

4. 液状化時における地盤の変形挙動および地盤—杭の連成挙動と予測

4.1 概説

レベル2地震動に対する基礎や構造物の耐震設計では、要求される性能に対する性能照査に基づいた検討が重要となる。これを地盤の観点からみた場合、レベル2地震動時における地盤の変形をいかに適切に予測できるかがポイントとなる。特に、レベル2地震動では、従来、液状化検討の対象外と判断されていた密な砂や砂礫地盤に対しても、単純に液状化安全率で評価すると、液状化発生の可能性あり、と判定されるケースが大いに想定される。しかし、これまでの巨大地震における被害の調査事例に基づく、緩い砂や砂礫地盤の液状化に伴う被害に比べ、締固めた密な砂、砂礫地盤の被害は一般的に軽微であることが多い。これは、締固まった密な地盤は、地震の繰返しせん断に対してねばり強さを発揮するためと考えられている。

本章では、レベル2地震動に対して液状化の対象になると考えられる密な地盤までを含め、地盤の変形挙動とその予測に用いられる各種構成則の適用性について検討する。また、液状化地盤との相互作用問題として工学的に重要な基礎形式である杭基礎を取り上げ、連成挙動としての被災事例、実験的・解析的研究の分析を行うとともに、既往の各種数値解析手法を用いて、実際に液状化地盤で杭の損傷が生じたと考えられる事例を対象とした解析的検討を行い、予測手法の現状と今後の課題などをまとめる。

4.2 非排水繰返しせん断時の砂・砂礫の変形挙動と予測手法

本節では、地震時のような非排水繰返しせん断力が地盤に作用した時の変形挙動を要素レベルで検討するため、これまでに各機関で実施した砂、砂礫の非排水繰返しせん断試験データを収集し、様々な密度条件における変形挙動を体系的に検討する。さらに、代表的な試験結果を対象に、いくつかの構成則による数値シミュレーションを行い、要素レベルでの変形予測に対する適用性を検討する。

4.2.1 室内試験結果に基づく砂・砂礫の非排水繰返しせん断時における変形挙動の分析

4.2.1.1 試験データと整理方法

砂、砂礫を対象とした非排水繰返しせん断試験のデータは、本委員会参加機関を中心に、表4.2.1-1に示す機関より提供された。

砂については、豊浦砂、ネバダ砂、不攪乱砂のデータであり、このうち不攪乱砂は、凍結サンプリングによって採取された試料である。一方、砂礫については、まさ土と調整試料に分類される。まさ土は、ポートアイランドならびに東灘で凍結サンプリングによって採取された不攪乱試料であり、ポートアイランド内の採取地点は、神戸埠頭梱包団地協同組合と神戸市中央区港島の2地点である。調整砂礫は、室内において礫分含有率を人工的に変化させて作成した試料で、礫分含有率0%(砂)、10%、40%に調整されている。

データの提供に際しては、可能な限り具体的なデータを取得する目的で、以下に示す項目についてとりまとめを依頼した。

- ① 試験に供した材料と基本的な物理特性（材料名、粒度分布、比重、最大・最小密度など）
- ② 試験に用いた装置（三軸、中空ねじり）
- ③ 供試体のサイズと供試体作成方法（室内調整試料の場合）
- ④ 試験時の条件（供試体相対密度、拘束圧、圧密条件(等方、異方)
- ⑤ 応力、ひずみ、間隙水圧の時刻歴データ
- ⑥ 非排水繰返しせん断強度曲線(液状化強度曲線)（過剰間隙水圧上昇量、ひずみ振幅）

表4.2.1-2には、それぞれ試料の代表的な物理特性として、比重(G_s)、最小間隙比(e_{min})および最大間隙比(e_{max})の値を示している。砂礫の最大・最小密度試験は、内径15cm～20cm、高さ20cm～30cmの大型モールドが用いられており、最小密度は、礫試料を高さゼロからハンドスコップでゆっくり投入する方法を採用しているのに対して、最大密度は、数層に分けてモールド外壁を加振する方法、パイプレーター付きサーチャージによって加振する方法など、機関によって異なっている。

図4.2.1-1に、各機関において試験に供された砂、調整砂礫試料、まさ土の粒度分布を示す。まさ土は、データ数が多い上、すべて原位置において凍結サンプリングされた試料であることから、採取場所、深度によって粒度分布が異なるため、採取場所(ポートアイランド、東灘)ごとに分布曲線の幅で示している。図によると、ポートアイランドに比べて東灘のまさ土の粒度分布は全体的に上位に位置しており、東灘の方が、細粒分含有率が多く、礫分含有率が少ないようであることがわかる。

