_L=0.6$ で0.03、 $F_L=0.5$ で0.02となる。

吉本ら(2000)<sup>59)</sup>は、大型振動台による流動地盤中の基礎杭の挙動から、地盤反力係数は過剰間隙水圧が0.5程度に至るまでほとんど低下せず、また、液状化し地盤変位が小さい領域での地盤反力係数は静的な地盤反力係数の1/100であり、地盤変位の増加により1/1,000~1/10,000程度まで低下するとしている。

流動地盤を剛性低下と捉える以上の研究に対して、濱田・若松(1998)<sup>60)</sup>は流動中の液状化土がせん断ひずみの増大に応じて粘性係数が減少する擬塑性流体の性質を示すこと、および模型地盤と実地盤の間にレイノズルの相似則が成立することを明らかにしている。

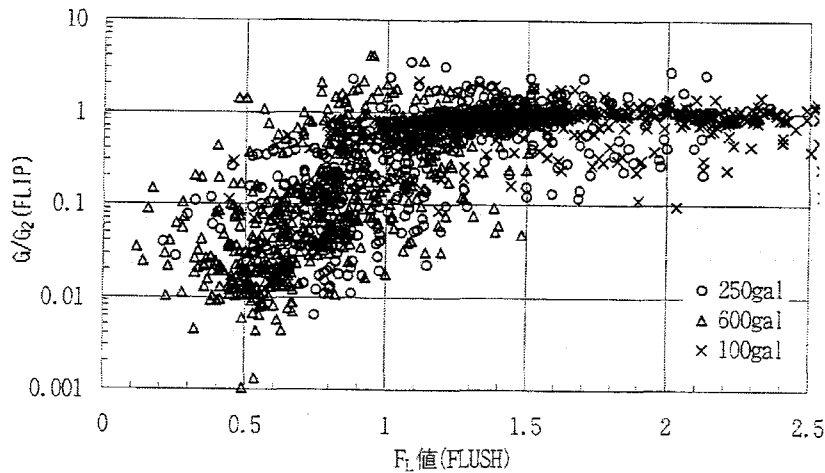


図-1.2.11  $F_L$  値 (FLUSH) と  $G/G_2$  (FLIP) の関係 <sup>57)</sup>

## 2) 流動変位量

濱田・若松 (1998) <sup>60)</sup> は、流動地盤を1次元粘性流体と考えることにより、地表面変位が液化層厚の2乗根、地表面勾配および流動継続時間の積に比例することを明らかにするとともに、事例解析に基づいて式 (1.2.22) による地表面における流動変位量の予測式を提案している。なお、式 (1.2.22) の係数には流動継続時間が含まれているとされる。

$$D \cong 15 \times 10^2 \cdot \frac{\sqrt{H\theta}}{\bar{N}} \quad (1.2.22)$$

ここに、 $D$  : 地表面の流動変位量 (m)

$\theta$  : 地表面勾配

$H$  : 液化化層厚 (m)

$\bar{N}$  : 有効鉛直応力によって補正された  $N$  値

さらに、濱田ら (2001) <sup>61)</sup> は、流動地盤が擬塑性流体の性質を示すという特性に基づき、流動による水平変位量の予測式 (1.2.23) を提案している。同予測法については、犬塚ら (2002) <sup>62)</sup> は国内外の既往地震における流動変位量との比較に基づいた検証を行っている。

$$D_s = 36 \sum_{i=1}^n \frac{\left( \sigma_{vi} H_i + \frac{1}{2} \gamma_i H_i^2 \right)}{\left( \sigma_{vi} + \frac{1}{2} \gamma_i H_i \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \bar{N}_i} \cdot \theta \quad (1.2.23)$$

ここに、 $D_s$  : 地表面の流動変位量 (m)

$\theta$  : 地表面勾配

$H_i$  :  $i$  番目の液化化層厚

$\gamma_i$  :  $i$  番目の液化化層の単位体積重量

$\sigma_{vi}$  :  $i$  番目の液化化層上面に作用する全鉛直応力

$\bar{N}$  : 有効鉛直応力によって補正された  $N$  値

ここで、式 (1.2.23) は、過剰間隙水圧比が0.95以上の (最も流動変位量が大きいと想定され

る) ほぼ完全液状化状態を考えているとともに、実測値に整合するように流動継続時間に相当する係数 (=36) を設定しているの、液状化土の流動特性を考慮した簡易評価方法といえる。

一方、液状化地盤を剛性が低下した地盤として取り扱う方法として、安田ら (1999) <sup>63)</sup> は、常時のせん断剛性を用いた液状化前の自重解析および液状化後に低下するせん断剛性を用いた自重解析により算出される変形量の差から、流動変位量を推定する方法を提案している。その際、せん断剛性低下率については、図-1.2.12で定式化し、細粒分含有率と $F_L$ から推定できるようにしている。なお、非液状化層あるいは盛土部のせん断剛性低下率を今後の課題としている。

### 3) 地盤の流動力

本研究を継承する研究は浜田ら(1993) <sup>51)</sup>である。それによると、過剰間隙水圧比 $R_u$ の液状化地盤中を杭径 $D$ の杭を牽引速度 ( $V$ : 流動速度) で牽引 (流動) する場合、液状化層を粘性流体と想定すると、杭に作用する粘性流体の抗力は式 (1.2.24) で表される。ここで、抗力係数 $C_D$ は水や空気などの一般的な流体に対しては、物体の形状及びレイノズル数に対して一義的に決まる値である。

$$P = \frac{C_D \cdot A \cdot \rho \cdot V^2}{2} \quad (1.2.24)$$

ここに、 $P$  : 流体力

$C_D$  : 抗力係数

$A$  : 物体の流れ方向の投影面積

$\rho$  : 流体の単位体積重量

$V$  : 流速

浜田らは液状化地盤中での杭模型の牽引実験の結果から、以下の知見を得ている。

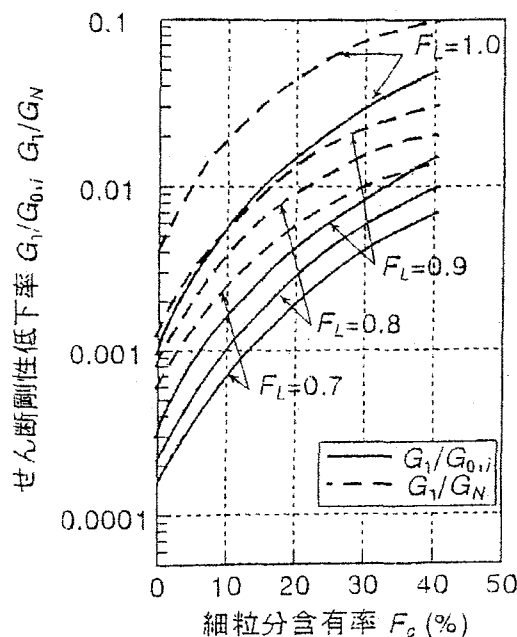


図-1.2.12 せん断剛性低下率と $F_L$ 、細粒分含有率の関係 <sup>63)</sup>



- ① 杭の抗力係数は、過剰間隙水圧比 ( $R_u$ ) の大きい範囲ではレイノズルの相似則を満足し、ニュートン流体として扱える。そして、過剰間隙水圧比が大きく完全液状化に近い状態では、杭の抗力係数に対するレイノズルの相似性は高くなる傾向があり、抵抗係数は式 (1.2.25) として求まる。

$$\left. \begin{array}{lcl} R_u = 1.00 & : & C_D = 0.37 \times 10^4 \times (V \cdot D)^{-0.89} \\ R_u = 0.95 & : & C_D = 5.0 \times 10^4 \times (V \cdot D)^{-0.98} \\ R_u = 0.90 & : & C_D = 9.6 \times 10^4 \times (V \cdot D)^{-1.05} \end{array} \right\} \quad (1.2.25)$$

ここに、 $D$  : 杭径

- ② Lambの近似式を適用して算出した動粘性係数によれば、過剰間隙水圧比の大きい範囲ではニュートン流体として扱える可能性がある。そして、過剰間隙水圧比が大きく完全液状化状態では、動粘性係数 ( $\nu$  :  $\text{cm}^2/\text{sec}$ ) の変動は流動速度及び杭径の相違に対して比較的小さく、式 (1.2.26) となる。

$$\left. \begin{array}{lcl} R_u = 1.00 & : & \nu = (1 \sim 30) \times 10^2 \\ R_u = 0.90 & : & \nu = (1 \sim 10) \times 10^4 \end{array} \right\} \quad (1.2.26)$$

ここで、過剰間隙水圧比 ( $R_u$ ) の大きい範囲とは、 $R_u \geq 0.6$ 程度であるとしている。

佐藤ら (1997)<sup>64)</sup>は、遠心力場での模型地盤の流動に対する模型杭の挙動について、過剰間隙水圧と杭の曲げひずみの時刻歴を比較しているが、過剰間隙水圧が有効上載圧に達して液状化した加振途中において曲げひずみは最大となること、曲げひずみは加振の終了時にほぼ0に戻っていることを指摘している。

浜田・若松 (1998)<sup>60)</sup>は、重力場の振動台実験により模型地盤の流動に対する模型杭の挙動について、地盤変位、地盤速度および杭の曲げひずみの時刻歴を比較しているが、杭のひずみの時刻歴が地盤速度の時刻歴とほぼ相似形になっており、杭に流体的な外力が作用していること、加振などの外乱が停止された状態で液状化土が一定のせん断変形を生ずると液状化土の剛性が回復して固体的性質が戻ることを指摘している。ここで、地盤の剛性が回復するときのせん断ひずみは限界せん断ひずみと呼ばれ、その存在が流動後の地表面勾配の残留等の原因であるとしている。なお、限界ひずみの存在に関しては安田ら (1992)<sup>48)</sup> が指摘している。

浜田ら (2001)<sup>65)</sup>は、遠心力場での模型地盤の流動に対する模型杭の挙動について、過剰間隙水圧、地盤変位、地盤の変位速度および杭の曲げモーメントの時刻歴を比較し、過剰間隙水圧が有効応力に達した液状化状態では流体力が卓越するとしている。なお、液状化状態に至る場合、地盤の変位速度と曲げモーメントの時刻歴はほぼ相似形を呈すること、加振途中の液状化状態において変位速度と曲げモーメントは最大となること、加振停止後に地盤の変位速度が0に漸近するのに符合して曲げモーメントも0に漸近することを指摘している。また、流動は過剰間隙水圧が小さい段階から発生している。

一方、1995年兵庫県南部地震では地盤流動により橋梁の杭基礎が変形したが、田村ら

(2000) <sup>66)</sup> は、地盤流動による被害箇所の事例解析に基づいて、液状化層中の基礎が受ける泥水圧の総和 (= 全上載圧) の0.3倍の荷重が杭に作用することを明らかにしている。その結果は、特に臨海部における地盤流動の影響を設計に規定した「道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 (平成8年(1996))」<sup>27)</sup>に反映されているが、本法はあくまで流動による影響を実現象から整合させるように評価するものであり、流動のメカニズムから流動力を評価しようとする本研究の流れとは異なる。

また、「既設橋梁基礎の流動化に対する耐震性向上設計要領 (案) (1998)」<sup>56)</sup>および「鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計 (平成11年(1999))」<sup>32)</sup>では、地盤流動の流体的性質に関する知見が十分でないことから、側方流動の影響としては地盤の剛性を低減させて算出する地盤変位量を地盤ばねを介して構造物に作用させるように規定している。

## 1. 2. 4 地震断層の影響の評価

### (1) 本研究以前・同時期の研究・設計法の歴史

我が国における地表地震断層 (以下、地震断層と呼ぶ) は、活断層研究会の調査により「新編日本の活断層」(1996)<sup>67)</sup>にまとめられている。また、近年では 1995 年兵庫県南部地震の際に野島断層のずれが発生し、1999 年のトルコ・コジャエリ地震および台湾・集集地震では大規模な地震断層により橋梁等の構造物に甚大な被害が発生することとなり、地震断層に対する関心が急速に高まっている。

そして、地震断層に関する調査研究開発の課題は次の4つに大別できるが、工学的には③および④が主要な課題である。

- ① 地震断層の発生特性とその予測
- ② 地震断層の特定
- ③ 地震断層による構造物被害およびその原因
- ④ 地震断層の対策

しかし、日本では従来から大変位を伴う地震断層に対しては、土木構造物の計画段階において地震断層を避けることが前提とされていることから、工学的な視点からの地震断層に関する調査研究は、構造物の被害特性とその原因の分析が先行しており、対策に関する調査研究はごく最近に取り組みが始まった状況にある。

例えば、川島 (2000) <sup>68)</sup> は橋梁における地震断層の対応の原理と留意事項を提示し、濱田 (2000) <sup>69)</sup> はライフライン施設について米国の水道幹線ネットワークの代替性向上の事例を紹介し、家村ら (2001) <sup>70)</sup> は断層変位追従型の免震支承の検討と断層変位を考慮した米国の橋梁の事例を紹介し、村田ら (2001) <sup>71)</sup> は地震断層に対する鉄道構造物の設計シナリオと課題を提示している。

しかし、これらの調査研究は特定の構造物を対象にしていること、対策事例の紹介であるこ

とから、効果的な対策のためには、取り組みの基本姿勢、さらに対策の基本的な考え方の体系化が必要とされている。

今後、文部科学省地震調査研究推進本部により活断層の調査・研究が進捗する環境下において、特に構造的に連続する土木構造物では地震断層の存在が無視できない状況が予想されるので、工学的な視点から地震断層に対する取り組みの方向性を明確にしておくことが重要である。

## (2) 本研究の位置付け

本研究は橋梁、堤防・道路盛土・平坦道路および埋設管を対象として、既往の地震断層の発生特性および被害特性に基づいて、簡易な数値計算により土木構造物に対する地震断層の影響の基礎的検討(2000～)を行う。そして、地震断層に対する既存技術の適用性を踏まえることにより、地震断層に対する工学的な基本姿勢を提案するとともに、土木構造物の構造形態毎に構造物の計画、設計、地震直後および復旧の各段階における対策技術を体系化し、今後の取り組みの方向性を提示する。

## (3) 本研究以降の研究の進展

地震断層の調査研究は地震調査推進本部が今後も調査を進める予定である。将来、これらの調査結果等により明らかにされる地震断層において土木構造物の構築が計画される際、個々の現地条件に応じて、効果的な対応策が考えられることになる。その際に本研究の成果が参考となる。

## 第3節 本論文の内容および構成

本論文は、地震時における地盤の耐震性および土木構造物への影響評価を取り扱った研究であり、全体で6章から構成されている。このうち、第2章および第3章は地盤の耐震性評価に関する研究であり、第4章および第5章は土木構造物への影響評価に関する研究である。第4章は第2章および第3章と関連している。これらの各章の関連については、図-1.3.1および図-1.3.2のフロー図に示す。

「第1章 序論」では、まず本研究の背景と目的を述べる。そして、本研究で研究対象とする「地盤の液状化の評価」、「液状化に起因する地盤流動の評価」および「地震断層の影響の評価」に関して、既往の研究および設計法等による対応の歴史を明らかにするとともに、本研究の位置付けと目的を明らかにする。

「第2章 液状化の発生特性および液状化ポテンシャルの評価」では、まず動的土質試験および振動台実験により、砂質土および砂質地盤の液状化特性を明らかにする。これらの液状化特性に基づいて、まず土要素レベルあるいは土層単位の液状化の発生の有無および程度(液状化ポテンシャル)を簡易的に評価できる指標として、液状化抵抗率( $FL$ )を提案するとともに、既往地震における液状化履歴地点および振動台実験の結果に基づいて、液状化抵抗率の適用性を検証する。さらに、地盤レベルの液状化ポテンシャルを簡易的に評価するための指標として

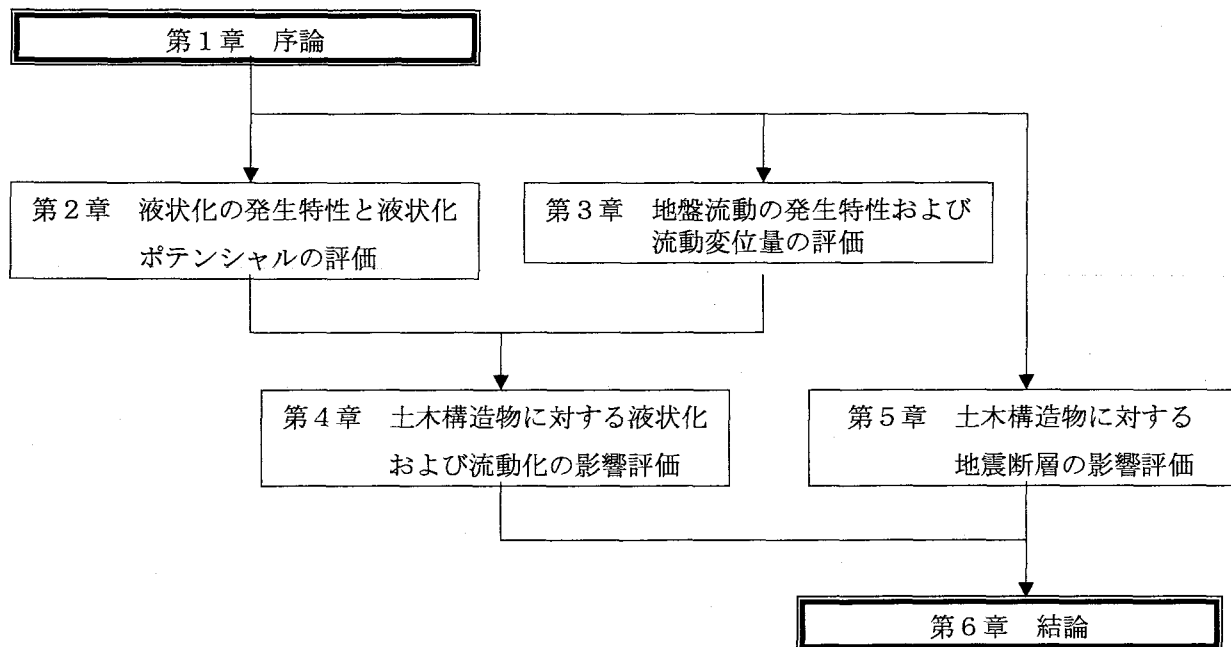


図-1.3.1 本研究の章構成

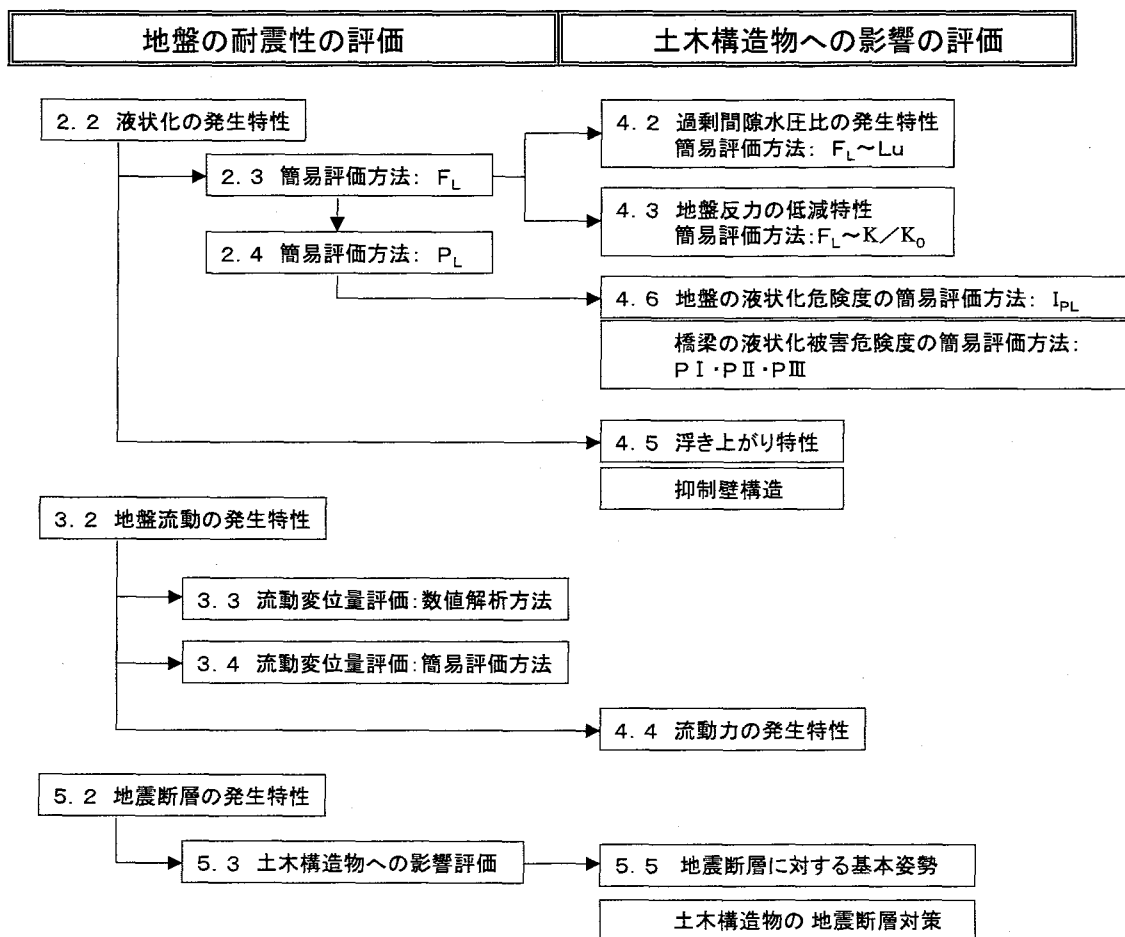


図-1.3.2 本研究の研究内容の構成

液状化抵抗指数 ( $P_L$ ) を提案し、既往の液状化履歴・非液状化履歴との対比に基づいて、地盤の液状化ポテンシャルの評価基準を提示する。

「第3章 地盤流動の発生特性および流動変位量の評価」では、振動台実験により地盤流動の基本的な発生特性を明らかにするとともに、地盤の流動変位量を定量的に評価するための一方法として、地盤のポテンシャルエネルギー最小化を原理とした数値解析方法を検討するとともに、既往地震における地盤流動履歴地点および振動台実験の結果に基づいて適用性を検証する。さらに、前述の数値解析手法を適用して諸条件をパラメトリックに設定した数値計算の結果に基づいて、地盤の流動変位量の簡易評価式を提案するとともに、実地盤における諸パラメータの設定法に関する検討を行い、評価式の適用法を提示する。

「第4章 土木構造物に対する液状化および地盤流動の影響評価」では、地盤の耐震性、つまり液状化および地盤流動が土木構造物の動的挙動および耐震性に及ぼす影響を評価することを目的として、振動台実験により構造物への影響要因である過剰間隙水圧の発生特性を解明し、また、液状化程度を任意に設定できる新しい実験装置により構造物基礎の動的応答に關与する地盤反力の特性を明らかにするとともに、第2章で提示した液状化抵抗率 ( $F_L$ ) により過剰間隙水圧の発生量 ( $L_u$ ) を簡易的に予測する評価方法 ( $F_L \sim L_u$  の関係) および地盤反力係数 ( $D_E$ ) の低減率を簡易的に予測する評価方法 ( $F_L \sim D_E$  の関係) を提案する。また、地盤の流動が杭基礎に及ぼす影響について、液状化地盤内で杭基礎模型を牽引する新しい実験手法により杭に作用する水平抵抗力を計測し、液状化程度、杭配列、牽引速度等の要因と水平抵抗力の関係を明らかにすることによって、流動地盤中の杭の設計に関する基礎的な特性を解明する。また、液状化による地中構造物への影響である浮き上がりについて、振動台実験により管路の浮き上がりに関与する液状化の空間的な分布特性および函体の浮き上がりに関与する影響要因を明らかにするとともに、浮き上がりのメカニズムに基づいた浮き上がり抑制壁構造を提案する。さらに、代表的な土木構造物である道路橋の液状化に対する耐震性の簡易的な点検評価のために、地盤の液状化危険度 ( $I_{PL}$ ) による簡易評価方法を提案とともに、橋梁基礎の形態別の液状化被害危険度 ( $P_I$ ,  $P_{II}$ ,  $P_{III}$ ) による簡易評価方法を提案する。

「第5章 土木構造物に対する地震断層の影響評価」では、土木構造物に対する地表地震断層の影響、つまり地表面変位量に着目して、代表的な土木構造物として橋梁、堤防・道路盛土・平坦道路および埋設管を対象として、簡易数式モデルにより断層変位量が構造物の挙動に及ぼす影響を検討する。また、既往の耐震設計法および耐震技術の地震断層対策への適用性を検証するとともに、既往地震断層特性、地震断層の影響特性および現状技術の適用性を踏まえて、今後の土木構造物における地震断層への対応の基本姿勢を提案するとともに、事業段階ごとの対策技術を提示する。

「第6章 結論」では、以上の研究内容の全ての結論を総括的にまとめる。

## 第4節 主要な用語

本論文において、特筆すべき用語は以下の通りである。

### 【 $F_L$ (Liquefaction resistance factor of layer) / 液状化抵抗率】

原位置における土層あるいは土要素の液状化の発生の有無や程度を表す指標である。この指標は、土層に作用する地震時動的せん断応力に対する土層の動的せん断強度比の比で定義されるが、液状化に対する安全率とも考えることができ、本論文では液状化ポテンシャルとも呼んでいる。式 (2.3.3) 参照。

### 【 $P_L$ (Liquefaction potential index of ground) / 液状化抵抗指数】

原位置において地盤全体としての液状化の発生の有無や程度を表す指標である。この指標は、深度20mまでの液状化抵抗率の深度分布に深さ方向の重み係数を掛けて深度方向に積分したものであり、液状化層の液状化程度、非液状化の影響、深度方向の液状化の影響度が考慮されている。式 (2.4.1) 参照。

### 【 $R$ (In-situ cyclic shear strength ratio) / 原位置動的せん断強度比】

原位置における土層あるいは土要素における動的せん断強度比である。有効上載圧に対する動的せん断強度の比で定義され、本研究では、 $N$ 値、有効上載圧および平均粒径の3つの土質特性あるいは地盤特性に基づいて、平均粒径が0.04~1.5mmの砂質土の動的せん断強度比を簡易に予測する方法を提案している。なお、道路橋示方書V耐震設計編（昭和55年度版）においては、本研究の成果を基にし、液状化判定の対象砂質土の平均粒径は0.02~2.0mmに拡大して規定している。式 (2.2.10) 参照。

### 【 $L$ (Dynamic shear stress ratio) / 地震時せん断応力比】

地震時に、原位置において土層あるいは土要素に作用する動的せん断応力比である。有効上載圧に対する最大せん断応力の比で定義され、本研究では地表面最大加速度あるいは地表面最大震度、全上載圧、有効上載圧および地震時せん断応力比の低減係数に基づいて、地震時せん断応力比を簡易に予測する方法を提案している。式 (2.3.4) 参照。

ここで、地震時せん断応力比の低減係数は、地盤条件に係わらず、便宜的な算定式を提案している。式 (2.3.6) 参照。

### 【 $D$ (Lateral flow displacement) / 流動変位量】

液状化に起因した水平方向の地盤変位を地盤流動と呼び、その際の水平方向変位を流動変位量と呼ぶ。本研究では、流動範囲長、液状化層厚、表層の非液状化層厚および地表面の勾配の4つの地盤特性により、流動変位量を簡易に予測する方法を提案している。本方法は流動範囲長の影響を考慮している点に特徴がある。式 (3.4.1) 参照。

### 【 $Lu$ (Excessive pore water pressure ratio) / 過剰間隙水圧比】

液状化により発生する過剰間隙水圧の液状化発生前の有効上載圧に対する比である。非液状化では過剰間隙水圧比が0であり、液状化でのそれは1.0になる。ここで、過剰間隙水圧比が、0

と1.0の間にある場合は、或る割合で過剰間隙水圧が発生している状態であるので、本研究では特に部分液状化と呼び、1.0の場合を完全液状化と呼んで区別する場合がある。本研究では、過剰間隙水圧比と液状化抵抗率との関係を明らかにするとともに、液状化抵抗率を用いて過剰間隙水圧比の簡易に予測する2つの方法を提案している。式 (4.2.11) および式 (4.2.15) 参照。

【  $K/K_0$  (Subgrade reaction coefficient ratio) / 地盤反力係数比 】

液状化発生前の地盤反力係数に対する液状化時の地盤反力係数の比であり、液状化による地盤反力係数の低減の度合いを指す。本研究では、液状化抵抗率と地盤反力係数との関係を明らかにするとともに、液状化抵抗率を用いて地盤反力係数比を簡易に予測する方法を提案している。なお、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、本研究による  $K/K_0$  は「土質定数に乗じる係数： $D_E$ 」として規定されている。式 (4.3.5) 参照。

【  $I_{PL}$  (Liquefaction potential index for damage) / 地盤の液状化危険度 】

液状化抵抗指数が或る原位置の地盤全体の液状化の発生の有無や程度を表す指標であるが、地盤の液状化危険度は或る構造物に対する液状化の影響度も加味した指標である。本研究では、構造物として橋梁基礎を対象とし、橋梁の耐震点検のための簡便な評価指標を提案している。橋梁基礎以外の構造物を対象とする場合は、その構造物に対する液状化の影響度を考慮した指標化が必要になる。式 (4.6.1) 参照。

【  $P_I$ ,  $P_{II}$ ,  $P_{III}$  (Damage potential indexes) / 液状化被害危険度 】

液状化に起因する橋梁基礎の被害危険度について、液状化以外の要因も考慮して簡便に評価する指標である。本論文では、橋梁基礎の耐震点検のために、落橋防止構造、支承、基礎形式および基礎支持の諸条件、背面盛土、地盤の液状化危険度および周辺地盤の変形の影響を考慮した簡便な評価指標を提案している。 $P_I$ 、 $P_{II}$ および $P_{III}$ は、それぞれ橋台、可動橋脚および固定橋脚に対する液状化被害危険度である。式 (4.6.3)、式 (4.6.4) および式 (4.6.5) 参照。

## 参考文献（第1章）

- 1) 岩崎敏男・常田賢一・木全俊雄：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究，土木研究所資料，第1729号，pp.2-4，1981
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針 昭和47年4月，1972
- 3) (社) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説 昭和54年3月，1979
- 4) 栗林栄一・龍岡文夫・吉田精一：明治以降の本邦の地盤液状化履歴，土木研究所彙報，第30号，1974
- 5) (例えば) 佐藤弘行・岩崎敏男・常田賢一：流動化履歴地点の地盤特性（その4），土木学会第35回年次学術講演会，pp.149-150，1980
- 6) 東京都防災会議：地震による地盤変動と土質構造物への影響に関する調査，1972
- 7) Iwasaki, T., Tokida, K. and Kimata, T. : Studies on liquefaction of sands during earthquakes, Proc. 13<sup>th</sup> Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Tsukuba, Japan, pp.185-210, 1981
- 8) Tokida, K., Matsumoto, H. and Sasaki, Y. : Visual information system for seismic ground hazard zoning, Proc. 4<sup>th</sup> U.S.-Japan Workshop on Earthquake Disaster Prevention of Lifeline System, Tsukuba, Japan, pp.161-177, 1991
- 9) McGuire, R.K., Tatsuoka, F., Iwasaki, T. and Tokida, K. : Probabilistic procedure for assessing soil liquefaction potential, Journal of Research, Vol.19, Public Works Research Institute, Ministry of Construction, 1978
- 10) Seed, H.B. and Idriss, I.M. : Analysis of soil liquefaction : Niigata Earthquake, ASCE, Vol.93, No.SM3, pp.83-108, 1967
- 11) Seed, H.B. and Idriss, I.M. : Simplified procedure for evaluating soil liquefaction Potential, ASCE, Vol.97, No.SM9, pp.1249-1273, 1971
- 12) Seed, H.B. and Peacock, W.H.: Applicability of laboratory test procedures for measuring soil liquefaction characteristics under cyclic loading, EERC, 70-8, 1970
- 13) Gibbs, H.J. and Holtz, W.G. : Research on determining the density of sand by spoon penetration test, Proc. 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, UK, Vol.1, pp.35-39, 1957
- 14) 石原研而・安田進・川畑豊：地震時に発生する動的間隙水圧，第28回土木学会年次学術講演会，pp.160-161，1973
- 15) Seed, H.B., Martin, P.P. and Lysmer, J. : Pore - pressure changes during soil liquefaction, ASCE, Vol.102, No.GT4, pp.323-346, 1976
- 16) (社) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説（1979年版） 昭和54年10月，1979
- 17) (社) 日本道路協会：共同溝設計指針 昭和61年3月，1986
- 18) 大橋昭光・岩崎敏男・龍岡文夫・宮田浩爾：東京湾岸道路の曙橋および新辰巳橋における地盤耐震性調査，土木研究所資料，第1170号，1976
- 19) (社) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編 昭和55年5月，1980
- 20) 中央防災会議：第7回「東南海，南海地震等に関する専門調査会」資料，2002
- 21) (社) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編 昭和2年2月，1990
- 22) Seed, H.B. Mori, K. and Chan, C.K. : Influence of seismic history on liquefaction of sand,



ASCE, Vol.103, No.GT4, pp.257-270, 1977

- 23) Seed, H.B. : Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes , ASCE, Vol.105, No.GT2, pp.201-255, 1979
- 24) 吉見吉昭・時松孝次：液状化判定について一考察，第15回土質工学研究発表会，pp.589-592, 1980
- 25) Marcuson, W.F., III and Bieganousky, W.A. : Laboratory standard penetration tests on fine sands, ASCE, Vol.103, No.GT6, pp.565-588, 1977
- 26) 東拓生・常田賢一・二宮嘉朗：締固めた砂質土の液状化強度特性，第28回土質工学研究発表会，pp.989-990, 1993
- 27) (社) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編 平成8年12月，1996
- 28) Youd,T.L., Idriss,I.M., Andrus,R.D., Arango,I., Castro,G., Christian,J.T., Dobry,R., Finn,W.D.L., Harder Jr.,L.F. , Hynes,M.E., Ishihara,K., Koester,J.P., Lian,S.S.C., Marcuson III, W.F., Martin,G.R., Mitchell,J.K., Moriwaki,Y., Power,M.S., Robertson,P.K., Seed,R.B. and Stokoe II,K.H.: Liquefaction Resistance of soils : Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp.817-833, 2001
- 29) 関西地盤情報活用協議会：新関西地盤 神戸および阪神間，1998
- 30) (社) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針 昭和63年1月，1988
- 31) 大阪府土木部：大阪府土木構造物耐震対策検討委員会報告書，1997
- 32) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計 平成11年10月，1999
- 33) 土木学会地震工学委員会：土木構造物の耐震設計ガイドラインー耐震基準作成のための手引きー，pp.50-51, 2001
- 34) 安田進・山口勇・田中猛：液状化と沈下量，過剰間隙水圧，第36回土木学会年次学術講演会，pp.94-95, 1981
- 35) 安田進： $F_L$ と過剰間隙水圧比の関係，第21回土質工学研究発表会，pp.841-842, 1986
- 36) 大塚久哲・二宮嘉朗・東拓生：液状化に伴う過剰間隙水圧比の発生特性，第9回日本地震工学シンポジウム，pp.847-852, 1994
- 37) (社) 日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説 平成9年8月，1997
- 38) 佐々木康・松本秀應・近藤益夫：液状化地盤中の杭の水平載荷実験，土木技術資料，第29巻，第11号，pp.21-26, 1987
- 39) 野田節男・喜多浩・飯田毅：液状化過程における孔あき杭の水平抵抗について，第24回土質工学研究発表会，pp.1019-1020, 1990
- 40) 仙頭紀明・萩原良二・二宮嘉朗：加振した液状化地盤の水平地盤反力に関する実験的研究，第50回土木学会年次学術講演会，pp.124-125, 1995
- 41) (社) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編 平成14年3月，2002
- 42) 近藤浩市・佐々木哲也・松尾修：共同溝の浮き上がりに関する動的遠心模型実験，第33回地盤工学研究発表会，pp.873-874, 1998.
- 43) 佐々木哲也・松尾修：地中構造物の浮き上がり安定性評価法の適用性に関する検討，第36回地盤工学研究発表会，pp.1995-1996, 2001.
- 44) 佐々木哲也・田村敬一：地中構造物の浮き上がり予測手法の検討，第37回地盤工学研究発表会，

pp.1765-1766, 2002.

- 45) (社) 道路保全技術センター：平成8年度道路防災総点検要領（地震），平成8年（1996）
- 46) 濱田政則・安田進・磯山龍二・恵本克利：液状化による地盤の永久変位の測定と考察，土木学会論文集，第376号／Ⅲ - 6，pp.211-220，1986
- 47) 吉田望：液状化に伴う地盤の永久変位の大変形解析，第20回地震工学研究発表会，pp.269-272，1989
- 48) Yasuda, S., Nagase, H. and Kiku, H. : The mechanism and a simplified procedure for the analysis of permanent ground displacement due to liquefaction, Soils and Foundations, Vol.32, No.1, pp.149-160, 1992
- 49) 大友敬三・濱田政則・岩楯徹広・清水幹夫・朱牟田善治：側方流動を考慮した耐震設計法の検討—杭基礎に及ぼす荷重特性の評価，電力中央研究所報告，U92031，1992
- 50) 濱田政則・安田進・磯山龍二・恵本克利：液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究，土木学会論文集，第376号／Ⅲ - 6，pp.221-229，1986
- 51) 浜田友康・大塚久哲・二宮嘉朗：液状化に伴う流動地盤中の杭に作用する流動力特性，第22回地震工学研究発表会，pp.99-102，1993
- 52) Tamura, K., Ninomiya, Y. and Hamada, T. : Estimation of effects of liquefaction-induced ground flow, Proc.28<sup>th</sup> Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Gaithersburg, USA, pp.72-79, 1996
- 53) 規矩大義・安田進・増田民夫・板藤繁・峯啓一郎：液状化した砂の強度・変形に関するねじりせん断試験，第9回日本地震工学シンポジウム，pp.871-876，1994
- 54) 安田進・小林利雄・寺内哲也：液状化したまき土の変形特性，第24回地震工学研究発表会，pp.469-472，1997
- 55) 小笠原政文・牧田篤弘・安田進・黛廣志・原田克之：液状化した地盤のせん断剛性率の評価，地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関するシンポジウム，pp.321-324，1998
- 56) (財) 国土開発技術研究センター：地盤流動に伴う高架橋への影響に関する調査研究報告書，平成10年（1998）
- 57) 柴田徹・井合進・武田弘一・小西武・小堤治・本間高弘・金子浩士：液状化による構造物被害の予測法（FLUSH-L法）の適用事例，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会，pp.453-460，1997
- 58) 井合進：FLIPによる解析，地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム，pp.94-103，1989
- 59) 吉本憲正・前川太・天野真輔・松本文浩・石原研而：大型振動台を用いた水平流動地盤中の基礎杭の挙動，第35回地盤工学研究発表会，pp.1933-1934，2000
- 60) 濱田政則・若松加寿江：液状化による地盤の水平変位の研究，土木学会論文集，No.596／Ⅲ - 43，pp.189-208，1998
- 61) 濱田政則・若松加寿江・島村一訓・田島幸治・楡達郎：液状化地盤の水平変位量の予測法に関する研究，第2回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集，pp.267-272，2001
- 62) 犬塚真一・石崎安洋・喜田和政・濱田政則：1999年トルコ・コジャエリ地震における液状化地

- 盤の流動—サンパチャ湖周辺における流動の事例研究—, 第3回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, pp.231-236, 2002
- 63) 安田進・吉田望・安達伸司・規矩大義: 液状化に伴う地盤の大変形の簡易予測法, 土と基礎, 第47巻, 第6号, pp.29-32, 1999
- 64) 佐藤博・大保直人・吉迫和生: 側方流動地盤内に存在する杭に作用する荷重評価に関する動的遠心模型実験, 第24回地震工学研究発表会, pp.665-668, 1997
- 65) 濱田政則・松本浩一郎・森厚憲・樋口俊一: 液状化土の粘弾性的特性に関する考察, 第2回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム, pp.287-292, 2001
- 66) Tamura, K., Azuma, T. and Hamada, T.: Seismic design of bridge foundations against liquefaction-induced ground flow, Proc. of 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, CD-ROM, 2000
- 67) 活断層研究会: 新編日本の活断層, (財)東京大学出版会, 1991
- 68) 川島一彦: 断層変位に対する橋梁の対策, 土木学会全国大会研究討論会: 断層進展およびこれに直接関連する被害と今後の課題, pp.7-9, 2000
- 69) 濱田政則: 地表地震断層に対する社会基盤施設の防災性向上の緊急性, 土木学会全国大会研究討論会: 断層進展およびこれに直接関連する被害と今後の課題, pp.1-3, 2000
- 70) 家村浩和・足立幸郎・高橋良和: 断層変位追従型免震支承の模索, 第1回日本地震工学研究発表・討論会梗概集, pp.248, 2001
- 71) 村田修・室野剛隆・棚村史郎: 地表地震断層に対する鉄道構造物の耐震設計の今後の課題, 第1回日本地震工学研究発表・討論会梗概集, pp.251, 2001

## 第2章 地盤液状化の発生特性および液状化ポテンシャルの評価

### 第1節 概説

地盤の液状化による土木構造物の被害を軽減・防止するためには、まず液状化の発生の有無および程度（以下、液状化ポテンシャルという）を的確に評価し、さらに液状化が土木構造物の地震時挙動あるいは被害の有無・程度に及ぼす影響を評価することが必要である。

本章では、まず液状化ポテンシャルを評価するために、2つの視点、つまり土要素レベルあるいは土層単位の液状化ポテンシャルを評価すること、および土層全体、つまり対象地点における地盤レベルでの液状化ポテンシャルを評価することに着眼するとともに、それぞれの液状化ポテンシャルの簡易評価方法を検討し、これらの評価方法の検証を行う。

第2節では、動的土質試験（振動3軸試験）により供試体の動的強度特性を、また振動台実験により模型地盤の液状化特性を明らかにする。

第3節では、土要素レベルあるいは土層単位の液状化ポテンシャルの簡易評価方法を検討し、既往地震時の液状化履歴地点での適用性を検証する。

第4節では、地盤レベルの液状化ポテンシャルの簡易評価方法を検討し、液状化履歴地点に適用することにより判定基準を検討する。

なお、液状化が土木構造物の地震時挙動および耐震性に及ぼす影響の評価に関しては第4章で検討する。

### 第2節 地盤液状化の発生特性

#### 2. 2. 1 動的土質試験による砂質土の動的強度特性

##### （1）砂質土の動的せん断強度比の簡易評価方法

砂質土における液状化の基本的な発生特性を明らかにするため、動的土質試験の一つであり、一般的に普及している振動3軸試験を実施する。本研究では、5地点（Site A, B, E, FおよびG）において振動3軸試験を実施したが、その他のSite C, D, H, IおよびJの試験データも比較のために引用している。そして、原位置において採取した不攪乱砂質土試料を用いて実施した振動3軸試験結果を図-2.2.1のように整理する。同図は、有効拘束圧 $\sigma_c'$ を原位置での有効上載圧 $\sigma_v'$ に合わせて等方圧密した後、非排水状態で正弦波（周波数0.5Hz）による軸方向荷重を載荷した結果である。横軸は繰り返し回数 $N_c$ 、縦軸は拘束圧 $\sigma_c'$ （ $=\sigma_v'$ ）に対する動的軸荷重振幅 $\sigma_{dp}$ の半分の比、すなわち $\sigma_{dp}/(2\sigma_c')$ である。また、同図には $\sigma_{dp}/(2\sigma_c')$ の試験条件を変えた複数の供試体（同図では4供試体）の試験結果を併記しており、各供試体に発生する軸歪両振幅（DA）が、1%、2%、6%および10%に達した時および有効拘束圧 $\sigma_c'$ が0になった時

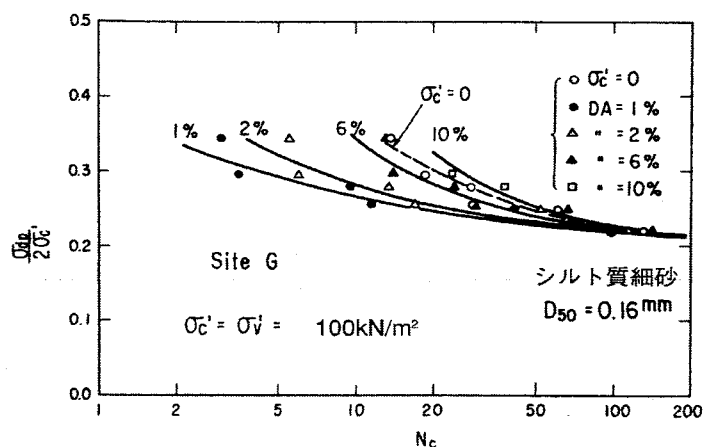


図-2.2.1 不攪乱砂質試料の振動3軸試験結果例

の繰り返し回数を図示している。これらの複数の供試体の試験結果により図中の変化曲線が外挿できるが、材料の疲労強度試験におけるSN曲線的一种と考えることができる。

これらの振動3軸試験の結果に基づいて、砂質土の供試体の動的せん断強度比 ( $R_d$ ) を式 (2.2.1) で定義する<sup>1)</sup>。

$$R_d = \{ \text{繰り返し回数 } N_c = 20 \text{ で、軸歪両振幅 } DA \text{ が } 5 \text{ ないし } 6\% \text{ になった時の } \sigma_{dp} / (2\sigma'_c) \text{ の値} \} \quad (2.2.1)$$

式 (2.2.1) では、繰り返し回数の20回はSeed - Idriss (1967)<sup>2)</sup> が仮定するマグニチュードが7.5相当の地震における特性を踏襲し、また、軸歪両振幅の5ないし6%は、砂がほとんどせん断抵抗力を失った状態を想定している。実際には、図-2.1.1のような試験結果から読みとる。ここで、軸歪両振幅5%と6%による動的せん断強度比 ( $R_d$ ) の差異は、大きくても3%であるので、その影響はごく僅かである。なお、繰り返し载荷の周波数について、Site A, C, D, E および F で1.0Hz, Site B および G で0.5Hzの加振条件であるが、図-2.2.9によれば周波数による動的せん断強度比の差異はないと言える。

次に、振動3軸試験により得られる供試体の動的せん断強度比 ( $R_d$ ) から、原位置での動的せん断強度比 ( $R$ ) を推定することが必要であるが、大橋ら (1976)<sup>3)</sup> によると式 (2.2.2) により関係付けることができる。

$$R = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot C_4 \cdot C_5 \cdot R_d \quad (2.2.2)$$

ここに、 $C_1, C_2, C_3, C_4$  および  $C_5$  は以下に示す補正係数である。

$$C_1 = \frac{1 + 2K_0}{3} \quad (K_0: \text{静止土圧係数、} K_0 = 0.5 \text{ の時 } C_1 = 0.67)$$

$$C_2 = \frac{1}{0.55} \sim \frac{1}{0.7} \quad (\text{地震波の不規則性に対する補正。ショック波的な波形に}$$

対しては1/0.55, 振動型の波形に対しては1/0.7)

$$C_3 > 1.0 \quad (\text{サンプリングなどによる乱れに対する補正})$$

$$C_4 < 1.0 \quad (\text{サンプリング、土質試験時の密度化に対する補正})$$

$C_5$  (多方向せん断、地盤内の飽和度などに対する補正)

仮に、 $C_1 = 0.67$ ,  $C_3 \times C_4 = 1.0$ ,  $C_5 = 1.0$ とすると式(2.2.3)が得られ、振動3軸試験による動的せん断強度比 ( $R_l$ ) と原位置での動的せん断強度比 ( $R$ ) はほぼ同一と見なすことができる。

$$R = R_l \quad (2.2.3)$$

なお、軸歪両振幅 $DA$ が5ないし6%になる状態は、供試体がほとんどせん断抵抗力を失った状態、つまり完全液状化状態にあると考えられるが、繰り返し载荷により軸歪両振幅 $DA$ のピーク値の範囲で軸方向荷重、軸歪振幅、さらには過剰間隙水圧が変動している状態であるために、過剰間隙水圧の評価を行う際には、式 (2.2.1) により定義された動的せん断強度比が液状化の程度とどのような関係にあるかを明らかにしておくことが必要である。これに関しては第4章・第2節において検討する。

式 (2.2.2) により原位置での動的せん断強度比 ( $R$ ) を求めるためには、原位置から採取した供試体を用いた振動3軸試験を実施することが望ましい。しかし、時間的またコスト的に制約が大きいため、 $N$ 値、単位体積重量、地下水位、粒度分布等の比較的容易に入手できるデータを用いて、間接的かつ簡便に原位置での動的せん断強度比 ( $R$ ) を推定できる評価方法が必要である。

ここで、式 (2.2.1) の定義による動的せん断強度比 ( $R_l$ ) および式 (2.2.2) による原位置での動的せん断強度比 ( $R$ ) を $N$ 値等のデータを用いて簡易的に求める方法として、図-2.2.2の2つの方法が考えられる。同図において、A法は従来よく使われてきた方法であり、式 (2.2.4) による相対密度 $Dr$ が主要因になっている。

$$Dr = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (2.2.4)$$

同方法では、何らかの経験式によって $N$ 値から $Dr$ を推定することが必要になる。図-2.2.3は新

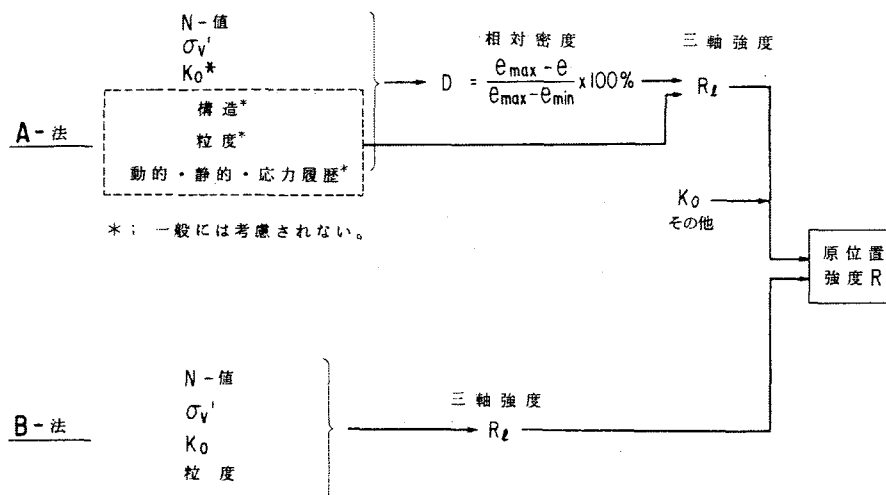


図-2.2.2 N値等から動的強度を求める2つの方法

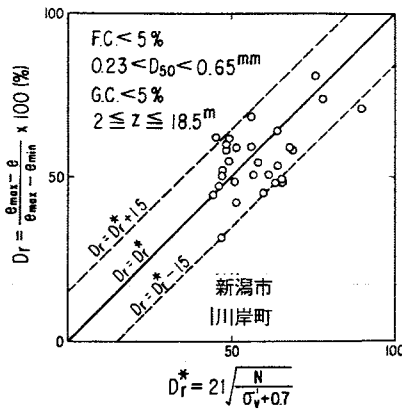


図-2.2.3 新潟市川岸町におけるDrとDr\*の比較<sup>4)</sup>

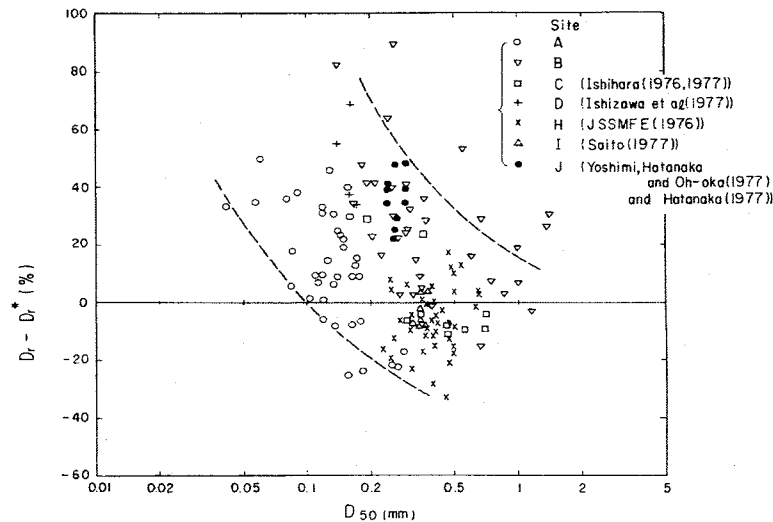


図-2.2.4 正規圧密状態の沖積砂層・埋立て砂層からのサンドサンプリングによるDrとDr\*の比較<sup>1),4),7~12)</sup>

潟市川岸町で行ったサンドサンプリングのデータ（土質工学会：1976）<sup>4)</sup>を用いて、実測の相対密度Drと式（2.2.5）による推定相対密度Dr\*を比較したものである。

$$Dr^* = 21 \sqrt{\frac{100N}{\sigma_v' + 70}} \quad (2.2.5)$$

なお、式（2.2.5）はGibbs and Holtzの実験<sup>5)</sup>に基づくMeyerhofの式<sup>6)</sup>であり、図-2.2.3の場合は中砂で細粒分や礫分をほとんど含んでいないために、式(2.2.5)の推定精度はかなり良好である。

次に、図-2.2.4は平均粒径D<sub>50</sub>（mm）に対するDrとDr\*の差（Dr－Dr\*）の関係を示す。このデータは全て不攪乱のサンドサンプリングの結果である<sup>1),4),7~12)</sup>。同図から分かるように、D<sub>50</sub>が小さい程（Dr－Dr\*）は大きくなる。また、全般的に（Dr－Dr\*）のばらつきは大きく、式（2.2.5）による相対密度の推定精度は必ずしも良好とはいえない。その他の相対密度の推定式を用いても、このようなばらつきは避けられない。A法では、このように推定したDrから式（2.2.1）による非排水動的せん断強度（R<sub>d</sub>）を求める必要がある。図-2.2.5は不攪乱砂質土試料の実測値のR<sub>d</sub>と供試体のDrの相関であるが<sup>1),7~9)</sup>、両者には全く相関がないといえよう。同図に

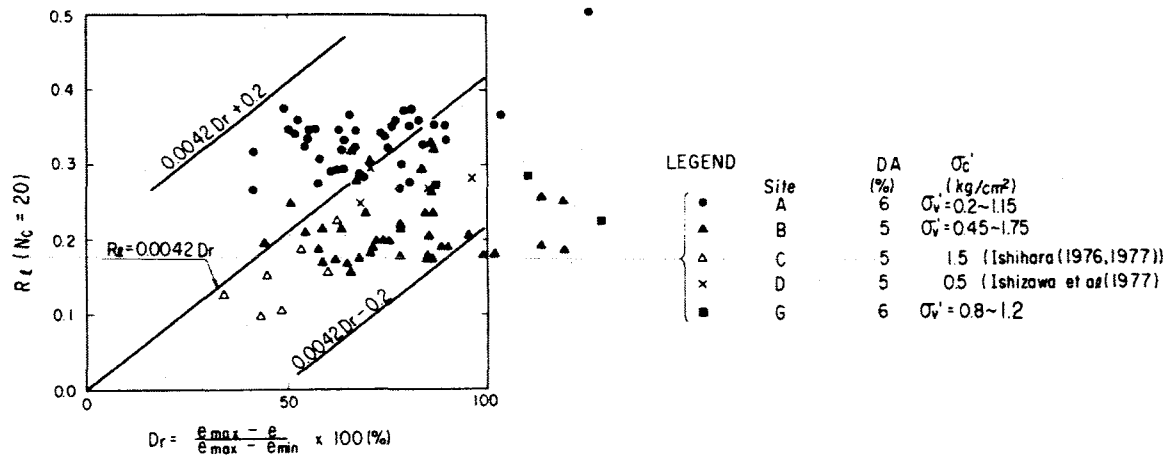


図-2.2.5 不攪乱砂質土の $R_1 \sim D_r$ の相関<sup>1), 7)~9)</sup>

示す式 (2.2.6) は乱したきれいな砂について平均的に成り立つ実験式である。

$$R_1 = 0.0042 D_r \quad (2.2.6)$$

$D_r$ が等しくても $D_{50}$ に差異があれば $R_1$ が異なるという指摘<sup>2)</sup>がある。図-2.2.5のデータのばらつきの原因を検討するために、式(2.2.7)の $DR_1$ と $D_{50}$ の相関を図-2.2.6に示すが、 $DR_1$ と $D_{50}$ にも相関は認められない。

$$DR_1 = R_1 - 0.0042 D_r \quad (2.2.7)$$

また、図-2.2.7は、同じ密度に対する不攪乱試料とその試料を完全に乱してから再作製した試料の $R_1$ の比と細粒分含有率の関係を示す。同図より、同一の密度に対して不攪乱試料の方が再作製した試料よりも強度が大きいことが分かる。これは $R_1$ と $D_r$ には一義的な相関関係がないことを示している。

以上の2点から、A法により原位置での動的せん断強度比 (R) を求める方法は精度がよいとは言えない。A法において $D_r$ の推定というステップを省略したのがB法であるが、実際に現場測定する例が少なく、かつ最終的な解析に用いることのない $D_r$ を介在させないようにした方法である<sup>1), 13)</sup>。

図-2.2.8は $R_1$ と $Dr^*$ の相関であるが<sup>1), 7)~9), 14)</sup>、両者には明確な相関はみられない。また、式 (2.2.8) による $DR_1^*$ と $D_{50}$ の相関を図-2.2.9に示すが<sup>1), 7)~9)</sup>、両者には明確な相関が認められる。

$$DR_1^* = R_1 - 0.0042 D_r^* \quad (2.2.8)$$

図2.2.9に示す平均曲線は、式 (2.2.9) で表記できる。

$$\left. \begin{aligned} & [0.04\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.6\text{mm}] \\ & DR_1^* = -0.225 \log_{10} (D_{50}/0.35) \\ & [0.6\text{mm} \leq D_{50} \leq 1.5\text{mm}] \\ & DR_1^* = -0.05 \end{aligned} \right\} \quad (2.2.9)$$



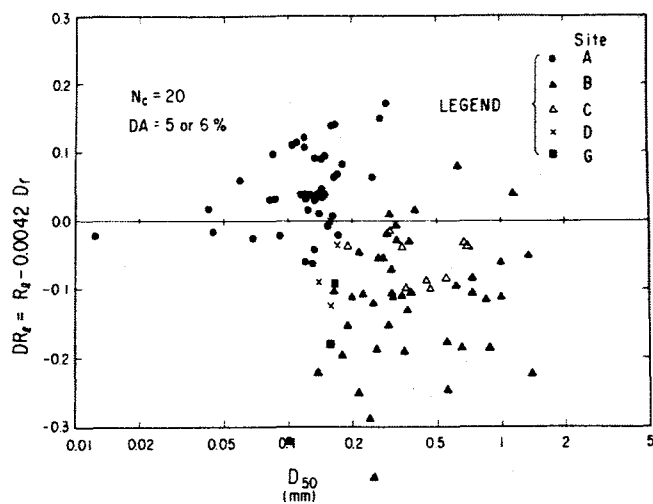


図-2.2.6 不攪乱砂質土の $R_1$ と $D_{50}$ の相関<sup>1), 7)~9)</sup>

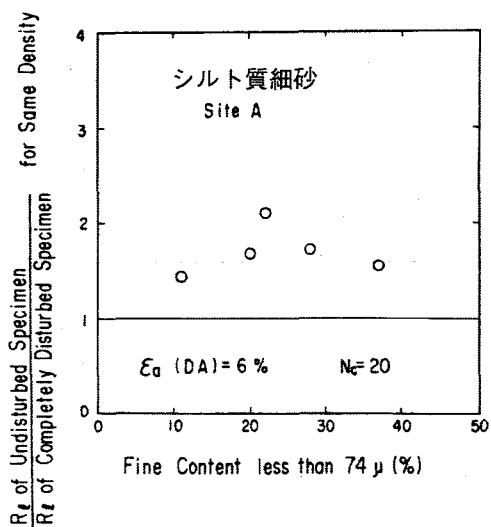
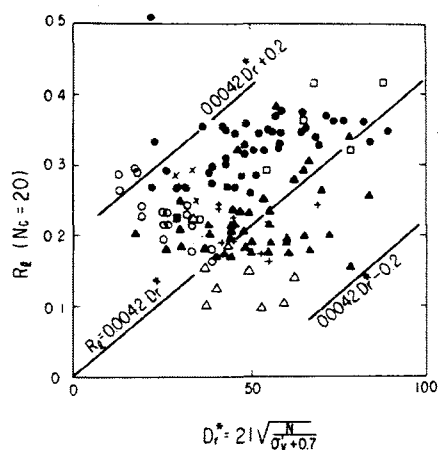


図-2.2.7 不攪乱砂質土と再作成試料の $R_1$ の比較



| Site | DA (%) | $\sigma'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )                       |
|------|--------|---------------------------------------------------------|
| A    | 6      | $\sigma'_v = 0.2 \sim 1.15$                             |
| B    | 5      | $\sigma'_v = 0.45 \sim 1.75$                            |
| C    | 5      | 1.5 (Ishihara (1976, 1977))                             |
| D    | 5      | 0.5 (Ishizawa et al (1977))                             |
| E    | 6      | $\sigma'_v = 0.37 \sim 0.77$                            |
| F    | 6      | $\sigma'_v = 0.5, 1.0$                                  |
| G    | 6      | $\sigma'_v = 0.8 \sim 1.2$                              |
|      | 5      | $\sigma'_v = 0.5 \sim 2.5$ (Castro (1975)) <sup>*</sup> |

<sup>\*</sup>  $R_{10} = \frac{1}{1.15} R_{10}$

図-2.2.8 不攪乱砂質土の $R_1$ と $Dr^*$ の相関<sup>1), 7)~9), 14)</sup>

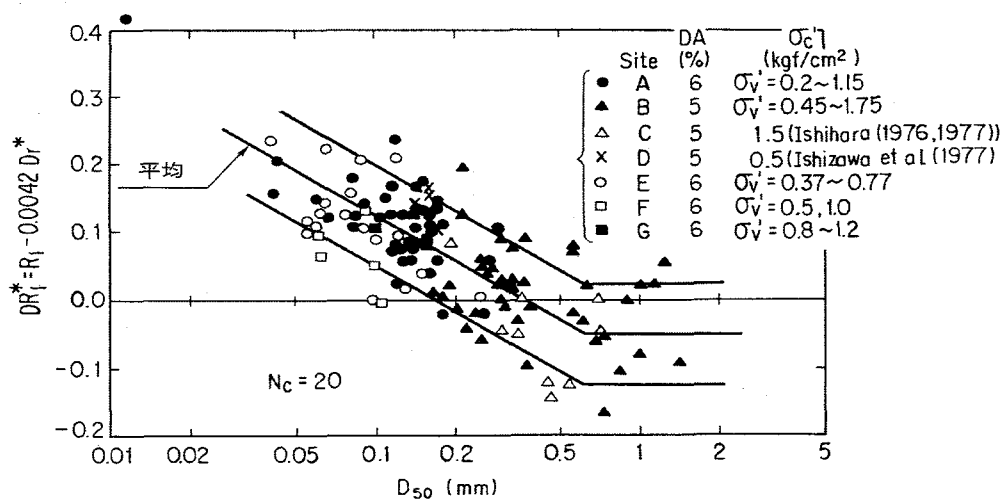


図-2.2.9 不攪乱砂質土の $DR_1^*$ と $D_{50}$ の相関<sup>1), 4), 7)~9)</sup>

従って、式 (2.2.3) , 式 (2.2.8) および式 (2.2.9) から、式 (2.2.10) が得られる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{【} 0.04\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.6\text{mm} \text{】} \\ R = 0.0882 \sqrt{\frac{100N}{\sigma_v' + 70}} - 0.225 \log_{10} (D_{50}/0.35) \\ \text{【} 0.6\text{mm} \leq D_{50} \leq 1.5\text{mm} \text{】} \\ R = 0.0882 \sqrt{\frac{100N}{\sigma_v' + 70}} - 0.05 \end{array} \right\} \quad (2.2.10)$$

式 (2.2.10) によれば、 $N$  値、有効上載圧  $\sigma_v'$  ( $\text{kN/m}^2$ ) および平均粒径  $D_{50}$  ( $\text{mm}$ ) の3つのデータがあれば、原位置での動的せん断強度比 ( $R$ ) を推定することができる。

なお、「道路橋示方書 V 耐震設計編 (昭和55年(1980))」<sup>15)</sup>では、図-2.2.9および式 (2.2.10) の結果に対して設計上の便宜的な取り扱いから、式 (2.2.11) により原位置での動的せん断強度比 ( $R$ ) を算定するように規定している。これは、本研究の結果である式 (2.2.10) に基づいて、平均粒径が小さい領域 ( $0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}$ ) における動的せん断強度に上限値を設定しており、本来保有する動的せん断強度を小さめ (つまり、安全側) に評価していることになる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{【} 0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm} \text{】} \\ R = 0.0882 \sqrt{\frac{100N}{\sigma_v' + 70}} + 0.19 \\ \text{【} 0.05\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.6\text{mm} \text{】} \\ R = 0.0882 \sqrt{\frac{100N}{\sigma_v' + 70}} - 0.225 \log_{10} (D_{50}/0.35) \\ \text{【} 0.6\text{mm} \leq D_{50} \leq 1.5\text{mm} \text{】} \\ R = 0.0882 \sqrt{\frac{100N}{\sigma_v' + 70}} - 0.05 \end{array} \right\} \quad (2.2.11)$$

しかし、「道路橋示方書 V 耐震設計編 (平成2年(1990))」<sup>16)</sup>では、細粒分含有率 ( $FC$ ) が動的せん断強度比に与える影響を考慮するために、式 (2.2.12) による動的せん断強度比の増分 ( $R_3$ ) を式 (2.2.11) に加算するように規定している。

$$\left. \begin{array}{l} R_3 = 0.0 \quad (0\% \leq FC \leq 40\%) \\ R_3 = 0.004FC - 0.16 \quad (40\% < FC \leq 100\%) \end{array} \right\} \quad (2.2.12)$$

この場合、式 (2.2.11) をそのまま踏襲して、細粒分含有率の影響を別途加算していることになるが、上限値を設定しない本研究の式 (2.2.10) では、細粒分含有率の影響が考慮されていると考えられる。例えば、 $FC=60\%$  の場合、 $R_3$  は0.08となるが、図-2.2.9において仮に  $FC$  が60% が  $D_{50}=0.02\text{mm}$  に相当すると見なすと、上限値の0.19よりも0.08程度の動的せん断強度比の増加が見込めることになり、敢えて式 (2.2.12) の加算を考えなくともよいことになる。

しかしながら、図-2.2.9からも分かるように、本研究では平均粒径の小さい領域あるいは細粒分含有率の影響に関するデータが少ないので、細粒分含有率の影響を適切に評価するためには

データの蓄積が必要である。その場合、図-2.2.9における平均粒径の小さい領域において本研究で設定した平均曲線の位置が上方に移動し、式 (2.2.12) の補正と類似の近似ができる。

## (2) 簡易評価による動的せん断強度比の特性

### 1) 有効上載圧 $\sigma_v'$ , 均等係数 $U_c$ および平均粒径 $D_{50}$ の影響

式 (2.2.10) による動的せん断強度比の簡易評価式に対して、有効上載圧  $\sigma_v'$  , 均等係数  $U_c$  および平均粒径  $D_{50}$  の3つの土質特性の影響を検討する。そのため、式 (2.2.13) により  $R_d$  の実測値 ( $R_d$  measured) と式 (2.2.10) による推定値 ( $R_d$  estimated) の差  $\Delta R_d$  を求め、前記3指標との関係を整理する<sup>17)</sup>。

$$\Delta R_d = R_d \text{ measured} - R_d \text{ estimated} \quad (2.2.13)$$

式 (2.2.10) の基になった123のデータに対して、 $\Delta R_d$  の平均値は0.003、標準偏差は0.058である。また、図-2.2.10、図-2.2.11および図-2.2.12は、それぞれ  $\Delta R_d$  と有効上載圧  $\sigma_v'$  , 均等係数  $U_c$  および平均粒径  $D_{50}$  との関係である。ここで、図中の地点Cのデータは石原 (1977) <sup>8)</sup> ,

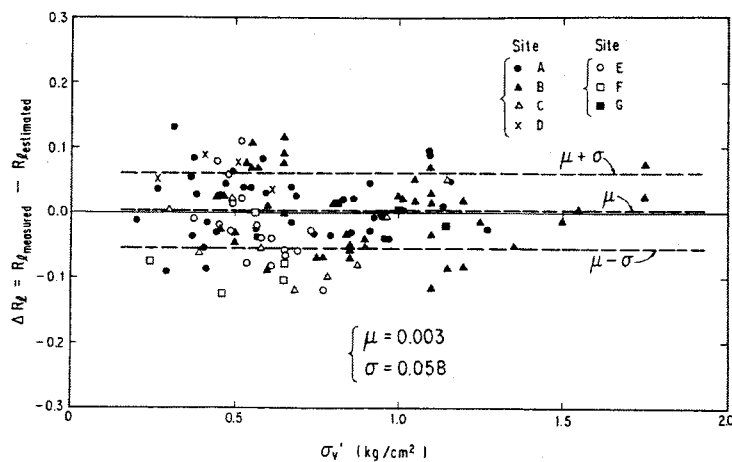


図-2.2.10  $\Delta R_d \sim \sigma_v'$  の相関<sup>1), 4), 7~9)</sup>

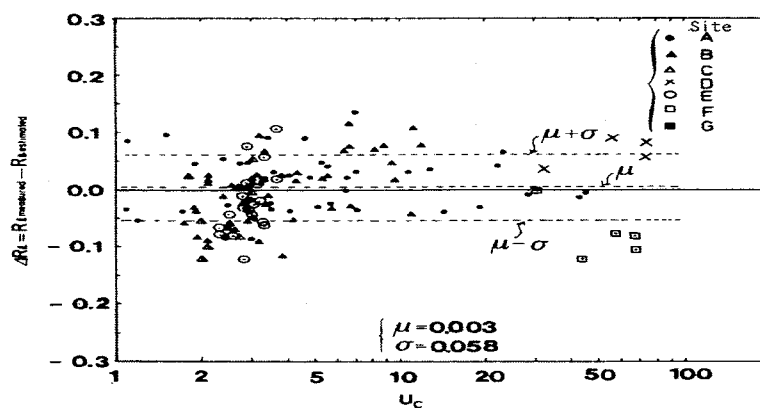


図-2.2.11  $\Delta R_d \sim U_c$  の相関<sup>1), 4), 7~9)</sup>

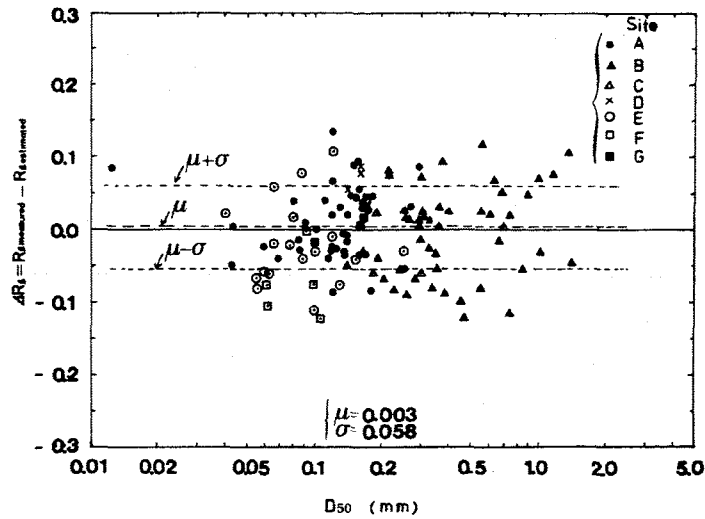


図-2.2.12  $\Delta R_1 \sim D_{50}$  の関係<sup>1), 4), 7~9)</sup>

地点Dのデータは石沢ら（1977）<sup>9)</sup>による。これらの図によれば、 $\Delta R_1$ と $\sigma_v'$ 、 $U_c$ および $D_{50}$ との間には明確な相関はないと言える。

## 2) 換算N値の影響

本研究の成果を基本としている「道路橋示方書V耐震設計編（昭和55年(1980)）」<sup>15)</sup>の評価式（2.2.11）による動的せん断強度比を，Seed（1979）<sup>18)</sup>および吉見・時松（1980）<sup>19)</sup>による評価方法と比較する<sup>20)</sup>。

まず，動的せん断強度比の評価式（2.2.11）を，吉見・時松による換算N値（ $N_1$ ）（式2.2.14参照）で表わすと，式（2.2.15）となる。

$$N_1 = \frac{200N}{\sigma_v' + 100} \quad (2.2.14)$$

$$[0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm}]$$

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{(\sigma_v' + 100)N_1}{2(\sigma_v' + 70)}} + 0.19$$

$$[0.05\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.6\text{mm}]$$

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{(\sigma_v' + 100)N_1}{2(\sigma_v' + 70)}} - 0.225 \log_{10}(D_{50}/0.35)$$

$$[0.6\text{mm} \leq D_{50} \leq 1.5\text{mm}]$$

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{(\sigma_v' + 100)N_1}{2(\sigma_v' + 70)}} - 0.05$$

(2.2.15)

式（2.2.15）により代表的な平均粒径に対する $R$ と $N_1$ の関係は図-2.2.13として得られる。同図には，Seedによるマグニチュードが7.5以下の地震に対する液状化と非液状化の判断のための境界線を併記している。図より， $N_1 \geq 25$ 程度の領域において，式（2.2.15）による $R$ の算定値がSeedによる評価より小さくなる場合もあるが，その差は顕著ではなく，全体的にはSeedによる

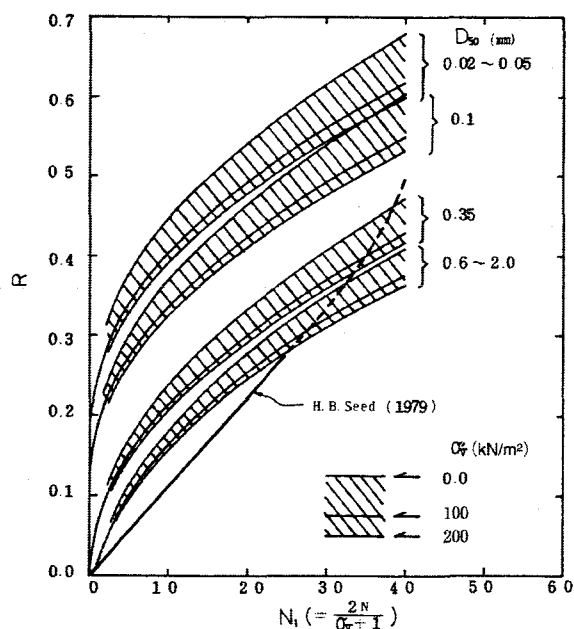


図-2.2.13 R ~ N<sub>1</sub> の関係 (その1)

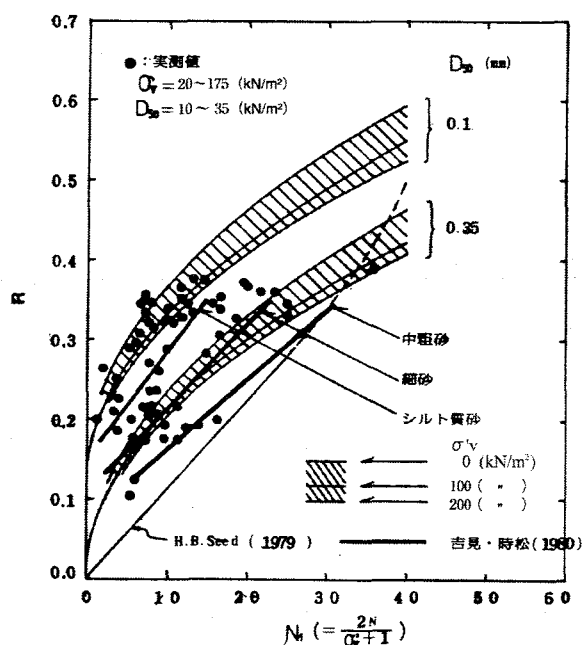


図-2.2.14 R ~ N<sub>1</sub> の関係 (その2) 18), 19)

評価より大きい傾向がある。

また、図-2.2.14は式 (2.2.15) とSeedおよび吉見・時松の評価結果の比較である。式 (2.2.15) に対しては、 $D_{50}$ が0.1および0.35mmについて、 $\sigma_v'$  が0, 100および200 (kN/m<sup>2</sup>) についてそれぞれの範囲を示すとともに、 $\sigma_v' = 20 \sim 175$  (kN/m<sup>2</sup>) ,  $D_{50} = 0.1 \sim 0.35$  (mm) に相当する実測値を併記している。また、吉見・時松については、シルト質砂、細砂および中粗砂別の評価である。同図から、 $N_1 \leq 30$  程度ではSeedによる評価値が他の2方法よりも小さいが、本研究と吉見・時松の評価値は比較的類似の傾向を示すことから、式 (2.2.11) は換算N値に置き換えても適用が可能であると言える。

## 2. 2. 2 振動台実験による砂質地盤の液状化特性

### (1) 実験方法

飽和砂質地盤の液状化の現象を再現し、その発生特性を解明するために、大型土槽を搭載した大型振動台の振動実験を行う<sup>21)</sup>。模型地盤は、振動台（長さ8.0m、幅6.0m）に搭載された大型土槽（長さ6.0m、幅3.0m、高さ2.0m）内に作成した土層厚さ95cmの飽和砂地盤である。用いた模型地盤の材料は豊浦標準砂であり、平均粒径 $D_{50}$ は0.162mm、均等係数 $U_c$  ( $D_{50}/D_{10}$ ) は1.46であり、一般的にきれいな砂と呼ばれ、液状化を起こしやすい材料である。

模型地盤は均一で気泡の少ない飽和砂層となるように留意して作成する。手順としては、まず土槽に30~40cmの深さで水を張り、次に土槽上端に設置したホッパーに乾燥させた砂を投入し均等にならした後で、ホッパーを自走させながら下端口から砂を自然落下させる。地盤加速度測定用の加速度計を埋設する深度まで砂を投入し、加速度計を埋設後、再度砂の投入を行い、

所定の模型地盤高さに達した後、砂層表面を整形し、水位を模型地盤表面に合わせるように排水して地盤模型を完成させる。

模型地盤の計測器の配置を図-2.2.15に示すが、計測項目は以下の通りである。なお、図中には杭長を変えた杭基礎模型の設置状況や計測方法も併記しているが、本研究では地盤模型だけが対象である。

- ① 投入砂重量：投入した乾燥砂の重量を計測
- ② 砂層表面沈下量：土槽上端に固定した梁と砂層表面の間隔の長さを測定
- ③ 砂層貫入抵抗：静的コーン貫入試験
- ④ 地盤内加速度：地盤内に埋設した加速度計（単軸方向ひずみゲージ式：定格容量 $\pm 2G$ ）
- ⑤ 地盤内過剰間隙水圧：土槽内面に固定した間隙水圧計（ひずみゲージ式：定格容量 $200\text{kN/m}^2$ ）

本実験で設定した加振条件は表-2.2.1の通りである。入力周波数は $7\text{Hz}$ として、振動台に入力する加速度のレベルを変化させて定常正弦波を8段階に分けて入力する。入力加速度のレベルは、入力加速度の増加・減少および同一レベルの再入力による影響を明らかにできるように設定する。ここで、加振段階1の $30\text{gal}$ 入力は液状化を発生させない程度の条件を想定し、他の加振段階は液状化の発生を想定したものである。加振時間は所定の最大入力加速度に達してから30秒間である。

各加振段階ごとに模型地盤は沈下し、地盤状態が変化するが、各加振段階の加振前の地盤条件を明らかにしておくために、加振前および各加振後に模型地盤表面の沈下量を計測し、加えて密度も算定する。図-2.2.16は加振前後の模型地盤の平均沈下率、間隙比（ $e$ ），相対密度（ $D_r$ ），乾燥密度（ $\gamma_d$ ）および湿潤密度（ $\gamma$ ）を示す。これらの特性はあくまで模型地盤全体としての平均的な特性であるが、加振により沈下が進行し、相対密度も徐々に大きくなること分かる。

模型地盤の深さ方向の特性の変化を把握するために、各加振後に静的コーン貫入試験を実施した。貫入抵抗の測定は $5\text{cm}$ 間隔で行ったが、測定結果を図-2.2.17に示す。図中で加振段階3以

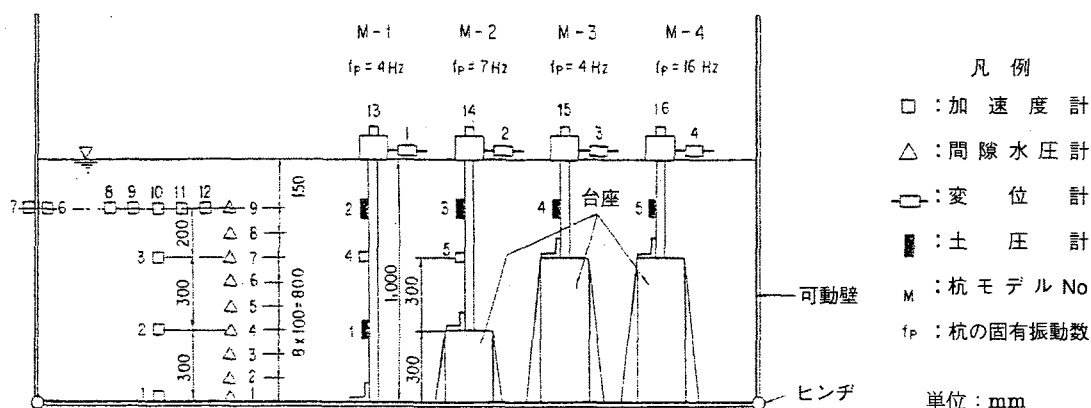


図-2.2.15 実験模型の概要および計測器の配置

表-2.2.1 加振条件

| 加振段階 | 入力波形 | 最大入力加速度 (Gal) | 入力周波数 (Hz) | 加振時間               |
|------|------|---------------|------------|--------------------|
| 1    | 正弦波  | 30            | 7          | 所定の最大加速度に達してから30秒間 |
| 2    |      | 80            |            |                    |
| 3    |      | 80            |            |                    |
| 4    |      | 50            |            |                    |
| 5    |      | 80            |            |                    |
| 6    |      | 150           |            |                    |
| 7    |      | 150           |            |                    |
| 8    |      | 250           |            |                    |

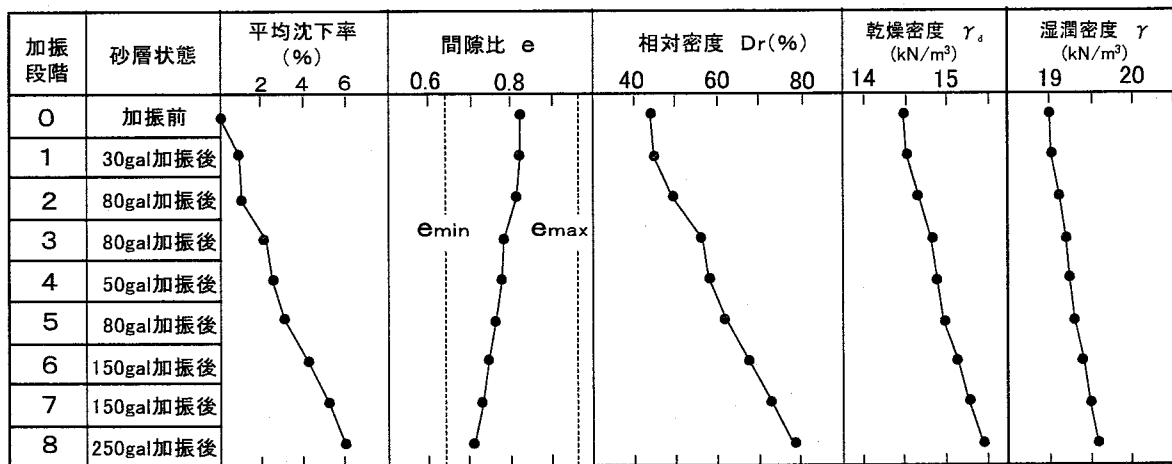


図-2.2.16 実験時の模型地盤の土質特性件

降の測定値が途中の深さまでしかないのは、人力によるコーンの押し込みの限界による。同図から、次のことが定性的に分かる。

- ① 加振前の模型地盤は深度方向にほぼ一様な貫入抵抗を示し、本研究における地盤作成方法では、均一かつゆるい詰め状態の模型地盤が作成されている。
- ② 加振段階1 (30gal入力) 後では、60cm程度以深ではやや貫入抵抗の増加が見られるものの、それ以浅では加振前とほぼ同様であり、加振による影響は僅かである。
- ③ 加振段階2 (80gal入力) 後では、全層にわたり貫入抵抗の増加が見られるが、60cm以深での増加が顕著である。
- ④ 加振段階3 (2回目80gal入力) 後では、30cm程度以深での貫入抵抗の増加が著しい。これは表-2.2.2での間隙比の変化が大きいことと対応している。
- ⑤ 加振段階4以降では、特に顕著な貫入抵抗の増加は見られないが、20cm以浅では貫入抵抗の変化は少なく、常時ゆるい状態であることが知られる。また、加振段階7 (2回目150gal入力) からさらに加振段階8 (250gal入力) になるに伴い、貫入抵抗の大きい層が上層に広がるのが分かる。

以上のことから、実験で作成した均一な飽和砂地盤には以下の特性がある。

- ① 液状化が発生しない場合あるいはごく小規模である場合は、地盤の強度特性の変化が小さいこと。

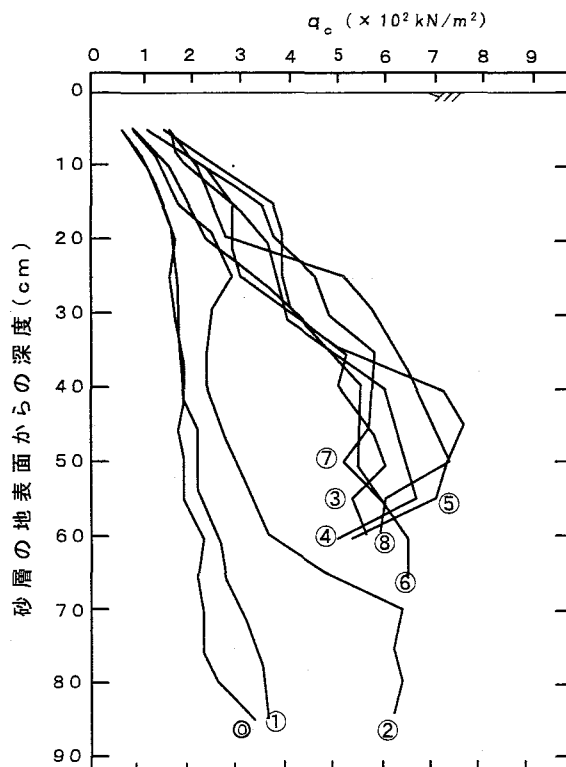


図-2.2.17 模型地盤の静的コーン貫入試験結果  
(図中の番号は、図-2.2.16の加振段階と対応)

- ② 液状化による過剰間隙水圧の排出による密度化により、地盤の強度増加が下層から進行すること。
- ② 再加振の場合、同一レベルの加振であれば密度化の進行が大きいこと。
- ③ 低レベル加振であっても密度化が発生すること。
- ④ 入力が増加すれば、密度化層の範囲がより浅くまで広がること。
- ⑤ 液状化が発生した場合の地表面付近の貫入抵抗は、入力レベルに拘わらず顕著な差がないこと。

また、大型試験土槽内における模型地盤の応答の均一性については、模型地盤の砂層高80cmの位置の6箇所において加速度分布を測定した。その結果の一例を図-2.2.18に示す。同図は加振段階2 (80gal入力) の場合であり、中央の1箇所 (⑧) が欠測であるが、加振方向に直交する土槽壁 (可動) に近接している加速度⑦は壁面の影響を受けているものの、壁面から75cm離れた⑨、⑩、⑪および⑫の4点の応答特性に顕著な差異は見られない。従って、本研究で用いた模型地盤は、壁面から適度に離れた位置 (ここでは75cm) では類似の挙動をしていると見なすことができる。以降の計測データの解析では、模型地盤の砂層高80cm位置での地盤加速度は計測器⑫の応答値で整理する。

## (2) 実験結果

各加振段階ごとに、入力加速度 (加速度計番号①) の地盤の応答加速度 (加速度計番号②、



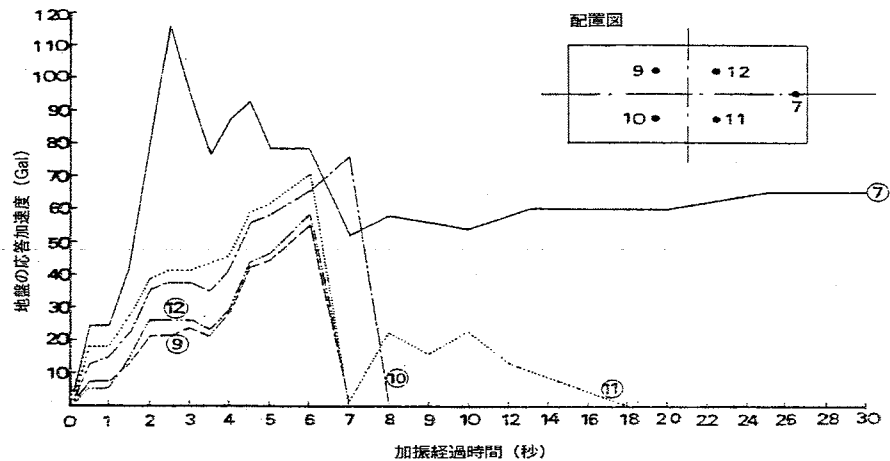


図-2.2.18 模型地盤表面の加速度応答特性分布例（加振段階2：80gal入力）

③，⑫）および地盤の過剰間隙水圧（水圧計番号①，②，③，④，⑤，⑥，⑦，⑧）の時刻歴の結果を比較することにより，地盤の液状化の発生特性を分析する。

### 1）加振段階1（入力加速度30gal）

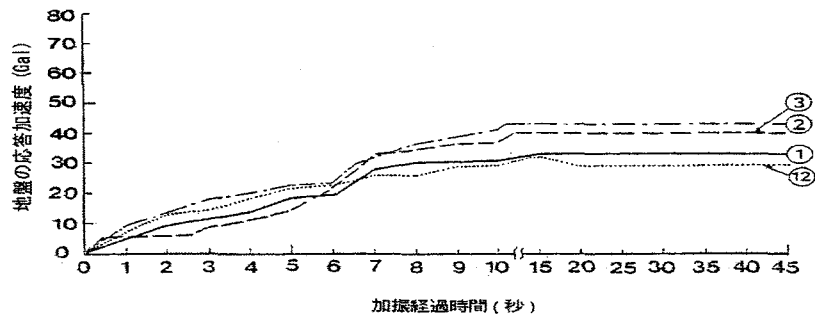
入力加速度が30galの場合について，図-3.2.19(a)および(b)にそれぞれ地盤の応答加速度および過剰間隙水圧の最大値の時刻歴を示す。図-3.2.19(a)の①は土槽底部の加速度であり，入力加速度となるものであるが，所定の加速度値に達するまでに10秒程度経過している。本加振段階では，入力加速度が小さいため地盤の加速度値はほぼ入力加速度値に近似しており，地盤内の深さ方向の加速度分布はほぼ一様であることが分かる。また，加振時間中の地盤加速度は一定値を示しており，地盤加速度の低下，つまり液状化は発生していないことが分かる。

図-3.2.19(b)の過剰間隙水圧について，その発生量は各計測器の埋設深度における有効上載圧に比較して小さく，各埋設位置における入力加速度はともに所定値に達した時点付近で最大となるが，その後は消散により減少し，一定値を保持している。過剰間隙水圧の大きさからも完全液状化は発生していないことが分かる。

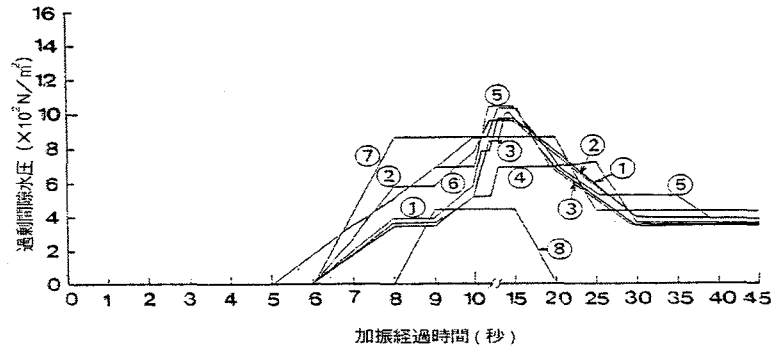
### 2）加振段階2（入力加速度80gal）

入力加速度が80galの場合について，図-3.2.20(a)および(b)にそれぞれ地盤の応答加速度および過剰間隙水圧の最大値の時刻歴を示す。図-3.2.20(a)では，砂層高80cm位置での地盤加速度（⑫）が加振開始後6秒付近を境にして急激に減少して0になるとともに，順次砂層高60cm位置での地盤加速度（③），砂層高30cm位置での地盤加速度（②）も0になり，以降加振時間中も同じ状態が継続されている。

また，図-3.2.20(b)の過剰間隙水圧は，地盤の加速度に比較して応答が遅いが，加振開始後6～7秒以降に急激に増加し，一定値に達した後，土槽底面位置での応答（計測器①）で減少を示す以外はほぼ全層にわたって一定状態が継続されている。各過剰間隙水圧が最大になるのは，計測器⑧（砂層高70cm）→計測器⑦（同60cm）→・・・→計測器②（同10cm）→計測器①

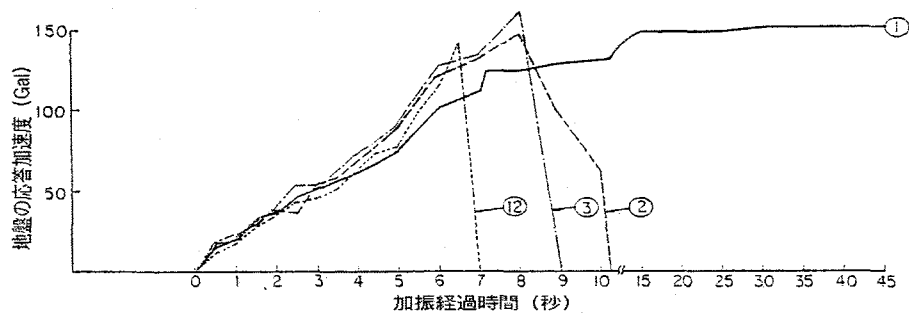


(a) 地盤の応答加速度

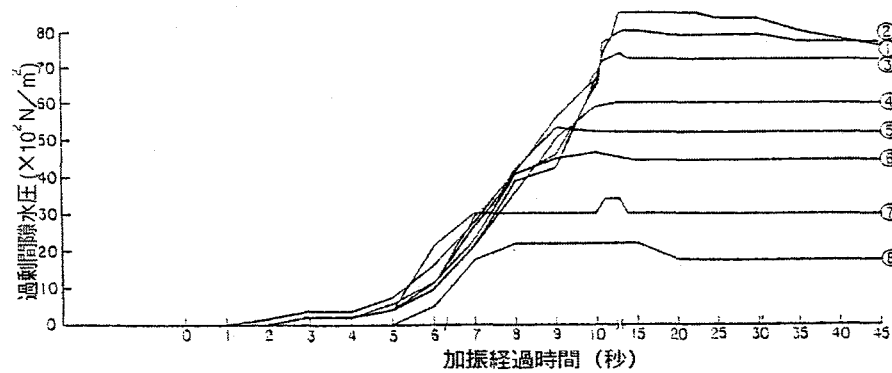


(b) 過剰間隙水圧

図-2.2.19 地盤の加速度と過剰間隙水圧の時刻歴 (加振段階1 : 入力加速度 30 gal)



(a) 地盤の応答加速度



(b) 過剰間隙水圧

図-2.2.20 地盤の加速度と過剰間隙水圧の時刻歴 (加振段階2 : 入力加速度 80 gal)

(同0cm)の順であり、地盤の上層部から下層部に移行している。

以上の地盤加速度および過剰間隙水圧の発生特性によれば、本加振段階では地盤が完全液化を起こしてしていると言えるが、地盤の有効上載圧と過剰間隙水圧の関係から、以下のように定量的に検証する。

地盤の有効上載圧は式(2.2.16)で算定できる。

$$\sigma_v' = (\gamma - \gamma_w) \cdot z \quad (2.2.16)$$

ここに、 $\sigma_v'$  : 地盤の有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  : 地盤の湿潤密度 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  : 水の単位重量10 (kN/m<sup>3</sup>)

$z$  : 計測器の地表面からの深度 (m)

従って、例えば過剰間隙水圧の計測位置⑦および④の深度における加振前の有効上載圧は、加振段階2の加振前の砂層高(95.53cm, 表-2.2.2参照)から算出した間隙水圧計の深度(計測位置⑦: 35.5cm, ④: 65.5cm)により、次のように算定できる。

$$\text{計測位置⑦: } \sigma_v' = (\gamma - \gamma_w) \cdot z = (19.03 - 10) \times 0.355 = 3.21(\text{kN/m}^2)$$

$$\text{計測位置④: } \sigma_v' = (\gamma - \gamma_w) \cdot z = (19.03 - 10) \times 0.655 = 5.91(\text{kN/m}^2)$$

一方、計測位置⑦および④における過剰間隙水圧の実測の最大値は、計測位置⑦で3.43(kN/m<sup>2</sup>)、計測位置④で6.06(kN/m<sup>2</sup>)であり、両深度での過剰間隙水圧の最大値は有効上載圧とほぼ等しいことが分かる。

### 3) 加振段階3 (入力加速度80gal)

本加振段階では、前加振段階2に引き続いて80galの入力加速度で加振し、同一加速度による影響を検討する。図-3.2.21(a)および(b)にそれぞれ地盤の応答加速度および過剰間隙水圧の最大値の時刻歴を示す。加振段階2と比較して特長のある現象が発生している。まず、図-3.2.21(b)に示すように、過剰間隙水圧は地盤の上層部と下層部で発生特性が異なっている。つまり、上層部の計測器⑧および⑦では、過剰間隙水圧が有効上載圧に近い最大値に達し、その後加振中は一定値となっている。また、計測器⑥では、⑧および⑦と同様に有効上載圧に近い最大値に達するが、加振終了直前に減少する兆しを見せている。さらに、計測器⑤では、加振段階2と同一レベルの最大値に達するが、その直後に減少を始めている。以上の計測器より下層に位置する計測器④～①では、加振段階2のように有効上載圧に近い最大値に達せず、しかも計測器⑤と同様に減少している。

このように、過剰間隙水圧の発生特性に深度分布の差異があるのは、図-2.2.17の静的コーン貫入試験の結果から以下のように推定できる。つまり、深度が50～60cm(計測器⑤に対応する位置)以深で貫入抵抗が増加しており、80galの1回目の加振により地盤の動的強度が増加し、同一加振入力に対して液化化がしにくい状態になったと考えられる。

以上のように、完全液化化を起こした層とそうでない層の存在による影響は図-2.2.21(a)の地

盤加速度でも見られる。つまり、表層（計測器⑫）では加振初期において最大となった後は急激に減少し、以後加振中は0のままで推移している。これに対して、下層部（計測器②）では入力加速度（計測器①）と同様な応答を示し、加振段階2のように応答値が減少することはない。また、中間層（計測器③）では一度応答値が零となった後に、しばらくして応答を再開している。これらの現象は、表層が加振中に完全液状化状態にあるのに対して、中間層では完全液状化後に密度化が進行して周辺地盤の拘束が回復し、下層では完全液状化は発生していないことを意味する。

#### 4）加振段階4（入力加速度50gal）

本加振段階では、加振段階2および加振段階3の80gal入力の後に、50galの小さいレベルの入力加速度を入力した場合の応答特性を検討する。図-2.2.22(a)および(b)にそれぞれ地盤の応答加速度および過剰間隙水圧の最大値の時刻歴を示す。同図より明らかなように、地盤加速度および過剰間隙水圧の応答特性は加振段階1とほぼ同様であり、過剰間隙水圧の発生量は加振段階1よりも大きい。各深度とも有効上載圧に達しておらず、完全液状化には至っていない。

#### 5）加振段階5（入力加速度80gal）

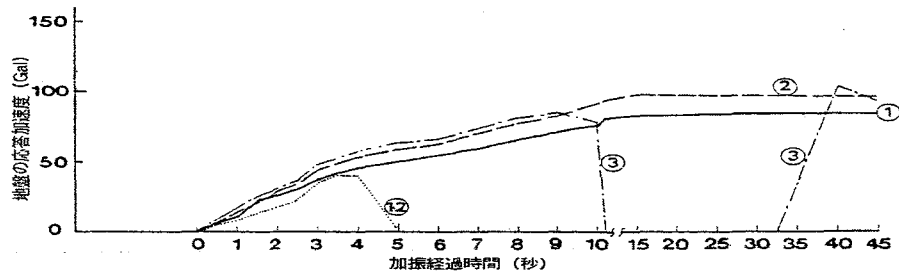
本加振段階では、加振段階4の後に加振段階2および加振段階3と同レベルの80galの入力を行い、同一レベルの再々加振の影響を検討する。図-2.2.23(a)および(b)にそれぞれ地盤の応答加速度および過剰間隙水圧の最大値の時刻歴を示すが、加振段階3と比較して差異がある。

まず、過剰間隙水圧であるが、上層の計測器⑦および⑧だけが加振段階3と同様に各深度の有効上載圧に近いレベルまで上昇している。ただし、加振段階3と異なり、加振段階3での計測器⑥のように、加振中に減少する挙動を示している。また、他の深度では有効上載圧に達しないことに加えて、加振中に応答が減少する挙動を示している。

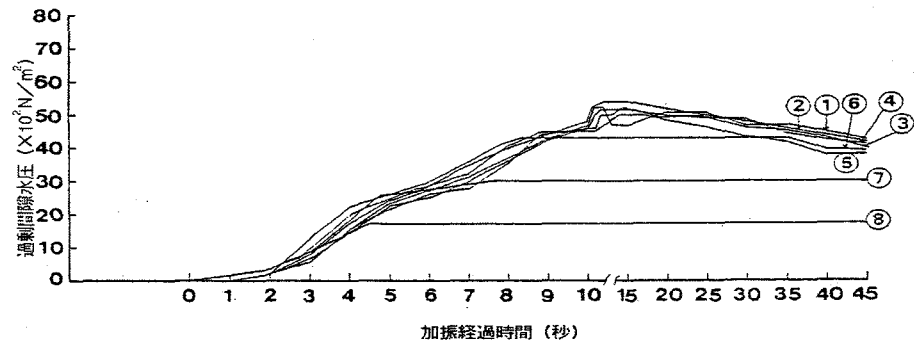
また、地盤加速度について、加振段階3では表層で完全な液状化、下層で部分液状化、中間層で完全な液状化後に回復していたが、加振段階5ではこの傾向が上層に移行している。つまり、加振段階5では中間層まで部分液状化状態となり、表層でも完全液状化後に回復している。これは、図-2.2.17の静的コーン貫入試験の結果から、加振段階4あるいは加振段階3の後に、深度20～30cm以深で貫入抵抗が増加しているためであり、同一レベルの加振であっても繰り返しのより地盤の動的強度が増加し、地盤模型全体が液状化しにくくなっているためである。

#### 6）加振段階6（入力加速度150gal）

本加振段階では、既に液状化の履歴のある地盤に対して、既往入力の80galより大きな150galの加振入力が付与された場合の応答特性を検討する。図-2.2.24(a)および(b)にそれぞれ地盤の応答加速度および過剰間隙水圧の最大値の時刻歴を示す。過剰間隙水圧の発生特性は加振段階2とほぼ類似であり、各深度とも有効上載圧近くまで上昇し、一定値に達した後、土槽底面位置での応答（計測器①）で減少を示す以外は、ほぼ全層にわたって一定状態が継続されている。また、地盤の加速度についても、計測器⑫→③→②の順で、その応答値が0となっている。

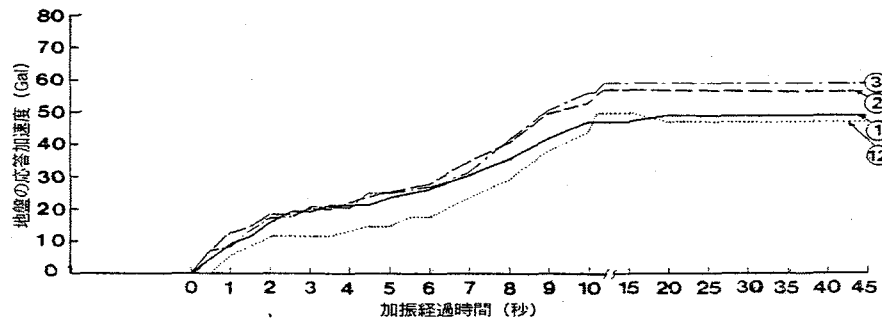


(a) 地盤の応答加速度

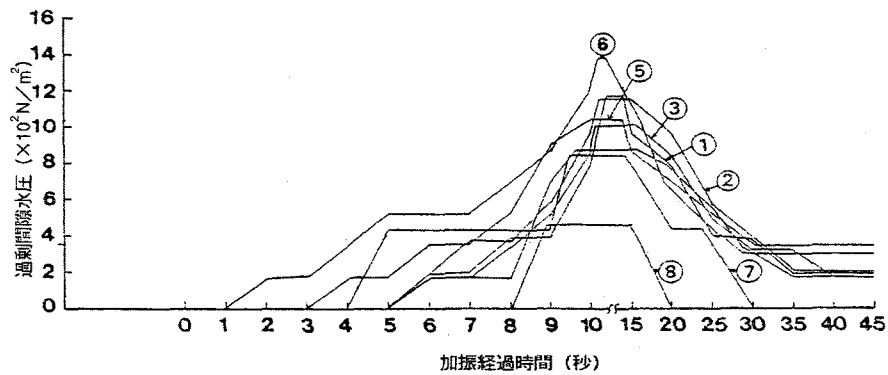


(b) 過剰間隙水圧

図-2.2.21 地盤の加速度と過剰間隙水圧の時刻歴 (加振段階3 : 入力加速度 80 gal)

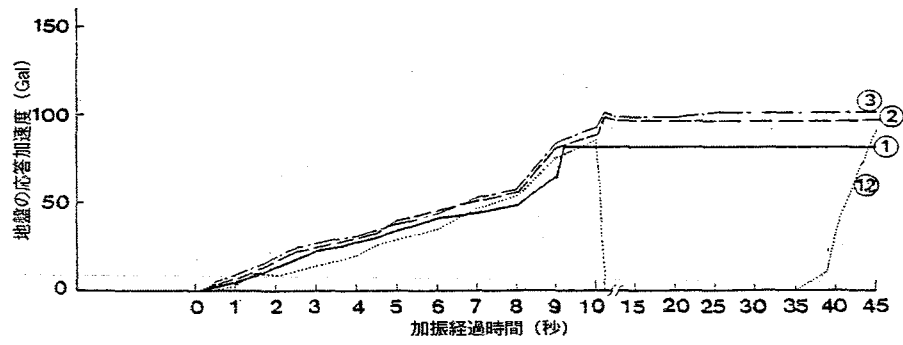


(a) 地盤の応答加速度

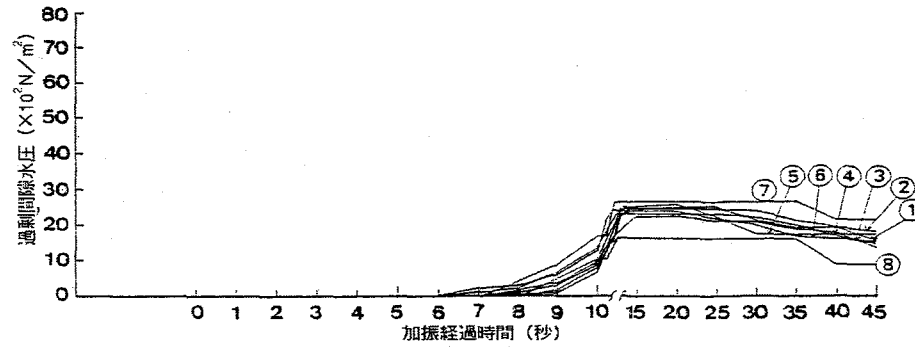


(b) 過剰間隙水圧

図-2.2.22 地盤の加速度と過剰間隙水圧の時刻歴 (加振段階4 : 入力加速度 50 gal)

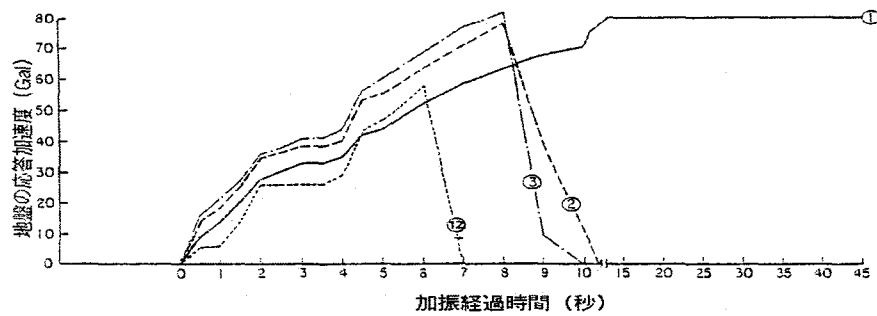


(a) 地盤の応答加速度

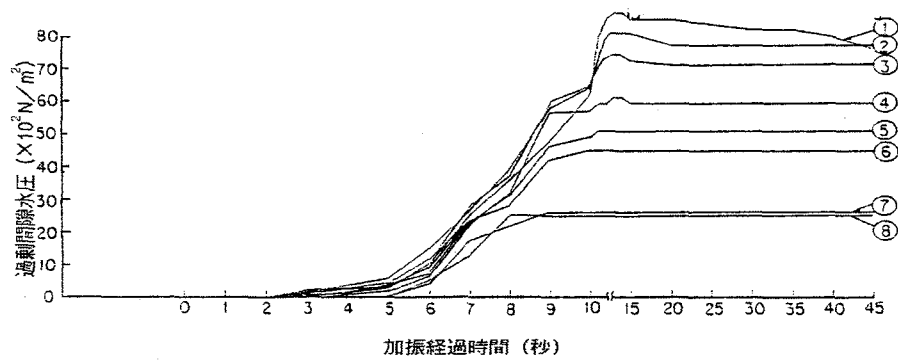


(b) 過剰間隙水圧

図-2.2.23 地盤の加速度と過剰間隙水圧の時刻歴 (加振段階5 : 入力加速度 80 gal)



(a) 地盤の応答加速度



(b) 過剰間隙水圧

図-2.2.24 地盤の加速度と過剰間隙水圧の時刻歴 (加振段階6 : 入力加速度 150 gal)

以上のことから、一度全層にわたり完全液状化を起こした地盤であっても、入力加速度が大きい場合は再度全層にわたり完全液状化する。

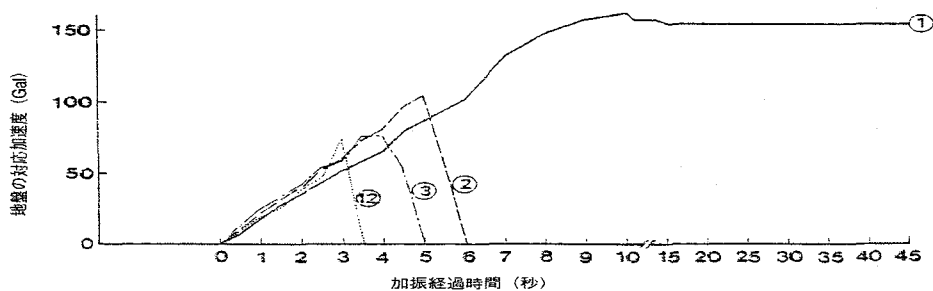
### 7) 加振段階7 (入力加速度150gal)

本加振段階では、加振段階2に対する加振段階3の加振と同様に、同一レベルの再入力加振影響を検討するため、段階6と同一レベルの150gal入力を行う。図-2.2.25(a)および(b)にそれぞれ地盤の応答加速度および過剰間隙水圧の最大値の時刻歴を示す。本段階でも中間層から上層部（計測器④～⑧）で完全液状化状態となっているが、下層（計測器①～③）での過剰間隙水圧は有効上載圧に達しておらず、完全液状化に至っていない。

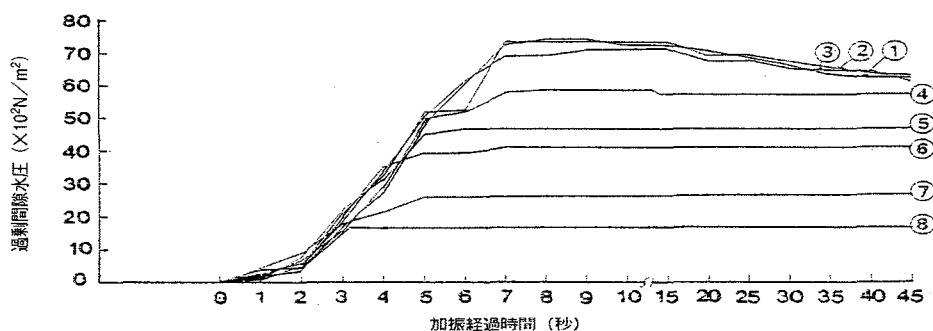
以上のことから、同一レベルの再入力により、中間層以浅では完全液状化が発生するが、下層部は完全液状化がしにくくなっている。

### 8) 加振段階8 (入力加速度250gal)

本加振段階では、加振段階6と同様に既に液状化の履歴のある地盤に対して、既往入力150galより大きな250galの加振入力が付与された場合の応答特性を検討する。図-2.2.26(a)および(b)にそれぞれ地盤の応答加速度および過剰間隙水圧の最大値の時刻歴を示す。地盤加速度は計測器⑫→③の順に表層の方から応答値が0となり、過剰間隙水圧も中間層から上層部（計測器④～⑧）で完全液状化状態となっている。しかし、下層（計測器①～③）での過剰間隙水圧は有効上載圧に達しておらず、完全液状化に至っていないため、地盤加速度（計測器②）におい

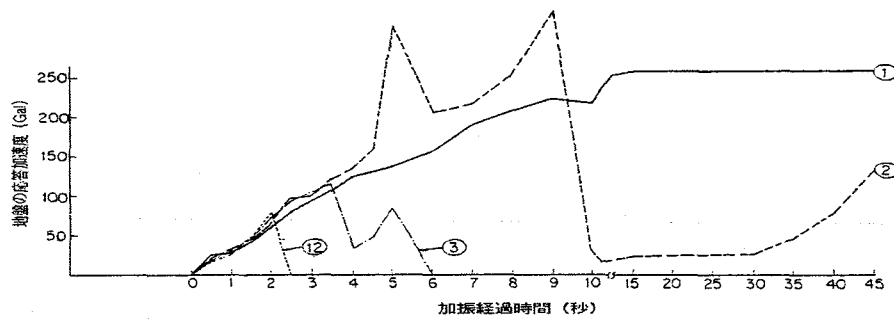


(a) 地盤の応答加速度

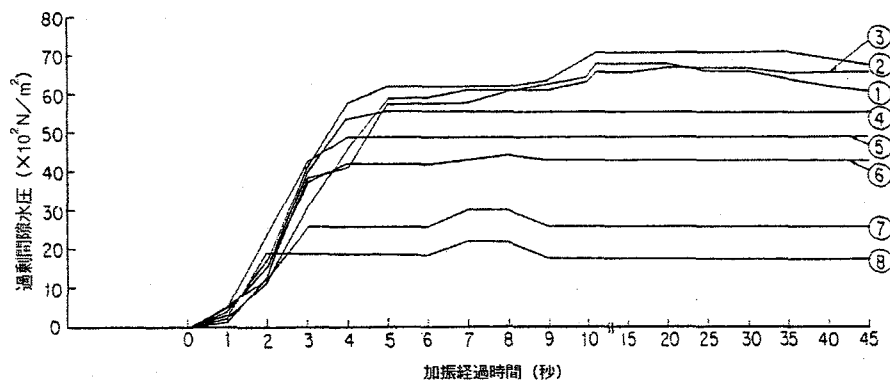


(b) 過剰間隙水圧

図-2.2.25 地盤の加速度と過剰間隙水圧の時刻歴（加振段階7：入力加速度150gal）



(a) 地盤の応答加速度



(b) 過剰間隙水圧

図-2.2.26 地盤の加速度と過剰間隙水圧の時刻歴（加振段階8：入力加速度250gal）

て液状化により応答値が減少するが、完全に0とはならず、加振段階3あるいは加振段階5と同様に、加振中に応答が回復してきている。

以上のことから、より大きな入力加速度により、中間層以浅では完全液状化が発生するが、下層部は完全液状化がしにくくなっている。

## 2. 2. 3 まとめ

動的土質試験および振動台実験の結果、砂質土および砂質地盤の液状化の発生特性について、以下の知見が得られた。

- 1) 振動三軸試験に基づく砂質土の動的せん断強度比 ( $R_d$ ) を式 (2.2.1) で定義し、動的せん断強度比 ( $R_d$ ) と原位置の動的せん断強度比 ( $R$ ) を式 (2.2.2) により関係付けると、式 (2.2.3) に示すように振動三軸試験による動的せん断強度比と原位置の動的せん断強度比は同一と見なせる。
- 2) 原位置の動的せん断強度比 ( $R$ ) は、N値、有効上載圧  $\sigma_v'$  (kN/m<sup>2</sup>) および平均粒径  $D_{50}$  (mm) の3つの基本データを用いて、次式により簡易的に評価できる。



$$[0.04\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.6\text{mm}]$$

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{100N}{\sigma_v' + 70}} - 0.225 \log_{10}(D_{50}/0.35)$$

$$[0.6\text{mm} \leq D_{50} \leq 1.5\text{mm}]$$

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{100N}{\sigma_v' + 70}} - 0.05$$

- 3) 動的せん断強度比 ( $R_d$ ) の式 (2.2.10) による推定値と実測値の差と、有効上載圧  $\sigma_v'$  , 均等係数  $U_c$  および平均粒径  $D_{50}$  との間に明確な相関はない。
- 4) 本研究の成果を基本としている道路橋示方書 V 耐震設計編 (昭和55年(1980)) の評価式 (2.2.11) による動的せん断強度比 ( $R$ ) を Seed (1979) および吉見・時松 (1980) による評価方法と比較すると、換算  $N$  値 ( $N_1$ ) が 30 程度以下では、Seed による評価値が他の 2 方法よりも小さく、本研究と吉見・時松の評価値は比較的類似の傾向を示す。
- 5) 模型砂地盤を用いた振動台実験により、地盤の完全液状化は上層部から発生して下層部に移行し、完全液状化時に発生する過剰間隙水圧の最大値は上層の単位体積重量と深度から算出する有効上載圧とほぼ等しいことが確認できる。
- 6) 模型砂地盤を用いた振動台実験により、一度液状化した地盤であっても入力レベルの規模あるいは地盤の強度特性により、再度液状化する可能性があることが確認できる。実験結果によると、同レベルの加振入力により、強度が増加した下層部は完全液状化には至らないが、それ以浅の砂層では再度完全液状化し、また入力レベルを大きくした再入力により完全液状化に至る砂層が拡大する。

## 第3節 土層の液状化ポテンシャルの簡易評価方法

### 2. 3. 1 液状化抵抗率による簡易評価方法

地震時における表層地盤の動的応答特性および動的強度特性の関係は、模式的に図2.3.1で表現できる。つまり、地震時には表層地盤内の土要素には、動的せん断応力  $\tau$  が作用する。そして、土要素に作用する動的荷重としての動的せん断応力  $\tau$  に対して、土要素が保有する動的強度としての動的せん断強度が考えられ、両者の大小の比較により土要素の破壊 (= 液状化) の程度を推定することが考えられる。

本研究では、原位置の動的荷重を式 (2.3.1) による地震時せん断応力比で定義する<sup>22~29)</sup>。

$$L = \frac{\tau_{dmax}}{\sigma_v'} \quad (2.3.1)$$

ここに、 $L$  : 原位置の地震時せん断応力比

$\tau_{dmax}$  : 最大動的せん断応力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\sigma_v'$  : 有効上載圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

また、原位置の動的強度を式 (2.3.2) による動的せん断強度比で定義する。

$$R = \frac{\tau}{\sigma_v'} \quad (2.3.2)$$

ここに、 $R$  : 原位置の動的せん断強度比

$\tau$  : 動的せん断強度 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\sigma_v'$  : 有効上載圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

以上のように定義した地震時せん断応力比 ( $L$ ) と動的せん断強度比 ( $R$ ) に基づいて、液状化に対する原位置の土要素の抵抗能力の程度を式 (2.3.3) に示す「液状化抵抗率 ( $F_L$ )」として定義する。ここで、 $F_L$  による判定では、動的せん断強度比が地震時せん断応力比以下となる  $F_L \leq 1.0$  の場合に液状化すると判定し、動的せん断強度比が地震時せん断応力比より大きい  $F_L > 1.0$  の場合は液状化しないと判定する。

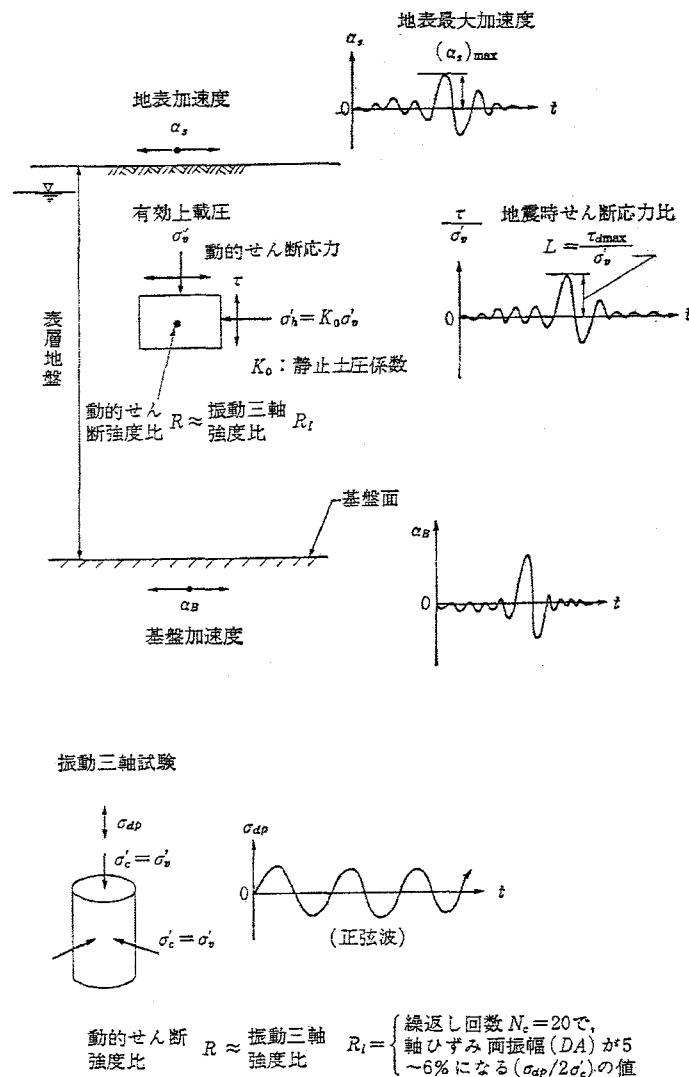


図-2.3.1 地震時せん断応力比と動的せん断強度比の概念図

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (2.3.3)$$

ここに、 R：動的せん断強度比  
L：地震時せん断応力比

従って、何らかの方法より判定対象である土層の動的せん断強度比 (R) および地震時せん断応力比 (L) が算定できれば、液状化の判定が可能となる。さらに、任意の深度において液状化の判定ができるので、或る対象地点での液状化の可能性の深度分布や異なる対象地点での液状化の判定結果から液状化の平面的な分布を得ることができることになる。

以下に、動的せん断強度比 (R) および地震時せん断応力比 (L) の簡易評価法について検討し、提案する。

#### ① 動的せん断強度比 (R)

動的せん断強度比 (R) は、本研究の提案に基づく「道路橋示方書V耐震設計編 (1980)」<sup>15)</sup> で規定された式 (2.2.11) (再掲) によることとする。

$$\left. \begin{aligned} & \text{【} 0.02\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.05\text{mm} \text{】} \\ & R = 0.0882 \sqrt{\frac{100\text{N}}{\sigma_v' + 70}} + 0.19 \\ & \text{【} 0.05\text{mm} \leq D_{50} \leq 0.6\text{mm} \text{】} \\ & R = 0.0882 \sqrt{\frac{100\text{N}}{\sigma_v' + 70}} - 0.225 \log_{10} (D_{50}/0.35) \\ & \text{【} 0.6\text{mm} \leq D_{50} \leq 1.5\text{mm} \text{】} \\ & R = 0.0882 \sqrt{\frac{100\text{N}}{\sigma_v' + 70}} - 0.05 \end{aligned} \right\} \quad (2.2.11)$$

#### ② 地震時せん断応力比 (L)

地震時せん断応力比 (L) は、Seed・Idriss(1979)<sup>2)</sup>の方法に基づいて提案する式 (2.3.4) により評価する。

$$L = \frac{\alpha_s}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \cdot r_d = k_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \cdot r_d \quad (2.3.4)$$

ここに、  $\alpha_s$  : 地表面最大加速度 (gal)  
g : 重力加速度 (980gal)  
 $\sigma_v$  : 全上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\sigma_v'$  : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $r_d$  : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数  
 $k_s$  : 地表面での最大水平震度

式 (2.3.4) の特徴は、Seed・Idrissの方法と異なり、マグニチュードによって異なる等価繰り返し回数Ncの概念を用いないことであり、最大せん断応力を地震荷重とする。式 (2.3.4) に

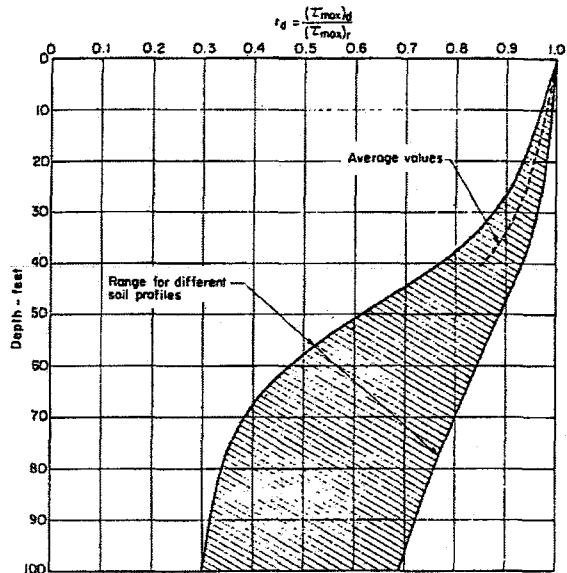


図-2.3.2 Seed・Idrissによる低減係数  $r_d$  の深度分布<sup>2)</sup>

において、 $\sigma_v$ および $\sigma_v'$ は原位置地盤の地下水位、単位体積重量および深度から算出できる。

次に、地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 ( $r_d$ ) については、Seed・Idrissは図-2.3.2で提案している。しかし、地盤条件あるいは入力地震動条件によりその分布特性は異なることから、本研究では、地盤条件の異なる地盤を対象として一次元地震応答解析を行い、低減係数の深度分布を検討する。

図-2.3.3(a)および(b)は、式 (2.3.5) で定義する地盤の特性値 ( $T_G$ )<sup>15)</sup>がそれぞれ0.53秒および0.96秒である2種類の地盤において、既往地震において記録された卓越周期 ( $T_e$ ) の異なる地震動波形を入力した場合の低減係数の深度分布の算出結果である<sup>17)</sup>。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad (2.3.5)$$

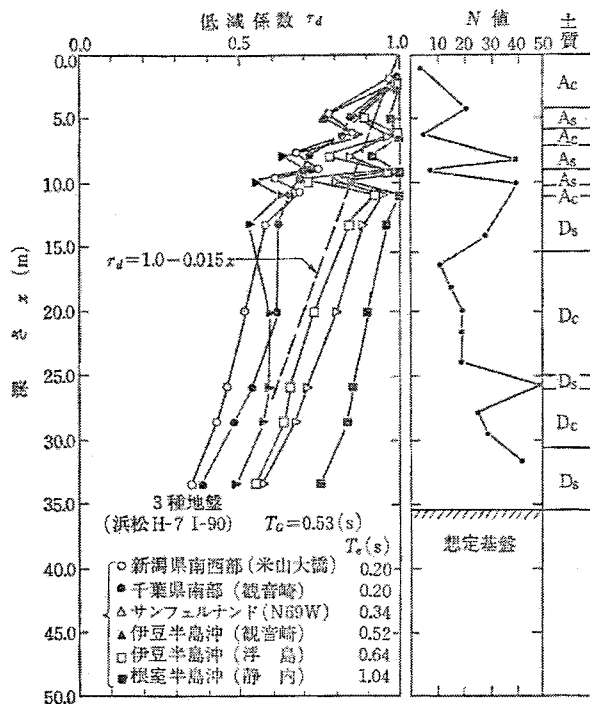
ここに、 $T_G$  : 地盤の特性値 (秒)  
 $H_i$  :  $i$  番目の地表の厚さ (m)  
 $V_{si}$  :  $i$  番目の地表の平均せん断弾性波速度 (m/s)

両図によれば、 $r_d$ の深度分布は一義的に決めることはできないものの、地盤条件による差異が見られないことから、本研究では便宜的に式 (2.3.6) で近似する。図-2.3.3に式 (2.3.6) を破線で図示するが、特性の異なる入力地震動に対して平均的な低減特性を示す。

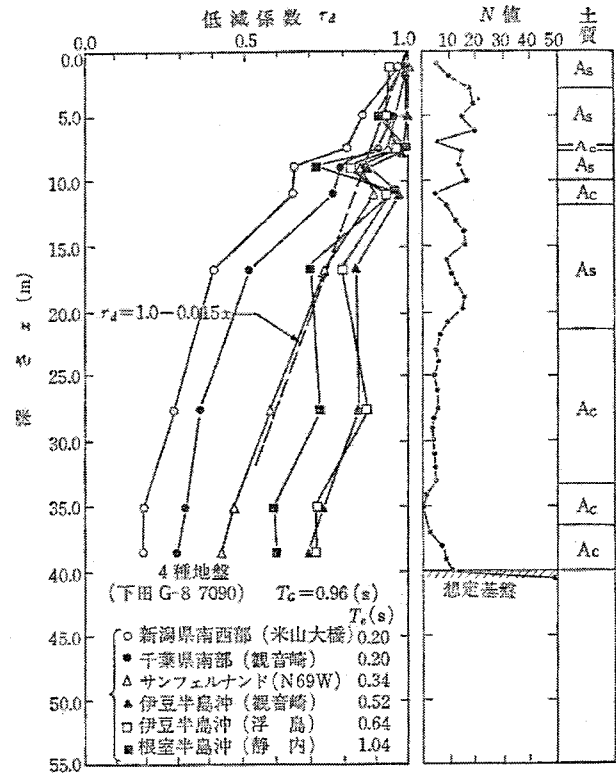
$$r_d = 1.0 - 0.015Z \quad (2.3.6)$$

ここに、 $Z$ : 地表面からの深さ (m)

「道路橋示方書V耐震設計編 (昭和55年(1980))」<sup>15)</sup>では、式 (2.3.6) を規定するとともに、地表面での最大水平震度 ( $k_s$ ) は式 (2.3.7) により規定している。これは標準的な設計水平震度 ( $k_{s0}$ ) を地域性、地盤条件および重要度に応じて補正した設計水平震度を推定するものである。式 (2.3.7) によれば、 $k_s$ の範囲は 0.18 ~ 0.0672である。



(a) III種地盤



(b) IV種地盤

図-2.3.3 低減係数  $r_d$  に対する地盤特性および入力地震動特性の影響<sup>17)</sup>

$$k_s = c_z \cdot c_G \cdot c_I \cdot k_{s0} \quad (2.3.7)$$

ここに、 $c_z$  : 地域別補正係数 (1.0, 0.85, 0.7)

$c_G$  : 地盤別補正係数 (0.8, 1.0, 1.2)

$c_I$  : 重要度別補正係数 (1.0, 0.8)

$k_{s0}$  : 標準設計水平震度 (= 0.15)

また、「道路橋示方書V耐震設計編 (平成8年(1996))」<sup>30)</sup>では、設計水平震度は  $k_{hc}$  として式 (2.3.8) を規定しているが、プレート境界型の大規模な地震による地震動 (タイプI) および兵庫県南部地震のような内陸直下型地震による地震動 (タイプII) に区分して規定している。式 (2.3.8) によれば、 $k_s$  の範囲は タイプI地震動で0.40 ~ 0.21, タイプII地震動で0.80 ~ 0.42である。なお、「道路橋示方書V耐震設計編 (平成14年(2002))」<sup>31)</sup>においても、これと同様である。

$$k_{hc} = c_z \cdot k_{hc0} \quad (2.3.8)$$

ここに、 $c_z$  : 地域別補正係数 (1.0, 0.85, 0.7)

$k_{hc0}$  : 設計水平震度の標準値

タイプI地震動 / I種地盤 : 0.30, II種地盤 : 0.35, III種地盤 : 0.40

タイプII地震動 / I種地盤 : 0.80, II種地盤 : 0.70, III種地盤 : 0.60

## 2. 3. 2 簡易評価方法の適用性

### (1) 液状化履歴地点における液状化抵抗率の適用性

1978年宮城県沖地震の際に、液状化が発生した閑上大橋、種次堤防および閑上上堤防において、原位置地盤調査および簡易評価方法を適用した液状化の評価を行い、簡易評価方法の適用性を検証する<sup>32~36)</sup>。

#### 1) 対象地点および検討方法

閑上大橋、種次堤防および閑上上堤防における噴砂状況と地盤調査位置を、それぞれ図-2.3.4、図-2.3.5および図-2.3.6に示す。閑上大橋では、P5橋脚およびP7~P9付近で噴砂が顕著であるが、P1橋脚では噴砂の痕跡がない。橋梁構造は3径間連続PCラーメン橋および7連のPC単純桁からなる橋長541.7m、総幅員が8.6mである。地震によりほぼ全橋脚に亀裂、一部の橋脚上の支承部に破損が発生しており、橋脚の傾斜に伴う橋桁の橋軸方向の移動も全般にわたり発生している。また、種次堤防では、堤内地および堤外地で噴砂が発生し、近傍の堤体が約110mにわたり陥没と亀裂による被害が発生している。天端の沈下量は最大で約1.2mである。さらに、閑上上堤防でも、堤内地および堤外地で噴砂が発生し、堤内外法面および堤内法尻で亀裂と陥没が発生している。

各地点において、ボーリング、標準貫入試験、PS検層および不攪乱試料採取を実施している。ここで、閑上大橋では、B-1 (P9)、B-2 (P7~8)、B-3 (P5)、B-4 (P3:水部) およびB-5 (P1~P2) の5箇所であり、不攪乱試料はB-4を除いた4箇所の近傍で実施している。種次堤防では、N-1、N-2、N-4 (共に堤内地法尻)、N-3 (堤内地法肩) およびN-5 (堤外地法尻) の5箇所で実施している。N-4は噴砂および堤防被害箇所、N-5は噴砂箇所、N-1およびN-2は噴砂、堤防被害のない箇所であり、各地点で不攪乱試料を採取している。なお、N-3は堤防の断面確認のために実施しており、不攪乱試料採取はしていない。閑上上堤防では、Y-1、Y-3 (堤内地法尻)、Y-4 (堤内地法肩) およびY-2 (堤外地高水敷) の4箇所で実施している。Y-1は堤防被害箇所、Y-2は噴砂箇所であり、Y-3は噴砂、堤防被害のない箇所であり、Y-1およびY-3で不攪乱試料を採取している。なお、Y-4はN-3と同様である。各地点の柱状図の一部およびN値の分布を後述の図-2.3.8、図-2.3.9および図-2.3.10に示すが、各地盤の物理特性の詳細は文献36を参照されたい。

不攪乱試料に対して振動3軸試験を行ったが、その結果を式(2.2.8)で定義した $[R] = 0.0042D_r^{*}]$ と平均粒径 $D_{50}$ の関係<sup>35)</sup>として整理すると図-2.3.7となる。同図には第1章・第2節で提示した既往データの平均曲線とその分布の範囲(図-2.2.9参照)を併記しているが、3地点の試験結果は従来の結果と比較してややばらつきが大きいものの、全体的には類似の傾向を示している。

液状化の判定は式(2.3.3)で定義する液状化抵抗率( $F_L$ )を適用するが、地盤の動的せん断強度比( $R$ )および地震時せん断応力比( $L$ )の算出は簡易法および詳細法で行う。

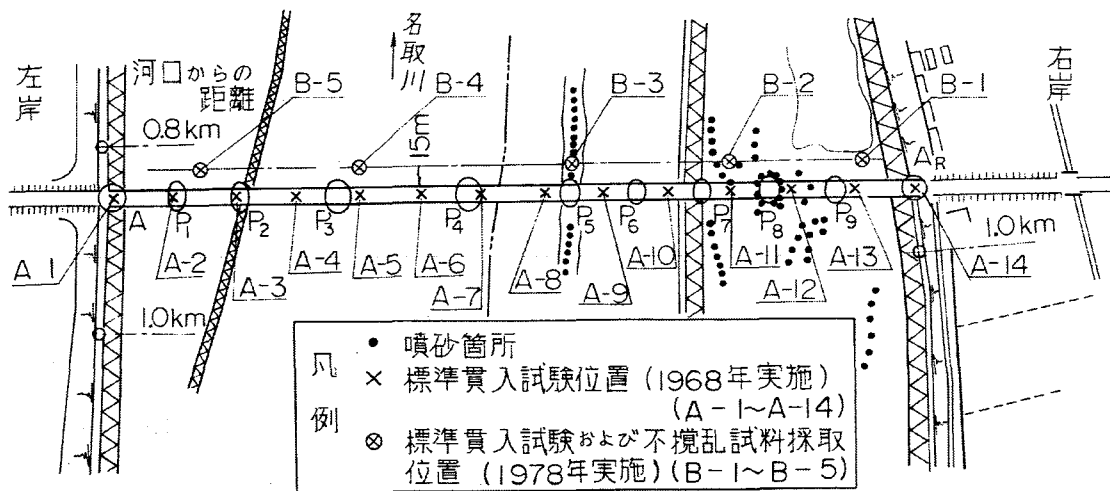


図-2.3.4 関上大橋における噴砂状況および地盤調査位置

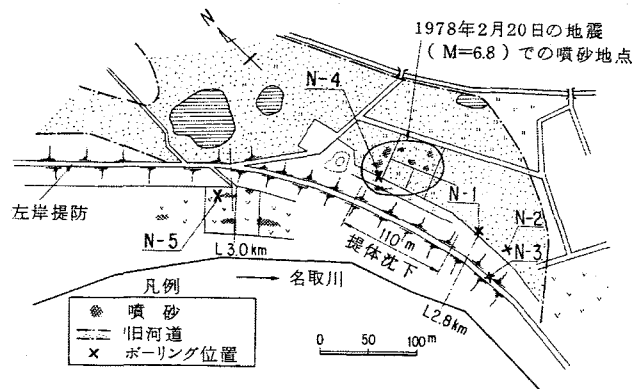


図-2.3.5 種次堤防における噴砂状況および地盤調査位置

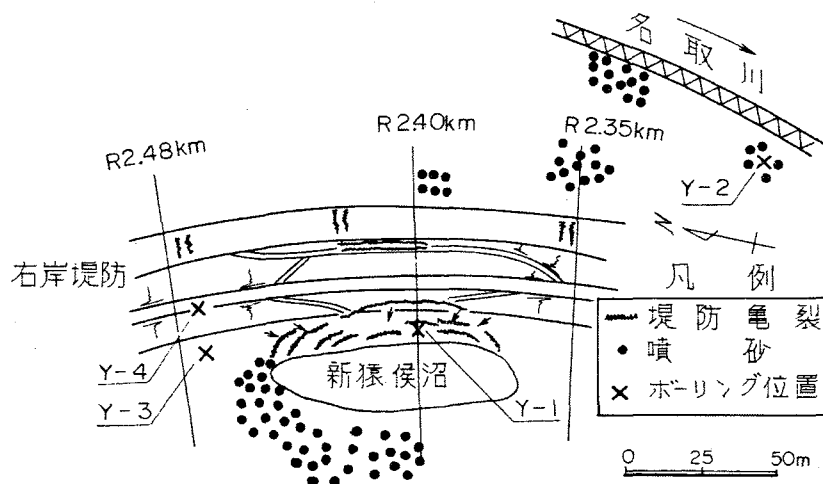


図-2.3.6 関上上堤防における噴砂状況および地盤調査位置

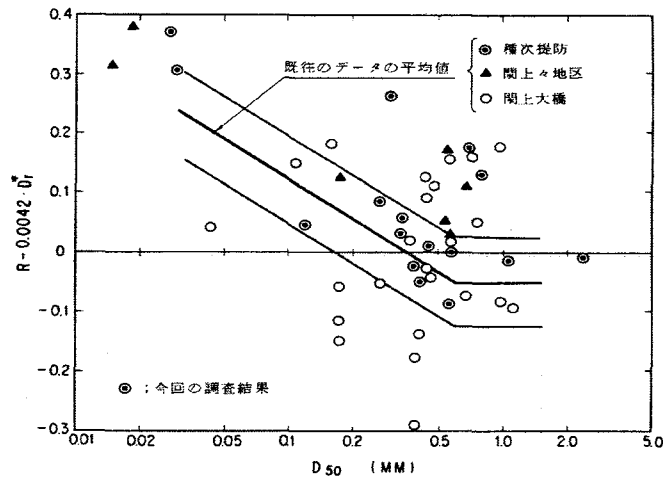


図-2.3.7 不攪乱試料の動的強度試験結果

簡易法では、動的せん断強度比 ( $R$ ) を式 (2.2.11) , 地震時せん断応力比 ( $L$ ) を式 (2.3.4) により推定する。ここで、地震時せん断応力比 ( $L$ ) について、今回の地震で観測された強震記録によると、対象3地点の震央距離 (約110km程度) に相当する地盤上の水平方向の最大加速度は180~300gal程度である<sup>37)</sup>ことから、閑上大橋では、地表面水平震度 ( $k_s$ ) を0.18, 0.24および0.30の3種類とし、種次堤防では、地表面最大加速度 ( $\alpha_{smax}$ ) として180galおよび詳細法で算出される地表面最大加速度の2種類を想定する。

詳細法では、不攪乱試料の動的せん断強度比および地盤の非線形性<sup>38), 39)</sup>を考慮した重複反射理論に基づく次元地震応答解析<sup>40), 41)</sup>から推定する動的せん断応力比を用いる。解析地盤のモデルの詳細は文献36を参照されたい。なお、仮想基盤への入力地震動について、閑上大橋では、1978宮城県沖地震の際に樽水ダムで記録された加速度波形を最大加速度180galに調整した地震動、また種次堤防および閑上上堤防では、同地震の際に閑北橋の地盤 (岩盤) で記録された加速度波形を最大加速度180galに調整した地震動とする。

## 2) 液状化の評価結果

閑上大橋、種次堤防および閑上上堤防における液状化の評価結果を、それぞれ図-2.3.8、図-2.3.9および図-2.3.10に示す。

閑上大橋では、地震応答解析による地表面加速度は300~350gal程度であるので、簡易法との比較では $k_s=0.3$ の結果が相当するが、詳細法で算出される $F_L$ の値は簡易法とほぼ類似している。また、B-1, B-2, B-3, B-4およびB-5で $F_L \leq 1.0$ となる土層の深度は、それぞれ2~6m, 2~5m, 1~8m, 1~7mおよび3~9m程度であり、これらの範囲で液状化したと想定できる。ここで、B-1, B-2およびB-3では噴砂が発生しており評価結果と整合している。B-4は水中部であるので噴砂は確認されていないが、液状化していると予想される。また、B-5では噴砂は見られないが、3m程度以深で液状化しているが噴砂は地表面に到らなかったと予想される。



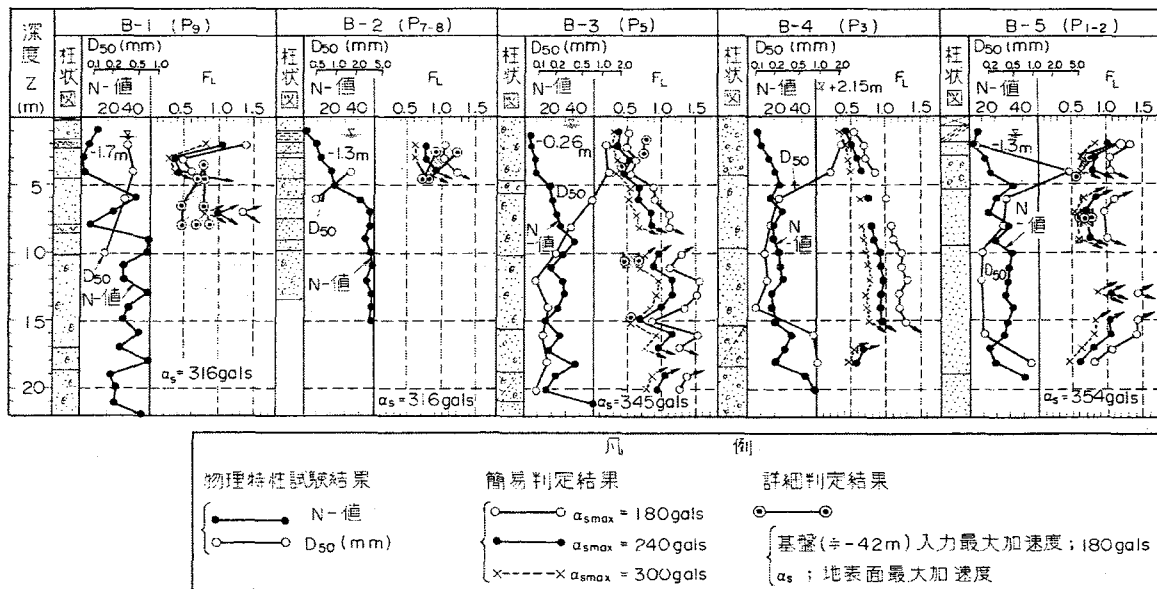
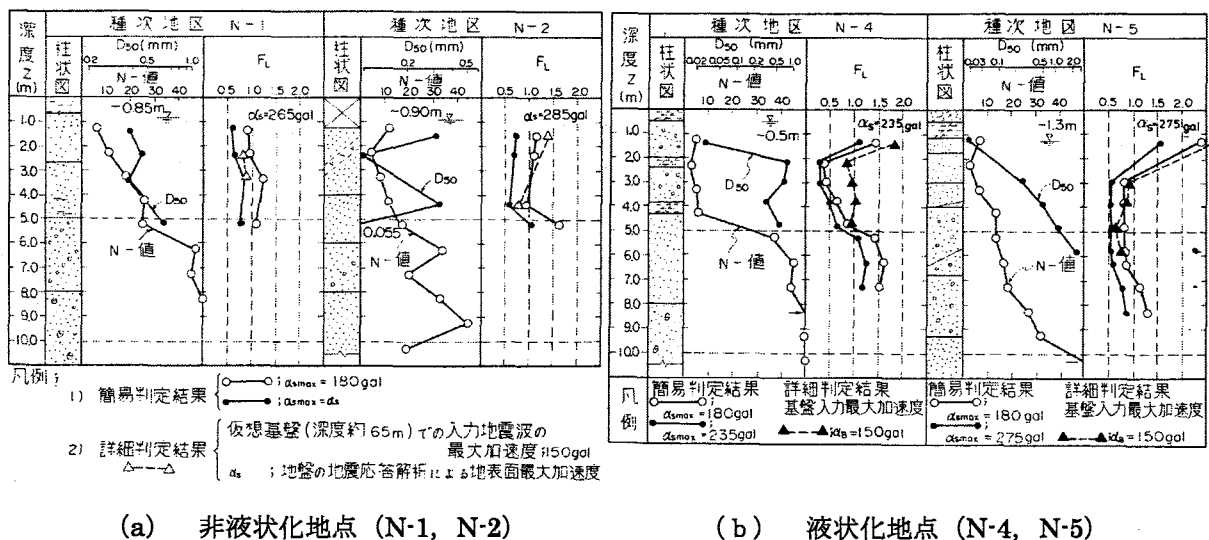


図-2.3.8 関上大橋における液状化の評価結果



(a) 非液状化地点 (N-1, N-2)

(b) 液状化地点 (N-4, N-5)

図-2.3.9 種次堤防における液状化の評価結果

種次堤防では、地震応答解析による地表面加速度は230～290gal程度であるが、詳細法で算出される $F_L$ の値は簡易法のそれよりも大きい傾向がある。図-2.3.9によると、堤防被害のあるN-4および噴砂のあるN-5では、それぞれ深度2～5mおよび3～7m程度の範囲で $F_L \leq 1.0$ となっており実現象と整合する。一方、噴砂の見られていないN-1およびN-2では、N-4およびN-5よりも $F_L$ の値が大きい傾向がある。そして、N-2では簡易法で $F_L \leq 1.0$ 、詳細法で $F_L > 1.0$ であるのに対して、N-1では両法ともに $F_L \leq 1.0$ であり、N-2地点で評価法による差異が見られる。

関上上堤防では、地震応答解析による地表面加速度は280gal程度であるが、詳細法で算出さ

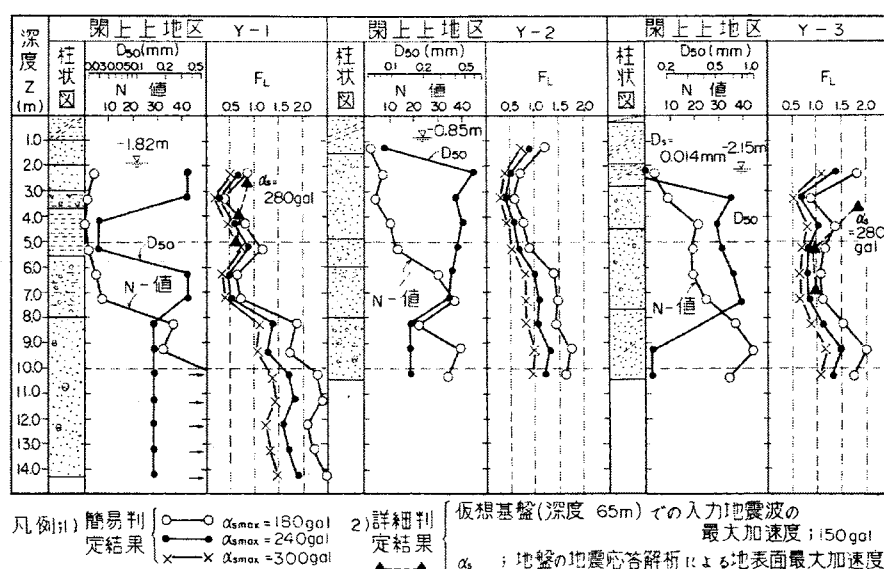


図-2.3.10 関上上堤防における液状化の評価結果

れる $F_L$ の値は簡易法 ( $\alpha_{smax}=240\sim300gal$ ) よりも大きい傾向がある。図-2.3.10によると堤防被害のあるY-1および噴砂のあるY-2では、それぞれ深度2～8mおよび1～6m程度の範囲で $F_L \leq 1.0$ となっており実現象と整合する。一方、噴砂の見られていないY-3はこれらよりも $F_L$ の値が大きい傾向がある。そして、Y-3では簡易法で $F_L \leq 1.0$ であるのに対して詳細法で $F_L > 1.0$ であり、評価法による差異が見られる。

## (2) 振動台実験における液状化抵抗率の適用性

第2章・第2節2.2.2における振動台実験の模型地盤に対して、第2章・第3節2.3.1で提案する液状化抵抗率 ( $F_L$ ) を適用することにより、その適用性を検証する<sup>21)</sup>。

この際、液状化抵抗率 ( $F_L$ ) を算出するために必要な動的せん断強度比 ( $R$ ) および地震時せん断応力比 ( $L$ ) は、以下のようにして算出する。

### 1) 動的せん断強度比 ( $R$ ) の推定

模型地盤の動的せん断強度比の推定方法として、模型地盤からサンプリングした供試体の動的強度試験による方法もあるが、模型地盤が極めて緩い状態であること、加振段階や採取深度毎にサンプリングを数多く行う必要があり、限られた寸法の模型地盤内で行うことが困難であること等を考えると、直接的な推定は困難である。本研究では推定方法の妥当性および差異を検証することを踏まえて、次の異なる2つの間接的な推定方法により行う。

#### ① A法

本方法は式 (2.2.11) により、簡易的に動的せん断強度比 ( $R$ ) を推定するものである。模型地盤の材料である豊浦標準砂の平均粒径 ( $D_{50}$ ) が0.162 mmであるので、式 (2.3.9) を用いて模型地盤の動的せん断強度比を算出する。

$$R = 0.0882 \sqrt{\frac{100N}{\sigma_v' + 70}} - 0.225 \log_{10} (D_{50}/0.35) \quad (2.3.9)$$

そのためには、平均粒径の他にN値および有効上載圧（ $\sigma_v'$ ）が必要である。

ここでは、コーン貫入試験の結果（図-2.2.17参照）および模型地盤の単位体積重量の測定結果（図-2.2.16参照）を用いて、それぞれ式（2.3.10）および式（2.3.11）により算定する。

$$N = 0.0025 q_c \quad (2.3.10)$$

$$\sigma_v' = \gamma' \cdot x \quad (2.3.11)$$

ここに、 $q_c$ ：静的コーン貫入抵抗値（ $\text{kN/m}^2$ ）

$\sigma_v'$ ：有効上載圧（ $\text{kN/m}^2$ ）

$\gamma'$ ：模型地盤の有効単位体積重量（ $\text{kN/m}^3$ ）

$x$ ：模型地盤の地表面からの深度（ $\text{m}$ ）

## ② B法

本方法は模型地盤の相対密度（ $Dr$ ），動的せん断強度比（ $R_d$ および $R$ ）の関係である式（2.2.3）および式（2.2.6）（再掲）により推定する。

$$R = R_d = 0.0042 Dr \quad (2.2.6)$$

なお、式（2.2.6）はいわゆるきれいな砂について実験的に確認されている結果<sup>3)</sup>であり、豊浦標準砂に適用することは適当と判断される。模型地盤材料として用いた豊浦標準砂の最大間隙比（ $e_{\max}$ ）は0.96，最小間隙比（ $e_{\min}$ ）は0.64であるので，第2章第2節2.2の図-2.2.16に示す各加振動段階の加振前の模型地盤の間隙比（ $e$ ）を用いて，加振前の模型地盤の相対密度，さらに式（2.2.6）による動的せん断強度比を算出する。

## 2）地震時せん断応力比（ $L$ ）の推定

振動台の加振によって発生する模型地盤の地震時せん断応力比は直接計測できないので，ここでは，式（2.3.4）により簡易的に地震時せん断応力比（ $L$ ）を推定する。

しかし，室内模型振動実験では，模型地盤の地表面での水平震度（あるいは最大加速度）が計測されておらず，実験土槽の底面から30cm，60cmおよび80cmの3深度の地盤中に加速度計が設置され，応答値が計測されている。従って，本研究では，式（2.3.4）を式（2.3.12）のように変換することにより，模型地盤の深度 $x$ で計測した地盤加速度（ $\alpha_{sx}$ ）を用いて，深度 $x$ における地震時せん断応力比を推算する。

$$L = r_d \cdot k_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} = r_d \cdot \frac{\alpha_s}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} = \frac{(r_d \cdot \alpha_s)}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} = \frac{\alpha_{sx}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} \quad (2.3.12)$$

ここに、 $\alpha_{sx}$ ：深度 $x$ での地盤加速度（gal）

以上のように，動的せん断強度比（ $R$ ）は式（2.3.9）および式（2.2.6），地震時せん断応力比（ $L$ ）は式（2.3.12）を用いて算定し，これらの推定値に基づいて式（2.3.3）による液状化抵抗率（ $F_L$ ）を，地盤加速度を計測している模型地盤の3深度（初期の砂層高：30cm，60cmおよ

び80cm)において、地盤加速度の応答の時刻歴に従って算出する。ここで、図-2.2.16に示すように、各加振段階の終了ごとに地盤の状態は変化するため、 $F_L$ の算出に必要な諸量は各加振段階の加振前の地盤において計測されたものを用いる。

なお、動的せん断強度比 ( $R$ ) を算定するためのA法およびB法について、A法では静的コーン貫入抵抗値の深度分布が得られるので、動的せん断強度比も深度分布として得られるのに対して、B法での相対密度 ( $D_r$ ) は地盤模型全体の平均的な間隙比を表すので、動的せん断強度比も全深度に対する平均的な値となる。

各加振段階ごとの液状化抵抗率 ( $F_L$ ) および模型地盤で発生した過剰間隙水圧と地盤加速度の時刻歴は図-2.3.11～図-2.3.18として整理できる。ここで、図中の $F_L$ および地盤加速度の分布は初期の砂層高30cm、60cmおよび80cmに相当する深度、他方、過剰間隙水圧は砂層高30cm、60cmおよび70cm (80cmは欠測) の深度での結果を示す。

これらの結果によれば、過剰間隙水圧と地盤加速度の応答により推察できる液状化の程度と液状化抵抗率 ( $F_L$ ) の値が良く対応付けられることが分かる。つまり、完全液状化が発生していない加振段階1および加振段階4での $F_L$ 値は1.0より大きく、それに対して完全液状化が発生している他の加振段階2、4、6、7および8での $F_L$ 値は1.0以下であり、明確な差異が確認できる。また、液状化が一部の砂層で発生している加振段階3および加振段階5でも、完全液状化に至る

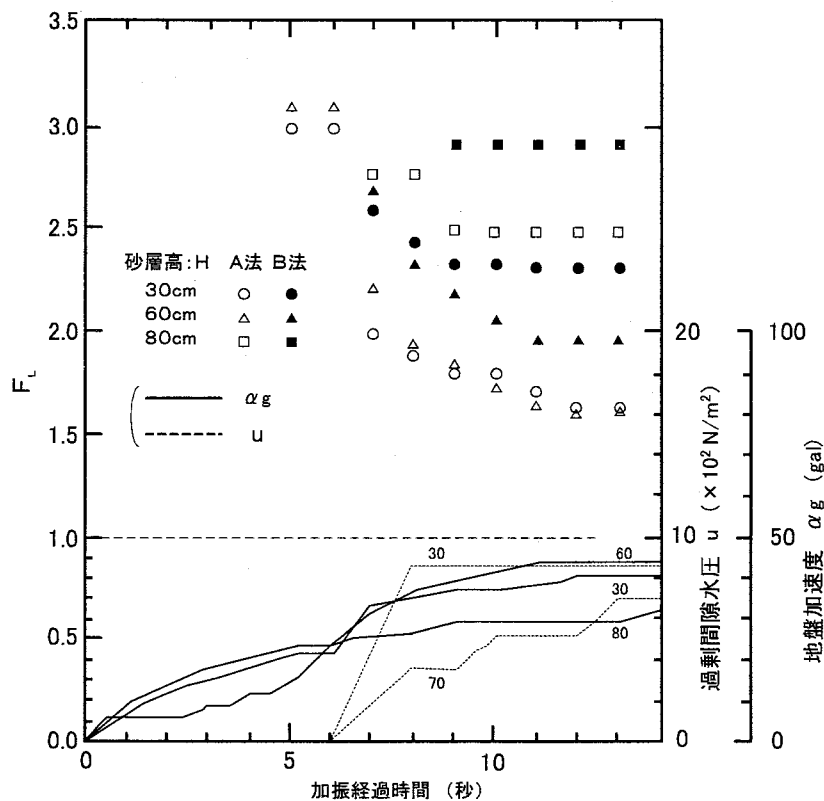


図-2.3.11  $F_L$ および過剰間隙水圧、地盤加速度の時刻歴 (加振段階1：入力加速度30gal)

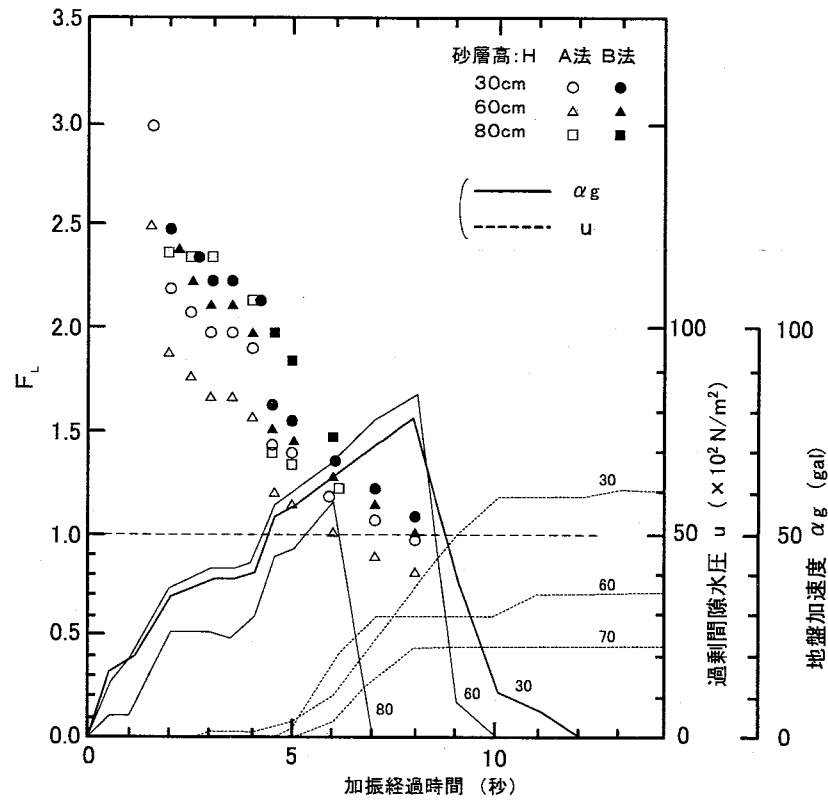


図-2.3.12  $F_L$ および過剰間隙水圧，地盤加速度の時刻歴（加振段階2：入力加速度80gal）

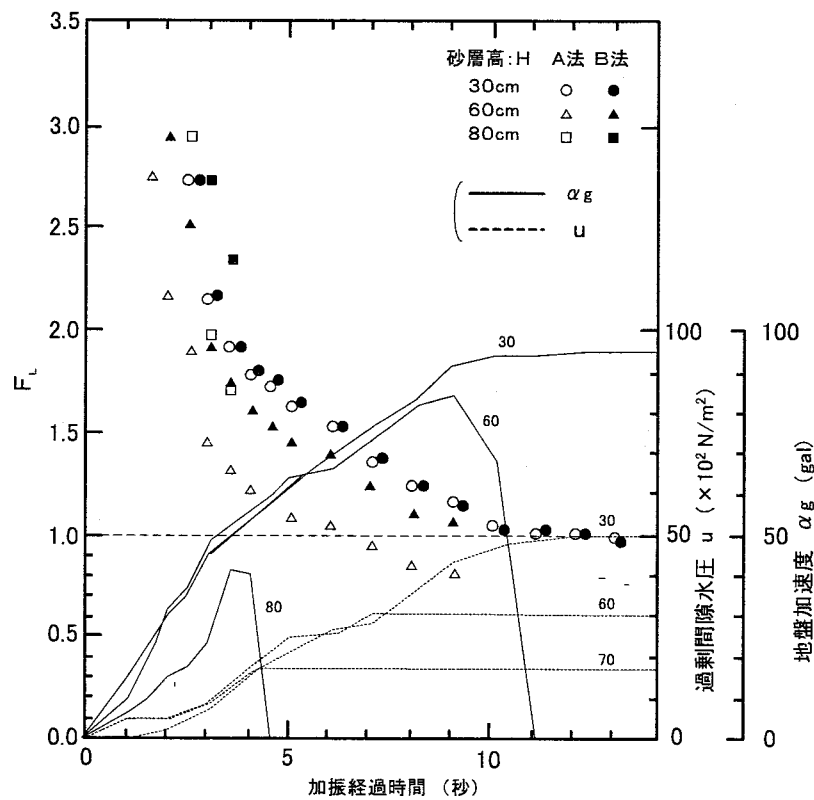


図-2.3.13  $F_L$ および過剰間隙水圧，地盤加速度の時刻歴（加振段階3：入力加速度80gal）

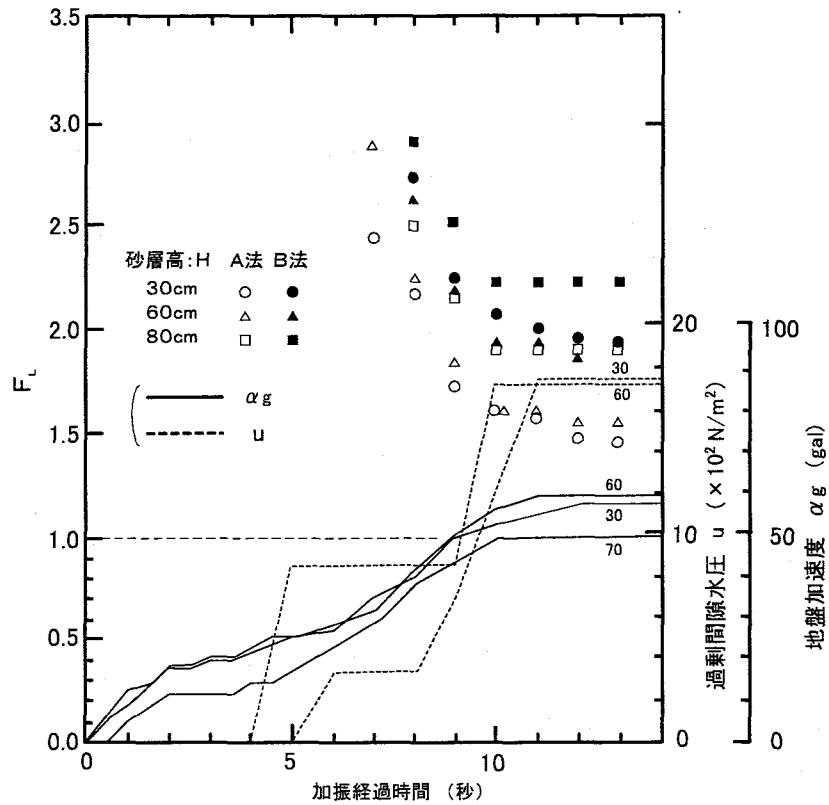


図-2.3.14  $F_L$ および過剰間隙水圧，地盤加速度の時刻歴（加振段階4：入力加速度50gal）

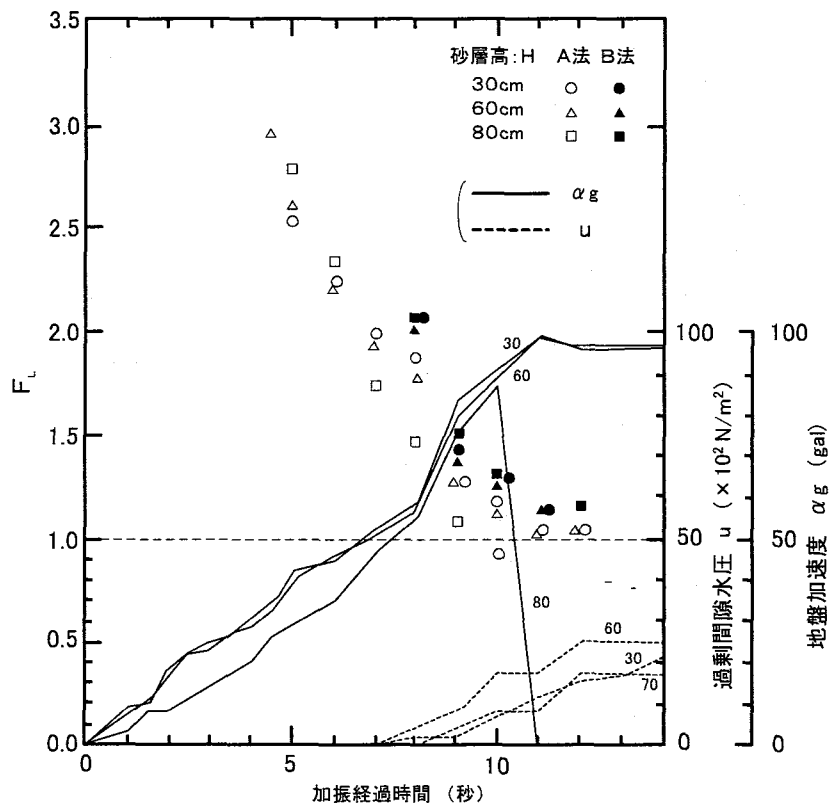


図-2.3.15  $F_L$ および過剰間隙水圧，地盤加速度の時刻歴（加振段階5：入力加速度80gal）

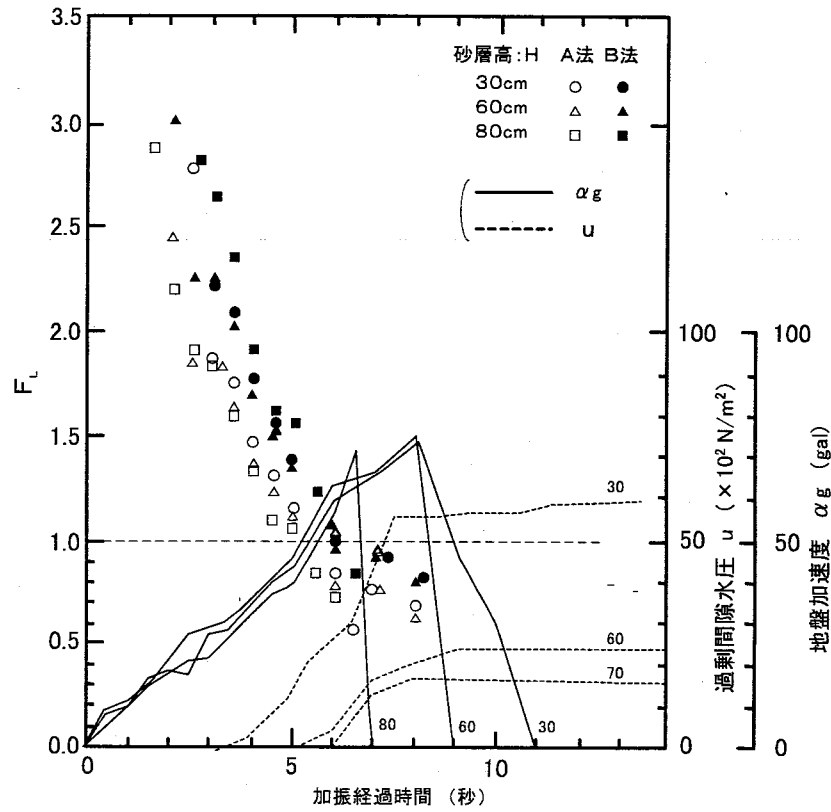


図-2.3.16  $F_L$ および過剰間隙水圧，地盤加速度の時刻歴（加振段階6：入力加速度150gal）

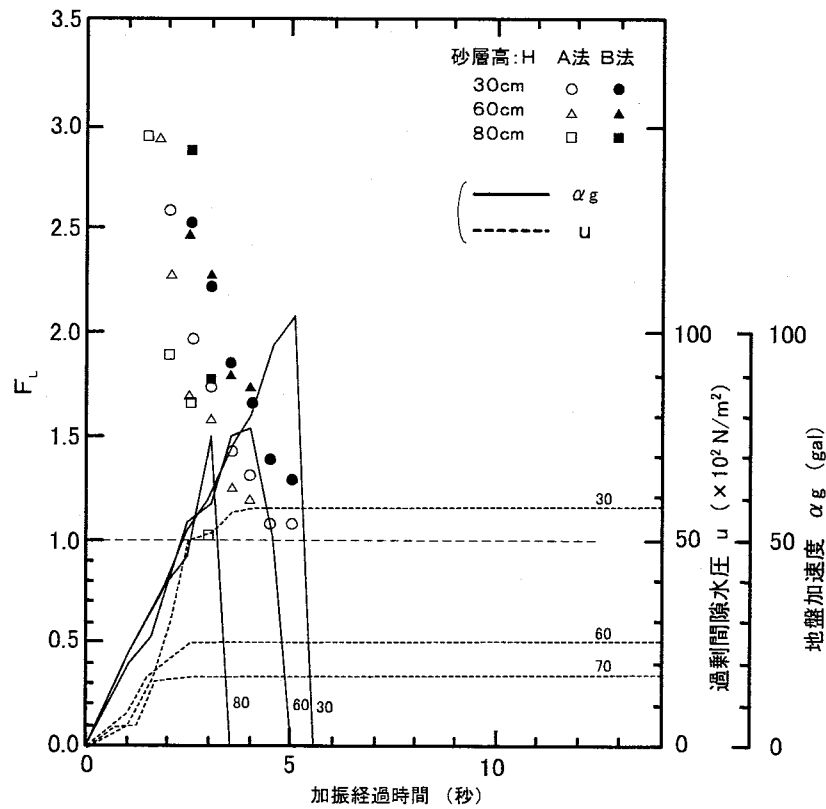


図-2.3.17  $F_L$ および過剰間隙水圧，地盤加速度の時刻歴（加振段階7：入力加速度150gal）

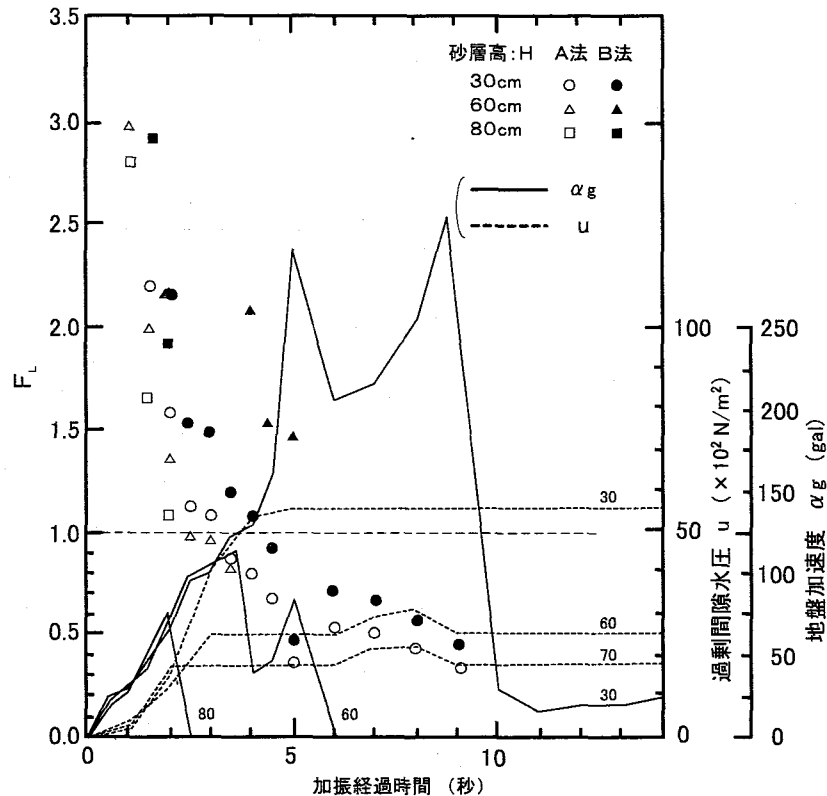


図-2.3.18  $F_L$ および過剰間隙水圧，地盤加速度の時刻歴（加振段階8：入力加速度250gal）

砂層では液状化の進展に伴い $F_L$ 値は1.0以下となり，他方，完全液状化に至らない砂層での $F_L$ 値は1.0より大きい。

また，A法およびB法による $F_L$ 値を比較すると，全般的にB法による $F_L$ 値の方がA法によるそれよりも大きい傾向がある。しかし，両法の結果に顕著な差異は見られず， $F_L$ 値が1.0付近あるいは1.0以下の領域では比較的近似した値である。

### 2. 3. 3 液状化抵抗率の特性

#### （1）液状化の発生の有無との相関性

液状化の判定指標である液状化抵抗率（ $F_L$ ）を適用するに当たっては，実現象との相関性を明らかにし，その適用性を明確にしておくことが必要である。そのため，本研究では，既往の地震において液状化が発生した地点（以下，液状化地点と呼ぶ）および液状化が発生しなかった地点（以下，非液状化地点と呼ぶ）を選定し，各地点毎に $F_L$ 値を算出し，液状化の発生の有無との相関を検証する。

ここで対象としたのは表-2.3.1に示す13箇所の23地点である。同表に示す通り，液状化地点は17地点，非液状化地点は6地点であるが，選定に当たっては， $F_L$ の算出に必要な土質特性が明らかであり，さらに何らかの方法で地震時に液状化した土層あるいは液状化していない土層の推



表-2.3.1 液状化抵抗率の算出対象地点

| No. | 解析対象地点     | 液状化の有無 | 推定液状化範囲   | 備考              |
|-----|------------|--------|-----------|-----------------|
| 1   | 昭和大橋       | Br. 1  | L (液状化)   | 文献46)           |
| 2   |            | Br. 2  | L         |                 |
| 3   |            | Br. 3  | L         |                 |
| 4   |            | Br. 4  | NL (非液状化) | Br. 4は被害軽微      |
| 5   | 新潟鉄道病院     | Br. 1  | L         | 噴砂，土質柱状図による     |
| 6   |            | Br. 2  | L         | 〃               |
| 7   | 新潟空港       | L      | ー10m      | 〃               |
| 8   | 関屋         | L      | ー11.5m    | 〃               |
| 9   | 信濃川鉄道橋     | No. 1  | L         | 〃               |
| 10  | 万代橋        | Br. 6  | L         | 文献46)           |
| 11  | 東跨線橋       | Br. 2  | L         | 文献46)           |
| 12  |            | Br. 4  | L         |                 |
| 13  |            | Br. 5  | NL        | Br. 5は被害軽微      |
| 14  | 八千代橋       | Br. 1  | L         | 文献46)           |
| 15  |            | Br. 5  | L         |                 |
| 16  |            | Br. 7  | L         |                 |
| 17  | 新松浜橋       | Br. 1  | NL        | 文献46)           |
| 18  |            | Br. 2  | L         |                 |
| 19  | 泰平橋        | Br. 1  | L         | Br. 1は表層にシルト層2m |
| 20  |            | Br. 2  | L         | 文献46)           |
| 21  | 神道寺        | NL     |           |                 |
| 22  | 大宮266K717M | NL     |           |                 |
| 23  | 西大畑町       | NL     |           |                 |

定が可能であることを考慮する。 $F_L$ の算出は本節の2.3.1で提案する簡易方法により行う。

図-2.3.19(a)および(b)は，それぞれ新潟市西大畑町および昭和大橋 (Br.4) でのN値，平均粒径 $D_{50}$ および $F_L$ の深度分布であり，非液状化地点の代表例である。また，図-2.3.20(a)および(b)は，それぞれ液状化が発生した昭和大橋 (Br.2) および新潟鉄道病院 (Br.1) での結果であり，液状化したと推定される土層の範囲を併記している。これらの結果からも液状化地点と非液状化地点とで $F_L$ の分布特性に差異があることが分かる。

図-2.3.21は全23地点における $F_L$ の算定結果を土層の液状化の有無の推定結果と対比させて集約した結果である。同図によれば，土層の液状化の有無と $F_L$ の深度分布特性の関係が読みとれる。つまり，液状化したと推定される土層の大部分が深度10m以浅に存在し，10m以深でも液状化が発生している土層があるものの，たかだか深度15m迄であり，非液状化層の方が支配的であることが分かる。また，液状化したと推定される土層における液状化抵抗率 ( $F_L$ ) は大部分が1.0以下である。

ここで，境界値としての深度10mは，「道路橋設計指針 (昭和47年(1972))」<sup>42)</sup>では，地盤の液状化の判定を行う必要のある深度とされていた。しかし，本研究の図-2.3.21の結果に基づいて，深度10m以深でも液状化の発生の可能性があることが示唆されたために，「道路橋示方書V耐震設計編 (昭和55年(1980))」<sup>15)</sup>では，液状化の判定対象とする土層を深度20m迄に拡張している。

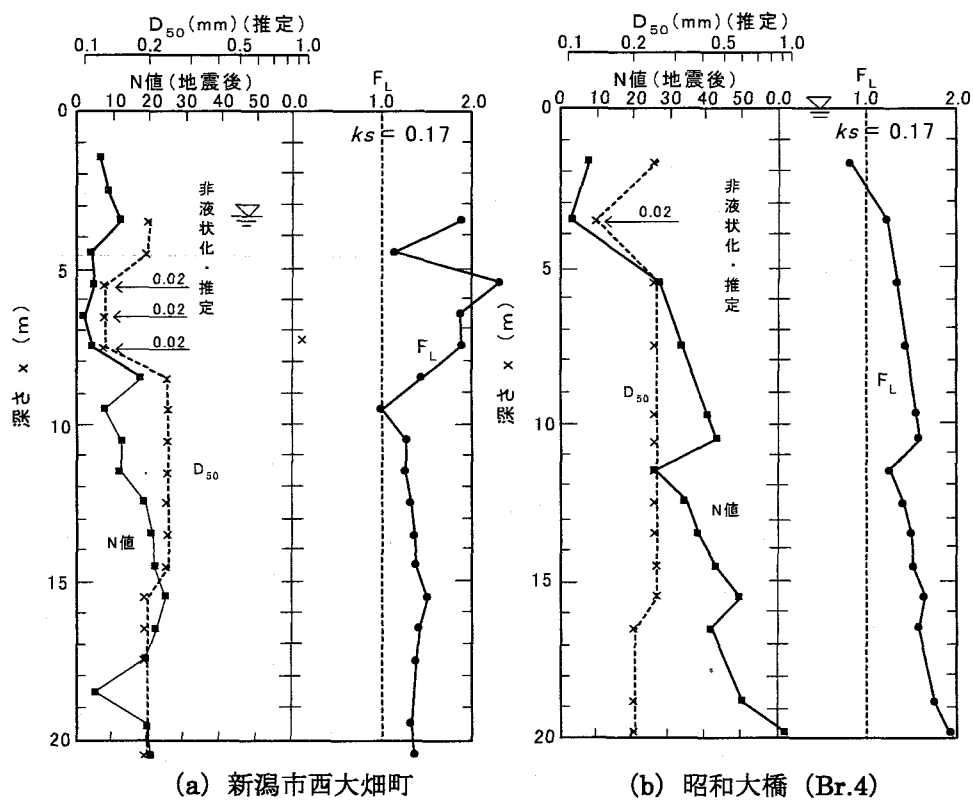


図-2.3.19 非液状化地点における $F_L$ の算出例

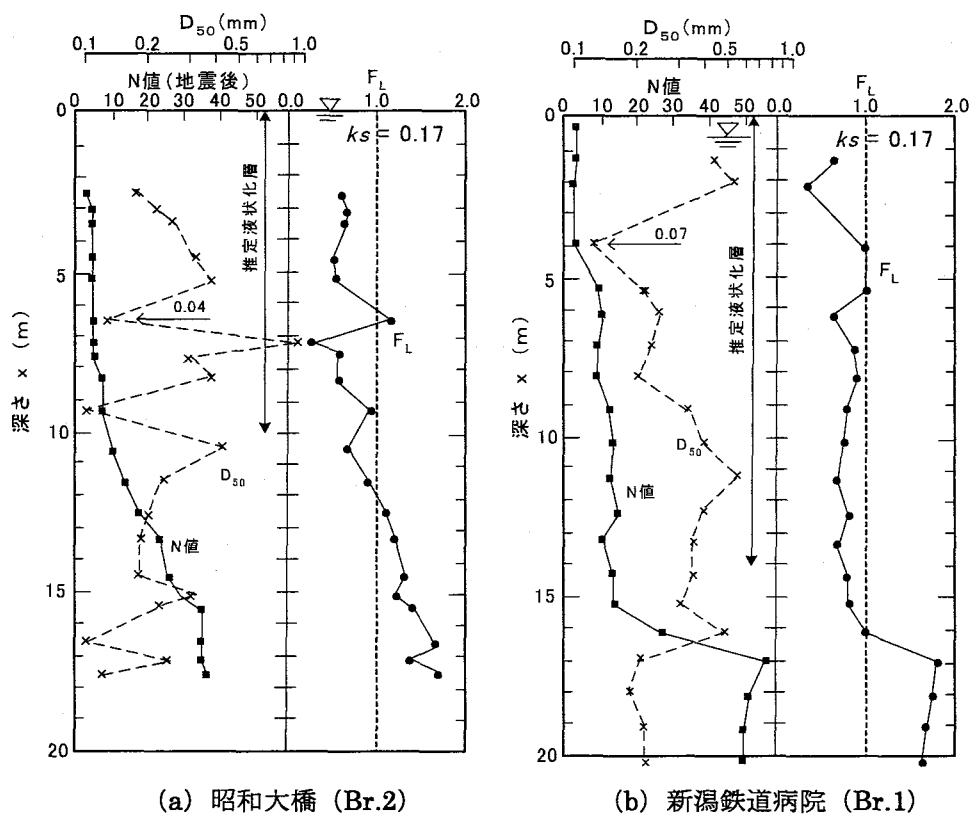


図-2.3.20 液状化地点における $F_L$ の算出例

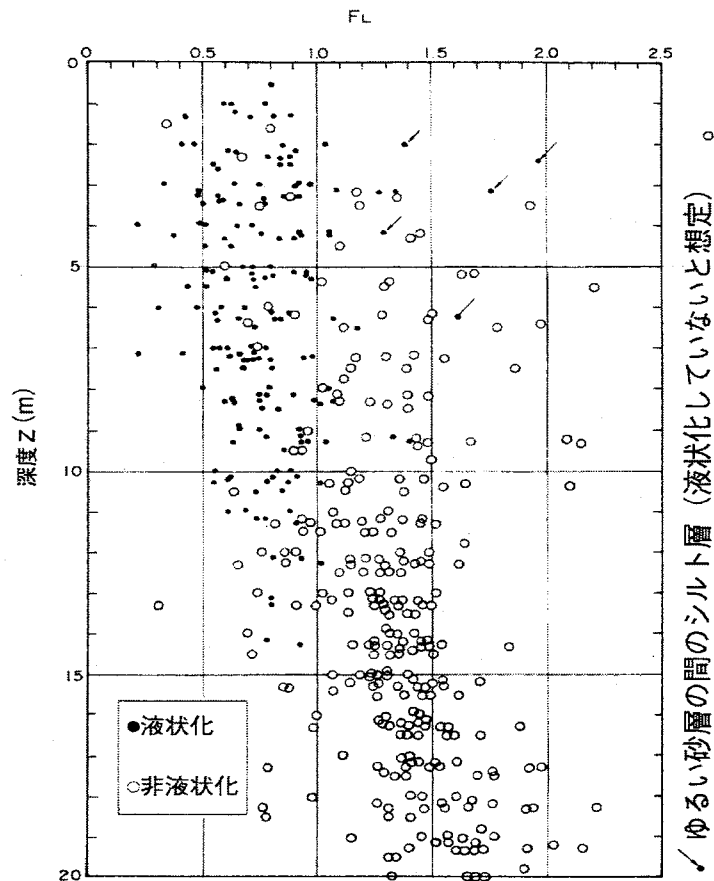


図-2.3.21 液状化抵抗率 $F_L$ の深度分布

また、同編における地盤液状化に伴う土質定数の低減係数 ( $D_E$ ) の取り扱いについても、図-2.3.21の結果に基づいて、深度10mを境界として区別しているが、これは深度10m以深では深度10m以浅よりも液状化の発生の頻度が低いことに配慮している。

## (2) 液状化抵抗率の分布特性と信頼性

液状化抵抗率 ( $F_L$ ) による地盤の液状化の判定では、 $F_L=1.0$ を境界として、 $F_L>1.0$ で非液状化、 $F_L\leq 1.0$ で液状化と判定している。しかし、ここで問題となるのは、 $F_L=1.0$ を境界として明確に液状化あるいは非液状化を区分することの妥当性である。つまり、図-2.3.21でも明らかなように、 $F_L>1.0$ であっても液状化している土層もあれば、 $F_L\leq 1.0$ でも液状化していない土層もあり、 $F_L=1.0$ を液状化の評価基準とすることに意味を明らかにしておくことが必要である。

従って、 $F_L$ の値に応じて地盤の液状化の取り扱い方法を変えるような考え方が必要と考えられ、このような観点から液状化あるいは非液状化と判定される土層における $F_L$ の分布特性を検討する<sup>36)</sup>。

解析対象は表-2.3.2(a)および(b)に示す、それぞれ既往地震での液状化地点および非液状化地点である。同表の通り、対象とする地震は濃尾地震 (1891年,  $M=8.0$ ) , 東南海地震 (1994年,

M=8.0), 福井地震(1948年, M=7.3), 新潟地震(1964年, M=7.5), 十勝沖地震(1968年, M=7.9) および宮城県沖地震(1978年, M=7.4)の6地震であり, これらの地震の際に液状化の発生が確認された64箇所(L-1~L-64地点) および液状化しなかったとされる23地点(NL-1~NL-23地点)について, 本節の2.3.1で提案した簡易方法により $F_L$ を算出する。なお,  $F_L$ を算出したのは深度20m以浅で, 地下水面下の飽和砂質土層である。

図-2.3.22(a)および(b)は, 算出された $F_L$ の値の頻度分布累積度数分布を推定液状化層と推定非液状化層毎に整理した結果である。ここで, 推定液状化層の $F_L$ とは, 表-2.3.2(a)の液状化地点において, 液状化した層が推定されている場合, その推定された液状化層で算出された $F_L$ であり, 一方, 液状化層が推定されていない場合, 土質, N値等の諸条件を考慮して推定した液状化層で算出された $F_L$ であり, 64の液状化地点から集計された $F_L$ の値の総数は493個である。また, 推定非液状化層の $F_L$ とは, 表2.3.2(b)の非液状化地点におけるすべての $F_L$ の値および液状化地点において液状化していないと推定された土層での $F_L$ の値であり, それらの総数は613個である。

表-2.3.3における原データの数値は, 図-2.3.22における $F_L$ の分布割合について $F_L$ の範囲ごとに整理したものである。表-2.3.3あるいは図-2.3.22によれば, 推定液状化層と推定非液状化層の $F_L$ の分布特性は異なることが分かる。つまり, 推定液状化層においては,  $F_L$ の大部分(約87%)が1.0以下であり, 他方非液状化層での $F_L$ の大部分(約85%)は1.0より大きく, 液状化層と非液状化層の大部分(85%程度)は $F_L=1.0$ により判定できることになる。

しかし, 推定液状化層においては約13%の $F_L$ は1.0より大きく, 他方, 推定非液状化層においては約15%の $F_L$ は1.0以下であり,  $F_L=1.0$ の前後で互いに重複した分布をしていることになる。このことは,  $F_L=1.0$ で液状化の有無の判定を行う場合, 15%程度の判定の間違いの発生を意味するものであり,  $F_L=1.0$ で明確に分離できるものではないことを示唆している。

図-2.3.22における $F_L$ の頻度分布を正規分布として確率密度関数を求めると, 推定液状化層および推定非液状化層のそれぞれについて, 式(2.3.13)および式(2.3.14)が得られる。

推定液状化層

$$f_L(F_L) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{F_L - \mu}{\sigma}\right)^2\right] = \frac{1}{0.24\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{F_L - 0.78}{0.24}\right)^2\right] \quad (2.3.13)$$

ここに,  $\mu$ : 平均値=0.78       $\sigma$ : 標準偏差=0.24

推定非液状化層

$$f_L(F_L) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{F_L - \mu}{\sigma}\right)^2\right] = \frac{1}{0.33\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{F_L - 1.36}{0.33}\right)^2\right] \quad (2.3.14)$$

ここに,  $\mu$ : 平均値=1.36       $\sigma$ : 標準偏差=0.33

図-2.3.22には, 式(2.3.13)および式(2.3.14)で算出した正規分布曲線を併記するが, 原データは正規分布でよく近似できる。このように,  $F_L$ の分布の確率密度関数が求められると, 任意の $F_L$ の範囲の発生確率が推算可能となる。表-2.3.3は数種類の $F_L$ の範囲ごとに原データ(液

表-2.3.2 (a) 解析対象の液状化地点の諸条件④・27・44～49

| No. | 地 点         |        | 地 震  | *<br>土質<br>データ           |   | **<br>地下<br>水位 |      | D <sub>50</sub> | 主な土質     | $\alpha_{smax}$<br>(gal) | P <sub>L</sub> | 文献No. |
|-----|-------------|--------|------|--------------------------|---|----------------|------|-----------------|----------|--------------------------|----------------|-------|
|     |             |        |      |                          |   |                |      |                 |          |                          |                |       |
| 1   | 信濃川鉄道橋      | 1      | 新潟県  | 新潟地震<br>1964年<br>M=7.5   | A | 2.0m           | M    |                 | 細砂～中砂    | 170 ①                    | 9.0            | 46    |
| 2   |             | 2      |      |                          | A | 2.5            | M    |                 | 〃        |                          | 24.9           |       |
| 3   | 新潟駅東跨線橋     | Br.1   |      |                          | A | 0.5            | E, M |                 | 細砂～粗砂    |                          | 5.8            |       |
| 4   |             | Br.2   |      |                          | B | 2.5            | M    |                 | 〃        |                          | 1.3            |       |
| 5   |             | Br.4   |      |                          | B | 2.5            | M    |                 | 〃        |                          | 0.6            |       |
| 6   | 万代橋         | Br.6   |      |                          | A | 0.0            | M    |                 | 中砂       |                          | 20.2           |       |
| 7   |             | Br.1   |      |                          | B | 0.0            | E, M |                 | 細砂～中砂    |                          | 18.3           |       |
| 8   | 八千代橋        | Br.5   |      |                          | B | 0.0            | E, M |                 | 〃        |                          | 39.5           |       |
| 9   |             | Br.7   |      |                          | B | 0.0            | E, M |                 | 〃        |                          | 26.2           |       |
| 10  | 新松浜橋        | Br.2   |      |                          | A | 0.0            | M    |                 | 中砂～粗砂    |                          | 24.0           |       |
| 11  |             | Br.1   |      |                          | A | 1.56           | M    |                 | 粗砂       |                          | 32.9           |       |
| 12  | 泰平橋         | Br.2   |      |                          | A | 0.0            | M    |                 | 〃        |                          | 19.6           |       |
| 13  |             | Br.1   |      |                          | A | 0.0            | E    |                 | 〃        |                          | 28.2           |       |
| 14  |             | Br.2   |      |                          | A | 0.0            | M    |                 | 中砂～粗砂    |                          | 16.5           |       |
| 15  | 昭和大橋        | Br.3   |      |                          | A | 0.0            | M    |                 | 〃        |                          | 14.3           |       |
| 16  |             | Br.2   |      |                          | B | 0.0            | E    |                 | 〃        |                          | 22.7           |       |
| 17  |             | Br.3   |      |                          | B | 0.0            | E    |                 | 〃        |                          | 23.2           |       |
| 18  | 新潟空港        |        |      |                          | U | 0.8            | E    |                 | 〃        |                          | 13.1           |       |
| 19  | 関屋          |        |      |                          | A | 0.6            | M    |                 | 粗砂       |                          | 28.6           | 47    |
| 20  |             | Br.1   |      |                          | B | 1.4            | M    |                 | 細砂       |                          | 20.1           | 44    |
| 21  | 新潟鉄道病院      | Br.2   |      |                          | B | 1.3            | M    |                 | 細砂～中砂    |                          | 5.8            |       |
| 22  |             | Br.1   |      |                          | A | 0.63           | M    |                 | 細砂       |                          | 13.5           |       |
| 23  |             | Br.2   |      |                          | A | 1.18           | M    |                 | 〃        | 235 ③                    | 10.5           | 4     |
| 24  |             | Br.1   |      |                          | A | 1.25           | M    |                 | 粗砂       |                          | 18.9           |       |
| 25  | 川岸町         | Br.2   |      |                          | A | 1.25           | M    |                 | 〃        |                          | 20.1           |       |
| 26  |             | Br.3   |      |                          | A | 1.25           | M    |                 | 〃        |                          | 18.9           |       |
| 27  |             | Br.4   |      |                          | A | 1.25           | M    |                 | 〃        |                          | 14.5           | 44    |
| 28  |             | BC21-2 |      |                          | B | 1.2            | E    |                 | 中砂       |                          | 5.1            |       |
| 29  | 川岸町         | BC21-3 |      |                          | B | 1.2            | E    |                 | 〃        |                          | 9.7            |       |
| 30  |             | BC 104 |      |                          | A | 1.2            | E    |                 | 〃        | 200 ⑥                    | 14.2           | 48    |
| 31  |             | BC 14  |      |                          | A | 1.35           | E    |                 | 細砂～中砂    |                          | 4.4            |       |
| 32  |             | Br.1   |      |                          | A | 0.95           | M    |                 | 細砂       |                          | 0.0            |       |
| 33  | 七重浜埋立地      | Br.2   | 函館市  | 十勝沖地震<br>1968年<br>M=7.9  | A | 0.95           | M    |                 | 〃        | 200 ⑥                    | 0.0            | 48    |
| 34  |             | Br.3   |      |                          | A | 1.1            | M    |                 | 〃        |                          | 5.8            |       |
| 35  | 八戸市製紙工場     |        |      |                          | A | 0.57           | E    |                 | 〃        |                          | 26.7           | 49    |
| 36  | 岐阜市         |        | 岐阜県  | 濃尾地震<br>1891年<br>M=8.0   | A | 0.9            | M    |                 | 中砂       | 255 ④                    | 36.1           | 45    |
| 37  | うねま         | 各務原市   |      |                          | A | 0.75           | M    |                 | 礫混じり砂    |                          | 210 ④          |       |
| 38  | おがせ沼        |        |      |                          | A | 2.1            | M    |                 | 〃        |                          | 210 ④          |       |
| 39  | 大垣市万石町      |        |      |                          | A | 1.2            | M    |                 | 砂～礫      |                          | 270 ④          |       |
| 40  | 港区名港通       |        | 名古屋市 | 東南海地震<br>1944年<br>M=8.0  | A | 0.6            | M    |                 | 中砂       | 200 ⑤                    | 19.5           |       |
| 41  | 〃 港明町       |        |      |                          | A | 0.9            | M    |                 | 粗砂       |                          | 26.3           |       |
| 42  | 稲永新田        |        |      |                          | A | 0.23           | M    |                 | シルト質砂～細砂 |                          | 17.7           |       |
| 43  | 高島町         | 45     | 福井県  | 福井地震<br>1948年<br>M=7.3   | A | 4.2            | M    |                 | 中砂～粗砂    | 325 ④                    | 22.7           |       |
| 44  | 丸岡町称念寺      |        |      |                          | A | 1.8            | M    |                 | 中砂～礫     |                          | 315 ④          |       |
| 45  | 高尾町 2-168   |        |      |                          | A | 4.2            | M    |                 | 砂質シルト～中砂 |                          | 325 ④          |       |
| 46  | 阿武隈橋        | Br.4   | 宮城県  | 宮城県沖地震<br>1978年<br>M=7.4 | A | 0.0            | M    |                 | 粗砂       | 175 ⑥                    | 12.2           | 27    |
| 47  | 阿武隈川河口      |        |      |                          | B | 0.0            | E    |                 | 〃        |                          | 180 ⑥          |       |
| 48  | 名取川閑上々地区    | Y-1    |      |                          | A | 1.82           | M    |                 | シルト質砂～粗砂 |                          | 180 ⑥          |       |
| 49  | 〃           | Y-2    |      |                          | A | 0.85           | M    |                 | 細砂～粗砂    |                          | 180 ⑥          |       |
| 50  | 閑上大橋        | No.1   |      |                          | A | 1.7            | M    |                 | 細砂～中砂    |                          | 185 ⑥          |       |
| 51  | 〃           | No.2   |      |                          | A | 1.3            | M    |                 | 中砂～粗砂    |                          | 185 ⑥          |       |
| 52  | 〃           | No.3   |      |                          | A | 0.26           | M    |                 | 〃        |                          | 185 ⑥          |       |
| 53  | 山崎堤防(吉田川)   |        |      |                          | A | 0.87           | E    |                 | 砂質シルト～中砂 |                          | 190 ⑥          |       |
| 54  | 笈人地区 19.9km | No.1   |      |                          | A | 4.3            | M    |                 | 粘土混砂～中砂  |                          | 210 ⑥          |       |
| 55  | 〃           | No.2   |      |                          | A | 2.4            | M    |                 | 〃        |                          | 210 ⑥          |       |
| 56  | 石巻漁港(魚町)    | B-1    |      |                          | B | 0.0            | E    |                 | 中砂～シルト砂  |                          | 230 ⑥          |       |
| 57  | 〃           | B-2    |      |                          | B | 0.0            | E    |                 | 〃        |                          | 230 ⑥          |       |
| 58  | 利府町(操作場)    | No.12  |      |                          | B | 2.72           | E    |                 | 粘土混砂～粗砂  |                          | 185 ⑥          |       |
| 59  | 塩見埠頭(石巻)    | No.1   |      |                          | B | 0.0            | E    |                 | 細砂～中砂    |                          | 225 ⑥          |       |
| 60  | 〃           | No.2   |      |                          | B | 0.0            | E    |                 | 細砂       |                          | 225 ⑥          |       |
| 61  | 〃           | No.3   |      |                          | B | 0.0            | E    |                 | 〃        |                          | 225 ⑥          |       |
| 62  | 種次堤防(名取川)   | N-4    |      |                          | A | 0.5            | M    |                 | 砂質シルト～中砂 |                          | 180 ⑥          |       |
| 63  | 〃           | N-5    |      |                          | A | 1.3            | M    |                 | 細砂～粗砂    |                          | 180 ⑥          |       |
| 64  | 和淵(江合川)     | W-2    |      |                          | A | 2.45           | M    |                 | シルト質砂～細砂 |                          | 295 ⑦          |       |