提供された試験データの内、本報告に関連するデータの主要な条件を材料ごとに表4.2.1-3(a), (b), (c)に示す。砂を対象とした中空ねじりせん断試験における供試体寸法は、すべての機関において外径10cm、内径6cmとしているが、高さについ

では約10cmと20cmの2種類となっていた。砂を対象とした繰返し三軸試験における供試体寸法は、すべての機関で標準的な直径5cm、高さ10cmであった。一方、砂礫を対象とした繰返し三軸試験の供試体寸法は、直径10cm～20cm、高さ20cm～30cmの中型試験機を用いていた。

データ整理では、これら基本データに対して、試験装置に応じて繰返し回数ごとに以下の値を中心に算出した。

繰返し三軸試験：

最大・最小軸応力、最大・最小軸ひずみ、軸差応力振幅、軸差応力比振幅、両振幅軸ひずみ、過剰間隙水圧、過剰間隙水圧比、平均有効主応力、過剰間隙水圧変動、過剰間隙水圧比変動、平均有効主応力変動、軸ひずみ振幅増分、過剰間隙水圧増分、過剰間隙水圧比増分、平均有効主応力増分

中空ねじりせん断試験機：

最大・最小せん断応力、最大・最小せん断ひずみ、せん断応力振幅、せん断応力比振幅、両振幅せん断ひずみ、過剰間隙水圧、過剰間隙水圧比、平均有効主応力、過剰間隙水圧変動、過剰間隙水圧比変動、平均有効主応力変動、せん断ひずみ振幅増分、過剰間隙水圧増分、過剰間隙水圧比増分、平均有効主応力増分

ここで、「・・・変動」とは、繰返し1波内における変化量を、「・・・増分」とは、繰返し回数間の増分値を指す。

以降の分析では、上記のデータの内、主要なデータを必要に応じて取り上げてまとめている。

表 4.2.1-1 データとデータ提供機関

装置	材料	名称	データ提供者機関
中空ねじり	砂	豊浦砂	東京電機大学, 東京大学生研, 佐藤工業(株), 北見工業大学
三軸	砂	豊浦砂	中央大学
		ネバダ砂	大林組
		利根川砂	中央大学
		不攪乱砂	東北大学
	砂礫	まさ土 (ポートアイランド, 東灘)	大林組, 中央大学, 竹中工務店
		調整	中央大学

表 4.2.1-2 各材料の代表的な物理特性

材料名	比重 (Gs)	最小間隙比 (e_{min})	最大間隙比 (e_{max})
豊浦砂	2.643	0.605	0.967
ネバダ砂	2.638	0.527	0.884
不攪乱砂	2.732	0.756	1.203
調整試料No.1*1	2.696	0.794	1.250
調整試料No.2	2.697	0.467	0.898
調整試料No.3	2.655	0.303	0.585
まさ土*2	2.630	0.260	0.680
まさ土*3	2.630	0.439	0.706
まさ土*4	2.624	0.323	0.786