表-2.3.2 (b) 解析対象の非液状化地点の諸条件<sup>27) 45) 46)</sup>

| No. | 地 点             | 地 震                      | *         |          | **       |  | 主な土質     | $\alpha_{smax}$<br>(gal) | $P_L$ | 文献No. |
|-----|-----------------|--------------------------|-----------|----------|----------|--|----------|--------------------------|-------|-------|
|     |                 |                          | 土質<br>データ | 地下<br>水位 | $D_{50}$ |  |          |                          |       |       |
| 1   | 神 道 町           | 新潟地震<br>1964年<br>M=7.5   | A         | 2.3m     | E        |  | 細砂       | 170 ①                    | 0.0   | 46    |
| 2   | 小 金 町           |                          | A         | 5.2      | E        |  | 中砂       |                          | 0.0   |       |
| 3   | 新潟駅東跨線橋 Br.5    |                          | B         | 2.5      | M        |  | 細砂～粗砂    |                          | 0.0   |       |
| 4   | 新 松 浜 橋 Br.1    |                          | A         | 1.2      | M        |  | 中砂～粗砂    |                          | 18.6  |       |
| 5   | 大 宮 起 点         |                          | A         | 0.0      | M        |  | 細砂       |                          | 8.2   |       |
| 6   | 昭 和 大 橋 Br.4    |                          | A         | 0.0      | E        |  | 中砂       |                          | 4.6   |       |
| 7   | 西 大 畑 町         |                          | A         | 3.5      | E        |  | 細砂～中砂    |                          | 0.4   |       |
| 8   | 五 反 田 橋 Br.1    |                          | A         | 0.1      | M        |  | 細砂～シルト質砂 |                          | 5.3   |       |
| 9   | 〃 Br.2          |                          | A         | 4.3      | M        |  | 細砂～シルト   |                          | 0.0   |       |
| 10  | 丸 岡 町 農 協       | 福井地震<br>1948年, M=7.3     | A         | 1.8      | M        |  | シルト～中砂   | 295 ④                    | 18.7  | 45    |
| 11  | 名取川種次地区 N-1     | 宮城県沖地震<br>1978年<br>M=7.4 | A         | 0.85     | M        |  | 細砂～中砂    | 180 ⑥                    | 0.3   | 27    |
| 12  | 〃 N-2           |                          | A         | 0.90     | M        |  | シルト質砂～粗砂 | 180 ⑥                    | 1.0   |       |
| 13  | 名取川閑上々地区 Y-3    |                          | A         | 2.15     | M        |  | 〃        | 180 ⑥                    | 0.9   |       |
| 14  | 北上川河口右岸 No.10   |                          | A         | 1.55     | E        |  | 細砂       | 230 ⑥                    | 2.3   |       |
| 15  | 名取川右岸3.2Km      |                          | A         | 2.50     | E        |  | 粘土混砂～粗砂  | 180 ⑥                    | 0.8   |       |
| 16  | 綿 桜 橋 P8        |                          | A         | 4.0      | M        |  | シルト～シルト砂 | 195 ⑥                    | 0.6   |       |
| 17  | 阿 武 隈 橋 Br.1    |                          | A         | 4.3      | M        |  | 中砂～粗砂    | 175 ⑥                    | 0.0   |       |
| 18  | 〃 Br.2          |                          | A         | 3.4      | M        |  | 〃        | 175 ⑥                    | 0.7   |       |
| 19  | 江 合 橋 No.1      |                          | A         | 8.0      | E        |  | 細砂～粘土    | 175 ⑥                    | 0.0   |       |
| 20  | 南 仙 台 No.2      |                          | B         | 0.8      | E        |  | 砂質シルト～礫  | 180 ⑥                    | 0.0   |       |
| 21  | 石巻漁港(魚町) A-1    |                          | B         | 0.0      | E        |  | 中砂～シルト質砂 | 230 ⑥                    | 13.9  |       |
| 22  | 〃 A-2           |                          | B         | 0.0      | E        |  | 〃        | 230 ⑥                    | 17.1  |       |
| 23  | 和 湍 (江 合 川) W-3 |                          | A         | 3.35     | M        |  | 細砂～中砂    | 260 ⑦                    | 3.7   |       |

(注)

\* B: 地震前の土質データ, A: 地震後の土質データ, U: 不明

\*\* E: 表-2.4.1により推定, M: 実測値

① 川岸町県営アパート地下室での実測値

⑤ 構造物, 家屋被害からの推定値

② 他地点での実測から推定値

⑥ 図-2.4.4により推定

③ 八戸市での実測値

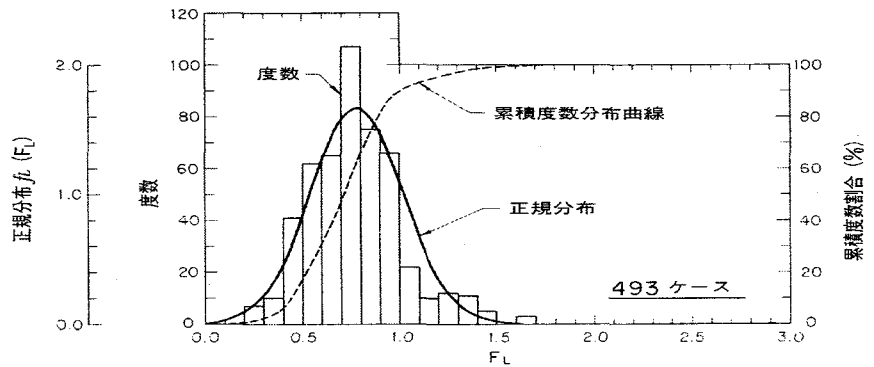
⑦ 地盤の地震応答解析結果による

④ 沖積層に対する経験式<sup>43)</sup>

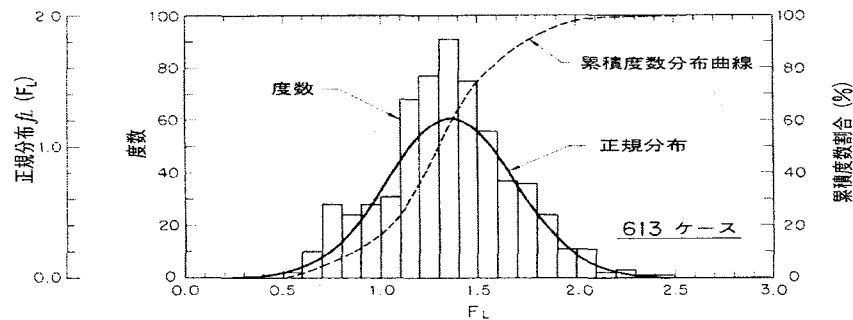
$$\alpha_{smax}(gals) = 32.1 \times 10^{0.254M} \times \Delta^{-0.757}$$

M: リヒタースケールでのマグニチュード

$\Delta$ : 震央距離(Km)



(a) 推定液状化層



(b) 推定非液状化層

図-2.3.22 推定液状化層と推定非液状化層における $F_L$ の頻度分布および累積度数分布

表-2.3.3 原データおよび解析結果による $F_L$ の分布割合の比較

| $F_L$                   | 推定液状化層 |       | 推定非液状化層 |       |
|-------------------------|--------|-------|---------|-------|
|                         | 原データ   | 解析結果  | 原データ    | 解析結果  |
| $0.0 \leq F_L \leq 0.6$ | 0.242  | 0.226 | 0.003   | 0.011 |
| $0.6 < F_L \leq 0.8$    | 0.347  | 0.307 | 0.062   | 0.034 |
| $0.8 < F_L \leq 1.0$    | 0.284  | 0.287 | 0.084   | 0.093 |
| $1.0 < F_L$             | 0.127  | 0.180 | 0.851   | 0.862 |
| $0.0 \leq F_L \leq 1.0$ | 0.873  | 0.820 | 0.149   | 0.138 |

状化層：493データ，非液状化層：613データ）と上記の確率密度関数から求めた発生確率を比較しているが，両者の分布はよく一致している。

以上のことから，或る $F_L$ の範囲（特に，1.0の近傍）においては $F_L$ の値が同じであっても，液状化する場合としない場合の両現象の可能性があることになるが， $F_L$ を用いた液状化の判定を行う場合は， $F_L$ の妥当性（確からしさ）を把握しておくことが必要である。ここでは， $F_L$ の妥当性（確からしさ）を確率として表すことを試みる。つまり，得られた $F_L$ が液状化あるいは非液状化に対して，どの程度の発生確率を持つかを明らかにするものである。

解析の対象としたのは図-2.3.22の原データである。各 $F_L$ の範囲（ここでは0.1ピッチ）で得られている液状化層および非液状化層の原データの総数に対して，液状化層および非液状化層の原データの占める割合を算出する。この際，液状化層の原データ総数（493）と非液状化層の原データの総数（613）に差異があるために，両者ともに総数を500として各 $F_L$ の範囲のデータ数を補正する。解析の結果を図-2.3.23の黒丸で示す。同結果の平均的な変化曲線は，図中の実線を補正する。解析の結果を図-2.3.23の黒丸で示す。同結果の平均的な変化曲線は，図中の実線を補正する。

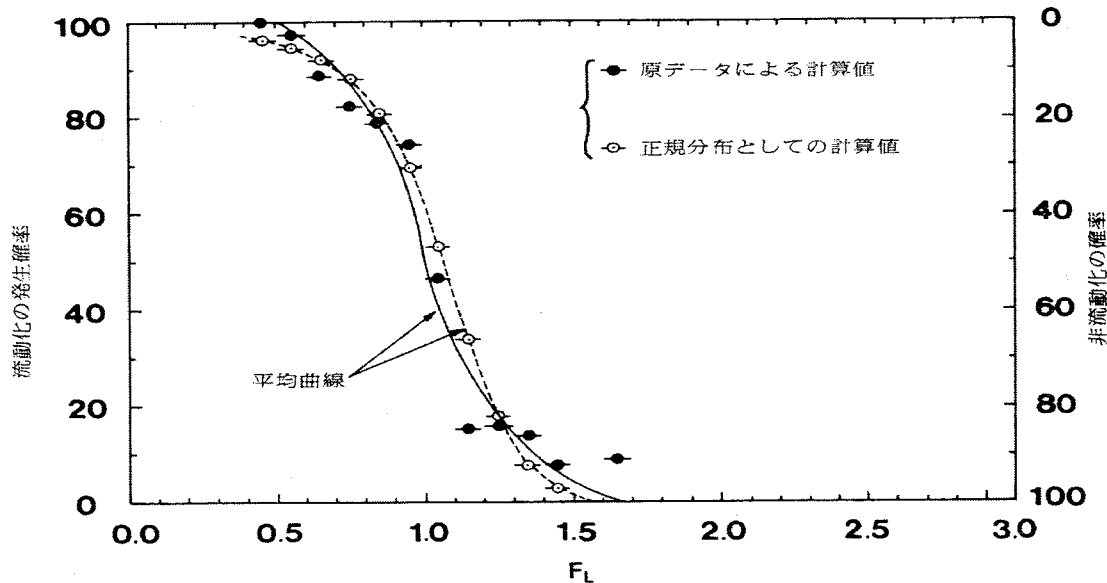


図-2.3.23  $F_L$ と液状化，非液状化の発生確率の関係

として設定できる。この変化曲線は或る $F_L$ の値が液状化あるいは非液状化に対して、どの程度の確からしさ（発生確率）を持つのかを示すものである。これによれば、推算された $F_L$ から対象とする土層の液状化あるいは非液状化の発生確率を予測できる。つまり、図-2.3.23によれば、 $F_L \leq 0.5$ 程度では液状化の発生確率は100%であり、他方、 $1.7 \leq F_L$ では液状化の発生確率は0%であることが分かる。また、 $0.5 < F_L < 1.7$ では図中の実線から液状化の発生確率が推定でき、例えば、 $F_L = 0.8$ 、 $1.0$ および $1.2$ の場合の液状化の発生確率は、それぞれ83%、50%および22%程度と推測される。

また、図-2.3.23には式 (2.3.13) および式 (2.3.14) の確率密度関数を用いて、液状化層あるいは非液状化層について500個のデータに対する各 $F_L$ の範囲でのデータ数を求め、原データの解析と同様な方法で液状化の発生確率を算出した結果も白丸で併記する。同結果を原データの結果と比較すると、ほぼ類似の傾向を示すが、確率密度関数による方が $F_L \leq 0.5$ 程度でも僅か（数%）ながら非液状化の可能性を残している。つまり、液状化の発生確率は、 $F_L < 0.5$ で100～95%、 $F_L = 0.8$ で85%、 $F_L = 1.0$ で50%、 $F_L = 1.2$ で20%、 $F_L > 1.5$ で3～0%と推測できる。

ここで、原データと正規分布の両結果の平均的な関係について、下記の仮定に基づいて液状化の発生確率を式 (2.3.15) で近似する。

仮定 1 :  $F_L = 1.0$ で液状化の発生確率は0.5である。

仮定 2 :  $F_L = 0$ で液状化の発生確率は1.0である。

仮定 3 :  $F_L = 2.0$ で液状化の発生確率は0.0である。

仮定 4 :  $F_L = 1.0 \rightarrow 0$ に対する液状化の発生確率の増加特性と、 $F_L = 1.0 \rightarrow 2.0$ に対する液状化の発生確率の減少特性は同じである。

なお、仮定3については、 $F_L$ が2.0を越える領域では、図-2.3.22の結果に示すように液状化する土層は皆無であることから、液状化の対象とする工学的な意義が無いと考えたことによる。

$$\left. \begin{aligned} P(F_L) &= 1 - \frac{1}{2} F_L^\alpha & (0 \leq F_L \leq 1.0) \\ P(F_L) &= \frac{1}{2} (F_L - 2)^\alpha & (1.0 \leq F_L \leq 2.0) \end{aligned} \right\} \quad (2.3.15)$$

ここに、 $P(F_L)$  : 液状化の発生確率

$\alpha$  : 定数

ここで、図-2.3.23において $F_L = 0.8$ および $1.2$ における液状化の発生確率は、それぞれ0.80および0.20であるとする、定数 $\alpha$ は4となり、式 (2.3.15) は図-2.3.24で表記できる。

## 2. 3. 4 まとめ

土層の液状化ポテンシャルの簡易評価方法に関する検討の結果、以下の知見が得られた。

- 1) 液状化に対する原位置の土要素の抵抗能力の程度は、動的せん断強度比 (R) と地震時せん断応力比 (L) との比である「液状化抵抗率 ( $F_L$ )」で定義できる。



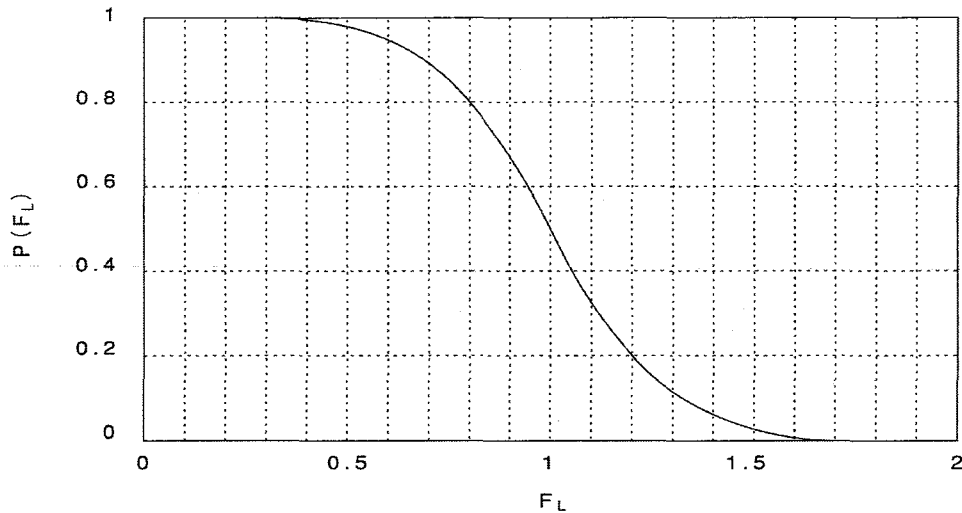


図-2.3.24 標準化した液状化抵抗率 $F_L$ と液状化の発生確率  $P(F_L)$ の関係

$$F_L = \frac{R}{L}$$

ここで、 $F_L$ による判定では、 $F_L \leq 1.0$ の場合に液状化すると判定し、 $F_L > 1.0$ の場合は液状化しないと判定する。

- 2) 液状化抵抗率 ( $F_L$ ) で定義される動的せん断強度比 ( $R$ ) は、本研究の提案に基づいて規定された式 (2.2.11) により、地震時せん断応力比 ( $L$ ) は次式による。

$$L = \frac{\alpha_s \cdot \frac{\sigma_v}{g}}{\frac{\sigma_v}{\sigma_v}} \cdot r_d = k_s \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma_v} \cdot r_d$$

なお、地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数 ( $r_d$ ) の深度分布は、地盤条件による差異が見られないことから次式で近似できる。

$$r_d = 1.0 - 0.015Z$$

- 3) 噴砂現象は液状化発生の証であるが、関上大橋のように噴砂がなくとも液状化が発生していると想定される場合があるので、噴砂がないことは液状化が発生していない証にはならない。
- 4) 液状化抵抗率 ( $F_L$ ) による簡易評価法によれば、少なくとも実地震により噴砂が発生している液状化地点の土層は $F_L \leq 1.0$ と評価されており、液状化の評価方法として有効である。
- 5) 液状化抵抗率 ( $F_L$ ) による簡易評価方法によれば、実地震により噴砂が発生していない地点の土層でも $F_L \leq 1.0$ と評価される場合がある。この場合、詳細法でも同様な結果となる場合と詳細法では $F_L > 1.0$ となる場合がある。従って、特に必要な場合は簡易評価方法と詳細法の併用が望ましい。
- 6) 関上大橋、種次堤防および関上上堤防における検証の範囲では、液状化抵抗率 ( $F_L$ ) による詳細法は簡易評価方法による $F_L$ の値と同等以上となる傾向がある。そして、簡易評価法

が動的せん断強度比の平均値により標準化されていることを考えると、詳細法の結果が簡易評価方法よりも厳しくなる逆の場合も想定されるが、上記の3地点のような場合は現地条件を反映する詳細法が有効である。

- 7) 振動台実験による模型地盤の液状化について、液状化の進行（過剰間隙水圧の上昇）に伴って $F_L$ 値は低下し、完全液状化に到らない場合の $F_L$ 値はほぼ1.0より大きく、完全液状化に到る場合は1.0以下となる傾向を示す。従って、液状化抵抗率（ $F_L$ ）は過剰間隙水圧の発生特性と良く対応しており、液状化の評価方法として有効である。
- 8) 模型地盤の動的せん断強度比の推定方法について、式（2.3.9）を適用した簡易評価方法による $F_L$ 値と式（2.2.6）を適用した簡易評価方法による $F_L$ 値は、後者の方が大きい傾向がある。また、 $F_L$ 値が1.0付近あるいは1.0以下の領域では、両者は比較的近似しており、有効上載圧およびN値が小さい模型地盤に対しても、簡易評価式（2.2.9）の適用は妥当である。
- 9) 既往地震において液状化したと推定される土層の大部分は深度10m以浅に存在し、10m以深でも液状化が発生している土層があるものの、非液状化層の方が支配的であり、その深度はたかだか15m迄である。
- 10) 既往地震での64液状化地点において液状化したと推定される土層の液状化抵抗率（ $F_L$ ）は、大部分が1.0以下であり、液状化の評価法として有効である。
- 11) 既往地震での64液状化地点および23非液状化地点において算出した液状化抵抗率（ $F_L$ ）に基づくと、液状化層および非液状化層別の液状化抵抗率（ $F_L$ ）の度数分布特性は、それぞれ次式で近似できる。

推定液状化層

$$f_L(F_L) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{F_L - \mu}{\sigma}\right)^2\right] = \frac{1}{0.24\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{F_L - 0.78}{0.24}\right)^2\right]$$

推定非液状化層

$$f_L(F_L) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{F_L - \mu}{\sigma}\right)^2\right] = \frac{1}{0.33\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{F_L - 1.36}{0.33}\right)^2\right]$$

- 12) 液状化抵抗率（ $F_L$ ）の正規分布によれば、液状化層の約82%は $F_L$ が1.0以下であり、非液状化層の約86%は $F_L$ が1.0より大きく、 $F_L=1.0$ により液状化層と非液状化層を概ね区分できる。一方で、液状化層の約18%は $F_L$ が1.0より大きく、非液状化層の約14%は $F_L$ が1.0以下であり、同程度の割合で液状化と非液状化を誤評価する可能性がある。
- 13) 液状化抵抗率（ $F_L$ ）に対する液状化の発生確率 $P(F_L)$ は、 $F_L < 0.5$ で100～97%、 $F_L = 0.8$ で80%、 $F_L = 1.0$ で50%、 $F_L = 1.2$ で20%、 $F_L > 1.5$ で3～0%であり、液状化層および非液状化層別の液状化抵抗率（ $F_L$ ）の度数分布に基づいて、次式で表記できる。

$$P(F_L) = 1 - \frac{1}{2} F_L^4 \quad (0 \leq F_L \leq 1.0)$$

$$P(F_L) = \frac{1}{2} (F_L - 2)^4 \quad (1.0 \leq F_L \leq 2.0)$$

## 第4節 地盤の液状化ポテンシャルの簡易評価方法

### 2. 4. 1 液状化抵抗指数による簡易評価方法

第2章・第3節で提示した液状化抵抗率 ( $F_L$ ) は、或る対象深度の土層における液状化の発生の有無や程度、さらには、対象とする地盤の深さ方向の液状化の発生の有無や程度の分布特性を予測するのに適している。しかし、対象となる地盤全体あるいは或る地点を代表する液状化の危険度を評価するためには、深さ方向の液状化の範囲や程度を考慮した評価指標が必要となる。

ここでは、地盤内に発生する液状化の影響は深いほど小さいことから、ある地盤の液状化の深さ方向の分布および液状化の程度を表現する指標として、式 (2.4.1) による液状化抵抗指数 ( $P_L$ ) を定義する<sup>24), 26)</sup>。

$$P_L = \int_{z=0}^{z=20} (1 - F_L) \cdot w(z) dz \quad (2.4.1)$$

ここに、 $P_L$  : 液状化抵抗指数 ( $0 \leq P_L \leq 100$ )

$w(z)$  : 深さ方向の重み関数 ( $1/m$ )

$z$  : 深度 (m) ,  $z = 0 \sim 20m$

つまり、図-2.4.1に液状化抵抗指数の概念を示すが、第2章・第3節に示したように液状化の評価対象深度は深度20mまでとし、各深度の液状化抵抗率 ( $F_L$ ) に対して、深さ方向の重み関数

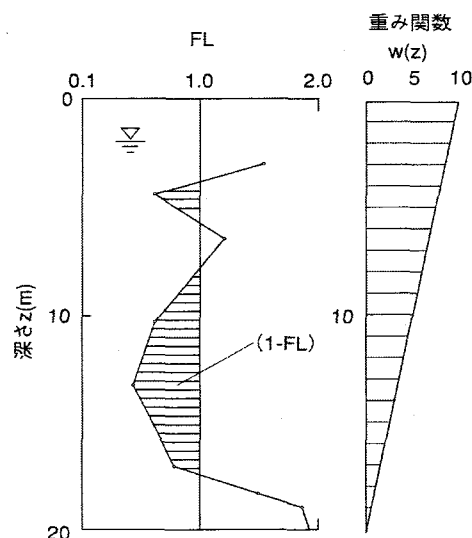


図-2.4.1 液状化抵抗指数 ( $P_L$ ) の概念

$w(z)$ により補正している。ここで、 $P_L$ の範囲を最小0から最大100（無次元）までとする前提で、重み関数 $w(z)$ は式（2.4.2）により、地表面を1.0として、深度20mで0となるような直線で仮定する。

$$w(z) = 10 - 0.5z \quad (2.4.2)$$

## 2. 4. 2 液状化抵抗指数の特性および判定基準

前項で提示した液状化抵抗指数（ $P_L$ ）を液状化の判定指標として使用できるようにするために、既往の地震で液状化した地点とその地点における $P_L$ の関係を調べることで、液状化の実現象と液状化抵抗指数の相関関係を明らかにする。図-2.4.2に、新潟地震の際に新潟市周辺で液状化が発生した地点の分布と微地形との関係を示す。そして、図-2.4.3(a)および(b)は、図-

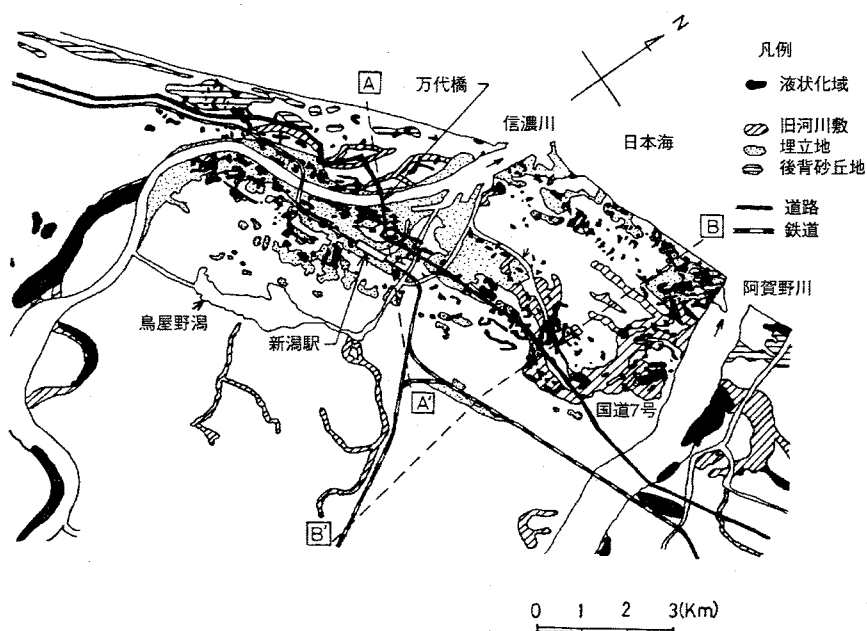
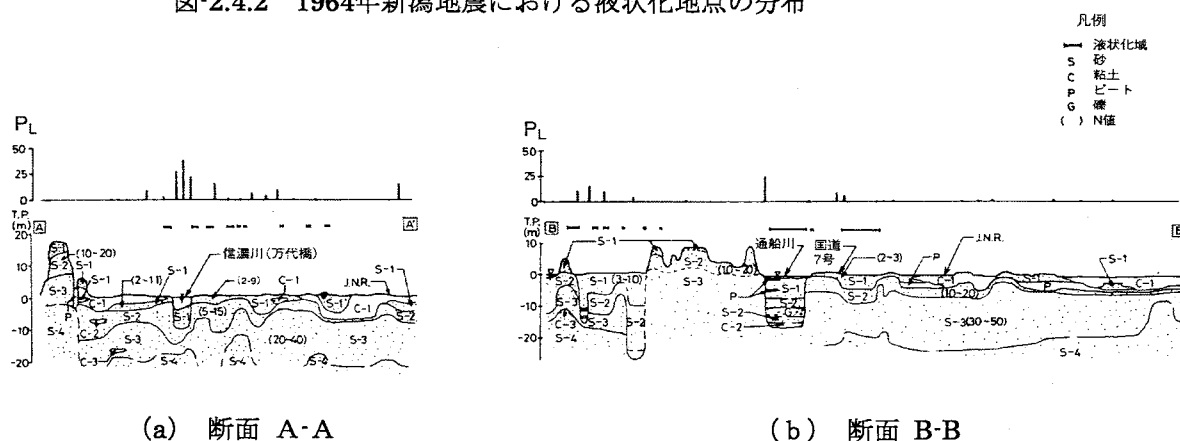


図-2.4.2 1964年新潟地震における液状化地点の分布



(a) 断面 A-A'

(b) 断面 B-B'

図-2.4.3 液状化の発生地点と液状化抵抗指数（ $P_L$ ）の関係例

2.4.2のA-A断面およびB-B断面における地盤構成、液状化範囲および液状化抵抗指数の対応を示す。これらの図より、液状化地点付近において、 $P_L$ の値が大きくなっており、 $P_L$ が液状化現象と良好な対応を示すことが分かる。

次に、既往の地震において液状化した地点と液状化しなかった地点において $P_L$ を算出し、両地点における $P_L$ の分布特性の差異を検討する。検討対象とした地点は表-2.3.2の既往の6地震で液状化が確認された64箇所および液状化が発生していないとされる23箇所である。これらの地点では、土質に関するデータのうち、土質柱状図、N値、地下水位の実測データが得られている。平均粒径 ( $D_{50}$ ) は実測値を用いることを基本とし、実測値が得られていない場合は表-2.4.1<sup>15)</sup>により推定する。また、地震荷重の算出に必要な地表面加速度 ( $\alpha_s$ ) は対象地点の近傍における実測値、既往の研究成果に基づく推定式あるいは構造物・家屋被害等から推定する。特に、1978年宮城県沖地震については、同地震で実測された強震観測記録に基づいて作成された図-2.4.4<sup>37)</sup>から推定する。これらの諸データに基づいて各地点の $P_L$ を算出したが、そのために必要

表-2.4.1 土質分類と単位体積重量、平均粒径の代表値<sup>15)</sup>

| 土質分類   | 地下水面下の単位重量<br>$\gamma_{t2}$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ ) | 地下水面上の単位重量<br>$\gamma_{t1}$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ ) | 平均粒径<br>$D_{50}$ (mm) |
|--------|--------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|-----------------------|
| 表土     | 17                                                     | 15                                                     | 0.02                  |
| シルト    | 17.5                                                   | 15.5                                                   | 0.025                 |
| 砂質シルト  | 18                                                     | 16                                                     | 0.04                  |
| シルト質細砂 | 18                                                     | 16                                                     | 0.07                  |
| 微細砂    | 18.5                                                   | 16.5                                                   | 0.1                   |
| 細砂     | 19.5                                                   | 17.5                                                   | 0.15                  |
| 中砂     | 20                                                     | 18                                                     | 0.35                  |
| 粗砂     | 20                                                     | 18                                                     | 0.6                   |
| 砂れき    | 21                                                     | 19                                                     | 2.0                   |

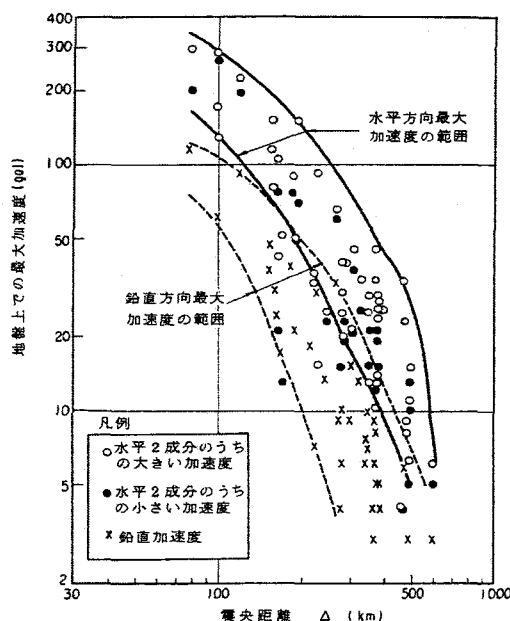


図-2.4.4 1978年宮城県沖地震における震央距離と最大加速度の分布特性<sup>37)</sup>

な液状化抵抗率 ( $F_L$ ) の深度分布は第2章・第3節で提示する簡易法により算出する。検討対象とした全87地点における $P_L$ の算出結果は表-2.3.2の通りである。

図-2.4.5は、算出された $P_L$ の頻度分布と累積度数分布を液状化地点および非液状化地点毎に整理したものである。同図によれば、非液状化地点における $P_L$ 値は20以下であり、 $P_L \leq 5$ である割合は約70%である。他方、液状化地点では、 $P_L \leq 5$ である割合は約20%たらずであるが、約50%以上は $P_L \geq 15$ である。

このように、液状化地点と非液状化地点では $P_L$ の分布特性に差異があること、つまり $P_L$ により液状化の発生の有無や程度が推定できることになる。この場合、図-2.4.5の結果によれば、液状化の危険度の判定は以下に従って行うことができる。

- $P_L = 0$      ・ ・ ・ 液状化の危険度はかなり低い。  
液状化に関する詳細な調査は一般に不要。
- $0 < P_L \leq 5$      ・ ・ ・ 液状化危険度は低い。  
特に重要な構造物の設計に際しては、より詳細な調査が必要。
- $5 < P_L \leq 15$      ・ ・ ・ 液状化危険度が高い。  
重要な構造物に対して、より詳細な調査が必要。液状化対策が一般に必要。
- $15 < P_L$      ・ ・ ・ 液状化危険度が極めて高い。  
液状化に対する詳細な調査と液状化対策が不可避。

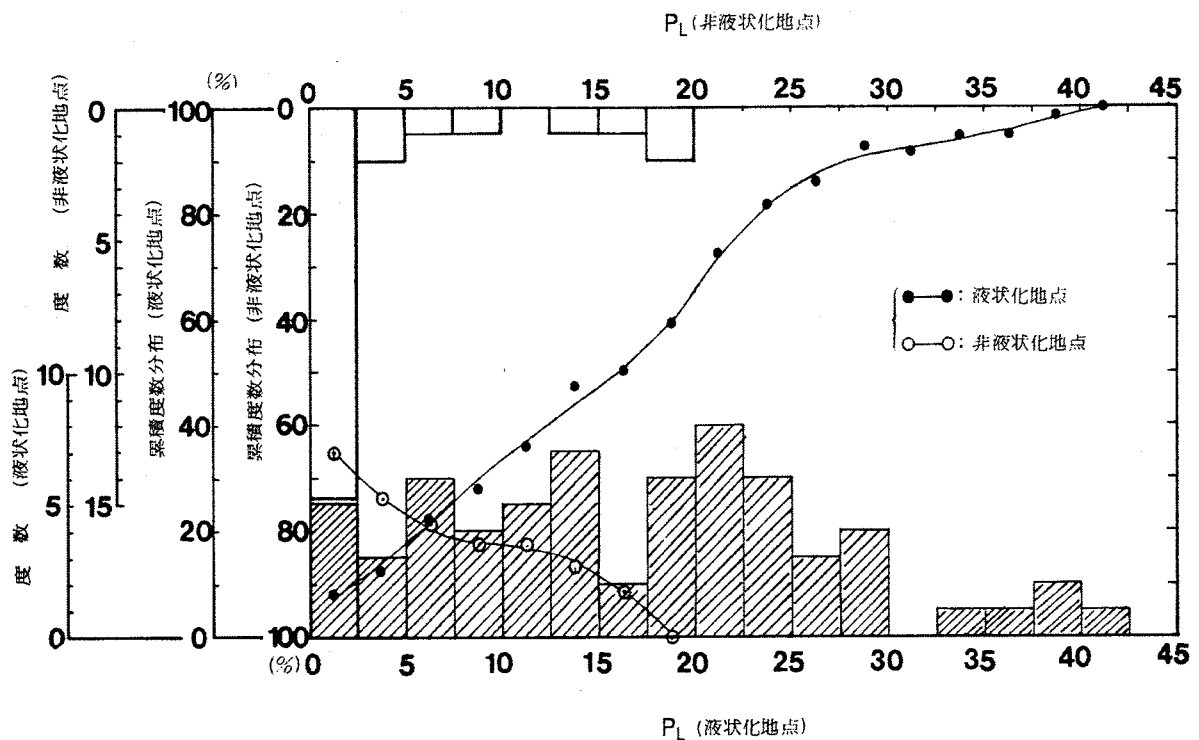


図-2.4.5 液状化地点と非液状化地点での液状化抵抗指数 ( $P_L$ ) の対比

### 2. 4. 3 まとめ

地盤の液状化ポテンシャルの簡易評価方法の検討の結果から、以下の知見が得られた。

- 1) 地盤全体あるいは或る地点を代表する液状化の危険度を評価するために、深さ方向の液状化の範囲や程度を考慮した評価指標として、次式による液状化抵抗指数 ( $P_L$ ) が定義できる。

$$P_L = \int_{z=0}^{z=20} (1 - F_L) \cdot w(z) dz$$

- 2) 既往の地震で液状化した地点とその地点における  $P_L$  の関係によれば、液状化地点付近において  $P_L$  の値が大きく、 $P_L$  が液状化現象と良好な対応を示す。
- 3) 既往地震における64液状化地点および23非液状化地点で算出した  $P_L$  の頻度分布と累積度数分布によれば、液状化地点と非液状化地点では  $P_L$  の分布特性に差異があり、 $P_L$  により液状化の発生の有無や程度が推定できる。
- 4) 非液状化地点における  $P_L$  値は20以下であり、 $P_L \leq 5$  である割合は約70%である。他方、液状化地点では、 $P_L \leq 5$  である割合は約20%たらずであるが、約50%以上は  $P_L \geq 15$  である。従って、 $P_L \leq 5$  では液状化危険度は低い、 $5 < P_L \leq 15$  では液状化危険度が高い、 $15 < P_L$  では液状化危険度が極めて高いと評価できる。

## 第5節 結論

本章では、動的土質試験および振動台実験により、砂質土および砂質地盤の液状化の発生特性を検討した。そして、液状化の発生特性に基づいて、土要素としての液状化ポテンシャルの簡易評価方法を検討するとともに、既往の液状化履歴地点および振動台実験において適用性を検証した。さらに、地盤としての液状化ポテンシャルの簡易評価方法を検討するとともに、既往の液状化履歴地点において適用性を検証した。

その結果、砂質土の原位置動的せん断強度比 ( $R$ ) の簡易式、土要素の液状化ポテンシャルを評価する「液状化抵抗率 ( $F_L$ )」および地盤の液状化ポテンシャルを評価する「液状化抵抗指数 ( $P_L$ )」を提案するとともに、液状化抵抗率の分布特性および発生確率の分布特性の近似式を提案した。

主要な研究結果は、以下に要約できる。

- 1) 砂質土の原位置の動的せん断強度比 ( $R$ ) について、 $N$  値、有効上載圧 ( $\sigma_v'$ ) および平均粒径 ( $D_{50}$ ) の3つの基本データを用いた簡易式を提案した。
- 2) 模型砂地盤を用いた振動台実験において、地盤の完全液状化は上層部から発生して下層部に移行し、完全液状化時に発生する過剰間隙水圧の最大値は上層の単位体積重量と深度から算出する有効上載圧とほぼ等しい。また、液状化した地盤であっても入力レベルの規模あるいは地盤の強度特性により再度液状化する。
- 3) 土層の液状化ポテンシャルを簡易評価するために、動的せん断強度比 ( $R$ ) および地震時

せん断応力比 ( $L$ ) に基づいて、両者の比により液状化抵抗率 ( $F_L$ ) ( $=R/L$ ) を提案した。なお、既往の液状化履歴地点および振動台実験において、液状化抵抗率の妥当性を検証し、液状化ポテンシャルの評価指標としての適用性を確認した。

- 4) 既往地震において液状化したと推定される土層の深度分布によれば、深度10mを境界として液状化の発生頻度や程度が異なるので、深度10m以浅およびそれ以深の土層の取り扱いに差異をつけることが合理的である。
- 5) 既往地震において推定される液状化層および非液状化層別の液状化抵抗率 ( $F_L$ ) の度数分布特性は、正規分布で近似できる。それによると、 $F_L=1.0$ により液状化層と非液状化層を概ね区分できるものの、 $F_L$ が1.0より大きくなる液状化層、あるいは $F_L$ が1.0以下となる非液状化層もあるので、液状化抵抗率 ( $F_L$ ) の適用に際してはこのような分布特性を踏まえることが必要である。
- 6) 液状化抵抗率 ( $F_L$ ) に対する液状化の発生の確率 ( $P(F_L)$ ) として、液状化層および非液状化層別の液状化抵抗率 ( $F_L$ ) の度数分布を正規分布とした場合の近似式を提案した。
- 7) 地盤全体あるいは或る地点を代表する液状化ポテンシャルを簡易評価するために、深さ方向の液状化の範囲や程度を考慮した評価指標として、液状化抵抗率 ( $F_L$ ) に深度方向の重み ( $w(z)$ ) を考慮した液状化抵抗指数 ( $P_L$ ) を提案した。



## 参考文献 (第2章)

- 1) Tatsuoaka, F., Iwasaki, T., Tokida, K., Yasuda, S. Hirose, M., Imai, T. and Konno, M. :  
A method for estimating undrained cyclic strength of sandy soils using standard  
penetration resistances, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.3, pp.43-58, 1978
- 2) Seed, H.B. and Idriss, I.M. : Analysis of soil liquefaction : Niigata Earthquake, ASCE,  
Vol.93, No.SM3, pp.83-108, 1967
- 3) 大橋昭光・岩崎敏男・龍岡文夫・宮田浩爾：東京湾岸道路の曙橋および新辰巳橋における地盤  
耐震性調査, 土木研究所資料, 第1170号, 1976
- 4) (社) 土質工学会：地下街及び地下構造物の震災に関する報告書, 1976
- 5) Gibbs, H.J. and Holtz, W.G. : Research on determining the density of sand by spoon  
penetration test , *Proc. 4<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and  
Foundation Engineering*, London, Vol.1, pp.35-39, 1957
- 6) Meyerhof, G.G. : Discussion of Session 1, *Proc. 4<sup>th</sup> International Conference on Soil  
Mechanics and Foundation Engineering*, London, Vol.3, 1957
- 7) 石原研而：信濃川水門における液状化試験報告書, 建設省北陸地方建設局, 1976
- 8) Ishihara, K. : Simple method of analysis for liquefaction of sand deposits during  
earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.3, pp.1-17, 1977
- 9) 石沢正俊・中川誠志・黒原一郎：細粒分を含んだ不攪乱砂試料の液状化試験, 第12回土質工  
学研究発表会, pp.397-400, 1977
- 10) Saito, A. : Characteristics of penetration resistance of a reclaimed sandy deposit and  
their change through vibratory compaction, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.4,  
pp.31-43, 1977
- 11) Yoshimi, Y., Hatanaka, M. and Oh-oka, H. : A simple method for undisturbed sand  
sampling by freezing, *Proc. of Specialty Session 2, 9<sup>th</sup> International Conf. on Soil  
Mechanics and Foundation Engineering*, pp.23-28, 1977
- 12) Hatanaka, M. : Fundamental studies on undisturbed sampling of saturated sands by  
freezing, A Thesis for the Degree of Doctor of Eng., Tokyo Institute of Technology,  
1977
- 13) 龍岡文夫・岩崎敏男・常田賢一：N値一有効拘束圧一平均粒径を用いた飽和砂質土の非排水動  
的強度の簡易推定法, 第13回土質工学研究発表会, pp.477-480, 1978
- 14) Castro, G. : Liquefaction and cyclic mobility of saturated sands, *Journal of the  
Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.101, No.GT6, pp.551-569, 1975
- 15) (社) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編 昭和55年5月, 1980
- 16) (社) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編 平成2年2月, 1990
- 17) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一：N値等による飽和砂質土の非排水動的強度推定式の検討, 第  
13回土質工学研究発表会, pp.473-476, 1978
- 18) Seed, H.B. : Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during  
earthquakes , ASCE, Vol.105, No.GT9, pp.201-255, 1979

- 19) 吉見吉昭・時松孝次：液状化判定について一考察，第15回土質工学研究発表会，pp.589-592，1980
- 20) 常田賢一・木全俊雄・吉田精一：地盤の流動化特性およびその影響に関する実験的検討，第16回土質工学研究発表会，pp.629-632，1981
- 21) 岩崎敏男・常田賢一・吉田精一・後藤勝志：砂質地盤の流動化および杭基礎構造物の動的応答特性に関する模型振動実験，土木研究所資料，第1605号，1980
- 22) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一：地盤流動化の判定方法，土木技術資料，第19巻，第4号，pp.9-14，1977
- 23) Ohashi, A., Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Tokida, K. : A practical procedure for assessing earthquake-induced liquefaction of sandy deposits, Proc. 10<sup>th</sup> Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Gaithersburg, USA, pp.160-177, 1978
- 24) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田進：砂質地盤の地震時流動化の簡易判定法と適用例，第5回日本地震工学シンポジウム，pp.641-648，1978
- 25) Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K. and Yasuda, S. : A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan, Proc. 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction Research and Application, pp.885-896, 1978
- 26) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田進：地震時地盤液状化の程度の予測について，土と基礎，第28巻，第4号，pp.23-29，1980
- 27) Yasuda, S. and Tokida, K. : Soil liquefaction evaluation with use of standard penetration resistances, Proc. 7<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, pp.387-394, 1980
- 28) Iwasaki, T., Tokida, K. and Kimata, T. : Studies on liquefaction of sands during earthquakes, Proc. 13<sup>th</sup> Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Tsukuba, Japan, pp.186-210, 1981
- 29) Iwasaki, T., Tokida, K. and Tatsuoka, F. : Soil liquefaction potential evaluation with use of the simplified procedure, Proc. International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St.Louis, USA, pp.209-214, 1981
- 30) (社) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編 平成8年12月，1996
- 31) (社) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編 平成14年3月，2002
- 32) 岩崎敏男・常田賢一：関上大橋における地盤の耐震性調査，土木技術資料，第22巻，第7号，pp.15-20，1980
- 33) 岩崎敏男・常田賢一：1978年宮城県沖地震で被災した構造物の周辺地盤の耐震性調査，第34回土木学会年次学術講演会，pp.281-282，1979
- 34) 岩崎敏男・常田賢一・安田進：1978年宮城県沖地震における地盤の耐震性に関する調査，第14回土質工学研究発表会，pp.1285-1288，1979
- 35) 岩崎敏男・常田賢一：地盤の流動化を考慮した河川堤防の耐震解析，土木技術資料，第

22巻, 第10号, pp.31-35, 1980

- 36) 岩崎敏男・常田賢一・木全俊雄：地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用にする研究, 土木研究所資料, 第1729号, 1981
- 37) 岩崎敏男・川島一彦・常田賢一：1978年6月宮城県沖地震被害調査概報, 土木研究所資料, 第1422号, pp.21, 1978
- 38) 岩崎敏男・龍岡文夫・高木義和：砂のせん断変形係数と減衰の歪依存性について, 第12回土質工学研究発表会, pp.417-420, 1977
- 39) 岩崎敏男・龍岡文夫・横田耕治：不攪乱粘性土の変形係数についての室内実験結果, 第12回土質工学研究発表会, pp.433-436, 1977
- 40) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. : SHAKE-A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, EERC 72-12, 1972
- 41) 荒川直士・常田賢一・木全俊雄・近藤益夫・高松重則：地盤の地震時応答特性の数値解析法：SHAKE/DESRA, 土木研究所資料, 第1778号, 1978
- 42) (社) 日本道路協会：道路橋設計指針 昭和47年4月, 1972
- 43) Ohashi, A., Iwasaki, T., Wakabayashi, S. and Tokida, K. : Statistical analysis of strong-motion acceleration records, Proc. of 9<sup>th</sup> Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Ysukuba, Japan, pp.168-195, 1977
- 44) 建設省建築研究所：新潟地震による建築物の被害, 建築研究所報告, No.42, 1965
- 45) 建設省建築研究所：異常軟弱地盤の震害対策に関する研究, 建築研究所報告, No.55, 1969
- 46) 建設省土木研究所：新潟地震調査報告, 土木研究所報告, 第125号, 1965
- 47) Ishihara, K. and Silver, M.L. : Large diameter sand sampling to provide specimens for liquefaction testing, Speciality Session 2, Proc. 9<sup>th</sup> International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, pp.1-8, 1977
- 48) Kishida, H. : Characteristics of liquefaction of level sandy ground during the Tokachi-Oki Earthquake, Soils and Foundations, Vol.X, No.2, 1970
- 49) Ohsaki, Y. : Effects of sand compaction on liquefaction during the Tokachioki Earthquake, Soils and Foundations, Vol.X, No.2, 1970

## 第3章 地盤流動の発生特性および流動変位量の評価

### 第1節 概説

地盤の液状化による影響としては、基礎構造物に対する支持力の低下あるいは地中構造物の浮き上がり現象が一般的であるが、水平方向への大変形現象も注目されている。濱田ら(1986)<sup>1)</sup>は関東地震(1923年,  $M=7.9$ ), 福井地震(1948年,  $M=7.3$ ), 新潟地震(1964年,  $M=7.5$ )および日本海中部地震(1983年,  $M=7.7$ )の際に、液状化により地盤が大きく水平方向に変位していることを指摘している。

従って、液状化を考慮して構造物の設計を行う場合、液状化に伴う水平方向の変位(以下、地盤流動と呼ぶ)についても、その特性を明らかにして耐震設計に反映することが必要である。

本章では、地盤流動の発生特性および影響要因を明らかにするとともに、流動変位量の数値解析方法およびそれに基づく流動変位量の簡易評価方法を検討し、両手法の適用性の検証を行う。

第2節では、液状化に起因する地盤流動の発生メカニズムを明らかにするために、地盤条件を変えた模型地盤の振動台実験を実施し、地盤流動の発生特性およびその影響要因を解明する。

第3節では、地盤流動による地盤変形を地盤全体として釣り合い状態で捉えて、地盤全体のポテンシャルエネルギーの最小化の原理に基づいた流動変位量の数値解析方法を検討するとともに、実地震履歴および振動台実験結果に基づいて数値解析方法の適用性を検証する。

第4節では、第3節で検討する数値解析方法を用いた流動変位量の算出結果から、地盤流動の主要な影響要因をパラメータとして、斜面中央および斜面上端での流動変位量を簡易に予測する方法を検討するとともに、既往地震における地盤流動実績との比較に基づいて同評価式の検証および実務的な適用法を検討する。

### 第2節 振動台実験による地盤流動の発生特性

#### 3. 2. 1 実験方法

本実験では、表-3.2.1に示す12種類の地盤模型を作成する<sup>2~8)</sup>。これらを図化すれば、図-3.2.1(a)に示す8種類および図-3.2.1(b)に示す4種類である。さらに、図-3.2.1(a)の地盤模型は大きく2種類に分類され、長さ6.0m、幅0.8m、高さ2.0mの土槽内に設けられた2次元模型の実験ケース1~7と、長さ4.0m、幅2.0m、高さ0.5mの土槽内に設けられた半円錐形の斜面を有する3次元模型の実験ケース8である。ここで、2次元模型では、地盤の成層構造が流動特性に与える影響を明らかにすることを目的としており、斜面長は6.0mで統一している。また、3次元模型では、加振方向が流動特性に与える影響を明らかにすることを目的としている。また、図-3.2.1

表-3.2.1 模型地盤の特性

| ケース | 地表面の傾斜度 (%) | 液状化層下面の傾斜度 (%) | 地盤長 (m)  | 斜面長 (m)  | 液状化層厚 (cm) | 不飽和地盤層厚 (cm) |
|-----|-------------|----------------|----------|----------|------------|--------------|
| 1   | 5           | 0              | 6        | 6        | 70         | 0~30         |
| 2   | 7.5         | 0              | 6        | 6        | 35         | 0~45         |
| 3   | 5           | 5              | 6        | 6        | 5~35       | 0~30         |
| 4   | 5           | 0              | 6        | 6        | 35         | 0~30         |
| 5   | 2.5         | 0              | 6        | 6        | 35         | 0~15         |
| 6   | 5 及び 0      | 0              | 6        | 3.2      | 35         | 0~15         |
| 7   | 0           | 5              | 6        | 0        | 35~65      | 0            |
| 8   | 15 及び 0     | 0              | $\phi 2$ | $\phi 1$ | 25         | 0~15         |
| 9   | 5           | 5              | 2        | 2        | 35         | 15           |
| 10  | 5           | 5              | 4        | 4        | 35         | 15           |
| 11  | 5           | 5              | 8        | 8        | 35         | 15           |
| 12  | 5           | 5              | 8        | 8        | 35         | 0            |

(b)の地盤模型は斜面長および表層の不飽和層厚の影響の解明を目的としており、液状化層厚、地表面勾配および不飽和層厚を同一として、斜面長を2.0m、4.0mおよび8.0mの3種類設定している。なお、実験ケース12は表層の不飽和層が無いケースである。実験ケース1~7および9~12で用いた土槽の側面はガラス構造であるため、地盤模型の長手方向の変形状況を観測できる。

作成する模型地盤は、いずれも基本的には下層より、非液状化層、液状化層および傾斜した不飽和層の3層から構成されている。模型地盤に用いた材料の物理特性は表-3.2.2に示す通りであり、非液状化層および液状化層には浅間山砂を、また不飽和層には浅間山砂、鉛粒、砂利を使い分けて用いる。ここで、不飽和層に鉛粒および砂利を用いたのは、それぞれ上載圧を増加させるため、および湿潤砂の見かけの粘着力を低減させるためである。

非液状化層は、土槽内に水を貯め、その後水中に砂を投入し、飽和度が高い状態で振動を加え、十分締め固めることにより作成する。一方、液状化層は水中に静かに砂を沈降させ、飽和度の高い緩い地盤となるように作成する。また、不飽和層は液状化層が完成した後、湿潤砂等を用いて所定の寸法となるように造成し、実験時の加振中の地下水位は液状化層の上面と一致するように調整する。

実験では、液状化層厚 ( $H_L$ )、地表面の勾配 ( $\theta_s$ )、液状化層下面の勾配 ( $\theta_b$ )、表層不飽和層厚 ( $H_{NL}$ )、地盤斜面長 ( $L$ ) の各要因を変化させた地盤模型とするが、各模型の特徴を整理すると以下のようになる。

ケース 1 :  $H_L=700\text{mm}$ ,  $\theta_s=5\%$ ,  $\theta_b=0\%$ ,  $H_{NL}=0\sim 300\text{mm}$ ,  $L=6\text{ m}$

\*ケース4よりも  $H_L$  が厚い。

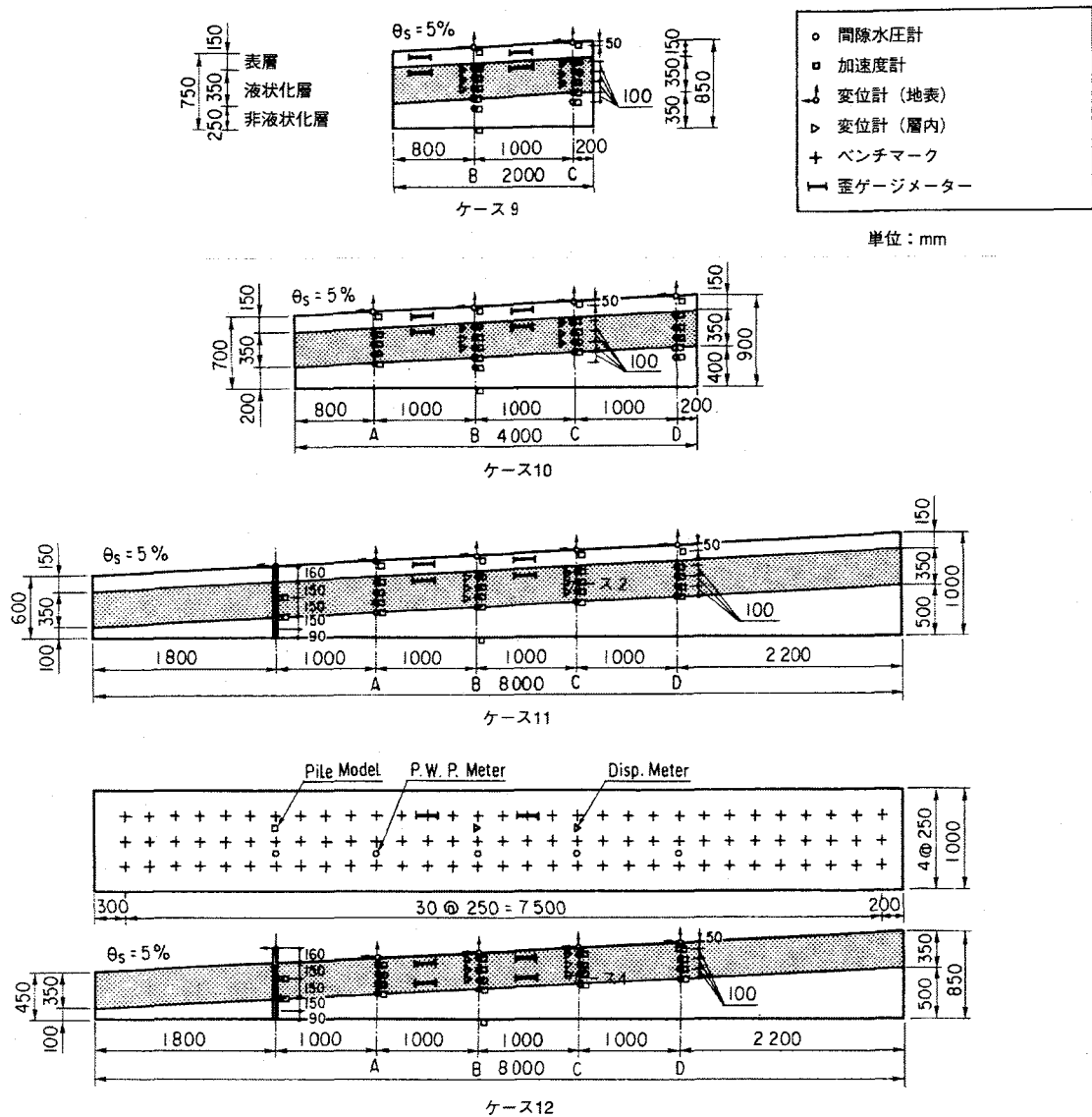
ケース 2 :  $H_L=350\text{mm}$ ,  $\theta_s=7.5\%$ ,  $\theta_b=0\%$ ,  $H_{NL}=0\sim 450\text{mm}$ ,  $L=6\text{ m}$

\*ケース4よりも  $\theta_s$  が大きい。

ケース 3 :  $H_L=350\sim 50\text{mm}$ ,  $\theta_s=5\%$ ,  $\theta_b=5\%$ ,  $H_{NL}=0\sim 300\text{mm}$ ,  $L=6\text{ m}$

\*ケース4に対して液状化層下面も傾斜。





(b) ケース 9～ケース 12

図-3.2.1 (つづき) 模型地盤

ケース 4 :  $H_L=350\text{mm}$ ,  $\theta_s=5\%$ ,  $\theta_b=0$ ,  $H_{NL}=0\sim 300\text{mm}$ ,  $L=6\text{m}$

ケース 5 :  $H_L=350\text{mm}$ ,  $\theta_s=2.5\%$ ,  $\theta_b=0$ ,  $H_{NL}=0\sim 150\text{mm}$ ,  $L=6\text{m}$

\* 不飽和層を鉛粒で作成しており, 地表面の勾配は砂に換算すると  $\theta_s=10\%$  となり, ケース 4 や ケース 2 よりも  $\theta_s$  が大きい。

ケース 6 :  $H_L=350\text{mm}$ ,  $\theta_s=0, 5\%$ ,  $\theta_b=0$ ,  $H_{NL}=0\sim 150\text{mm}$ ,  $L=6\text{m}$

\* 地表面が水平部分と斜面部分から構成。

ケース 7 :  $H_L=650\sim 350\text{mm}$ ,  $\theta_s=0\%$ ,  $\theta_b=5$ ,  $H_{NL}=0\text{mm}$ ,  $L=6\text{m}$

\* 地表面は水平で, 液状化層下面のみが傾斜。

ケース 8 :  $H_L=250\text{mm}$ ,  $\theta_s=0$ , 15%,  $\theta_b=0$ ,  $H_{NL}=0\sim 150\text{mm}$ ,  $L=6\text{ m}$

\* 砂利を用いた半円錐形の斜面を設置。

ケース 9 :  $H_L=350\text{mm}$ ,  $\theta_s=5\%$ ,  $\theta_b=5\%$ ,  $H_{NL}=150\text{mm}$ ,  $L=2\text{m}$

ケース10 :  $H_L=350\text{mm}$ ,  $\theta_s=5\%$ ,  $\theta_b=5\%$ ,  $H_{NL}=150\text{mm}$ ,  $L=4\text{m}$

ケース11 :  $H_L=350\text{mm}$ ,  $\theta_s=5\%$ ,  $\theta_b=5\%$ ,  $H_{NL}=150\text{mm}$ ,  $L=8\text{m}$

ケース12 :  $H_L=350\text{mm}$ ,  $\theta_s=5\%$ ,  $\theta_b=5\%$ ,  $H_{NL}=0\text{mm}$ ,  $L=8\text{m}$

\* ケース11において表層不飽和層がない場合。

模型地盤の加振には、地盤の振動、変形状況を観察しやすいように加速度振幅一定の2Hzの正弦波を用い、1回の実験では20秒間（40波：中規模地震の主要動の繰り返し回数は20波程度であり、その2倍に相当）の加振を行い、順次加速度振幅を段階的に増加させながら、液状化層が完全には液状化に到らない加振段階から、完全液状化が発生する加振段階まで3～4回加振を繰り返す。

ケース 1～8 の地盤模型に対して、加振段階における振動台への入力加速度振幅を表-3.2.3に示す。加速度計、間隙水圧計、地盤ひずみ計および変位計は、図-3.2.1に示すように、地盤模型の内部および地表面に配置する。これらの計測器は、図-3.2.1のようにケース1～7は4つの測定

表-3.2.3 加振条件および地表面（断面B）の水平変位結果

| ケースNo. | ステップNo. | 振動台の<br>最大加速度<br>$\alpha_{\max}(\text{Gal})$ | 地表面の<br>水平変位<br>(断面B)<br>(mm) |
|--------|---------|----------------------------------------------|-------------------------------|
| 1      | 1       | 80                                           | 61                            |
|        | 2       | 110                                          | 169                           |
|        | 3       | 160                                          | 118                           |
|        | 4       | 220                                          | 56                            |
| 2      | 1       | 65                                           | 28                            |
|        | 2       | 110                                          | 144                           |
|        | 3       | 155                                          | 165                           |
|        | 4       | 105                                          | 62                            |
| 3      | 1       | 65                                           | 68                            |
|        | 2       | 110                                          | 156                           |
|        | 3       | 90                                           | 87                            |
|        | 4       | 85                                           | 35                            |
| 4      | 1       | 65                                           | 6                             |
|        | 2       | 95                                           | 72                            |
|        | 3       | 140                                          | 142                           |
|        | 4       | 190                                          | 44                            |
| 5      | 1       | 60                                           | 1                             |
|        | 2       | 101                                          | 4                             |
|        | 3       | 152                                          | 210                           |
|        | 4       | 154                                          | 69                            |
| 6      | 1       | 60                                           | 1                             |
|        | 2       | 104                                          | 101                           |
|        | 3       | 153                                          | 106                           |
|        | 4       | 154                                          | 54                            |
| 7      | 1       | 64                                           | -2                            |
|        | 2       | 103                                          | 17                            |
|        | 3       | 154                                          | 11                            |
|        | 4       | 151                                          | 6                             |
| 8      | 1       | 51                                           | 14                            |
|        | 2       | 94                                           | 11                            |
|        | 3       | 95                                           | 5                             |

表-3.2.2 模型地盤の材料の物理特性

|      |                  |        |
|------|------------------|--------|
| 浅間山砂 | 比重 $G_s$         | 2.655  |
|      | 最大間隙比 $e_{\max}$ | 0.976  |
|      | 最小間隙比 $e_{\min}$ | 0.596  |
|      | 最大粒径             | 4.76mm |
|      | 平均粒径 $D_{50}$    | 0.27mm |
|      | 均等係数 $U_c$       | 1.37   |
| 鉛粒   | 比重 $G_s$         | 11.34  |
|      | 平均粒径 $D_{50}$    | 2.00mm |
| 砂利   | 最大粒径             | 9.52mm |

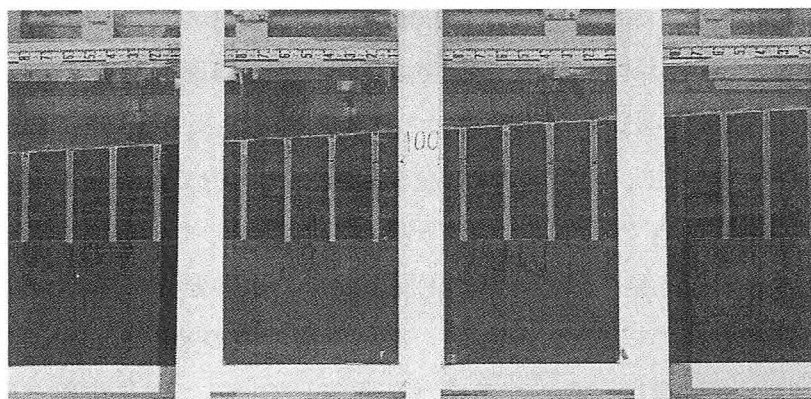


断面（以下、断面A, B, C, Dと呼ぶ）上に配置し、ケース8では加振方向（断面OA）と加振直交方向（断面OE）の2方向に計測器を配置する。また、ケース9～12は2断面あるいは4断面で計測する。さらに、ケース1～7およびケース9～12では模型地盤内部の変形状況を観測するために、白色に着色した浅間山砂により20cm間隔で鉛直方向のマーカールインを設置し、写真撮影を行う。また、地表面には測量鋺を配置し、地表面の水平変位と沈下量の計測を行う。

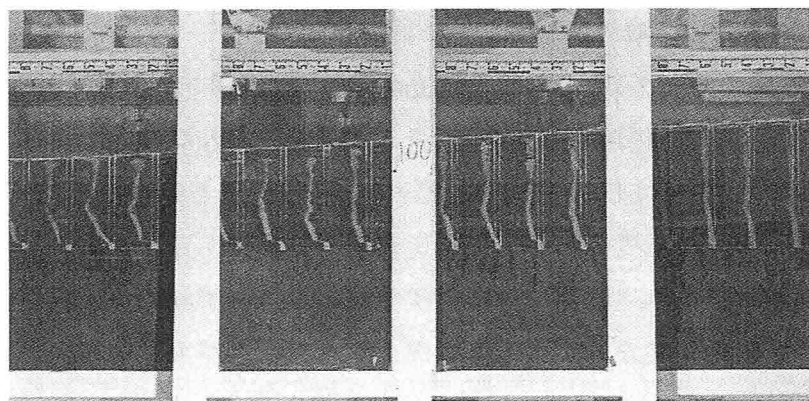
以上の模型振動実験の結果について、液状化に起因する地盤流動の特性に関する諸要因、つまり（1）流動変位量の分布特性、（2）加速度、間隙水圧および流動変位量の時間変化特性、（3）加振終了後の地盤の挙動、（4）加振方向と流動方向、（5）液状化層厚、地表面勾配、液状化層下面の勾配の影響、（6）流動斜面長の影響に着目すると、以下のように整理できる。

### 3. 2. 2 流動変位量の分布特性

写真-3.2.1は、ケース4の加振ステップ2における加振前後のマーカールインの変形状況を比較したものである。これより、模型地盤は加振により斜面の傾斜方向（写真では左方向）へ変形していることが分かる。図-3.2.2は加振前後におけるマーカールインの変化をケース2およびケース6の加振ステップ2の実験について図化した結果である。これらは側面から撮影した写真

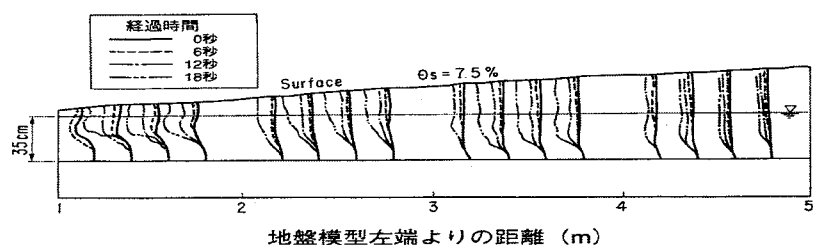


(a) 加振前

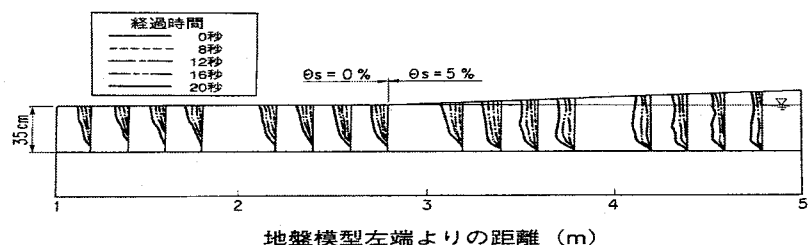


(b) 加振後

写真-3.2.1 模型地盤の流動状況（ケース4，ステップ2）



(a) ケース2 (ステップ2)



(b) ケース6 (ステップ2)

図-3.2.2 水平変位の深度分布の時間変化例

より作図したものであり、模型地盤（全長6.0m）の中央部分の長さ4mの領域の変状を表している。ここで、図-3.2.2(a)において経過時間0での地盤の変形が顕著であるのは、加振ステップ1により残留変位（表-3.2.3参照）が発生しているためである。図-3.2.2によれば、地盤の変形は加振時間の経過とともに増加し、その水平変位量は液状化層内では深度が浅くなるほど大きくなる分布を示し、不飽和層内では深度方向に一樣な分布を示していることが分かる。また、非液状化層内での地盤の変形は見られず、液状化層下面での水平変位もほぼ0となっている。このことは、地表面で観測されている水平変位が、液状化層内でのせん断変形に起因するものであり、液状化層が厚いほど変位量は大きくなることを意味している。水平地盤と傾斜部分から構成されるケース6では、斜面の変形により水平地盤部のかなり広い範囲にわたり水平変位が発生し、その変位量は斜面からの距離の増加とともに減少している。

図-3.2.3は、加振ステップ1による残留変位が僅か（表-3.2.3参照）である図-3.2.2(b)について、水平地盤部の8箇所および傾斜地盤部の8箇所の水平変位の計測位置における、経過時間20秒時（=加振終了時）の水平変位の深度分布において、液状化層上面位置での水平変位量を合わせることで、水平変位の深度分布の形状を比較した結果である。図-3.2.3(a)および(b)は、それぞれ水平地盤部および傾斜地盤部の分布形状であるが、いずれの場合も流動方向に膨らんだ曲線形状であり、傾斜地盤部の方が水平地盤部よりも膨らみが大きい傾向があることが分かる。図-3.2.3(c)に水平地盤部および傾斜地盤部の比較結果を示すとともに、それぞれの図において正弦曲線を併記したが、傾斜地盤部で特に異なる形状を示す1箇所を除けば、水平地盤部および傾斜地盤部のいずれにおいても、正弦曲線が水平変位の深度分布を包絡していることが分かる。

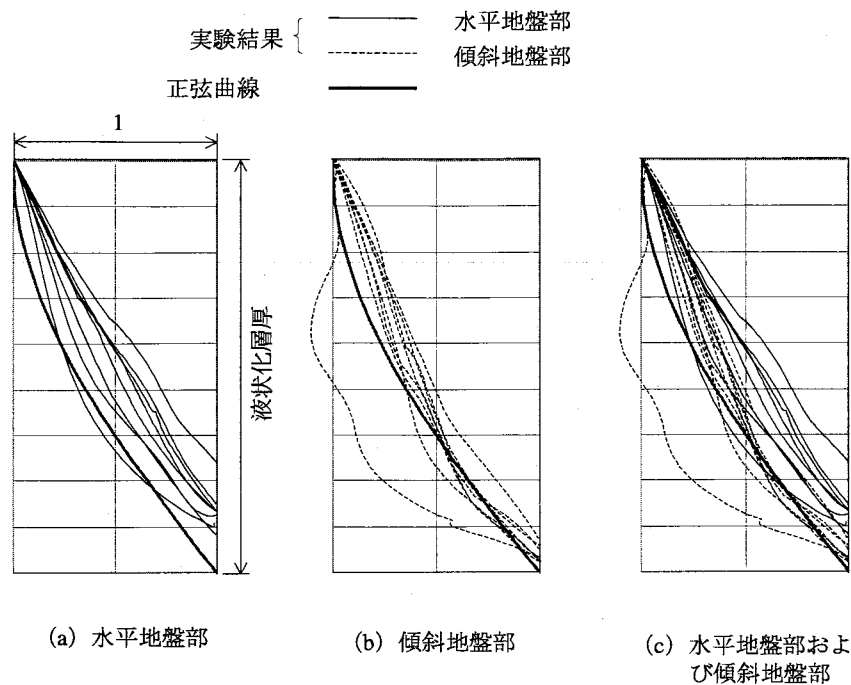
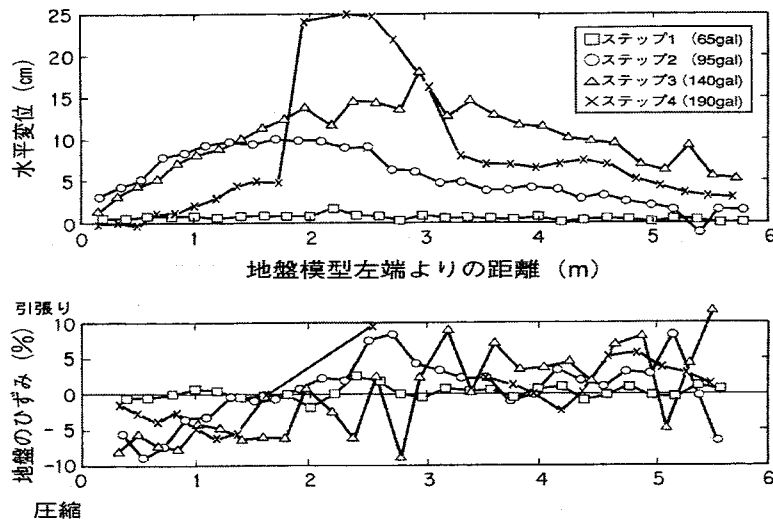


図-3.2.3 液状化層内の流動変位の深度分布形状（ケース6：加振ステップ2）

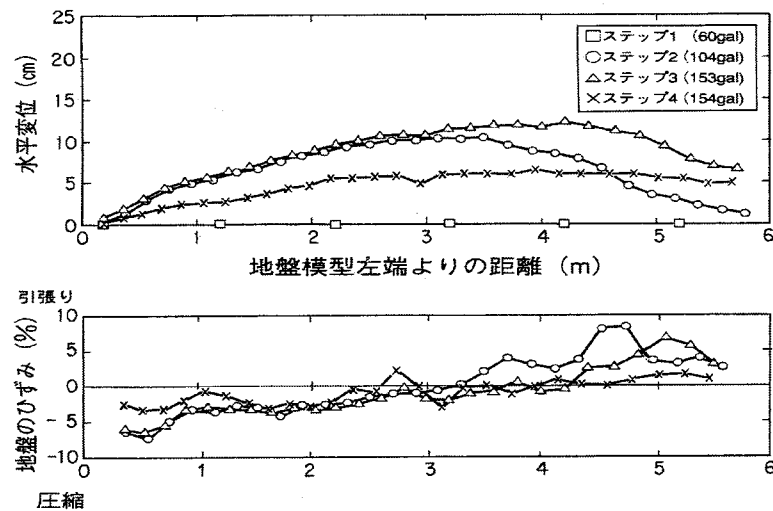
図-3.2.4は、地表面の変位および水平方向の地盤ひずみの発生について、ケース4およびケース6の結果を示す。同図の変位は模型地盤の表面に設置した測量鉤の位置を加振前後に測量した結果から、また地盤ひずみは各測量鉤の加振前後の間隔の変化から算出する。ケース4の場合は、ステップ1（加振加速度振幅65gal）の段階では液状化が発生しておらず、地盤の流動も認められないが、ステップ2～3と加振加速度振幅を大きくするにつれて、水平変位が大きくなっている。しかし、加振加速度が最大のステップ4では、加振加速度の小さいステップ3よりも水平変位が小さい。これは、模型地盤の変形が進行して、斜面の勾配がステップを経るにつれて緩くなっていることが影響していると考えられる。水平変位の分布に着目すると、いずれのステップにおいても有限長の地盤模型の中央部ほど大きな水平変位を示している。そのため、斜面山側（図の右側）では引張ひずみが、斜面谷側（図の左側）では圧縮ひずみが発生している。ケース6の場合も、模型地盤の中央部、つまり傾斜の変化部付近で水平変位が最大となり、斜面部分では引張ひずみ、水平地盤部では圧縮ひずみが発生している。

### 3. 2. 3 加速度、間隙水圧および流動変位量の時間変化特性

図-3.2.5は、加振中の加速度、液状化層内の間隙水圧および地表面の水平変位の時刻歴の一例として、ケース6のステップ2の断面Aにおける記録波形を示す。同図より、液状化層内の地盤の応答加速度は、間隙水圧が有効上載圧に達してほぼ完全液状化の状態に達する頃に最大値を示し、その後急速に減少していくことが分かる。また、地表面の水平変位は、地盤がほぼ完全液



(a) ケース4



(b) ケース6

図-3.2.4 地盤表面の水平変位の分布例

状態に達する頃から発生し始め、目視の限りでは過剰間隙水圧が最大に達した後も加振時間の経過に伴って増加し、加振終了時に停止している。ここで、流動速度の変動特性に関して、ケース8のステップ2の加振方向と水平変位関係（図-3.2.8参照）によれば、地表面の水平変位がほぼ完全液状化に達する頃から発生し始めることはケース6と同様であるが、過剰間隙水圧の増加に伴って地表面の水平変位の増加の度合（流動速度）が増加しており、過剰間隙水圧比が最大に達した後は、或る時点で流動速度は最大となり、その後減少に転じて加振終了時以降では停止している。

この差異は流動に伴う地盤条件の変化の度合いに関係していると考えられる。ケース6の場合はほぼ完全液状化後の地盤が流動の進行にも拘わらず、例えば斜面勾配に大きな変化はなく、定常的な流動が維持された。これに対して、ケース8の場合は流動に伴って斜面勾配が小さくな

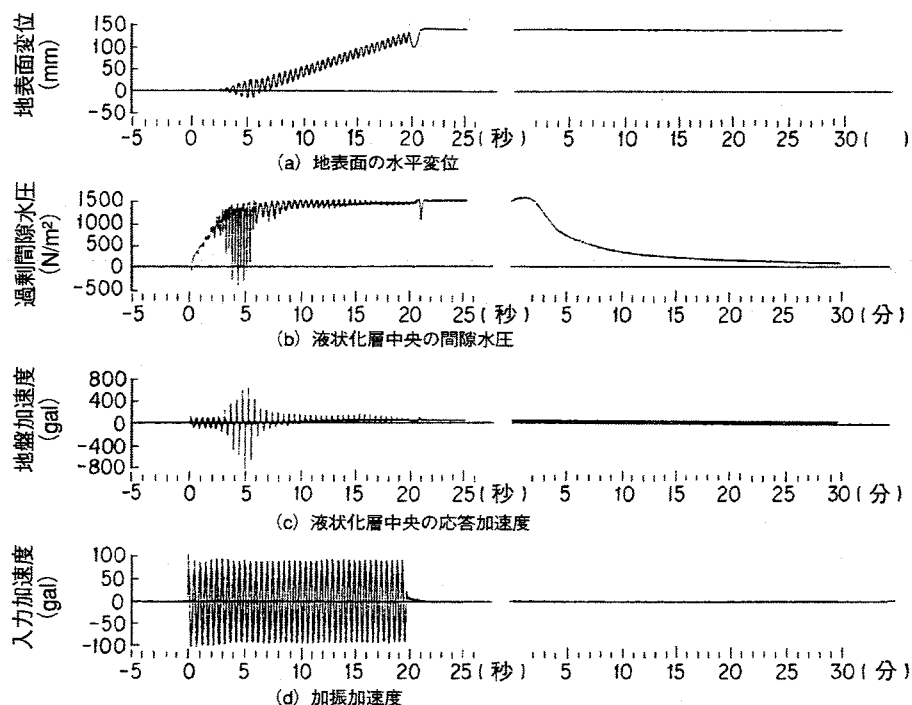


図-3.2.5 時刻歴の例 (ケース6, ステップ2, 断面A)

り流動が抑制されるようになったと考えられる。通常、振動台実験では地盤模型の規模が限られているために、流動が進むにつれて地盤模型は全体が平坦化ようになる。従って、流動は抑制される方向に向かうが、半無限長の斜面であれば、流動速度が一定で定常的な流動が持続されることになる。

図-3.2.6はケース6のステップ2において、各測定断面A, B, CおよびDにおける地表面の水平変位と液状化層内の4~5深度における過剰空隙水圧比 ( $\Delta u / \sigma_v'$ ) の関係を示す。同図より、過剰空隙水圧比がほぼ0.6~0.8の領域で水平変位が発生し始め、ほぼ0.8~1.0の領域で急増し、加振中は空隙水圧比がほぼ一定のままで、水平変位が増加し続けることが分かる。従って、地盤の流動が開始されるほぼ完全液状化状態とは、過剰空隙水圧比がほぼ0.8~1.0の領域と考えられる。

### 3. 2. 4 加振終了後の地盤の挙動

加振終了後の状況については、図-3.2.5に示すように、過剰空隙水圧は加振終了後も2分間程度は液状化層下方からの浸透流により高い値を保っており、その後10分間以上かけてほぼ0まで消散している。それに対して、地表面の水平変位は加振終了と同時にほぼ一定値を示し、変位の大部分は加振中に発生している。つまり、本実験においては、噴水、噴砂現象が加振終了後2分間程度経過した後に観測されているが、地盤の水平変位は加振終了後には認められていない。

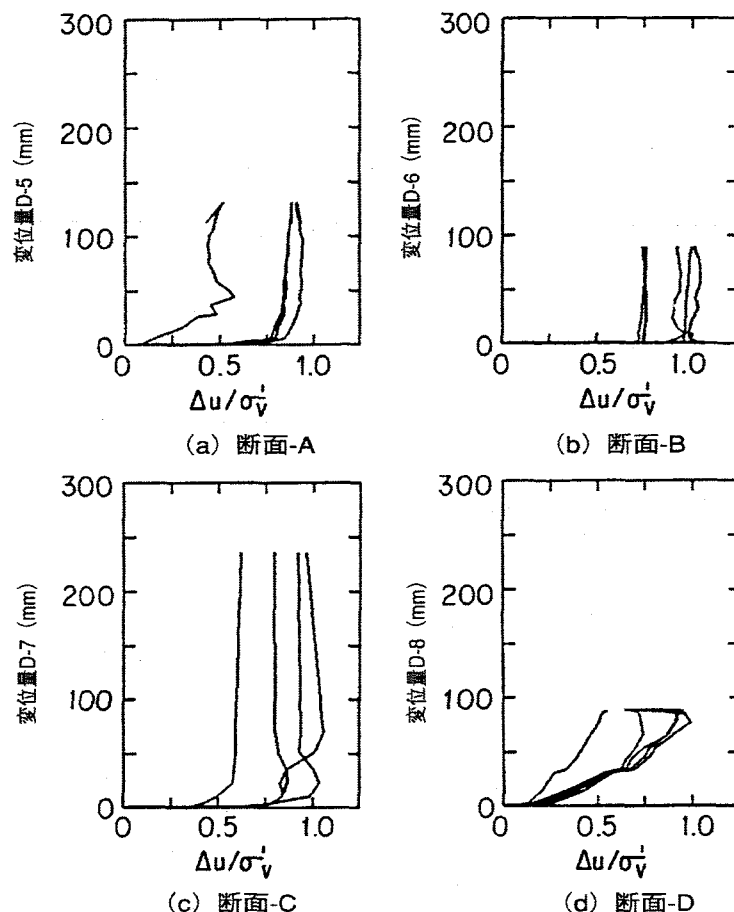
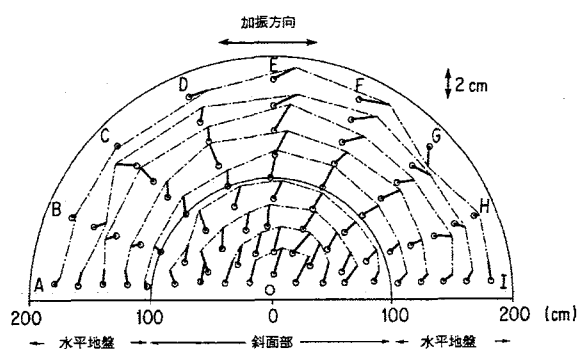


図-3.2.6 間隙水圧比と地表面の水平変位（ケース6，ステップ2）

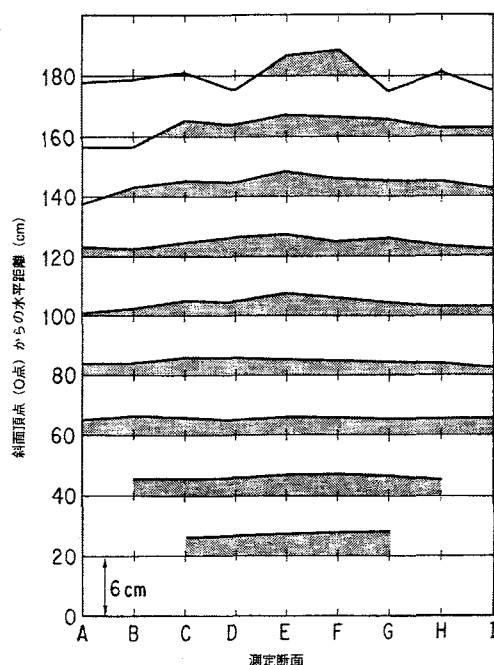
### 3. 2. 5 加振方向と流動方向の関係

半円錐形の斜面を持つ3次元の模型地盤を用いたケース8のステップ2における水平変位と流動方向をベクトル表示すると、図-3.2.7(a)のようになる。また、半円錐の同心円上の水平変位の分布は図-3.2.7(b)となる。図-3.2.7(a)では、左右方向が振動台の加振方向であるが、地表面の水平変位は円錐の頂点を中心として、放射状（斜面の傾斜方向）に発生している。また、図-3.2.7(b)は、同心円上に配置した鉤が斜面の傾斜方向に移動した水平変位であるが、同一の同心円上ではほぼ等しい変位となっており、土槽の側壁の影響を受けている部分（図中での測定断面A、I等）を除けば、加振方向には関係なく斜面の傾斜方向に一樣な流動が発生していることが分かる。

図-3.2.7の加振方向（測線OA）および加振直交方向（測線OE）における、液状化地盤内の過剰間隙水圧および斜面部の傾斜方向の地表面の水平変位の時刻歴を図-3.2.8に示す。図-3.2.8(a)の間隙水圧の記録には計測ノイズが乗っているが、図-3.2.8(a)および(b)の間隙水圧の発生挙動には大きな違いは認められず、いずれの地点においても、ほぼ地盤が完全液状化状態に達する



(a) 水平変位の平面分布



(b) 同心円上の水平変位分布

図-3.2.7 加振方向と流動方向および水平変位の関係 (ケース8, ステップ2)

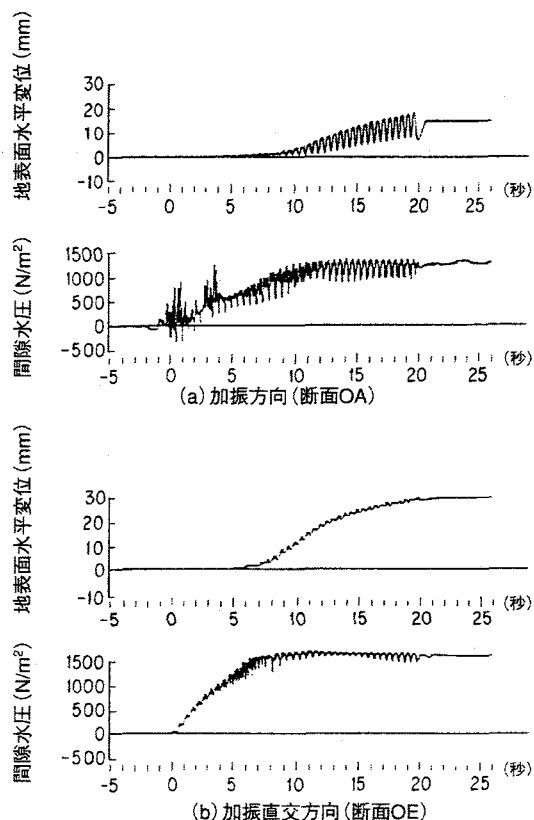


図-3.2.8 加振方向と水平変位および間隙水圧の関係 (ケース8, ステップ2)

ころから地表面に変位が発生し始めている。また、加振方向の水平変位の波形には加振による振動成分があるが、加振直交方向の水平変位には振動成分はないものの、変位量は加振に従って増加している。

以上のことから、地盤の流動は加振方向とは関係なく、斜面の傾斜方向に関係すると考えられる。また、加振（慣性）力は地盤の液状化の発生およびその程度に関連する要因であり、流動変位量はこれらの要因に左右される。

### 3. 2. 6 液状化層厚、地表面勾配および液状化層下面勾配の影響

図-3.2.9にケース1, 3, 4および7における地表面の水平変位と地盤ひずみの関係を示す。同図

より、ケース1 ( $H_L=700\text{mm}$ ,  $\theta_s=5\%$ ,  $\theta_b=0\%$ ) とケース4 ( $H_L=350\text{mm}$ ,  $\theta_s=5\%$ ,  $\theta_b=0\%$ ) を比較すると、液状化層厚の違いが流動特性に与える影響が分かるが、液状化層が厚いケース1の方が水平変位が大きい。また、液状化下面の勾配の影響は、ケース3 ( $H_L=350\sim 50\text{mm}$ ,  $\theta_s=5\%$ ,  $\theta_b=5\%$ ) とケース4 ( $H_L=350\text{mm}$ ,  $\theta_s=5\%$ ,  $\theta_b=0\%$ ) を比較すると、液状化下面が傾斜しているケース3の方が水平変位が大きい。さらに、地表面勾配が0のケース7 ( $H_L=650\sim 350\text{mm}$ ,  $\theta_s=0\%$ ,  $\theta_b=5\%$ ) では、ケース1, 3, 4に比べて小さな水平変位しか示さず、ケース3とケース4の違いのように、液状化層下面の勾配の影響は認められない。

以上のことより、地表面が水平の場合には液状化層下面が傾斜している場合の流動は僅かであり、他方、地表面が傾斜している場合には顕著な水平変位が発生し、液状化層が厚いほど水平変位が大きくなる事が分かる。

また、表-3.2.3にはすべての実験ケースにおいて地盤模型中央（断面B）における加振前後の地表面の水平変位の変化を示す。これより、地表面の勾配の影響を見るために、ケース2 ( $H_L=350\text{mm}$ ,  $\theta_s=7.5\%$ ,  $\theta_b=0\%$ )、ケース4 ( $H_L=350\text{mm}$ ,  $\theta_s=5\%$ ,  $\theta_b=0\%$ ) およびケース5 ( $H_L=350\text{mm}$ ,  $\theta_s=2.5\%$  [浅間山砂換算勾配  $\theta_s=10\%$ ],  $\theta_b=0\%$ ) の水平変位を比較する。ケース2とケース4の比較では、地表面勾配の大きなケース2の方が水平変位が大きいことが分かる。ただし、ケース5ではステップ2まではほとんど流動が発生せず、ケース2およびケース4とは傾向が異なる。これは、鉛粒により作成した不飽和層と砂により作成した液状化層が混じり合うのを防止するために設置したジオテキスタイルシート（ケース5のみ使用）が、計測器のケーブルの動きを妨げて地盤の流動を抑制したためと考えられる。

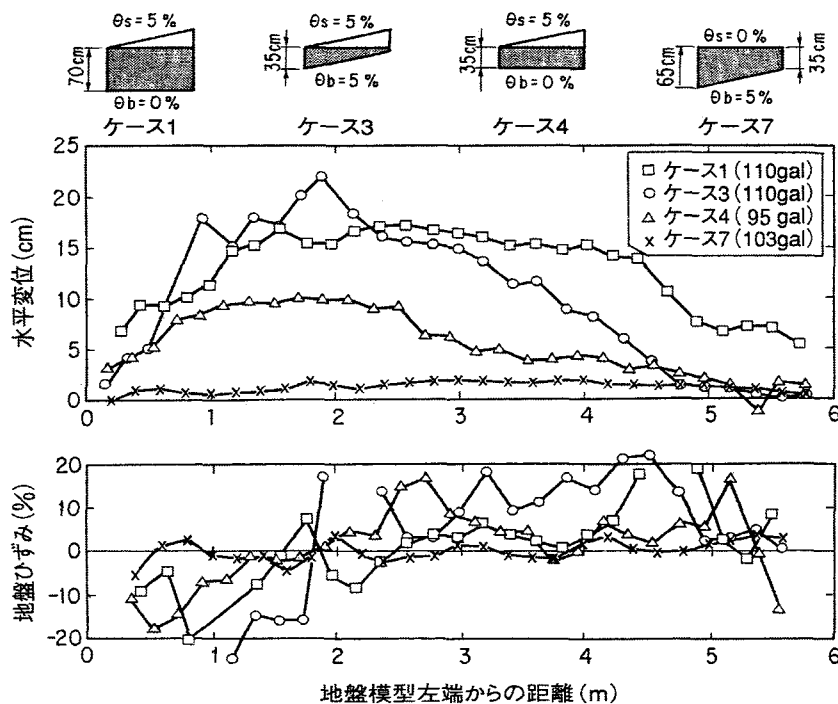


図-3.2.9 地表面の水平変位と地盤ひずみとの関係（ケース1, 3, 4および7）



### 3. 2. 7 流動斜面長の影響

ケース9～12において、入力加速度振幅と各地盤模型の斜面中央における累積水平変位の関係は図-3.2.10の通りである。同図によれば、表層に不飽和層がないケース12では、入力加速度振幅が100galを越えると地表面の水平変位が発生し始め、表層に不飽和層を有するケース9～11では、150galを越えるまで水平変位は発生していない。これは、表層に不飽和層が存在することが液状化層の有効上載圧の増加要因となり、液状化層内のせん断強度が増加したことによる。また、ケース9～11を比較すると、斜面長が長くなるほど小さい入力加速度から水平変位が発生し始めていることが分かる。また、入力加速度が200gal程度となる加振段階の場合、斜面長2m（ケース9）、4m（ケース10）および8m（ケース11）で発生する水平変位はそれぞれ数cm、10cm程度および20cm程度であり、斜面長が長くなるほど水平変位は大きい。

### 3. 2. 8 まとめ

液状化層厚，地表面の勾配，液状化層下面の勾配，斜面長等の要因を変化させた地盤流動の発生特性に関する模型振動実験により，以下の知見が得られた。

- 1) 地盤の流動変位量は液状化層下面ではほぼ0で，液状化層内で深度が浅くなるほど大きくなる分布を示し，表層の非液状化層は一体として液状化層の変位に追従する。
- 2) 地盤の流動変位量の水平方向分布について，有限長の模型地盤の中央部ほど大きな変位量であり，斜面山側では引張ひずみ，斜面谷側では圧縮ひずみが発生する。
- 3) 地盤の流動変位量の鉛直方向分布について，その分布形状は曲線分布であり，正弦曲線で近似できる。

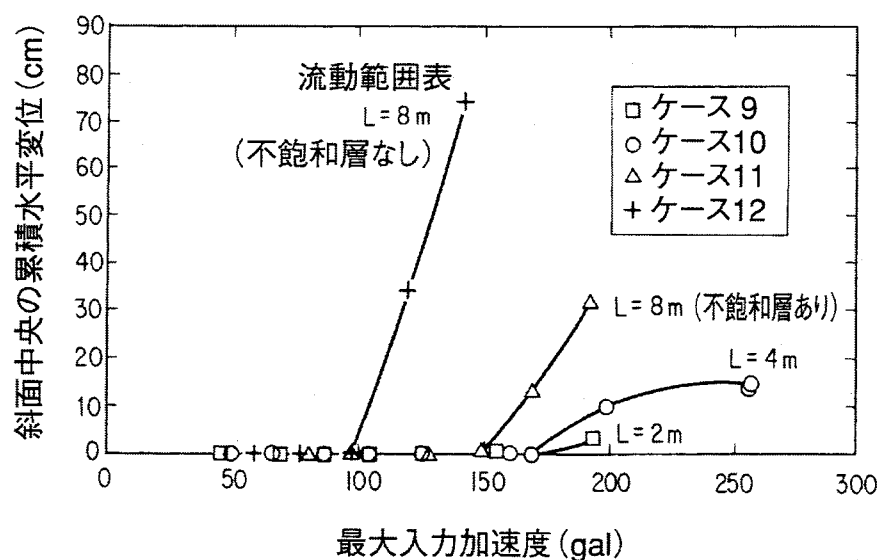


図-3.2.10 流動変位に及ぼす斜面長の影響 (ケース9～12)

- 4) 液状化層内の地盤の応答加速度は、間隙水圧が有効上載圧に達してほぼ完全液状化の状態に達する頃に最大値を示し、その後に急速に減少する。一方、地表面の流動変位量は、過剰間隙水圧比がほぼ0.8~1.0に達する時点において発生し始め、その後の過剰間隙水圧の増加に伴って流動速度が増加する。半無限長の斜面であれば、過剰間隙水圧が最大に達した後も加振中は地表面の流動変位量は単調（流動速度が一定）に増加し続ける。
- 5) 過剰間隙水圧は加振終了後も2分間程度は高い値を保っており、その後10分間以上かけてほぼ0まで消散しているが、地表面の流動変位量は加振終了と同時に停止する。
- 6) 半円錐形の斜面を持つ3次元の模型地盤を1方向に加振すると、円錐の頂点を中心として同心円状にほぼ等しい流動変位量が発生する。従って、地盤流動は加振方向には関係なく斜面の傾斜方向に発生する。
- 7) 地表面が水平の場合には液状化層下面が傾斜していても流動はほとんど発生しない。地表面が傾斜している場合には顕著な流動変位が発生し、液状化層が厚いほど、また地表面の勾配が大きいほど流動変位量が大きくなる。
- 8) 流動する斜面長（＝流動範囲長）が長いほど、小さい入力加速度から流動変位が発生し始め、かつ流動変位量大きい。

### 第3節 数値解析による流動変位量の評価方法

#### 3. 3. 1 地盤のポテンシャルエネルギー最小化による数値解析方法

水平方向の範囲（延長）がLである解析対象の地盤を図-3.3.1のようにモデル化する<sup>9~13)</sup>。ここで、地盤の水平変位および鉛直変位は、それぞれuおよびwで定義する。また、図中のBは液状化層の下面の鉛直位置、Hは液状化層の層厚、Tは表層の非液状化層の層厚、Pは非液状化層の重量を含む上載圧力を表すが、水平位置座標 x により式 (3.3.1) のように表記できる。

$$\left. \begin{aligned} B &= B_0 + a x \\ H &= H_0 + b x \\ T &= T_0 + c x \\ P &= P_0 + e x \end{aligned} \right\} \quad (3.3.1)$$

次に、既往の地盤変位の調査結果および振動台実験結果に基づいて、次の仮定に従って数値解析のためのモデル化を行う。

- ① 液状化地盤の変形は体積一定の下で起こり、連続の式 (3.3.2) が成り立つ。

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (3.3.2)$$

- ② 液状化地盤の水平変位の深度分布は正弦曲線で近似できる。

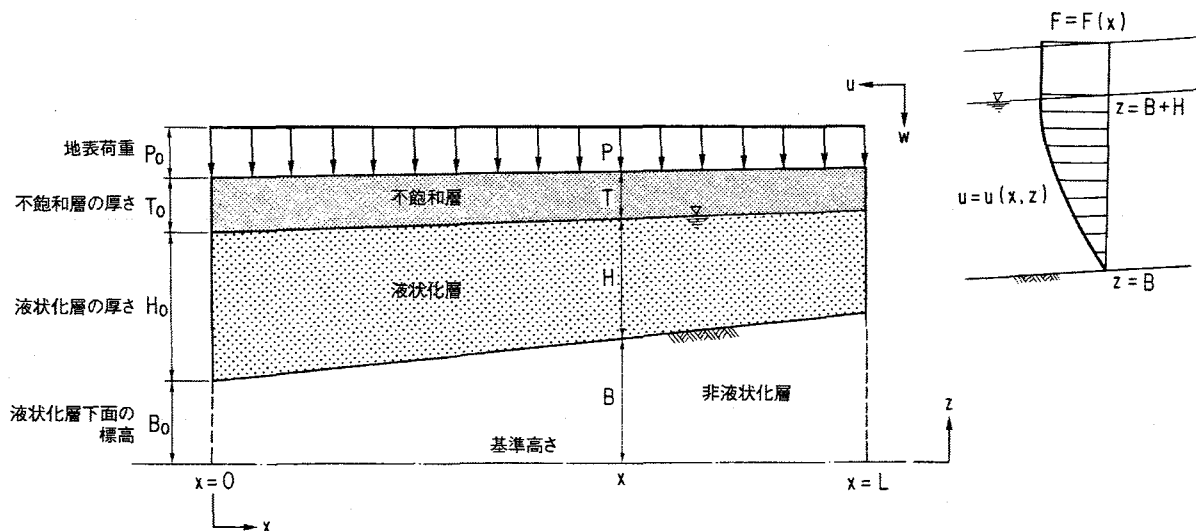


図-3.3.1 流動地盤の解析モデル

- ③ 液状化層上面の水平変位と地表面の水平変位は等しい。つまり、不飽和層は液状化層上面と等しい変形を生じる。

これらの仮定の②および③により、地盤の水平変位は式 (3.3.3) で表される。

$$u = F(x) \sin \left[ \frac{\pi (z - B)}{2H} \right] \quad (3.3.3)$$

ここに、 $u$  : 液状化層内の水平変位

$F(x)$  : 地表面変位

$z$  : 地表面からの深度

- ④ 地表部の不飽和層はヤング率 $E$ の弾性体とする。  
 ⑤ 液状化層の応力・ひずみ関係を式 (3.3.4) で与える。

$$\tau = G \frac{\partial u}{\partial z} + \tau_v \quad (3.3.4)$$

ここに、 $G$  : せん断定数

$\tau_v$  : 残留強度

ここで、地盤流動が発生して地盤が変形し、地盤全体として釣り合い状態で変形が終了したと考えると、 $F(x)$ を未知関数として地盤全体のポテンシャルエネルギーが最小となるように $F(x)$ を決定すればよいことになる。なお、ポテンシャルエネルギーは、液状化層のひずみエネルギー、液状化層の位置エネルギー、表層の非液状化層のひずみエネルギーおよび表層の非液状化層の位置エネルギーの総和とする。なお、 $F(x)$ の詳細は文献11を参照されたい。

### 3. 3. 2 数値解析方法の適用性

図-3.3.2は、振動台実験で用いた地盤模型（ケース10）に対して、数値解析方法を適用した例である。地表部の不飽和層のヤング率および単位体積重量は、それぞれ $50\text{kN/m}^2$ および $14\text{kN/m}^3$ 、また液状化層の単位体積重量は $18\text{kN/m}^3$ と想定する。解析では実験における流動状況に基づいて、斜面上端が水平方向に固定されている場合を想定している。また、地表層のうちで引張り荷重を受ける部分では、砂質土は引張りに抵抗できないので、ヤング率を0とした。計算によれば、斜面上の最大水平変位の解析値は16cm程度であり、実測値の20～25cmとほぼ類似の結果が得られている。

また、図-3.3.3は、日本海中部地震で観測された能代市内の地盤流動地点で想定した地盤モデルであり、同地点で実測された水平変位の分布と数値解析方法の適用結果を対比したものである。地表部の不飽和層のヤング率および単位体積重量は、それぞれ $11,000\text{kN/m}^2$ および $16\text{kN/m}^3$ 、また液状化層の単位体積重量は $18\text{kN/m}^3$ と想定する。なお、解析では現地での流動状況に基づいて、斜面上端を自由としている。同図において、推定値は全体的に実測値よりも大きめの値になっているのは本解析方法が力の釣り合い時の変位を算出する、静的解析であるためである。実際には変位の途中で液状化地盤の剛性が回復して変位が停止することがあり得るが、このような動的解析への展開については、別途研究がなされている<sup>14)</sup>。いずれにしても、斜面方向の水平変位の分布について、斜面上方の水平変位が大きく、下方になるに従って小さくなる傾向は実測値と似た傾向を示す。

以上のように、本節で検討した数値解析方法が液状化による流動変位量を推定する方法の一つとして有効であることが確認できる。

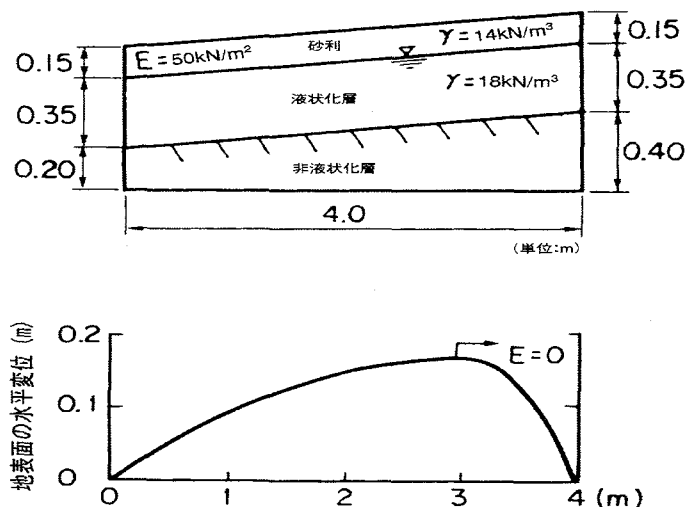


図-3.3.2 振動台実験の地盤模型（ケース10）に対する数値解析方法の適用例

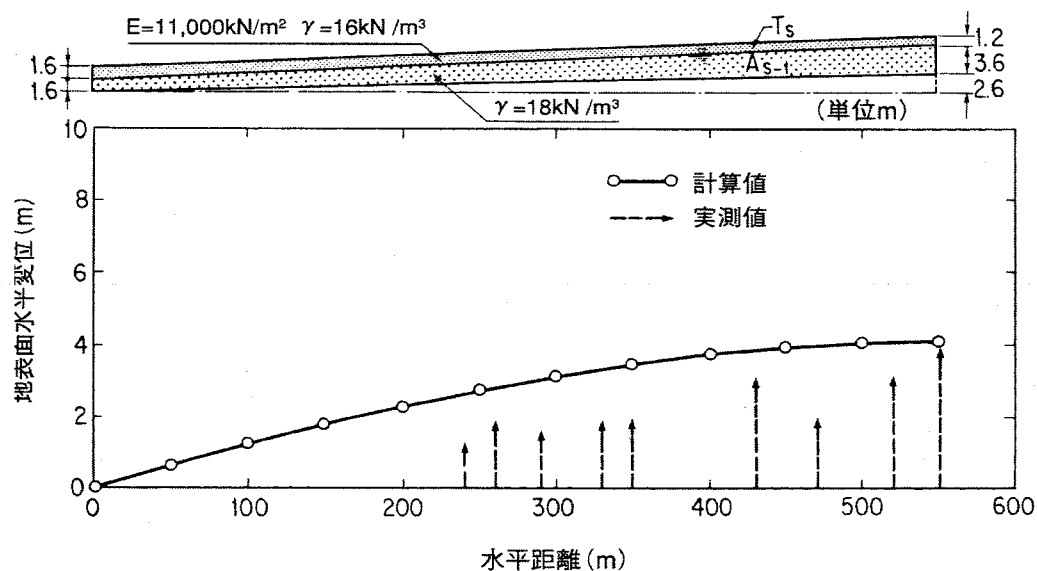


図-3.3.3 日本海中部地震の地盤流動地点に対する数値解析方法の適用例

### 3. 3. 3 まとめ

数値解析による地盤の流動変位量の評価法に関する検討の結果、以下の知見が得られた。

- 1) 地盤流動が発生して地盤が変形し、地盤全体として釣り合い状態で変形が終了する状態を、流動地盤全体のポテンシャルエネルギー、つまり液化化層のひずみエネルギー、液化化層の位置エネルギー、表層の非液化化層のひずみエネルギーおよび表層の非液化化層の位置エネルギーの総和が最小となる状態と考えることにより、数値解析的に流動地盤の変位量を推定できる。
- 2) 1) の数値解析方法によれば、振動台実験による地盤モデルの流動変位量および実地震における流動地盤の流動特性を近似できる。

## 第4節 流動変位量の簡易評価方法

### 3. 4. 1 簡易評価方法

前項で検討した地盤の流動変位量の数値解析方法を用いて、地盤流動に関係する要因を任意に変化させて流動変位量を算定し、この算定値と各要因との回帰分析を行うことにより、地盤の流動変位量の簡易予測方法を検討する<sup>13), 15), 16)</sup>。

図-3.4.1に流動変位の算定のために想定した地盤モデルの概要を示す。第3章・第2節の振動台実験の結果に基づいて、地盤流動に関与する主要因として、流動範囲長、液化化層厚、不飽和層厚および地表面の勾配の4要因を取り上げる。ここで、地表面、非液化化層下面および液化化

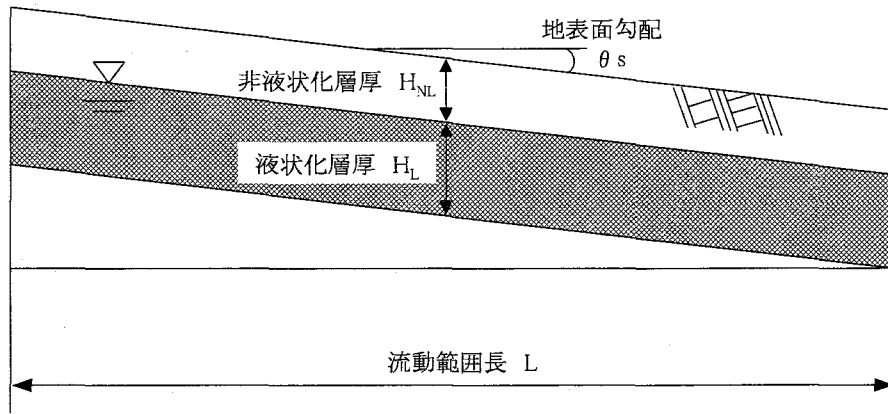


図-3.4.1 流動変位量の簡易評価のための地盤モデル

表-3.4.1 数値解析により流動変位量を算定するために設定した地盤条件

|                        |                                 |
|------------------------|---------------------------------|
| 流動範囲長 $L$ (m)          | 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000 |
| 液状化層厚 $H_L$ (m)        | 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2, 5, 10, 20  |
| 不飽和層厚 $H_{NL}$ (m)     | 1, 2, 5, 10, 19                 |
| 地表面の傾斜角 $\theta_s$ (%) | 0.1, 0.2, 0.5, 1, 2, 5, 10, 20  |

層下面は相互に平行であると仮定する。また、表-3.4.1に流動変位量の算定において変化させた要因ごとの数値を示す。ただし、通常、液状化の対象層は深度20m以浅と考えらるため、液状化層厚 $H_L$ と非液状化層厚 $H_{NL}$ の和が20mを越え、液状化層が深度20m以深の領域に生じるような要因の組み合わせについては、液状化層厚 $H_L$ を $H_L = 20 - H_{NL}$ により求め、不飽和層厚についてはそのままの値を用いて設定する。なお、解析対象地盤の境界条件は斜面上端を自由、斜面下端を固定として、地表面の斜面中央と斜面上端を流動変位量の算定位置とする。

以上の検討条件により、前項の数値解析方法を用いてパラメトリックに流動変位量を算定し、これと前記の4要因との関係を式(3.4.1)で仮定して、回帰分析により係数を算出する。

$$D = a \cdot L^b \cdot H_L^c \cdot H_{NL}^d \cdot \theta_s^e \quad (3.4.1)$$

ここに、 $D$  : 地表面の流動変位量 (m)

$L$  : 流動範囲長 (m)

$H_L$  : 液状化層厚 (m)

$H_{NL}$  : 表層の非液状化層厚 (m)

$\theta_s$  : 地表面の勾配 (%)

$a, b, c, d, e$  : 定数

なお、流動範囲長 $L$ が10～1,000mまでの全データを用いて回帰した場合、流動変位量が大きな領域で相関が悪くなる傾向が見られる。そこで、 $L=10 \sim 100$ mおよび $L=100 \sim 1,000$ mの2種類の流動範囲長に区分すると、それぞれについて式(3.4.2)が誘導できる。

[L=10～100mの場合]

斜面中央：

$$D=1.73 \times 10^{-5} \cdot L^{1.94} \cdot H_L^{0.298} \cdot H_{NL}^{-0.275} \cdot \theta_s^{0.963} \quad (3.4.2.a)$$

斜面上端：

$$D=2.07 \times 10^{-5} \cdot L^{1.96} \cdot H_L^{0.295} \cdot H_{NL}^{-0.276} \cdot \theta_s^{0.978} \quad (3.2.2.b)$$

[L=100～1,000mの場合]

斜面中央：

$$D=1.29 \times 10^{-5} \cdot L^{1.99} \cdot H_L^{0.280} \cdot H_{NL}^{-0.243} \cdot \theta_s^{0.995} \quad (3.4.2.c)$$

斜面上端：

$$D=1.70 \times 10^{-5} \cdot L^{1.99} \cdot H_L^{0.278} \cdot H_{NL}^{-0.242} \cdot \theta_s^{0.995} \quad (3.4.2.d)$$

ここで、濱田ら（1986）<sup>17)</sup> は既往地震での流動現象の調査より、経験的に液状化層厚および地表面あるいは液状化層下面の勾配から流動変位量を算定する式（3.4.3）を提案している。

$$D=0.75\sqrt{H}\sqrt[3]{\theta} \quad (3.4.3)$$

ここに、D：地表面での最大流動変位量（m）

H：液状化層厚（m）

$\theta$ ：地表面勾配あるいは液状化層下面の勾配のいずれか大きい方の勾配（%）

なお、式（3.4.2）による簡易予測値は斜面上端（最大値）および斜面中央での流動変位であるのに対して、式（3.4.3）は想定した地盤流動範囲長内での最大流動変位量である。

### 3. 4. 2 簡易評価方法の適用性（その1）

簡易予測方法の適用性を検証するために、実測データとの比較を行う。実測データおよび地盤図は、Hamada・O'Rourke（1992）<sup>18)</sup>の報告うち、日本海中部地震および新潟地震についてそれぞれ27点および12点を選定する。

図-3.4.2に実地盤の地盤断面図および1983年日本海中部地震で実測された流動変位の計測値を例示する。ある地域での地盤流動変位の簡易推定のためには、対象地域での地盤条件が明らかであることが必要である。図-3.4.2の場合は、延長約600mの範囲において、標準貫入試験（N値）が2箇所、スウェーデン式サウンディング試験（N<sub>sw</sub>, W<sub>sw</sub>値）が3箇所を実施されており、およそその地盤構成（地表面形状、土質分類、土層厚さ等）は把握できる。このような地盤条件をまず調査した後、簡易予測のための条件設定を行うことになる。実地盤での解析モデルの設定方法の概要を図-3.4.3に示す。本研究では、まず以下のようにして流動変位量の予測に必要なパラメータを設定する。

- ① 流動範囲長（L）は、まず地表面勾配の変化に着目して、斜面上端および下端ともに、勾配の変化点、つまり斜面と水平地盤の境界を流動斜面長の境界とする。ここで、入手できる地盤構成の範囲内において斜面の勾配の変化点が捉えられない場合は、得られてい

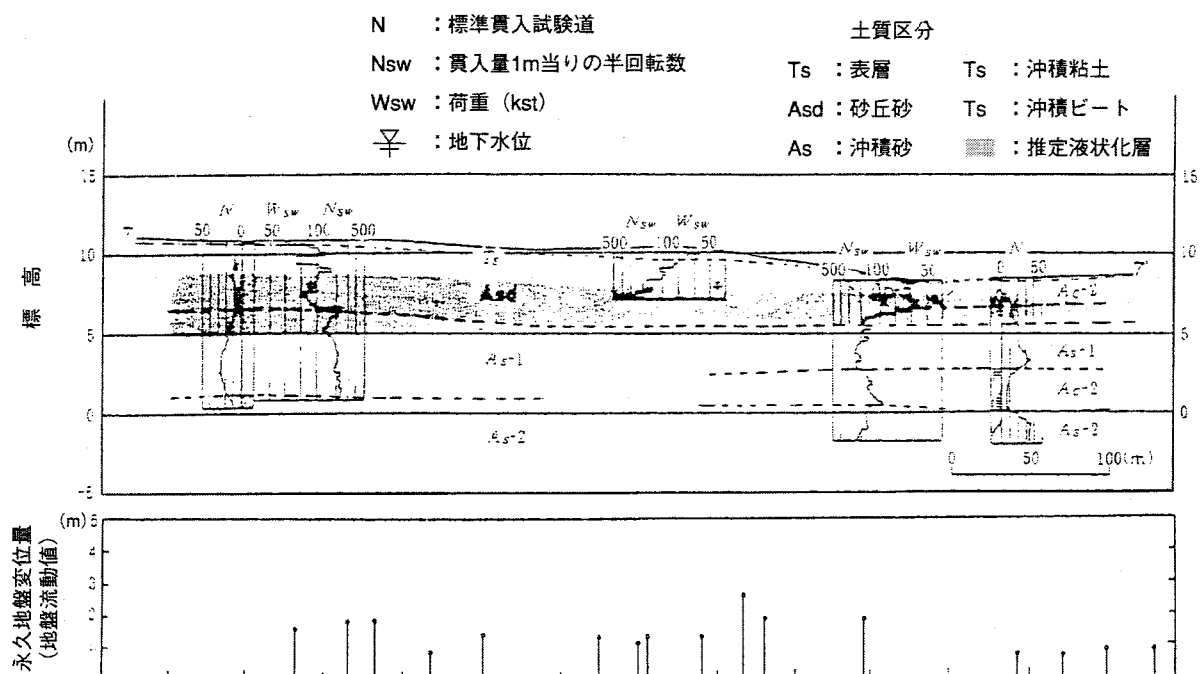


図-3.4.2 原位置での地盤断面図および実測の流動変位量の分布例 (1983年日本海中部地震：能代市)

る地盤構成の境界を流動範囲の境界と見なす。しかし、土質条件（土質、地下水位、N値等）も考慮して、液状化の対象層の存在する範囲内とする。

- ② 液状化層厚（HL）は、土質構成図における飽和したN値の小さい砂質土の分布から判断するが、流動範囲内では非液状化層厚（H<sub>NL</sub>）とともに一様な層厚であると見なして、平均的な層厚を設定する。なお、液状化の判定（例えば、F<sub>L</sub>値）が実施されている場合は、その結果に基づいて対象層を設定する。
- ③ 地表面の勾配（ $\theta_s$ =液状化層の勾配）は、流動地盤内において一様な勾配であるとし、地表面の地形から平均的な勾配を設定する。

なお、実地盤での地盤構成が流動範囲長を決めるのに不十分な場合もあるため、本研究では、図-3.4.4に示すように、入手できる地盤断面の両端の状況から、流動範囲の設定の明確さに応じて地盤状況を分類1～分類4までの4種類に分類し、流動範囲長の設定の分類別に実測値と予測値を比較する。

図-3.4.5に斜面の上端が自由であると仮定して、流動範囲長 $L=100\sim1,000\text{m}$ の場合について、式（3.4.2）による斜面中央および斜面上端で算出した予測流動変位量と実測流動変位量（流動範囲での最大値）の比較結果を示す。ここで、図-3.4.5(a)は地盤の分類1～3に該当する地点が対象であり、斜面の上端および下端の境界が、両方あるいは一方が明らかである場合の結果である。一方、図-3.4.5(b)は地盤の分類4に該当する地点が対象であり、斜面の上端および下端の境界のいずれも明らかでない場合の結果である。



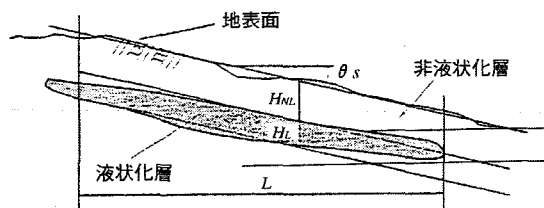


図-3.4.3 流動変位量の簡易評価のための地盤モデル (その1)

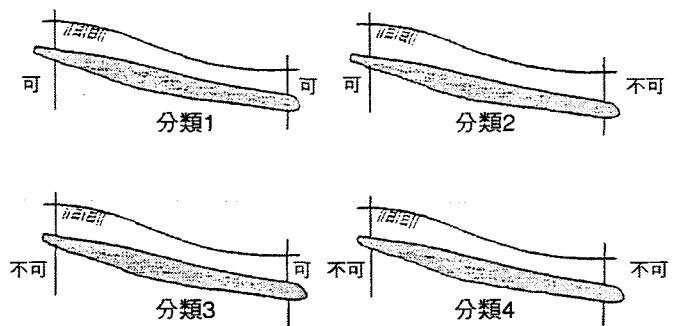
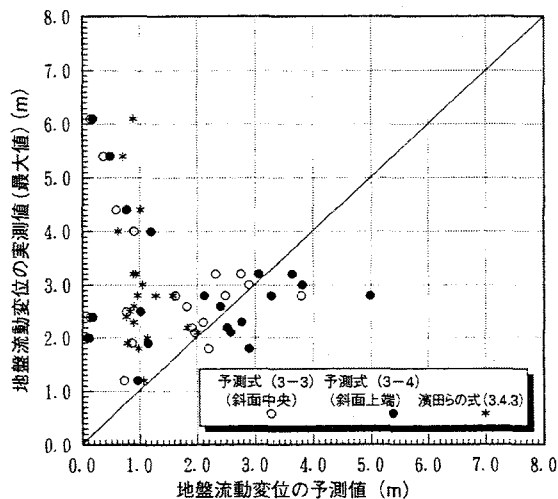
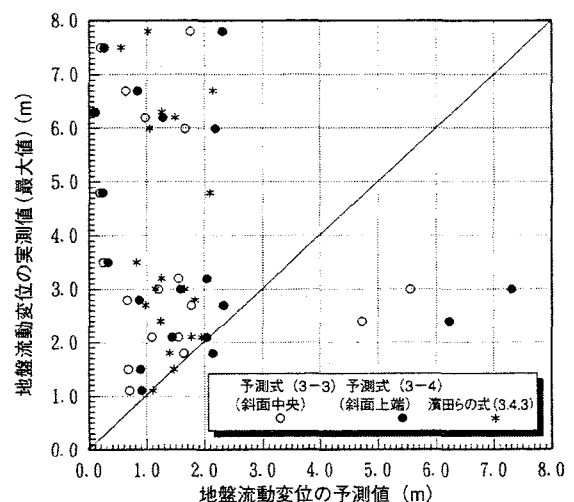


図-3.4.4 流動範囲長の設定の可否による地盤の分類



(a) 地盤の分類1～3の場合



(b) 地盤の分類4の場合

図-3.4.5 流動変位量の簡易評価値と実測値の比較

なお、濱田らの予測式 (3.4.3) による流動変位を併記したが、流動変位量の算定に必要な液化化層厚および勾配は濱田らの報告に記載された地盤断面図から読みとった数値に基づいている。従って、濱田らが予測式を導く際の際の原データとは必ずしも一致していないことに注意が必要であるが、顕著な差異はないものと考えられる。

これらの結果において、予測値が小さい領域で実測値がかなり大きい場合があるが、これは実測値において勾配が小さいにもかかわらず流動変位量が大きいためである。このため、本予測法では勾配が小さい領域で (数%程度以下) で推定精度が悪い場合があることに注意が必要である。これは、濱田らの予測式でも同様であるが、流動の基本特性として、地表面の勾配が大きいほど流動変位量が大きいの前提で予測式が構築されているためである。

また、図-3.4.5(a)の結果からも分かるように、実地盤の地盤構成が明らかなほど推定精度がよい傾向がある。これは、原位置での地盤条件（流動範囲長等）の的確な把握の必要性を示唆するものである。

### 3. 4. 3 簡易評価方法の適用性（その2）

流動変位量の簡易予測式（3.4.2）による予測精度を向上させるために、液状化層の勾配と同等と見なしている地表面の勾配（ $\theta$ ）の設定法および勾配が一樣な斜面ではない河川護岸におけるパラメータの設定手法に関して検討する<sup>16)</sup>。

まず、地表面の勾配（ $\theta$ ）について、前項では「流動地盤内において一樣な勾配であると見なし、地表面の地形から平均的な勾配を設定する」とするが、ここでは図-3.4.6に示すように液状化層下面の平均勾配（ $\theta_b$ ）に着目して、地表面の平均勾配とする場合（ $\theta = \theta_s$ ）および地表面の平均勾配と液状化層下面の平均勾配のうち大きい方の勾配とする場合（ $\theta = \max(\theta_s, \theta_b)$ ）の比較を行う。

実測データおよび地盤図は、Hamada・O'Rourke（1992）<sup>18)</sup>の報告のうち、日本海中部地震および新潟地震についてそれぞれ21点および20点を選定する。予測値と実測値の比較においては、図-3.4.7に示すように、①流動範囲内で測定された実測流動変位量の平均値と斜面中央での予測値の比較、および②流動範囲内の実測流動変位量の平均値以上の流動量の平均値と斜面上端での予測値の両者で実施する。

比較結果を図-3.4.8(a)および(b)に示す。両図から、地表面の平均勾配とする場合（ $\theta = \theta_s$ ）よりも地表面の平均勾配と液状化層下面の平均勾配のうち大きい方の勾配とする場合（ $\theta = \max(\theta_s, \theta_b)$ ）の方が、実測値に対する予測値の改善が図られている。このことから、斜面上端での予測流動変位量は実測流動変位量の平均値より大きい流動変位量の平均値に、また斜面中央での予測流動変位量は実測流動変位量の平均値に対応していると考えるのが適当である。

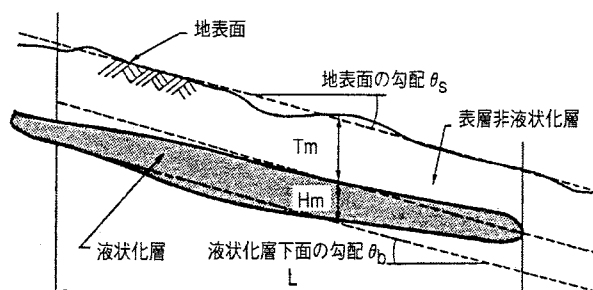


図-3.4.6 流動変位量の簡易評価のための地盤モデル（その2）

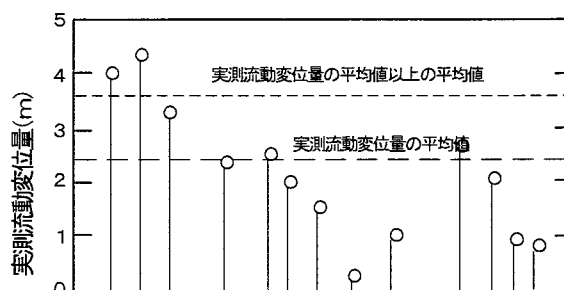


図-3.4.7 実測流動変位量の設定法

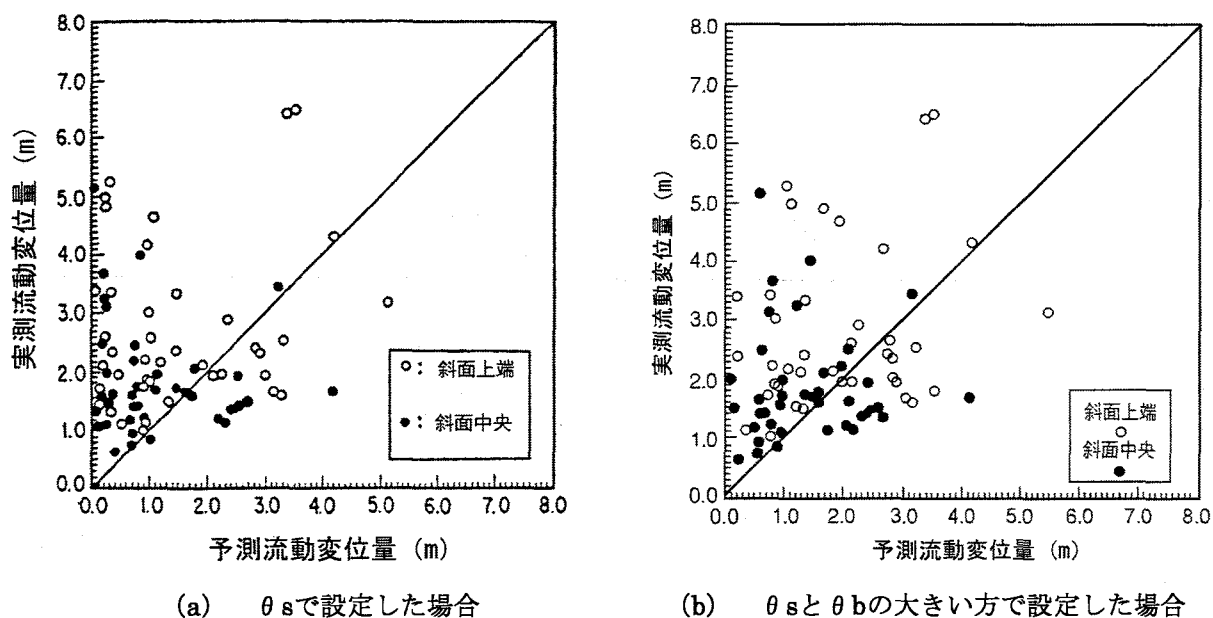


図-3.4.8 勾配の設定法の差異による流動変位量の簡易評価結果の比較

また、河川護岸のように局所的な地盤条件の変化部における各パラメータ（流動範囲長および勾配）の設定法について、信濃川護岸の3地点を解析対象地点として検討する。護岸部での流動範囲長および勾配の設定法の概念を図-3.4.9に示す。同図において、設定法Aはボーリング地点（図中の①）と護岸の端部（図中の②）までを流動範囲として、勾配を設定する方法である。また、設定法Bはボーリング地点（図中の①）から河道の最深部（図中の③）までを流動範囲として、勾配を設定する方法である。解析対象地点における1964年新潟地震での実測流動変位量と予測式（3.4.2）により算出した斜面上端（図中の①）および斜面中央（図中の流動範囲の中央）での予測流動変位量の比較結果を図-3.4.10に示す。同図によれば、設定法Aによる予測値は実測値より小さくなり、設定法Bによる予測値は実測値より大きくなる傾向がある。

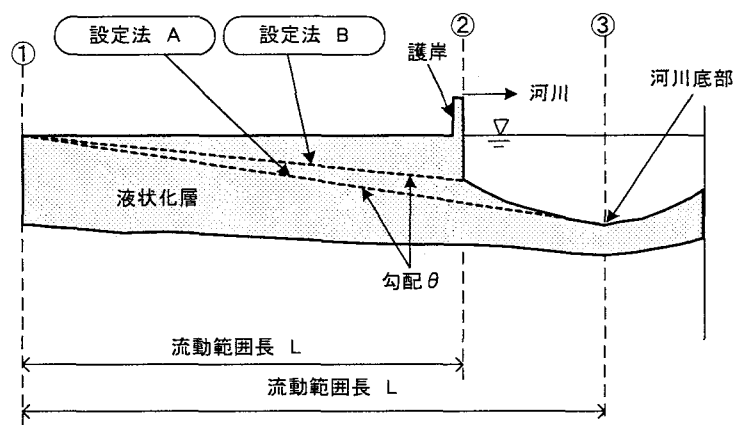


図-3.4.9 河川護岸での地盤条件の設定法

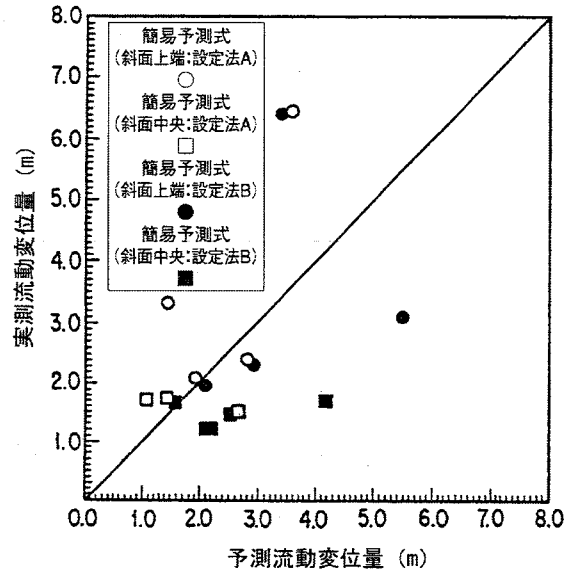


図-3.4.10 流動範囲長の設定法の差異による河川護岸での流動変位量の評価結果の比較

### 3. 4. 4 まとめ

第3章・第3節で提示した地盤の流動変位量の数値解析方法を適用して流動変位量の簡易評価方法に関して検討した結果、以下の知見が得られた。

- 1) 地盤流動に関与する主要因として、流動範囲長、液状化層厚、不飽和層厚および地表面の勾配の4要因を取り上げ、地盤のポテンシャルエネルギー最小化による数値解析方法を用いて流動変位量を算定し、4要因との関係を式(3.4.1)で仮定することにより、流動範囲長(L)を10~100mおよび100~1,000mに区分すると、斜面中央および斜面上端の流動変位量の予測式は、次式で提案できる。

[L=10~100mの場合]

$$\text{斜面中央: } D = 1.73 \times 10^{-5} \cdot L^{1.94} \cdot H_L^{0.298} \cdot H_{NL}^{-0.275} \cdot \theta_s^{0.963}$$

$$\text{斜面上端: } D = 2.07 \times 10^{-5} \cdot L^{1.96} \cdot H_L^{0.295} \cdot H_{NL}^{-0.276} \cdot \theta_s^{0.978}$$

[L=100~1,000mの場合]

$$\text{斜面中央: } D = 1.29 \times 10^{-5} \cdot L^{1.99} \cdot H_L^{0.280} \cdot H_{NL}^{-0.243} \cdot \theta_s^{0.995}$$

$$\text{斜面上端: } D = 1.70 \times 10^{-5} \cdot L^{1.99} \cdot H_L^{0.278} \cdot H_{NL}^{-0.242} \cdot \theta_s^{0.995}$$

ここで、斜面中央での予測流動変位量は実測流動変位量の平均値、斜面上端の予測流動変位量は実測流動変位量の平均値より大きい流動変位量の平均値に対応する。

- 2) 1) の予測式を適用する場合、以下に従って流動変位量の予測に必要なパラメータの設定を行うことが妥当である。
  - ① 流動範囲長 (L) は、まず地表面勾配の変化に着目して、斜面上端および下端ともに、勾配の変化点、つまり斜面と水平地盤の境界を流動斜面長の境界にする。ここで、入手さ

れた地盤構成の範囲内において斜面の勾配の変化点が捉えられない場合は、得られている地盤構成の境界を流動範囲の境界と見なす。しかし、土質条件（土質、地下水位、N値等）も考慮して、液状化の対象層の存在する範囲内とする。

- ② 液状化層厚（ $H_L$ ）は、土質構成図における飽和したN値の小さい砂質土範囲から判断するが、流動範囲内では非液状化層厚（ $H_{NL}$ ）とともに一様な層厚であると見なして、平均的な層の厚さを設定する。なお、液状化の判定（例えば、 $F_L$ 値）が実施されている場合は、その結果に基づいて対象層を設定する。
- ③ 地表面の勾配（ $\theta$ ）は、地表面の平均勾配と液状化層下面の平均勾配のうち大きい方の勾配とする場合（ $\theta = \max(\theta_s, \theta_b)$ ）とする。
- ④ 河川護岸のように局所的な地盤条件の変化部においては、河道側の流動範囲の境界は河道の最深部位置とする。

## 第5節 結論

本章では、液状化層厚、地表面の勾配、液状化層下面の勾配、斜面長等の要因を変えた模型振動実験により、地盤流動の発生特性および影響要因を検討した。また、流動地盤全体のポテンシャルエネルギーを最小とすることにより流動変位量を算出する数値解析方法について、既往地震履歴および模型振動実験によりその適用性を検証した。さらに、同数値解析方法を用いたパラメトリックな計算に基づいて、流動変位量の簡易評価方法を検討するとともに、その適用性の検証を行った。

その結果、地盤流動に関与する主要な4つの地盤条件（液状化層厚、不飽和層厚、地表面の勾配および流動範囲長）を明らかにするとともに、流動地盤の変位量について、地盤のポテンシャルエネルギー最小化による数値解析方法の適用性を確認し、さらに地盤の流動範囲長に着目した流動変位量の簡易評価方法を提案した。

主要な研究結果は、以下に要約できる。

- 1) 模型地盤における地盤流動は、加振方向に関係なく斜面の傾斜方向に発生し、地表面における変位量は有限長の模型地盤の中央部で最大であり、液状化層厚あるいは地表面勾配が大きいほど大きい。
- 2) 地表面の流動変位は過剰間隙水圧比がほぼ0.8～1.0に達する時点において発生し始め、加振中は過剰間隙水圧比がほぼ一定のままで流動変位が増加し続けるが、加振終了後は過剰間隙水圧が高くとも、流動は加振終了と同時に停止する。
- 3) 振動台実験によれば、地盤流動に関与する主要な地盤条件は液状化層厚、不飽和層厚、地表面の勾配および流動範囲長の4要因である。
- 4) 流動地盤全体のポテンシャルエネルギーを最小とすることにより流動地盤の変位量を評価する数値解析方法は、振動台実験による地盤模型の流動変位量および実地震における流動

地盤の流動特性を近似でき、流動地盤の変位量の評価方法として有効である。

- 5) 流動範囲長 ( $L$ )、液状化層厚 ( $H_L$ )、不飽和表層厚 ( $H_{NL}$ ) および地表面の平均勾配と液状化層下面の平均勾配のうち大きい方の勾配 ( $\theta_s$ ) の4要因を用いることにより、流動範囲長に応じた斜面中央および斜面上端における流動変位量  $D$  (m) の簡易評価方法を提案した。

### 参考文献（第3章）

- 1) 濱田政則・安田進・磯山龍二・恵本克利：液状化による地盤の永久変位の測定と考察，土木学会論文集，No.376／Ⅲ-6，pp.211-220，1986
- 2) 松本秀應・常田賢一・佐谷祥一：液状化による地盤流動に関する模型実験，第25回土質工学研究発表会，pp.1045-1046，1990
- 3) Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H. and Saya, S. : Experimental Study on Lateral Flow of Ground Induced by Soil Liquefaction, Proc. 8<sup>th</sup> Japan Earthquake Engineering Symposium-1990, pp.825-830, 1990
- 4) 佐々木康・常田賢一・松本秀應・佐谷祥一：液状化に伴う地盤流動特性，土木技術資料，第33巻，第1号，pp.56-61，1991
- 5) 松本秀應・常田賢一・佐谷祥一：液状化に伴う流動特性に与える境界条件の影響の検討，第21回地震工学研究発表会，pp.269-272，1991
- 6) Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H. and Saya, S. : Experimental study on lateral flow of ground due to soil liquefaction, Proc. 2<sup>nd</sup> International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St.Louis, USA, pp.263-270, 1992
- 7) 松本秀應・常田賢一・佐谷祥一：液状化による地盤の流動特性に関する実験的検討，土木学会第46回年次学術講演会，pp.228-229，1991
- 8) Sasaki, Y., Towhata, I., Tokida, K., Yamada, K., Matsumoto, H., Tamari, Y. and Saya, S. : Mechanism of permanent displacement of ground caused by seismic liquefaction, Soils and Foundations, Vol.32, No.3, pp.79-96, 1992
- 9) Towhata, I., Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H. and Tamari, Y. : Permanent displacement of liquefied ground, Proc. 9<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.437-440, 1991
- 10) Tokida, K., Matsumoto, H., Towhata, I. And Sasaki, Y. : Study on prediction of lateral ground flow by soil liquefaction and its influence on piles, Proc. 24<sup>th</sup> Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Gaithersburg, USA, pp.329-338, 1992
- 11) Towhata, I., Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H., Tamari, Y. and Yamada, K. : Prediction of permanent displacement of liquefied ground by means of minimum energy principle, Soils and Foundations, Vol.32, No.3, pp.97-116, 1992
- 12) Tokida, K., Matsumoto, H., Azuma, T. and Towhata, I. : Simplified procedure to estimate lateral ground flow by soil liquefaction, Proc. 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Bath, UK, pp.381-396, 1993
- 13) 常田賢一・松本秀應・東拓生・東畑郁生・佐々木康：液状化による地盤流動変位の簡易予測，土木技術資料，第35巻，第5号，pp.44-49，1993
- 14) Towhata, I., Orense, R.P. and Toyota, H. : Mathematical principles in prediction of lateral ground displacement induced by seismic liquefaction, Soils and Foundations,

Vol.39, No.2, pp.1-19, 1999

- 15) 東拓生・常田賢一・松本秀應・東畑郁夫：液状化による地盤流動量の簡易予測，土木学会第47回年次学術講演会，Ⅲ，pp.163-164，1993
- 16) 東拓生・常田賢一・二宮嘉朗・東畑郁夫：液状化による地盤流動量の簡易予測法，土木学会関東支部第20回技術研究発表会，pp.202-203，1994
- 17) 濱田政則・安田進・磯山龍二・恵本克利：液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究，土木学会論文集，No.376／Ⅲ-6，pp.221-229，1986
- 18) Hamada, M. and O'Rourke T.D. : Case studies of liquefaction and lifeline performance during past earthquake Vol.1 Japanese case studies, NCEER-92-001, National Center for Earthquake Engineering Research, 1992



## 第4章 土木構造物に対する地盤液状化および地盤流動の影響評価

### 第1節 概説

土木構造物の設計を合理化するためには、地盤液状化の発生特性の評価に加えて、構造物に対する液状化の影響を考慮した設計法を確立することが重要である。

本章では、土木構造物の地震時安定性に関与する要因として、過剰間隙水圧、地盤反力係数および流動力を取り上げて、それらの発生特性の解明および設計への反映のための簡易評価方法を検討する。また、土木構造物の地震時挙動の被害形態として、地中構造物の浮き上がりおよび橋梁の被害を取り上げ、それぞれ浮き上がりの発生特性および被害程度の簡易評価方法を検討する。

第2節は液状化に伴う過剰間隙水圧の発生特性について、動的土質試験および振動台実験により明らかにするとともに、本研究で提案する液状化抵抗率 ( $F_L$ ) を用いた過剰間隙水圧比の簡易評価方法を検討する。

第3節は新たに製作した試験機を用いた実験により、液状化に伴う地盤反力の低減特性を明らかにするとともに、本研究で提案する液状化抵抗率 ( $F_L$ ) を用いた地盤反力係数の低減特性の簡易評価方法を検討する。

第4節は新たな実験方法により、液状化に起因する流動地盤中にある杭基礎に作用する流動力の特性を明らかにするとともに、設計上の留意事項を明らかにする。

第5節は振動台実験により、液状化による地中構造物の浮き上がり特性を明らかにするとともに、浮き上がりメカニズムを踏まえた抑制壁構造による構造的な浮き上がり対策を提案し、対策の有効性を検討する。

第6節は液状化による橋梁基礎の被害の評価について、本研究で提示する液状化抵抗率 ( $F_L$ ) および地盤種別等の比較的容易に入手できるデータを用いて簡易に橋梁基礎の耐震性を判定する評価方法および実務に反映するための耐震点検方法を検討する。

### 第2節 過剰間隙水圧の簡易評価方法

#### 4. 2. 1 概説

地盤の液状化の程度は過剰間隙水圧の上昇程度により判断できるが、本節では、動的土質試験および第2章・第3節の模型振動実験の結果に基づいて、液状化抵抗率 ( $F_L$ ) を用いて過剰間隙水圧比 ( $L_u = \Delta u / \sigma_v'$ ) を定量的に評価する方法を検討する<sup>1)~5)</sup>。

## 4. 2. 2 動的強度試験に基づく液状化抵抗率と過剰間隙水圧の関係

砂試料の振動3軸試験によれば、応力比（ $\tau/\sigma_v'$ ）と液状化時の繰り返し回数（ $N_1$ ）の関係を両対数で表すと、図4.2.1のようにほぼ直線の関係が得られる<sup>1)</sup>。この関係は式（4.2.1）で近似できる。

$$\left(\frac{\tau}{\sigma_v'}\right) = aN_1^b \quad (4.2.1)$$

ここに、 $\tau$ ：せん断応力(kN/m<sup>2</sup>)， $\sigma_v'$ ：有効上載圧(kN/m<sup>2</sup>)

DA：繰り返し载荷により発生する軸ひずみのpeak to peakのひずみで、軸ひずみ両振幅と呼ぶ

a, b：軸ひずみ両振幅により決まる定数

地盤の動的せん断強度比（R）と地震時せん断応力比（L）は、それぞれ式（4.2.2）および式（4.2.3）で表される。

$$R = \left(\frac{\tau_R}{\sigma_v'}\right) \quad (4.2.2)$$

$$L = \left(\frac{\tau_L}{\sigma_v'}\right) \quad (4.2.3)$$

ここに、 $\tau_R$ ：動的せん断強度， $\tau_L$ ：動的せん断応力

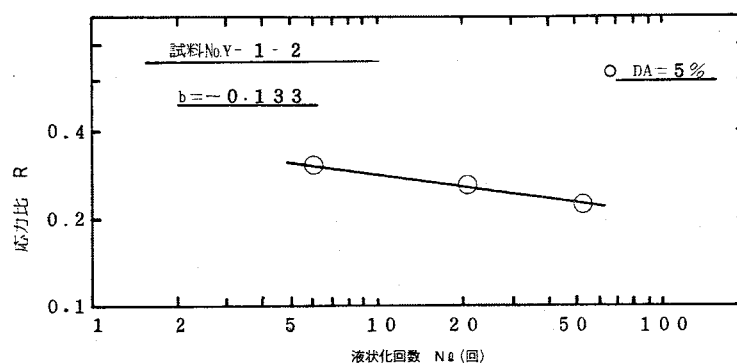


図-4.2.1 液状化回数  $N_1$  と応力比  $R (= \tau/\sigma_v')$  の関係例

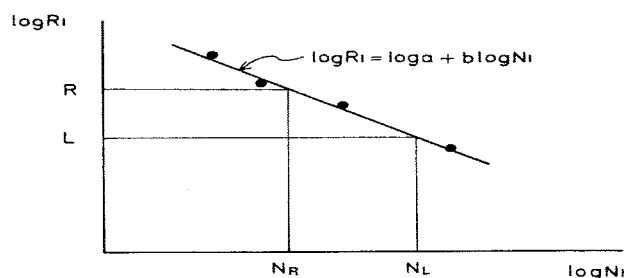


図-4.2.2 RとLの関係および  $N_R$ と $N_L$ の関係の概念

さらに、図4.2.2に示すように、Rの応力比では繰り返し回数 $N_R$ で、またLの応力比では繰り返し回数 $N_L$ で液状化すると考えると、それぞれ式 (4.2.4) および式 (4.2.5) が成り立つ。

$$R = aN_R^b \quad (4.2.4)$$

$$L = aN_L^b \quad (4.2.5)$$

これらの両式から、液状化に対する抵抗率 ( $F_L$ ) は式 (4.2.6) で表される。

$$F_L = \frac{R}{L} = \frac{aN_R^b}{aN_L^b} = \left( \frac{N_R}{N_L} \right)^b \quad (4.2.6)$$

ここで、 $N_L$ が液状化するまでの回数であり、 $N_R$ が液状化過程中的回数とすると、式 (4.2.7) が得られる。

$$\frac{N_R}{N_L} = \frac{N}{N_1} \quad (4.2.7)$$

そして、式 (4.2.6) および式 (4.2.7) から式 (4.2.8) が導かれる。

$$\frac{N}{N_1} = F_L^{1/b} \quad (4.2.8)$$

ここで、液状化するまでの繰り返し回数を $N_1$ とし、液状化過程中的繰り返し回数を $N$ とすると、 $N/N_1$ と過剰間隙水圧比  $\Delta u / \sigma_v'$  との間には、例えば図4.2.3 (図中のSite Bおよびsite Gは第2章・第2節参照) のような関係が得られている。これらの関係を式 (4.2.9) で表記するが、 $N/N_1$ と  $\Delta u / \sigma_v'$  の関係が定式化できれば、 $N/N_1$ から  $\Delta u / \sigma_v'$  が推定できることになる。

$$\frac{\Delta u}{\sigma_v'} = f\left(\frac{N}{N_1}\right) \quad (4.2.9)$$

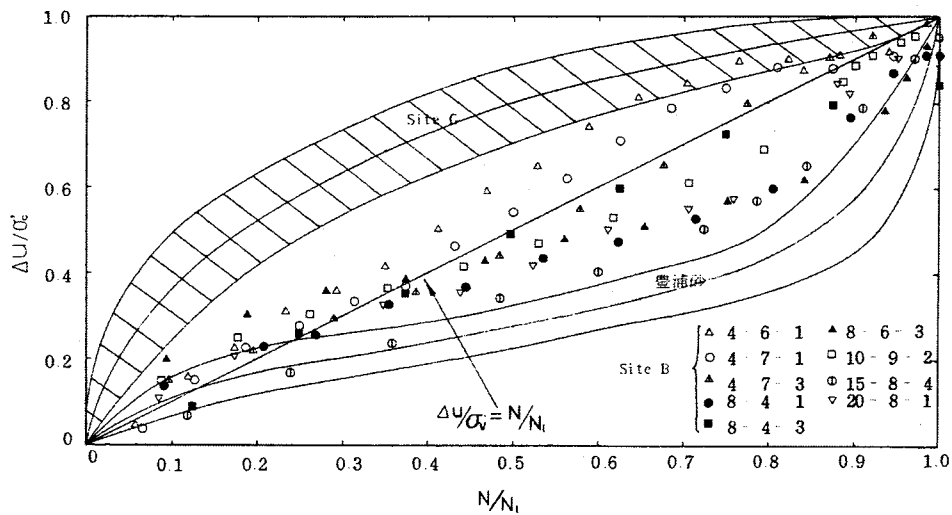


図-4.2.3  $\Delta u / \sigma_v'$  と  $N / N_1$  の関係

例えば、図4.2.3において  $\Delta u / \sigma_v' = N / N_1$  で関係付けられる場合は、式 (4.2.10) の関係が成り立つ。

$$\frac{\Delta u}{\sigma_v'} = \frac{N}{N_1} = F_L^{1/b} \quad (4.2.10)$$

なお、定数  $b$  は軸ひずみ両振幅 (DA) により異なり、地盤のせん断強度比 (R) の定義の裏付けとなっている  $DA=5\%$  では、 $b = -0.17$  であることが報告されている<sup>1)</sup>。この場合、式 (4.2.10) の関係は式 (4.2.11) になる。

$$\frac{\Delta u}{\sigma_v'} = F_L^{-1/0.17} \cong F_L^{-6} \quad (4.2.11)$$

本法では、繰り返し回数  $N_1$  は液状化発生時、つまり過剰間隙水圧比が 1.0 となる時の繰り返し回数と定義しているため、図4.2.3における  $\Delta u / \sigma_v'$  と  $N / N_1$  の関係如何に関わらず、 $F_L$  が 1.0 の場合の過剰間隙水圧比は必然的に 1.0 となる。

### 4. 2. 3 振動台実験に基づく液状化抵抗率と過剰間隙水圧の関係

図4.2.4は、図2.3.11～2.3.18におけるA法の結果に基づいて、液状化抵抗率 ( $F_L$ ) と式 (4.2.12) により定義する過剰間隙水圧比 ( $L_u$ ) の関係を集約した結果である。ここで、過剰間隙水圧比は地盤の液状化の程度を表す指標であり、過剰間隙水圧比が 0 である非液状化の状態、1.0 である完全液状化の状態、0 と 1.0 の間にある部分液状化の状態に区分できる。

$$L_u = \frac{\Delta u}{\sigma_v'} \quad (4.2.12)$$

ここに、 $L_u$  : 過剰間隙水圧比

$\Delta u$  : 過剰間隙水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

$\sigma_v'$  : 有効上載圧 ( $\text{kN/m}^2$ )

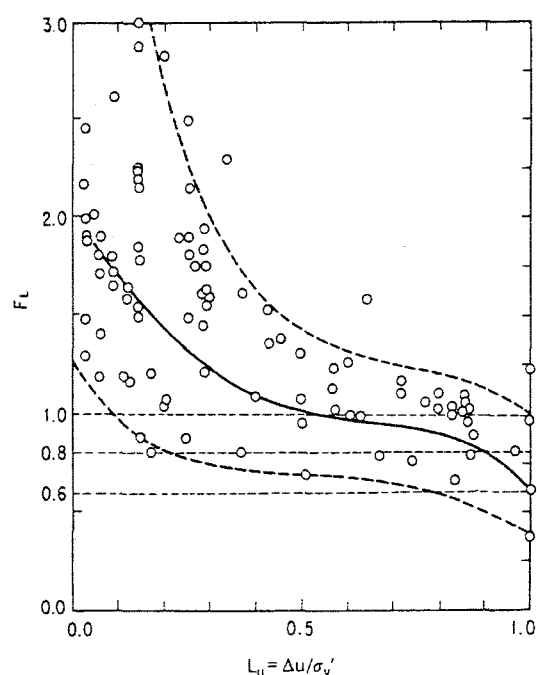


図-4.2.4 振動台実験による  $F_L$  と  $\Delta u / \sigma_v'$  の関係

図4.2.4によれば、データの分布に幅があるものの、過剰間隙水圧比が増加して液状化の程度が進行するのに伴って、 $F_L$ 値が減少することが分かる。ここでは、これらのデータの幅およびその平均的な変化特性を、それぞれ図中の点線および実線で表示する。この平均的な実線によれば、 $F_L$ 値を用いて簡便的に過剰間隙水圧比が算定できる。

また、平均的な実線によると、液状化抵抗率 ( $F_L$ ) と過剰間隙水圧比 ( $L_u$ ) の関係は式 (4.2.13) のように対比できる。

$$\left. \begin{array}{ll} 1.0 < F_L & : 0 \leq L_u < 0.5 \\ 0.8 < F_L \leq 1.0 & : 0.5 \leq L_u < 0.9 \\ 0.6 < F_L \leq 0.8 & : 0.9 \leq L_u < 1.0 \\ F_L \leq 0.6 & : L_u = 1.0 \end{array} \right\} \quad (4.2.13)$$

これによれば、 $L_u=0.5$ では $F_L=1.0$ となり、完全液状化の状態である $L_u=1.0$ では $F_L=0.6$ 程度になる。換言すれば、 $F_L=1.0$ においては、有効上載圧の50%程度の過剰間隙水圧が発生した部分液状化状態であること、 $F_L>1.0$ においても相応の過剰間隙水圧が発生していること、 $F_L<0.6$ では完全液状化の状態であるが、 $1.0>F_L>0.6$ では部分液状化状態であることが読みとれる。

前項の動的土質試験による評価方法と比較すると、過剰間隙水圧は $F_L=1.0$ を挟んで連続的に変化しており、より自然である。

#### 4. 2. 4 液状化抵抗率による過剰間隙水圧の評価方法

動的土質試験および振動台実験の結果から提示した過剰間隙水圧の評価方法を図4.2.5に集約する。同図では、式 (4.2.11) による算定曲線および図-4.2.4の振動台実験結果から設定した平均曲線に加えて、図-4.2.3において上に凸な関係であるSite Gおよび下に凸な関係である豊浦砂の平均曲線に基づいた推定曲線、および式 (4.2.14) のように  $\Delta u / \sigma_v'$  に対する  $N/N_1$  の影響度を1/2で評価した推定曲線を併記している。

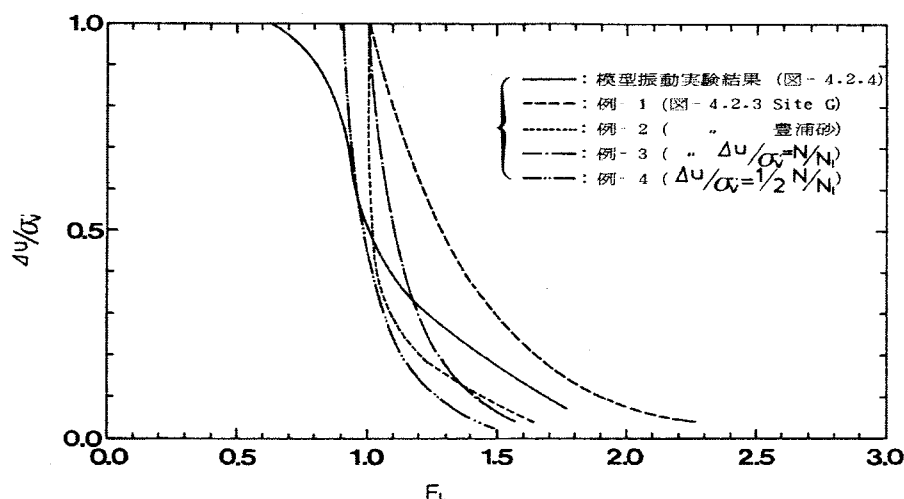


図-4.2.5 動的強度試験および振動台実験による $F_L$ と $\Delta u / \sigma_v'$ の関係の集約

$$\frac{\Delta u}{\sigma_v'} = \frac{1}{2} F_L^{-1/0.17} = \frac{1}{2} F_L^{-6} \quad (4.2.14)$$

動的土質試験の結果に基づく式(4.2.11)は、「 $F_L=1$ の定義は軸ひずみ両振幅 $DA=5\sim 6\%$ で過剰間隙水圧比が1.0であること」の前提に立っているため、 $F_L=1.0$ で過剰間隙水圧比は1.0であり、かつ $F_L=1.0$ を境にして急激に変化することは必然である。

ここで、第2章・第2節の図-2.2.1は原位置の不攪乱砂質土試料を用いて実施した振動3軸試験結果について、せん断応力比と繰り返し回数の関係において $DA=1, 2, 6, 10\%$ に達した時点および過剰間隙水圧比が1.0に達した時点( $\sigma_e'=0$ )の比較例である。同図から、動的せん断強度比( $R$ )の定義に係わる $DA=6\%$ に達した時点では、過剰間隙水圧比は1.0に達していないことが分かる。また、安田(1988)<sup>6)</sup>は応力比と液状化回数の関係における $DA=2, 5, 10\%$ および過剰間隙水圧比がほぼ1.0に達した時点の比較から、ゆる詰めや密詰めで $DA=5\%$ 程度以下で過剰間隙水圧比がほぼ1.0に達しているが、細粒分を多く含む場合は $DA=5, 10\%$ でも過剰間隙水圧比は1.0に達していないことを指摘している。

このように、 $F_L=1$ は液状化に相当する状態とされているが、動的せん断強度比( $R$ )の定義からすると、土質特性によっては必ずしも過剰間隙水圧比が1.0ではない場合があることになる。ここで、 $F_L>1.0$ でも過剰間隙水圧比が1.0となることもあり得るが、 $F_L=1$ を液状化の判断基準としていることから除外して考えることとすると、「 $DA=5\sim 6\%$ で過剰間隙水圧比が1.0であること」は最も危険側の状態を想定するものであり、地盤反力あるいは浮き上がりに対する過剰間隙水圧の影響を考える場合、 $F_L\leq 1.0$ であっても或る程度の有効応力を保持すると考えることが合理的である。

従って、過剰間隙水圧の発生特性は振動台実験の結果、つまり図-4.2.4のように考えるのが妥当と考えられる。そこで、図-4.2.4の結果に基づいて、次の仮定に従って液状化抵抗率と過剰間隙水圧の変化曲線を式(4.2.15)により近似する。

仮定1： $F_L=1.0$ で過剰間隙水圧比 $L_u$ は0.5である。

仮定2： $F_L=0$ で過剰間隙水圧比 $L_u$ は1.0である。

仮定3： $F_L=2.0$ で過剰間隙水圧比 $L_u$ は0である。

なお、仮定3は第2章・第3節の図-2.3.24の設定に対応させて、液状化の対象領域を $F_L=2.0$ までとしたことによる。

$$\left. \begin{aligned} L_u &= 1 - \frac{1}{2} F_L^\alpha & (0 \leq F_L \leq 1.0) \\ L_u &= \frac{1}{2} (F_L - 2)^\alpha & (1.0 \leq F_L \leq 2.0) \end{aligned} \right\} \quad (4.2.15)$$

ここに、 $L_u$ ：過剰間隙水圧比

$\alpha$ ：定数

ここで、図-4.2.4における平均線について、 $F_L=0$ および2.0における過剰間隙水圧比をそれぞれ

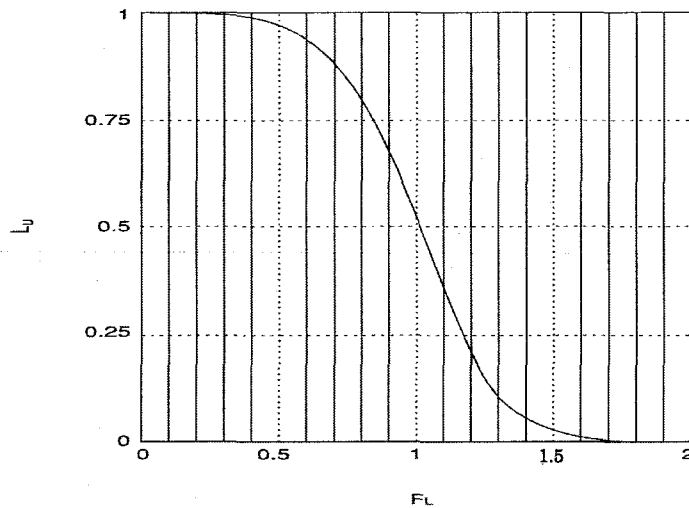


図-4.2.6  $F_L$ と $L_u (= \Delta u / \sigma_v')$ の関係の定式化

れ1.0および0に漸近させるようにすると、式(4.2.15)の定数 $\alpha$ を4とすることができ、この場合の式(4.2.15)は図-4.2.6として表記できる。

なお、第1章・第2節で概観したように、安田(1986)<sup>7)</sup>および大塚ら(1994)<sup>8)</sup>では、 $F_L < 1.0$ で過剰間隙水圧比 $< 1.0$ となることが、また「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計(1999)」<sup>9)</sup>では、 $0.5 \leq F_L \leq 1.0$ で過剰間隙水圧比 $= 1.0 \sim 0.5$ となることが考慮されているが、これらと式(4.2.15)との差異は、それぞれ $F_L < 1.0$ あるいは $F_L < 0.5$ で過剰間隙水圧比を一定値としているか否かにある。

#### 4. 2. 5 まとめ

動的土質試験および振動台実験の結果に基づいて、液状化による過剰間隙水圧の簡易評価方法を検討した結果、以下の知見が得られた。

- 1) 動的土質試験によると、液状化抵抗率( $F_L$ )と過剰間隙水圧比( $L_u = \Delta u / \sigma_v'$ )は次式で関係付けることができる。

$$\frac{\Delta u}{\sigma_v'} = f\left(\frac{N}{N_1}\right)$$

ここで、 $F_L \leq 1$ では $L_u = 1.0$ であり、 $\Delta u / \sigma_v'$ と $N / N_1$ の関係は図-4.2.3から設定できる。

なお、 $\Delta u / \sigma_v' = N / N_1$ と仮定すると次式が得られる。

$$\frac{\Delta u}{\sigma_v'} = F_L^{1/b}$$

- 2) 振動台実験によると、液状化抵抗率( $F_L$ )と過剰間隙水圧比( $\Delta u / \sigma_v' = L_u$ )の関係は図-4.2.4の平均曲線として得られる。同図によれば、 $0.6 \leq F_L \leq 1$ において $L_u \leq 1.0$ である。また、液状化抵抗率( $F_L$ )と過剰間隙水圧比( $L_u$ )の関係は簡便的に以下により分類し、対比で

きる。

$$1.0 < F_L \quad : \quad 0 \leq L_u < 0.5$$

$$0.8 < F_L \leq 1.0 \quad : \quad 0.5 \leq L_u < 0.9$$

$$0.6 < F_L \leq 0.8 \quad : \quad 0.9 \leq L_u < 1.0$$

$$F_L \leq 0.6 \quad : \quad L_u = 1.0$$

3) 動的土質試験の結果から、液状化抵抗率 ( $F_L$ ) と過剰間隙水圧比 ( $L_u : \Delta u / \sigma_v'$ ) の関係は次式で表記できる。

$$L_u = F_L^{-6} \quad (1.0 \leq F_L)$$

4) 振動台実験の結果から、液状化抵抗率 ( $F_L$ ) と過剰間隙水圧比 ( $L_u : \Delta u / \sigma_v'$ ) の関係は次式で表記できる。

$$L_u = 1 - \frac{1}{2} F_L^4 \quad (0 \leq F_L \leq 1.0)$$

$$L_u = \frac{1}{2} (F_L - 2)^4 \quad (1.0 \leq F_L \leq 2.0)$$

### 第3節 地盤反力係数の低減特性と簡易評価方法

#### 4. 3. 1 概説

液状化する地盤に構築される構造物を合理的に設計するためには、地盤の液状化が構造物の地震時の動的応答特性に及ぼす影響を定量的に評価することが必要である。ここで、液状化する地盤中の杭基礎等の構造物に対する液状化の影響としては、水平方向の支持力の低減、あるいは完全喪失することが想定される。

従って、液状化状態の地盤の水平方向の支持力特性が定量的に予測できればよいことになる。具体的には、地盤の液状化、つまり過剰間隙水圧の発生が地盤の支持力特性、つまり地盤の反力係数に及ぼす影響を定量的に予測できればよいが、両者の関係を明らかにする実務的な方法の1つとして振動台実験がある。つまり、振動台に設置した模型地盤内に杭模型を鉛直に設置した地盤・杭基礎系の模型を作成し、加振により模型地盤を液状化させ、その時の杭基礎に作用する土圧を計測することにより、模型地盤の液状化の程度と地盤の反力係数の関係を間接的に明らかにする方法である。

しかし、同方法は地盤の水平方向の反力特性に着目できるが、模型地盤の液状化の程度を任意に設定することが困難であり、計測結果次第という制約がある。また、模型地盤の寸法、特に深さが極めて浅いために、第2章・第2節における模型振動実験の結果からも、液状化する地盤の有効上載圧はたかだか5~10kN/m<sup>2</sup>であり、実地盤と比較して相当小さい状態しか再現できない。



従って、本研究では、①任意に液状化の程度が設定できること、②ある程度の大きさの有効上載圧が設定できること、③地盤の反力特性を直接的に計測できることを実現できる簡便な載荷実験装置を試作し、実験結果に基づいて液状化の程度と地盤の反力係数の関係を定量的に評価する方法を検討<sup>2),10)~13)</sup>するとともに、既往の地震時に被災した橋梁に適用することにより地盤反力の低減の影響を検証する<sup>14)~16)</sup>。

#### 4. 3. 2 実験方法

新たに試作する実験装置の断面図を図4.3.1に示す。同装置は内径300mmの密閉型の円筒容器であり、砂層が作成される下部容器と空気室となる上部容器から構成され、両容器の間はゴム製のダイヤフラムで遮断できるようにする。下部容器に作成した砂層には、給排水管により砂層内の間隙水圧が制御できるようになっている。また、上部容器内の空気室は給排気管により空気圧が制御でき、ダイヤフラムを介して、砂層に対して所定の有効上載圧を設定できるようにする。さらに、ダイヤフラムの中央には、 $\phi 60\text{mm}$ の円盤型の載荷板を取り付け、載荷ロッドを介して油圧により最大5kNの静的な鉛直載荷を可能とする。

本装置の特徴は、任意に設定した有効上載圧に対して、過剰間隙水圧を任意に制御した状態を再現でき、その状態、つまり、ある過剰間隙水圧比の下で、静的貫入載荷試験を行い、計測された荷重と貫入変位量の関係から、地盤の反力係数を算定できることである。

なお、実験装置の構造からも分かるように、本装置は砂層表面に対する鉛直方向載荷による反力特性が明らかになることになり、水平方向の反力特性とは異なることが予想される。しかし、実務的には、平板載荷試験の結果から（鉛直方向・水平方向）地盤反力係数を算出していることもある。また、平板載荷試験・孔内水平載荷試験・3軸圧縮試験等の変形係数の推定方法

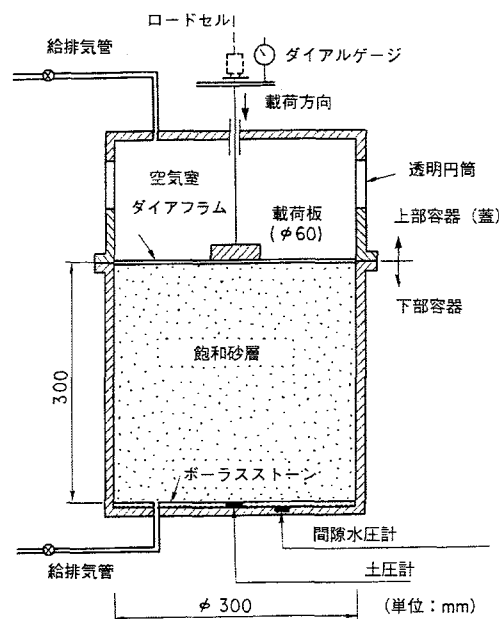


図4.3.1 実験装置の概要

表-4.3.1 実験条件および過剰間隙水圧比が0の場合の地盤反力係数

| No. | 試料名   | $\sigma_v'$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | ec     | [K] $\Delta u/\sigma_v' = 0.0$<br>(kN/m <sup>2</sup> /mm) |
|-----|-------|-------------------------------------|--------|-----------------------------------------------------------|
| 1   | ST-1  | 100                                 | 0.787  | 190                                                       |
| 2   | ST-2  |                                     | 0.722  | 171                                                       |
| 3   | ST-3  |                                     | 0.721  | 185                                                       |
| 4   | ST-4  |                                     | 0.744  | 180                                                       |
| 5   | ST-5  |                                     | 0.810. | 166                                                       |
| 6   | ST-8  | 50                                  | 0.770. | 102                                                       |
| 7   | ST-10 |                                     | 0.719  | 78                                                        |
| 8   | ST-11 |                                     | 0.791  | 81                                                        |
| 9   | ST-12 |                                     | 0.691  | 109                                                       |

の差異は反力係数の絶対値の差異にあるため、反力係数の低減率を無次元化表記することで変形係数の推定方法の差異を顕在化させなくて済むことになる。これらの点を考慮し、本研究では、実験の容易な鉛直方向载荷に拠ることとした。

砂層の供試体は豊浦標準砂を水中落下させて作成し、所定の深さ（約300mm）まで投入した後、供試体の飽和度を高めるために水回しを行う。ダイヤフラムを介して有効上載圧に相当する空気圧力（ $\sigma_v'$ ）による圧密（圧密時間：3時間）を行う。圧密終了後は、 $\sigma_v'$  に対してある割合の過剰間隙水圧（ $\Delta u$ ）を強制的に供試体内に与え、その状態の下で载荷板による静的な貫入载荷試験を行う。ここで、過剰間隙水圧比  $\Delta u/\sigma_v'$  は、0、0.2、0.4、0.6、0.8、0.9および0.95と順次変化させる。载荷時には、鉛直方向载荷重と载荷板の貫入量を計測した後、試験機の性能上、貫入量が1mm程度に達するまでを目安として载荷重の制御を行う。

実験条件は表4.3.1の通りであるが、有効上載圧  $\sigma_v'$  は100kN/m<sup>2</sup>および50kN/m<sup>2</sup>の2種類とし、それぞれ5供試体ずつとする。

### 4. 3. 3 地盤反力特性と過剰間隙水圧の関係

図4.3.2は実験結果例であり、過剰間隙水圧比（ $\Delta u/\sigma_v'$ ）を変化させた時の载荷重（P）と貫入量（ $\delta$ ）との関係を示す。図4.3.3は、図4.3.2の実験結果に基づいて、全実験について式（4.3.1）で定義した地盤反力係数と過剰間隙水圧比の関係を集約したものである。

$$K = \frac{P}{A \cdot \delta_0} \quad (4.3.1)$$

ここに、K : 地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>/mm)

P : 载荷重 (kN)

A : 载荷板の面積 (m<sup>2</sup>)

$\delta_0$  : 基準貫入量 (=1mm)

図4.3.3によれば、過剰間隙水圧比の上昇に伴い、地盤反力係数が減少することが分かる。ま

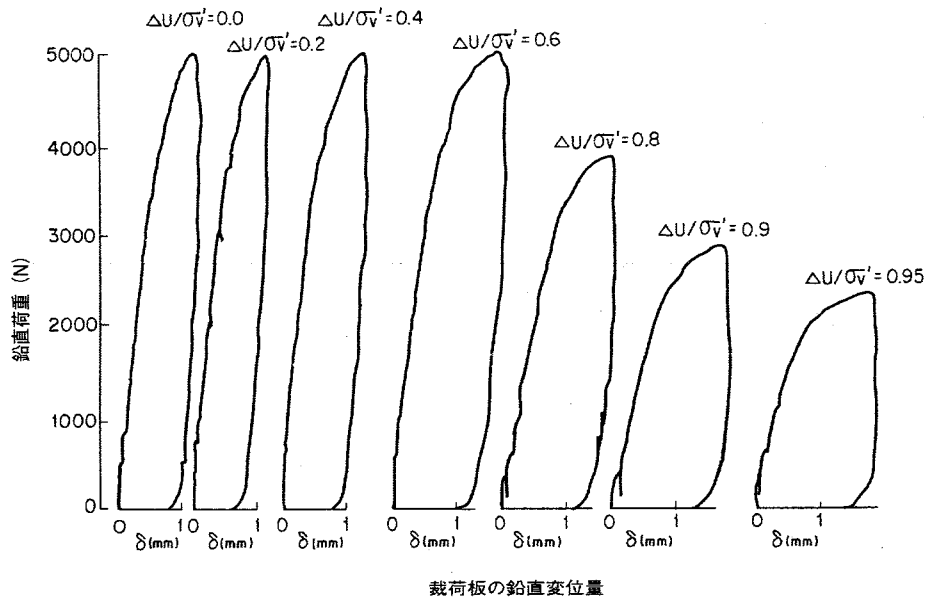


図-4.3.2 実験結果例

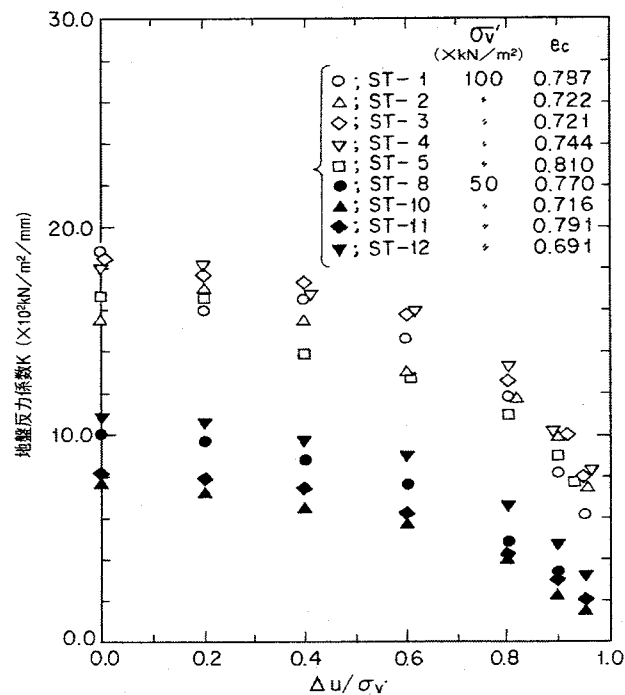


図-4.3.3 地盤反力係数と過剰間隙水圧比の関係

た、同一圧密応力条件下ではK値の絶対値に顕著な差異はなく、ほぼ同一傾向を示している。さらに、圧密圧力による差異は顕著であり、圧密拘束圧力の高い方のK値が大きい。

図4.3.3において、任意の過剰間隙水圧比に対するK値を $\Delta u / \sigma_v' = 0$ 、つまり過剰間隙水圧が発生しない時の地盤反力係数 $K_0$ で基準化（＝無次元化）し、各データの平均曲線で示すと、図4.3.4および図4.3.5となる。さらに、両図を集約すると図4.3.6となる。図4.3.6によれば、圧密圧力に拘わらず、式（4.3.2）で基準化した地盤反力係数比（ $K/K_0$ ）は過剰間隙水圧比の増加

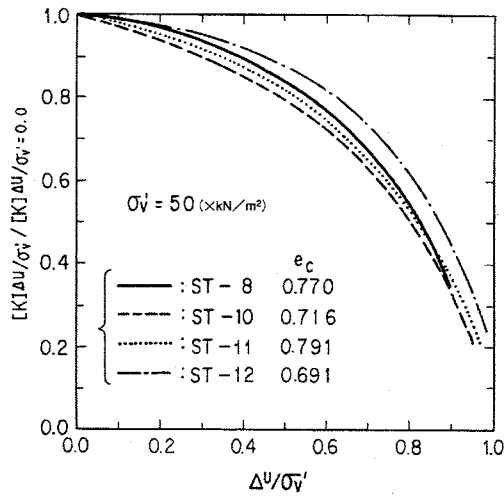


図-4.3.4 地盤反力係数比と過剰間隙水圧比の関係 ( $\sigma'_v = 50 \text{ kN/m}^2$ )

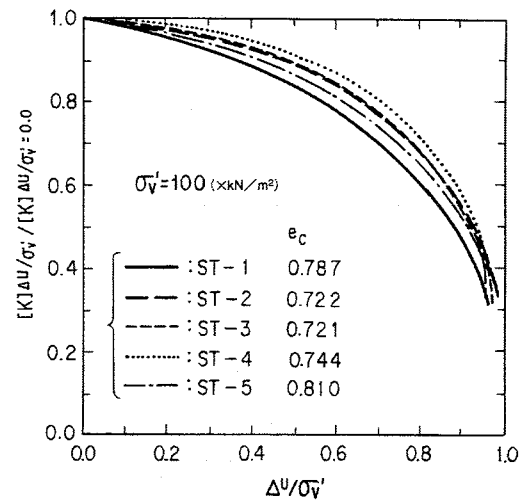


図-4.3.5 地盤反力係数比と過剰間隙水圧比の関係 ( $\sigma'_v = 100 \text{ kN/m}^2$ )

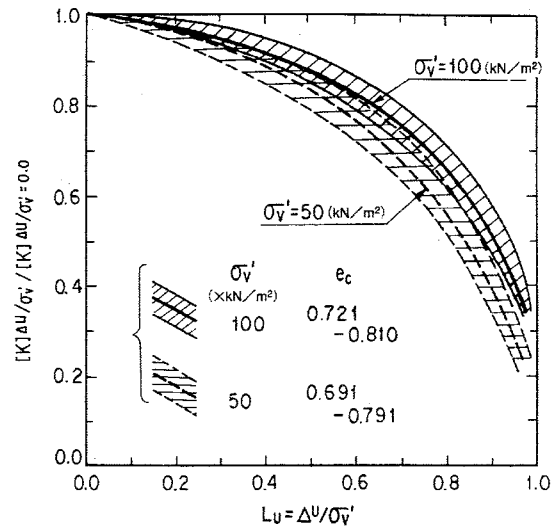


図-4.3.6 地盤反力係数比と過剰間隙水圧比の関係

に伴い減少すること、間隙比 ( $e_c$ ) による変化特性の差異は見られないこと、および有効上載圧が小さい方が過剰間隙水圧比の増加による影響が大きいことが分かる。

$$\frac{K}{K_0} = \frac{[K]_{\Delta u/\sigma'_v}}{[K]_{\Delta u/\sigma'_v=0.0}} \quad (4.3.2)$$

ここで、図4.3.6において有効上載圧の差異は考えないで包括した変化特性の平均曲線は、式(4.3.3)により定式化できる。

$$\frac{K}{K_0} = \left\{ \sin \left( \frac{\Delta u}{\sigma'_v} + 1 \right) \frac{\pi}{2} \right\}^{0.35} \quad \left( 0 \leq \frac{\Delta u}{\sigma'_v} \leq 1.0 \right) \quad (4.3.3)$$

#### 4. 3. 4 液状化抵抗率による地盤反力の低減特性の簡易評価方法

図4.3.6で基準化した地盤反力係数比 ( $K/K_0$ ) と過剰間隙水圧比  $L_u (= \Delta u / \sigma_v')$  の関係において、液状化抵抗率  $F_L$  と過剰間隙水圧比  $L_u (= \Delta u / \sigma_v')$  の関係で設定した過剰間隙水圧比  $L_u$  の境界値、つまり 0, 0.5, 0.9 および 1.0 を考慮すると、地盤反力係数比 ( $K/K_0$ ) と過剰間隙水圧比  $L_u$  は、簡便的に図4.3.7に示す不連続な区分により関係付けることができる。また、これらの関係は式 (4.3.4) で表記できる。

$$\left. \begin{array}{l} 0 \leq L_u < 0.5 : K/K_0 = 1 \\ 0.5 \leq L_u < 0.9 : K/K_0 = 2/3 \\ 0.9 \leq L_u < 1.0 : K/K_0 = 1/3 \\ L_u = 1.0 : K/K_0 = 0 \end{array} \right\} \quad (4.3.4)$$

一方、液状化抵抗率  $F_L$  と過剰間隙水圧比  $L_u$  は式 (4.2.13) (再掲)として表記できている。

$$\left. \begin{array}{l} 1.0 < F_L : 0 \leq L_u < 0.5 \\ 0.8 < F_L \leq 1.0 : 0.5 \leq L_u < 0.9 \\ 0.6 < F_L \leq 0.8 : 0.9 \leq L_u < 1.0 \\ F_L \leq 0.6 : L_u = 1.0 \end{array} \right\} \quad (4.2.13)$$

従って、式 (4.3.4) および式 (4.2.13) の関係から、液状化抵抗率  $F_L$  と基準化した地盤反力係数比 ( $K/K_0$ ) の関係は、式 (4.3.5) で表記できる。これらの関係は図4.3.8として図化できる。

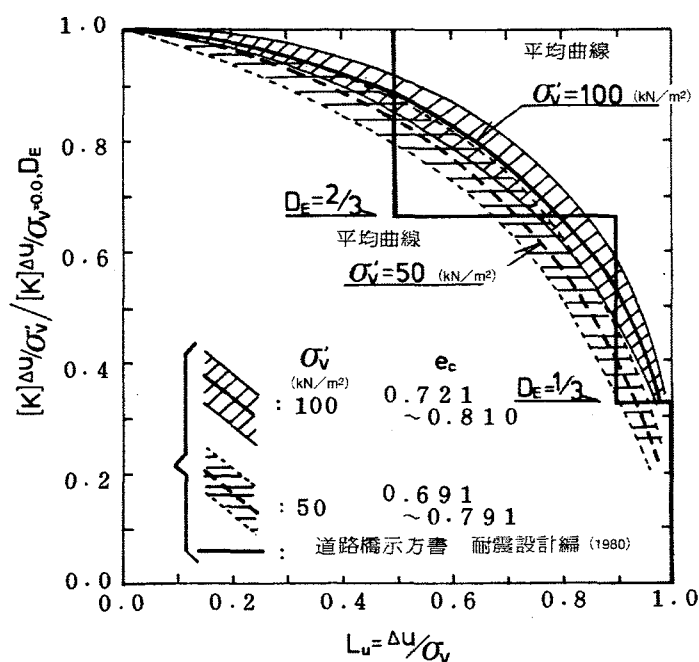


図-4.3.7 地盤反力係数比と過剰間隙水圧比の簡便な関係付け

$$\left. \begin{array}{ll} 1.0 < F_L & : K/K_0 = 1 \\ 0.8 < F_L \leq 1.0 & : K/K_0 = 2/3 \\ 0.6 < F_L \leq 0.8 & : K/K_0 = 1/3 \\ F_L \leq 0.6 & : K/K_0 = 0 \end{array} \right\} \quad (4.3.5)$$

式 (4.3.5) において、液状化した地盤の液状化抵抗率 $F_L$ が算定できれば、地盤の反力特性、つまり支持力の低減割合が推定できる。なお、式 (4.2.13) に示す通り、 $F_L=1.0$ において $L_u = 0.5$ であることを前提としている。

式 (4.3.5) の関係は、表4.3.2に示すように、「道路橋示方書V耐震設計編（昭和55年(1980))<sup>17)</sup>に反映され、基準化した地盤反力係数比 ( $K/K_0$ ) は液状化すると判定された土層

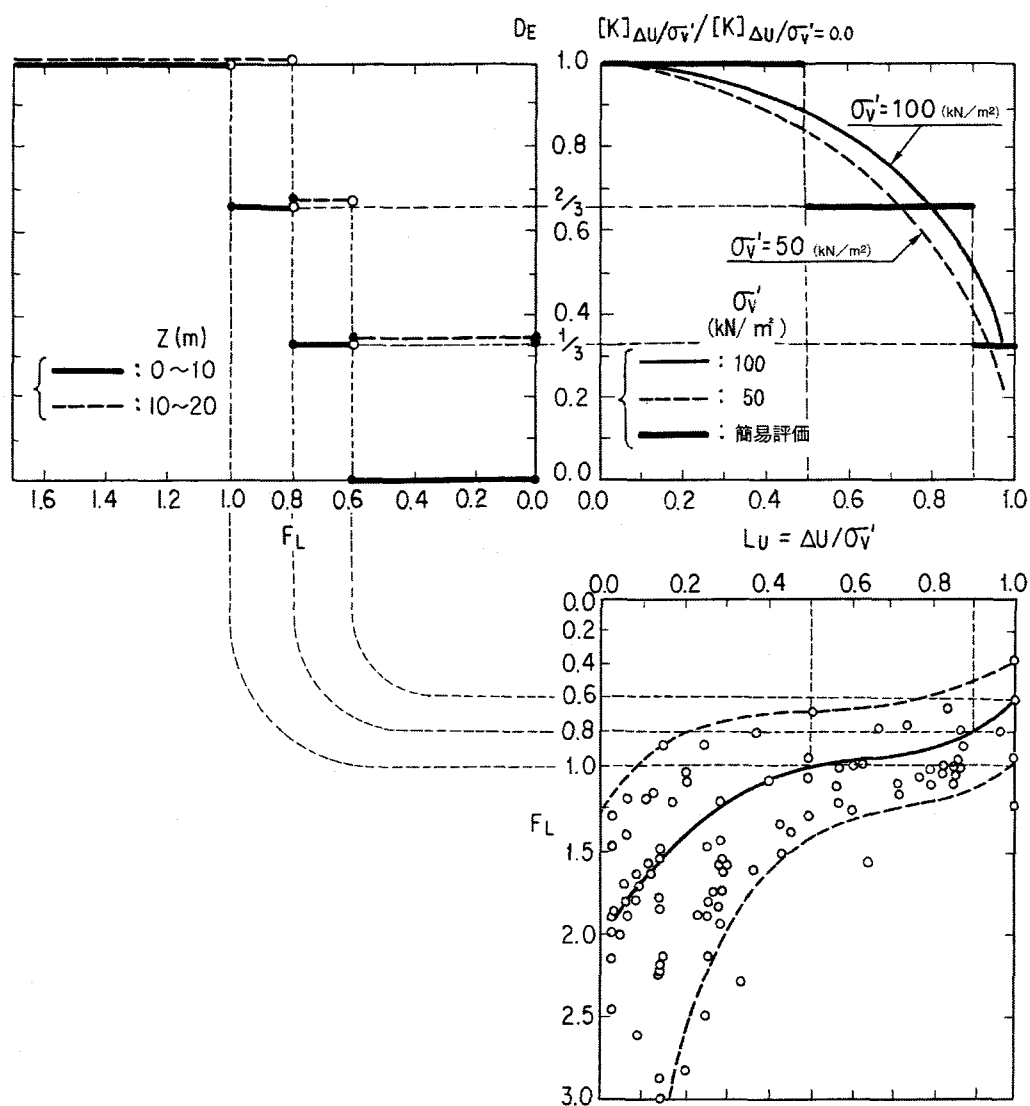


図-4.3.8 液状化抵抗率 $F_L$ 、地盤反力係数比および過剰間隙水圧比の関係

表-4.3.2 道路橋示方書V耐震設計編（1980）<sup>17)</sup>における土質定数に乘じる係数： $D_E$

| $F_L$ の範囲            | 現地盤面からの深度<br>$x$ (m) | 土質定数に乘じる係数<br>$D_E$ |
|----------------------|----------------------|---------------------|
| $F_L \leq 0.6$       | $0 \leq x \leq 10$   | 0                   |
|                      | $10 \leq x \leq 20$  | $1/3$               |
| $0.6 < F_L \leq 0.8$ | $0 \leq x \leq 10$   | $1/3$               |
|                      | $10 \leq x \leq 20$  | $2/3$               |
| $0.8 < F_L \leq 1.0$ | $0 \leq x \leq 10$   | $2/3$               |
|                      | $10 \leq x \leq 20$  | 1                   |

の土質定数に乘じる係数 ( $D_E$ ) (以下、低減係数と呼ぶ)として取り扱われている。なお、同表あるいは図-4.3.8に示すように、深度10mを境界として、それ以深の低減係数はそれ以浅よりも1ランク上げることにより、液状化の発生度あるいは影響度を考慮している。

#### 4. 3. 5 地盤反力係数の低減の影響

前項で提示した土質定数（地盤反力係数）の低減係数を用いて橋梁基礎の動的応答特性を算出し、低減係数の影響を明らかにする<sup>14)~16)</sup>。

検討対象は、1964年新潟地震の際に液状化により桁が落下した昭和大橋の橋脚である。構造諸元を図4.3.9に示すが、長さ25m、径600mmの鋼管杭によるパイルベント式杭基礎（P5）であり、当初は9本1列構造であったが、被災後に9本2列構造に補強、復旧されている。周辺地盤の状況および液状化の評価結果（詳細方法および簡易方法）を図4.3.9に示すが、深度10m以

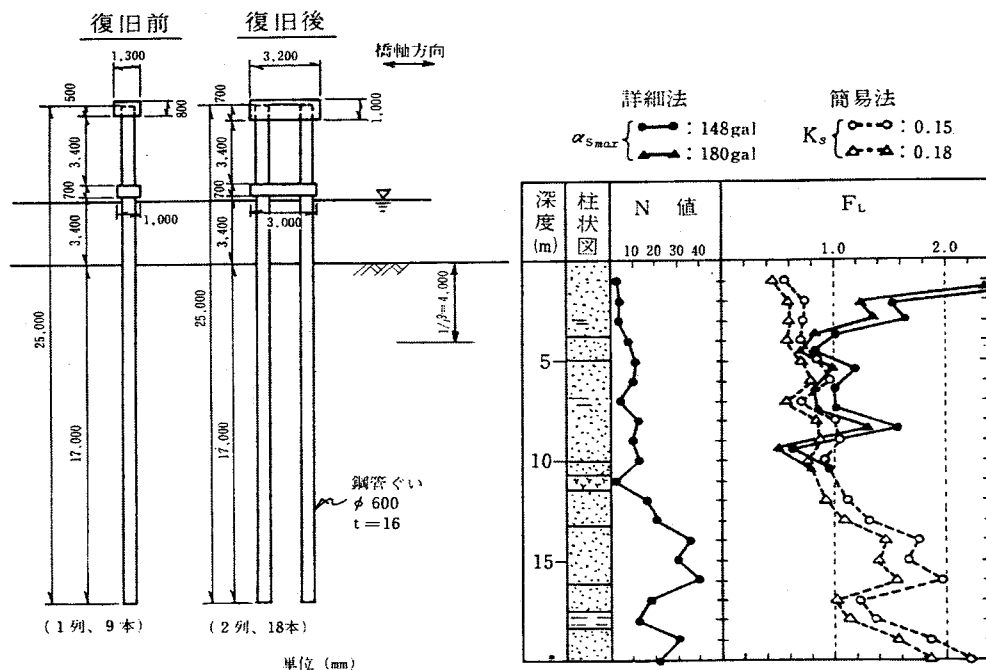


図-4.3.9 昭和大橋の橋脚の構造諸元および液状化の評価結果

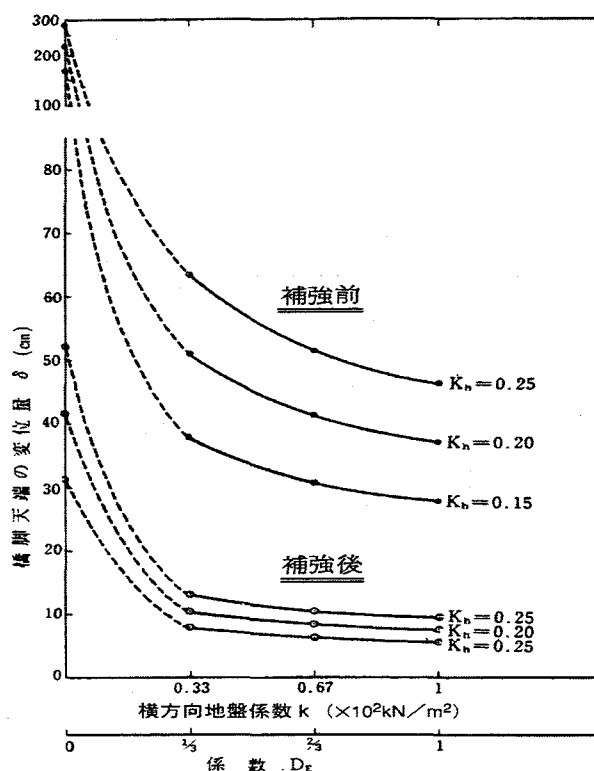


図-4.3.10 横方向地盤係数の低減と橋脚天端の変位量の関係

浅で液状化し、 $0.6 < F_L \leq 1.0$ である。液状化の影響を耐震設計上の地盤面から $1/\beta$  ( $\cong 4\text{m}$ )の範囲で液状化の影響（土質定数の低減）を考える。ここでは、横方向地盤反力係数 ( $=10,000\text{kN/m}^3$ ) に対して、低減係数 ( $D_E$ ) を4種類 (0,  $1/3$ ,  $2/3$ , 1) 想定し、それぞれ設計水平震度 ( $k_h$ ) の3種類 (0.15, 0.2, 0.25) に対して、橋脚天端の橋軸方向の変位量を計算する。