*1 利根川砂

*2 ポートアイランド神戸埠頭梱包団地協同組合

*3 ポートアイランド中央区港島

*4 東灘

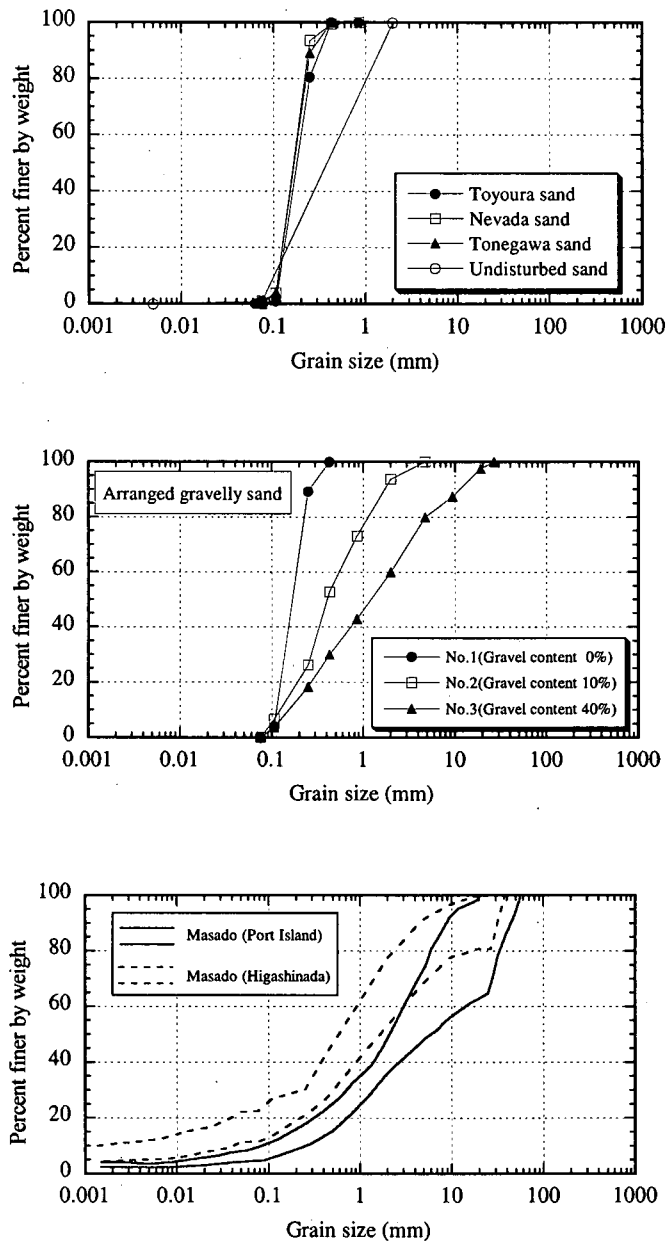


図 4.2.1-1 試験に供された材料の粒度分布曲線
(上段：砂，中段：調整砂礫，下段：まさ土)

表 4.2.1-3(a) 試験データの主な条件 (砂)

装置	材料	材料名	Dr (%)	σ_{mo}' (kPa)	Ko
中空ねじり	砂	豊浦砂	60	100	1.0
			70		
			80		
			90		
三軸	砂	利根川砂	50	100	1.0
		利根川砂	70	100	
		ネバダ砂	70	60	
		利根川砂	90	100	
		不攪乱砂	90	70	

表 4. 2. 1-3 (b) 試験データの主な条件 (調整砂礫)

装置	材料	材料名	Dr (%)	σ_{mo}' (kPa)	Ko
三軸	砂礫	調整試料1 (礫分含有率0%)	50	100	1.0
			70		
			90		
		調整試料2 (礫分含有率10%)	50		
			70		
			90		
		調整試料3 (礫分含有率40%)	50		
			70		
			90		

調整砂礫1は利根川砂

表 4. 2. 1-3 (c) 試験データの主な条件 (まさ土)

装置	材料	Dr (%)	σ_{mo}' (kPa)	Ko	層順		
三軸	まさ土 Port Island 神戸埠頭梱包団地協同組合(機関A)	94.0	108	1.0	第1層		
		94.2					
		94.2					
		93.3					
		82.2					
		78.4	127		第2層		
		84.9					
		93.0					
		87.0	167		第3層		
		95.4					
		95.2					
		68.0					
		65.5	186		第4層		
		84.3					
		81.2					
	100.2						
	まさ土 Port Island 神戸埠頭梱包団地協同組合(機関B)	86.7	103	1.0	第1層		
		47.9					
		63.9					
		60.0	141		第2層		
		104.1					
		102.9	176		第3層		
		88.3					
		57.6					
		58.5	193		第4層		
		65.7					
		まさ土 Port Island 神戸市中央区港島	103.4		88	1.0	第1層
			111.2				
	107.5						
	114.4						
	85.2		157	第2層			
	111.7						
	138.9						
	102.5		196	第3層			
	122.0						
	121.3						
	121.9						
	まさ土 東灘	50.2	137	1.0	第1層		
		43.3					
		52.3					
		96.6	152		第2層		
		75.5					
90.0		169	第3層				
100.8							
78.1							

4.2.1.2 データ分析

以下のデータ分析においては、砂、砂礫、まさ土に分類して、数%程度以上の大ひずみ領域における非排水繰返しせん断変形挙動についてまとめる。相対密度ごとの応力-ひずみ関係、有効応力経路、非排水繰返しせん断強度(液状化強度)については、中空ねじりせん断試験装置を用いた砂の実験結果のみを具体的に取上げて、その特徴を述べることにする。また、変形挙動の比較においては、様々な比較項目が考えられるが、ここでは、過剰間隙水圧比、両振幅せん断ひずみ、両振幅せん断ひずみ増分の相互関係を中心に分析を行う。

(1) 非排水繰返しせん断時における砂の変形挙動

(a) 非排水繰返しせん断時における応力-ひずみ関係、有効応力経路の特徴

密度の違いによる砂の非排水繰返しせん断挙動を比較するため、中空ねじりせん断試験による豊浦砂の応力-ひずみ関係および有効応力経路の代表的な試験結果を図4.2.1-2示す。いずれも、初期平均有効主応力(初期拘束圧)は100kPaであり、 $K_0=1.0$ の等方圧密状態からせん断試験が行われている。