図4.3.10は計算結果であり、補強前と補強後の結果が併記されている。いずれの設計水平震度に対しても、横方向地盤係数が低減すると、橋脚天端の変位量は増加する。ここで、低減係数が $2/3$ あるいは $1/3$ の場合、低減係数が1で液状化しない場合に比べて、それぞれ概ね1.1倍および1.4倍の変位量の増加であるのに対して、低減係数が0の場合は約6倍になる。従って、橋脚の動的応答に及ぼす低減係数の影響は、低減係数が0の場合は非常に大きい、 $1/3$ というように横方向の地盤反力係数が多少でも存在すれば、それほど大きな影響はないことになる。

なお、補強により橋脚天橋の変位量は補強前よりも約 $1/5 \sim 1/6$ に抑制されている。

#### 4. 3. 6 地盤反力係数の低減と剛性低下の関係

図-4.3.8では、 $K/K_0$ と $L_u$ の関係を簡便的に4段階で離散的に区分して、 $0 \leq L_u < 0.5$ において $K/K_0 = 1.0$ とするとともに、 $F_L = 1$ で $L_u = 0.5$ としているために、 $F_L > 1$ では $K/K_0 = 1.0$ となっている。しかし、実際の $K/K_0$ と $L_u$ の関係は連続的であることから、 $0 \leq L_u < 0.5$ においても $K/K_0 \leq 1.0$ であるので、 $F_L > 1$ においても $K/K_0 < 1.0$ となることになる。



ここで、式 (4.3.3) において  $K/K_0$  と  $\Delta u/\sigma_v'$  の関係を  $D_E$  と  $L_u$  に置き換えた関係式 (4.3.6) ,  $\alpha=4$  とした  $L_u$  と  $F_L$  の関係式 (4.2.15) およびこれらの両式から誘導できる  $D_E$  と  $F_L$  の関係は、図-4.3.11の太い実線で表記される。

$$D_E = \left\{ \sin(L_u + 1) \frac{\pi}{2} \right\}^{0.35} \quad (0 \leq L_u \leq 1.0) \quad (4.3.6)$$

これらの関係図によれば、 $F_L > 1$  でも  $1 \geq D_E > 0.9$  程度であることを含んでいることになる。しかし、前項4.3.5に示すように  $1 \geq D_E > 0.9$  程度の影響は小さいこともあり、設計上は考慮していないと考えることができる。また、 $F_L=1$  では  $D_E$  が 0.9 程度であるが、簡便的には  $F_L=1$  で  $D_E=2/3$  としているので、設計上では厳しく取り扱われていることになる。

仮に、 $\alpha=4$  とした  $L_u$  と  $F_L$  の関係式 (4.2.15) を適用したまま、 $D_E$  と  $L_u$  の関係において、 $D_E$  を直線的に低減させた仙頭ら (1995) <sup>18)</sup> の式 (1.2.18) (再掲)、および式 (4.3.6) と比較して  $D_E$  を急減させた式 (4.3.7) のように設定すると、 $D_E$  と  $F_L$  の関係はそれぞれ図-4.3.11の中太の実線および細い実線で表記される。

$$D_E = 1 - L_u \quad (0 \leq L_u \leq 1.0) \quad (1.2.18)$$

$$D_E = 1 - \left| \sin(L_u + 2) \frac{\pi}{2} \right|^{0.35} \quad (0 \leq L_u \leq 1.0) \quad (4.3.7)$$

従って、 $F_L=1$  においては、仙頭らによると  $D_E$  は 0.5 程度、式 (4.3.7) では  $D_E$  は 0.1 程度とな

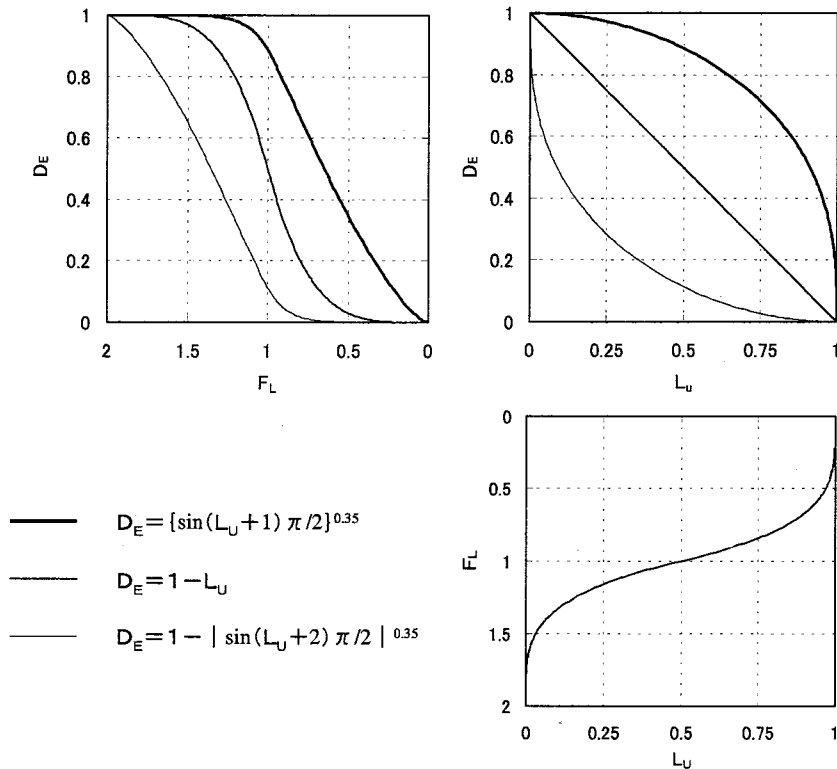


図-4.3.11 定式化による  $F_L$ ,  $D_E$  および  $L_u$  の相互関係

る。参考例としては、第1章・第2節で概観したように、柴田ら（1997）<sup>19)</sup>のFLIPの結果（図-1.2.11参照）がある。それによれば、 $F_L=1$ に対する平均的な剛性低下率は0.7程度である。また、規矩ら（1994）<sup>20)</sup>および安田ら（1997）<sup>21)</sup>は、 $F_L$ と剛性低下率の関係について、 $F_L=1$ に対する剛性低下率をそれぞれ1/1,000～1/2,000（図-1.2.10参照）および1/100～1/300としている。

以上のように、特に $F_L=1$ に対する低減係数（ $D_E$ ）あるいは剛性低下率について、0.9～0.7～2/3～0.5～1/100～1/300～1/1,000～1/2,000の広範囲での評価がされているが、 $F_L=1$ を液状化の有無の判断基準とする限りにおいては、 $F_L=1$ において低減係数を極度に小さくしたり、 $F_L>1$ において過剰間隙水圧比を相当大きくしたりすることは工学的な取り扱いの上で好ましくないと考えられる。

ここで、本研究による液状化に係わる低減率（ $D_E$ ）と他の関連研究による地盤流動に係わる地盤剛性の低下率の相互関係について、図-4.3.12の概念に基づいて以下のように考える。つまり、本研究で定義する低減係数（ $D_E$ ）は水平地盤の液状化による影響を評価しようとするものであり、本研究の成果が展開された1980年以降1990年までの道路橋示方書においては、深度が0mから10mの範囲について、 $1/3 \sim 0.6 < F_L \leq 1.0$ における $D_E$ を1/3および1/6、 $0 \leq F_L \leq 0.6$ における $D_E$ を0と規定しているが、過剰間隙水圧比はそれぞれ $0.5 \leq L_u < 1.0$ および $L_u = 1.0$ に対応している。従って、 $L_u = 1.0$ における $D_E$ は0として扱われている。これらの結果を地盤流動に当てはめた場合、第3章・第2節の結果によれば、地盤流動による地表面変位は $L_u = 0.6 \sim 1.0$ において発生することから、流動の対象となるのは、図-4.3.8において概ね $D_E (=K/K_0)$ が0.8程度から0までの範囲にあることになる。

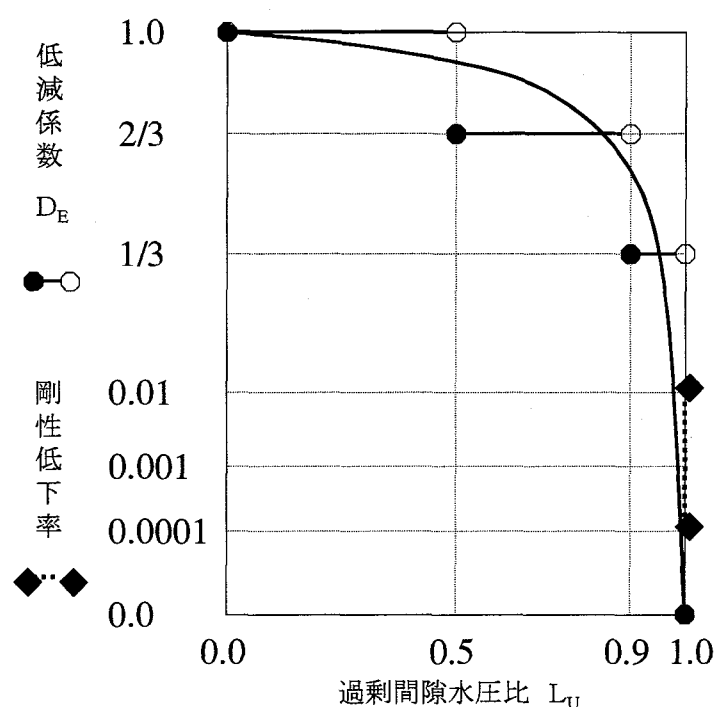


図-4.3.12  $L_u$ に対する土質定数の低減係数 $D_E$ と剛性低下率の関係付け

一方、第1章・第2節で概観したように、規矩ら(1994)<sup>20)</sup>、安田ら(1997)<sup>21)</sup>および吉本ら(2000)<sup>22)</sup>において、 $F_L=1$ あるいは液状化を $L_u=1.0$ 相当と考えているとすると、それぞれが指摘する剛性低下率、 $1/1,000 \sim 1/2,000$ 、 $1/100 \sim 1/300$ および $1/100 \sim 1/10,000$ は $L_u=1.0$ に相当すると考えることができる。

従って、 $L_u=1.0$ に相当する低減係数( $D_E$ )は0であるのに対して、剛性低下率は $1/100 \sim 1/10,000$ と考えられていることになり、 $F_L=1$ ではなく $L_u=1$ で比較する限りにおいては、本研究に関する低減係数( $D_E$ )と剛性低下率は、0と $1/100 \sim 1/10,000$ の相対関係にあり、工学的には類似と考えることができる。

#### 4. 3. 7 まとめ

地盤反力特性に及ぼす過剰間隙水圧の影響に関する鉛直方向載荷模型実験の結果、以下の知見が得られた。

- 1) 基準化した地盤反力係数比( $K/K_0$ )は、過剰間隙水圧比( $L_u : \Delta u / \sigma_{v'}$ )の増加に伴い減少するが、間隙比による変化特性の差異は見られず、有効上載圧が小さい方が過剰間隙水圧比の増加による影響が大きい。
- 2) 地盤反力係数比と過剰間隙水圧比の関係は、次式により定式化できる。

$$\frac{K}{K_0} = \left\{ \sin \left( \frac{\Delta u}{\sigma_{v'}} + 1 \right) \frac{\pi}{2} \right\}^{0.35} \quad (0 \leq \frac{\Delta u}{\sigma_{v'}} \leq 1.0)$$

- 3) 地盤反力係数比と過剰間隙水圧比の関係は、簡便的に以下のように表記できる。

$$\begin{aligned} 0 &\leq L_u < 0.5 &: K/K_0 &= 1 \\ 0.5 &\leq L_u < 0.9 &: K/K_0 &= 2/3 \\ 0.9 &\leq L_u < 1.0 &: K/K_0 &= 1/3 \\ L_u &= 1.0 &: K/K_0 &= 0 \end{aligned}$$

従って、液状化抵抗率と過剰間隙水圧比の関係式(4.2.13)との関係から、液状化抵抗率と基準化した地盤反力係数比の関係は以下で表記できる。

$$\begin{aligned} 1.0 &< F_L &: K/K_0 &= 1 \\ 0.8 &< F_L \leq 1.0 &: K/K_0 &= 2/3 \\ 0.6 &< F_L \leq 0.8 &: K/K_0 &= 1/3 \\ F_L &\leq 0.6 &: K/K_0 &= 0 \end{aligned}$$

- 4) 構造物(橋脚等)の動的応答に及ぼす基準化した地盤反力係数比(=土質定数に乗じる係数: $D_E$ )の影響は、係数比が0の場合は非常に大きいですが、係数比が0より大きく、多少でも地盤反力が存在すれば、それほど大きな影響はない。

## 第4節 杭に作用する流動力の特性

### 4. 4. 1 概説

第3章では液状化に伴う流動化の発生特性と流動量の予測法について明らかにしたが、次の課題として地盤の流動が構造物に及ぼす影響の解明と地盤流動を考慮した耐震設計法の確立がある。本節では、杭基礎に作用する流動地盤からの流動力の設計上の取り扱い方法を明らかにすることを目的として、模型実験により流動変位量、地盤の液状化の程度、杭配置の差異、流動速度等が、杭に作用する抗力あるいは杭の抵抗力に与える影響について検討する<sup>23)~29)</sup>。

実験により流動地盤中の杭基礎を模擬する方法として、土槽内に傾斜地盤を作成して振動台等で加振することにより液状化地盤を流動させる方法がある。しかし、この方法では、流動力に関与する地盤の液状化の程度あるいは流動速度等の条件を任意に設定することができず、十分な検討が行えないのが実状である。

そこで、本節では2種類の実験を実施する。まず、第3章・第2節で述べたように振動台実験により流動地盤中に設置した杭模型の基本的な挙動を把握する。次に、視点を変えて、斜面模型や偏荷重により液状化地盤を流動させるのではなく、水平でかつ成層構造の地盤模型を土槽の打撃により液状化させて、その液状化状態の地盤内を、鉛直にした杭模型を水平に移動させることにより、流動地盤中の杭基礎の状態を模擬する実験（牽引実験と呼ぶ）を行う。この方法によれば、地盤の流動速度を自由に変えることができるとともに、液状化の程度は直接的には設定できないものの、地盤模型の完全液状化状態から過剰間隙水圧が消散してゆく過程で計測することにより、液状化の程度に応じて杭模型への作用力あるいは杭模型の抵抗力を把握できる利点がある。

### 4. 4. 2 振動台実験による流動力の発生特性

第3章・第2節の図-3.2.1(b)に示すケース12の地盤模型を用いた振動台実験において、杭模型を設置することにより、流動地盤中の杭基礎に作用する流動力の特性を把握する<sup>23)</sup>。杭模型は塩化ビニール管（UV16：外径22mm，肉厚3mm，長さ790mm）とし，下端を土槽底面に剛結し，上端は自由とする。杭模型および計測の概要を図-4.4.1に示すが，深度方向の杭の変形状況を把握するために，ひずみゲージ(B-1～B-8)を取り付ける。また，杭頭の水平変位を変位計で計測する。なお，入力条件は2Hzの正弦波で20秒間加振である。

杭の曲げモーメントの時刻歴の例を図-4.4.2に示す。A/D変換装置の入力容量を超えたために，加振中に応答波形が頭打ちになっている部分があるが，加振開始後7秒程度までと加振終了時には計測範囲内にある。また，図-4.4.3は杭の曲げモーメントの深度分布の時間変化であり，加振開始後10秒までを示す。ここで，8秒以降については杭下部のモーメントが頭打ちになっているため直線的な形状を示す。これらの図によれば，いずれのひずみゲージも加振開始後4～5

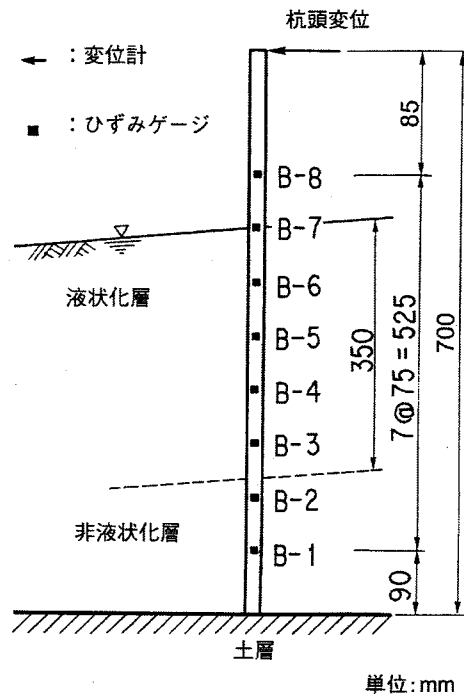


図-4.4.1 杭模型の概要

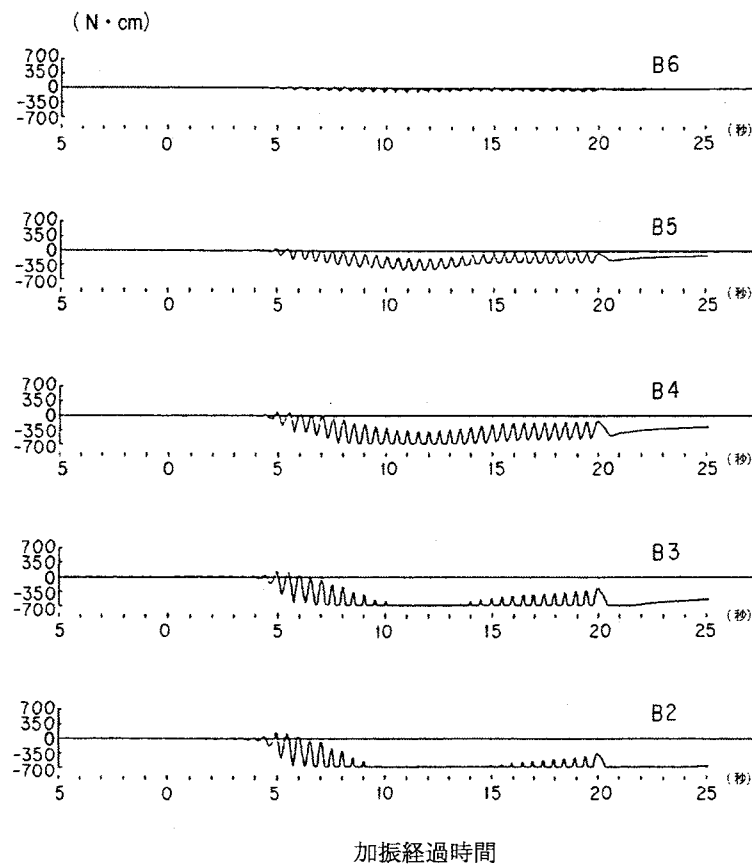


図-4.4.2 杭模型の曲げモーメントの時刻歴

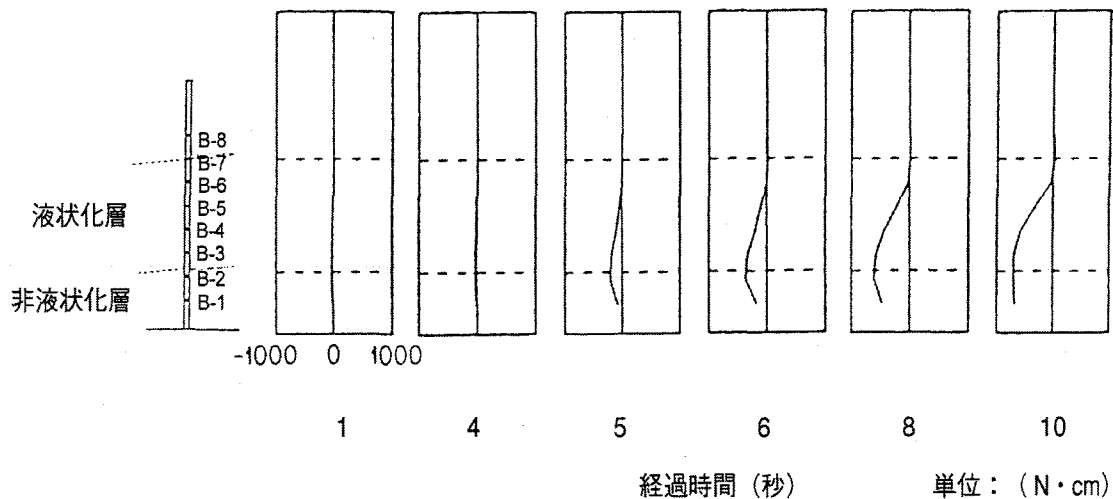


図-4.4.3 杭模型の曲げモーメントの深度分布の時刻歴

秒で曲げモーメントが発生しており、流動による杭の変形が開始されている。その後、時間の経過に伴って曲げモーメントが増加し、杭の変形も増加しているが、曲げモーメントは杭の下方ほど大きく、杭の上方の地表面付近では極僅かである。

ここで、波形の頭打ちの無いB-5ゲージの時刻歴によれば、加振後11、12秒付近で曲げモーメントは最大となり、その後は加振中にも拘わらず、曲げモーメントは減少し、加振開始20秒後の加振終了時以降も漸減し続けている。これは、杭の変形が最大となった後に、液状化状態の中で変形が元に戻るよう杭が挙動していることを意味しているが、この原因として、地盤の流動速度が減少することにより、それに関係する流動力が減少すること、あるいは液状化の進行（過剰間隙水圧の上昇）に伴って、流動力が減少することが考えられる。なお、加振終了時の曲げモーメントは0でなく、ある大きさで残留しているため、杭の変形は加振前の形状までは戻っていない。また、杭周辺の地表水平変位が40cm程度であるのに対して、杭頭の変位は10cmと小さく、杭と周辺地盤の間に相対変位が発生しており、杭周辺の地盤がすり抜けていることが分かる。

このように、液状化により流動する地盤から構造物への作用については、構造物と地盤の間をばねで介するような状態ではなく、粘性流体的な流動地盤による抗力作用の状態と考えた方が妥当と考えられる。

#### 4. 4. 3 牽引実験による流動力の発生特性

##### (1) 実験方法

図-4.4.4に実験装置の概要を示し、写真-4.4.1に実験装置の全景を示す<sup>24)~29)</sup>。実験土槽は長さ1.8m、高さ1.0m、奥行き0.6mであり、土槽内には締め固めた砂層、給水装置および飽和した緩詰め状態の液状化層（層厚45cm）を準備する。土槽の長手方向の側面に打撃を加えて液状化を

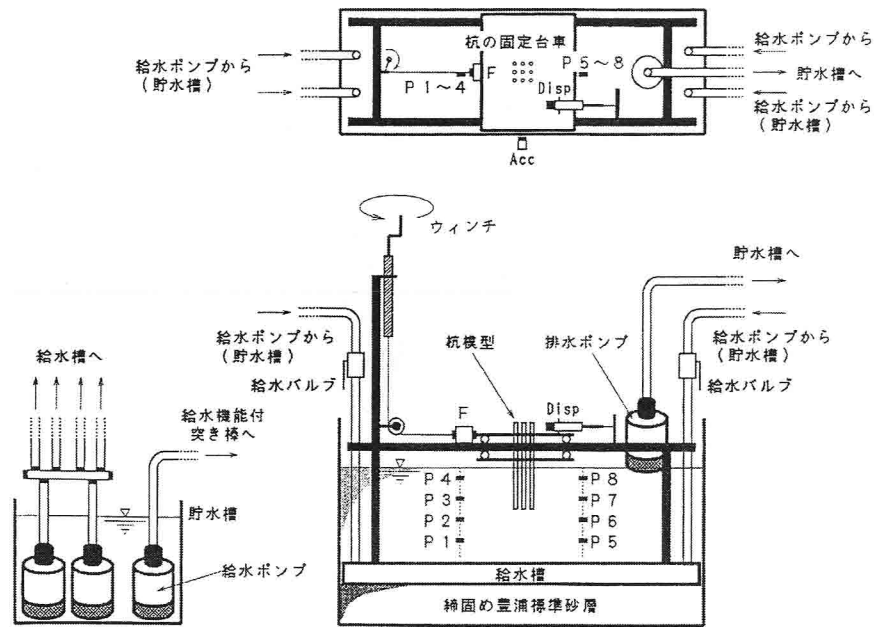


図-4.4.4 実験装置の概要

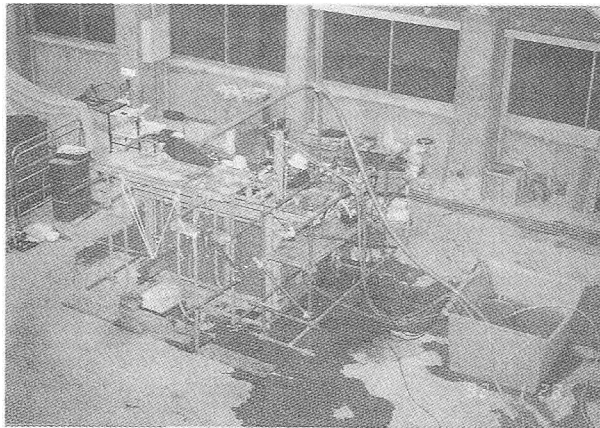


写真-4.4.1 実験装置の全景

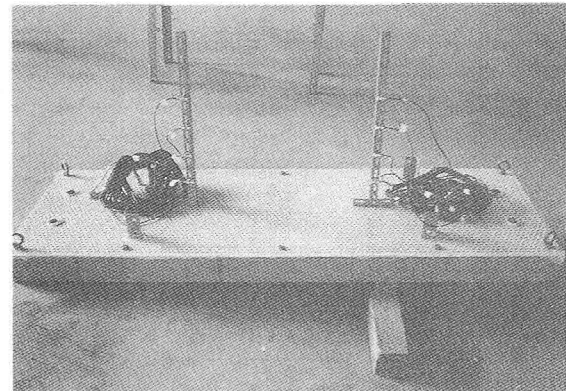


写真-4.4.2 ボイリング装置の全景および間隙水圧計の設置状況

発生させた後に、杭を固定した台車を所定の速度になるようにウィンチで牽引する。

ここで、給水装置は給水ポンプからの給水が給水槽の上面（有孔）から吹き出して液状化層をボイリングさせて、緩い飽和地盤を作成するためのものである。装置の全景を写真4.4.2に示す。また、液状化を発生させる衝撃载荷装置の全景を写真-4.4.3に示す。土槽の側面の枠に対して振り子式鋼製ハンマーを所定の高さから放すことにより、土槽に打撃を加える。

実験の手順を図-4.4.5に示す。地盤模型の材料は豊浦標準砂であり、表-4.4.1に基本特性を示す。まず、準備段階として、締め固めた砂層の上に給水装置をセットし、その後注水して豊浦標準砂を投入する。投入砂は地盤模型の密度を把握するために、投入重量および含水比（適宜）を計測する。投入砂の総重量は7,162.7N、平均含水比は0.05%であるので、液状化層厚を

写真-4.4.3 衝撃载荷装置の全景

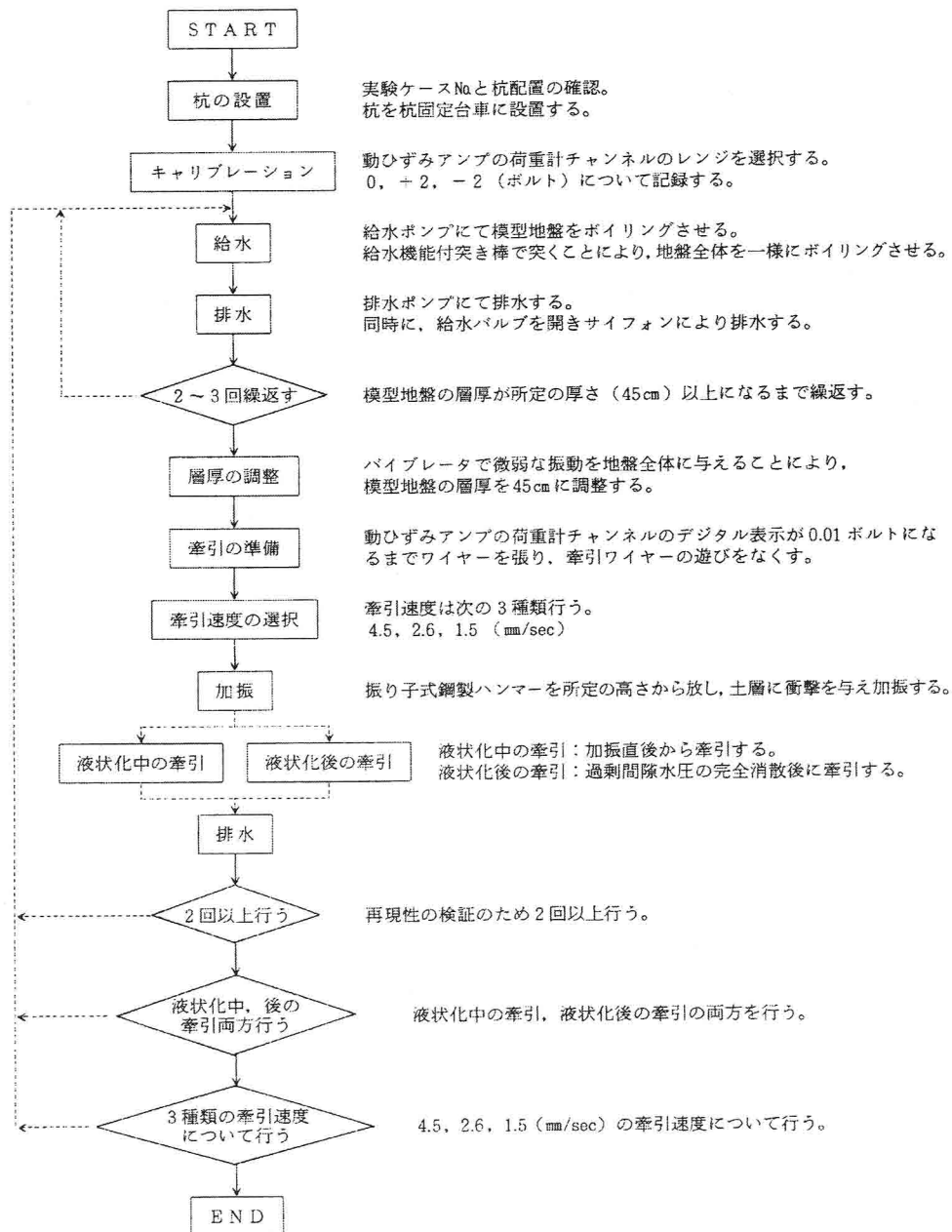
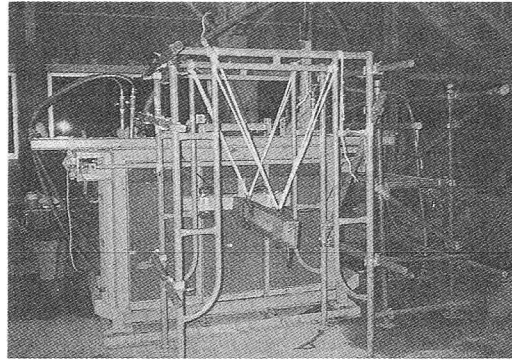


図-4.4.5 実験の手順



表-4.4.1 地盤模型の材料（豊浦標準砂）の特性

|                                      |       |
|--------------------------------------|-------|
| 比重 $G_s$                             | 2.626 |
| 最大間隙比 $e_{max}$                      | 0.934 |
| 最小間隙比 $e_{min}$                      | 0.667 |
| 地盤間隙比 $e$                            | 0.789 |
| 相対密度 $D_r$ (%)                       | 54.3  |
| 飽和単位体積重量 $\gamma_{sat}$ ( $kN/m^3$ ) | 19.14 |

45cmとすると総体積は $0.486m^3$ となり、これより間隙比は0.789となるので、地盤模型の相対密度は54.3%となる。各実験ケースの実施に際しては、給水ポンプで模型地盤をボイリングさせて全層を液状化状態（写真-4.4.4参照）にし、地下水位面を地表面に一致させるようにしながら、排水・給水を2～3回繰り返して液状化層厚が所定の厚さ（45cm）となるようにして地盤模型を準備する。

模型地盤の作成が完了した後、土槽の側面への打撃による加振を行い、杭基礎模型を液状化させて、その状態で杭を固定した台車（写真-4.4.5参照）を所定の速度で牽引（写真-4.4.6参照）して移動させる。ここで、牽引は加振直後から行う液状化中の牽引と過剰間隙水圧が完全に消散した後に行う液状化後の牽引の2回実施する。

杭模型は写真-4.4.7に示すように、塩化ビニール製の直径（D）18mmの丸棒を用いる。なお、丸棒は中空であり、牽引時に変形する可能性があったために、中空部に鋼棒を差し込むことにより曲げ剛性を高め、変形しないようにする。また、杭の中心間隔は、道路橋示方書IV下部構造編<sup>30</sup>で規定される杭の最小中心間隔である杭径（D）の2.5倍の45mmとする。

実験ケースは、杭の格子状配列が12ケース、千鳥配列が8ケースの合計20ケースとする。杭の配置および牽引方向を図4.6.6に示すが、実験ケース毎にケース番号と杭の配置を示す。つまり、



写真-4.4.4 地盤模型のボイリング状況

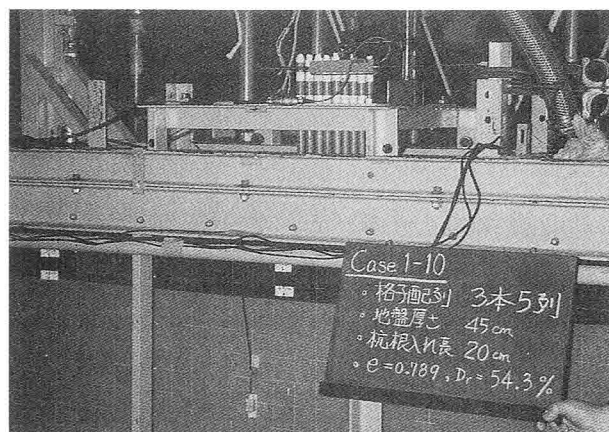


写真-4.4.5 杭模型の設置状況



写真-4.4.6 杭模型の牽引状況

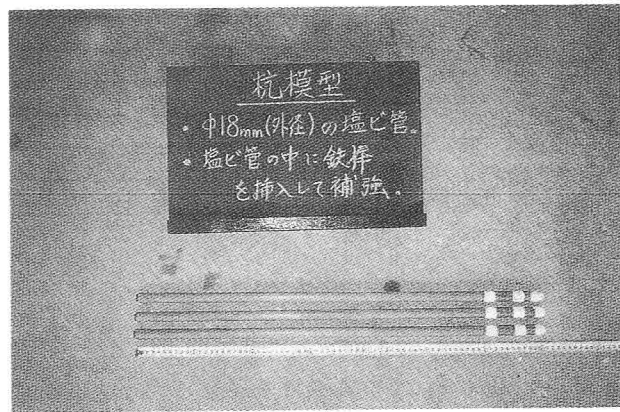


写真-4.4.7 杭模型

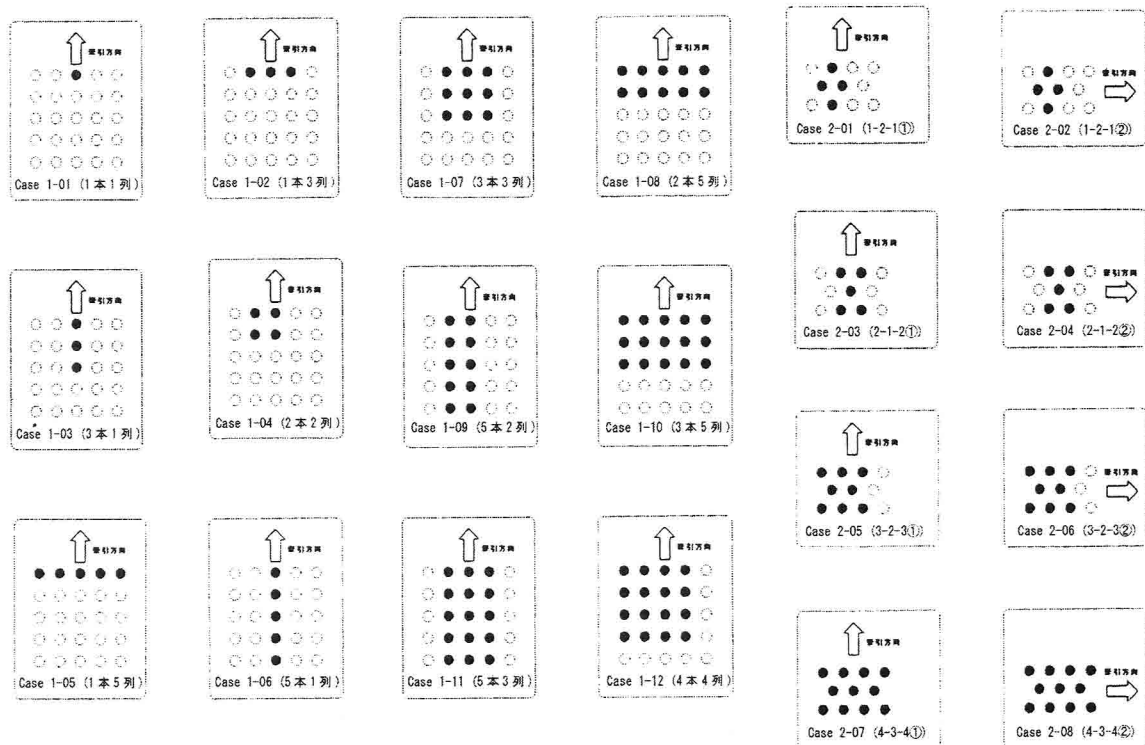


図-4.4.6 杭の配置および牽引方向

格子配列の場合は、「本」とは牽引方向の杭本数、「列」とは牽引直角方向の杭本数を指す。また、千鳥配置の場合は、同じ杭配列について直交する2方向に分けて牽引したが、基本とする方向を①で、その直交方向を②で区別する。各実験ケースともに、杭の牽引速度を1.5, 2.6, 4.5mm/sの3段階に変化させるとともに、計測データのばらつきを平準化するために、各牽引速度について同じ実験を2回以上実施する。

計測方法を図-4.4.7に示す。台車の移動変位を計測する変位計、台車を牽引する力を計測する荷重計、模型地盤中の間隙水圧計および土槽壁面に設置した加速度計により各応答の時刻歴を

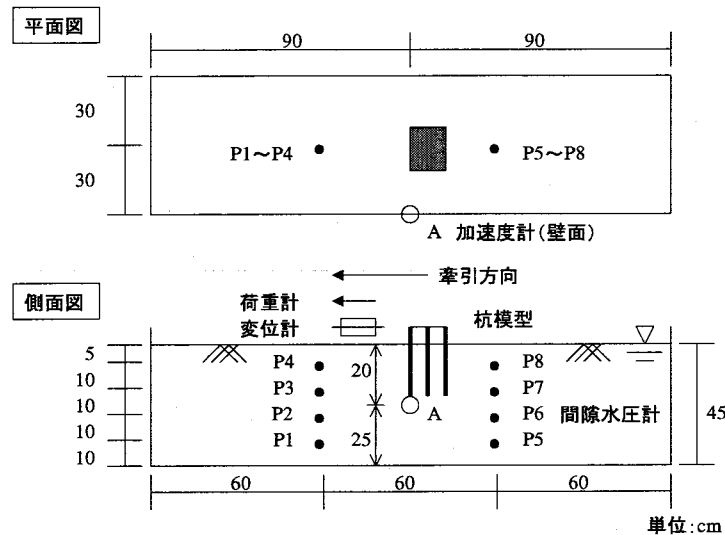


図-4.4.7 計測方法

計測する。ここで、P1～P4の間隙水圧計は杭設置位置から牽引方向に、一方P5～P8の間隙水圧計は牽引方向の反対側に、それぞれ給水装置上面から10cm間隔で配置する（写真-4.4.2参照）。なお、加速度計は衝撃を加える側面と反対側のアクリル製の土槽壁面に模型地盤の深さ20cmの位置に接着する。また、杭模型を取り付けた台車とガイドの間にはベアリングを用いて摩擦力の低減を図ったが、牽引速度が1.5mm/s、2.6mm/s および4.5mm/sにおいて、それぞれ9N、8Nおよび7.5Nの摩擦力が存在したために、牽引力の算定ではこれらの摩擦力を計測された牽引力から減じている。

液状化中の牽引による計測データの時刻歴図を図-4.4.8に例示する。同図の(a)は土槽壁面の加速度、(b)は牽引荷重、(c)は牽引変位、(d)はP1～P4の間隙水圧、(e)はP5～P8の間隙水圧である。また、これらの計測結果に基づいて求めた計測データ相互の関係図を図4.4.9に例示する。ここで、(a)は荷重 (LOAD) ～変位 (DISP) , (b)は過剰間隙水圧 (P1およびP5) ～変位 (DISP) , (c)は荷重 (LOAD) ～過剰間隙水圧 (P1およびP5) , (d)は牽引速度 (VEL) ～変位 (DISP) の関係図である。同様に、液状化後の牽引による計測データの時刻歴図および関係図を、それぞれ図-4.4.10および図-4.4.11に例示する。

図-4.4.8(d)および(e)を比較すると、杭模型の牽引方向に設置した過剰間隙水圧計 (P1～P4) および牽引方向の反対側に設置した過剰間隙水圧計 (P5～P8) はそれぞれ対応する深度では殆ど同値であり、設置位置による差異は小さい。

ここで、牽引荷重の変化特性に応じて、次のように3ステージに分けて整理する。

ステージⅠ：加振直後から行う液状化中の牽引において、図-4.4.9(a)および(b)に示すように、過剰間隙水圧が高く（図では過剰間隙水圧比が概ね0.7程度）、全層がほぼ完全液状化の状態にあり、一方牽引荷重の発生量は小さく、急激に増加する前までの状態である。

ステージⅡ：加振直後から行う液状化中の牽引において、図-4.4.9(a)および(b)に示すように、

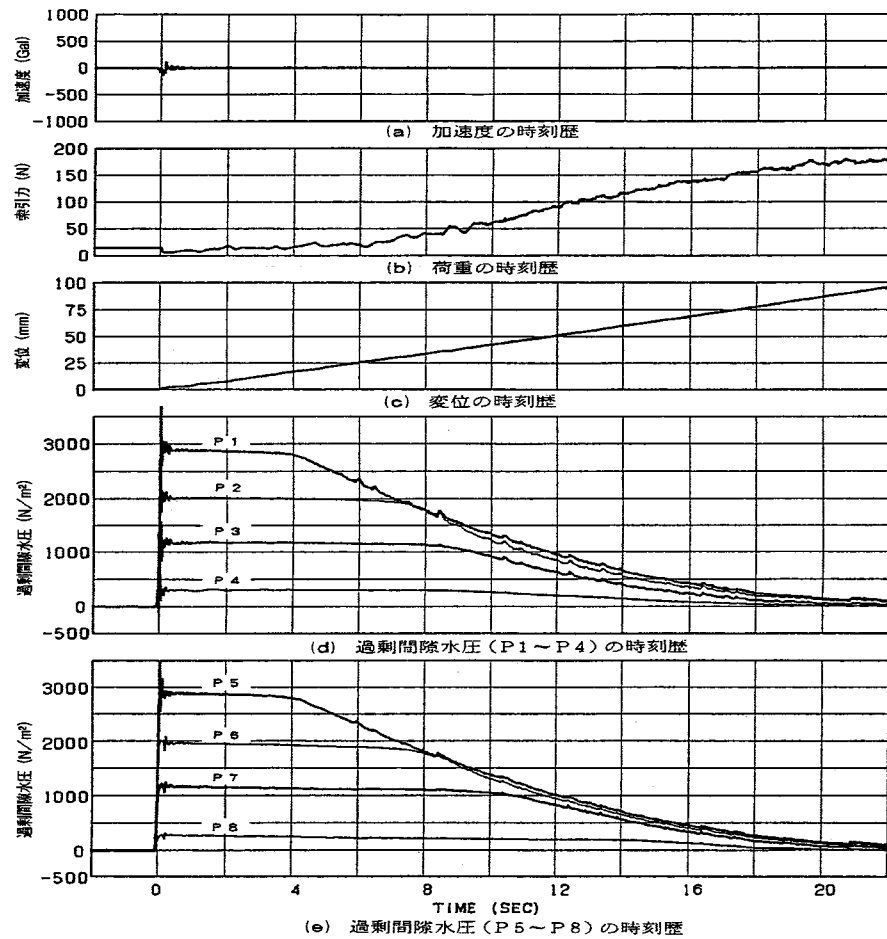


図-4.4.8 加振直後から杭模型を牽引した場合の時刻歴例

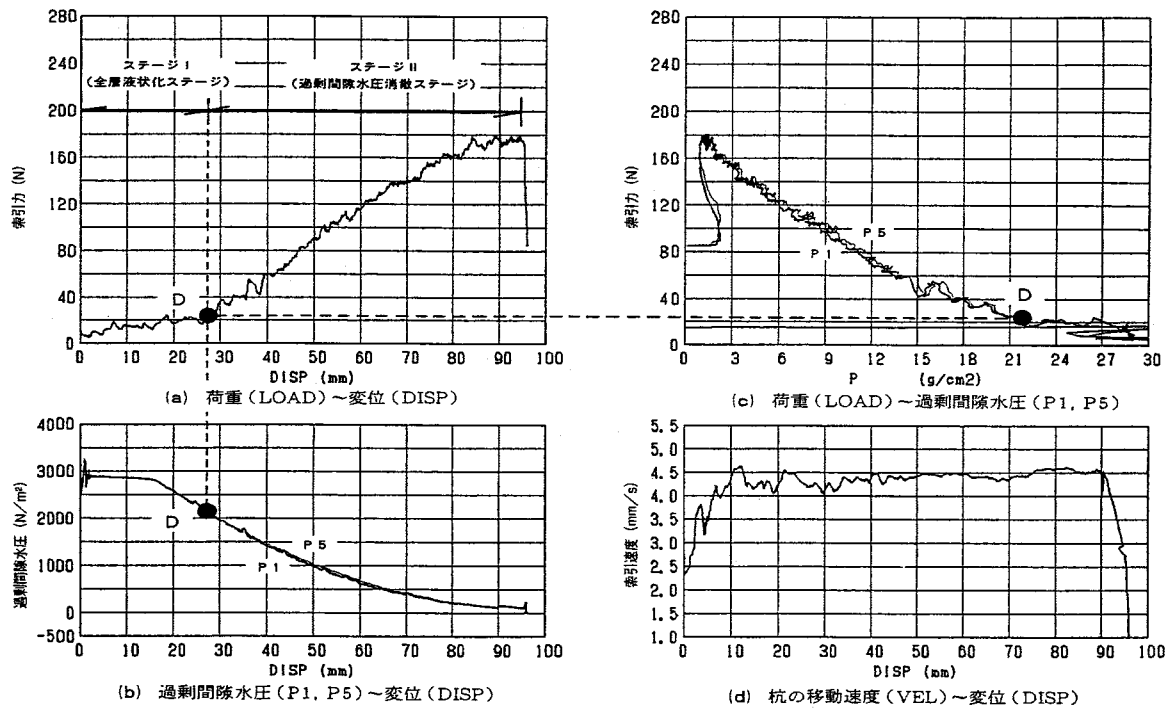


図-4.4.9 加振直後から杭模型を牽引した場合の応答相互の関係例

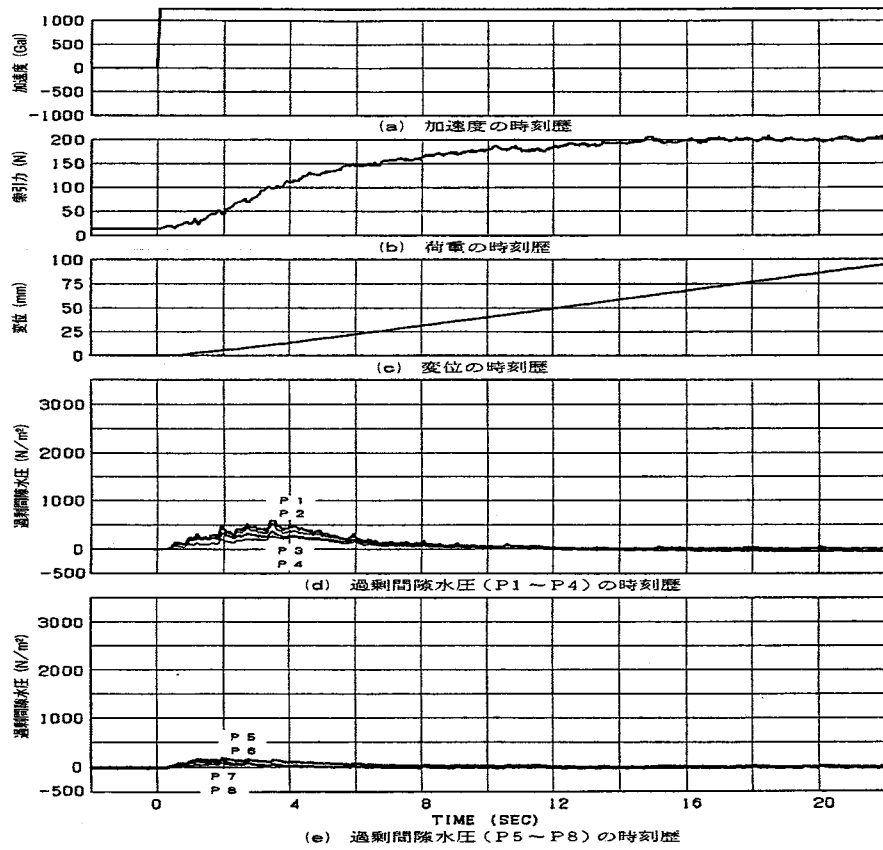


図-4.4.10 過剰間隙水圧が消散後に杭模型を牽引した場合の時刻歴例

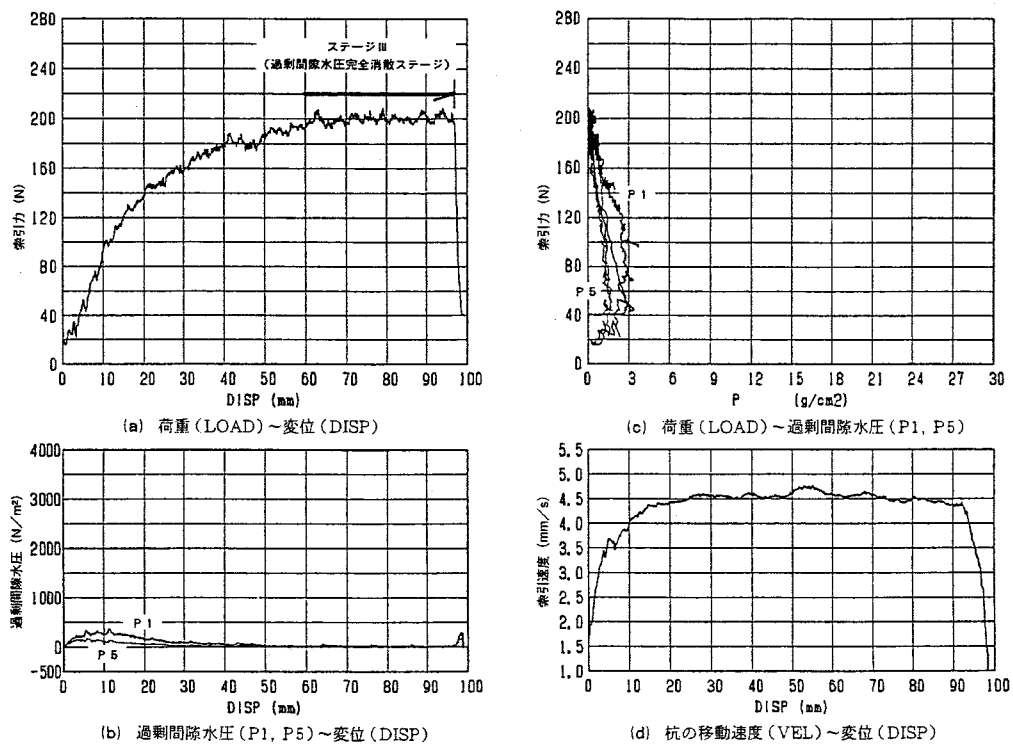


図-4.4.11 過剰間隙水圧が消散後に杭模型を牽引した場合の応答相互の関係例

豊浦標準砂  
 $Dr=84.3\%$   
 $r'=9.14 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

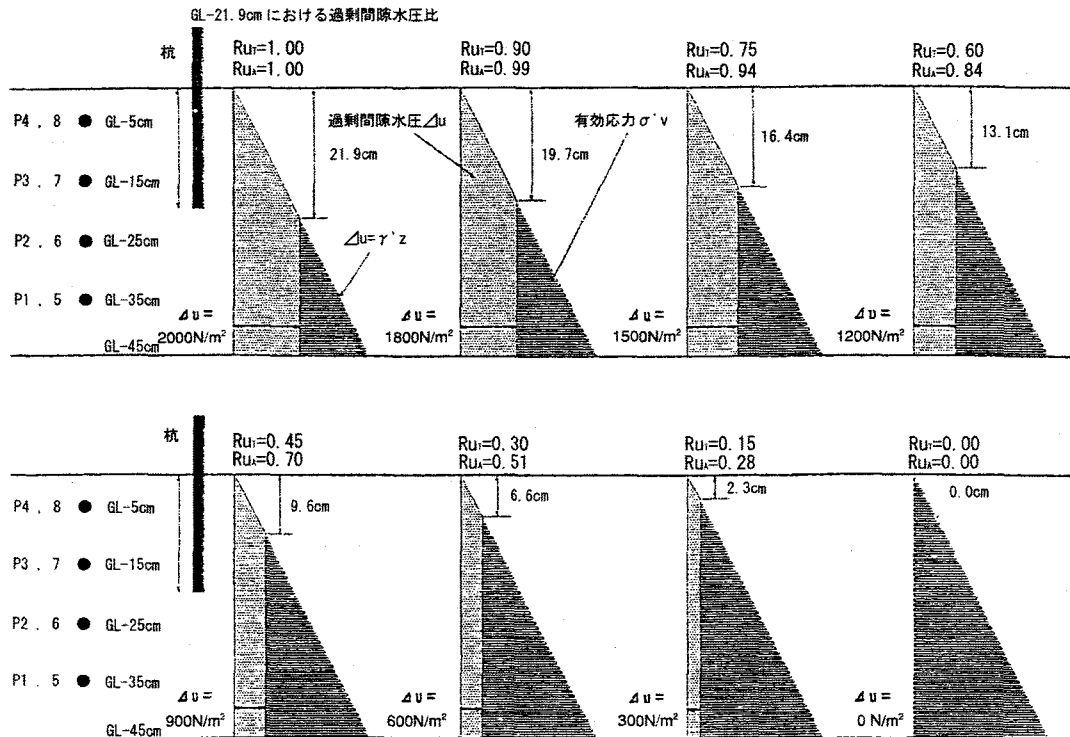


図-4.4.12 液状化した模型地盤内の過剰間隙水圧（あるいは有効上載圧）の分布の概念

完全液状化状態から過剰間隙水圧が消散して、ほとんど残留しなくなるまでの状態であり、一方牽引荷重は急激に増加する状態である。

ステージⅢ：過剰間隙水圧が完全に消散した後に行う液状化後の牽引において、図-4.4.11(a)および(b)に示すように、過剰間隙水圧が消散して0となる状態であり、牽引荷重が最大値で推移する状態である。

なお、ステージⅠとステージⅡの分岐点を図-4.4.9の黒丸印のD点で示すが、実験結果の整理に際しての基準点とする。

実験結果の解析においては、模型地盤の液状化の程度をどう評価するかが重要である。図-4.4.12は、液状化した模型地盤内の過剰間隙水圧（あるいは有効上載圧）の分布の概念を示す。本研究では、過剰間隙水圧の分布が図4.4.12に示すように、三角形分布をしていると仮定して、杭模型の先端（深度20cm）での過剰間隙水圧を測点P1あるいはP5（深度35cm）の測定値から推定することにする。さらに、図-4.4.9に示すように、ステージⅠでは杭先端が完全液状化状態にあり、D点以降で過剰間隙水圧が減少することから、D点に相当する測点P1あるいはP5での過剰間隙水圧を、杭先端での初期（加振前）の有効上載圧と見なす。

全実験ケースにおいて、測点P1あるいはP5でのD点に相当する過剰間隙水圧の平均値は

2kN/m<sup>2</sup>である。そこで、模型地盤の有効単位体積重量が9.14 kN/m<sup>3</sup>であることから、杭先端の初期の有効上載圧を地盤深度に換算すると、21.9cm (=2/9.14m) となる。ここで、換算深度21.9cmと杭先端の深度20cmとの差異は、牽引力に関与している杭先端以深の地盤の影響であると考えられる。

以上により、杭先端の初期の有効上載圧を用いて、杭模型に係わる過剰間隙水圧比として、杭先端での過剰間隙水圧比を式(4.4.1)で、また杭全長の平均的な過剰間隙水圧比を式(4.4.2)で定義する。

$$Ru_T = \frac{\Delta u^T}{\sigma_T'} \quad (4.4.1)$$

ここに、 $Ru_T$  : 杭先端の過剰間隙水圧比

$\Delta u^T$  : 杭先端の過剰間隙水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma_T'$  : 杭先端の初期の有効上載圧 (=2kN/m<sup>2</sup>)

$$Ru_A = \frac{\int_0^{21.9} \Delta u \cdot dz}{21.9 \times 20 / 2} \quad (4.4.2)$$

ここに、 $Ru_A$  : 換算深度までの平均過剰間隙水圧比であり、地表面から深度21.9cmまでの有効上載圧 ( $\sigma'$ ) の総和に対する過剰間隙水圧 ( $\Delta u$ ) の総和の比

ここで、 $Ru_T$  および  $Ru_A$  の関係について、換算深度まで完全液状化した状態から液状化が収束した状態までの8段階を例として比較した結果を図-4.4.12に示す。図より、全体的に  $Ru_A$  の方が  $Ru_T$  よりも1.0～1.9倍大きい値であることが分かる。

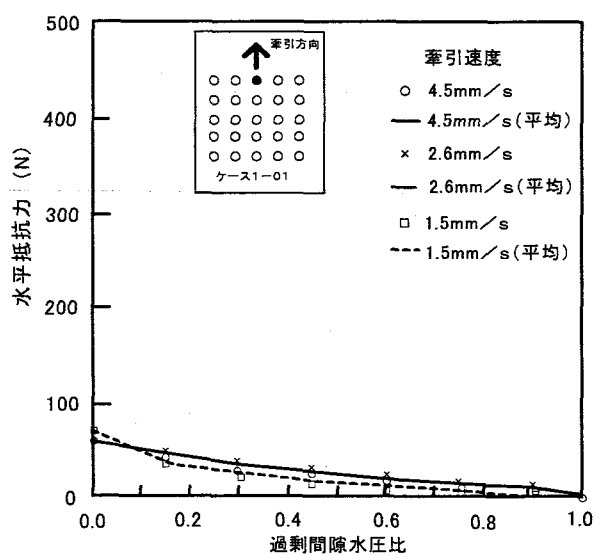
以下、実験結果に対しては、(2)～(4)では  $Ru_T$  について検討し、(5)では  $Ru_A$  も含めて検討する。

## (2) 液状化程度と杭の水平抵抗力の関係

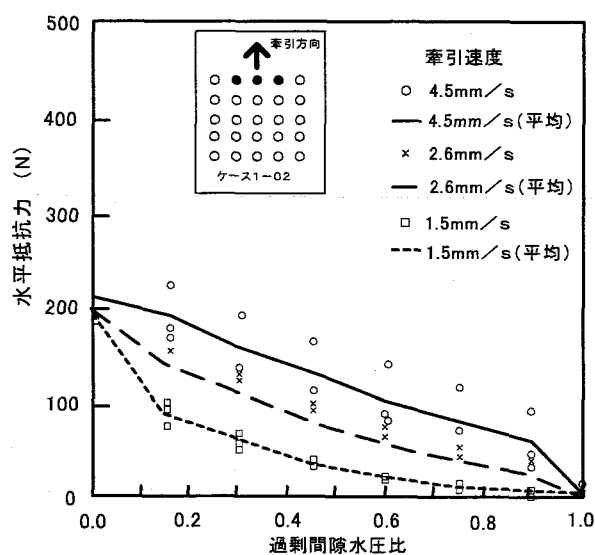
牽引速度をパラメータとして、杭先端の過剰間隙水圧比 ( $Ru_T$ ) と杭模型全体の水平抵抗力 (=牽引力) との関係、杭模型の配列方法、つまり格子配列および千鳥配列について、それぞれ図-4.4.13(1)～(3)および図-4.4.14(1)および(2)に示す。

いずれの実験ケースでも、杭模型の水平抵抗力は過剰間隙水圧比の増加に伴って、急激に減少する傾向を示す。例えば、格子配列の2本2列 (ケース1-04: 図-4.4.13(1)の(d)参照) の杭模型を4.5mm/secで牽引した場合、 $Ru_T = 0$  で196Nの水平抵抗力が発生するのに対し、 $Ru_T = 1.0$  では3.5Nにまで減少する。

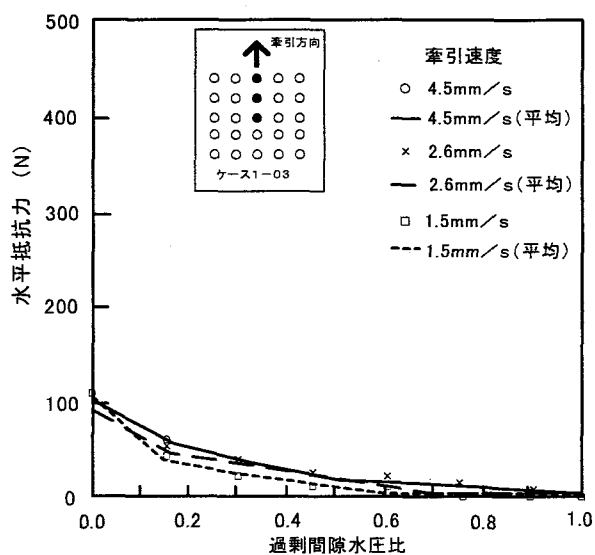
牽引速度との関係について、格子配列で1列の杭配置の場合、ケース1-01, 1-03および1-06を除いて、同一過剰間隙水圧比では牽引速度が大きいほど水平抵抗力が大きい傾向がある。ただし、非液状化状態 ( $Ru_T=0$ ) では牽引速度による水平抵抗力の差異はほとんど無い。また、完全な液状化状態 ( $Ru_T=1.0$ ) でも牽引速度による差異は見られない。なお、千鳥配列について



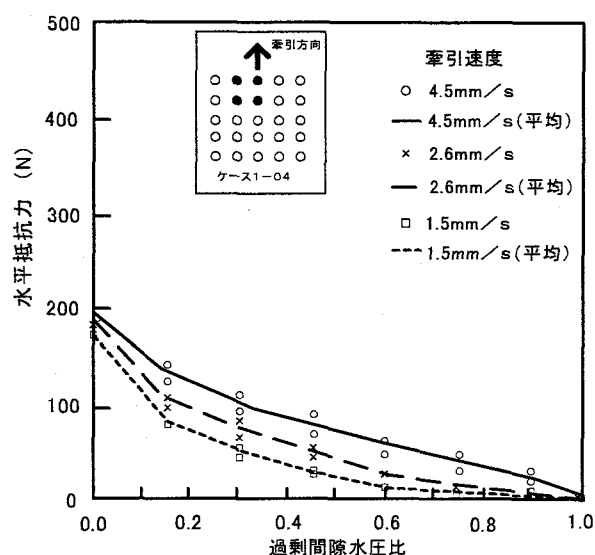
(a) ケース 1-0 1



(b) ケース 1-0 2



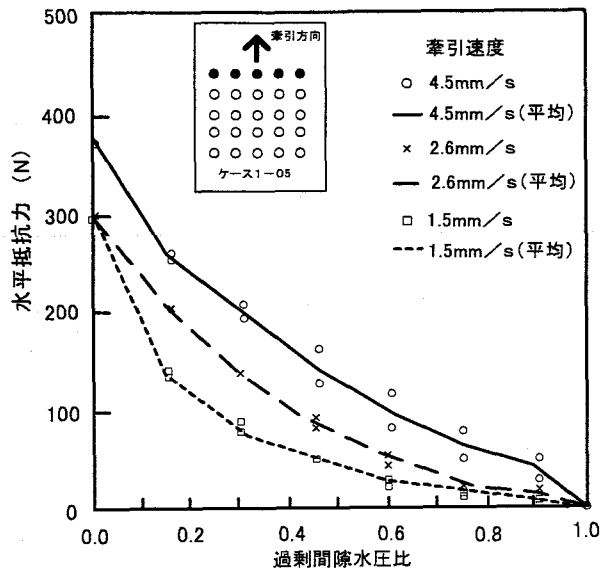
(c) ケース 1-0 3



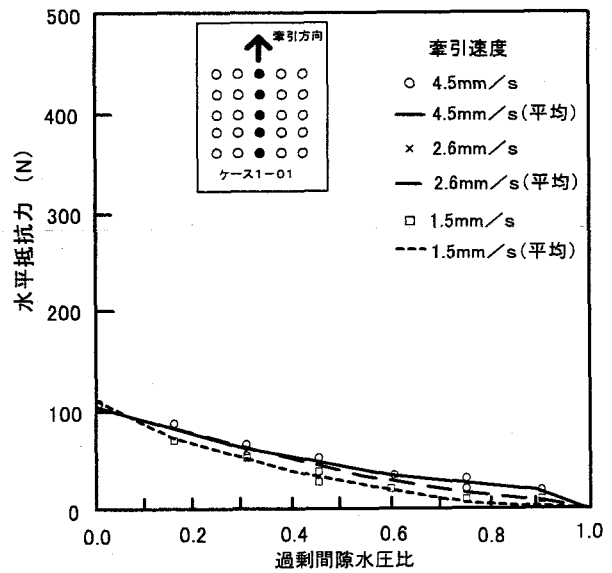
(d) ケース 1-0 4

図-4.4.13 (1) 過剰間隙水圧比 ( $R_{UT}$ ) と水平抵抗力の関係  
(格子配列：実験ケース1-01~1-04)

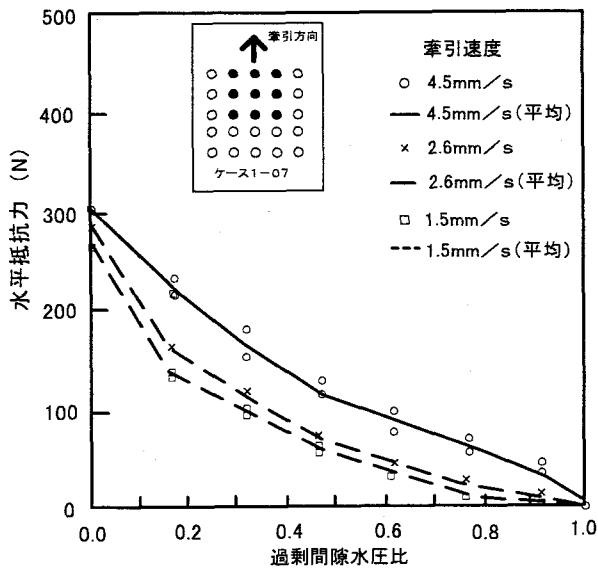




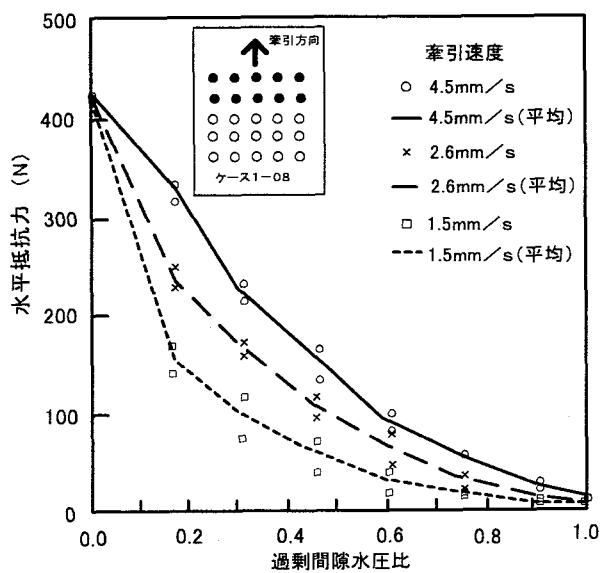
(e) ケース 1-05



(f) ケース 1-06

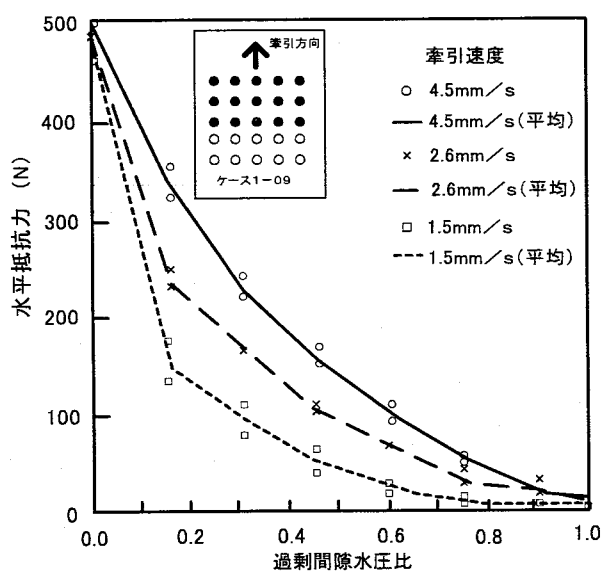


(g) ケース 1-07

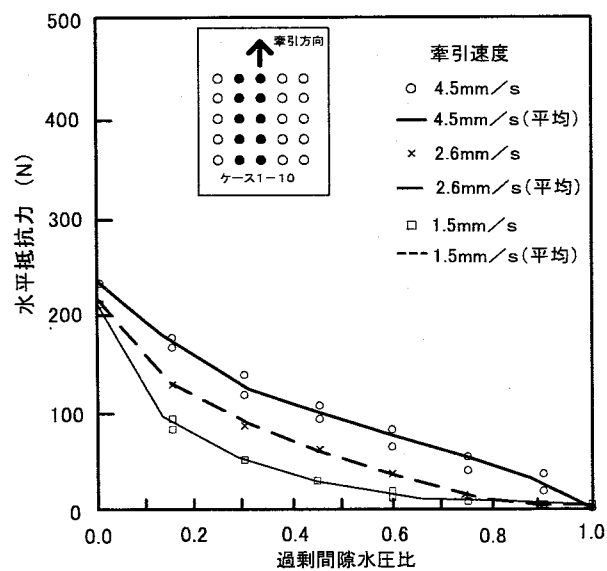


(h) ケース 1-08

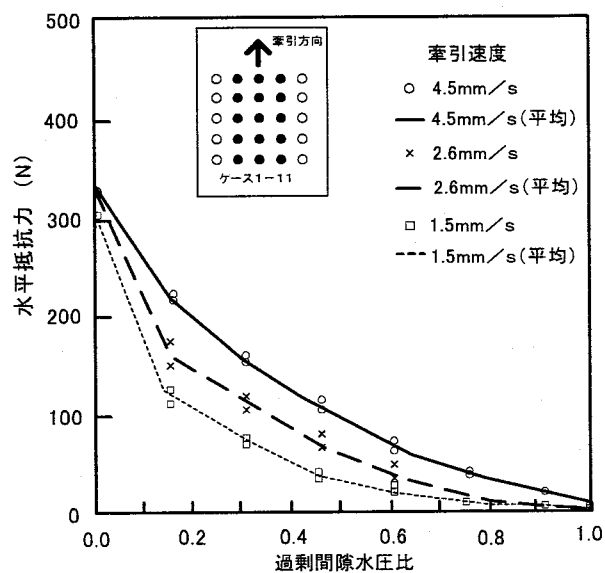
図-4.4.13 (2) 過剰間隙水圧比 ( $R_{UT}$ ) と水平抵抗力の関係  
(格子配列: 実験ケース1-05~1-08)



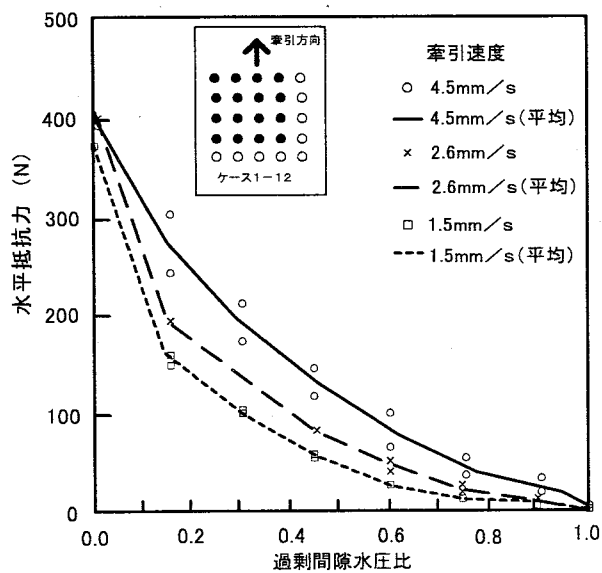
(i) ケース 1-09



(j) ケース 1-10

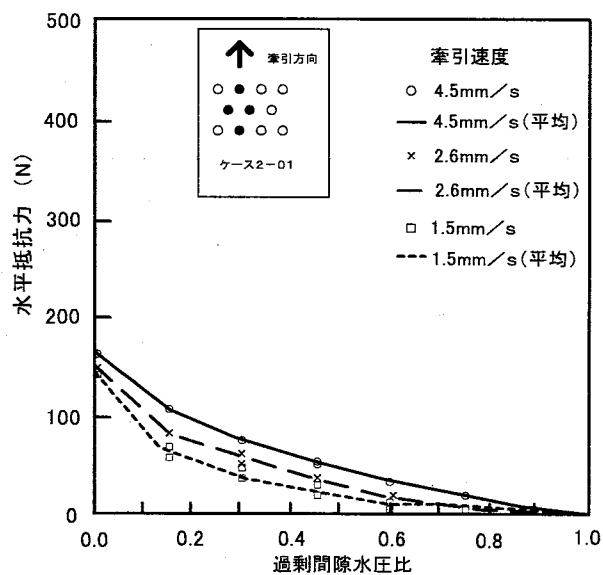


(k) ケース 1-11

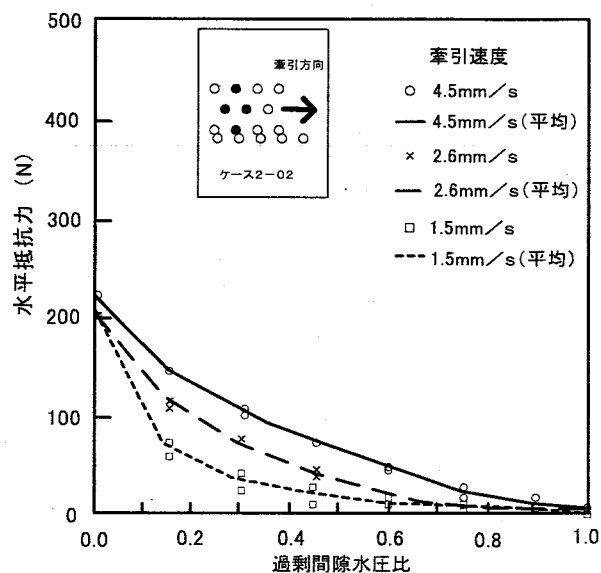


(l) ケース 1-12

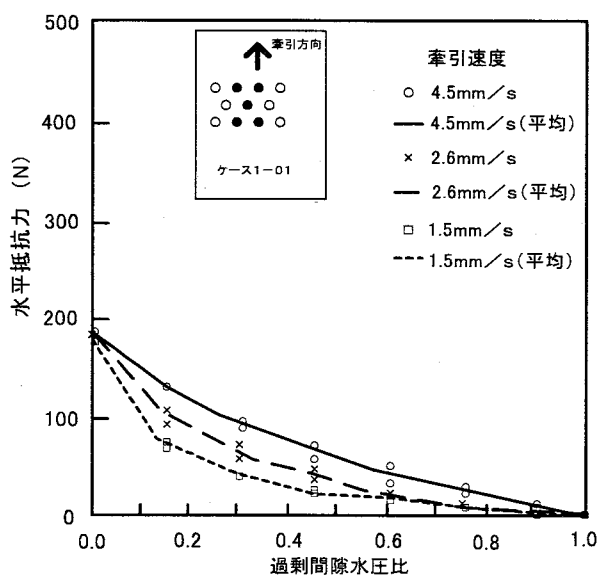
図-4.4.13 (3) 過剰間隙水圧比 ( $R_{UT}$ ) と水平抵抗力の関係  
(格子配列: 実験ケース1-09~1-12)



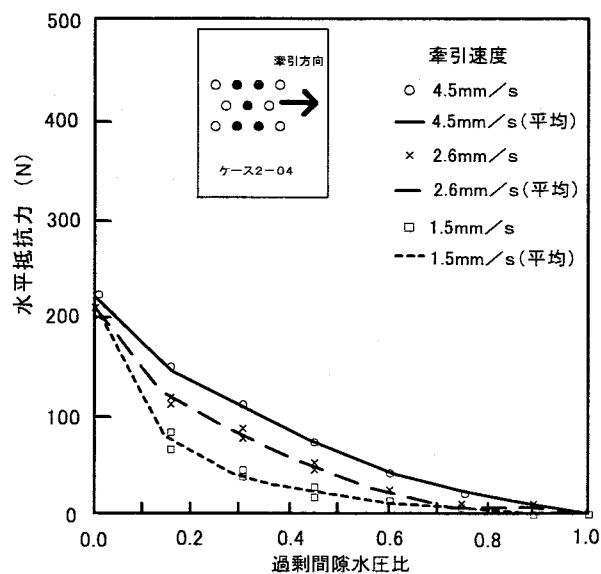
(a) ケース 2-01



(b) ケース 2-02

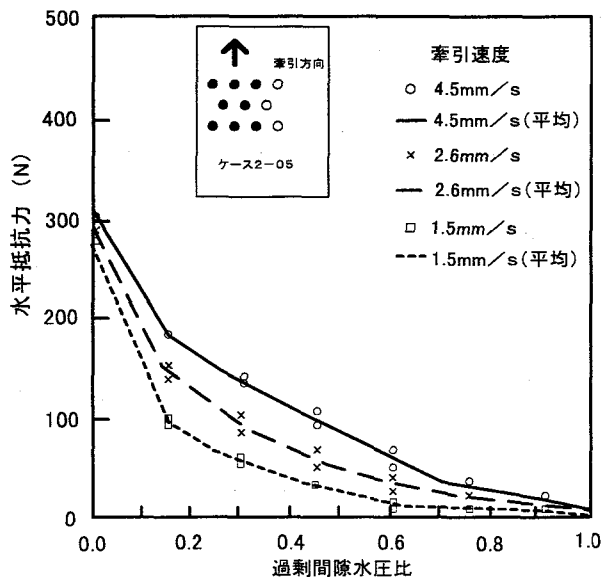


(c) ケース 2-03

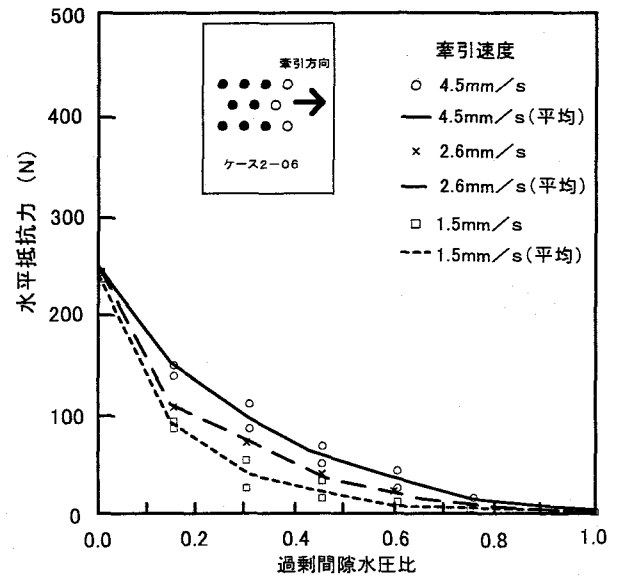


(d) ケース 2-04

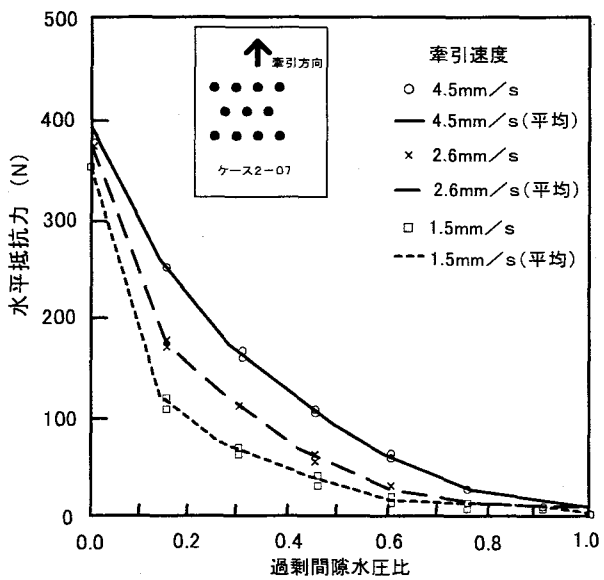
図-4.4.14 (1) 過剰間隙水圧比 ( $R_{UT}$ ) と水平抵抗力の関係  
(千鳥配列：実験ケース2-01～2-04)



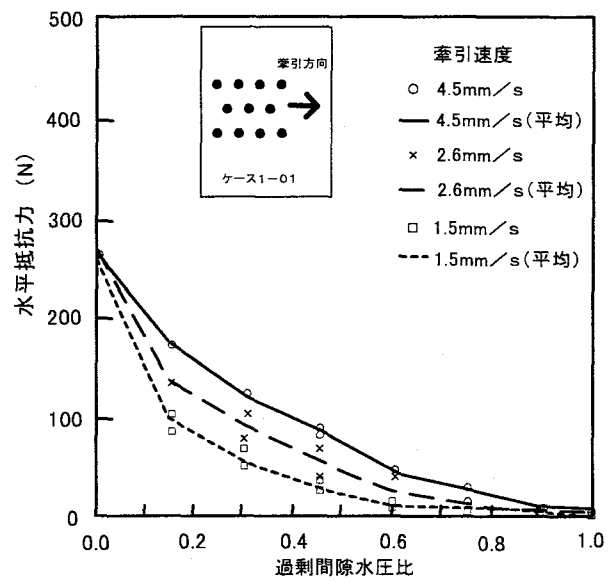
(e) ケース 2-05



(f) ケース 2-06



(g) ケース 2-07



(h) ケース 2-08

図-4.4.14 (2) 過剰間隙水圧比 ( $R_{UP}$ ) と水平抵抗力の関係  
(千鳥配列：実験ケース2-05～2-08)

も同様な傾向である。

一方、格子配列で1列の杭配置の場合であるケース1-01、1-03および1-06は、水平抵抗力が小さく牽引速度による差異はほとんど無い。なお、千鳥配列についても同様な傾向がある。

### (3) 杭の配列と水平抵抗力の関係

#### 1) 杭の配列が正方形配置の場合

杭配列が正方形の場合について、杭先端の過剰間隙水圧比 ( $R_{ur}$ ) と杭模型全体の水平抵抗力 (= 牽引力) との関係を、牽引速度をパラメータとして比較した結果を図-4.4.15に示す。対象となるのは、1本1列 (ケース1-01: 杭総本数1本)、2本2列 (ケース1-04: 同4本)、3本3列 (ケース1-07: 同9本) および4本4列 (ケース1-12: 同16本) の4ケースである。図-4.4.15から、当然のことながら杭の総本数が多いほど水平抵抗力が大きい、杭の総本数の比率までの差異はなく、過剰間隙水圧比が増加するほど差が縮小する傾向がある。

また、図-4.4.15において、過剰間隙水圧比  $R_{ur}=0$  の水平抵抗力を基準にして正規化すると図-4.4.16となる。同図から、過剰間隙水圧比の増加による水平抵抗力の低減率の差異は、概ね0.1~0.15程度以内にあるため、顕著であるとはいえないが、特に牽引速度が2.6mm/sおよび1.5mm/sの場合、4本4列の配列で低減率が最も大きく、次いで3本3列の配列、2本2列の配列順に低減率が緩和し、1本1列の配列の低減率が最も小さい傾向がある。また、牽引速度について、牽引速度が小さいほど低減率が大きい傾向がある。

#### 2) 杭の配列が同じで牽引方向が異なる場合

格子配列において、杭の配列が同じであるが牽引方向が異なる場合について、牽引速度が2.6mm/sの場合を事例として、過剰間隙水圧比と水平抵抗力の関係を図-4.4.17に示す。なお、他の牽引速度の場合も、水平抵抗力の大きさおよび低減傾向は図-4.4.17と類似である。比較の対象としたのは、以下の4つの実験ケースの組み合わせである。

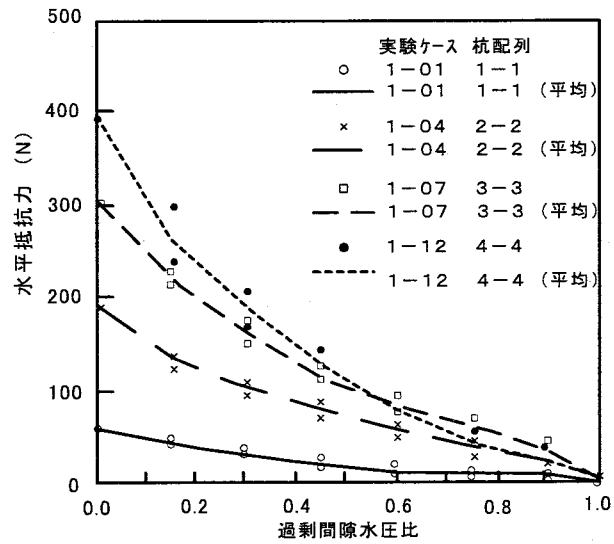
- ① ケース1-02: 1本3列、ケース1-03: 3本1列
- ② ケース1-05: 1本5列、ケース1-06: 5本1列
- ③ ケース1-08: 2本5列、ケース1-09: 5本2列
- ④ ケース1-10: 3本5列、ケース1-11: 5本3列

図-4.4.17から、いずれの組み合わせにおいても、同じ杭配置である場合、牽引直角方向に投影した杭の本数の多い方が水平抵抗力は大きい。

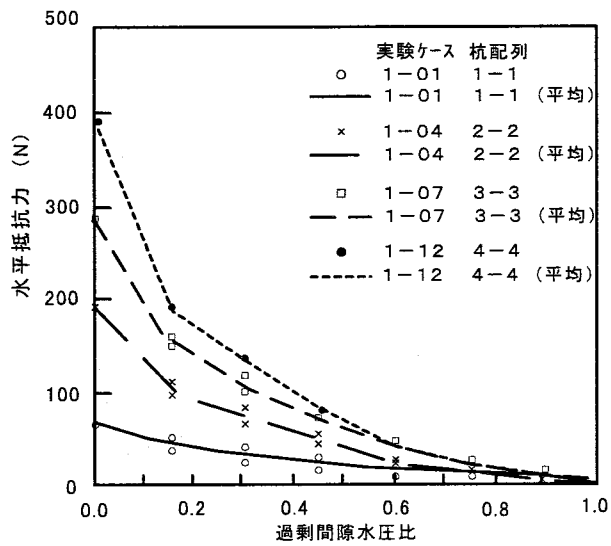
一方、千鳥配列においても格子配列と同様に、杭の配列が同じであるが牽引方向が異なる場合について、牽引速度が2.6mm/sの場合を事例として、過剰間隙水圧比と水平抵抗力の関係を図-4.4.18に示す。なお、他の牽引速度の場合も、水平抵抗力の大きさおよび低減傾向は図-4.4.18と類似である。比較の対象としたのは、以下の4つの実験ケースの組み合わせである。

- ⑤ ケース2-01およびケース2-02: 1本-2本-1本
- ⑥ ケース2-03およびケース2-04: 2本-1本-2本
- ⑦ ケース2-05およびケース2-06: 3本-2本-3本
- ⑧ ケース2-07およびケース2-08: 4本-3本-4本

(a) 牽引速度 4.5mm/sec



(b) 牽引速度 2.6mm/sec



(c) 牽引速度 1.5mm/sec

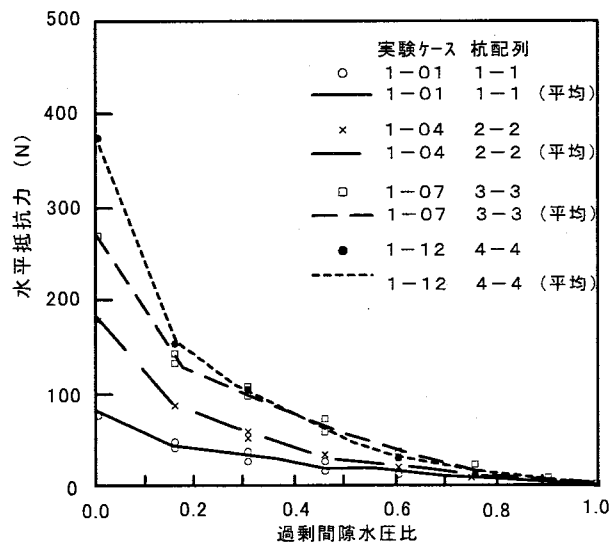
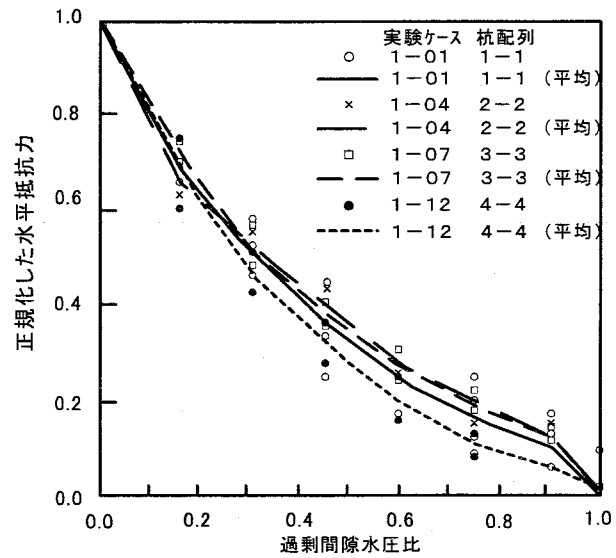
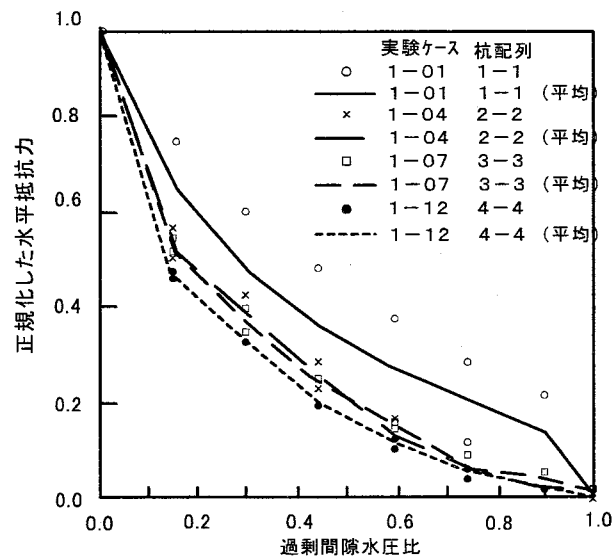


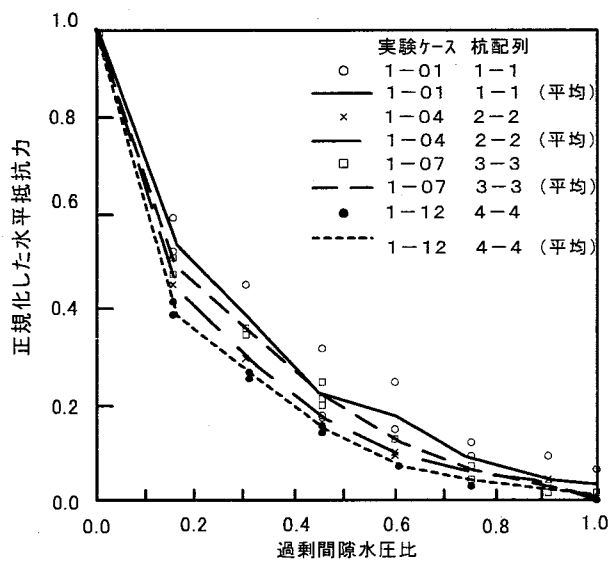
図-4.4.15 牽引速度毎の過剰間隙水圧比 ( $R_{UT}$ ) と水平抵抗力の関係 (正方形配置)



(a) 牽引速度 4.5mm/sec

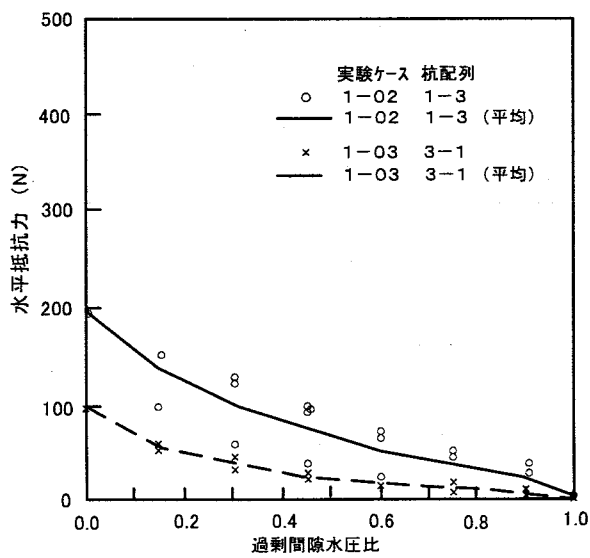


(b) 牽引速度 2.6mm/sec

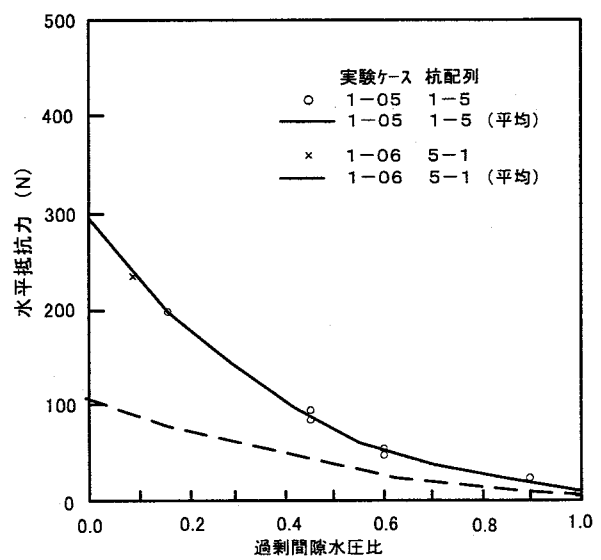


(c) 牽引速度 1.5mm/sec

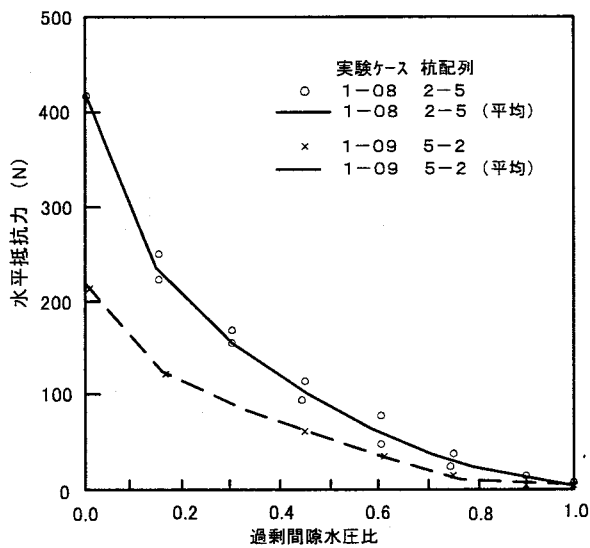
図-4.4.16 牽引速度毎の過剰間隙水圧比 ( $R_{UT}$ ) と正規化した水平抵抗力の関係 (正方形配置)



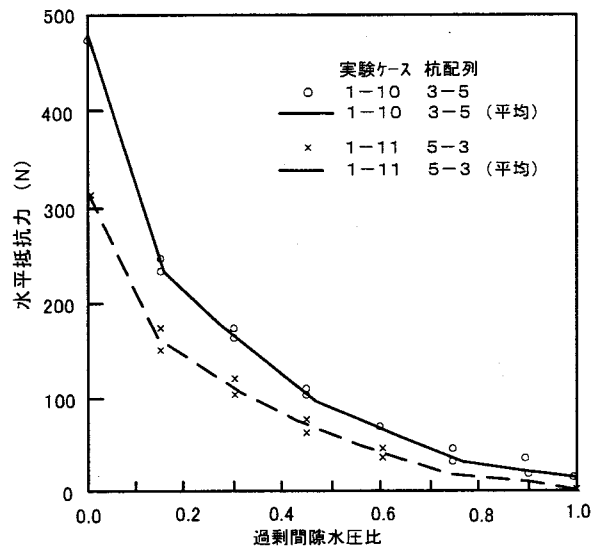
(b) 1本3列と3本1列



(a) 1本5列と5本1列



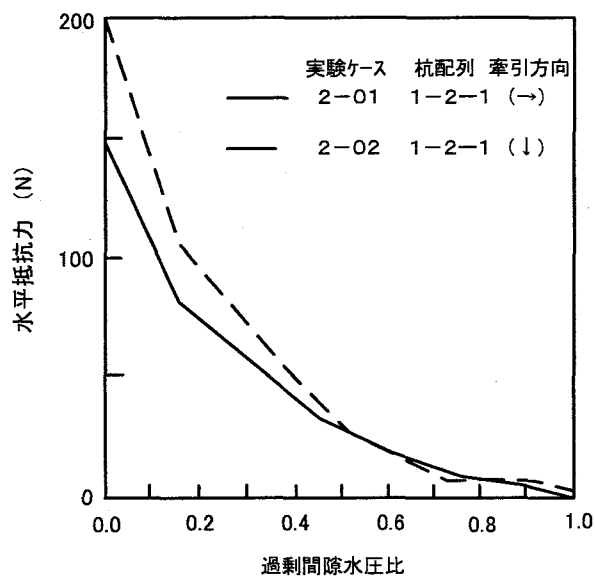
(d) 2本5列と5本2列



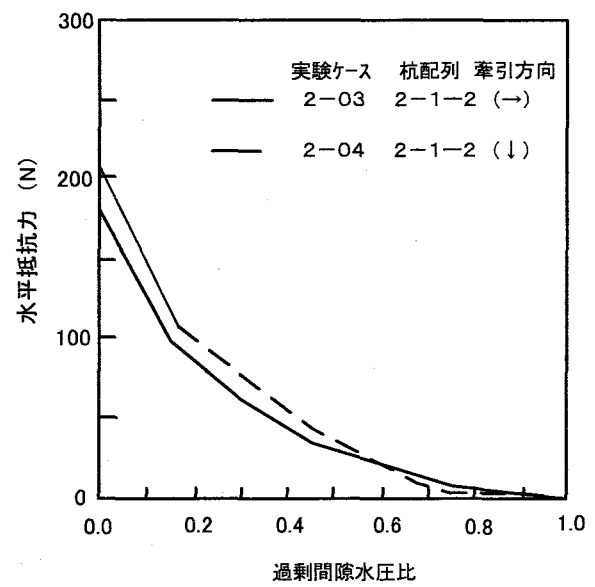
(c) 3本5列と5本3列

図-4.4.17 牽引方向による過剰間隙水圧比 ( $R_{UT}$ ) と水平抵抗力の関係  
(格子配列: 牽引速度 2.6mm/s)

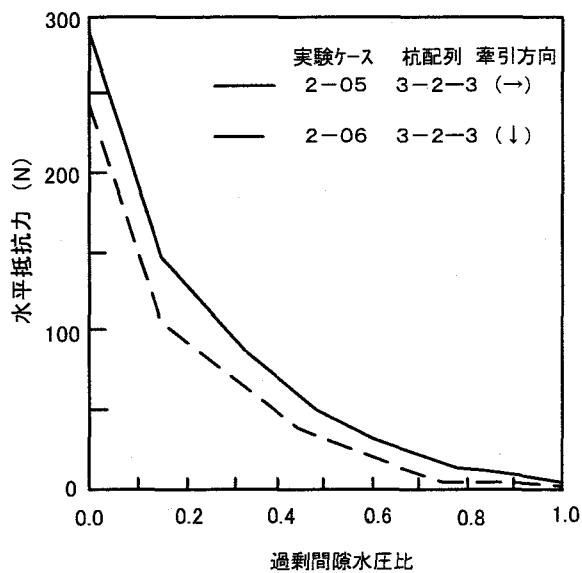




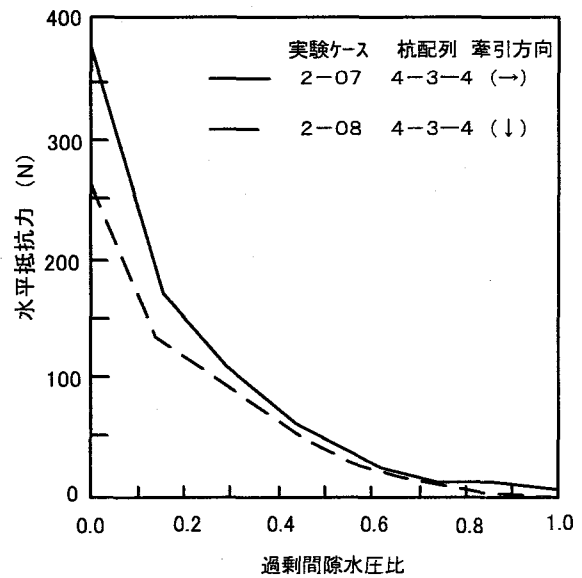
(a) ケース 2-01 と ケース 2-02



(b) ケース 2-03 と ケース 2-04



(c) ケース 2-05 と ケース 2-06



(d) ケース 2-07 と ケース 2-08

図-4.4.18 牽引方法による過剰間隙水圧比 ( $R_{UT}$ ) と水平抵抗力の関係  
(千鳥配列：牽引速度 2.6mm/s)

図-4.4.18から、⑤ではケース2-02、⑥ではケース2-04の方が水平抵抗力が大きい傾向がある。これに対して、⑦ではケース2-05、⑧ではケース2-07の方が水平抵抗力が大きい傾向がある。ここで、⑦および⑧では、格子配列と同様に、牽引直角方向への杭の投影本数が多い方が水平抵抗力が大きくなっている。一方、⑤および⑥では、牽引直角方向への杭の投影本数が同じであることから、投影された杭の全体としての幅が関係すると思われる。例えば、⑤ではケース2-01では投影された杭の本数は3本であるが、それらは杭3.5本分の幅（3.5D）を占めているのに対して、ケース2-02では投影された杭の本数は3本であるが、それらは杭6本分の幅（6D）に相当することになる。

このように、水平抵抗力の差異は、牽引直角方向に投影された杭の本数、さらに投影された杭の占める幅が関係し、それぞれ投影本数あるいは投影占有幅が大きい方が水平抵抗力が大きくなる。

### 3) 牽引直角方向への杭の投影本数が同じ場合

格子配列について、牽引直角方向への杭の投影本数が同じ場合、牽引速度が2.6mm/sの場合を事例として、過剰間隙水圧比と水平抵抗力の関係を図-4.4.19に示す。なお、他の牽引速度の場合も、水平抵抗力の大きさおよび低減傾向は図-4.4.19と類似である。比較の対象としたのは、以下の3つの実験ケースの組み合わせである。

- ① ケース1-01：1本1列、ケース1-03：3本1列、ケース1-06：5本1列  
(牽引直角方向への杭の投影本数：1本)
- ② ケース1-04：2本2列、ケース1-09：5本2列  
(牽引直角方向への杭の投影本数：2本)
- ③ ケース1-02：1本3列、ケース1-07：3本3列、ケース1-11：5本3列  
(牽引直角方向への杭の投影本数：3本)

図-4.4.19によると、全般的に牽引直角方向への杭の投影本数が同じ場合、牽引方向の杭の本数が増加すると水平抵抗力が増加する傾向がみられるが、杭本数の増加に比べて水平抵抗力の増加は僅かで、その影響（＝効果）が小さい。

### 4) 牽引方向への杭の投影本数が同じ場合

格子配列について、牽引方向への杭の投影本数が同じ場合、牽引速度が2.6mm/sの場合を事例として、過剰間隙水圧比と水平抵抗力の関係を図-4.4.20に示す。なお、他の牽引速度の場合も、水平抵抗力の大きさおよび低減傾向は図-4.4.20と類似である。比較の対象としたのは、以下の3つの実験ケースの組み合わせである。

- ① ケース1-01：1本1列、ケース1-02：1本3列、ケース1-05：1本5列  
(牽引方向への杭の投影本数：2本)
- ② ケース1-04：2本2列、ケース1-08：2本5列  
(牽引方向への杭の投影本数：2本)
- ③ ケース1-03：3本1列、ケース1-07：3本3列、ケース1-10：3本5列  
(牽引直角方向への杭の投影本数：3本)

図-4.4.20によると、牽引方向の杭の本数が同じ場合、牽引直角方向の杭の本数が増加すると、水平抵抗力が増加する傾向がみられる。図-4.4.19との比較によれば、牽引方向の本数が増加する場合よりも、牽引直角方向の本数が増加する場合の方が、水平抵抗力の増加が顕著である。

#### 5) 千鳥配列の効果

前項の結果から、水平抵抗力の大きさには、牽引直角方向の杭の本数が強く影響していることが明らかになった。この場合、杭と杭の間を流動地盤がすり抜ける際に作用する力が水平抵抗力に関与すると考えられる。実験ケースで設定した杭の千鳥配列は、杭間の流動地盤のすり抜けをより困難にするものと考えられるので、ここでは、格子配列と比較してその影響を明らかにする。

図-4.4.21 (a) および (b) は、牽引速度が2.6mm/sの場合を事例として、過剰間隙水圧比と水平抵抗力の関係を示す。ここに、比較の対象としたのは、以下の2つの実験ケースの組み合わせである。

- ① ケース1-04：2本2列（杭総数 4本）、ケース2-03：2-1-2（杭総数 5本）
- ② ケース1-07：3本3列（杭総数 9本）、ケース2-05：3-2-3（杭総数 8本）
- ③ ケース1-12：4本4列（杭総数16本）、ケース2-07：4-3-4（杭総数11本）

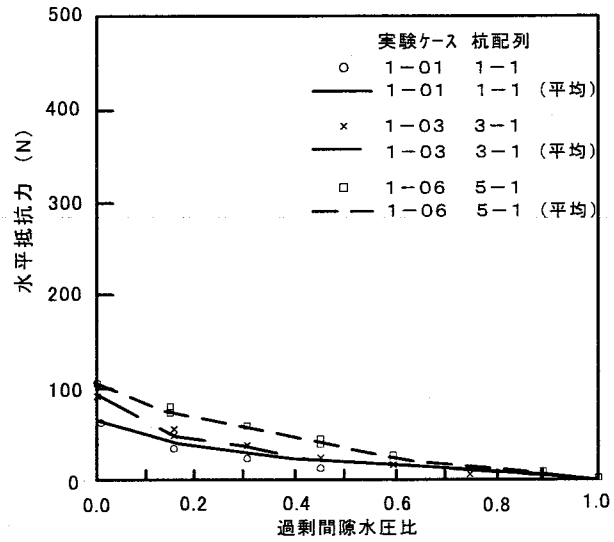
いずれの場合も、過剰間隙水圧比に拘わらず、千鳥配列の方が格子配列よりも水平抵抗力はやや小さいが、両者の差異は顕著ではない。従って、格子配列と千鳥配列の水平抵抗力は大差ないと言える。これは、次項の群杭効果に関して、水平抵抗力の大部分が前面杭に依存していることにも起因すると考えられる。なお、他の牽引速度の場合も、水平抵抗力の大きさおよび低減傾向は図-4.4.21と類似である。

#### (4) 杭の配置と群杭効果

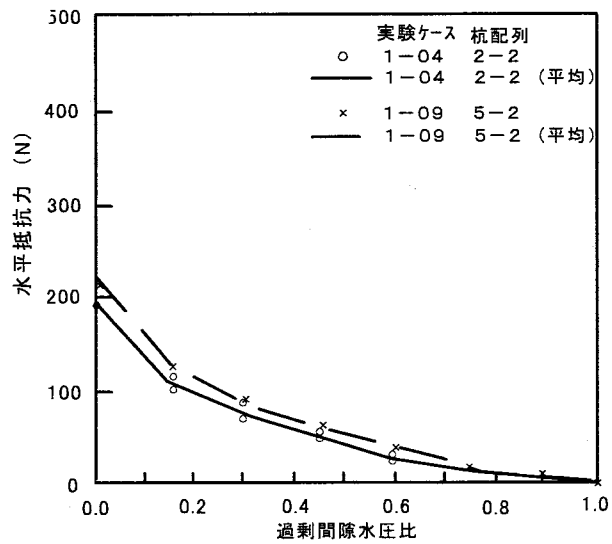
図-4.4.22に示すように、格子配列の3本5列を対象として、牽引方向に対して、前面杭、中間杭および後列杭の5本ずつの群杭に着目して、それぞれの水平抵抗力の分担割合を分析する。対象とする実験ケースはケース1-05（1本5列）、ケース1-08（2本5列）およびケース1-10（3本5列）であり、以下の手順で分担する水平抵抗力を算出する。

- ① 前面杭5本の水平抵抗力はケース1-05の結果とする。
- ② 中間杭5本の水平抵抗力はケース1-08の結果からケース1-05の結果の差分とする。
- ③ 後列杭5本の水平抵抗力はケース1-10の結果からケース1-08の結果の差分とする。

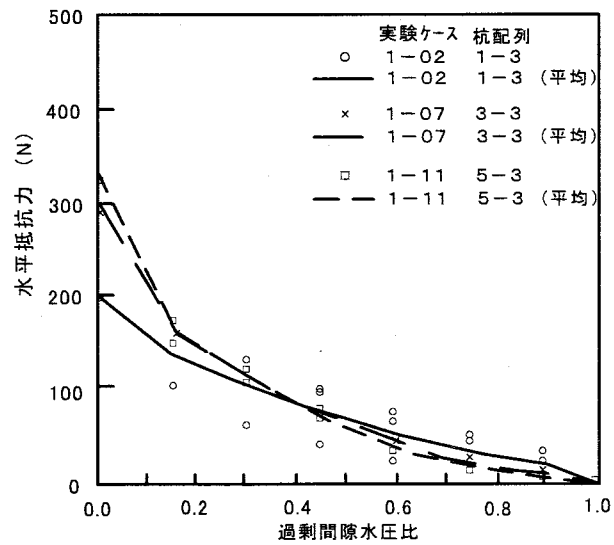
図-4.4.22は、過剰間隙水圧比 $R_{uT} = 0, 0.30, 0.60$ および $0.90$ の4段階について、3種類の牽引速度に対する水平抵抗力の分担の算定結果を示す。また、図-4.4.23は、水平抵抗力の分担率で整理した結果である。これらの図より、牽引速度により若干の差異はあるが、牽引速度に拘わらず総括的にみると、過剰間隙水圧比 $R_{uT}$ に応じて、前列杭、中間杭および後列杭の水平抵抗力の分担率は以下ようになる。



(a) 1本1列, 3本1列, 5本1列

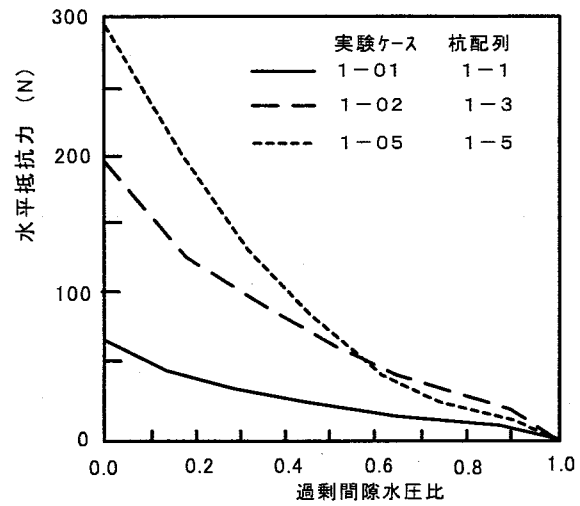


(b) 2本2列, 5本2列

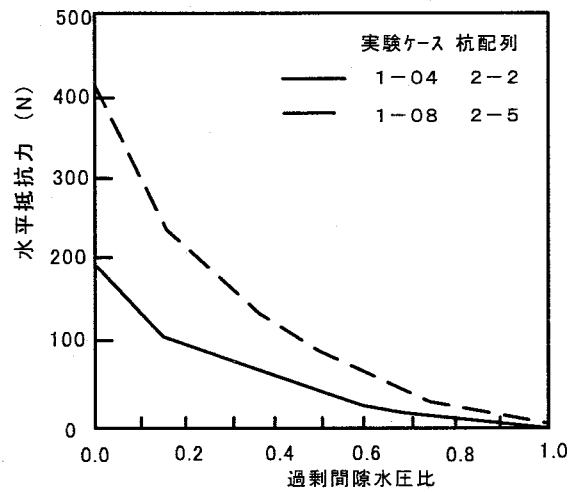


(c) 1本3列, 3本3列, 5本3列

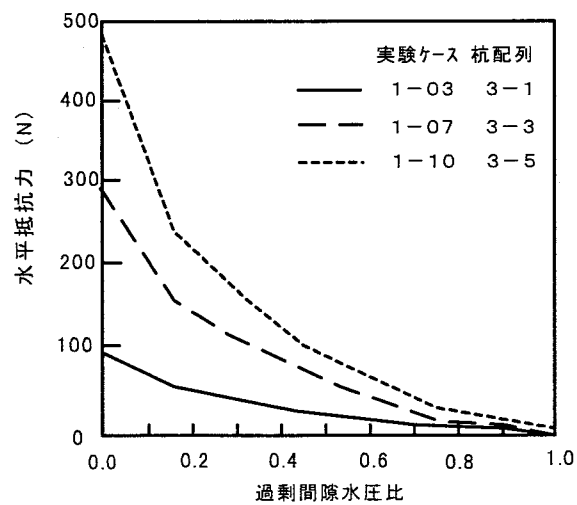
図-4.4.19 牽引直角方向への杭の投影本数が同じ場合のによる過剰間隙水圧比 ( $R_{UT}$ ) と水平抵抗力の関係 (牽引速度 2.6mm/s)



(a) 1本1列, 1本3列, 1本5列



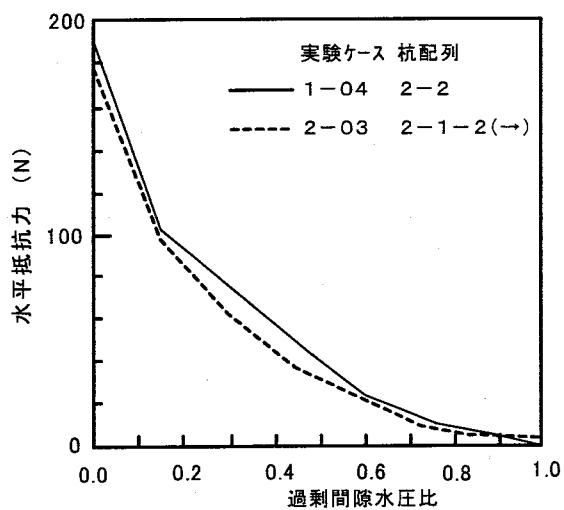
(b) 2本2列, 2本5列



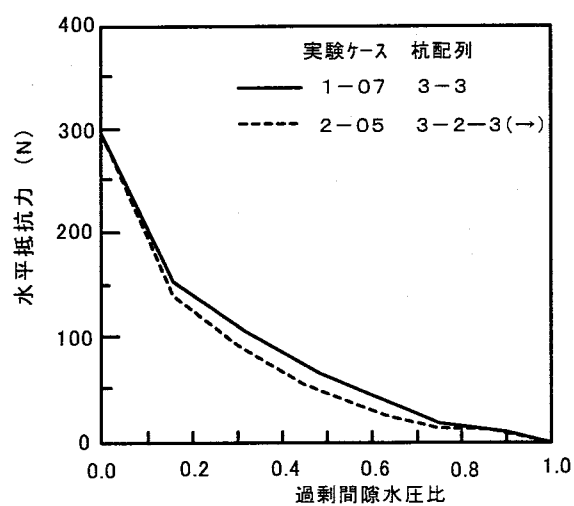
(c) 3本1列, 3本3列, 3本5列

図-4.4.20 牽引方向への杭の投影本数が同じ場合のによる過剰間隙水圧比 ( $R_{ut}$ ) と水平抵抗力の関係 (牽引速度 2.6mm/s)

(a) ケース1-04とケース2-03



(b) ケース1-07とケース2-05



(c) ケース1-12とケース2-07

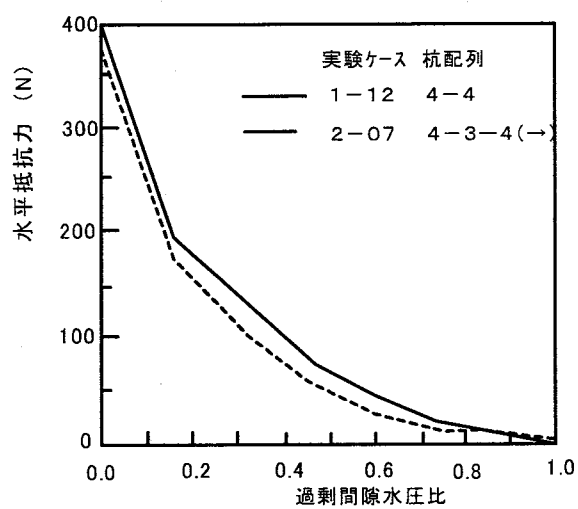


図-4.4.21 格子配列と千鳥配列による過剰間隙水圧比 ( $R_{UT}$ ) と水平抵抗力の関係  
(牽引速度 2.6mm/s)

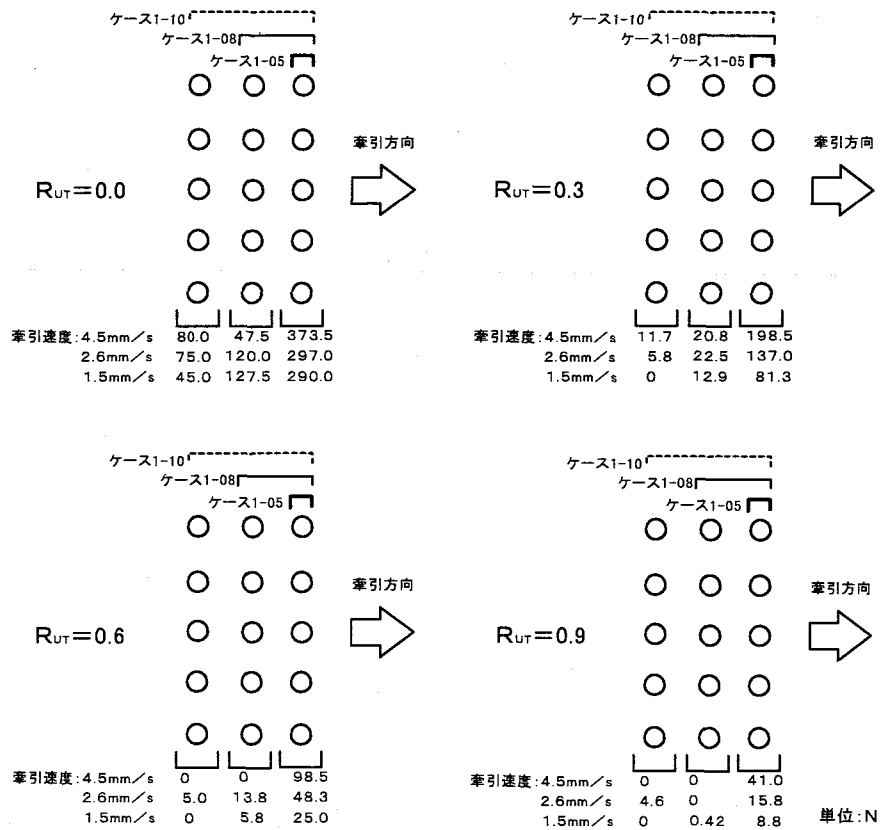


図-4.4.22 格子配列 (3本5列) での群杭の分担水平抵抗力

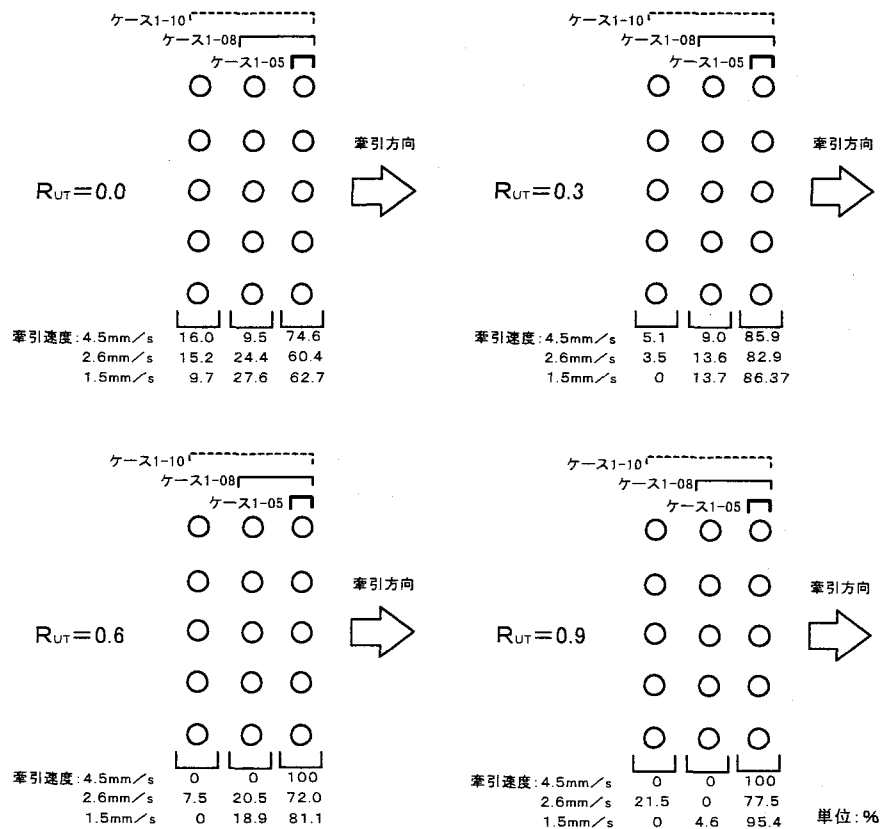


図-4.4.23 格子配列 (3本5列) での群杭の水平抵抗力の分担率

|                |                                   |
|----------------|-----------------------------------|
| $R_{uT} = 0.0$ | 前列杭：約60～75%，中間杭：10～25%，後列杭：10～15% |
| $R_{uT} = 0.3$ | 前列杭：約80～85%，中間杭：10～15%，後列杭：0～5%   |
| $R_{uT} = 0.6$ | 前列杭：約70～100%，中間杭：20%，後列杭：0～10%    |
| $R_{uT} = 0.9$ | 前列杭：約80～100%，中間杭：0～5%，後列杭：0～20%   |

これらの結果によれば、いずれの過剰間隙水圧比においても、前面杭の水平抵抗力が大きい。そして、過剰間隙水圧比が小さい場合（ $R_{uT}=0.0\sim0.3$ ）は、前面杭に加えて、中間杭、後列杭の順に水平抵抗力が分担される。また、過剰間隙水圧比が高くなる（ $R_{uT}=0.6\sim0.9$ ）と、前面杭が分担する水平抵抗力の割合が大きくなる傾向がある。

このように、群杭について、特に完全液状化の状態にある場合、杭に作用する水平抵抗力はほとんど全てを前面杭が受け持ち、その他の杭の水平抵抗力の合計は多くて20%程度である。

### （5）杭の牽引速度と水平抵抗力の関係

図-4.4.24は、過剰間隙水圧比をパラメータとして、2本2列および5本3列の場合について、牽引速度と水平抵抗力の関係を整理した結果である。前述の通り、同一過剰間隙水圧比では、非液状化状態を除いて、水平抵抗力は杭の牽引速度の増加に応じて増加する。牽引速度が0の場合、水平抵抗力は0であるとの仮定から、同一過剰間隙水圧比での水平抵抗力（P）と牽引速度（V）の関係が式（4.4.3）で表記されると仮定する。

$$P = aV^b \quad (4.4.3)$$

ここに、P：水平抵抗力（＝流動力），V：牽引速度（＝流動速度）

a, b：定数

式（4.4.3）を実験結果に当てはめた結果が図4.4.24の曲線である。定数aおよびbは、過剰間隙水圧比により変動するが、bの値は水平抵抗力に対する牽引速度の影響度を示し、bの値が大きいほど水平抵抗力に対する牽引速度の影響が大きい。

ここで、粘性流体中の物体に作用する抗力は式（4.4.4）で表される<sup>31)</sup>。

$$D = C_D \frac{\rho U^2 A}{2} \quad (4.4.4)$$

ここに、D：抗力， $C_D$ ：抗力係数， $\rho$ ：流体の密度

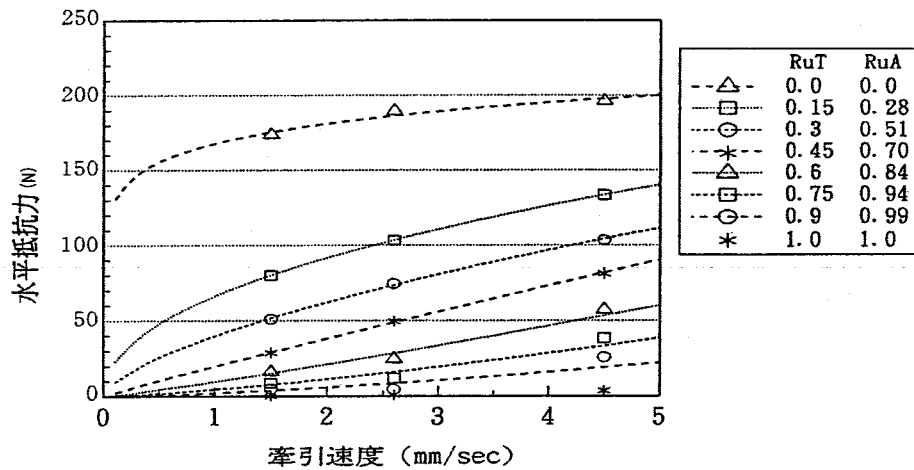
U：流速，A：流れ方向の物体の投影面積

抗力係数はレイノズル数（ $Re$ ）と関係があり、レイノズル数が非常に小さい範囲（ $Re < 1$ ）において、物体が円柱の場合は式（4.4.5）が提示されている<sup>31)</sup>。

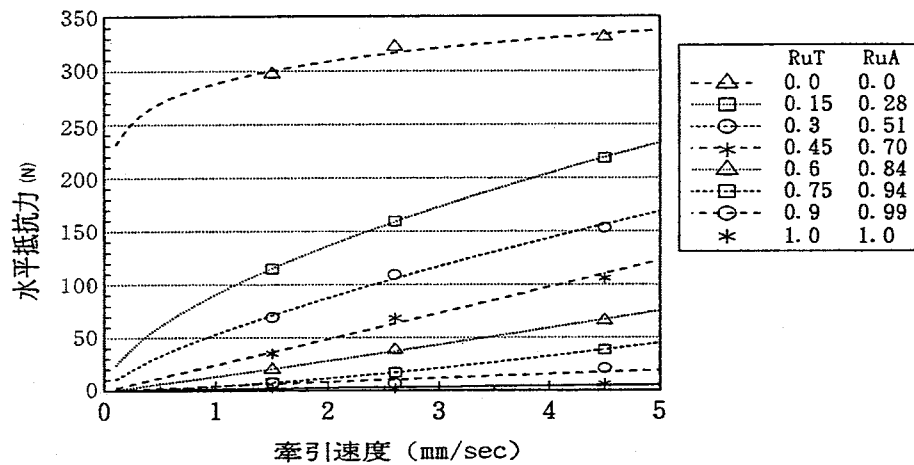
$$C_D = \frac{8\pi}{Re} \frac{1}{T + \frac{1}{2}} \left[ 1 - \frac{Re^2}{32} \left( T + \frac{5}{16} \frac{1}{T + \frac{1}{2}} \right) + \dots \right] \quad (4.4.5)$$

ここに、 $Re$ ：レイノズル数， $T = \ln(8/Re) - \gamma$ ， $\gamma$ ：オイラー数（=0.5772）





(a) 2本2列



(b) 5本3列

図-4.4.24 牽引速度と水平抵抗力の関係例

なお、レイノズル数は式 (4.4.7) で表される。

$$R_e = \frac{UD}{\nu} \quad (4.4.6)$$

ここに、 $\nu$ ：流体の動粘性係数、 $D$ ：円柱の外径

式 (4.4.6) によると、レイノズル数は流体の動粘性係数に反比例する。ここで、水の動粘性係数は  $1.010 \times 10^{-2}$  (cm<sup>2</sup>/s) (20℃)<sup>31)</sup> であるが、大友ら<sup>32)</sup> によると、液状化した砂の動粘性係数は  $5.387 \times 10^3$  (cm<sup>2</sup>/s) である。従って、液状化した砂の動粘性係数は水のそれよりも  $10^5 \sim 10^6$  倍となるので、レイノズル数は水の  $1/(10^5 \sim 10^6)$  倍相当になり、式 (4.4.5) のレイノズル数が非常に小さい範囲には該当していると考えられる。

以上から、式 (4.4.5) および式 (4.4.6) によれば、抗力係数は流速の1乗に反比例すると見なせることから、式 (4.4.4) の抗力は流動速度の1乗に比例すると考えられる。従って、式 (4.4.3) および式 (4.4.4) の比較から、流動する地盤が粘性流体としての挙動をする場合、式 (4.4.3) のbの値は過剰間隙水圧比の増加に伴って、0から1へと増加することが予想される。

そこで、 $b$ の値を過剰間隙水圧比との関係で示すと、図4.4.25が得られる。同図には相関係数 $r^2 > 0.7$ の結果だけを示す。同図によれば、 $b$ の値は $Ru_T = 0.0$ で $0.1 \sim 0.3$ 程度であり、 $Ru_T \leq 0.9$ では $Ru_T$ の増加に伴って増加し、 $Ru_T = 0.8 \sim 1.0$ では全てのケースにおいて1に達している。

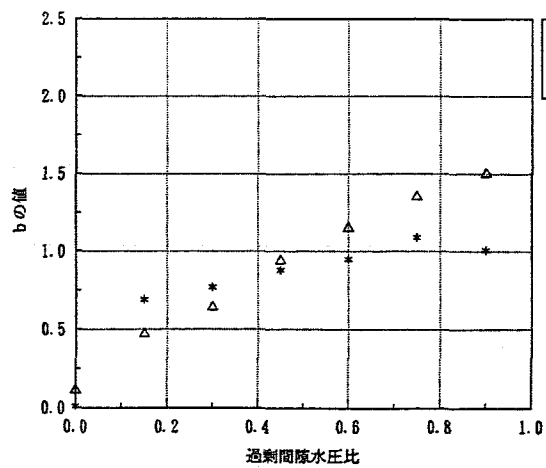
しかし、過剰間隙水圧比が大きい領域において、 $b$ の値は $1 \sim 2.5$ の範囲で分布しており、またデータのばらつきが大きくなり式(4.4.3)による回帰が当てはまらない場合もある。この原因として、特に過剰間隙水圧比が大きい場合において、水平抵抗力の計測値が小さいために牽引台車の摩擦力の補正が影響し、計測値の信頼性が低くなることが考えられる。

杭の配置との関係では、牽引直角方向への杭の投影本数(=列数)が1本のケース(5本1列)を除き、投影本数が少ないほど $b$ の値は大きくなる傾向が見られる。例えば、図-4.4.22によれば、牽引方向の本数に拘わらず、 $b$ の値の大きさは、2列>3列>5列(<1列)の順になっている。従って、水平抵抗力は牽引直角方向の杭の本数(列数)が少ないほど、牽引速度の影響を受けることになる。

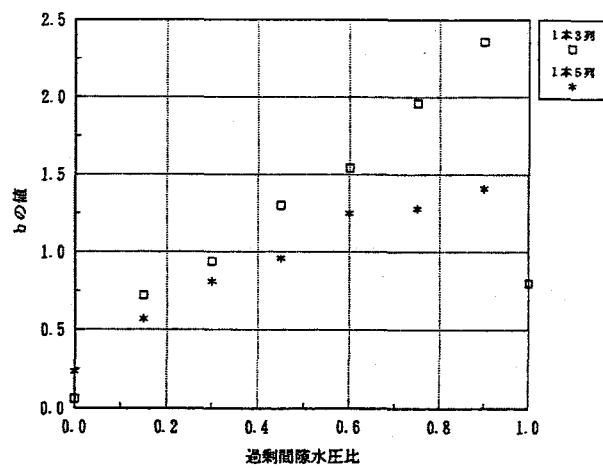
#### 4. 4. 4 まとめ

流動地盤内に設置された単杭あるいは群杭(杭中心間隔 $2.5D$ ： $D$ =杭径)に作用する全流動力の特性に関する模型実験の結果、以下の知見が得られた。

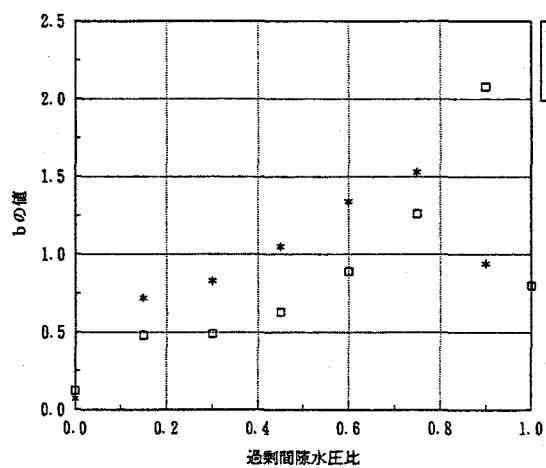
- 1) 振動台実験によれば、杭をすり抜ける流動地盤により杭は変形するが、加振途中においても変形が元に戻る挙動を行う。これは地盤の流動速度の減少により流動力が減少するためと考えられ、地盤流動に対する杭は地盤粘性流体的な流動地盤による抗力作用の状態にあると考えられる。
- 2) 牽引実験によれば、流動力は地盤の液状化の程度、つまり過剰間隙水圧(比)の増加に伴って減少し、完全液状化状態では著しく小さくなる。
- 3) 杭本数が同じ場合、地盤流動方向の直角方向への杭の投影本数が多い程、流動力は大きい。
- 4) 地盤流動方向の直角方向への杭の投影本数、つまり地盤流動を受ける前面(最前列)の杭本数が同じであれば、杭全体の本数に拘わらず、同程度の流動力が生じる。
- 5) 流動力は地盤流動の速度の増加に伴って増加するが、流動速度の影響は液状化の進行、つまり過剰間隙水圧(比)の増加に伴って大きくなる。
- 6) 群杭の場合、格子配列と千鳥配列による流動力の差異は小さい。
- 7) 群杭への流動力は地盤の液状化の程度により異なるが、地盤流動を受ける前面(最前列)の杭にその大部分が作用し、その割合は過剰間隙水圧比が概ね0.3の場合で最大85%、概ね0.6以上の場合は最大100%の流動力が作用する。
- 8) 同一過剰間隙水圧比での水平抵抗力( $P$ )と牽引速度( $V$ )の関係を式(4.4.3)で定義した場合、 $b$ の値は過剰間隙水圧比が増加するのに伴って概ね0から1へと増加することから、ほぼ完全液状化状態( $Ru_T = 0.8 \sim 1.0$ )では地盤は流体としての特性を持つ。



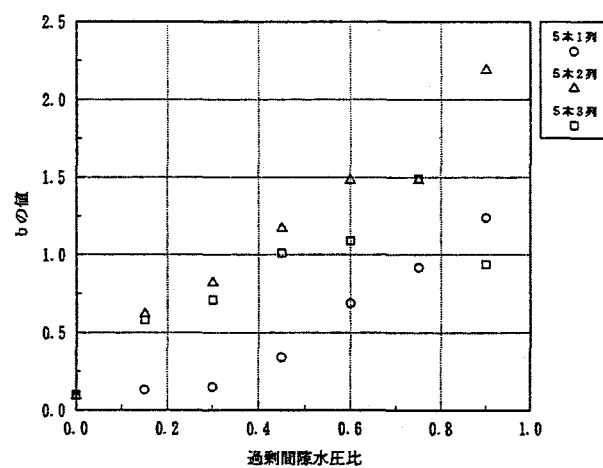
(a) 2本2列, 2本5列



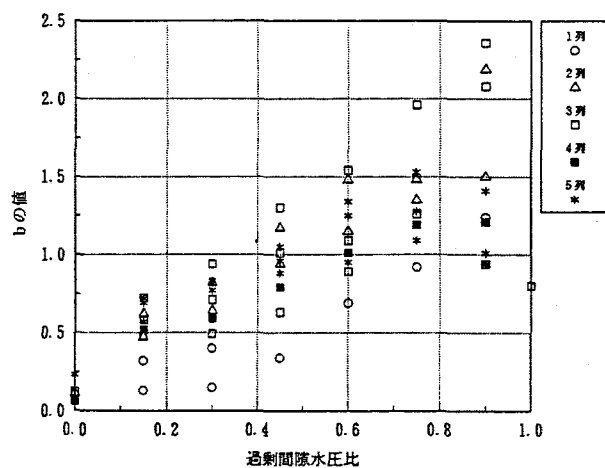
(b) 1本3列, 1本5列



(c) 3本3列, 3本5列



(d) 5本1列, 5本2列, 5本3列



(e) 全ケース

図-4.4.25 過剰間隙水圧比 ( $R_{UT}$ ) と係数  $b$  の関係

## 第5節 地中構造物の浮き上がり特性

### 4. 5. 1 概説

共同溝，下水管路等の地中構造物は，面的な広がりを持つ構造特性のために，液状化に伴う地盤流動による変形の影響に加えて，構造物周囲の地盤の液状化による浮き上がりの影響を受ける。本節では，地中構造物の浮き上がりに着目し，液状化の影響を明らかにする。

液状化する地盤と面的な広がりを持つ地中構造物の構造的な関係は，図-4.5.1のように特徴付けることができる。つまり，一様な地盤では，地中構造物の一様な浮き上がりが主たる影響と考えられるが，液状化層の層厚が変化したり，液状化層と非液状化層が連続するような場合は，液状化の発生程度が異なったり，液状化層と非液状化層の境界付近で応答が急変することが想定される。

本節では，模型振動実験により液状化の空間的な分布特性および地中構造物の浮き上がりの発生特性を明らかにするとともに，浮き上がりのメカニズムに基づいた構造的な浮き上がり抑制構造を提案する<sup>33)~36)</sup>。

### 4. 5. 2 液状化の空間的な分布と管路の浮き上がり特性

#### (1) 実験方法

図-4.5.2に示すように，振動台上に設置した土槽（長さ8.0m，高さ1.0m，奥行き1.0m）内に5種類の2次元の地盤模型を作成する。これらの地盤模型の諸元を表4.5.1に示す。各模型に以下の特徴を持たせる。

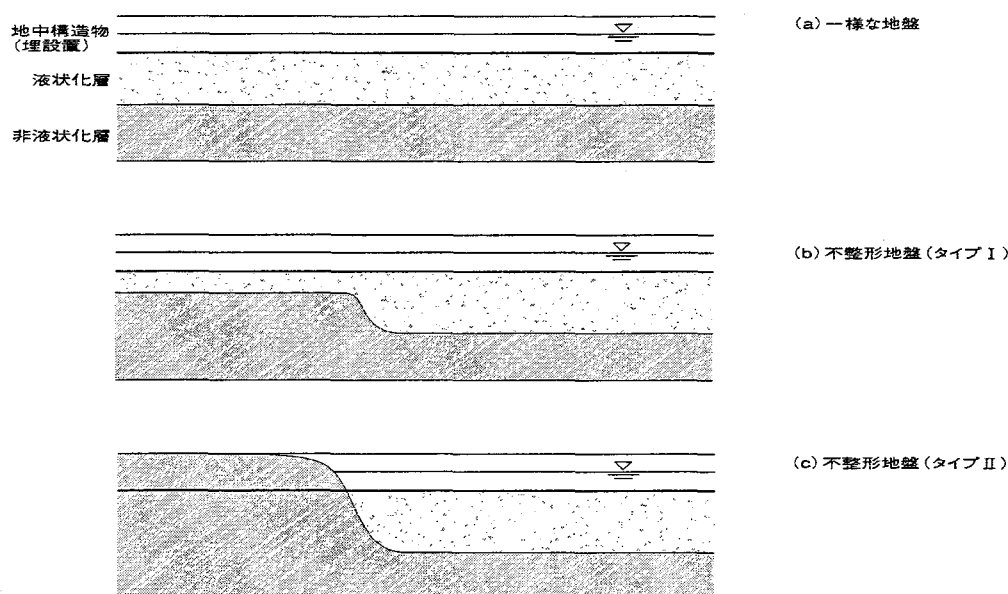


図-4.5.1 液状化層の空間的な分布と地中構造物の構造特性の関係の概念

- 地盤模型-1 (GM-1) : 液状化層厚300mm / 水平方向の幅 500mm  
 地盤模型-2 (GM-2) : 液状化層厚300mm / 水平方向の幅1000mm  
 地盤模型-3 (GM-3) : 液状化層厚300mm / 水平方向の幅2000mm  
 地盤模型-4 (GM-4) : 液状化層厚300mm / 水平方向の幅5250mm  
 地盤模型-5 (GM-5) : 液状化層厚300~0mm / 水平方向の幅3000mm

模型地盤の材料は、液状化層および非液状化層ともに豊浦標準砂を用いる。豊浦標準砂の材料特性を表-4.5.2に示す。模型地盤の作成では、まず乾燥砂を土槽に投入して加振中に液状化しないように十分締め固めて非液状化層を作成した後、水を浸透させ、その後に乾燥砂を自由落下させて液状化層を作成する。作成された地盤模型の相対密度 ( $D_r$ ) は表-4.5.1に示す通りである。これによれば、相対密度 ( $D_r$ ) は液状化層で70% (GM-1, GM-2), 62% (GM-3), 25% (GM-4) および34% (GM-5), 非液状化層で105% (GM-1, GM-2), 76% (GM-3), 82% (GM-4) および92% (GM-5) であり、液状化層と比較して非液状化層の相対密度はかなり高い。なお、液状化層について見ると、液状化層の長さにより相対密度に差異があり、液状化層の幅が小さい方が相対密度が高くなる傾向がある。

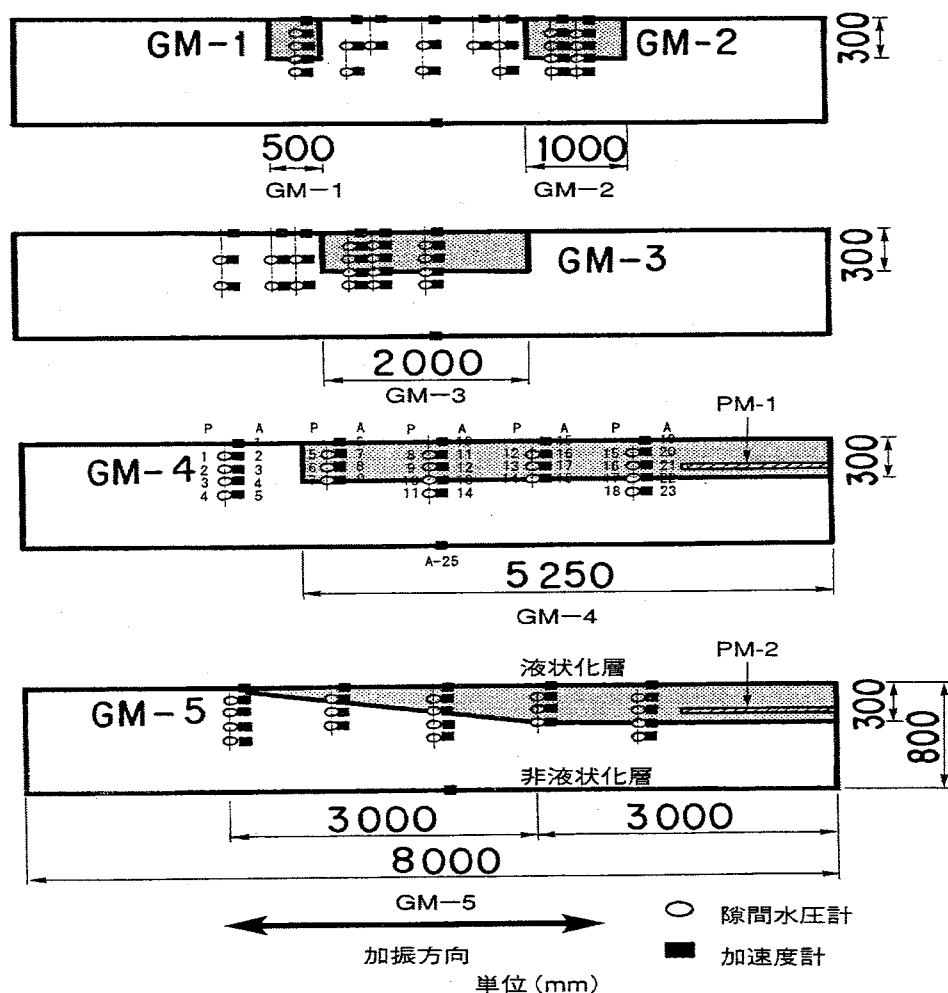


図-4.5.2 地盤模型の実験条件および計測位置

表-4.5.1 地盤模型の諸元

| 地盤模型  |                      | GM-1  | GM-2 | GM-3  | GM-4  | GM-5      |
|-------|----------------------|-------|------|-------|-------|-----------|
| 液状化層  | 層厚 (mm)              | 300   |      | 300   | 300   | 300       |
|       | 長さ (mm)              | 500   | 1000 | 2000  | 5250  | 3000~5000 |
|       | 間隙比 $e$              | 0.703 |      | 0.728 | 0.861 | 0.843     |
|       | 相対密度 $D_r$ (%)       | 70    |      | 62    | 25    | 34        |
|       | せん断弾性波速度 $V_s$ (m/s) | 40    |      | 30    | 43    | 44        |
| 非液状化層 | 間隙比 $e$              | 0.565 |      | 0.670 | 0.652 | 0.611     |
|       | 相対密度 $D_r$ (%)       | 105   |      | 76    | 82    | 92        |
|       | せん断弾性波速度 $V_s$ (m/s) | 119   |      | 112   | 65    | 78        |

表-4.5.2 地盤模型の材料（豊浦標準砂）の特性

|                    |       |
|--------------------|-------|
| 比重 $G_s$           | 2.617 |
| 最大間隙比 $e_{max}$    | 0.977 |
| 最小間隙比 $e_{min}$    | 0.587 |
| 平均粒径 $D_{50}$ (mm) | 0.22  |
| 均等係数 $U_c$         | 2.00  |

り高い。なお、液状化層について見ると、液状化層の長さにより相対密度に差異があり、液状化層の幅が小さい方が相対密度が高くなる傾向がある。

地盤模型-4および5では、図-4.5.3に示すように2種類の管路の模型を液状化層の中に設置する。地盤模型-4では、長さ1m、外径60mm、肉厚1.8mmの塩化ビニール製のパイプを管路模型-1 (PM-1) とし、加振方向に設置する。ここで、土槽壁面に近い管路模型の一端は、土槽壁面にヒンジ固定した長さ0.5mの剛棒にヒンジで固定し、他端は自由とする。一方、地盤模型-5は、長さ1.5m、外径60mm、肉厚1.8mmの塩化ビニール製のパイプを管路模型-2 (PM-2) とし、加振方向に設置する。ここで、管路模型の土槽壁面側の端部は土槽壁面に剛結し、他端部は自由とする。

図-4.5.2に示すように、加振中の地盤の加速度および過剰間隙水圧の時刻歴を計測するために、図中に示す位置に加速度計および間隙水圧計を埋設する。また、図-4.5.3に示すように、管路模型の曲げひずみおよび軸ひずみを計測するために、管路模型の上面および下面にそれぞれ200mm間隔で、2種類のひずみ計を設置する。さらに、管路模型-1では、管路模型の両端と土槽底面をワイヤーで連結し、管路模型の浮き上がり力を計測するための張力計 (T-1およびT-2) を設置する。加えて、振動台上に加速度計を設置し、入力加速度を計測する。

なお、いずれの地盤模型に対しても周波数5Hzの正弦波で8秒間（40波）加振する。加速度振幅は順次増加させ、各地盤模型に対して6～9段階の加振を行う。入力条件として、振動台の最大加速度振幅の計測結果を表-4.5.3に示す。

## （2）液状化の空間的な分布特性

図-4.5.4(a)および(b)は、地盤模型-4に対する加振段階2の場合について、それぞれ入力加速

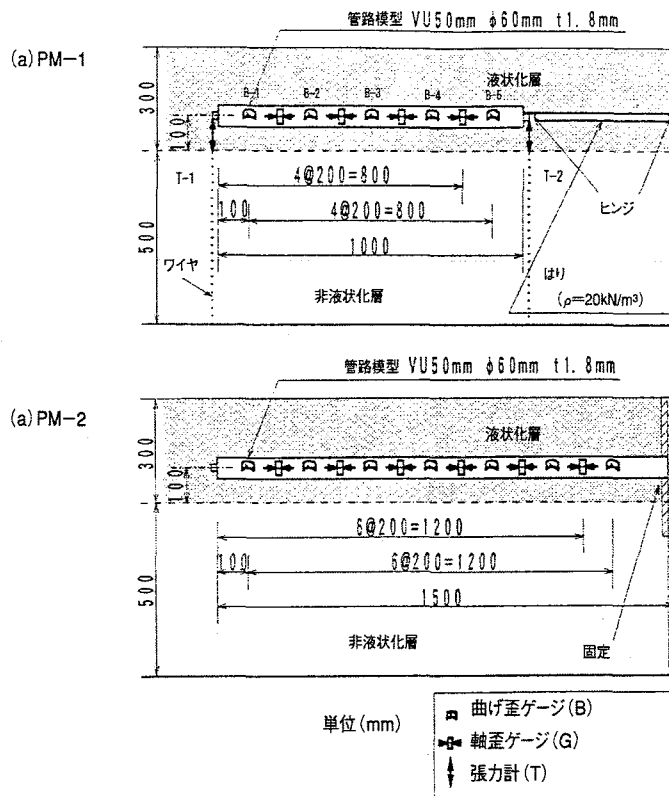


図-4.5.3 埋設管模型および計測方法

表-4.5.3 加振入力条件

| 地盤模型         | 加振段階 | 振動台の最大加速度<br>$\alpha_{max}$ (Gal) | 加振条件                                             |
|--------------|------|-----------------------------------|--------------------------------------------------|
| GM-1<br>GM-2 | 1    | 31                                | 入力波形<br>正弦波<br>周波数<br>5Hz<br>加振時間<br>8秒<br>(40回) |
|              | 2    | 49                                |                                                  |
|              | 3    | 65                                |                                                  |
|              | 4    | 85                                |                                                  |
|              | 5    | 102                               |                                                  |
|              | 6    | 121                               |                                                  |
|              | 7    | 139                               |                                                  |
|              | 8    | 158                               |                                                  |
|              | 9    | 177                               |                                                  |
| GM-3         | 1    | 84                                |                                                  |
|              | 2    | 102                               |                                                  |
|              | 3    | 121                               |                                                  |
|              | 4    | 140                               |                                                  |
|              | 5    | 177                               |                                                  |
|              | 6    | 216                               |                                                  |
| GM-4         | 1    | 80                                |                                                  |
|              | 2    | 98                                |                                                  |
|              | 3    | 115                               |                                                  |
|              | 4    | 134                               |                                                  |
|              | 5    | 170                               |                                                  |
|              | 6    | 207                               |                                                  |
| GM-5         | 1    | 82                                |                                                  |
|              | 2    | 99                                |                                                  |
|              | 3    | 117                               |                                                  |
|              | 4    | 135                               |                                                  |
|              | 5    | 172                               |                                                  |
|              | 6    | 210                               |                                                  |
|              | 7    | 268                               |                                                  |

度・地盤内加速度および過剰間隙水圧の時刻歴の比較結果を示す。これらの結果によれば、以下のことが分かる。

- ① 非液化化層における地盤加速度は、ほとんど入力加速度と同じであり（測点A-1～A-4参照），過剰間隙水圧（ $\Delta u$ ）は発生していない。
- ② 液化化層と非液化化層の境界に近接した液化化層内の地盤加速度は、非液化化層のそれとほとんど同じである（測点A-6～A-9参照）が、過剰間隙水圧は少し上昇している（測点A-5～A-7参照）。
- ③ 液化化層の中央部では、加振開始後3.5～4秒の付近で地盤加速度が0に減少していることから、完全液化化が発生している。さらに、観測点A-19の断面（これはP-15と同じ位置）で地盤は完全液化化を起こしている。

表-4.5.4は全ての地盤模型について、入力加速度値、液化化の可能性のある地盤模型の範囲（＝幅）の規模、および最大過剰間隙水圧比を比較した結果である。例えば、約100galの入力加速度に対する過剰間隙水圧比の最大値について、以下のことが分かる。

- ① 地盤模型-1, 2および3では、最大過剰間隙水圧比はいずれの場合も0.1程度であり、ほとんど液化化は発生していない。
- ② 地盤模型-4では、最大過剰間隙水圧比は1.0であり、完全液化化が発生している。
- ③ 地盤模型-5では、計測された領域における最大過剰間隙水圧比は0.6程度であり、部分的液化化が発生している。

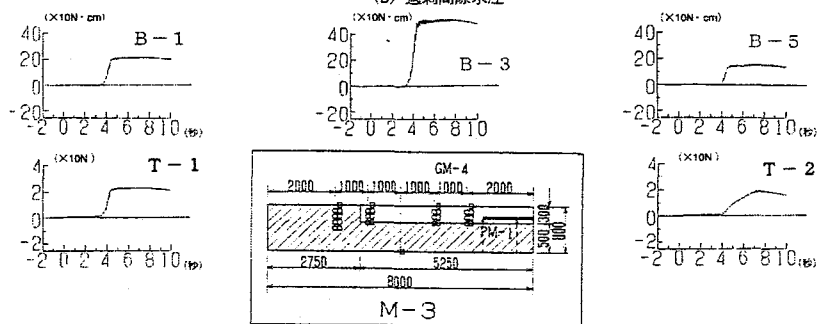
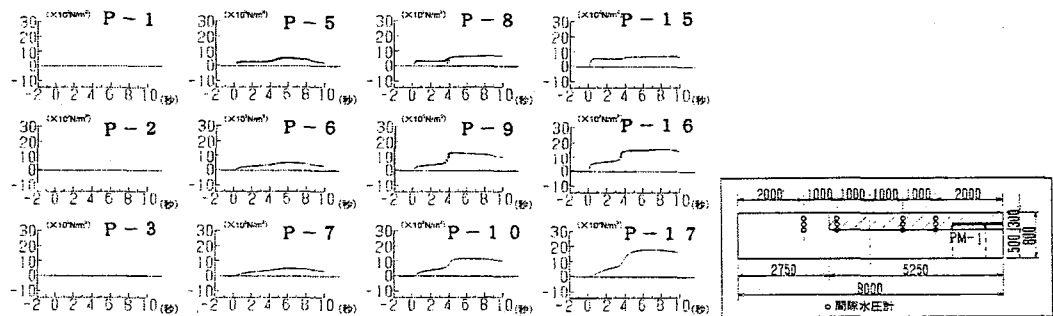
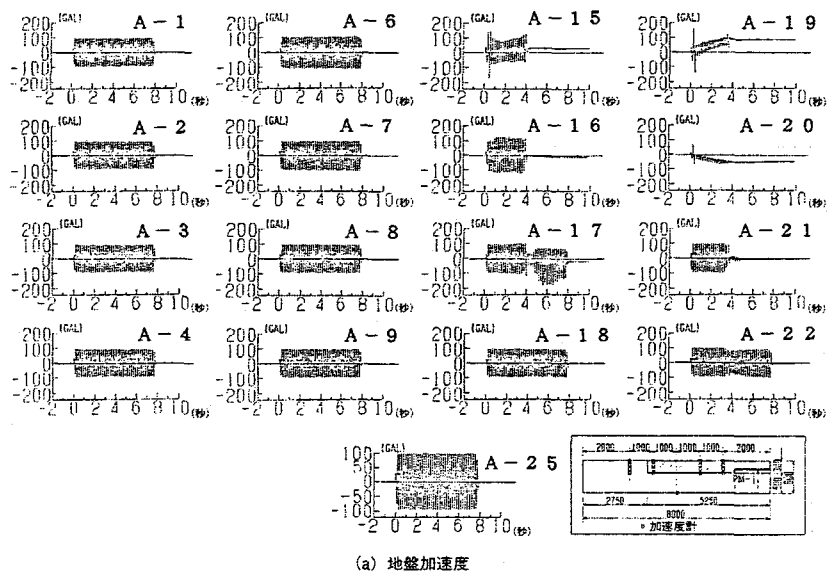


図-4.5.4 入力加速度，地盤内加速度および過剰間隙水圧の時刻歴（地盤模型-4：加振段階2）



表-4.5.4 入力加速度、液状化の可能性のある地盤模型の範囲および最大過剰間隙水圧比

| 地盤模型                                  |     | GM-1 | GM-2 | GM-3 | GM-5    | GM-4 |
|---------------------------------------|-----|------|------|------|---------|------|
| 液状化層厚 (m)                             |     | 0.5  | 1.0  | 2.0  | 3.0~5.0 | 5.25 |
| 振動台の<br>最大加速度<br>$\alpha_{max}$ (Gal) | 80  | 0.0  | 0.0  | 0.0  | 0.0     | 0.7  |
|                                       | 100 | 0.1  | 0.1  | 0.1  | 0.6     | 1.0  |
|                                       | 120 | 0.1  | 0.1  | 1.0  | 1.0     | 1.0  |
|                                       | 140 | 0.2  | 1.0  | 1.0  | ...     | ...  |
|                                       | 160 | 1.0  | 0.8  | ...  | 1.0     | 1.0  |
|                                       | 180 | 0.8  | 0.6  | 1.0  | 1.0     | 0.9  |
|                                       | 220 | ...  | ...  | 1.0  | 1.0     | 0.9  |
|                                       | 280 | ...  | ...  | ...  | 1.0     | ...  |

(注) 網掛け部分：過剰間隙水圧比 $\geq 0.6$

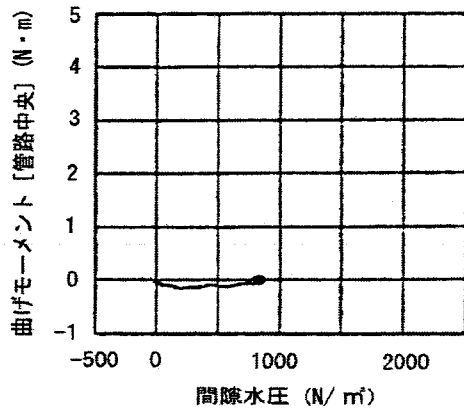
このように、表-4.5.4によれば、液状化の可能性のある地盤の広がり大きい程、液状化発生の程度が高くなることが分かる。これは液状化の可能性のある地盤の領域が狭い程、周辺の非液状化地盤による拘束が大きくなり、同じ入力加速度に対して地盤の応答ひずみが小さく、液状化が発生しにくくなるためと考えられる。

### (3) 液状化による管路の挙動

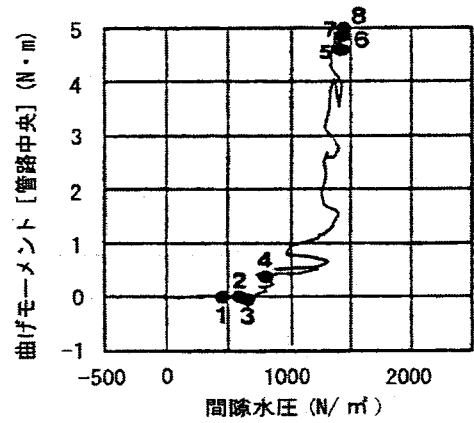
管路模型は地盤の液状化の進行に伴い浮き上がる。図-4.5.5は地盤模型4の管路模型-1において、加振段階1 (Step-1：入力加速度80gal) および加振段階2 (Step-2：98gal) ごとに、管路模型中央での曲げモーメントおよび管路左端 (T-1)・右端 (T-2) のワイヤーの張力と、間隙水圧計 (P-16) による過剰間隙水圧の時刻歴 (図中の数字は、経過時間 (秒)) の関係を示す。ここで、管路模型の左端は間隙水圧計 (P-16) に近接している。同図によれば、加振段階1では、過剰間隙水圧比の最大値は0.6程度に止まっているが、管路の曲げモーメントおよび浮力は微増であり、大きく浮き上がるような状態にはなっていない。一方、加振段階2では、過剰間隙水圧比は0.6程度を越えて、完全液状化状態に至っており、過剰間隙水圧比が0.6程度を超える付近から管路の曲げモーメントおよび浮力は増加し始め、過剰間隙水圧比が0.8程度を超える付近から急増し、管路模型は大きく浮き上がる状態に到っている。

図-4.5.5の結果によれば、管路の浮き上がりの程度は周辺地盤の液状化の程度に関係しており、具体的には過剰間隙水圧比が概ね0.6以下では浮き上がりは皆無であり、概ね0.6~0.8では浮き上がりが発生し始め、さらに、概ね0.8以上では浮き上がりが大きく進行することが推測できる。

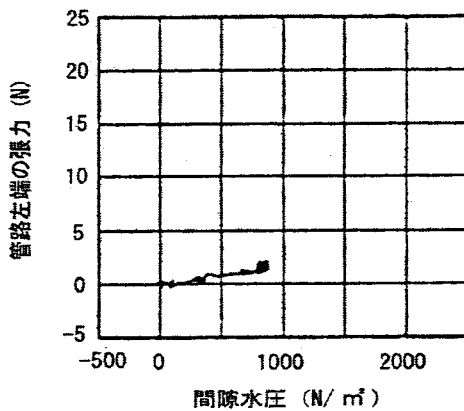
なお、完全液状化状態での張力は、管路の左端および右端で、それぞれ25Nおよび20Nであるので、この時点での管路に作用している浮力は、両張力計で計測された45Nに管路の自重8Nを加えた53Nとなる。この浮力を管路の体積で除すことにより、地盤の単位体積重量を換算すると18.7kN/m<sup>3</sup>となり、完全液状化状態の地盤は比重1.87程度の液体と同様の影響を与えと考えられる。



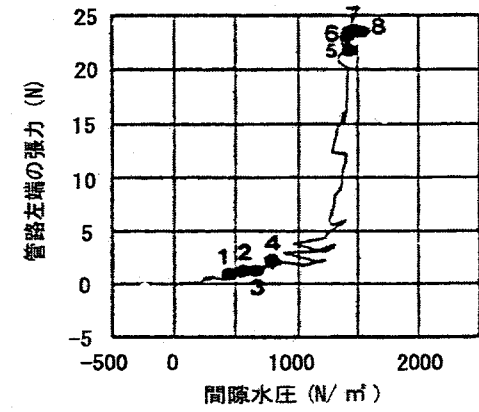
(a-1) 管路中央の曲げモーメントと過剰間隙水圧



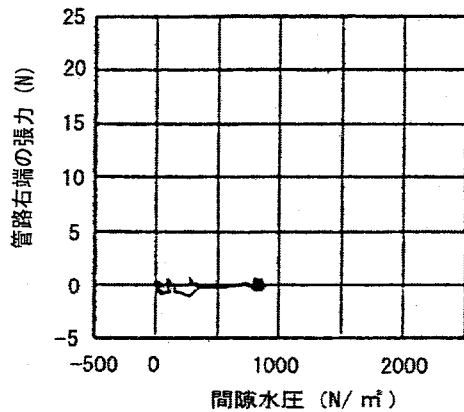
(b-1) 管路中央の曲げモーメントと過剰間隙水圧



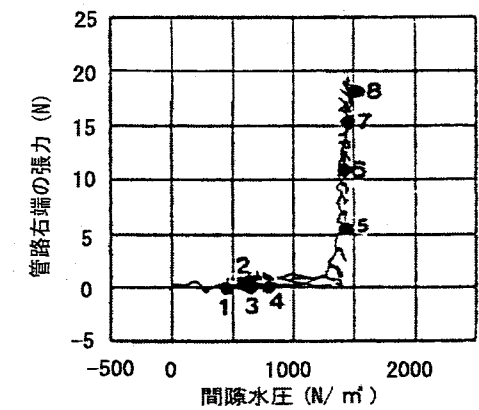
(a-2) 管路左端の張力と過剰間隙水圧



(b-2) 管路左端の張力と過剰間隙水圧



(a-3) 管路右端の張力と過剰間隙水圧



(b-3) 管路右端の張力と過剰間隙水圧

(a) 加振段階1：入力加速度 80gal

(b) 加振段階2：入力加速度 98gal

図-4.5.5 埋設管模型 (PM-1) の曲げモーメントおよび管路左端 (T-1)・管路右端 (T-2) のワイヤーの張力と過剰間隙水圧 (P16) の時刻歴

### 4. 5. 3 液状化による函体の浮き上がり特性

#### (1) 実験方法

「共同溝設計指針（昭和61年(1986)）」<sup>37)</sup>では、液状化による浮き上がりの検討は浮き上がりに対する安全率に基づいているが、より合理的な安定性の判定あるいは対策を考えるためには、液状化による浮き上がり特性を明らかにすることが効果的である。本項では、均質な2次元の液状化地盤模型および函体模型を用いた振動台実験により、液状化による浮き上がり特性を明らかにするとともに、さらに、浮き上がり現象が函体下方への液状化砂の回り込みに起因することに着目して、函体に取り付けた脚状の壁により液状化砂の回り込みを抑制する構造（抑制壁構造）を考案し、その効果を検証する。

模型振動実験は、前後面がアクリル製の土槽（長さ1.8m、高さ1.1m、奥行き0.6m）を振動台上に固定設置し、土槽内に地盤模型を作成するとともに、地中構造物模型を埋設し、加振して実施する。表-4.5.5に示すように、実験は10種類の地盤模型を設定して実施する。10種類の地盤模型および構造物模型の概要と標準的な計測位置を図-4.5.6に示す。

ここで、地盤模型はよく締め固められた非液状化層とその上の緩い液状化層で構成する。両者の合計層厚（H）は全ての実験ケースにおいて950mmで一定とし、加えて構造物上方の液状化層厚（H<sub>a</sub>）も一定（200mm）とする。ただし、構造物下方の液状化層厚（H<sub>b</sub>）は50～300mmの範囲で地盤模型ごとに変化させる。従って、液状化層厚（H<sub>L</sub>）は地盤模型ごとに異なる設定になっている。なお、H<sub>b</sub>を変変条件とするのは、浮き上がりの発生、進行が構造物下方への周辺地盤の液状化砂の回り込みに起因することに着目して、H<sub>b</sub>を変えることにより回り込みの程度、つまり浮き上がりの程度を変えるためである。液状化層および非液状化層のいずれも豊浦砂（表-4.5.6参照）を用い、緩い液状化層はホッパーを使用した水中落下法で作成する。各模型において、加振開始前の地盤特性を表-4.5.7に示す。相対密度（D<sub>r</sub>）は、地盤模型-1で26%、地盤模型-4および地盤模型-9で43%と多少幅がある。その他の模型では29～33%の範囲にあるものの、全体的には液状化しやすい緩い地盤条件が再現されていると考えられる。

表-4.5.5 地盤模型および構造物模型の実験条件

| 模型No. | 地盤模型の層厚(mm)    |                |                |                 |     | 地中構造物模型 (mm)   |     |      |
|-------|----------------|----------------|----------------|-----------------|-----|----------------|-----|------|
|       | H <sub>a</sub> | H <sub>b</sub> | H <sub>L</sub> | h <sub>NL</sub> | H   | H <sub>m</sub> | W   | 抑制壁長 |
| 1     | 200            | 50             | 400            | 550             | 950 | 150            | 150 | —    |
| 2     | 200            | 100            | 450            | 500             | 950 | 150            | 150 | —    |
| 3     | 200            | 150            | 500            | 450             | 950 | 150            | 150 | —    |
| 4     | 200            | 75             | 425            | 525             | 950 | 150            | 450 | —    |
| 5     | 200            | 150            | 500            | 450             | 950 | 150            | 450 | —    |
| 6     | 200            | 300            | 650            | 300             | 950 | 150            | 450 | —    |
| 7     | 200            | 100            | 450            | 500             | 950 | 150            | 150 | 100  |
| 8     | 200            | 200            | 550            | 400             | 950 | 150            | 150 | 100  |
| 9     | 200            | 100            | 450            | 500             | 950 | 150            | 450 | 100  |
| 10    | 200            | 200            | 550            | 400             | 950 | 150            | 450 | 100  |

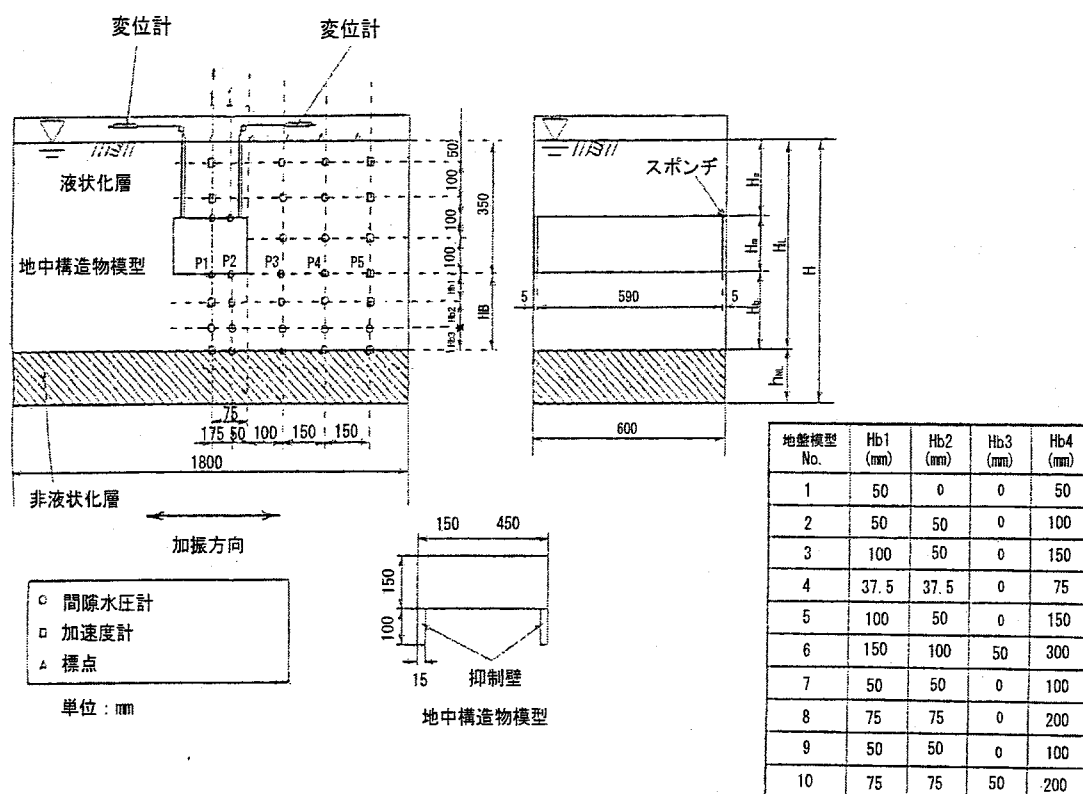


図-4.5.6 地盤模型および構造物模型の概要と標準的な計測位置

また、液状化層内には長方形断面の中空のアルミニウム製地中構造物模型（図-4.5.6参照）を埋設する。構造物模型は表-4.5.8に示す4種類とする。ここで、各模型とも奥行き長と高さはそれぞれ590mmおよび150mmで一定とし、幅は150mmおよび450mmの2種類とする。地盤模型1～3, 7, 8で15cm, 地盤模型-4～6, 9, 10で45cmとする。ここで、構造物模型の幅（W）を可変条件としたのは、Hbと同様に液状化砂の回り込みの程度、つまり浮き上がりの程度を変え1～3, 7, 8で15cm, 地盤模型-4～6, 9, 10で45cmとする。ここで、構造物模型の幅（W）を可変条件としたのは、Hbと同様に液状化砂の回り込みの程度、つまり浮き上がりの程度を変えるためである。さらに、構造物模型-3および4では、図-4.5.6に示すように構造物下面両端に長さ100mmの亚克力製の抑制壁構造を取り付け、地盤模型-7～10ではこの抑制壁構造の影響について検討する。これらの抑制壁構造は、HbおよびWの影響以上に意図的に液状化砂の回り込みを抑制しようとしたものである。なお、構造物模型の奥行き方向の両端は、亚克力土槽面による浮き上がりの拘束軽減と浮き上がり時の砂の進入防止を目的として、それぞれ5mm厚のスポンジを接着させる。

入力条件を表-4.5.9に示す。各実験ケースごとに液状化しないレベルから液状化が発生するレベルへと段階的（1～4段階）に最大加速度振幅を変える。いずれも3Hzの正弦波で20秒間（60波）として、図-4.5.6の左右方向（構造物の横断方向）に加振する。

表-4.5.7 加振開始前の地盤模型の特性

| 模型No. | 乾燥密度                          | 乾燥密度                              | 相対密度   |
|-------|-------------------------------|-----------------------------------|--------|
|       | $\rho_t$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\rho_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> ) | Dr (%) |
| 1     | 14.26                         | 18.87                             | 26.0.  |
| 2     | 14.41                         | 18.97                             | 32.0.  |
| 3     | 14.34                         | 18.92                             | 29.2.  |
| 4     | 14.69                         | 19.14                             | 43.0.  |
| 5     | 14.44                         | 18.99                             | 33.2.  |
| 6     | 14.43                         | 18.98                             | 32.8.  |
| 7     | 14.34                         | 18.92                             | 29.2.  |
| 8     | 14.33                         | 18.92                             | 28.8.  |
| 9     | 14.69                         | 19.14                             | 43.0.  |
| 10    | 14.42                         | 18.97                             | 32.4.  |

表-4.5.6 豊浦標準砂の材料特性

|           |        |
|-----------|--------|
| 比重 Gs     | 2.648  |
| 最大間隙比     | 0.940. |
| 最小間隙比     | 0.621  |
| 均等係数 Uc   | 1.6    |
| 最大粒径 (mm) | 0.85   |

表-4.5.9 加振入力条件

| 模型No. | 入力最大加速度 (gal) | 入力条件               |
|-------|---------------|--------------------|
| 1     | 80            | 正弦波<br>3 Hz<br>20秒 |
|       | 110*          |                    |
|       | 170           |                    |
| 2     | 80            |                    |
|       | 110*          |                    |
|       | 140           |                    |
| 3     | 80            |                    |
|       | 110*          |                    |
| 4     | 80            |                    |
|       | 110           |                    |
|       | 170*          |                    |
|       | 230           |                    |
| 5     | 80            |                    |
|       | 110*          |                    |
| 6     | 140*          |                    |
| 7     | 80            |                    |
|       | 140*          |                    |
|       | 200           |                    |
| 8     | 80            |                    |
|       | 140*          |                    |
|       | 200           |                    |
| 9     | 80            |                    |
|       | 140*          |                    |
|       | 200           |                    |
| 10    | 80            |                    |
|       | 140*          |                    |

\* : 構造物模型の浮上がりが発生

表-4.5.8 構造物模型の実験条件

| 模型No. | 幅 (mm) | 長さ (mm) | 高さ (mm) | 比重   | 抑制壁構造 |
|-------|--------|---------|---------|------|-------|
| 1     | 150    | 590     | 150     | 0.94 | 無し    |
| 2     | 450    | 590     | 150     | 0.85 | 無し    |
| 3     | 150    | 590     | 150     | 1.03 | 有り    |
| 4     | 450    | 590     | 150     | 0.89 | 有り    |

模型地盤および構造物模型の挙動は、図-4.5.7の計測器の配置により実施する。計測項目は、模型地盤内の加速度、間隙水圧および表面のベンチマークによる変位、構造物模型の浮き上がり量および上下面の土圧である。ここで、構造物上面に立ち上げたパイプを通したワイヤーの移動量から構造物模型の浮き上がり量を計測する。

以下においては、表-4.5.9に\*印で示した地盤模型ごとに、浮き上がりが最初に観測された加振段階の結果について検討する。

## (2) 浮き上がりの発生特性

地中構造物の浮き上がりの主要因として構造物底面の過剰間隙水圧の上昇が考えられる。ここでは、地中構造物底面および同深度の周辺地盤における過剰間隙水圧と構造物模型の浮き上

がり量との関係に着目して、浮き上がりの発生特性を検討する。

写真-4.5.1は、地盤模型-1～6において、構造物模型の浮き上がり量が5cmに達した時点の状況を示す。これらは土槽正面より撮影したものである。地盤模型内の黒い帯は、液状化層の砂と同じ豊浦砂を黒く着色して、地盤模型の変形状況を視覚的にまた定量的に明示しようとしたものである。同写真より、周辺地盤から構造物下方に砂が回り込み、それに伴って構造物が浮き上がっている様子がよく分かる。

また、地盤模型1～3における浮き上がり量の時刻歴、構造物底面中央（図-4.5.6のP1）およびそれと同一深度で構造物の影響が無いと考えられる周辺地盤（図-4.5.6のP4）の過剰間隙水圧およびそれらの過剰間隙水圧比の時刻歴をそれぞれ図-4.5.7示す。このうち、地盤模型3について、構造物底面中央の過剰間隙水圧（P1）、周辺地盤の過剰間隙水圧（P4）および周辺地盤の加速度（図-4.5.6のP5）の時刻歴を図-4.5.8示す。

図-4.5.7(b)によれば、構造物底面中央の過剰間隙水圧は周辺地盤のそれよりも小さい。これは、構造物底面中央と周辺地盤の有効上載圧の差異によるものであり、構造物底面中央では構造物模型の比重（0.94）が地盤模型の湿潤単位体積重量（ $18.9\text{kN/m}^3$ ）より小さいことによる。

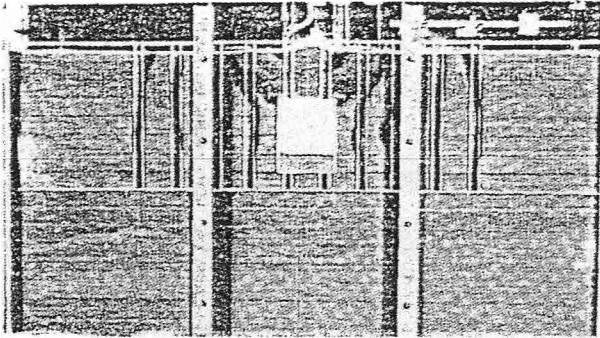
また、図-4.5.7(a)および図-4.5.8(b)～(d)に明示した①および②は、それぞれ構造物が浮き上がり始める時刻および周辺地盤が完全液状化する時刻である。さらに、図-4.5.7(c)は構造物底面および周辺地盤における過剰間隙水圧比と浮き上がり量の時刻歴を示す。これらの図から、時刻①では地盤の加速度応答があり、周辺地盤の過剰間隙水圧比は0.7程度である。構造物底面中央での過剰間隙水圧比はほぼ1.0であり、完全液状化の状態にある。続いて、時刻①から時刻②にかけては、構造物の浮き上がりが進行し、構造物底面中央の過剰間隙水圧は一度減少して、再度上昇に転じ、時刻②では1.0を超える過剰間隙水圧比になっている。ここで、過剰間隙水圧の減少は構造物の浮き上がりに伴う負圧の発生、また、再上昇は周辺地盤からの浸透圧によるものと考えられる。

以上から、液状化による構造物の浮き上がりは、周辺地盤から構造物下方への土砂および間隙水（圧）の回り込みによるものと想定できる。

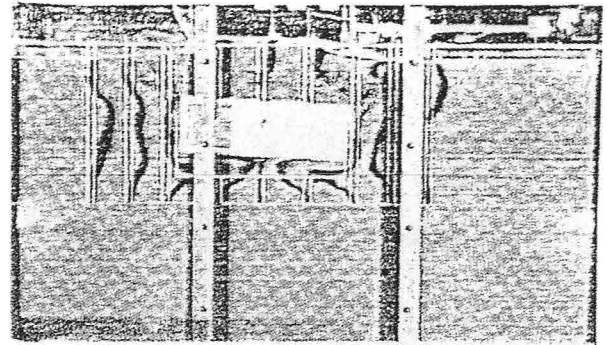
### （3）浮き上がりと過剰間隙水圧の関係

図-4.5.9(a)および(b)では、それぞれ構造物模型の幅が150mmおよび450mmの条件に該当する構造物模型について、構造物模型の鉛直変位、つまり浮き上がり量と周辺の液状化層内（測点P5）の過剰間隙水圧の関係を対比している。

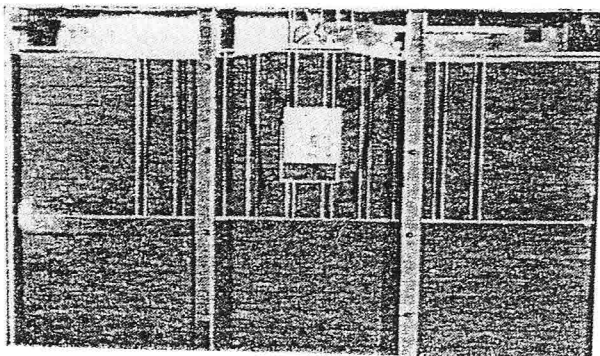
ここで、地盤模型-8および10のように、過剰間隙水圧が深度350mmにある測点P5における加振前の初期有効上載圧である約 $3.2\text{kN/m}^3$ を超える場合がある。これは、間隙水圧計が地盤模型に埋設されているものの、固定されていないので、液状化により間隙水圧計自身が沈下し、有効上載圧が増加したためと考えられる。



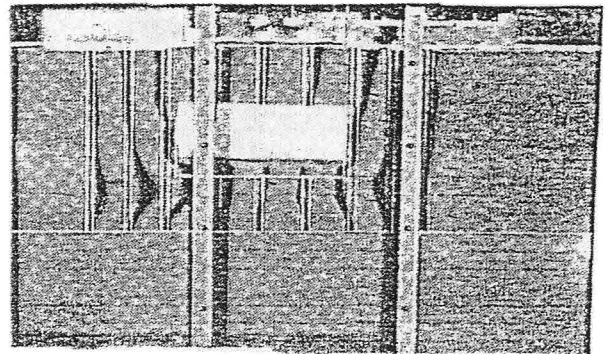
(b) 地盤模型-1 (Hb=50mm)  
構造物模型-1 (W=150mm)



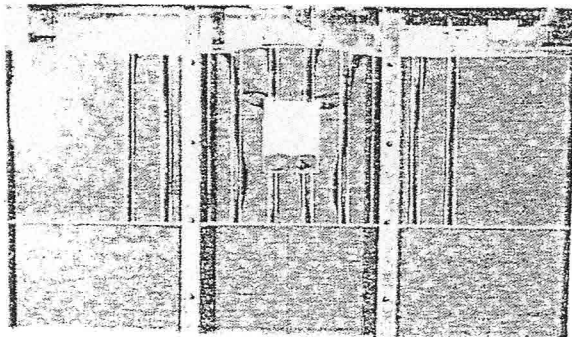
(a) 地盤模型-4 (Hb=75mm)  
構造物模型-2 (W=450mm)



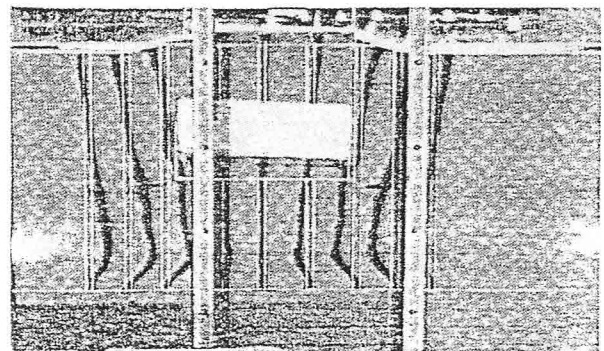
(d) 地盤模型-2 (Hb=100mm)  
構造物模型-1 (W=150mm)



(c) 地盤模型-5 (Hb=150mm)  
構造物模型-2 (W=450mm)

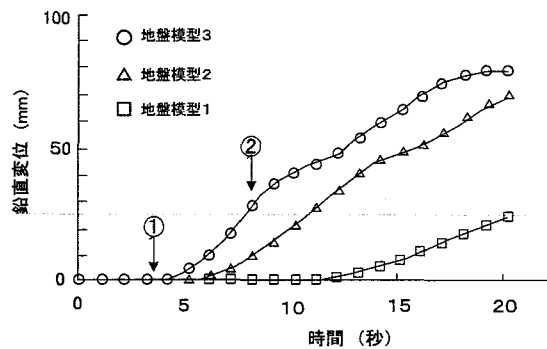


(f) 地盤模型-3 (Hb=150mm)  
構造物模型-1 (W=150mm)

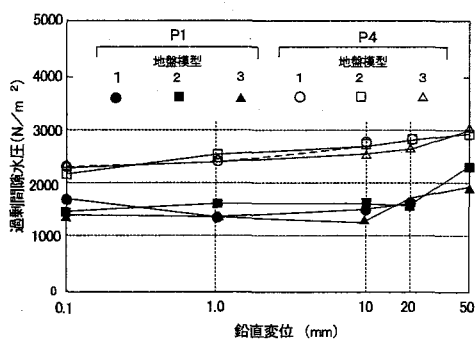


(e) 地盤模型-6 (Hb=300mm)  
構造物模型-2 (W=450mm)

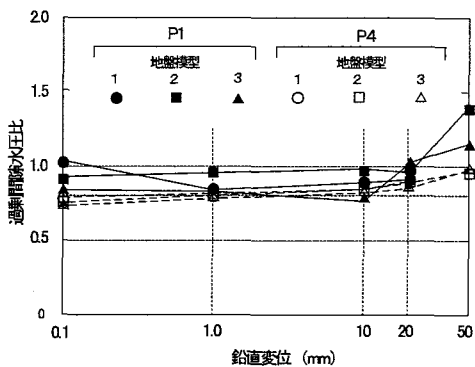
写真-4.5.1 構造物模型の浮上がり状況例 (地盤模型-1～6 : 浮上がり量=5cm)



(a) 鉛直変位の時刻歴比較

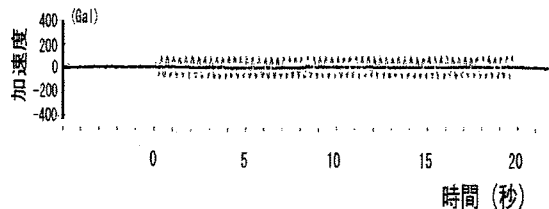


(b) 過剰間隙水圧と鉛直変位の関係

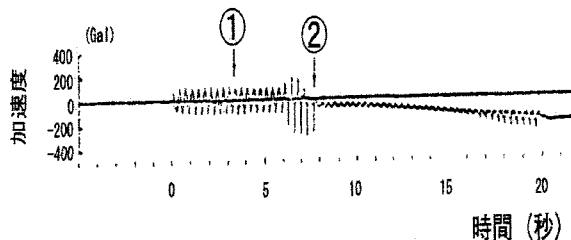


(c) 過剰間隙水圧比と鉛直変位の関係

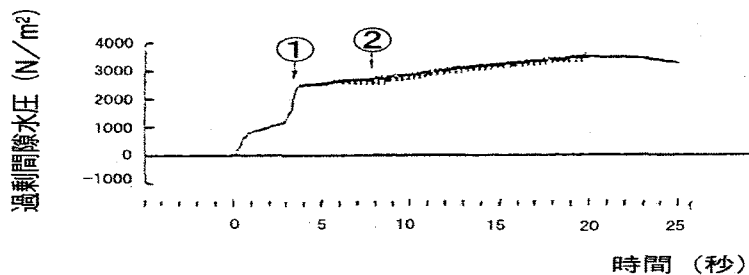
図-4.5.7 構造物模型直下(P1)および周辺地盤(P4)における過剰間隙水圧および浮き上がり量(鉛直変位)の比較



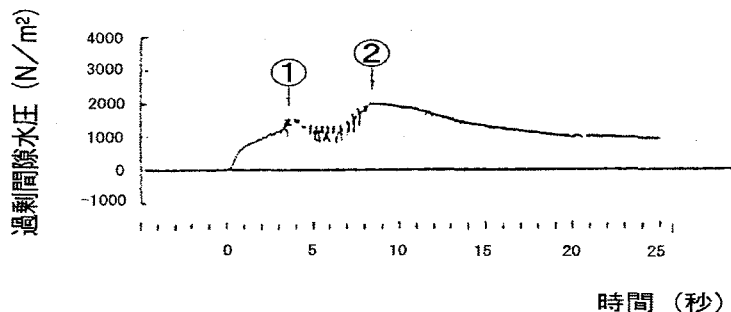
(a) 入力加速度



(b) 地盤加速度 (P5)



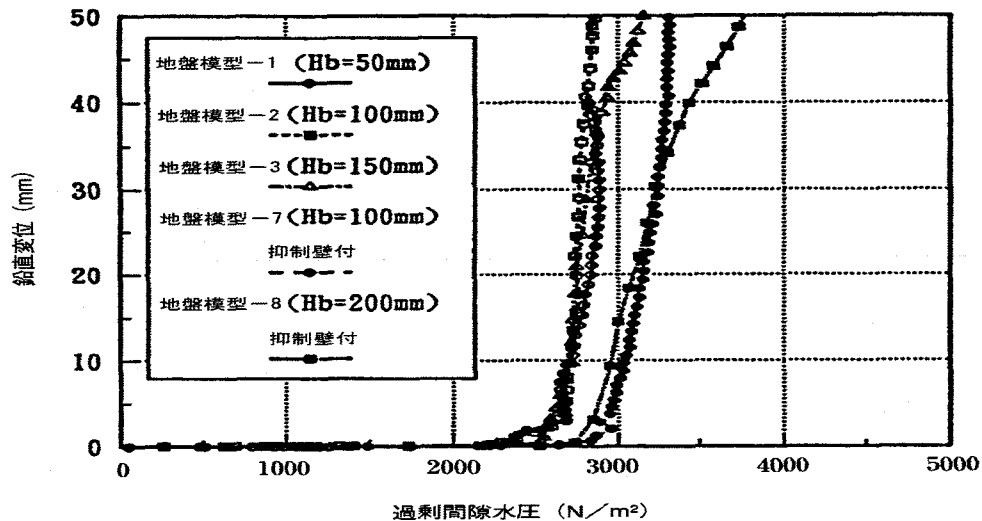
(c) 過剰間隙水圧 (P4)



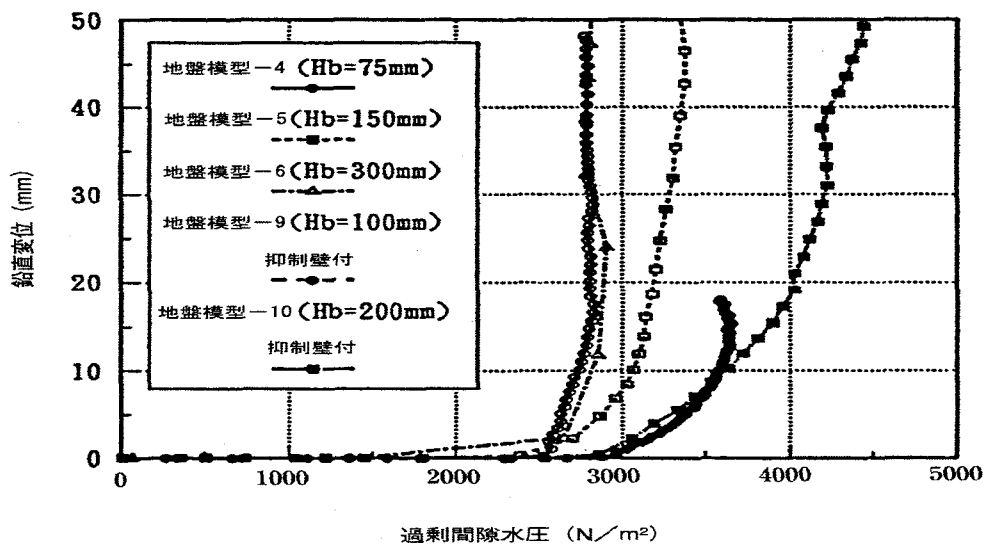
(d) 過剰間隙水圧 (P1)

図-4.5.8 構造物模型直下および周辺地盤における過剰間隙水圧および地盤加速度の時刻歴(地盤模型-3)





(a) 地盤模型-1, 2, 3, 7および8 (W=150mm)



(b) 地盤模型-4, 5, 6, 9および10 (W=450mm)

図-4.5.9 構造物模型の下方地盤の層厚 (Hb) による過剰間隙水圧 (P5) と浮上がり量の時刻歴

図-4.5.9から、次の事項が指摘できる。

- ① 抑制壁構造が無い構造物模型は、その幅が150mm (地盤模型-1～3) および450mm (地盤模型-4～6) について、それぞれ周辺地盤の過剰間隙水圧比が概ね0.73～0.80および0.79～0.83に達すると浮き上がり始める。
- ② 抑制壁構造が有る構造物模型は、その幅が150mm (地盤模型-7,8) および450mm (地盤模型-9,10) について、それぞれ周辺地盤の過剰間隙水圧比が概ね0.90および0.92～0.94に達すると浮き上がり始める。

- ③ ①および②から、抑制壁構造の有無に拘わらず、構造物模型が浮き上がり始めるための過剰間隙水圧比は、構造物の幅 ( $W$ ) が大きいほど大きくなる。これは、構造物の幅が大きい程、浮き上がりにくくなることを意味する。
- ④ さらに、抑制壁構造の有無については、構造物模型が浮き上がり始めるための過剰間隙水圧比は、抑制壁構造が有る場合が無い場合より大きくなる。これは、構造物に抑制壁構造がある方が浮き上がりにくくなることを意味する。

#### (4) 浮き上がりの時間変化特性

構造物模型の鉛直変位 (= 浮き上がり量) の時刻歴を図-4.5.10および図-4.5.11に示す。なお、これらの図には、加振停止後の挙動を把握するため、停止後30秒間までの履歴も併記している。

図-4.5.10は、構造物模型の幅が150mmの場合において、構造物模型の下方地盤の層厚 ( $H_b$ ) が異なる地盤模型-1 ( $H_b=50\text{mm}$ )、地盤模型-2 ( $H_b=100\text{mm}$ ) および地盤模型-3 ( $H_b=150\text{mm}$ ) について、構造物の鉛直変位 (= 浮き上がり量) の時刻歴の比較結果を示す。同図から、 $H_b$ が増加、つまり構造物下方の液状化層厚が大きいほど、浮き上がりの開始が早く、また浮き上がり速度および累積浮き上がり量は大きくなることが分かる。さらに、加振停止後は、過剰間隙水圧が高い水準にあるにもかかわらず、構造物は殆ど停止した状態となる。

図-4.5.11は、抑制壁構造がある構造物模型の幅 ( $W$ ) の影響に着目して、鉛直変位 (= 浮き上がり量) の時刻歴を併記した結果である。 $H_b=200\text{mm}$ で $W=150\text{mm}$ の地盤模型-8と $W=450\text{mm}$ の地盤模型-10および $H_b=100\text{mm}$ で $W=150\text{mm}$ の地盤模型-7と $W=450\text{mm}$ の地盤模型-9の結果を比較すると、いずれの場合も $W$ が大きい方が浮き上がり速度が小さく、かつ同一加振時間内における浮き上がり量の最大値も小さいことが分かる。なお、同図からも浮き上がり特性 (速度、最大値) に及ぼす $H_b$ の影響は図-4.5.10の場合と同様である。

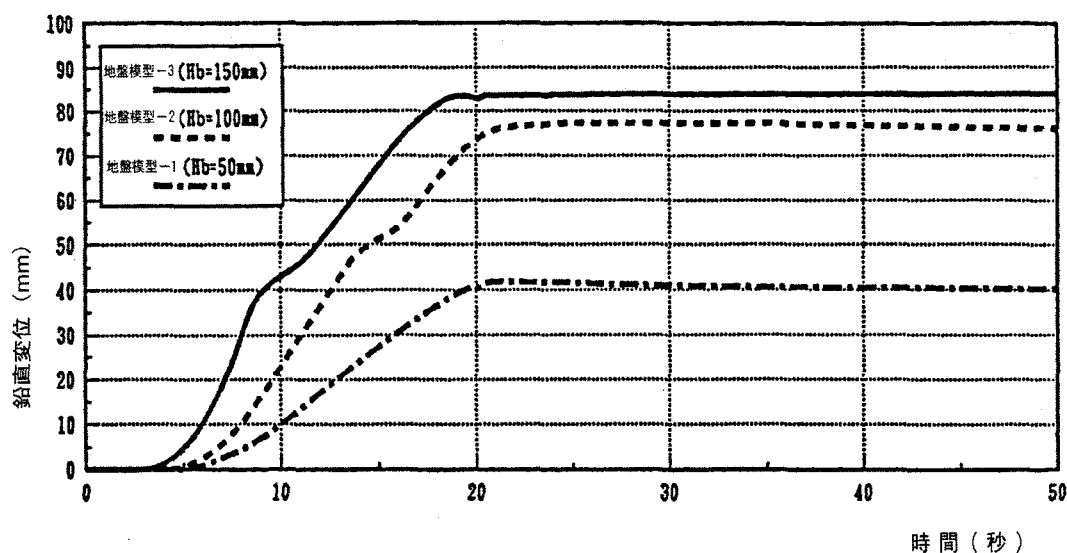


図-4.5.10 構造物模型下方地盤の層厚 ( $H_b$ ) と浮上がり量の時刻歴 ( $W=450\text{mm}$ : 抑制壁構造無し)

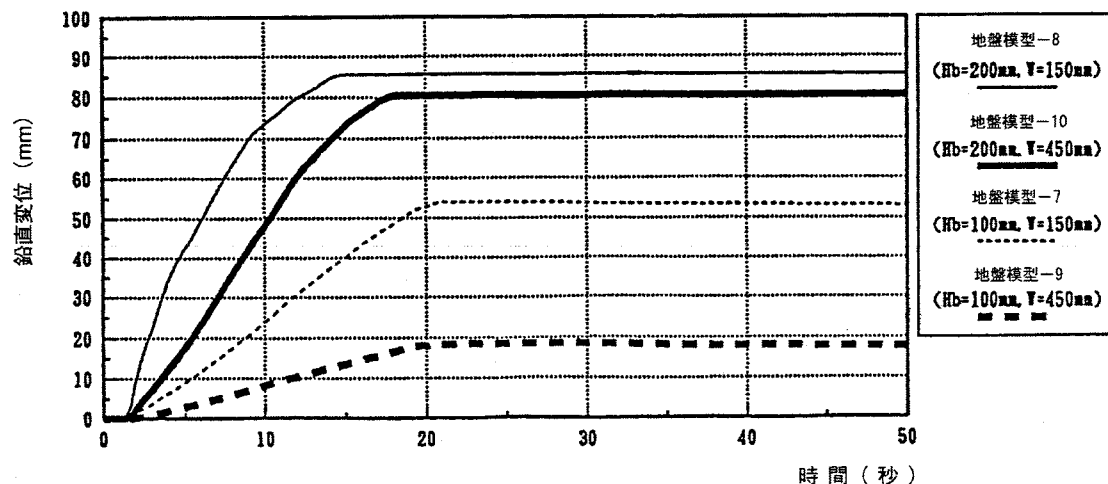
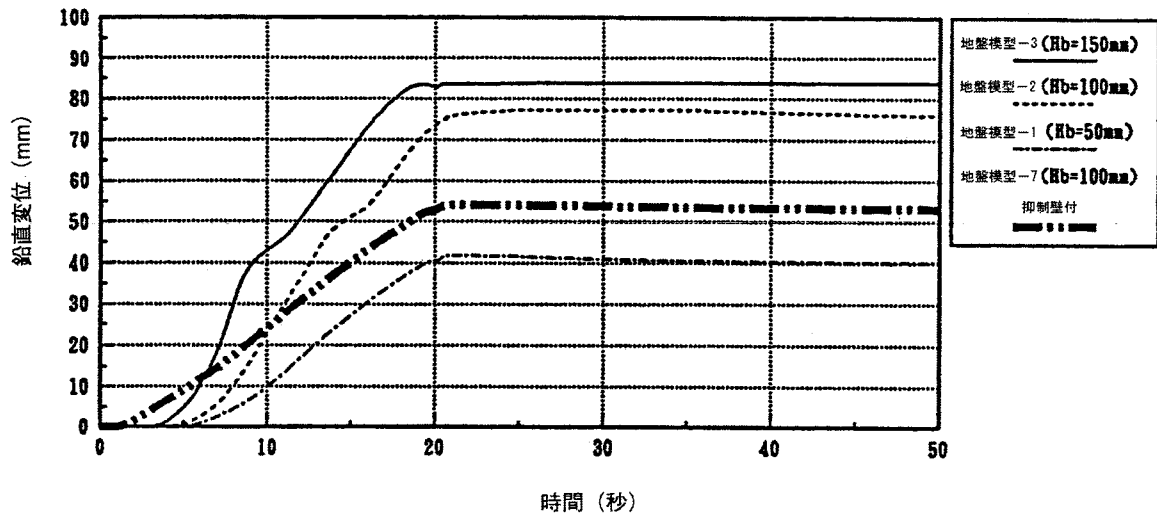


図-4.5.11 抑制壁構造がある場合の浮上がり量の時刻歴

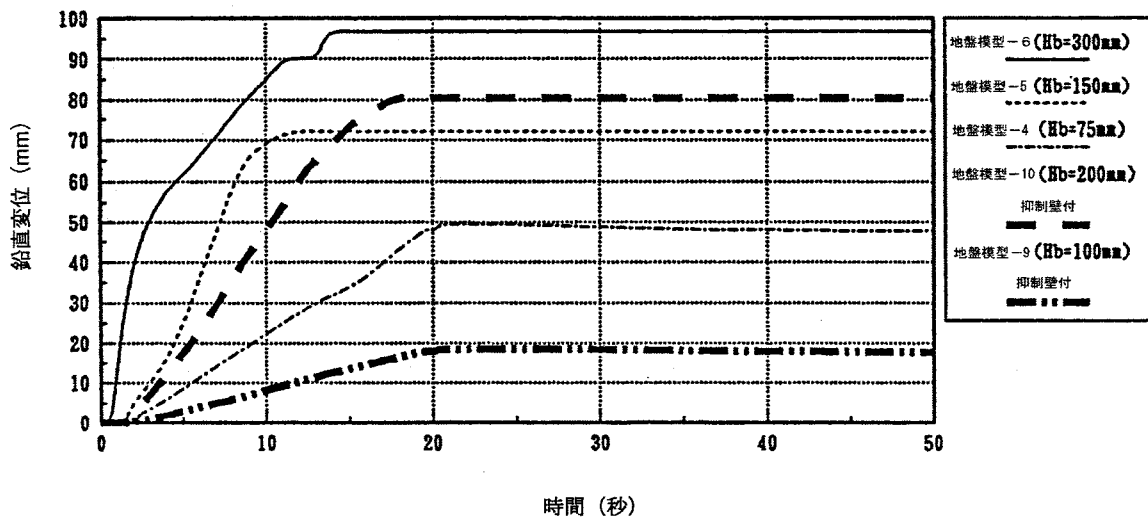
#### (5) 抑制壁構造の浮き上がり抑制効果

図-4.5.12(a)および(b)は、それぞれ構造物模型の幅 (W) が150mmおよび450mmの場合について、抑制壁構造が無い場合と有る場合の構造物模型の鉛直変位 (=浮き上がり量) の時刻歴を併記した結果である。図-4.5.12(a)によれば、Hb=100mmが同じ条件で、抑制壁構造が無い地盤模型-2よりも抑制壁構造がある地盤模型-7の方が、浮き上がり速度および最大浮き上がり量が小さく (約7割) なっている。また、図-4.5.12(b)においては、Hbの条件が異なるので、直接の比較はできないが、抑制壁構造がある地盤模型-9 (Hb=100mm) と抑制壁構造が無い地盤模型-5 (Hb=150mm) ないし、地盤模型-4 (Hb=75mm) とを比較すると、抑制壁構造がある地盤模型-9の浮き上がり速度および浮き上がり量のいずれも地盤模型-5ないし地盤模型-4よりも小さく、仮に同じHbと比較したとしても、抑制壁構造の有る方が浮き上がり速度および浮き上がり量が小さくなることが予測できる。なお、同じように抑制壁構造がある地盤模型-10 (Hb=200mm) と抑制壁構造が無い地盤模型-6 (Hb=300mm) および地盤模型-5 (Hb=150mm) とを比較した場合は、抑制壁構造の影響を明確に類推することができない。

また、写真-4.5.2および写真-4.5.3は、それぞれ抑制壁構造が無い地盤模型-2および地盤模型-4、抑制壁構造が有る地盤模型-8および地盤模型-10について、構造物模型の浮き上がり状況と周辺の液状化地盤の変形状況を示す。両写真によれば、抑制壁構造がある場合は構造物下方の抑制壁構造内の地盤は変形が拘束されており、抑制壁構造が無い場合に比べて、周辺地盤からの回り込みが抑制壁構造より下方の地盤に対してなされることが分かる。例えば、この抑制効果の設計上の取り扱いとしては、抑制壁構造により拘束を受ける抑制壁構造内の地盤を地中構造物に対する見かけ上の付加重量と考える方法が考えられる。



(a) 地盤模型-1, 2, 3, 7および8 (W=150mm)



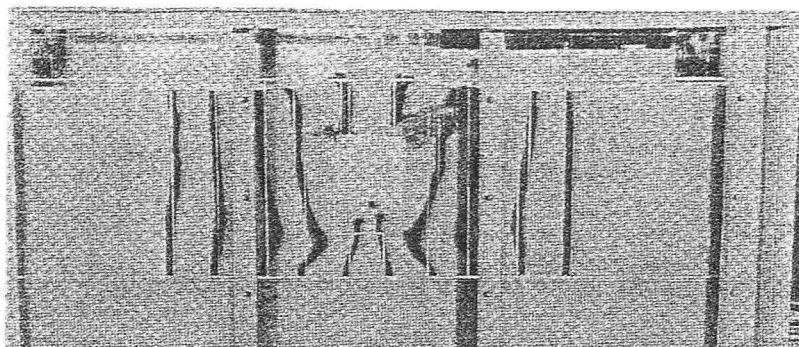
(b) 地盤模型-4, 5, 6, 9および10 (W=450mm)

図-4.5.12 構造物模型の浮上がり量に対する抑制壁構造の効果

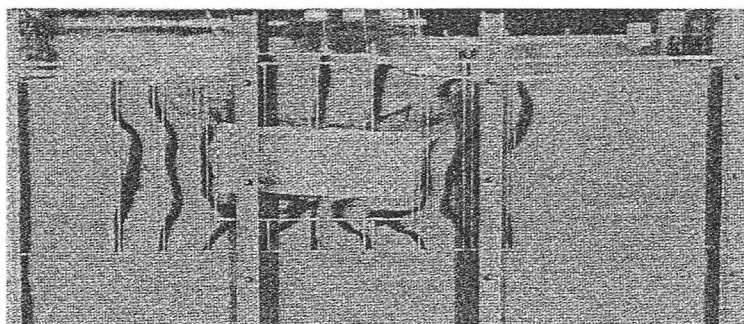
#### 4. 5. 4 まとめ

地中構造物、つまり管路構造および矩形断面の函体構造の液状化による浮き上がり特性に関する実験の結果、以下の知見が得られた。

- 1) 地中構造物模型が浮き上がりを起こすのは、構造物の周辺地盤から構造物下方へ土砂および間隙水（圧）が回り込むことによる。
- 2) 地中構造物模型が浮き上がりを開始するのは、周辺地盤の過剰間隙水圧比が概ね0.6～0.8程

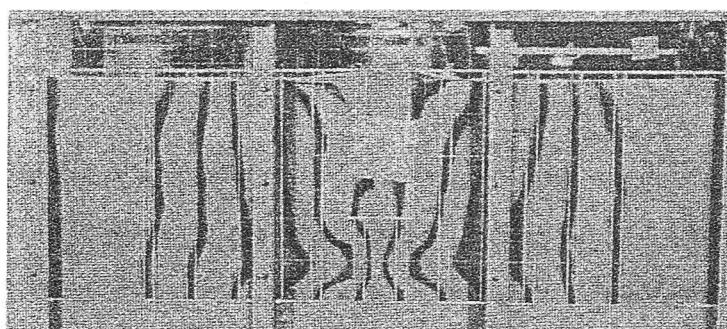


(a) 地盤模型-2 ( $H_b=100\text{mm}$ ) / 構造物模型-1 ( $W=150\text{mm}$ ), 入力加速度 $110\text{gal}$ , 加振開始20秒後

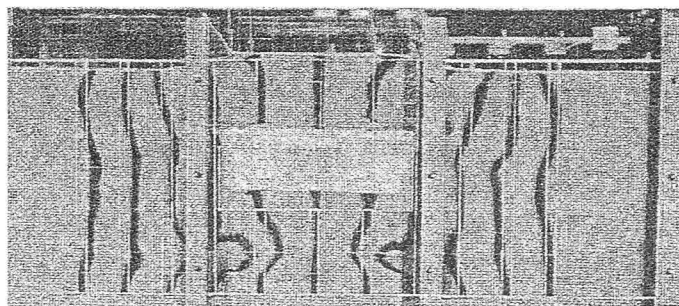


(b) 地盤模型-4 ( $H_b=75\text{mm}$ ) / 構造物模型-2 ( $W=450\text{mm}$ ), 入力加速度 $170\text{gal}$ , 加振開始20秒後

#### 写真-4.5.2 抑制壁構造が無い構造物模型の浮上がり状況



(a) 地盤模型-8 ( $H_b=200\text{mm}$ ) / 構造物模型-3 ( $W=150\text{mm}$ ), 入力加速度 $140\text{gal}$ , 加振開始11秒後



(b) 地盤模型-10 ( $H_b=200\text{mm}$ ) / 構造物模型-4 ( $W=450\text{mm}$ ), 入力加速度 $140\text{gal}$ , 加振開始9秒後

#### 写真-4.5.3 抑制壁構造が有る構造物模型の浮上がり状況

度であるが、構造物下方の液状化層の層厚（Hb）の減少あるいは構造物の幅（W）の増加に伴い、浮き上がりが遅く起こり始めると共に、浮き上がり速度および浮き上がり量のいずれも小さくなり、浮き上がりが起こりにくくなる。

- 3) 地中構造物の浮き上がりは、加振が継続する間では継続し、加振の終了とともに停止する。
- 4) 構造物下方の液状化層の層厚（Hb）あるいは構造物の幅（W）は、構造物模型の浮き上がりの難易度に関係しており、液状化に起因する浮き上がりに対する地中構造物の耐震設計あるいは対策を考える時、構造物下方の液状化層の層厚（Hb）あるいは構造物の幅（W）に留意することが効果的である。
- 5) 地中構造物模型に設置した抑制壁構造は、加振中の浮き上がり速度の低下および浮き上がり量の低減に効果的である。

## 第6節 橋梁の被害程度の簡易評価方法

### 4. 6. 1 概説

第2章・第4節で提案した液状化抵抗指数（ $P_L$ ）は、対象地点における地盤全体としての液状化ポテンシャルを表す指標であるため、液状化による構造物への影響や被害程度は必ずしも考慮していない。また、地震時の液状化が橋梁基礎の耐震性に与える影響は重要な課題であり、橋梁の点検において適切に考慮することが必要である。我が国では、表-1.2.3の通り1971年以降道路橋の耐震点検が実施されている。その都度点検手法が改良されてきており、より合理的で簡易な方法が必要とされる。

以上のことから、本研究では、1986年の耐震点検法に比べて、液状化の影響をより定量的かつより簡易に評価する方法を検討する。すなわち、地盤種別および微地形分類などの簡易に入手できるデータに基づいた地盤の液状化危険度の簡易評価方法、および橋梁基礎に対する液状化の影響や被害の程度の簡易評価方法を提案する<sup>38)~43)</sup>。

### 4. 6. 2 橋梁への影響を考慮した地盤の液状化危険度の簡易評価方法

ここに提案する簡易評価方法では、液状化抵抗指数（ $P_L$ ）の考え方を基本として、式(4.6.1)による指標を定義することにより、重み関数の設定をより簡便化する（図-4.6.1参照）。

$$I_{PL} = \frac{H^*}{20} \quad (4.6.1)$$

ここに、 $I_{PL}$ ：地盤の液状化危険度 [ $0 \leq I_{PL} \leq 1.25$ ]

$H^*$ ：換算液状化層厚（m）

$$H^* = H_1^* + H_2^*$$

$H_1^*$  : 0～10mの深度の液状化層で、その影響を考慮した換算層厚 (m)

$$H_1^* = 1.5H_{FL1} + 1.0H_{FL2} + 0.5H_{FL3}$$

$H_2^*$  : 10～20mの深度の液状化層で、その影響を考慮した換算層厚 (m)

$$H_2^* = 1.0H_{FL1} + 0.5H_{FL2}$$

$H_{FL1}$  :  $F_L \leq 0.6$ の土層の全層厚 (m)

$H_{FL2}$  :  $0.6 \leq F_L \leq 0.8$ の土層の全層厚 (m)

$H_{FL3}$  :  $0.8 \leq F_L \leq 1.0$ の土層の全層厚 (m)

ここで、 $I_{PL}$ 値では換算層厚 $H_1^*$ と $H_2^*$ の算定の際に、 $F_L$ 値に応じた土層の全層厚 ( $H_{FLi}$  :  $i=1 \sim 3$ ) に掛ける重み係数で液状化の影響度を考慮する。この重み付けは、表-4.6.1に示すように、第4章・第3節で提示した低減係数 ( $D_E$ ) の大小関係 (表-4.3.2参照) を考慮して設定する。

提案する $I_{PL}$ 値によれば、液状化の程度や範囲さらに地盤の支持力に及ぼす影響が考慮できるとともに、その算定は液状化層厚が基本となるので、 $P_L$ 値よりも簡易に算定できる。また、 $I_{PL}$ 値の範囲は0から1.25となり、後述するように危険度の判断基準も $P_L$ 値に比較して広い範囲で設定できる。なお、 $P_L$ 値と $I_{PL}$ 値は共に液状化しないと予想される土層 ( $F_L > 1.0$ ) の影響は考慮していないため、そのような土層がある場合は液状化の危険度を大きめに予測していることに注意する必要がある。

図-4.6.2は、同一地点における地盤において $P_L$ 値と $I_{PL}$ 値の両方の指標を算出し、大小関係を対比した結果である。同図によれば、 $P_L$ 値により液状化の危険度を予測する場合の判断基準値である $P_L=5$ および15は、 $I_{PL}$ 値では、それぞれ $I_{PL}=0.1 \sim 0.2$ および $0.3 \sim 0.4$ に対応する。

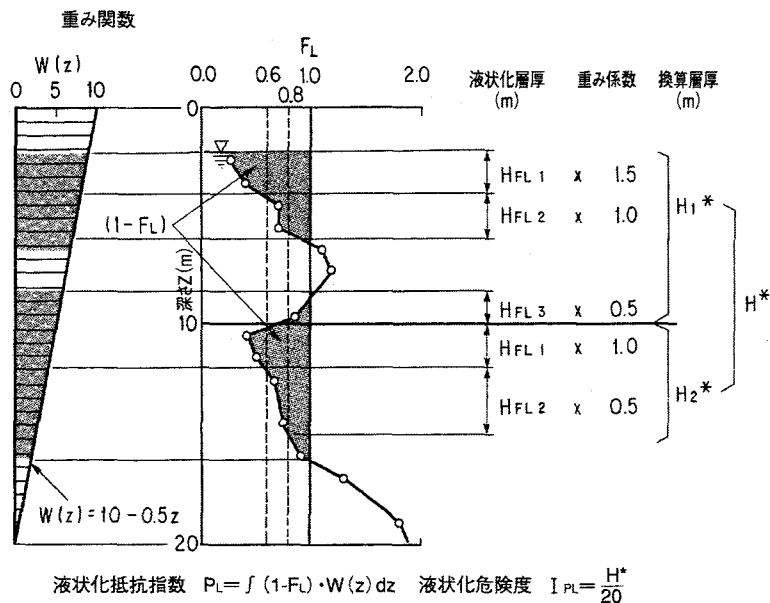


図-4.6.1  $F_L$ ,  $P_L$ および $I_{PL}$ の概念図

表-4.6.1 土質定数に乘じる係数 ( $D_E$ ) と  $I_{PL}$  値の重み係数の関係

| $F_L$ の範囲            | 現地盤面からの深度 $X$ (m)  | 土質定数に乘じる係数 $D_E$ | 層厚 $H_{FL}(i=1\sim3)$ の重み係数 |
|----------------------|--------------------|------------------|-----------------------------|
| $F_L \leq 0.6$       | $0 < X \leq 10$    | 0                | 1.5*                        |
|                      | $10 < X \leq 10$   | 1/3              | 1.0                         |
| $0.6 < F_L \leq 0.8$ | $0 < X \leq 10$    | 1/3              | 1.0                         |
|                      | $10 < X \leq 20$   | 2/3              | 0.5                         |
| $0.8 < F_L \leq 1.0$ | $0 \leq X \leq 10$ | 2/3              | 0.5                         |
|                      | $10 < X \leq 10$   | 1                | 0**                         |

(注) 最右欄は本報告での  $I_{PL}$  値の重み係数を付記したもの

\* 液状化の影響を  $D_E=1/3$  に比較して5割増しと想定

\*\* 液状化の影響が無いことを想定

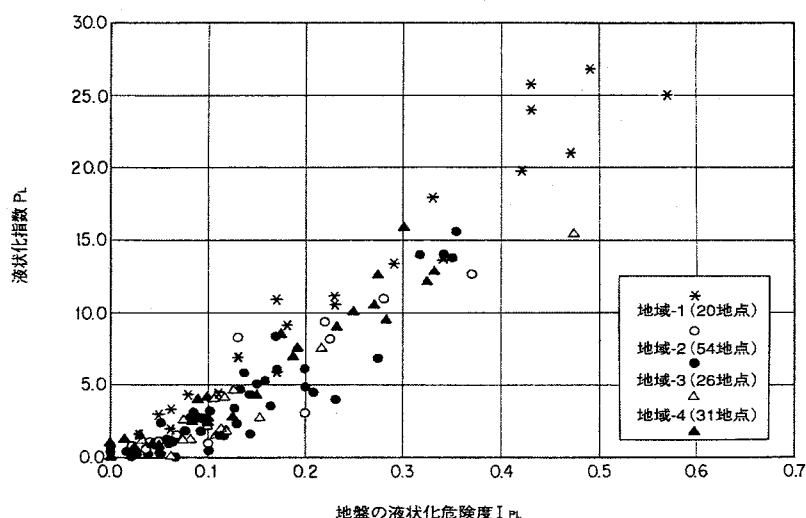


図-4.6.2  $P_L$  値と  $I_{PL}$  値の相関関係

土木構造物の液状化による被害程度を判定するための  $I_{PL}$  値の基準値を明らかにする。対象とした土木構造物は、既往の被害地震で被害状況のデータが比較的多い道路橋である。事例解析の対象とした道路橋は表-4.6.2の通りであり、1964年新潟地震、1973年宮城県沖地震および1988年日本海中部地震の既往3地震において、被害があったかあるいは無かった15橋における32箇所の橋台あるいは橋脚である。

同表における被害レベルは、液状化が関係したと考えられる被害に着目して、表-4.6.3のように5段階に分類する。ここで、被害レベルが4以上は被害が大きい場合であり、特に被害レベル5は落橋に到るような顕著な被害とする。表-4.6.3に基づいて、地盤の液状化危険度 ( $I_{PL}$ ) および地震時の液状化に関係したと想定される橋梁の下部工（橋台あるいは橋脚）の被害レベルとの関係を整理すると図-4.6.3となる。同図において、液状化危険度と被害レベルが必ずしも一致しているわけではないが、図-4.6.3および表-4.6.3から、概略的な地盤の液状化危険度の判定基準は、以下のように3グループに区分する。



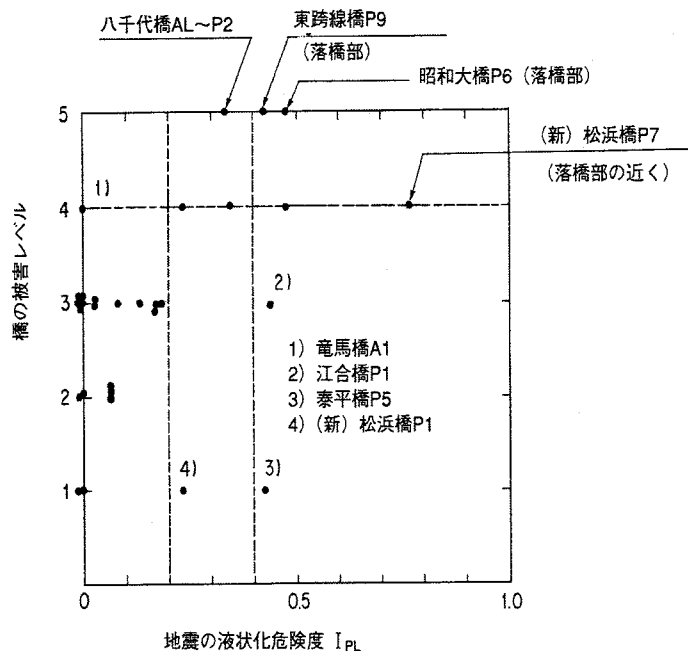
表-4.6.2 既往地震における液状化に起因する橋梁の被害例

| No | 地震名     | 橋名   | 被害状況               | 対象下部工 | 対象下部工の被害              | 被害レベル | 液状化発生の規模 | 液状化危険度 $I_{PL}$ | 地盤種別 | 微地形分類 |
|----|---------|------|--------------------|-------|-----------------------|-------|----------|-----------------|------|-------|
| 1  | 新潟地震    | 昭和大橋 | 液状化により落橋 (P2~P7間)  | P1    | 沈下3cm, 傾斜(天端変位)34cm   | 4     | 大規模      | 0.57            | Ⅱ種   | A     |
| 2  |         |      |                    | P6    | 液状化により埋没              | 5     | 〃        | 0.47            | 〃    | 〃     |
| 3  |         |      |                    | P7    | 沈下9cm, 傾斜(天端変位)7cm    | 4     | 〃        | 0.47            | 〃    | 〃     |
| 4  |         | 東跨線橋 | 液状化により落橋 (P8~P9間)  | AL    | 被害軽微(詳細不明)            | 2     | 大規模      | 0.00            | Ⅱ種   | A     |
| 5  |         |      |                    | P7    | 〃                     | 2     | 〃        | 0.06            | 〃    | 〃     |
| 6  |         |      |                    | P9    | 沈下2.5cm, 傾斜(天端変位)15cm | 5     | 〃        | 0.43            | 〃    | 〃     |
| 7  |         |      |                    | AR    | 沈下32cm, 傾斜(天端変位)13cm  | 4     | 〃        | 0.23            | 〃    | 〃     |
| 8  |         | 八千代橋 | 下部工折損 (P2~P3間落橋寸前) | AL    | 沈下40cm, 傾斜角10.5°      | 4     | 河心方向すべり  | 0.34            | Ⅱ種   | A     |
| 9  |         |      |                    | P2    | ?体折損                  | 5     | 〃        | 0.34            | 〃    | 〃     |
| 10 |         |      |                    | P10   | 浮上り7cm, 傾斜(天端変位)7cm   | 3     | 〃        | 0.13            | 〃    | 〃     |
| 11 |         | 泰平橋  | 橋脚傾斜 (被害軽微)        | P1    | (被害なし)                | 1     | 表層数m     | 0.42            | Ⅱ種   | A     |
| 12 |         |      |                    | P8    | 傾斜(天端変位)6cm           | 3     | 〃        | 0.17            | 〃    | 〃     |
| 13 |         | 新松浜橋 | 落橋(架設中) (P10~P11間) | P1    | (被害なし)                | 1     | 〃        | 0.23            | Ⅱ種   | A     |
| 14 |         |      |                    | P7    | 沈下約2cm, 傾斜(天端変位)20cm  | 4     | 表層10数m   | 0.78            | Ⅲ種   | 〃     |
| 15 |         | 小須戸橋 | 橋脚, 橋台の沈下          | P1    | 沈下75cm                | 3     | (粘性土層卓越) | 0.17            | Ⅲ種   | A     |
| 16 |         |      |                    | AR    | 沈下7cm                 | 3     | (不明)     | 0.00            | 〃    | 〃     |
| 17 | 宮城県沖地震  | 阿武隈橋 | 橋脚, 支承の損傷          | P8    | 橋脚全周亀裂, 支承破損          | 3     | 小規模な噴砂   | 0.03            | Ⅲ種   | A     |
| 18 |         | 関上大橋 | 主桁, 橋脚, 支承の損傷      | P1    | コンクリート剝離, 支承破損        | 3     | 〃        | 0.18            | Ⅱ種   | A     |
| 19 |         |      |                    | P6    | 桁移動6cm                | 3     | 〃        | 0.00            | 〃    | 〃     |
| 20 |         | 開北橋  | 支承部損傷 (被害軽微)       | P2    | 支承部破損                 | 3     | —        | 0.00            | Ⅱ種   | A     |
| 21 |         |      |                    | P4    | 被害軽微                  | 2     | —        | 0.06            | Ⅲ種   | A     |
| 22 |         |      |                    | AR    | 被害軽微                  | 2     | —        | 0.06            | 〃    | 〃     |
| 23 |         | 江合橋  | 橋脚, 支承の損傷          | P5    | 橋脚亀裂, 桁移動6cm          | 3     | (不明)     | 0.43            | Ⅲ種   | A     |
| 24 |         | 木間塚橋 | 沓座破壊/落橋寸前          | P3    | 沓座破壊                  | 3     | 噴砂       | 0.08            | Ⅲ種   | A     |
| 25 | 日本海中部地震 | 男鹿大橋 | 橋脚沈下, 傾斜<br>取付盛土沈下 | P4    | 沈下13cm, 傾斜(天端変位)23cm  | 3     | (噴砂, 亀裂) | 0.00            | Ⅱ種   | A     |
| 26 |         |      |                    | P5    | 沈下15cm, 傾斜(天端変位)26cm  | 3     | (噴砂, 亀裂) | 0.00            | 〃    | 〃     |
| 27 |         | 竜馬橋  | 橋台, 支承部の損傷         | AL    | ?体ひびわれ                | 4     | 噴砂       | 0.00            | Ⅱ種   | A     |
| 28 |         |      |                    | P2    | (被害なし)                | 1     | (噴砂)     | 0.00            | 〃    | 〃     |
| 29 |         | 五明光橋 | 取付盛土崩壊             | AL    | パイルベント亀裂              | 3     | 噴砂, 亀裂   | 0.03            | Ⅲ種   | A     |
| 30 |         |      |                    | AR    | 被害軽微                  | 2     | 噴砂, 亀裂   | 0.00            | 〃    | 〃     |
| 31 |         | 鳴沢橋  | 取付盛土沈下, 亀裂         | AL    | 被害軽微                  | 2     | 噴砂, 亀裂   | 0.00            | Ⅲ種   | A     |
| 32 |         |      |                    | P1    | 被害なし                  | 1     | 噴砂, 亀裂   | 0.00            | 〃    | 〃     |

(注) \* AR:右岸橋台  
AL:左岸橋台  
P:橋脚

表-4.6.3 液状化による道路橋の被害分類

| 被害レベル | 被害状況                                                                  |
|-------|-----------------------------------------------------------------------|
| 5     | 液状化が主な原因となって、落橋、下部工破壊が生じた著しい被害                                        |
| 4     | 沈下もしくは傾斜による天端変位が10cm以上あるいは1mm以上の亀裂等、被害の比較的著しいもので、液状化の影響が一つの要因と考えられるもの |
| 3     | 橋梁全体の被害に対して、液状化が直接的に影響したとは考えられないもの                                    |
| 2     | 軽微な被害                                                                 |
| 1     | 被害なし                                                                  |

図-4.6.3  $I_{PL}$ 値と道路橋下部工（橋台・橋脚）の被害レベルの関係

#### 【 $0.0 \leq I_{PL} < 0.2$ 】

液状化により落橋に関係するような被害の事例は皆無であり、液状化の規模と橋梁に対する影響は小さいと見なせる。

#### 【 $0.2 \leq I_{PL} < 0.4$ 】

液状化に関係する被害事例が見られ、橋梁に対する液状化の影響があると見なせる。

#### 【 $0.4 \leq I_{PL} < 1.25$ 】

液状化による落橋の被害事例があり、液状化の規模と橋梁に対する影響が非常に大きいと見なせる。

以上から、道路橋を事例とした検討によれば、判定指標 $I_{PL}$ は地盤の液状化危険度を予測するとともに、土木構造物への影響度も考慮できる判定指標として有効である。なお、道路橋以外の土木構造物についても、上記と同様な事例解析を行うことにより、それぞれの構造物に対応した判定基準を設定できる。

### 4. 6. 3 簡易評価方法の適用

#### (1) 地盤種別との関係

地盤条件は、橋梁建設地点の地盤の締まり具合あるいは増幅特性に応じて、概略的に分類することができる。本研究では、「道路橋示方書V耐震設計編（昭和55年(1980)）」<sup>17)</sup>による表-4.6.4の分類基準に従って地盤種別を行うこととし、これらの地盤種別と式(4.6.1)により提案した地盤の液状化危険度( $I_{PL}$ )との関係を明らかにする。

表-4.6.5は、217箇所の橋梁地点での地盤種別と地盤の液状化危険度( $I_{PL}$ )との関係を示す。同表および $I_{PL}$ の判定基準によれば、以下のように地盤種別の取り扱い方法が提示できる。

- ① 地盤種別Ⅰでは、39地点のうち、32地点は飽和した砂質土層がなく、また液状化層がある地点も全てが $I_{PL} < 0.2$ に該当しているため、液状化の発生規模と橋梁に対する影響は小さいと見なせる。
- ② 地盤種別Ⅱでは、104地点のうち、14地点は飽和した砂質土層がなく、また液状化層がある地点の75地点は $I_{PL} < 0.2$ に該当しているが、15地点は $0.2 \leq I_{PL}$ であり、液状化に対する危険度はあると見なせる。
- ③ 地盤種別Ⅲでは、74地点の全てに液状化層が存在し、34地点は $I_{PL} < 0.2$ に該当しているが、40地点は $0.2 \leq I_{PL}$ であり、液状化に対する危険度があり、地盤種別Ⅱよりも高いと見なせる。

表-4.6.4 地盤種別の分類基準

| 地盤種別 | 地盤の特性値 $T_g$ (s)     |
|------|----------------------|
| Ⅰ    | $T_g < 0.2$          |
| Ⅱ    | $0.2 \leq T_g < 0.6$ |
| Ⅲ    | $0.8 \leq T_g$       |

表-4.6.5 地盤種別と地盤の液状化危険度 ( $I_{PL}$ ) の関係

| 地盤種別 | 実判定      |                |                         |                   | 計   |
|------|----------|----------------|-------------------------|-------------------|-----|
|      | 飽和砂質土層無し | $I_{PL} < 0.2$ | $0.2 \leq I_{PL} < 0.4$ | $0.4 \leq I_{PL}$ |     |
| I種   | 32       | 7              | 0                       | 0                 | 39  |
| II種  | 14       | 75             | 13                      | 2                 | 104 |
| III種 | 0        | 34             | 27                      | 13                | 74  |
| 計    | 46       | 116            | 40                      | 15                | 217 |

|             |             |
|-------------|-------------|
| 簡易判定と実判定が一致 | 簡易判定が危険側    |
| 簡易判定が安全側    | 簡易判定と実判定が一致 |

## (2) 微地形分類との関係

微地形分類が液状化の発生の可能性に関係があることはよく知られている。本研究では、既往研究<sup>43)</sup>および土地条件図<sup>44)</sup>に基づいた表-4.6.6に従って微地形分類を行うこととし、これらの微地形分類と式(4.6.1)で提案した地盤の液状化危険度 ( $I_{PL}$ ) との関係を示す。

表-4.6.6によれば、橋梁の建設地点の微地形により、微地形分類A、BおよびCの3つに分類できる。表-4.6.7は332箇所の橋梁地点での微地形分類と地盤の液状化危険度 ( $I_{PL}$ ) との関係を示す。同表および前項で提案した  $I_{PL}$  の基準値によれば、以下のように微地形分類の取り扱い方法が提示できる。

- ① 微地形分類Aでは、284地点のうち、50地点は飽和した砂質土層がないものの、液状化層がある地点は234地点であり、そのうち  $I_{PL} < 0.2$  に該当しているのが172地点である。他方、62地点は  $0.2 \leq I_{PL}$  であり、微地形分類BおよびCと比較して、格段に液状化の発生規模と橋梁に対する影響は大きい。
- ② 微地形分類Bでは、24地点のうち、15地点は飽和した砂質土層がなく、また液状化層がある9地点の全ては  $I_{PL} < 0.2$  に該当しているため、液状化の発生規模と橋梁に対する影響は小さい。
- ③ 微地形分類Cでは、24地点のうち、21地点は飽和した砂質土層がなく、また液状化層がある3地点の全ては  $I_{PL} < 0.2$  に該当しているため、微地形分類Bと同様に、液状化の発生規模と橋梁に対する影響は小さい。

表-4.6.6 微地形分類の分類基準

|              | A                                                                                                          | B                            | C                          |
|--------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------|----------------------------|
|              | 液状化発生の可能性が高い                                                                                               | 液状化発生の可能性がある                 | 液状化発生の可能性が低い               |
| 土地条件図または現地状況 | 埋立地<br>沖積低地上の盛土地 (T.P. +10m 以下)、旧(海)水面上の盛土地、旧河川微高地、干拓地、潮汐平地、氾濫平野、海岸平野、砂丘*、三角州、砂州、自然堤防、後背低地、旧河道、(旧)湿地、(旧)落堀 | AでもBでもない地域<br>左記以外の盛土地、扇状地など | 変形地、台地・段丘、山麓堆積地形、斜面、低地の微高地 |

\*：内陸側の隣接する他の地形区分との境界付近のみを対象  
(注) 現河道(河床)はその周辺の微地形分類に準ずる

表-4.6.7 微地形分類の分類基準

| 微地形分類 | 実判定      |                |                         |                   | 計   |
|-------|----------|----------------|-------------------------|-------------------|-----|
|       | 飽和砂質土層無し | $I_{pL} < 0.2$ | $0.2 \leq I_{pL} < 0.4$ | $0.4 \leq I_{pL}$ |     |
| C     | 21       | 3              | 0                       | 0                 | 24  |
| B     | 15       | 9              | 0                       | 0                 | 24  |
| A     | 50       | 172            | 44                      | 18                | 284 |
| 計     | 86       | 184            | 44                      | 18                | 332 |

|             |             |
|-------------|-------------|
| 簡易判定と実判定が一致 | 簡易判定が危険側    |
| 簡易判定が安全側    | 簡易判定と実判定が一致 |

#### 4. 6. 4 近隣地点での液状化危険度の相関性

液状化の判定が必要な箇所にボーリングデータが無い、あるいは不足している場合、その近傍にあるデータを適用することが考えられるが、その適用性あるいは適用上の条件を明らかにしておくことが必要である。本項では、液状化判定の対象となる橋梁地点とそれに隣接する地点の間において、液状化の危険度の相関性を明らかにし、近隣にある土質データの適用条件を明らかにする。

検討対象としたのは、地盤条件の明らかな10箇所の橋梁であり、橋梁から半径750m以内において液状化層のある187地点のボーリングデータを抽出する。橋梁位置と周辺のボーリング地点の間における液状化危険度の相関性を判断する指標として、ここでは、式(4.6.2)で定義する換算液状化層厚HTを用いる。式(4.6.2)は前項の式(4.6.1)と重み付け係数の数値に差異があるが、相対的な大小関係は同じである。抽出した187地点の換算液状化層厚の頻度分布は図-4.6.4の通りである。

$$HT = H_1^{**} + H_2^{**} \quad (4.6.2)$$

ここに、HT：換算液状化層厚 (m) ( $\leq 16.67$ )

$H_1^{**}$ ：0～10mの深度の液状化層で、その影響を考慮した換算層厚 (m)

$$H_1^{**} = 1.0H_{FL1} + (2/3)H_{FL2} + (1/3)H_{FL3}$$

$H_2^{**}$ ：10～20mの深度の液状化層で、その影響を考慮した換算層厚 (m)

$$H_2^{**} = (2/3)H_{FL1} + (1/3)H_{FL2}$$

$H_{FL1}$ ： $F_L \leq 0.6$ の土層の全層厚 (m)

$H_{FL2}$ ： $0.6 \leq F_L \leq 0.8$ の土層の全層厚 (m)

$H_{FL3}$ ： $0.8 \leq F_L \leq 1.0$ の土層の全層厚 (m)

ここでは、液状化に関係する要因として以下の5つの要因（アイテム）を取り上げるとともに、アイテム毎に設定したカテゴリーに従って、橋梁地点に対する近接地点の諸要因の差異を明らかにする。

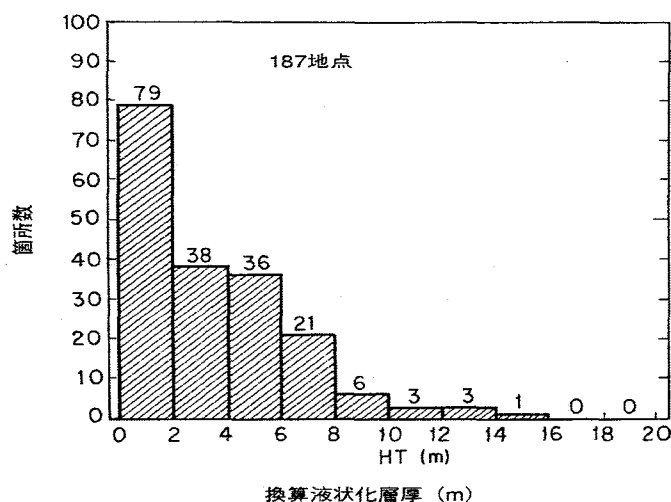


図-4.6.4 近隣地点の換算液状化層厚 (HT) の分布

アイテムー1：標高差

カテゴリー：～ -3m ～ -1m ～ 1m ～ 3m ～

アイテムー2：距離

カテゴリー：0 ～ 100m ～ 300m ～ 500m ～ 750m

アイテムー3：地下水位差

カテゴリー：～ -3m ～ -1m ～ 1m ～ 3m ～

アイテムー4：地盤種別差

カテゴリー： -1、 0、 1、 2

アイテムー5：微地形分類差

カテゴリー： 0、 1、 2

ここで、標高差とは（橋梁地点の標高－近隣地点の標高）であり、地下水位差とは（橋梁地点の地下水位－近隣地点の地下水位）である。また、地盤種別差とは、表-4.6.4に基づいて橋梁地点および近隣地点に対して分類した地盤種別Ⅰ、ⅡおよびⅢを、それぞれ1、2および3の分類番号に置き換えて、（橋梁地点の地盤種別番号－近隣地点の地盤種別番号）を算出する。同様に、微地形分類差とは、表-4.6.6に基づいて橋梁地点および近隣地点に対して分類した微地形分類A、BおよびCを、それぞれ3、2および1の分類番号に置き換えて、（橋梁地点の微地形分類番号－近隣地点の微地形分類番号）（差の絶対値）を算出したものである。

図-4.6.5は、187地点について各アイテム毎のカテゴリーに応じたデータの分布を示す。同図によれば、標高差は±1m以内の地点が82地点と多いが、+1～3mおよび+3m以上の地点もそれぞれ47地点および48地点となっており、橋梁地点に対して近隣地点の標高が低い傾向にある。また、地下水位差は±1m以内の地点が137地点と約3/4を占めており、橋梁地点に対して近隣地点の地下水位差は顕著な差異は少ない。さらに、地盤種別の差が0、つまり橋梁地点と近隣地点の地盤種別が同じであるものは11地点だけであるのに対して、約82%の153地点で+1、約12%の22地点で+2あり、橋梁地点に対して近隣地点の地盤は液状化の危険度が低く、安全側にある場合が多いことが分かる。また、微地形分類の差は0、つまり橋梁地点と近隣地点の微地形分類

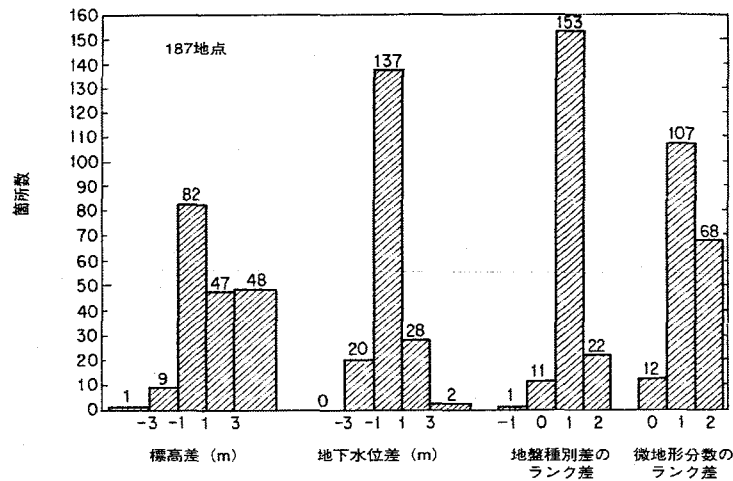


図-4.6.5 橋梁地点に対する近隣地点の標高差、地下水位差、地盤種別差および微地形分類差の分布

が同じであるものは12地点だけであるのに対して、その差が1および2であるものはそれぞれ107地点および68地点ある。ここで、微地形分類の差は絶対値であるので、橋梁地点と近隣地点の液状化の危険度の優劣は直接的には判断できない。ただし、地盤種別の傾向から類推すると、橋梁地点の方が近隣地点よりも微地形分類の上では液状化の危険度が高く、近隣地点ではそれが低く、安全側にある場合が多い。

次に、橋梁地点に対する近隣地点の液状化層厚HTの差 ( $\Delta HT$ ) と上記のアイテムとの偏相関係数および重相関係数は、数量化理論 (I 類) により計算したが、その結果は表-4.6.8の通りである。同表によれば、偏相関係数は全体的に低いですが、地下水位差および地盤種別差の3つの相関係数は、その他のアイテムに比べて比較的高い結果を示す。

例えば、地下水位について見ると、地下水位差がマイナス側（橋梁地点の方が地下水位が高い）からプラス側（橋梁地点の方が地下水位が低い）に変化するに従って、換算液状化層厚  $\Delta HT$  はプラス側（橋梁地点の方が換算液状化層厚が大きい）からマイナス側（橋梁地点の方が換算液状化層厚が小さい）に変化する傾向があることになり、液状化の危険度の視点から地下水位差と換算液状化層厚の大小関係は符合している。

また、地盤種別について見ると、地盤種別がマイナス側（橋梁地点の方が液状化しにくい）からプラス側（橋梁地点の方が液状化しやすい）に変化するのに従って、換算液状化層厚  $\Delta HT$  はマイナス側（橋梁地点の方が換算液状化層厚が小さい）からプラス側（橋梁地点の方が換算液状化層厚が大きい）に変化する傾向があることになり、液状化の危険度の視点から地盤種別と換算液状化層厚の大小関係は符合している。

以上のことから、橋梁地点と近隣地点の標高、距離、地下水位、微地形分類および地盤種別の相対的な関係が明らかになった。これらの状況を踏まえて、橋梁地点の液状化危険度の予測

表-4.6.8 換算液状化層厚の差 $\Delta HT$ と各種説明変数の偏相関係数および重相関係数

| 目的変数：液状化層の換算液状化層厚の差△HT<br>重相関係数：0.721 |       |         |        |
|---------------------------------------|-------|---------|--------|
| 説明変数                                  |       |         | 偏相関係数  |
| アイテム                                  | カテゴリー |         |        |
| 標高差                                   | 1     | < - 3 m | 0.031  |
|                                       | 2     | < - 1 m |        |
|                                       | 3     | 1 m     |        |
|                                       | 4     | 3 m     |        |
|                                       | 5     | > 3 m   |        |
| 距離                                    | 1     | ≦ 100 m | 0.066  |
|                                       | 2     | ≦ 300 m |        |
|                                       | 3     | ≦ 500 m |        |
|                                       | 4     | ≦ 750 m |        |
| 地下水位差                                 | 1     | < - 3 m | -0.392 |
|                                       | 2     | - 1 m   |        |
|                                       | 3     | 1 m     |        |
|                                       | 4     | ≦ 3 m   |        |
| 地盤種別のランク差                             | 1     | -1      | 0.214  |
|                                       | 2     | 0       |        |
|                                       | 3     | 1       |        |
|                                       | 4     | 2       |        |
| 微地形分類のランク差                            | 1     | 0       | -0.13  |
|                                       | 2     | 1       |        |
|                                       | 3     | 2       |        |

に当たって、近隣地点のボーリングデータを代替できると見なされる要件としては、安全側および実務性を考えると、以下のように提案できる。なお、( ) 書きの予想は図4.6.5に基づいている。

- ① 標高差は $\pm 10\text{m}$ 以内であること。（大部分が該当すると予想される）
- ② 距離は $200\sim 500\text{m}$ 以内であること。
- ③ 地下水位差は $\pm 2\text{m}$ 以内であること。（大部分は該当すると予想される）
- ④ 微地形分類は橋梁地点と同等（例：Bに対するB）か1ランク液状化ポテンシャルが高い（例：Bに対するA）場合であること。（多くが該当すると予想される）
- ⑤ 地盤種別は橋梁地点と同等（例：Ⅱに対するⅡ）かそれ以上（例：Ⅱに対するⅢ）場合であること。（大部分が該当すると予想される）

#### 4. 6. 5 道路橋の液状化被害危険度の簡易評価方法

液状化による橋梁基礎の被害形態は、表-4.6.9に示すように、基礎の形式により異なることに注意する必要がある。言い換えると、液状化に起因する橋梁基礎の被害を説明できる適切な指標を選択することが必要となる。本研究では、表-4.6.2に示すような既往地震での経験を踏まえて、基礎形式に応じて液状化危険度を評価するために、式（4.6.3）、式（4.6.4）および式（4.6.6）による液状化被害危険度の評価指標を定義する。そして、各指標を定量的に算出するために、橋梁被害の程度を考慮して、構造等の区別に応じた重み付けの点数を設定する。

$$P I = (I_C + I_J + I_F + I_{FS}) \times I_{PL} \times I_{HB} \quad (4.6.3)$$

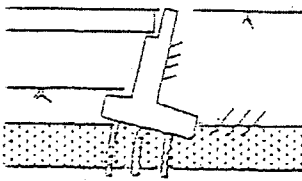
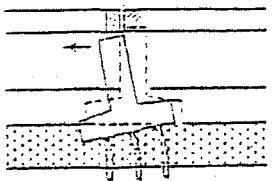
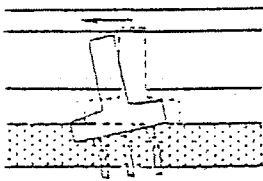
$$P II = (I_C + I_F + I_{FS}) \times I_{PL} \times I_{GC} \quad (4.6.4)$$

$$P III = (I_F + I_{FS}) \times I_{PL} \quad (4.6.5)$$

ここに、P I：橋台の液状化被害危険度

P II：可動橋脚の液状化被害危険度

表-4.6.9 液状化に起因する橋梁基礎の被害形態

| 橋台                                                                                                                      | 橋脚（可動支承）                                                                                    | 橋脚（固定支承）                                                                                      |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                        |            |            |
| <ul style="list-style-type: none"> <li>●橋台天端の大変位による桁の落下</li> <li>●地盤の支持力の低下による基礎の破壊</li> <li>●地盤の摩擦力の低下による沈下</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>●橋台天端の大変位による桁の落下</li> <li>●地盤の摩擦力の低下による沈下</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>●地盤の支持力の低下による基礎の破壊</li> <li>●地盤の摩擦力の低下による沈下</li> </ul> |

PⅢ：固定橋脚の液状化被害危険度

I<sub>C</sub>：落橋防止構造の条件

- ・連続桁部、固定部 : 0.0
- ・S<sub>E</sub>と落橋防止装置の併用 : 0.5
- ・S<sub>E</sub>あるいは落橋防止装置の考慮 : 1.0
- ・措置無し : 1.5

I<sub>J</sub>：支承条件

- ・可動 : 0.0
- ・固定 : 1.0

I<sub>F</sub>：基礎形式

- ・杭基礎（木杭、パイルベントを除く）もしくはケーソン : 1.0
- ・木杭もしくはパイルベント : 2.0

I<sub>FS</sub>：基礎支持条件

- ・完全支持 : 1.0
- ・不完全支持 : 5.0
- ・液状化層以浅で支持 : 6.0

I<sub>HB</sub>：背面盛土のすべりの影響（背面盛土高H<sub>B</sub>で評価）

- ・H<sub>B</sub> < 5.0m : 1.0
- ・H<sub>B</sub> ≥ 5.0m : 1.2

I<sub>PL</sub>：地盤の影響（地盤の液状化危険度I<sub>PL</sub>で評価）

- ・0.2 ≤ I<sub>PL</sub> < 0.4 : 1.0
- ・0.4 ≤ I<sub>PL</sub> : 1.5

（注）I<sub>PL</sub> < 0.2の地点は液状化危険度が低いので評価の対象外。

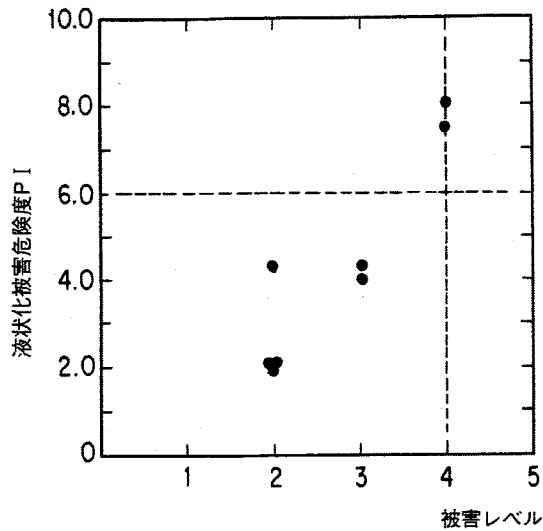
I<sub>GC</sub>：基礎周囲の地盤の変形の影響（地盤種別で評価）



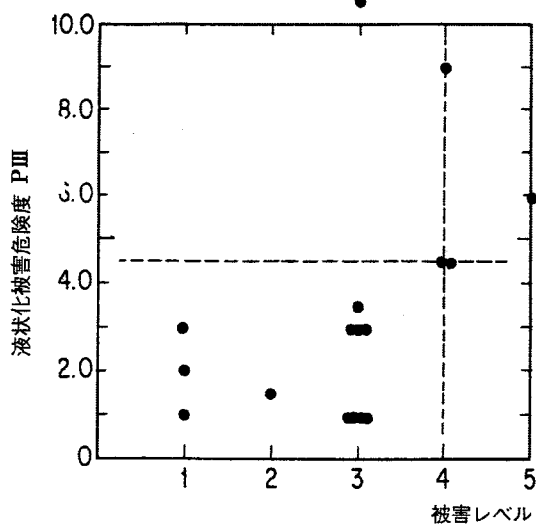
- ・地盤種別Ⅱ : 1.0
- ・地盤種別Ⅲ : 1.2

上記の指標PⅠ, PⅡおよびPⅢの判定基準を設定するために, 表-4.6.2の被害橋梁基礎に対して指標値を算出した。図-4.6.6(a), (b)および(c)は, それぞれ橋台, 可動橋脚および固定橋脚について, 算出した液状化被害危険度と被害レベル(表-4.6.3)の関係を示す。

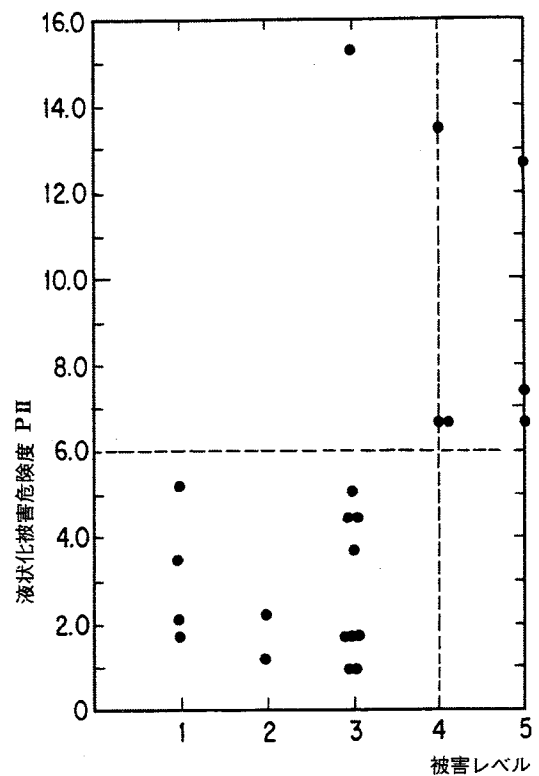
これらの結果により, 橋梁の大きな被害に関係する, つまり被害レベルが4以上である指標の境界値を以下のように設定する。



(a) 橋台 (液状化被害危険度 : PⅠ)



(c) 可動橋脚 (液状化被害危険度 : PⅢ)



(b) 固定橋脚 (液状化被害危険度 : PⅡ)

図-4.6.6 液状化被害危険度と実被害レベルの関係

橋台（境界値＝6.0）

$PI < 6.0$  : 液状化による被害は小さいと見なせる。

$PI \geq 6.0$  : 甚大な被害の恐れがあり、詳細検討が必要である。

可動橋脚（境界値＝6.0）

$PII < 6.0$  : 液状化による被害は小さいと見なせる。

$PII \geq 6.0$  : 甚大な被害の恐れがあり、詳細検討が必要である。

固定橋脚（境界値＝4.5）

$PIII < 4.5$  : 液状化による被害は小さいと見なせる。

$PIII \geq 4.5$  : 甚大な被害の恐れがあり、詳細検討が必要である。

#### 4. 6. 6 液状化に対する道路橋の耐震点検方法

以上の検討および既往地震の経験から、液状化に対する道路橋の耐震性の簡易評価方法は、点検の手順を次の4段階に区分した図-4.6.7のフローチャートとして提案できる。

##### 第1段階：基本点検

この段階では、地盤の液状化の危険度および液状化被害危険度を点検するのに先立って、次の条件に該当する橋梁は除外する。

- ① 液状化を考慮している1971年以降の設計基準により設計されている橋梁
- ② 上部構造が、上路アーチ橋、ラーメン橋およびカルバート橋のように、液状化の影響を受けにくいと考えられる橋梁

##### 第2段階：地盤の液状化危険度の点検

この段階では、橋梁の液状化被害危険度に先立って、地盤の液状化危険度を点検する。点検フローは、橋梁地点のボーリングデータの有無によって、2つのフローに分けられる。つまり、橋梁地点でボーリングデータによる詳細なデータが入手できる場合は、式(4.6.1)により地盤の液状化危険度( $I_{PL}$ )を算出する。一方、入手できない場合は、4.6.3の結果に基づいて、橋梁地点の地盤種別あるいは微地形分類を用いて、概略的に液状化危険度を評価する。この場合、橋梁地点の地盤種別がⅡ種あるいはⅢ種であり、かつ微地形分類がAである場合は、4.6.4で提示する「橋梁地点のボーリングデータとして代替する場合の近隣地点の要件」に該当する近隣地点でのボーリングデータに基づいて算出した地盤の液状化危険度を橋梁地点のものとして代用する。

地盤の液状化危険度が0.2未満の場合は、4.6.2の結果から液状化の影響は小さいと見なし、以降の点検は不要とする。なお、橋梁地点および近隣の両地点でボーリングデータが入手できない場合、点検は次の段階に進むこととする。

##### 第3段階：基礎の液状化被害危険度の点検

この段階では、橋台、可動橋脚および固定橋脚の構造条件に応じて、それぞれ液状化被害危険度 $PI$ 、 $PII$ および $PIII$ を算出する。液状化被害危険度 $PI$ 、 $PII$ あるいは $PIII$ の値が4.6.5で提示する境界値未満である場合は、液状化による被害は小さいと見なし、以降の点検は不要とする。

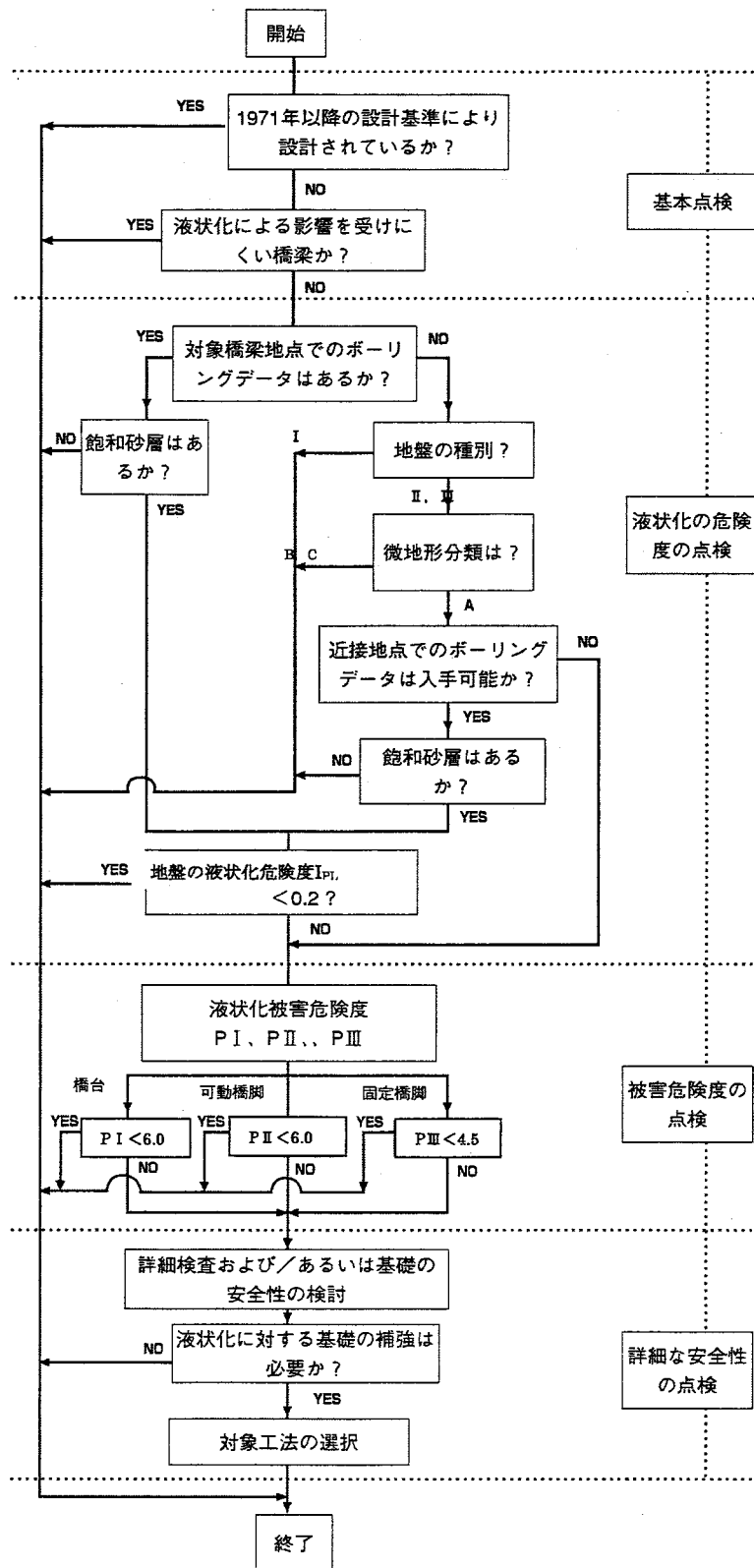


図-4.6.7 地盤の液状化に対する道路橋の耐震点検の流れ

#### 第4段階：液状化に対する基礎の安定性の詳細点検

この段階では、道路橋示方書に基づいて、基礎の安定性および耐震性の検証のために詳細な点検が行われる。その結果、液状化に対して不安定な橋梁については、今後の補強計画のために、液状化の影響を低減するための対策を選定し、設計する。

本研究で提案した液状化に対する道路橋の耐震点検方法は、1991年に実施された道路橋の耐震点検<sup>45)</sup>に反映されている。本方法と既往の耐震点検方法との比較を表-4.6.10に示す。

### 4. 6. 7 まとめ

液状化による橋梁の被害程度の簡易評価方法および橋梁基礎の耐震点検方法に関する検討の結果、以下の知見が得られた。

- 1) 液状化抵抗率 ( $F_L$ ) および深度の影響を考慮する液状化抵抗指数 ( $P_L$ ) に対して、液状化抵抗率、深度および液状化層の地盤反力特性を考慮すると、橋梁基礎の耐震性に関する地盤の液状化ポテンシャルは、式 (4.6.1) による地盤の液状化危険度 ( $I_{PL}$ ) で簡易評価できる。
- 2) 既往地震による被害事例によれば、地盤の液状化危険度 ( $I_{PL}$ ) による橋梁被害程度は、 $0.0 \leq I_{PL} < 0.2$ ,  $0.2 \leq I_{PL} < 0.4$  および  $0.4 \leq I_{PL} < 1.25$  で区分できる。
- 3) 橋梁地点の地盤種別 (I, II, III) と地盤の液状化危険度 ( $I_{PL}$ ) の判定基準の比較によれば、地盤種別により橋梁被害程度の概略的な判定が可能である。

表-4.6.10 道路橋の耐震点検の経緯と点検項目の比較

| 点検年   | 耐震点検法と液状化の取り扱い                                                                                                                                                                                                                               |
|-------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1971年 | ・現地状況の目視点検<br>*液状化は直接は考慮されていない。                                                                                                                                                                                                              |
| 1976年 | ・現地状況と変状のチェックリスト<br>・各チェック項目に対する変状度 (A, B, C)<br>*液状化は直接は考慮されていない。                                                                                                                                                                           |
| 1979年 | ・第1段階点検・第2段階点検<br>・地盤/上部工/下部工<br>・第2段階で杭の耐力算定<br>・対策費の算出<br>*液状化危険度を考慮。 第1段階：飽和砂質土層の有無<br>第2段階：飽和砂質土層の層厚 (～1m～10m～)                                                                                                                          |
| 1986年 | ・第1段階点検・第2段階点検・第3段階点検<br>・地盤/上部工/下部工<br>・第2段階で杭の耐力算定<br>・対策費の算出<br>*液状化危険度および基礎に対する影響を考慮。第1段階：飽和砂質土層の有無<br>第2段階：液状化に対する抵抗率 ( $F_L$ ) と $FL < 0.6$ の土層厚 (HL) の算出。基礎の深さと $H_L$ を比較。                                                            |
| 1991年 | ・第1段階点検・第2段階点検・第3段階点検<br>・地盤/上部工/下部工<br>・液状化に対する基礎の安定性のチェック<br>・対策の選定<br>*液状化危険度および基礎に対する影響を1986年点検より詳細に考慮。<br>第1段階：適用設計基準・橋梁形式<br>第2段階：地盤種別・微地形分類・飽和砂質土層有無のチェック。<br>$FL$ と $I_{PL}$ の算出。PI、PII、PIIIの算出。<br>第3段階：基礎の安定性の詳細検討・液状化補強の要否・対策の選定。 |

- 4) 橋梁地点の微地形分類 (A, B, C) と地盤の液状化危険度 ( $I_{PL}$ ) の判定基準の比較によれば、微地形分類により橋梁被害の程度の概略的な判定が可能である。
- 5) 橋梁地点と近隣地点の標高, 距離, 地下水位, 微地形分類および地盤種別の相対的な関係によると、橋梁地点の液状化危険度の簡易予測に当たって、代替できると見なされる近隣地点の要件は以下の通りである。
- ① 標高差は±10m以内であること。
  - ② 距離は200～500m以内が適当であること。
  - ③ 地下水位差は±2m以内であること。
  - ④ 微地形分類は橋梁地点と同等 (例: Bに対するB) か1ランク液状化ポテンシャルが高い (例: Bに対するA) 場合であること。
  - ⑤ 地盤種別は橋梁地点と同等 (例: IIに対するII) かそれ以上 (例: IIに対するIII) であること。
- 6) 橋梁の基礎形式に応じた液状化危険度は、式 (4.6.3), 式 (4.6.4) および式 (4.6.5) による液状化被害危険度 ( $P_I$ ,  $P_{II}$  および  $P_{III}$ ) により簡易評価できる。
- 7) 既往地震による被害事例によれば、液状化による甚大な被害の判定基準は、橋台で  $P_I = 6.0$ , 可動橋脚で  $P_{II} = 6.0$ , 固定橋脚で  $P_{III} = 4.5$  である。
- 8) 以上の知見を総合化すると、液状化に対する道路橋の耐震性の簡易評価方法は、図-4.6.7に示すように、第1段階: 基本点検, 第2段階: 地盤の液状化危険度の点検, 第3段階: 基礎の液状化被害危険度の点検および第4段階: 液状化に対する基礎の安定性の詳細点検として体系化できる。

## 第7節 結論

本章では、土木構造物に対する液状化および地盤流動の影響評価に関して、過剰間隙水圧の発生、地盤反力の低減特性、杭に対する流動力、地中構造物の浮き上がりおよび橋梁の被害程度の5つに着目し、それらの発生特性および設計への反映のための簡易評価方法を検討した。

その結果、杭に作用する流動力の発生特性および液状化により地中構造物が浮き上がる諸要因を明らかにするとともに、液状化抵抗率 ( $F_L$ ) による「過剰間隙水圧比」の簡易評価方法、液状化抵抗率による「基準化した地盤反力係数比」の簡易評価方法、地中構造物の浮き上がり対策のための抑制壁構造、地盤の液状化ポテンシャルを評価する「地盤の液状化危険度」、橋梁の基礎形式に応じて被害レベルを評価する「液状化被害危険度」および液状化に対する道路橋の耐震性の簡易点検方法を提案した。

主な研究結果は、以下に要約できる。

- 1) 液状化による過剰間隙水圧の発生量の定量的な予測方法の確立するために、動的土質試験あるいは振動台実験に基づいて、それぞれ本研究で提案する液状化抵抗率 ( $F_L$ ) を用いた過剰間隙水圧比 ( $L_u$ ) の簡易評価方法を提案した。両者の予測方法について、液状化抵

抗率 ( $F_L$ ) の信頼性を勘案すると、振動台実験に基づく簡易予測方法が妥当である。

- 2) 豊浦標準砂に対する鉛直方向の载荷実験により、地盤反力係数比 ( $K/K_0$ ) と過剰間隙水圧比 ( $\Delta u/\sigma_v'$ ) の関係を定式化した。
- 3) 地盤反力係数比 ( $K/K_0$ ) と過剰間隙水圧比 ( $L_u$ ) の関係および液状化抵抗率 ( $F_L$ ) と過剰間隙水圧比 ( $L_u$ ) の関係から、液状化抵抗率 ( $F_L$ ) を用いて基準化した地盤反力係数比 ( $K/K_0$ ) の簡易評価方法を提案した。
- 4) 過剰間隙水圧比が0.8~1.0であるほぼ完全液状化状態において、流動する地盤は流体としての特性を持つこと、およびほぼ完全液状化に近い状態において、(群)杭に作用する流動力は地盤流動に対して最前列の杭にその大部分(最大100%)が作用することを明らかにした。
- 5) 地中構造物の浮き上がりの難易度あるいは程度は、液状化土の回り込みの難易度あるいは程度に密接に関係していること、そのため地中構造物の浮き上がり量の予測あるいは浮き上がりの対策を考える場合、構造物下方の液状化層厚あるいは構造物の幅、さらには本研究で提案した抑制壁構造など、液状化土の周り込みに係わる要因に留意することが有効であることを明らかにした。
- 6) 液状化抵抗率、深度および液状化層の地盤反力特性を考慮した橋梁基礎の耐震性および地盤の液状化ポテンシャルを簡易評価できる指標である地盤の液状化危険度 ( $I_{PL}$ )、および橋梁の基礎形式に応じた橋梁の被害程度を簡易評価できる指標である液状化被害危険度 ( $P_I$ ,  $P_{II}$  および  $P_{III}$ ) を提案するとともに、地盤種別、微地形分類、地盤の液状化危険度および液状化被害危険度の評価指標を用いた道路橋の耐震性の簡易点検手法を提案した。

## 参考文献（第4章）

- 1) 岩崎敏男・龍岡文夫・安田進：不攪乱砂質土の非排水動的強度の正規化表示，第13回土質工学研究発表会，pp.465-468，1977
- 2) 岩崎敏男・常田賢一・吉田精一・後藤勝志：砂質地盤の流動化および杭基礎構造物の動的応答特性に関する模型振動実験，土木研究所資料，第1605号，1980
- 3) 常田賢一・吉田精一・後藤勝志：流動化地盤と杭基礎の模型振動実験，土木技術資料，第23巻，第1号，pp.45-49，1981
- 4) 常田賢一・木全俊雄・後藤勝志：液状化する砂質地盤と杭基礎の模型振動実験，第16回地震工学研究発表会，pp.241-244，1981
- 5) Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K. : Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.3, No.1, pp.49-58, 1984
- 6) 安田進：液状化の調査から対策工まで，鹿島出版会，pp.56-58，1988
- 7) 安田進： $F_L$ と過剰間隙水圧比の関係．第21回土質工学研究発表会，pp.841-842，1986
- 8) 大塚久哲・二宮嘉朗・東拓生：液状化に伴う過剰間隙水圧比の発生特性，第9回日本地震工学シンポジウム，pp.847-852，1994
- 9) （財）鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計基準・同解説 耐震設計，平成11年10月，1999
- 10) 岩崎敏男・常田賢一：地盤液状化の発生特性の評価法に関する検討，第16回地震工学研究発表会，pp.217-220，1981
- 11) 常田賢一・木全俊雄・吉田精一：地盤の流動特性およびその影響に関する実験的検討，第16回土質工学研究発表会，pp.629-632，1981
- 12) 岩崎敏男・常田賢一・木全俊雄：既往地震における地盤液状化特性，土木学会第36回年次学術講演会，pp.72-73，1981
- 13) 岩崎敏男・常田賢一・木全俊雄：地盤の反力特性に及ぼす過剰間隙水圧の影響，土木学会第36回年次学術講演会，pp.90-91，1981
- 14) 岩崎敏男・常田賢一・木全俊雄・吉田精一：昭和大橋における地盤および下部構造の耐震性調査，土木研究所資料，第1591号，1980
- 15) 常田賢一・木全俊雄・吉田精一：新潟市昭和大橋の地盤および下部構造の耐震性調査，土木技術資料，第22巻，第11号，pp.39-44，1980
- 16) 常田賢一・木全俊雄・吉田精一：下部構造に及ぼす地盤流動化の影響の検討，第8回土木学会関東支部，pp.97-98，1981
- 17) （社）日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編 昭和55年5月，1980
- 18) 仙頭紀明・萩原良二・二宮嘉朗：加振した液状化地盤の水平地盤反力に関する実験的研究，第50回土木学会年次学術講演会，pp.124-125，1995
- 19) 柴田徹・井合進・武田弘一・小西武・小堤治・本間高弘・金子浩士：液状化による構造物被害の予測法（FLUSH-L法）の適用事例，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会，pp.453-460，1997
- 20) 規矩大義・安田進・増田民夫・板藤繁・峯啓一郎：液状化した砂の強度・変形に関するねじりせん断試験，第9回日本地震工学シンポジウム，pp.871-876，1994

- 21) 安田進・小林利雄・寺内哲也：液状化したまき土の変形特性，第24回地震工学研究発表会，pp.469-472，1997
- 22) 吉本憲正・前川太・天野真輔・松本文治・石原研而：大型振動台を用いた水平流動地盤中の基礎杭の挙動，第35回地盤工学研究発表会，pp.1933-1934，2000
- 23) 松本秀應・常田賢一・佐谷祥一：液状化に伴う地盤の流動特性に与える境界条件の影響の検討，第22回地震工学研究発表会，pp.269-272，1991
- 24) Tokida, K., Matsumoto, H. and Iwasaki, T. : Experimental study on drag acting on piles in ground flowing by soil liquefaction, Proc. 4<sup>th</sup> Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, pp.123-135, 1992
- 25) 常田賢一・松本秀應・岩崎秀明・東拓生：液状化による流動地盤中の杭基礎に作用する流動力特性に関する模型実験，土木研究所資料，第3129号，1992
- 26) 松本秀應・常田賢一・東拓生：杭基礎に作用する流動土圧の発生特性，土木学会第47回年次学術講演会，pp.161-162，1992
- 27) 濱田友康・常田賢一・松本秀應：液状化によって生じる流動地盤中の杭に作用する流動力の実験的研究，第20回土木学会関東支部技術研究発表会，pp.204-205，1993
- 28) Tokida, K., Iwasaki, H., Matsumoto, H. and Hamada, T. : Liquefaction potential and drag force acting on piles in flowing soils, Proc. 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Bath, UK, pp.349-364, 1993
- 29) 浜田友康・常田賢一・二宮嘉朗・近藤益夫：杭に作用する流動力の発生特性，土木学会第48回年次学術講演会，pp.412-413，1992
- 30) (社)日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編 平成2年2月，1990
- 31) (社)土木学会：水理公式集-昭和60年版-，pp.73-74，昭和60年，1985
- 32) 大友敬三・濱田政則・岩楯敏広・清水幹夫・朱牟田喜治：側方流動を考慮した耐震設計法の検討—杭基礎に及ぼす荷重特性の評価，電力中央研究所報告，U92031，1992
- 33) Matsumoto, H. and Tokida, K. : Spatial characteristics of soil liquefaction and induced behavior of underground pipelines, Proc. 10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, pp.1503-1509, 1992
- 34) 松本秀應・常田賢一・東拓生：液状化地盤中の埋設管路に関する模型実験，第27回土質工学研究発表会，pp.1129-1130，1992
- 35) 二宮嘉朗・常田賢一・松本秀應・東拓生：液状化層内の地中構造物の浮き上がりに関する実験的研究，土木学会第47回年次学術講演会，pp.266-267，1992
- 36) Tokida, K., Ninomiya, Y. and Azuma, T. : Liquefaction potential and uplift deformation of underground structure, Proc. of 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Bath, UK, pp.365-380, 1993
- 37) (社)日本道路協会：共同溝設計指針 昭和61年3月，1986
- 38) Tokida, K., Fukui, J. and Matsumoto, H. : Simplified examination method on the stability of bridges considering the effects of soil liquefaction, International Workshop on Remedial Treatment of Liquefiable Soils, pp.170-181, 1991
- 39) Tokida, K., Fukui, J. and Matsumoto, H. : Simplified procedure for inspecting earthquake resistant potential of highway bridge against soil liquefaction, Proc. of 23<sup>rd</sup> Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Tsukuba, Japan, pp.394-405, 1991



- 40) Tokida, K., Matsumoto, H. and Sasaki, Y. : Visual information system for seismic ground hazard zoning, Proc. of 4<sup>th</sup> U.S.-Japan Workshop on Earthquake Disaster Prevention of Lifeline System, Los Angeles, USA, pp.35-51, 1991
- 41) 常田賢一・福井次郎・松本秀應：地盤の液状化の簡易評価手法，第19回日本道路会議，pp.988-989，1991
- 42) 常田賢一・福井次郎・松本秀應：地盤の液状化の簡易予測手法，土木技術資料，第34巻，第3号，pp.61-67，1992
- 43) 例えば）安田進・岩崎敏男・龍岡文夫：流動化履歴地点の地盤特性（その2），第33回土木学会年次学術講演会，Ⅲ，pp.205-206，1978
- 44) 国土地理院：土地条件図
- 45) （社）日本道路協会：道路の震災対策に関する調査報告―道路構造物の耐震性調査に関する研究一，1991

## 第5章 土木構造物に対する地震断層の影響評価

### 第1節 概説

1995年の兵庫県南部地震では淡路島において野島断層のずれが地表に出現した。また、工事中の明石大橋では主塔間の活断層のずれにより橋長が約1.1m拡大した。その後も1999年のトルコのコジャエリ地震や台湾の集集地震において大規模な地表地震断層が出現し、橋梁等の構造物に甚大な被害が発生した。このような活断層が地表に出現する地表地震断層（以下、地震断層と呼ぶ）による地震災害の経験を契機として、我が国では、従来から考えられているプレート境界型地震に加えて内陸直下型地震に対する関心が高まっている。

ここで、内陸直下型地震の影響として、近い震源からの強い地震動および地震断層の地表面変位が考えられる。前者については、レベル2地震動としてその評価方法およびそれを考慮した橋梁等の耐震設計法に関して詳細な調査研究が実施されている。一方、後者については、土木構造物の計画や設計において、従来から基本的に地震断層を避けることが前提とされており、工学的な視点からの地震断層の対応策は具体化されていないのが実情である。

しかし、文部科学省地震調査研究推進本部により活断層の調査・研究が進捗する環境下において、特に構造的に長尺である土木構造物の構築に際しては、活断層の存在が無視できない状況が予想される。

本章では、地震断層の発生特性および地震断層による土木構造物の被害特性、ならびに土木構造物に対する地震断層の影響を検討し、また既存技術の適用性を検討することにより、地震断層に対する工学的な取り組みの基本姿勢および対策の考え方を明らかにする。

第2節では、土木構造物の代表的な構造形態として橋梁、堤防・道路盛土・平坦道路および埋設管を対象として、既往地震履歴により地震断層に起因する構造物の被害特性および地震断層の発生特性を概観する。また、それらに基づいて地震断層と土木構造物との関係を体系的に整理し、さらに、簡易モデルの数値計算により土木構造物に対する地震断層の影響に関して基礎的検討を行う。

第3節では、地震断層の影響および地震断層に対する既存技術の適用可能性を対比することにより、土木構造物における地震断層に対する工学的対応に必要な基本的姿勢を検討する。さらに、土木構造物の計画、設計、地震直後および復旧の各段階に区分して、地震断層に対する対策技術について検討する。

### 第2節 地震断層の発生特性および土木構造物への影響評価

#### 5. 2. 1 既往地震による地震断層の発生特性

松田<sup>1)</sup>によると、我が国での活断層数は約2,000であり、そのうち活動度がA級の断層数が80

程度，B級のものが700以上とされている。しかし，過去100年余の間における顕著な地震断層の発生数はそれほど多くない。代表的な地震断層には，1891年濃尾地震（M=8.0）の根尾谷断層（左横ずれ：8m），1930年北伊豆地震（M=7.3）の丹那断層（左横ずれ：2m），1945年三河地震（M=6.8）の深溝断層（逆断層：2m）等である。これら以外で最近活動した活断層としては兵庫県南部地震（M=7.2）の際の野島断層（右横ずれ：2m）がある。日本における地震断層の変位量とマグニチュードの関係例として，松田<sup>2)</sup>は，日本国内の1891年濃尾地震から1970年秋田県南東部地震までの14の地震における19の断層（うち，地表地震断層は9断層）の履歴に基づいて，式（5.2.1）を提示している。式（5.2.1）によると，M=7.0および8.0に対する変位量はそれぞれ1.5mおよび6.0mとなる。

$$\log D = 0.6M - 4.0 \quad (5.2.1)$$

ここに，D：断層変位量（m）、M：地震のマグニチュード

また，地震断層の発生形態に応じた地震断層の変位量とマグニチュードの関係例として，Wells ら<sup>3)</sup>は，1957年～1993年の期間における世界の地震断層80の特性を整理し，式（5.2.2）を提示している。同式では地震断層の発生形態，つまり横ずれ断層，逆断層および正断層別に整理するとともに，これらを集約した全形態についても関係を明示している。

$$\log (MD) = a + b * M \quad (5.2.2)$$

ここに，MD：地震断層の最大変位量（m），M：地震のマグニチュード

a，b：係数（表-5.2.1参照）

式（5.2.2）によれば，全形態についてのM=7.0および8.0に対する変位量はそれぞれ1.9mおよび12.6mであり，地震断層の形態を区分していない式（5.2.1）と比較すると，大きい変位量が推算される。また，表-5.2.1における原データを見ると，横ずれ断層の最大変位量は14.6mであるが，逆断層および正断層ではそれぞれ6.5mおよび6.1mである。従って，既往の地震断層の履歴によれば，地震断層の発生形態により最大変位量は異なり，逆断層および正断層の最大変位量はたかだか横ずれ断層の半分程度であると推測できる。なお，1999年台湾・集集地震での上下方向の最大変位量は10m程度である<sup>4)</sup>。

また，表-5.2.1によれば，横ずれ断層の地震のマグニチュードの最大は8.1であるが，逆断層および正断層ではそれぞれ7.4および7.3である。このことから，逆断層および正断層はマグニ

表-5.2.1 活断層のマグニチュードと最大変位量の関係<sup>3)</sup>

| $\log (MD) = a + b * M$ |       |      |        |         |           |
|-------------------------|-------|------|--------|---------|-----------|
| 活断層形態                   | 係数    |      | データの範囲 |         |           |
|                         | a     | b    | 活断層数   | マグニチュード | 変位量（m）    |
| 横ずれ断層                   | -7.03 | 1.03 | 43     | 5.6～8.1 | 0.01～14.6 |
| 逆断層                     | -1.84 | 0.29 | 21     | 5.4～7.4 | 0.11～6.5  |
| 正断層                     | -5.9  | 0.89 | 16     | 5.2～7.3 | 0.06～6.1  |
| 全断層                     | -5.46 | 0.82 | 80     | 5.2～8.1 | 0.01～14.6 |

チュードが7.5程度以下で発生し、7.5程度以上の地震による地震断層は横ずれ断層であると推測できる。

さらに、松田<sup>7)</sup>は、日本の活断層の動き方にかかわる性質として、①間欠的に活動する、②いつも同じ向きにずれる、③ずれの速さは断層毎に大きく異なる、④1回のずれ量は最大数メートル、⑤マイペースで動く：活動間隔やずれの量（＝地震の規模）は断層ごとにほぼ決まっている、⑥活動間隔はきわめて長い、⑦長い断層ほど大地震をおこす、⑧東西圧縮のもとでずれる：断層のずれの向きに日本列島に共通した規則性がみられる、ことを指摘している。ここで、マグニチュードが6.5より小さい地震では地震断層が通常現れないとされており<sup>5)</sup>、加えて上記の性質の②および⑤によれば、個々の活断層のずれの方向およびその量（＝変位量）は決まっていることから、工学的な対応を考える際の地震断層の特性はかなり絞り込むことができる。

## 5. 2. 2 地震断層による土木構造物の被害特性

近年の地震断層に起因する土木構造物の主な被害事例を表-5.2.2に示す<sup>4), 6)~10)</sup>。地震断層による土木構造物の被害は、地震断層の発生形態、土木構造物と地震断層の交差角度、土木構造物の構造特性および要求される機能等の諸要因によって異なる。従って、工学的視点により対象とすべき地震断層の特性は、単に現象として出現する変位量（本文では、「発生変位量」と呼ぶ）ではなく、上記の諸要因が加味された直接的に土木構造物の被害に関係する変位量（本文では、「影響変位量」と呼ぶ）である。このため、表-5.2.2では地震断層の変位量を「発生変位量」と「影響変位量」で区分している。例えば、断層の変位量と呼ぶ場合は「発生変位量」を意味しており、橋梁の場合の桁の移動量あるいはずれ変位と呼ぶ場合は「影響変位量」を意味する。

表-5.2.2 地震断層による土木構造物の被害事例と変位量

| 構造物          | 地震名              | 被害構造物       | 構造特性と被害                     | 地震断層特性             |          | 影響変位量                            | 文献  |
|--------------|------------------|-------------|-----------------------------|--------------------|----------|----------------------------------|-----|
|              |                  |             |                             | 発生変位量              | 交差角度     |                                  |     |
| 橋梁           | 1999年台湾集集地震      | 稗豊橋         | 13径間単純桁：径間長約25m<br>3径間が落橋   | 水平 6.0m<br>上下 3.0m | 42°<br>— | 橋軸：水平変位 4.5m<br>橋軸直角：水平変位 4.0m   | 6)  |
|              | 1999年台湾集集地震      | 烏溪橋（旧橋）     | 17径間単純桁：径間長約30m<br>2径間が落橋   | 水平 3.1m<br>上下 1.8m | 40°<br>— | 橋軸：水平変位 2.4m<br>橋軸直角：水平変位 2.0m   |     |
|              | 1999年トルココジャエリ地震  | Arifiye橋    | 4径間単純PC斜橋<br>径間長26m         | 水平 4.0m            | 65°      | 橋軸：水平変位 1.69m<br>橋軸直角：水平変位 3.63m | 7)  |
|              | 1995年兵庫県南部地震     | 明石海峡大橋      | 工事中<br>橋長3,910mが1m拡大        | 水平 1.02m*          | 45°*     | 橋方向 0.78m<br>橋軸直角方向 0.82m        | 8)  |
| 堤防・道路盛土・平坦道路 | 1999年台湾集集地震      | 石岡堰         | 重力式コンクリートダム：堤高25m<br>洪水吐の決壊 | 上下 10m             | 60°      | 上下変位 約10m                        | 4)  |
|              | 1990年フィリピンルソン島地震 | リサール郊外の平坦道路 | コンクリート舗装道路                  | 水平 5m              | —        | 水平 2.5m程度*                       | 9)  |
| 埋設管          | 1999年台湾集集地震      | 送水管         | 鋼製：管径φ2m<br>Z字型に変形          | 上下 7m              | —        | 上下 7m<br>水平 3m（推定）               | 10) |
|              |                  | ガス導管        | φ100mm、φ200mm<br>Z字型に変形     | —                  | —        | 上下 0.2m（推定）<br>水平 1.2m（推定）       | 10) |
|              | 1999年トルココジャエリ地震  | 排水ヒューム管     | コンクリート製：管径φ1.4m<br>管の横ずれ    | 水平 3.5~4.3m        | 90°      | 軸線直角：水平変位 3.6m                   | 7)  |

\*：本研究の推定による

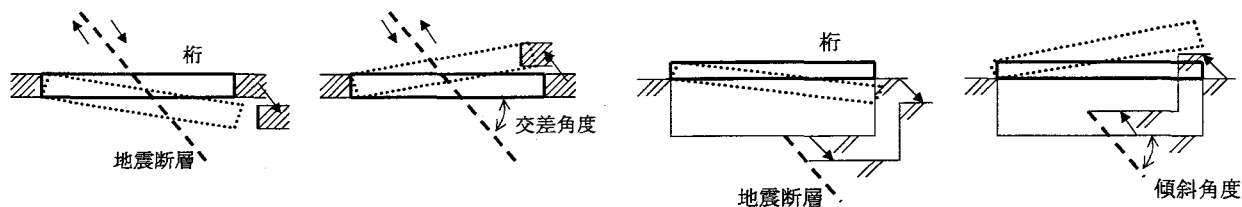
表-5.2.2によると、1999年台湾・集集地震において、「稗豊橋」では橋梁を横断する地震断層により落橋した。川島ら<sup>5)</sup>は、橋軸直角方向の水平移動量および橋軸と地震断層との交差角度から、水平方向の断層の変位量を6m、橋軸方向の桁の移動量を4.5mと推定し、桁の掛け違い長(0.3~0.4m)よりもかなり長いとしている。一方、上下方向については桁両端の相対変位を3mと見込んでいるが、上下方向の段差による橋軸方向の相対変位(0.18m：影響変位量)はそれほど大きくないとしている。同様に落橋した「烏溪橋(旧橋)」では、橋軸直角方向の水平移動量および交差角度から、断層の(発生)変位量を3.1m、橋軸方向の桁の水平移動量を2.4mと推定している。また、1995年兵庫県南部地震の際には、建設中の明石海峡大橋は震源近傍に位置しており、震後の測量により当初全長3,910mであった橋長が3,911mに拡大し、2Pおよび3Pの主塔間の橋軸方向および橋軸直角方向の相対変位量は、それぞれ0.78mおよび0.82mであった<sup>8)</sup>。主塔間において地表地震断層の有無は確認されていないが、仮に主塔間を横切る実在の断層と同じ方向に、主塔位置と同じ相対変位が発生したと想定した場合、主塔周辺の活断層分布から交差角を45°と仮定すると、当該地点における地震断層相当の水平変位量は1.02mと推算できる。

一方、河川構造物では、1999年台湾・集集地震において、石岡堰が上下方向の約10mの断層変位による洪水吐の決壊被害を受けている<sup>4)</sup>。また、平坦道路の一例として、1990年フィリピン・ルソン島地震の際、道路を横断する変位量約5mの地震断層によりコンクリート舗装が横ずれを起こしているが、道路の機能に係わる道路幅員に影響する変位量は2車線の内の1車線分相当(推定2.5m程度)であり、路肩の余裕から致命的な被害に至っていない事例<sup>9)</sup>もある。

さらに、埋設パイプラインについて、鈴木ら<sup>10)</sup>は、1999年台湾・集集地震の際に発生した鉛直7mの逆断層変位による鋼製送水管の圧縮変形による被害に関して、FEM変形解析により鉛直7m、水平3mの変位量を想定して送水管の変形を再現している。また、φ100mmおよびφ200mmのガス導管の屈曲変形状況を解析で再現し、逆断層の変位量を鉛直0.2m、水平1.2mと推定している。さらに、1999年トルコ・コジャエリ地震でのφ1.4mの排水ヒューム管の横ずれ被害については、軸線直角方向に3.6mの変位量が報告されている<sup>6)</sup>。

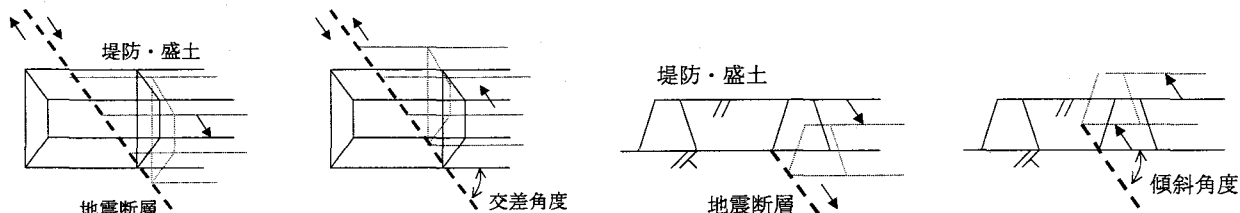
### 5. 2. 3 地震断層と土木構造物の被害形態の関係

地震断層の発生形態として正断層および逆断層による上下方向のずれおよび横ずれ断層による水平方向のずれがある。実現象として両方向のずれが同時に発生する場合もあるが、その場合は方向別に分けて考えることとし、本研究では、①横ずれ断層による圧縮方向の作用あるいは引張方向の作用、②正断層による引張方向の作用、および③逆断層による圧縮方向の作用に大別する。さらに、地震断層による土木構造物への影響は土木構造物の構造形態によっても異なる。つまり、橋梁、堤防・道路盛土および埋設管のそれぞれの構造形態に対して地震断層の発生形態を対応させると、両者の関係は図-5.2.1(a)、(b)および(c)で対応付けることができる。



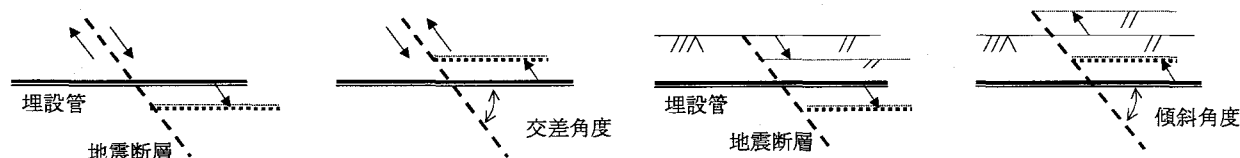
(a) 横ずれ断層：引張方向 (b) 同左：圧縮方向 (c) 正断層：引張方向 (d) 逆断層：圧縮方向

(a) 橋梁（単純桁）の場合



(a) 横ずれ断層：引張方向 (b) 同左：圧縮方向 (c) 正断層：引張方向 (d) 逆断層：圧縮方向

(b) 堤防・道路盛土の場合



(a) 横ずれ断層：引張方向 (b) 同左：圧縮方向 (c) 正断層：引張方向 (d) 逆断層：圧縮方向

(c) 埋設管の場合

図-5.2.1 地震断層の発生形態と土木構造物の構造形態の関係の概念

つまり、橋梁の場合、横ずれ断層および正断層による引張方向の作用により、桁と下部工が離れる方向の変動する。これによって桁の落下等が発生し、横ずれ断層および逆断層による圧縮方向の作用により、桁と下部工が近づく方向の変動によって衝突等が発生する。また、堤防や盛土のような土構造物の場合、横ずれ断層により堤体の軸方向の断面積の連続性に欠損が生じ、逆断層や正断層により堤体の軸方向の天端高や河床高に不陸が発生する。さらに、埋設管の場合、横ずれ断層および正断層による引張方向の作用により埋設管に伸びが発生し、他方、横ずれ断層および逆断層による圧縮方向の作用により埋設管の圧壊が発生する。この場合、管路の周辺地盤の拘束により、管路の変形は地震断層近傍での局所的なものとなる。

## 5. 2. 4 まとめ

地震断層の既往履歴および土木構造物の被害事例によれば、土木構造物と地震断層について以下の関係が指摘できる。

- 1) 地震断層の発生形態により最大変位量は異なり、逆断層および正断層の最大変位量は横ずれ断層より小さく、地震断層で想定される最大変位量は横ずれで15m程度、上下方向のずれで10m程度である。
- 2) マグニチュードの規模により地震断層の発生の有無あるいは形態が異なること、地震断層のずれの方向および変位量は個々の地震断層毎にほぼ決まっていることから、土木構造物において工学的に対象とすべき地震断層の選択とその影響を評価するための地震断層の特性の設定は可能である。
- 3) 土木構造物の構造形態、地震断層の発生形態および両者の相互関係により、土木構造物に対する地震断層の影響の有無、程度および被害形態が異なる。
- 4) 構造物の被害に関与するのは、地震断層の発生変位量ではなく、構造物の挙動に係わる影響変位量である。
- 5) 影響変位量の規模は、発生変位量を上限とし、地震断層と構造物の軸線との交差角度あるいは橋梁の径間長等の構造形態に関係する。
- 6) 平坦道路のように、地震断層による被害を受けた場合でも、機能の一部が保持されることにより致命的な被害に至らない場合がある。

## 第3節 簡易数式モデルによる地震断層の影響評価

地震断層による土木構造物への影響は土木構造物の構造形態によって異なることから、橋梁、堤防・道路盛土および埋設管の構造形態別に地震断層の影響を検討する。

### 5. 3. 1 橋梁に対する影響評価

橋梁の場合、地震断層の影響は地震断層を横断する橋桁と下部工との相対的なずれ量が問題となる。特に、引張方向のずれは桁の落下が想定されるので、図-5.3.1に示すように、地震断層と橋桁の関係を簡易にモデル化する。つまり、 $P_1$ および $P_2$ を支承位置とする支間長が $L$ である単純桁に対して、左横ずれ断層A-Aが橋軸方向に対して交差角度 $\theta$  ( $0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ )で交差している場合において、変位量 $D$ で左横ずれを発生すると想定する。この際、桁の動きを単純化するために、 $P_1$ は不動点として $P_2$ 側が変位量 $D$ で相対移動するものとし、下部工側の $P_2$ 相当位置が $P_2''$ に移動するのに伴って、桁側の $P_2$ は $P_2'$ 方向に回転移動すると想定する。そして、地震断層による桁への影響として、「 $P_2'$ と $P_2''$ 間の橋軸方向の相対変位量および橋軸直角方向の相対変位量」に着目する。これらの相対変位量は図-5.3.1に基づいて、それぞれ式

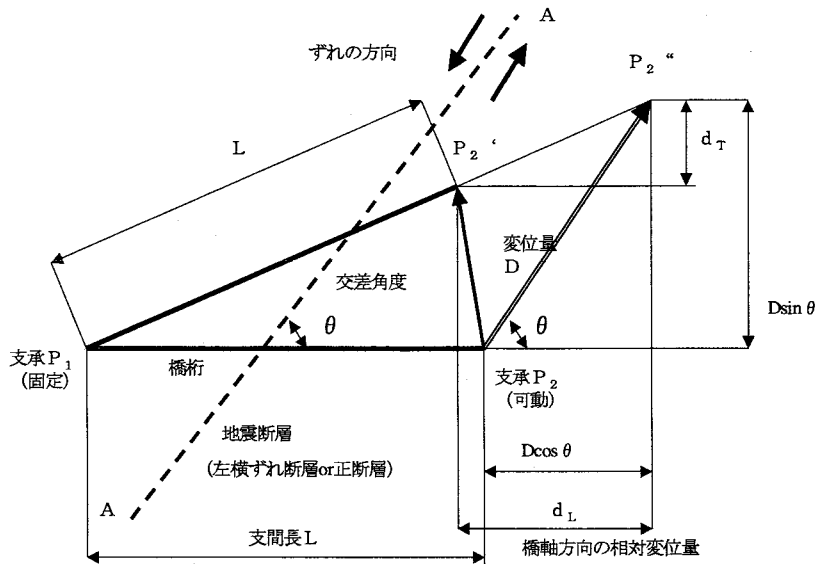


図-5.3.1 地震断層の変位と橋桁の移動のモデル化

(5.3.1) および式 (5.3.2) で算出できる。

$$d_L = (L + D \cos \theta) \left\{ 1 - \frac{L}{\sqrt{(L + D \cos \theta)^2 + (D \sin \theta)^2}} \right\} \quad (5.3.1)$$

$$d_T = (D \sin \theta) \left\{ 1 - \frac{L}{\sqrt{(L + D \cos \theta)^2 + (D \sin \theta)^2}} \right\} \quad (5.3.2)$$

ここに、 $d_L$ ：橋桁と下部工の橋軸方向の相対変位量 (m)

$d_T$ ：橋桁と下部工の橋軸直角方向の相対変位量 (m)

$D$ ：地震断層の変位量 (m)

$L$ ：地震断層を横断する橋桁の支間長 (m)

$\theta$ ：橋軸方向と地震断層の水平方向の交差角度 (°) ( $0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ )

上記の簡易モデルの妥当性の検証方法として、被害事例への適用が考えられるが、表-5.2.2に示すように被害事例が少ないことと、被害事例があったとしても断層変位量が不明あるいは間接的な推定値であるために、制約があるのが実情である。例えば、表-5.2.2における卑豊橋および烏溪橋では、断層の発生変位量は交差角度と桁の橋軸直角方向の移動量からの間接的な推定値であり、唯一Arifiye橋では断層変位量と橋軸との交差角度が1次情報として得られている。そこで、Arifiye橋に対して式 (5.3.1) および式 (5.3.2) を適用すると、 $d_L$ および $d_T$ は、それぞれ1.91mおよび0.25mと推定できる。これによると、橋軸直角方向の相対変位量は小さいので、橋軸方向の大きい相対変位により桁が外れて落下したと推定される。

式 (5.3.1) により交差角度および支間長を変数として橋桁と下部工の橋軸方向の相対変位量を試算したが、図-5.3.2は $\theta = 90^\circ$  および $60^\circ$  の場合で、支間長 ( $L$ ) が25m、50mおよび100mにおける橋軸方向の相対変位量である。図-5.3.2によれば、交差角度が $90^\circ$  の場合、いず



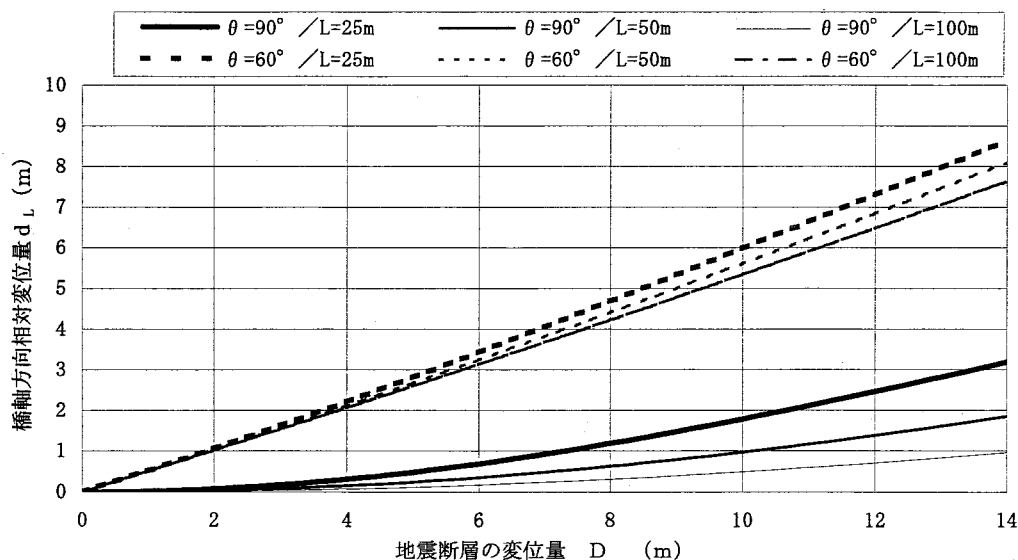


図-5.3.2 地震断層の変位量と橋桁の橋軸方向の相対変位量

れの支間長についても変位量の増加に伴って橋軸方向の相対変位量は増加するが、全体的に相対変位量はかなり小さく、例えば、 $L = 25\text{m}$ の場合、変位量が $8\text{m}$ であっても相対変位量は $1.19\text{m}$ に過ぎない。また、例えば発生変位量が $8\text{m}$ の場合、支間長が $25\text{m}$ 、 $50\text{m}$ および $100\text{m}$ における相対変位量はそれぞれ $1.19\text{m}$ 、 $0.63\text{m}$ および $0.32\text{m}$ であり、支間長が大きい程相対変位量は小さい。言い換えれば、 $L = 100\text{m}$ の場合、橋軸方向の相対変位量が $1\text{m}$ 程度まで許容されたとすると、対応できる地震断層の発生変位量は $14\text{m}$ 程度と想定できることになる。

また、交差角度 $60^\circ$ の場合、支間長の増加による相対変位量の低減の度合いは交差角度 $90^\circ$ の場合よりも小さく、支間長の増加による相対変位量の低減はそれほど期待できない。また、相対変位量の絶対値も大きく、例えば、変位量が $8\text{m}$ の場合、支間長が $25\text{m}$ 、 $50\text{m}$ および $100\text{m}$ における相対変位量はそれぞれ $4.68\text{m}$ 、 $4.41\text{m}$ および $4.22\text{m}$ であり、交差角度が $90^\circ$ の場合と比較して、それぞれ4倍、7倍および13倍程度の相対変位量となる。

図-5.3.2の結果から、地震断層の変位量、交差角度および橋桁の支間長により橋軸方向の相対変位への影響が異なることが明らかとなった。 $L = 50\text{m}$ の場合について、相対変位量に対する交差角度の影響を図-5.3.3に例示する。同図によれば、変位量が $8\text{m}$ の場合の交差角度 $90^\circ$ 、 $80^\circ$ 、 $60^\circ$ および $30^\circ$ における相対変位量はそれぞれ $0.63\text{m}$ 、 $1.97\text{m}$ 、 $4.41\text{m}$ および $7.05\text{m}$ であり、交差角度が $90^\circ$ から低減するのに伴って相対変位量は急増する。

一方、式(5.3.2)より交差角度および支間長を変数として橋桁と下部工の橋軸直角方向の相対変位量について、 $\theta = 90^\circ$ および $60^\circ$ に対して支間長が $25\text{m}$ 、 $50\text{m}$ および $100\text{m}$ の場合を図示すれば、図-5.3.4の通りである。同図によれば、いずれの支間長についても変位量の増加に伴って橋軸直角方向の相対変位量は増加するが、交差角度が $90^\circ$ の場合の相対変位量はかなり小さく、例えば、 $L = 25\text{m}$ の場合、変位量が $8\text{m}$ での相対変位量は $0.38\text{m}$ である。また、変位量が $8\text{m}$ の場

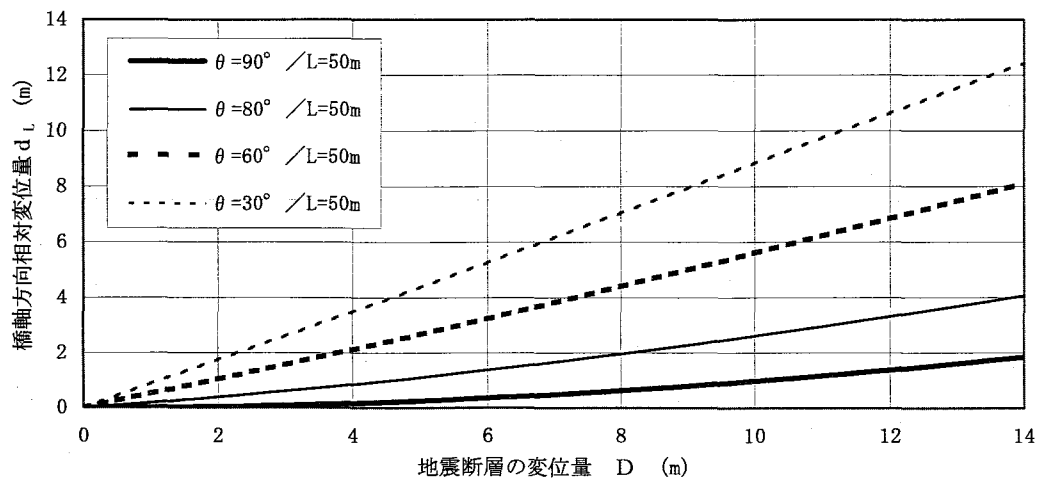


図-5.3.3 橋桁の橋軸方向の相対変位量と断層との交差角度 (L = 50m)

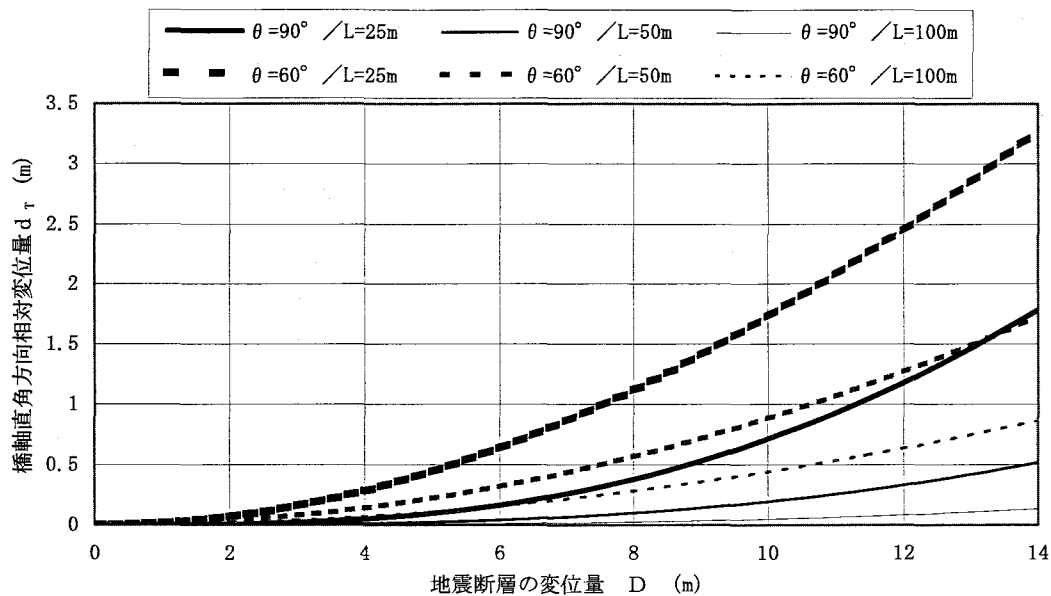
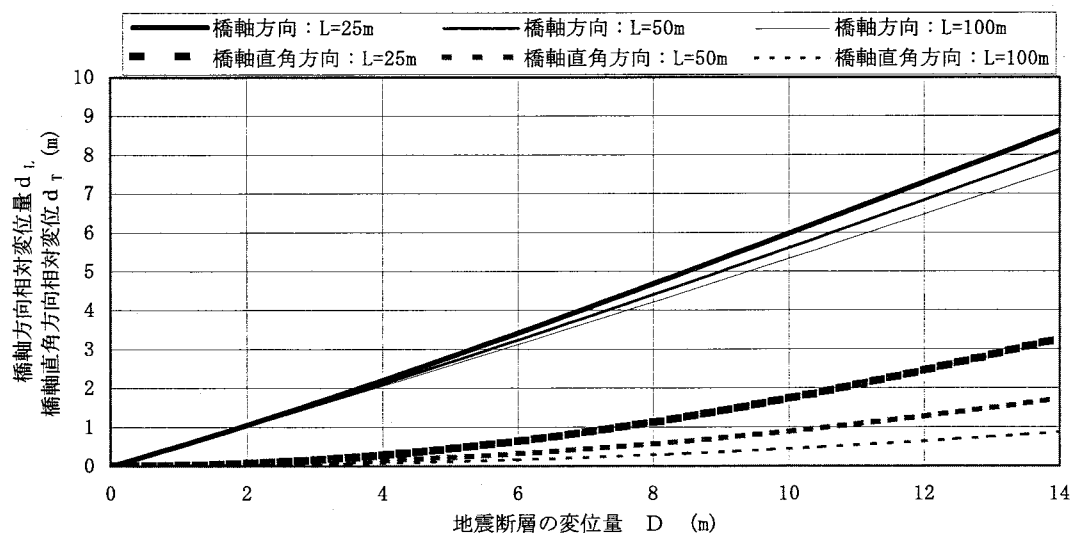
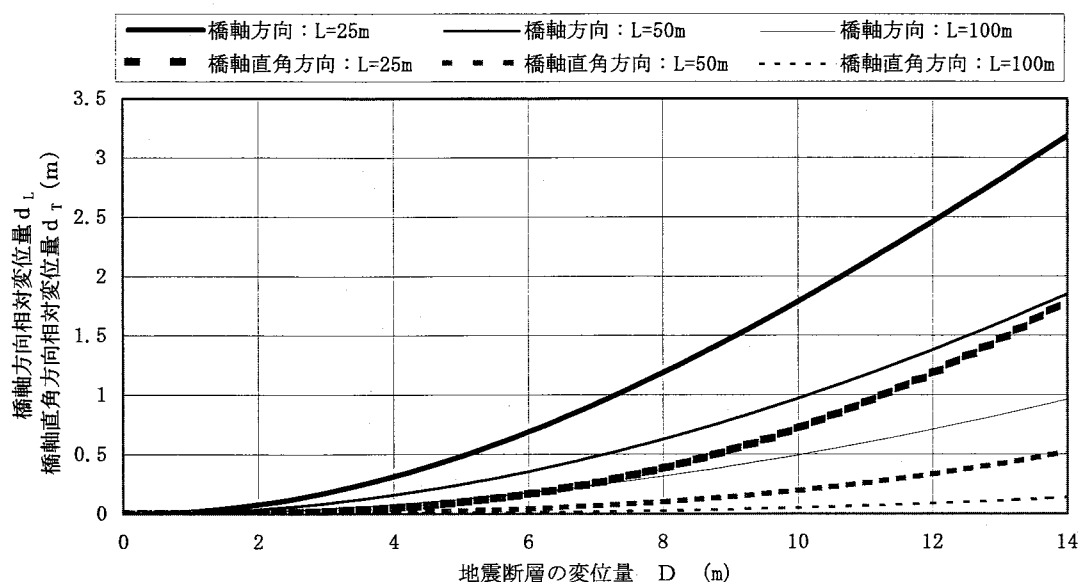


図-5.3.4 地震断層の変位量と橋桁の橋軸直角方向の相対変位量

合、支間長が25m、50mおよび100mにおける相対変位量はそれぞれ0.38m、0.10mおよび0.025mであり、支間長が大きい程相対変位量は小さい。さらに、橋軸方向と同様に交差角度が $90^\circ$  から $60^\circ$  へ低減するのに伴って相対変位量は増加する。例えば、変位量が8mの場合、支間長が25m、50mおよび100mにおいて、交差角度が $60^\circ$  の場合の相対変位量はそれぞれ1.12m、0.57mおよび0.28mであり、前述の交差角度が $90^\circ$  の場合と比較して、それぞれ3倍、6倍および11倍程度である。

さらに、図-5.3.5 (a) および (b) は、それぞれ $\theta = 90^\circ$  および $60^\circ$  について、支間長が25m、50mおよび100mの場合の橋軸方向と橋軸直角方向の相対変位量を比較した結果である。

図-5.3.5 (a) によると、橋軸方向の相対変位量は橋軸直角方向の相対変位量よりも大きい。例えば、地震断層の変位量が8mの場合、支間長が25m、50mおよび100mに対して、橋軸方向の相対変位量はそれぞれ1.19m、0.63mおよび0.32mであり、橋軸直角方向の相対変位量、つまり0.38m、0.10mおよび0.025mと比較して、それぞれ3倍、6倍および13倍程度である。また、支間長の増加による相対変位量の減少率は橋軸直角方向の方が橋軸方向よりも大きい。例えば、変位量が8mの場合、支間長が25mおよび100mにして、橋軸方向の相対変位量はそれぞれ1.19m



(b) 交差角度  $\theta = 60^\circ$

図-5.3.5 橋桁の橋軸方向と橋軸直角方向の相対変位量

および0.32mであり、支間長の増加により相対変位量は1/4程度に低減する。しかし、橋軸直角方向の相対変位量はそれぞれ0.38mおよび0.025mであり、支間長の増加により相対変位量は1/15程度に低減する。

図-5.3.5 (b) の交差角度が $60^\circ$  の場合についても、橋軸方向の相対変位量は橋軸直角方向の相対変位量よりも大きいのは交差角度が $90^\circ$  の場合と同様である。ただし、橋軸直角方向の相対変位量に対する橋軸方向の相対変位量の倍率は交差角度が $60^\circ$  の場合の方が大きい。例えば、発生変位量が8mの場合、交差角度が $60^\circ$  で支間長が25m、50mおよび100mに対して、橋軸方向の相対変位量はそれぞれ4.68m、4.41mおよび4.22mである。また、橋軸直角方向の相対変位量の1.12m、0.57mおよび0.28mと比較して、それぞれ4倍、8倍および15倍程度である。また、支間長の増加による相対変位量の減少率は、交差角度が $90^\circ$  の場合と同様に橋軸直角方向の方が橋軸方向よりも大きい。

一方、上下方向の断層変位の場合、正断層の引張方向の作用による桁の落下が想定される。この場合の地震断層と橋桁の関係は図-5.3.1の平面図を立面図に置き換え、交差角度を断層面の傾斜角度と読み替えることにより模式化できる。この場合、橋軸方向の相対変位 $d_L$ は水平方向の結果（図-5.3.2、図-5.3.3および図-5.3.5）と同様であり、変位量 $d_T$ は支承 $P_2$ が落下しないとした場合の上下方向の相対変位量に相当する。これと図-5.4.4および図-5.4.5の橋軸直角方向の変位特性が該当する。つまり、橋軸方向と上下方向の相対変位量は地震断層の変位量の増加に伴い増加するが、支間長あるいは傾斜角度を大きくすると低減する。また、橋軸方向の相対変位量は上下方向のそれよりも大きい。

なお、逆断層あるいは図-5.3.1での右横ずれ断層のように地震断層と橋桁が圧縮方向の関係ある場合は、落橋しなくとも桁端部の圧壊や隣接桁への影響等が想定されるので、引張関係への移行、傾斜角度の直交化あるいは支間長の拡大等により地震断層の影響を低減するのがよい。

### 5. 3. 2 堤防および道路盛土に対する影響評価

堤防あるいは道路盛土（以下、堤防等）あるいは平坦道路の場合は、地震断層により構造的に直接的な作用を受けるが、堤防等と地震断層の関係を図-5.3.6で簡易にモデル化する。つまり、横ずれ断層A-Aが堤防等の軸方向に対して交差角度 $\theta$  ( $0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ ) で交差している場合において、変位量 $D$ で左横ずれを発生すると想定する（右横ずれでも同様）。この際、地震断層位置における堤防等の断面について、移動前のa-b-c-dが移動後にa'-b'-c'-d'に移動したとする。地震断層による堤防等への影響について、本研究では、「堤体積あるいは天端の残存の程度」に着目して、断面a-b-c-dと断面a'-b'-c'-d'の重複部分を堤防等の横断方向へ投影した面積を残存断面積 $A_r$ 、また重複部分の天端を横断方向へ投影した残存天端幅を $B_r$ と定義する。したがって、図-5.3.7に基づいて、残存断面積 $A_r$ は式(5.3.3)、また残存天端幅 $B_r$ は式(5.3.4)で算定できる。

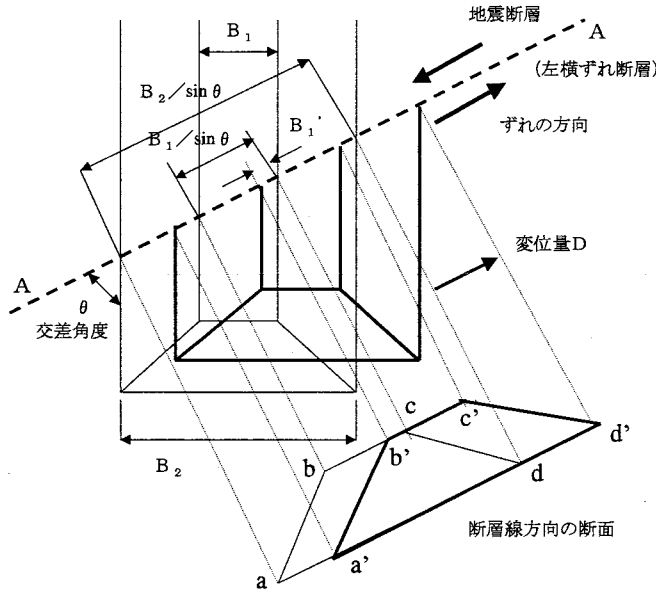


図-5.3.6 地震断層の変位と堤防等の移動のモデル化

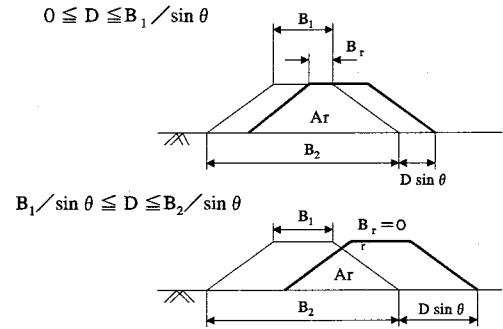


図-5.3.7 堤防等の残存断面積の概念

$$0 \leq D \leq B_1 / \sin \theta$$

$$A_r = \frac{H}{2} \times (B_1 + B_2 - 2D \sin \theta) \quad (5.3.3.1)$$

$$B_r = B_1 - D \sin \theta \quad (5.3.4.1)$$

$$B_1 / \sin \theta \leq D \leq B_2 / \sin \theta$$

$$A_r = \frac{H}{2} \times \frac{(B_2 - D \sin \theta)^2}{(B_2 - B_1)} \quad (5.3.3.2)$$

$$B_r = 0 \quad (5.3.4.2)$$

ここに、 $A_r$ ：堤防等の横断方向の残存断面積 ( $m^2$ )

$B_r$ ：堤防等の横断方向の残存天端幅 (m)

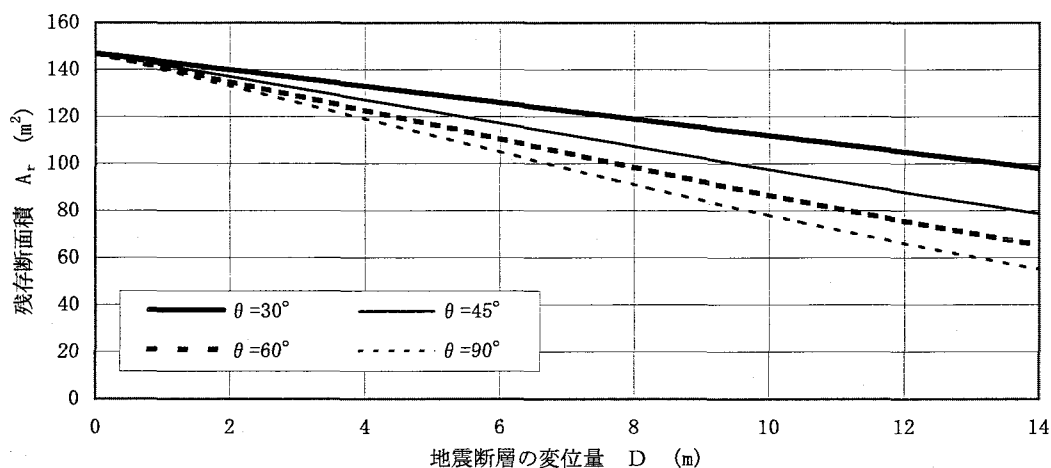
$D$ ：地震断層の変位量 (m)

$B_1$ ：天端幅 (m)，  $B_2$ ：底面幅 (m)，  $H$ ：堤高 (m)

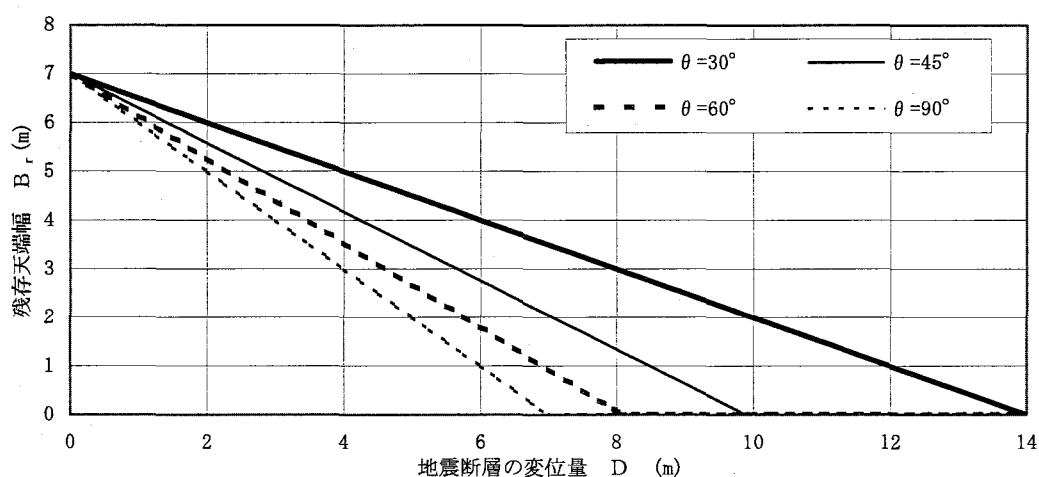
$\theta$ ：交差角度 ( $^\circ$ ) ( $0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ )

ここで、天端幅、底面幅および堤高をそれぞれ7m、35mおよび7mと仮定した堤防等について、式 (5.3.3) および式 (5.3.4) に基づいて、交差角度を変数として残存断面積および残存天端幅を試算する。図-5.3.8 (a) および (b) はそれぞれ  $\theta = 30^\circ$ 、45、60および  $90^\circ$  の場合について、地震断層の変位量に対応した堤防等の残存断面積および残存天端幅を示す。

図-5.3.8によれば、同一の変位量に対して交差角が大きいほど横断方向の残存断面積あるいは残存天端幅は小さくなる。また、天端部分が残存する限界の変位量は、 $\theta = 30^\circ$ 、45、60および  $90^\circ$  の場合について、それぞれ14.0m、9.90m、8.08mおよび7.0mであり、交差角が小さいほど大きな変位量に対して天端が残存する。



(a) 堤防等の残存断面積と交差角度



(b) 堤防等の残存天端幅と交差角度

図-5.3.8 堤防等の横断方向の残存断面積および残存天端幅（試算例）

なお、正断層あるいは逆断層による影響については、図-5.2.1(c)に示すように、断層の傾斜角度が関係してくるが、いずれの場合も傾斜角度が小さいほど堤防等の天端の上下方向のずれ変位が小さくなることが想定できる。

### 5. 3. 3 埋設管に対する影響評価

埋設管の場合、地震断層の影響は地震断層を横断する管路の圧縮あるいは引張が問題となる。本研究では、圧縮方向となる横ずれ断層を想定し、埋設管と地震断層の関係を図-5.3.9で簡易にモデル化する。ここで、地震断層による管路の変形形態を簡易的に表現するために、管路の周辺地盤の拘束は無い状態を想定する。つまり、埋設管の軸と交差角  $\theta$  ( $0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ ) で交差

する地震断層A-Aが変位量Dで左横ずれすることにより、 $P_1$ および $P_2$ の2点間で想定した変状区間の延長Lが $L'$ に変動したとする。埋設管の動きを単純化するために、 $P_1$ を不動点として $P_2$ 側が変位量Dで $P_2'$ に相対移動するとする。地震断層に対する埋設管の安定性について、本研究では、「当初の想定変状区間長に対する変状後の区間長の変化の程度」に着目し、式(5.3.5)による想定変状区間長Lの変化比 $L_r$ を定義する。

ここで、便宜的に想定変状区間長を想定するのは、地震断層の特性が埋設管に与える影響をマクロに把握するために埋設管の変形程度を表す指標が必要であることから、その一つとして或る区間における平均的な変形状態（ここでは、引張ひずみあるいは圧縮ひずみ）に着目したためであり、さらに後述の地震断層対策の一つとして提示している、埋設管の地上横断化や周辺地盤の低剛性化を考える際の対策範囲の抛り所を明らかにするためである。

$$L_r = \frac{L'}{L} = \frac{1}{L} \times \sqrt{(D \sin \theta)^2 + (L - D \cos \theta)^2} \quad (5.3.5)$$

ここに、 $L_r$ ：想定変状区間長の変化比

$L$ ：想定変状区間長 (m)

$L'$ ：断層変位後の想定変状区間長 (m)

$D$ ：地震断層の（発生）変位量 (m)

$\theta$ ：交差角度 (°) ( $0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ )

想定変状区間長を10mおよび30mと仮定した埋設管について、式(5.3.5)により地震断層の変位量および交差角度を変数として変化比 $L_r$ を試算する。図-5.3.10 (a) および (b) はそれぞれ想定変状区間長が10mおよび30mの場合について、地震断層の変位量に対応した想定変状区間長の変化比を示す。

図-5.3.10 (a) に示す想定変状区間長が10mの場合、交差角度が $90^\circ$  では、いずれの変位量に対しても変状区間長の変化率は1.0以上で引張が作用する。しかし、変位量の増加に伴ってその割合は増加する。一方、交差角度が $90^\circ$  未満の場合、変位量の増加により変化率は1.0より小さく圧縮が作用する。ある変位量以上になると変化比は増加に転ずるようになり、交差角が大きい場合は1.0以上となり引張が作用する。ここで、変化比が増加に転ずる変位量は、 $\theta = 30^\circ$ 、

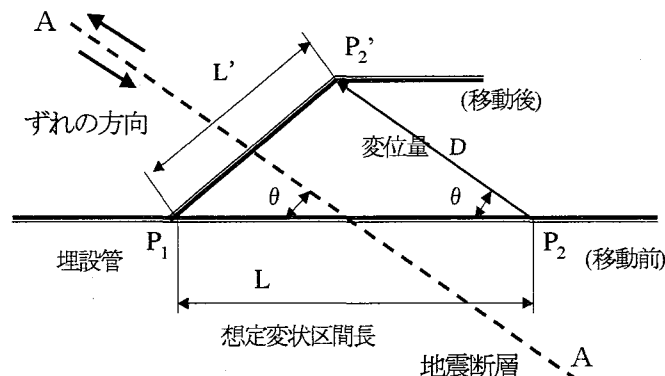
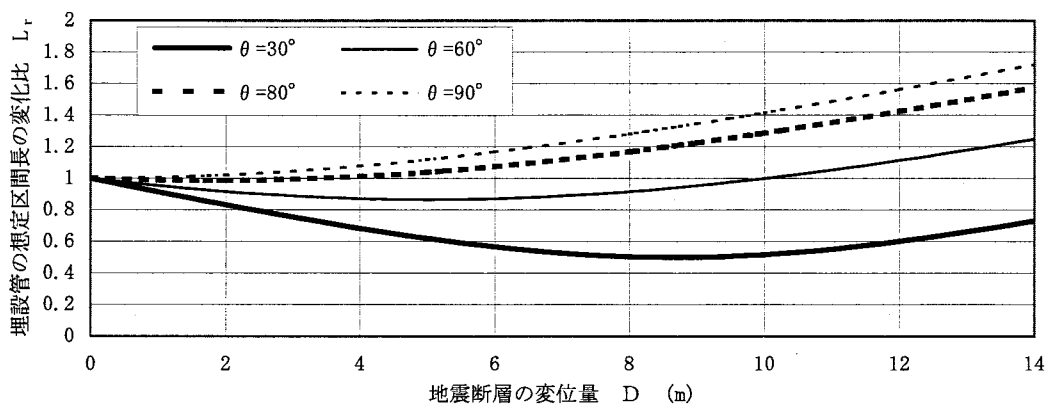


図-5.3.9 地震断層の変位と埋設管の想定変状区間長の移動の概念

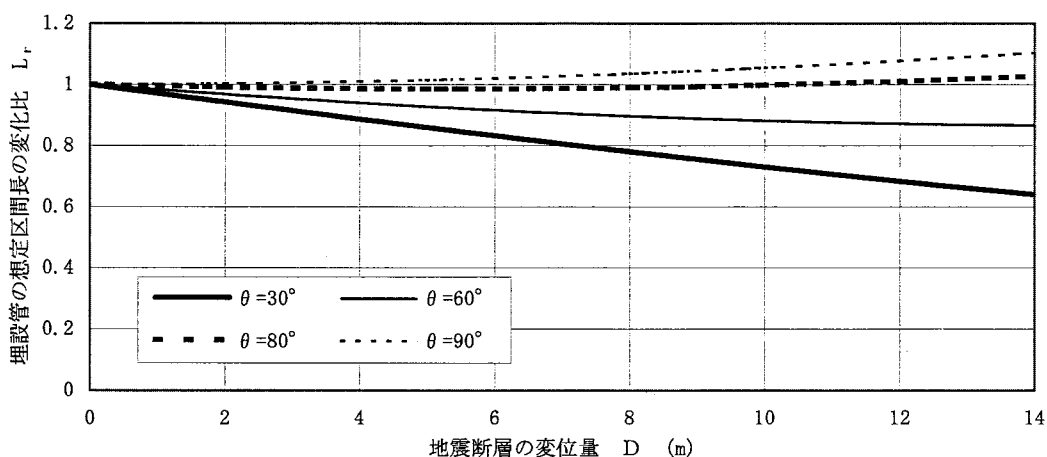
60° および80° に対して、それぞれ8.66m, 5.0mおよび1.74mである。

埋設管の変状区間長の変化比について、仮に±20%が許容範囲とすると、 $\theta = 30^\circ$  ,  $60^\circ$  ,  $80^\circ$  および $90^\circ$  の場合について、地震断層の限界変位量はそれぞれ2.42m, 13.31m, 8.59mおよび6.63mとなり、橋梁あるいは堤防等と異なり交差角による一義的な傾向は見られない。しかし、許容範囲が±10%の場合、 $\theta = 30^\circ$  ,  $60^\circ$  ,  $80^\circ$  および $90^\circ$  での地震断層の限界変位量はそれぞれ1.18m, 2.58m, 6.64mおよび4.58mとなり、交差角度が大きい(80° あるいは90° ) ほど限界変位量が大きい。

一方、図-5.3.10 (b) に示す想定変状区間長が30mの場合、交差角が90° の場合はいずれの変位量についても変化比は1.0以上で引張が作用し、変位量の増加に伴ってその割合は増加するが、想定変状区間長が10mの場合に比較して微増である。一方、交差角度が90° 未満の場合、変位量の増加により変化比は1.0より小さく圧縮が作用するが、交差角度が80° の場合は、変位量が5.21m以上になると変化比は増加に転ずる。さらに変位量が10.42mでは1.0以上になり引張が作用する。しかし、交差角度が30° および60° での変化比は低減のみの傾向にあり、増加に



(a) 想定区間長：10mの場合



(b) 想定区間長：30mの場合

図-5.3.10 埋設管の想定変状区間長と交差角度



転ずるのは14mを超える変位量であることが推測できる。ここで、埋設管の変状区間長の変化率について、仮に±20%が許容範囲とすると、 $\theta = 30^\circ$  の場合の限界変位量は7.25mであり、 $\theta = 60^\circ$ 、 $80^\circ$  および $90^\circ$  については、変位量14mにおいても許容範囲にある。また、許容範囲が±10%の場合、 $\theta = 30^\circ$ 、 $60^\circ$  および $90^\circ$  での限界変位量は、それぞれ3.53m、7.65mおよび13.75mであるが、 $\theta = 80^\circ$  での限界変位量は14mを越えており、交差角度が大きいほど限界変位量を大きくできる。

一方、図-5.2.9で右横ずれ断層を想定して地震断層と橋桁が引張方向の関係ある場合は、圧縮方向と異なり交差角度、想定変状区間長あるいは地震断層の変位量に係わらず引張状態にあるために、交差角度を大きくすることにより、地震断層による影響変位量を低減できる。

なお、逆断層あるいは正断層の影響については、それぞれ圧縮方向あるいは引張方向の横ずれ断層と同様な挙動が上下方向に発生するが、図-5.3.9の平面図を立面図に置き換えることにより模式化できるので、横ずれ断層と同様な特性となる。

### 5. 3. 4 まとめ

地震断層と橋梁、堤防等および埋設管の簡易モデルによる計算結果により、交差角度が $0^\circ \sim 90^\circ$  の範囲にある地震断層の影響およびその対応について以下の知見が得られた。

- 1) 地震断層を横断する橋梁について、地震断層により単純桁が落下する左横ずれ断層あるいは正断層に関する簡易モデルによれば、支間長の増加により地震断層による橋軸方向の相対変位量（＝影響変位量）を低減できる。また、いずれの支間長でも交差角度の増加により橋軸方向の相対変位量を低減でき、交差角度が $90^\circ$  の場合が最小となる。ここで、交差角度の低減に伴って、支間長の増加による相対変位量の低減効果は低下する。  
一方、地震断層による橋軸直角方向の相対変位量は橋軸方向と同様に、支間長あるいは交差角度の増加により低減できる。また、橋軸直角方向の相対変位量は橋軸方向のそれより小さく、支間長の増加による相対変位量の減少率は橋軸方向よりも大きい。
- 2) 地震断層を横断する堤防等について、基礎地盤の地震断層による横ずれ変位に追従する堤防等の簡易モデルによれば、交差角度が小さいほど断層位置における堤防等の残存断面積あるいは残存天端幅を大きくできる。換言すれば、交差角度を小さくするほど、大きな地震断層の変位量に対して堤体積あるいは天端を残存させて、堤防等の機能を保持できる。
- 3) 地震断層を横断する埋設管について、周辺地盤の拘束を除いた想定変状区間長による埋設管の簡易モデルによれば、想定変状区間長を長くするほど横ずれ断層あるいは正・逆断層の変位量の影響を低減できる。また、変状区間長が小さい場合であっても、適当な交差角度により変位量の影響を低減することができる。従って、地盤の拘束が無い場合、管路はある程度の自由度をもった変形追従性が期待できるので、水平方向あるいは上下方向のいずれの方向についても、地震断層を横断する位置において地盤の拘束を低減、除去することは有効である。

## 第4節 地震断層に対する既存技術の適用性の検討

地震断層に起因する変位に対する対策について、これまでは回避する以外に特別に考慮されることは無かった。しかし、道路、堤防等あるいは埋設管のように長尺な土木構造物の場合は、回避が困難となることが想定される。その場合、地震断層に対する工学的な対応を考える前提として、現行の設計法あるいは耐震技術により対応が可能な断層変位量を明らかにし、既存技術の適用範囲を把握しておくことが必要である。

そのため、本研究では、橋梁、堤防・道路盛土・平坦道路および埋設管に関する現行の設計法あるいは技術において、地震断層による変位量に関係付けられると思われる事項について表-5.4.1により整理し、以下の通り検討した。

### 5. 4. 1 橋梁における既存技術の適用性

橋梁の場合、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編<sup>11)</sup>では、けたかかり長が地震断層の変位に対して有効と考えられる。現行の設計法が対象とする橋長200mまでの橋梁では橋桁の落下を防止するために、橋軸方向のけたかかり長の最小値として最大で1.7mまでの変位量を想定しており、1.7m程度の変位量に対しては現行の耐震設計法で対応できることになる。また、免震橋における継手部の大変位に対する構造として提案されている大変位吸収システム<sup>13)</sup>は、最大0.6mまでの橋軸方向の変位に対応できる構造である。さらに、近年開発されている免震支承は通常0.5m程度の変位を想定して設計している。積層ゴム構造の場合、支承の規模により技術的にはかなりの変位量までの対応が可能である。例えば、FPB (Friction Pendulum Bearing) 支承では、橋軸方向および橋軸直角方向の最大で1.2mまでの変位に耐える構造が開発されており、米国のBenicia-Martinez橋に適用されている<sup>14)</sup>。また、米国のCoronado橋では、近傍の活断層で推定されている約0.5～0.8mの移動量に対して免震支承を採用している<sup>14)</sup>。さらに、ニュージーランド・ウェリントン市のThorndon高架橋では、約5mの断層変位により発生する橋脚間の離隔量4.3mに対する耐震補強として、橋脚に支持フレームを増設してキャンティレバー桁の落下防止を図っている<sup>15)</sup>。なお、米国カリフォルニア州のCorltonインターチェンジ橋では、活断層に対する耐震補強として、新たに橋脚を設置して既存橋の桁の落下防止を図っている<sup>15)</sup>。このような橋脚増設によれば任意の大きさの断層変位に対して桁の落下防止は可能と推測される。

一方、上下方向の変位に関して、例えばたわみの許容値を参考とすると、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編<sup>12)</sup>では、鋼げた形式および吊橋形式について、それぞれ $L/2000 \sim L/500(m)$ および $L/350(m)$  ( $L$ : 支間長 (m)) をたわみの許容値としている。したがって、仮に $L=200m$ とすると、支間中央でのたわみ許容値は0.1～0.57mとなり、これを支間両端間の相対変位に読み替えると、0.2～1.14mとなるので、同程度の上下方向の変位に対しては現行の設計法で対応できるものと考えられる。

表-5.4.1 地震断層による影響変位量に対する既往技術の適用性

| 構造物          | 適用性の検討事項                     | 現状技術より可能な変位想定への拠り所                                                                                                   | 想定最大変位量             |                                | 文献  |
|--------------|------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|--------------------------------|-----|
|              |                              |                                                                                                                      | 水平                  | 上下                             |     |
| 橋梁           | 1. けたのかり長                    | 道路橋示方書・耐震設計編<br>最小値: $S_{av}=70+0.5l$<br>200m $\leq l$ (支間長)                                                         | $\geq 1.7m$         | —                              | 11) |
|              | 2. たのみの許容値                   | 道路橋示方書・鋼橋編<br>鋼桁形式: $L/2000 \sim L/500$ (m)<br>吊橋形式: $L/350$ (m) $L$ : 支間長 (m)<br>例: 鋼桁 $L=200m$ 想定: 端部中央 $\times 2$ | —                   | 例: 0.8m                        | 12) |
|              | 3. 桁端変位吸収                    | 大変位吸収システム<br>鋼梁の端部と溶接                                                                                                | 0.6m                | —                              | 13) |
|              | 4. 免震支承                      | 実橋: Coronado橋 (米国)<br>鋼桁橋・17径間: 支間長46~66m                                                                            | 断層用耐震補強<br>0.5~0.8m | —                              | 14) |
|              |                              | 実橋: Benicia-Martinez橋 (米国)<br>トラス橋・最大支間長161m                                                                         |                     |                                |     |
|              | 5. けたのかり長の拡大                 | 実橋: Thorndon高架橋<br>(ニュージーランド)<br>特異条件: 桁端部が橋脚に近い (4m程度)                                                              | 橋脚間4.3m<br>(断層変位5m) | —                              | 15) |
|              | 6. 桁のサポートの増設                 | 実橋: Colton/クチュン/高架橋 (米国)<br>断層用耐震補強: 桁のベント増設                                                                         | 任意                  | —                              | 16) |
| 堤防・道路盛土・平坦道路 | 7. 新形式の橋構造・基礎構造              | 実橋: リオン・アンティリオン橋<br>(ギリシャ)<br>断層変位を考慮した耐震設計<br>5径間の橋脚・補強土上の支承基礎                                                      | 2m                  | 2m                             | 16) |
|              | 1. 橋梁・高架の橋脚盛土部の沈下量           | 軟弱地盤対策工指針: S61. 11<br>許容沈下量                                                                                          | —                   | 0.1~0.3m                       | 17) |
|              | 2. 道路の縦断勾配                   | 道路構造令<br>車道の縦断勾配: 設計速度60km/hで5%+2~3%=7~8%<br>例: 想定縦断勾配延長100m                                                         | —                   | 例: 7~8m                        | 18) |
|              | 3. 堤防の沈下量の想定                 | 河川堤防震害点検マニュアル: H7. 3<br>想定沈下量 = (堤高) $\times 0.25 \sim 0.75$<br>例: 堤高6m                                              | —                   | 例: 1.5~4.5m                    | 19) |
| 埋設管          | 4. 既往地震による堤防の沈下状況            | 既往地震による堤防の被害事例調査<br>最大沈下量 $S_{max}=0.75H$ $H$ : 堤高 (m)<br>例: 堤高6m                                                    | —                   | 例: 4.5m                        | 20) |
|              | 1. 液状化による管路の想定沈下量            | 下水道施設耐震設計指針: H9. 8<br>$\delta(m) = H_b(m) \times 0.05 \times 100$<br>例: 液状化層厚 $h_b$ 10~15m                           | —                   | 0.5~0.75m                      | 21) |
|              | 2. 液状化による管路への側方流動の影響         | 下水道施設耐震設計指針: H9. 8<br>影響を考慮しない流動量の上限                                                                                 | 0.5m                | —                              |     |
|              | 3. 液状化地盤の永久ひずみによる持ち出し量       | 下水道施設耐震設計指針: H9. 8<br>読用永久ひずみ1.5%<br>例: マンホールスリム30m                                                                  | 例: 0.45m            | —                              |     |
|              | 4. ガス導管の真直な配管系の管軸方向の地震変位吸収能力 | 一般 (中・低圧) ガス導管耐震設計指針 S57. 3<br>① 溶接継ぎ目<br>$\phi 100 \sim 600$ cm/基準ひずみ3%                                             | 例: 0.47~1.03m       | —                              | 22) |
|              |                              | ② 都市ガス用ポリエチレン管<br>$\phi 25 \sim 80$ cm/基準ひずみ20%                                                                      | 例: 2.45~5.9m        | —                              |     |
|              | 5. ガス導管の真直な配管系の管軸方向の地震変位吸収能力 | 一般 (中・低圧) ガス導管耐震設計指針 S57. 3<br>① 溶接継ぎ目<br>② 都市ガス用ポリエチレン管                                                             | —                   | 例: 0.71~1.97m<br>例: 0.23~0.53m |     |

## 5. 4. 2 堤防、道路盛土および平坦道路における既存技術の適用性

堤防、道路盛土あるいは平坦道路において、地震断層による上下方向の変位への対応水準を考える。まず、橋梁や高架に接続する道路盛土については、軟弱地盤対策工指針<sup>17)</sup>では許容残留沈下量を0.1~0.3mとしており、同程度の沈下は許容範囲と考えられる。また、上下方向の変位に関係する指標として、道路構造から縦断勾配が考えられる。道路構造令<sup>18)</sup>によると、例えば設計速度が60km/hの場合、縦断勾配の上限値は7~8%である。従って、発生した地震断層の変位に対して所定の走行性を確保するための道路構造の補修が必要な延長を100mと仮定すると、上下方向の限界の地震断層の変位は7~8mとなり、修復を前提とした許容変位量としては同程度の変位量が想定できる。なお、7~8m程度以上の変位に対しては、補修延長を拡大するといった工夫で対応が可能となる。

また、河川堤防での耐震点検マニュアル<sup>19)</sup>では、堤防の被害形態ごとの沈下量を $0.25H \sim 0.75H$  ( $H$ : 堤高 (m)) で想定している。これによると、例えば、堤高が6mの場合の沈下量は $1.5 \sim 4.5\text{m}$ と想定され、同程度の沈下に対しては浸水被害等を考慮して事前対策を行うことを想定している。さらに、我が国での直下型地震による堤防の被害事例から、被害前の堤防高と地震による最大沈下量は式 (5.4.1) で関係付けられている<sup>20)</sup>。

$$S_{\max} = 0.75H \quad (5.4.1)$$

ここに、 $S_{\max}$ : 最大沈下量 (m)

$H$ : 堤防高 (m)

例えば、式 (5.4.1) によれば、堤高が6mの場合の最大沈下量は4.5mと算定される。地震の事後対応が必要とされる範囲として同程度の沈下量の発生が想定されている。なお、文献19によれば、堤防あるいは道路盛土における被害事例での最大沈下量は4.5m程度であり、これは現行の設計法が対象とする沈下量の限界と考えられる。

一方、地震断層による水平方向の変位への対応水準に関する拠り所は見当たらないので、本研究では、構造物の機能面から想定することとした。堤防の場合は、断層線方向の堤体断面の欠損に着目した。つまり、横ずれ変位量が天端の幅員以下であれば、部分的にも堤高が確保されることから、通常的设计の範囲で特別な事前対応は不要であり、被災後の腹付け等による修復による対応でよいと考えられる。しかし、横ずれ変位量が天端幅を超える場合は、堤高が確保されなくなることから、堤高を維持するために腹付け等の事前対応が必要と考えられる。また、道路盛土の場合も、堤防と同様に断層線方向の堤体断面の欠損に着目した。つまり、道路の通行機能を部分的に確保する必要性を考え、横ずれ変位量が断層線方向の天端幅員の半分以下であれば道路幅員の1/2が確保されることから、通常的设计の範囲で特別な事前対応は不要であり、被災後の腹付け等による修復による対応でよいと考えられる。しかし、横ずれ変位量が断層線方向の天端幅員の1/2を超える場合は、道路幅員が部分的にも確保されなくなるから、ある程度の道路幅員を維持するために腹付け等の事前対応が必要となる。さらに、平坦道路の場合は、道路盛土と同様な考え方ができるが、横ずれ変位量が断層線方向の天端幅員の1/2を超える場合は道路幅員を維持するために路側拡幅等の事前対応が必要となる。

なお、平坦道路は道路機能の点から道路盛土と同様な扱いとするが、天端幅員は車線幅員と読み替える。

### 5. 4. 3 埋設管における既存技術の適用性

地中の長い線状構造物である埋設管において、地震断層による変位への対応水準を考えるための拠り所を考える。まず、下水道施設耐震設計指針<sup>21)</sup>では液状化による想定沈下量に対して設計することが考えられる。例えば、液状化層の層厚が $10 \sim 15\text{m}$ の場合、想定沈下量は $0.5 \sim 0.75\text{m}$ となり、同程度の地盤の変位量に対して、可とう性継手等の構造で対処することが考えられ

る。なお、液状化に起因する側方流動に関して、0.5m未満の地盤変位に対しては設計上の考慮は不要としており、同程度であれば対応が不要になる。

また、ガス導管耐震設計指針<sup>22)</sup>では、真直ぐな配管系の管軸方向および管軸直角方向の地盤変位の吸収能力を想定している。これによると、管軸方向の場合、溶接鋼管では基準ひずみが2%であり、管径が100～600cmにおける吸収変位は0.47～1.03mとされる。同じく、都市ガス用ポリエチレン管では基準ひずみが20%であり、管径が25～80cmにおける水平方向の吸収変位は2.45～5.9mとされる。一方、管軸直角方向の場合、溶接鋼管では管径が100～600cmにおいて、吸収変位は0.71～1.97mとされ、都市ガス用ポリエチレン管では管径が25～80cmにおける吸収変位は0.23～0.53mとされる。従って、管種や方向により相当程度の吸収能力があることになる。しかし、地盤の変形はある範囲で発生することが想定されており、地震断層のように管路が周辺地盤の拘束下にありかつ局所的な強制変位作用を受ける場合で、かつ変形量が極く小さい場合（例えば、0.5m以下）では現行の設計により変形の吸収能力が期待できる。しかし、それ以外では上記のような変形吸収能力は期待できないと考えられる。

見方を変えると、地盤の拘束が無い場合、管路はある程度の自由度をもった変形追従性が期待できるので、水平方向あるいは上下方向のいずれの方向についても、地震断層を横断する位置において、地盤の拘束を低減したり、除去することの有効性を示唆するものである。

#### 5. 4. 4 まとめ

変形量の視点から土木構造物の現行の設計法を検討した結果、地震断層に対する既存技術の適用性について以下のように考えることができる。

- 1) 橋梁での地震断層による影響変位量について、水平方向で概ね2m程度以下、上下方向で概ね0.5m程度以下の場合は、現行の耐震設計法あるいは耐震構造により対応が可能である。
- 2) 堤防、道路盛土あるいは平坦道路での地震断層による影響変位量について、水平方向で断層線方向の堤防の天端幅、道路盛土の天端幅員の1/2および平坦道路の車線幅員の1/2、上下方向で堤防、道路盛土の概ね4.5m程度以下については、現行の耐震設計法あるいは耐震構造により対応が可能である。
- 3) 埋設管での地震断層による影響変位量について、管種や材料によっては相当の変位量（例えば、1～2m）に対応できるが、やや安全側で考えると、地震断層による局所的な強制変位作用を受ける場合、変形量が小さい（例えば、0.5m）場合は現行の設計により変形の吸収能力が期待できる。

### 第5節 地震断層に対する工学的視点と対策

#### 5. 5. 1 地震断層に対する姿勢

地震断層の影響変位量の上限は発生変位量であるが、発生変位量と影響変位量の関係は図-

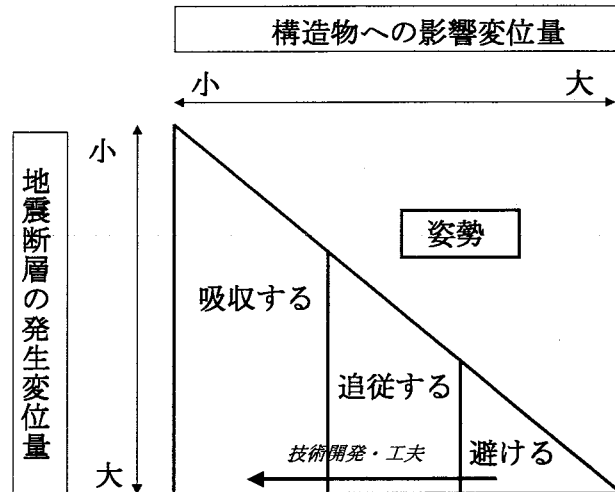


図-5.5.1 地震断層の変位量の関係と工学的な姿勢の概念

5.5.1の概念図で対応付けることができる。一般に、発生変位量が大きくても、影響変位量の大小によって工学的な対応は異なることになる。本研究では、発生変位量あるいは影響変位量に対する取り組みの基本姿勢を、図-5.5.1で提案するように、「吸収する」、「追従する」および「避ける」の3形態に分類する<sup>23)</sup>。

つまり、免震支承のように影響変位量が支承の応答の範囲にある場合は断層変位を「吸収する」ことになり、適宜、支承を元の位置に戻す等の矯正が必要となる。また、けたかかり長の確保のように影響変位量による支承逸脱、あるいは堤防の断層線方向の影響変位量による堤体断面の一部欠損のように断層変位による損傷を許容するが致命的な破壊に到らない場合は、地震断層に「追従する」ことになり、桁の再設置による修復や堤防の腹付け等による堤体の整形等の事後の復旧が必要となる。さらに、断層変位により橋桁の落下や埋設管の破壊等の致命的な被害が避けることができず、かつ修復が困難で再構築が必要な場合は地震断層を「避ける」ことになる。

ここで、「避ける」、「追従する」および「吸収する」と言う基本姿勢の順位は、技術的な対応の困難さと符合しているので、「避ける」から「追従する」へ、あるいは「追従する」から「吸収する」へと対応を変化させることは、計画手法、設計法あるいは要素技術の開発や向上を意味する。

## 5. 5. 2 地震断層の対応の水準

土木構造物の被害程度およびその対応技術の水準に応じて影響変位量を区分するために、まず地震断層の既往履歴に基づいて、工学的に対象とすべき「発生変位量」の上限値として、横ずれ断層においては最大で15m程度、逆断層あるいは正断層においては最大で10m程度を想定

する。これを基本として、本研究では、以下のような設計技術の現状を踏まえて、橋梁、堤防・道路盛土および埋設管の構造形態に応じて、工学的な対応の水準を表-5.5.1で関係付けることにする。

つまり、上記の上限値を超える断層変位の領域は地震断層履歴がないと見なして「対象外」とし、上限値以下の断層変位の領域を2区分した。表-5.5.1において、「現行の設計法・技術の範囲にあり対応可能」とは、既往の設計法あるいは技術によれば、断層変位を「吸収する」あるいは「追従する」対応が可能であることを意味する。また、「技術開発・工夫により対応可能」とは、技術開発あるいは工夫によれば、断層変位に対して「避ける」→「追従する」→「吸収する」と対応を変化させることが可能であり、断層変位に充分対応できることを意味する。これらの区分は、簡易モデルの計算結果によると、上限値以下の断層変位に対しては変位量に拘わらず工学的な対応が可能であることに基づいており、区分の境界となる影響変位量は構造物毎に次のように想定した。

橋梁の場合、水平方向については、けたかかり長の最小値あるいは免震支承の変位量等を勘案すると、影響変位量が2m程度以下であれば、現行の設計法あるいは技術の範囲で対応が可能と考える。また、上下方向については、たわみの許容量を安全側で考えると、影響変位量が0.5m程度以下であれば、現行の設計法等で対応が可能と考える。そして、水平方向あるいは上下方向のいずれにおいても、影響変位量がこれらの範囲を超える場合、地震断層との交差角度や径間長の工夫、けたかかり長の拡大、免震支承の構造改変等により対応が可能であるとする。

堤防・道路盛土・平坦道路の場合、上下方向については、構造の類似性から影響変位量が4.5m程度以下であれば、現行の設計法あるいは想定される地震被害の範囲にあるので、現行の設計法等で対応が可能と考える。また、水平方向については、断層線方向の影響変位量が堤防の天端幅以下、道路盛土の天端幅の1/2以下であれば、堤防高さが部分的に確保され、車線幅員

表-5.5.1 地震断層による影響変位量に対する対応の水準例

| 影響変位量              | 橋梁                  |                | 堤防・道路盛土・平坦道路                       |      | 埋設管            |                |
|--------------------|---------------------|----------------|------------------------------------|------|----------------|----------------|
|                    | 水平変位                | 上下変位           | 水平変位                               | 上下変位 | 水平変位           | 上下変位           |
| 0.5m程度             | 現行の設計法・技術の範囲にあり対応可能 |                |                                    |      |                |                |
| 2.0m程度             |                     |                |                                    |      |                |                |
| 4.5m程度             |                     |                |                                    |      |                |                |
| 1.0m程度             | 技術開発・工夫により対応可能      | 技術開発・工夫により対応可能 | (断層線方向の堤防天端幅or盛土天端幅・平坦道路の車線幅員の1/2) |      | 技術開発・工夫により対応可能 | 技術開発・工夫により対応可能 |
| 1.5m程度             |                     |                |                                    |      |                |                |
| 1.5m程度以上           |                     |                |                                    |      |                |                |
| 対象外：地震断層の既往履歴が無い領域 |                     |                |                                    |      |                |                |

の半分以上が確保されることから、現行の設計法等で対応が可能と考える。そして、影響変位量がこれらの範囲を超える場合、余盛、腹付け等により対応が可能であるとする。

埋設管の場合、地震断層のように管周辺の地盤による拘束下にあつてかなり限定的な変位作用を受けるので、水平方向および上下方向のいずれにおいても、影響変位量が極く小さい（例えば、0.5m程度）の場合は、現行の設計法の範囲にあると考え、それ以上の場合の対応は困難と考える。しかし、地盤の拘束が無い場合あるいは低減できる場合は、自由度をもった変形追従性が期待できるので、構造変更により対応は可能と考える。

### 5. 5. 3 地震断層の対策

ある特定の地域や地点において地震断層の存在が明らかにされており、かつ地震断層の形態、ずれの方向および発生変位量が想定される場合を前提に、土木構造物における地震断層対策を考える。その際、地震断層の変位に対する橋梁の対策に関しては川島<sup>24)</sup>が例示しているが、本研究では、地震断層に対する対策について、橋梁以外の代表的な土木構造物、つまり堤防・道路盛土・平坦道路および埋設管も対象とした。さらに、土木構造物の計画、設計、地震直後および復旧の各段階に応じて考えることが合理的であるので、本研究では、各段階で考慮すべき対策のメニューを表-5.5.2のように提示する。

まず、計画段階では、設計、地震直後あるいは復旧の各段階において、影響変位量が大きいために工学的な対応が困難な場合は、地震断層を避けたルートを選定することが考えられる。また、地震断層を横断せざるを得ない場合であっても、断層線と構造物の軸線の交差角度の選定、つまり橋梁や埋設管の場合はできるだけ直交方向に軸線を設定し、堤防、盛土、平坦道路の場合はできるだけ交差角度を鋭角化させるように軸線を設定することが考えられる。さらに、それぞれの構造での対応が困難な場合、上下方向の変位に対応させるために橋梁（高架橋）を盛土構造に、また水平方向の変位に対応させるために盛土あるいは平坦道路を橋梁構造に、さらに地震断層の変位に対応し易くするために埋設管と地震断層との横断部を地上構造にするといった構造変更が考えられる。

次に、設計段階では、橋梁について、地震断層を横断する径間を単純桁として地震断層の影響を限定化したり、径間長の拡大により水平方向あるいは上下方向の影響変位量の低減を図ることが考えられる。また、予想される影響変位量に対しても、桁の落下を防ぐのに十分なけたかかり長を確保し、支承の免震化により吸収できる変位を拡大し、あるいは桁端における影響変位量を吸収する構造とすることが考えられる。ここで、橋脚縁端距離を長くすることに関しては川島<sup>24)</sup>が提示しているが、本研究では、けたかかり長の長尺化の概念を図-5.5.2に示す。さらに、橋桁が水平方向あるいは上下方向に移動し易くして構造的な損傷を軽減できるような支承構造、または桁のずれ等による段差を防止する構造が考えられる。

一方、堤防、盛土あるいは平坦道路では、腹付け盛土や路側拡幅等により水平方向の変位に



表-5.5.2 地震断層変位に対する構造形態および事業段階毎の対策例

| 対策の段階 | 対策例                  |                       |                     |                   |              |
|-------|----------------------|-----------------------|---------------------|-------------------|--------------|
|       | 橋梁                   | 堤防                    | 道路盛土                | 平坦道路              | 埋設管          |
| 計画    | ルートの選定               | 断層線との交差角度の設定 (鋭角化)    | ルートの選定              |                   |              |
|       | 断層線との交差角度の設定 (直交化)   |                       | 断層線との交差角度の設定        |                   |              |
|       | 構造変更 (高架橋→盛土)        |                       | 構造変更 (←橋梁)          |                   | 構造変更 (地中→地上) |
|       | [断層線が交差する桁の位置設定]     |                       |                     |                   |              |
| 設計    | 単純桁化                 | 水平方向の余裕代の確保 (腹付け盛土等)  | 水平方向の余裕代の確保 (路肩拡幅等) | 管路の可とう化 (材質・多管化等) |              |
|       | 径間長の長大化              |                       |                     |                   |              |
|       | 天端幅の拡大 (橋軸直角方向の断層変位) |                       |                     |                   |              |
|       | 支沓の免震化               | 上下方向の余裕代の確保 (余盛等)     | 継手のユニバーサル化          |                   |              |
|       | けたかかり長の確保            |                       |                     |                   |              |
|       | 桁端の大変位吸収             |                       |                     |                   |              |
|       | 支承のユニバーサル化           |                       |                     |                   | 管路の周囲地盤の低剛性化 |
|       | 路面の段差防止              | 堤体部・盛土部の変形吸収化 (高塑性化等) | 地上横断部の長尺化           |                   |              |
|       | [桁の連続化・端支承の固定]       |                       |                     |                   |              |
| 地震直後  | 地震断層の発生変位の検知・通報      |                       |                     |                   |              |
|       | 通行規制措置               |                       | 通行規制措置              |                   | 遮断・切り替え      |
| 復旧    | 支承のずれの矯正             | 修復 (腹付け、余盛等)          | 修復 (路肩拡幅、余盛等)       | 破損箇所・継手の交換        |              |
|       | 橋桁の位置矯正              |                       |                     |                   |              |
|       | 橋桁の継足                |                       |                     |                   |              |
|       | 沓の交換                 |                       |                     |                   |              |
|       | 路面の舗装                | 路面の舗装                 | 代替路の確保              |                   |              |
|       | [橋脚の補修]              |                       |                     |                   |              |

[ ] : 橋桁連続化の関連事項

追従できる余裕代あるいは余盛等により上下方向の変位に追従できる余裕代を持たせることが考えられる。なお、基礎地盤での発生変位量を吸収したり、低減させるように、堤防本体等の材料特性を高塑性化することにより、天端での影響変位量を制限することも考えられる。

埋設管では、管路の可とう化、継ぎ手のユニバーサル化、地上部の地震断層横断区間の長尺化により変位の緩和を図ることが考えられる。また、埋設管の地上横断化の模式図を図-5.5.3に示す。つまり、埋設管が地震断層を横断する区間を地上に立ち上げ、地盤の拘束を除去するとともに、断層変位の影響を低減するため、管軸を断層線と直交させたり、地上部区間の長尺化を図るものである。また、図-5.5.4に示すように、管路を地上に立ち上げないで地震断層近傍の管路の周辺地盤の拘束を低減するように地盤の低剛性化を図り、地震断層の移動が直接的に作用しないようにする方法も考えられる。

次に、想定される地震断層に変位が発生した地震直後の段階では、速やかに検知し、通報できるシステムの設置が考えられる。また、橋梁、盛土あるいは平坦道路では、機能低下あるいは機能停止に基づく交通規制措置が必要となり、埋設管では、被害の拡大防止のために管路の

遮断あるいは代替手段の確保が考えられる。

最後に、地震断層により被害が発生し、その復旧に当たる段階では、支承のずれの矯正，ずれた橋桁の再設置，破損した支承の交換等が考えられる。一方，堤防および盛土では水平方向あるいは上下方向にずれた堤体に対する腹付け，余盛り，舗装等による修復が考えられる。また，平坦道路では水平方向あるいは上下方向にずれた道路に対する路肩拡幅，余盛，舗装等による修復が必要となる。さらに，埋設管では破損箇所・継手の交換あるいは代替路の確保が考えられる。

なお，橋梁の設計段階における単純桁化に対抗する対策として，運上ら<sup>25)</sup>は桁の連続化による断層変位への対応策を取り上げている。すなわち，積層ゴム支承を適用した支間40mの5径間連続橋をモデルとして，橋軸方向に対する断層変位の方向および断層の位置を変えた条件の下で，断層変位量を増加させて桁端の移動量を試算している。その結果，桁の連続化により，桁を落下させるのに必要な断層変位量が増加すること，断層位置が橋全長の中央部にある方が桁の落下に必要な断層変位量が多いこと，橋軸直角方向の方が橋軸方向よりも大きな桁端の移動量に対応できることを明らかにしている。桁の連続化では，ゴム支承のせん断破壊，PCケーブルの破断および橋脚の曲げひび割れ・曲げ降伏・せん断破壊等の支承以外の構造要素の損傷に

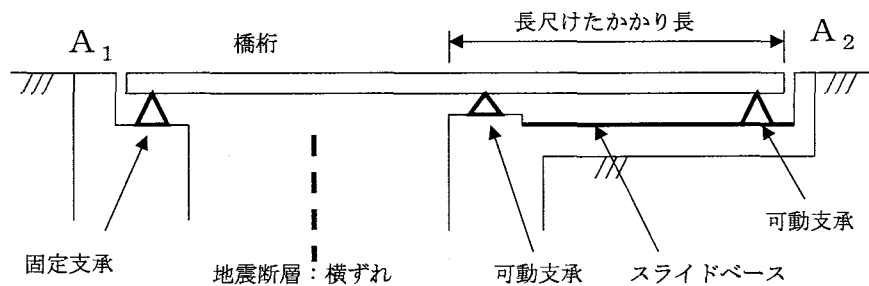


図-5.5.2 橋梁のけたかかり長の長尺化の模式図

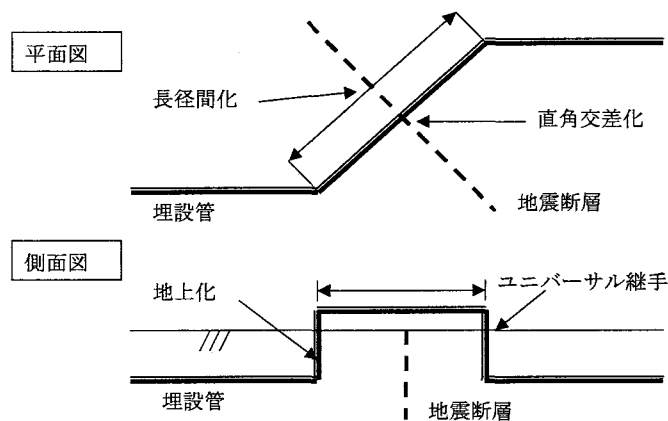


図-5.5.3 埋設管の地上横断化の模式図

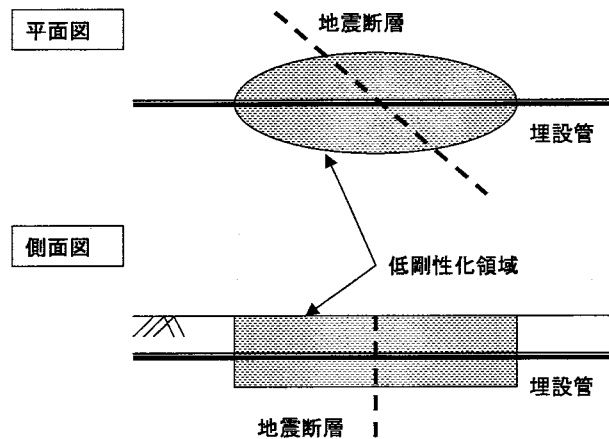


図-5.5.4 埋設管の周辺地盤の低剛性化の模式図

よる断層変位の吸収の分散化を前提としており、橋の全体系の視点から桁の落下を防止する姿勢と言える。ここで、断層変位による影響を単純桁化により限定的にするか、あるいは全体系としての変位吸収の分散化により対応するかの是非の議論はある。ただし、本研究では、前者を基調としているので、表-5.5.2では、運上らの結果を踏まえた桁の連続化に関する対策は参考として掲載している。

## 第6節 結論

本章では、地震断層の発生特性および被害特性、土木構造物に対する地震断層の影響、地震断層に対する既存技術の適用性、地震断層に対する工学的な基本姿勢および土木構造物における地震断層対策技術に関して検討した。

その結果、橋梁、堤防等および埋設管に対する地震断層の影響要因、地震断層に対する既存技術の適用性を明らかにするとともに、地震断層に対する工学的な基本的姿勢を提案し、さらに土木構造物の計画、設計、地震直後および復旧の各段階における対策技術を提示した。

主な研究結果は以下に要約できる<sup>26), 27)</sup>。

- 1) 既往地震履歴によれば、個々の活断層のずれの方向とその量(=変位量)は判明しており、工学的に対象とすべき発生変位量の上限値として、横ずれ断層では最大で15m程度、逆断層あるいは正断層においては最大で10m程度と想定できる。従って、工学的に対象とすべき地震断層の特性は概ね絞り込むことができ、工学的対応の方向性も見定めることが可能である。
- 2) 地震断層による変位量は、発生変位量と影響変位量の区分が必要であり、発生変位量が大きくとも土木構造物と断層線との交差角度等により影響変位量は小さくなる場合があるので、工学的には土木構造物に直接関係する影響変位量が重要である。
- 3) 地震断層の取り組みの工学的な基本姿勢として、「吸収する」、「追従する」および「避

ける」の3つの視点を提案した。

- 4) 地震断層に対しては現行技術の適用が可能な領域があるが、これらの領域を踏まえつつ、「避ける」→「追従する」→「吸収する」のように地震断層の影響をより効果的に低減するために、新しい工夫や技術の研究開発が必要である。
- 5) 地震断層の対策では、構造物の構造形態および地震断層の影響形態の両者を考慮することが必要である。さらに、表-5.5.2に提示した対策メニューのように、計画、設計、地震直後および復旧の各段階に応じて総合的な対策措置を考えることが合理的である。

## 参考文献（第5章）

- 1) 松田時彦：活断層，岩波新書，2000
- 2) 松田時彦：活断層から発生する地震の規模と周期について，地震，第2輯，第28巻，pp.269-283，1975
- 3) Wells D. L. and Coppersmith K. J. : New empirical relationships among magnitude, rupture length, rupture width, rupture area, and surface displacement, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.84, No.4, pp.974-1002, 1994
- 4) Japan Society of Civil Engineering : The 1999 JI-JI EARTHQUAKE, TAIWAN - Investigation into Damage to Civil Engineering Structures-, 1999
- 5) 活断層研究会：新編日本の活断層，（財）東京大学出版会，1991
- 6) 川島一彦，庄司学，岩田秀治：1999年集集地震（台湾）における卑豊橋・烏溪橋の被害と被災メカニズム，第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.433-440，1999
- 7) 川島一彦，橋本隆雄，鈴木猛康：トルコ・コジャエリ地震による交通施設の被害概要，第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.409-416，1999
- 8) 栗原敏広：兵庫県南部地震の明石海峡大橋への影響，橋梁と基礎，Vol.32, No.8, pp.94-97，1998
- 9) 伯野元彦，目黒公郎：被害から学ぶ地震工学，鹿島出版出版会，pp.26，1992
- 10) 鈴木信久，河端伸一郎，安田進：台湾集集地震による地表地震断層と埋設パイプラインの变形，第一回日本地震工学研究発表・討論会梗概集，No.242，2001
- 11) （社）日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編 平成14年3月，2002
- 12) （社）日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編 平成14年3月，2002
- 13) 運上茂樹，近藤益夫，大住道生：免震橋梁の変位吸収システムの開発に関する研究，土木研究所資料第3576号，1999
- 14) 家村浩和，足立幸郎，高橋良和：断層変位追従型免震支承の模索，第一回日本地震工学研究発表・討論会梗概集，No.248，2001
- 15) 小宮晃：活断層を横切るNZウェリントン市ソーントドン高架橋におけるキャッチ・フレームによる耐震補強，（財）建設技術研究所所報，2000
- 16) 川島一彦：リオン・アンティリオン橋の耐震設計，橋梁と基礎，Vol.35, No.3, pp.33-36，2001
- 17) （社）日本道路協会：軟弱地盤対策工指針 昭和61年11月，1986
- 18) （社）日本道路協会：道路構造令の解説と運用 昭和58年10月，1983
- 19) 建設省河川局治水課：河川堤防耐震点検マニュアル 平成7年3月，1995
- 20) 河川構造物地震対策技術検討委員会報告書 平成8年3月，1996年
- 21) （社）日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説－1997年版－ 平成9年8月，

1997

- 22) (社) 日本ガス協会：一般（中・低圧）ガス導管耐震設計指針 昭和57年3月, 1982
- 23) 常田賢一：地震防災・耐震技術の新たな視点, 土木研究所資料第3773号, pp.61-80, 2001
- 24) 川島一彦：断層変位に対する橋梁の対策, 土木学会全国大会研究討論会：断層進展およびこれに直接関連する被害と今後の課題, pp.7-9, 2000
- 25) Unjoh, S. and Kondoh, M : Analytical study on the effect of fault displacement on the seismic performance of bridge structures, Proc. 2<sup>nd</sup> International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on Transportation Structures, NCREC, Taiwan, pp.222 – 233, 2000
- 26) 常田賢一：土木構造物における地震断層の工学的対応に関する一考察, 第11回日本地震工学シンポジウム, pp.947-952, 2002
- 27) 常田賢一：土木構造物における地震断層の工学的対応に関する考察, 土木学会論文集（投稿中）

## 第6章 結 論

1964年新潟地震および同年アラスカ地震，1983年日本海中部地震，および1999年トルコ・コジャエリ地震および同年台湾・集集地震は，それぞれにおいて，地盤の液状化，地盤流動および地表地震断層が土木構造物の被害に直接関わる要因として着目され，地盤の耐震性に関する調査および研究，さらには耐震対策への展開の契機となった。

しかし，本研究の着手時点においては，液状化の発生の程度および構造物に対する影響，地盤流動の発生機構，流動変位量および流動力の発生機構，さらに，地震断層に対する土木構造物の具体的な対応策に関する研究は少なく，必然的に設計等の考え方も未確立の状況にあった。

このような背景の下，本研究は，文献調査，被害履歴調査，現地地盤調査，現地データ分析，振動3軸試験，振動台実験，新たに考案した載荷試験および牽引実験，簡易計算，数値解析などを実施することにより，液状化の発生の程度およびその影響を簡易かつ定量的に評価する方法，地盤流動の発生機構，流動量の簡易評価方法および流動力の発生機構，および土木構造物における工学的な視点からの地震断層への対応方法を検討した。

その結果，液状化の発生特性および液状化ポテンシャルの評価に関して，液状化する砂質土の原位置動的せん断強度比の簡易評価式，土層／土要素の液状化ポテンシャルを簡易評価する「液状化抵抗率」および地盤の液状化ポテンシャルを簡易評価する「液状化抵抗指数」を提案した。また，液状化抵抗率に内在する液状化の発生確率の分布特性を提示した。

また，地盤流動の発生特性および流動変位量の評価に関して，地盤流動に関与する4つの地盤条件，つまり「流動範囲長」，「液状化層厚」，「不飽和表層厚」および「地表面の平均勾配と液状化層下面の平均勾配のうち大きい方の勾配」を提示するとともに，これらの要因を用いた流動変位量の簡易評価方法を提案した。

さらに，土木構造物に対する液状化および地盤流動の影響評価に関して，過剰間隙水圧比の簡易評価方法，地盤反力係数比の簡易評価方法，地盤の液状化危険度および橋梁の液状化被害危険度の簡易評価方法および液状化に対する道路橋の耐震性の簡易点検方法を提案するとともに，ほぼ完全液状化状態における流動地盤は流体としての特性を持つこと，杭に作用する流動力の発生特性，地中構造物の浮き上がりの発生機構および影響要因，地中構造物の浮き上がりに対する抑制壁構造の効果を明らかにした。

最後に，土木構造物に対する地震断層の影響評価に関して，地震断層に対する工学的な基本姿勢を提案するとともに，土木構造物の構造形態に応じた計画，設計，地震直後および復旧の各段階において，橋梁，堤防等および埋設管の構造形態に対応した対策技術を提示することにより，地震断層への対応は十分可能であることを明らかにした。

各章の結果を要約すると，以下通りである。

第1章は序論であり，本研究の背景，目的および論文構成について述べている。

第2章では，液状化の発生特性および液状化ポテンシャルの評価に関して，振動3軸試験，振

動台実験，現地地盤調査，被害履歴調査を実施し，土層の液状化ポテンシャルの簡易評価方法および地盤の液状化ポテンシャルの簡易評価方法を検討するとともに，それらの評価方法の検証を実施した。その結果，砂質土の原位置動的せん断強度比をN値，有効上載圧および平均粒径の3つの基本データを用いて推定する簡易評価式を提案した。また，土層／土要素の液状化ポテンシャルを動的せん断応力比および動的せん断強度比に基づいて評価する「液状化抵抗率」を提案し，液状化履歴および振動台実験によりその有効性を検証した。一方，地盤の液状化ポテンシャルを深度方向の分布特性を考慮した液状化抵抗率に基づいて評価する「液状化抵抗指数」を提案し，液状化履歴に基づいて評価基準を提示した。また，振動台実験により液状化発生の基本特性を明らかにした。さらに，液状化抵抗率を液状化既往履歴に適用することにより，液状化発生の深度分布特性，液状化抵抗率の液状化地点と非液状化地点における度数分布特性および液状化抵抗率に内在する液状化の発生確率の分布特性を明らかにした。

第3章では，地盤流動の発生特性および流動量の評価に関して，振動台実験，数値解析および被害履歴調査を実施し，地盤流動の発生要因および流動変位量の簡易評価方法を検討するとともに，簡易評価方法の適用法を検討した。その結果，地表面の変位は過剰間隙水圧比がほぼ完全液状化状態において発生し始めること，および地盤流動に関与する主要な地盤条件は液状化層厚，不飽和層厚，地表面の勾配および斜面長の4要因であることを明らかにした。また，流動地盤全体のポテンシャルエネルギーを最小とすることにより，流動地盤の変位量を評価する数値解析法の適用性を検証した。さらに，「流動範囲長」，「液状化層厚」，「不飽和表層厚」および「地表面の平均勾配と液状化層下面の平均勾配のうち大きい方の勾配」の4要因を用いて，斜面中央および斜面上端における流動変位量を予測する簡易評価方法を提案した。

第4章では，土木構造物に対する液状化および地盤流動の影響評価に関して，振動3軸試験，振動台実験，新たに考案した載荷試験，新たな視点による牽引実験および現地データ分析を実施し，過剰間隙水圧の発生特性，液状化地盤の地盤反力の低減特性，杭に作用する流動力の発生特性，地中構造物の浮き上がり特性および液状化を考慮した道路橋の耐震性を検討した。その結果，液状化抵抗率を用いて「過剰間隙水圧比」を推定する簡易評価方法を提案するとともに，液状化抵抗率を用いて「地盤反力係数比」を推定する簡易評価方法を提案した。また，ほぼ完全液状化状態における流動地盤は流体としての特性を持つことを明らかにするとともに，杭に作用する流動力の発生特性を解明した。さらに，地中構造物が液状化により浮き上がるのは，構造物の周辺地盤から液状化土が構造物下方に回り込むことによることを明らかにした。さらに，地中構造物の浮き上がり量を予測する場合，あるいは浮き上がり対策を考える場合に，構造物下方の液状化層厚あるいは構造物の幅，さらには抑制構造などに留意する必要があることを指摘した。最後に，地盤の液状化ポテンシャルに関する「地盤の液状化危険度」および橋梁の基礎形式に応じた橋梁の液状化危険度の「液状化被害危険度」による簡易評価方法を提示するとともに，これらの評価指標を用いた液状化に対する道路橋の耐震性の簡易点検方法を提



示した。

第5章では、土木構造物に対する地震断層の影響評価に関して、被害履歴調査、簡易計算および文献調査を実施し、橋梁、堤防等および埋設管を対象として、地震断層の影響度、既往技術の適用範囲、地震断層に対する基本姿勢および地震断層対策を検討した。その結果、地震断層に対する工学的な基本姿勢を提案するとともに、土木構造物の計画、設計、地震直後および復旧の各段階における対策技術を提示した。これにより、橋梁、堤防・盛土・平坦道路および埋設管においては、影響変位量に対して構造物の計画、設計、地震直後および復旧の各段階に対応した、既存技術あるいは新たな工夫や技術を適用あるいは創出することにより、地震断層への対応は十分可能であることを明らかにした。

第6章は結論であり、本研究の内容および結果を要約した。

以上の通り、本研究により種々の成果が得られた。本研究の研究分野においては、以下の課題が今後の研究課題として考えられる。

- (1) 信頼性を考慮した液状化の評価
- (2) 液状化の面的発生特性の評価
- (3) 発生機構に基づく流動力の評価
- (4) 地盤と基礎構造物の時刻歴応答特性を考慮した液状化の影響評価
- (5) 地中構造物の浮き上がり量の評価
- (6) 液状化による土構造物の変状量の評価
- (7) 液状化危険度のハザードマップ化
- (8) 経済的かつ合理的な土構造物の耐震補強
- (9) 構造特性およびサービス水準を考慮した地震断層対策
- (10) 新たな実験技術・試験装置

## 謝 辞

本研究は、筆者が昭和51年4月に旧建設省土木研究所に入所して以来、3度に渡り土木研究所に籍を置いた際に取り組んだ研究のうち、地盤の液状化、流動化および活断層に係わる研究の成果をまとめたものです。これらの研究は多岐に渡っており、そのとりまとめに苦慮しましたが、研究成果を社会的に認知される形に集大成することができたのは、ひとえに大阪大学大学院工学研究科土木工学専攻 松井 保教授の御指導の御陰であり、深く感謝申し上げます。松井教授にはかれこれ10年以上前から、論文執筆をするように叱咤激励を頂いていましたが、なかなか腰が上がらず、御指導に充分応えることができないまま時間が経過するうちに、1995年兵庫県南部地震の発生という衝撃を受けました。この地震により、地震・耐震に係わる研究環境が大きく変貌した感があり、本論文の主要な内容が同地震発生以前の研究であることから、論文としての新規性等が危惧されたところです。しかし、現在の課題において本研究内容と大きく変わっていない部分、および本研究の発展的な部分もあることから、自らが携わった研究の経緯および近年の関連する諸研究を展望することによって、新たな示唆も得られるだろうとの認識に立つことにより、松井教授の御指導を得て、論文を執筆するに至りました。

論文作成に際して、大阪大学大学院工学研究科土木工学専攻 出口一郎教授および大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 谷本親伯教授には、論文の内容に関して貴重な御助言と御指導を頂き、心から感謝申し上げます。

さて、本研究のうち、道路橋示方書V耐震設計編等、現在の各種設計基準においても液状化ポテンシャルを評価する基本指標となっている液状化抵抗率 ( $F_L$ ) に関する研究は、入省後に配属された土木研究所地震防災部振動研究室において、地震防災部長の大橋昭光博士（現トピー工業（株）特別技術顧問）、振動研究室長の岩崎敏男博士（現（財）建設技術研究所理事長）および同主任研究員の龍岡文夫博士（現東京大学生産技術研究所教授）の御指導を得ながら、研究の一翼を担わせて頂いたものです。 $F_L$ による液状化の判定方法および $D_E$ によるその影響の評価方法が、少しずつ精度向上のために形を変えて、現在広く普及していることに感慨深いものがありますが、他方では一人歩きしないように原点に戻ってその意味を問い直してみるものの必要性も感じています。岩崎敏男博士には、現在も機会ある毎に御指導を頂いていますが、研究の意義および実務への反映に対する姿勢を教えて頂いたことに感謝申し上げます。また、龍岡文夫博士には、振動台実験、振動3軸試験、設計基準への反映を通じて、実現象を正確に知ることの大切さと設計への反映に当たっての工学的な視点を学ばせて頂いたことに感謝申し上げます。さらに、液状化の研究課題に対して、振動台実験、振動3軸試験等、振動研究室の同僚として一緒に研究しました吉田精一氏（現自営業）、後藤勝志（現国土交通省関東地方整備局）および木全俊雄氏（現国土交通省中部地方整備局）には、共に実験の難しさ等を肌身で感じながらも、和やかな雰囲気の中で研究ができたことに感謝いたします。

なお、液状化の発生特性およびその評価方法に関して、東京電機大学理工学部建設環境工学

科教授の安田 進博士および基礎地盤コンサルタンツ㈱の森本 巖氏には、関連調査の実施、研究成果の取りまとめ等、幅広く御指導を頂きましたことに感謝申し上げます。

次に、本研究のうち、液状化に起因する地盤流動に関する研究は、2度目に振動研究室に籍を置いた平成元年以降において、地震防災部長の佐々木 康博士（現広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻教授）の御指導を得ながら実施したものです。当時は地盤流動に対する関心が高まり、関連研究も広く実施され始めた時期にありましたが、液状化に対する新しい課題に取り組むことが出来たことは幸運でありました。共に研究に従事した松本秀應氏（現国土交通省河川局）、佐谷祥一氏（現国土交通省関東地方整備局）、二宮嘉朗氏（現国土交通省北海道開発局）、東 拓生氏（現国土交通省関東地方整備局）、岩崎秀明氏（現国土交通省道路局）および福井次郎氏（現独立行政法人土木研究所構造物研究グループ）には、流動変位量、流動力、地中構造物の浮き上がり、液状化を考慮した耐震点検方法等、新しくかつ多岐に渡る研究課題に対して精力的に取り組んで頂き、その成果が本論文の主要な部分となっていることに対して感謝致します。また、地盤流動に関して、交流研究員として在籍した森 利弘氏（現㈱熊谷組技術研究所）および浜田友康氏（現鹿島建設㈱土木設計部）には、それぞれ護岸部の流動特性および流動力に関する実験研究に従事して頂き、本研究の展開に御尽力頂いたことに感謝致します。

また、流動変位量の予測方法に関する研究は、東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻教授の東畑郁生博士が招聘研究員として旧土木研究所に在籍された際に、その御指導の下で進められたものでありますが、土木研究所における大型模型振動実験の成果が数値解析方法と融合して、流動変位量の簡易予測方法の提案に展開できたと考えています。また、本論文の執筆に際しても御指導を頂きました。さらに、地盤流動に関する研究の先駆者である早稲田大学理工学部土木工学科教授の濱田政則博士には、本論文の地盤流動に関する研究の実施に際して、幅広い見地から御指導および御助言を頂いています。両博士の御指導に対して深く感謝申し上げます。

本研究の3つ目の課題である地表地震断層に関する研究は、3度目に旧土木研究所に籍を置いた平成12年度（2000年度）以降のものです。1999年のトルコ・コジャエリ地震および台湾・集集地震において地震断層による被害が発生し、地震断層に対する社会的な関心が高まり、関連研究も少しずつ実施され始めた時期にありました。また、地震調査推進本部から活断層の特性が公表されつつあることもあり、土木分野においても避けて通れない課題として位置付けて、その取り組みの姿勢を明らかにできないかとの思いから実施した研究であります。地震断層の発生特性に関して、（財）電力中央研究所の大友敬三博士および上田圭一博士から参考文献の収集に御協力を頂いています。また、地表地震断層に関する研究に精力的に取り組まれている東京大学生産技術研究所教授の小長井一男博士には、関連研究の情報交換、研究の実施方法等に関して、御指導を頂いています。ここに深く感謝申し上げます。

特に、東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻教授の川島一彦博士には、直接の研究分野は異なっていましたが、旧土木研究所千葉支所およびつくばに在籍された時代から現在に至るまで何かと叱咤激励を頂くとともに研究に対する取り組みの姿勢を教えて頂き、深く感謝申し上げます。

また、旧土木研究所耐震技術研究センターおよび現在の勤務先である独立行政法人土木研究所において、それぞれ振動研究室長および上席研究員（振動担当）の田村敬一博士、耐震研究室長および上席研究員（耐震担当）の運上茂樹博士、旧土木研究所耐震技術研究センターおよび国土交通省国土技術政策総合研究所において、それぞれ動土質研究室長および地震災害研究官の松尾 修氏には、常日頃の研究業務において何かと支援を頂きました。

最後に、御1人御1人の名前は挙げませんが、日頃の業務で支援を頂いている独立行政法人耐震研究グループおよび国土技術政策総合研究所危機管理研究センター地震防災研究室の職員の皆様に感謝申し上げます。なお、論文執筆に際して、非常勤職員の小林真理さんと山田知子さんには、図のトレース等の御手伝いを頂きました。ここに、厚く御礼申し上げます。

振り返ると、昭和51年（1976年）から今日までの27年余のうち、筆者が耐震分野で研究に従事した13年余において、日本国内で発生し、顕著な被害をもたらした主な地震は、

|                            |                              |
|----------------------------|------------------------------|
| 1978年 1月14日伊豆大島近海地震(M=7.0) | 1978年 6月 4日島根県中部地震 (M=6.1)   |
| 1978年 6月12日宮城県沖地震 (M=7.4)  | 1989年12月 9日伊豆半島東方沖地震 (M=5.5) |
| 1993年 1月15日釧路沖地震 (M=7.8)   | 2000年 7月 1日新島・神津島近海地震(M=6.4) |
| 2000年10月 6日鳥取県西部地震 (M=7.3) | 2003年 5月26日宮城県沖の地震 (M=7.1)   |

の8地震であります。一方、27年余では、上記以外の地震として、

|                            |                             |
|----------------------------|-----------------------------|
| 1983年 5月26日日本海中部地震 (M=7.7) | 1984年 9月14日長野県西部地震 (M=6.1)  |
| 1987年12月17日千葉県東方沖地震(M=6.7) | 1993年 7月12日北海道南西沖地震 (M=7.8) |
| 1994年10月 4日北海道東方沖地震(M=8.1) | 1994年12月28日三陸はるか沖地震 (M=7.5) |
| 1995年 1月17日兵庫県南部地震 (M=7.2) |                             |

の7地震があります。

平均的には、2年で1回程度の頻度で顕著な被害地震が発生していることとなりますが、地震に対して安全で安心できる社会基盤を創出するために、地震対策およびそのための研究開発の着実な推進が望まれます。

## 研究発表論文一覧

### 審査付論文

- 1) Tatsuoka, F., Iwasaki, T., Tokida, K., Yasuda, S., Hirose, M., Imai, T. and Konno, M. : A method for estimating undrained cyclic strength of sandy soils using standard penetration resistances, *Soils and Foundations*, Vol.18, No.3, pp.43-58, 1978
- 2) 岩崎敏男・龍岡文夫・常田賢一・安田進：地震時地盤液状化の程度の予測について、土と基礎、第28巻、第4号、pp.23-29, 1980
- 3) Tatsuoka, F., Yasuda, S., Iwasaki, T., and Tokida, K. : Normalized Dynamic Undrained Strength of Sands Subjected to Cyclic and Random Loading, *Soils and Foundations*, Vol.20, No.3, pp.1-16, 1980
- 4) Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K. : Simplified Procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.3, No.1, pp.49-58, 1984
- 5) Sasaki, Y., Towhata, I., Tokida, K., Yamada, K., Matsumoto, H., Tamari, Y. and Saya, S. : Mechanism of Permanent Displacement of Ground Caused by Seismic Liquefaction, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.3, pp. 79-96, Sept. 1992
- 6) Towhata, I., Sasaki, Y., Towhata, I., Tokida, K., Matsumoto, H., Tamari, Y. and Yamada, K. : Prediction of Permanent Displacement of Liquefied Ground by Means of Minimum Energy Principle, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.3, pp. 97-116, Sept. 1992
- 7) 常田賢一：土木構造物における地震断層の工学的対応に関する一考察，第11回日本地震工学シンポジウム，pp.947-952, 2002
- 8) 常田賢一：土木構造物における地震断層の工学的対応に関する考察，土木学会論文集（投稿中）

### 国際会議投稿論文

- 1) Ohashi, A., Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Tokida, K. : A practical procedure for assessing earthquake-induced liquefaction of sandy deposits, *Proc. 10<sup>th</sup> Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects*, Gaithersburg, USA, pp.160-177, 1978
- 2) Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Tokida, K. and Yasuda, S. : A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan, *Proc. 2<sup>nd</sup> International Conference on Microzonation for Safer Construction Research and Application*, pp.885-896, 1978
- 3) Yasuda, S. and Tokida, K. : Soil liquefaction evaluation with use of standard penetration resistances, *Proc. 7<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, pp.387-394, 1980
- 4) Iwasaki, T., Tokida, K. and Kimata, T. : Studies on liquefaction of sands during earthquakes, *Proc. 13<sup>th</sup> Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects*, Tsukuba, Japan, pp.185-210, 1981
- 5) Iwasaki, T. and Tokida, K. : Soil liquefaction potential evaluation with use of the simplified procedure , *Proc. International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St.louis, pp.209-214, 1981
- 6) Tokida, K. : Earthquake disaster and approach to damage reduction, *Proc. ESCAP/UNDRO Regional Symposium on IDNDR*, Bangkok, Thailand, 1991
- 7) Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H. and Saya, S. : Experimental study on lateral flow of ground due to soil liquefaction, *Proc. 2<sup>nd</sup> International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St.Louis, USA,

- pp.263-270, 1991
- 8) Tokida, K., Fukui, J. and Matsumoto, H. : Simplified procedure for inspecting earthquake resistant potential of highway bridge against soil liquefaction, Proc. 23<sup>rd</sup> Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Tsukuba, Japan, pp.394-405, 1991
  - 9) Tokida, K., Matsumoto, H. and Saya, S. : Visual information system for seismic ground hazard zoning, Proc. 4<sup>th</sup> U.S.-Japan Workshop on Earthquake Disaster Prevention of Lifeline System, Los Angeles, USA, pp.35-51, 1991
  - 10) Towhata, I., Sasaki, Y., Tokida, K. and Matsumoto, H. : Permanent displacement of liquefied ground, Proc. 9<sup>th</sup> Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.437-440, 1991
  - 11) Tokida, K., Matsumoto, H., Towhata, I. and Sasaki, Y. : Study on prediction of lateral ground flow by soil liquefaction and its influence on piles, Proc. 24<sup>th</sup> Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Gaithersburg, USA, pp.329-338, 1992
  - 12) Tokida, K. and Matsumoto, H. : Spatial characteristics of soil liquefaction and induced behavior of underground pipelines, Proc. 10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, pp.1503-1509, 1992
  - 13) Tokida, K., Matsumoto, H., Azuma, T. and Towhata, I. : Simplified procedure to estimate lateral ground flow by soil liquefaction, Proc. 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Bath, UK, pp.381-396, 1993
  - 14) Tokida, K., Ninomiya, Y. and Azuma, T. : Liquefaction potential and uplift deformation of underground structure, Proc. 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Bath, UK, pp.365-380, 1993
  - 15) Tokida, K., Iwasaki, H., Matsumoto, H. and Hamada, T. : Liquefaction potential and drag force acting on piles in flowing soils, Proc. 6<sup>th</sup> International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Bath, UK, pp.349-364, 1993
  - 16) Tokida, K., Tamura, K. and Matsuo, O. : State of the arts on research and development in earthquake disaster prevention of lifeline facilities in JAPAN, Proc. 33<sup>rd</sup> Joint Meeting of U.S.-Japan Panel on Wind and Seismic Effects, Tsukuba, Japan, pp.129-148, 2001
  - 17) Matsui, T., Oda, K., Tokida, K. and Yasuda, F. : Performance and practice on bored piles subjected to earthquake, Proc. 4<sup>th</sup> International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, Belgium, pp.103-116, 2003