密度の違いにかかわらず、繰返しと伴に過剰間隙水圧が上昇し、最終的にはサイクリックモビリティを生じながらほぼ平均有効主応力ゼロの状態に至ることがわかる。しかし、 $D_r=60\%$ の中密砂では、サイクリックモビリティ状態に至った段階で除荷時に過剰間隙水圧が大きく上昇し、その後のせん断応力の載荷に伴うひずみの発生量が大きく、繰返しごとに数%オーダーでひずみが増加して、2~3回程度の繰返しで両振幅10%を超過するほどの変形を生じている。それに対して、 $D_r=90\%$ の密な砂では、応力比で0.4程度とかなり大きな繰返しせん断応力を載荷しているにもかかわらず、サイクリックモビリティを繰返ししながら徐々に過剰間隙水圧が上昇し、それに伴ってひずみが進行する特徴的な挙動を示しており、繰返しに伴うひずみ増分の増分も小さい。すなわち、密な砂では、かなり大きな繰返しせん断を受けても、緩い砂のような急激な変形の増加は生じず、徐々に変形が進むねばり強さを発揮するといえる。

(b) 非排水繰返しせん断強度(液状化強度)の特徴

非排水繰返しせん断強度におよぼす密度の影響を比較するため、豊浦砂を用いた中空ねじりせん断試験による試験結果を図4.2.1-3に示している。ここでは、強度の定義として、両振幅せん断ひずみ1.5%、3.0%、7.5%ならびに過剰間隙水圧比0.95の4通りを与えて整理している。

相対密度60%の場合には、いずれの強度定義に対しても、強度はほとんど一致しており、中密な砂では、過剰間隙水圧比が概ね1.0まで上昇し、有効応力がゼロに近い状態に至ると、引き続くせん断により一気に変形が増大するため、強度として定義するひずみの大きさの違いによる非排水繰返しせん断強度の差異がほとんど現れないことがわかる。

一方、砂の相対密度が大きくなるに従い、強度の定義によって非排水繰返しせん断強度が異なってくる。特に、相対密度90%の非常に締まった砂にその傾向が顕著に現れており、(1)で指摘したとおり繰返し載荷の進行に対して、砂は破壊的な大変形を生じず、徐々に変形が進行していくことを裏付けている。また、強度の定義による非排水繰返しせん断強度の差は、繰返し回数の小さい領域において顕著であるといえる。

(c) 非排水繰返しせん断時の変形挙動

図4.2.1-4は、中空ねじりせん断試験装置を用いた豊浦砂の非排水繰返しせん断試験による繰返し回数と両振幅せん断ひずみ、両振幅せん断ひずみ増分の関係を、相対密度ごとに示している。

相対密度に依らず、繰返し応力比が大きいほど少ない繰返し回数でひずみ振幅、ひずみ振幅増分が急増する。

ひずみ振幅に着目すると、相対密度 $D_r=60\%$ ならびに $D_r=70\%$ の中密な砂では、ひずみ振幅の急増点に至ると、少ない繰返し回数で10%を超過する大ひずみが発生するのに対して、 $D_r=90\%$ の密な砂では、かなり大きな応力比で繰返し載荷しているにもかかわらず、繰返しにしたがって振幅が漸増していく。

一方、ひずみ振幅増分については、ひとつ特徴点が認められる。すなわち、増分の急増点はひずみ振幅と同じタイミングであるが、ひずみ振幅が繰返し回数の増加に対して概ね単調に増加する傾向を示すのに対して、ひずみ振幅増分は、ある値まで増加した後、その後の繰返し載荷によってむしろ増分値が減少する傾向を示すデータが比較的多く認められることである。

図4.2.1-5は、上記のひずみ振幅増分に関する特徴をより詳細に調べるため、相対密度ごとに両振幅せん断ひずみと両振幅せん断ひずみ増分の関係をプロットしたものである。

両振幅ひずみ増分は、両振幅ひずみの増加に伴って増加するが、しだいに頭打ちをする傾向があり、 $D_r=80\%$ 以下の中密から密な砂においても6~10%前後のひずみ振幅に至ると、ひずみ振幅の増加は一定値を示し、その後の繰返し載荷に対しては、ひずみ振幅増分が低下する。一方、 $D_r=90\%$ の非常に密な砂でも類似の傾向が認められるが、0.4を超過するような大きな応力

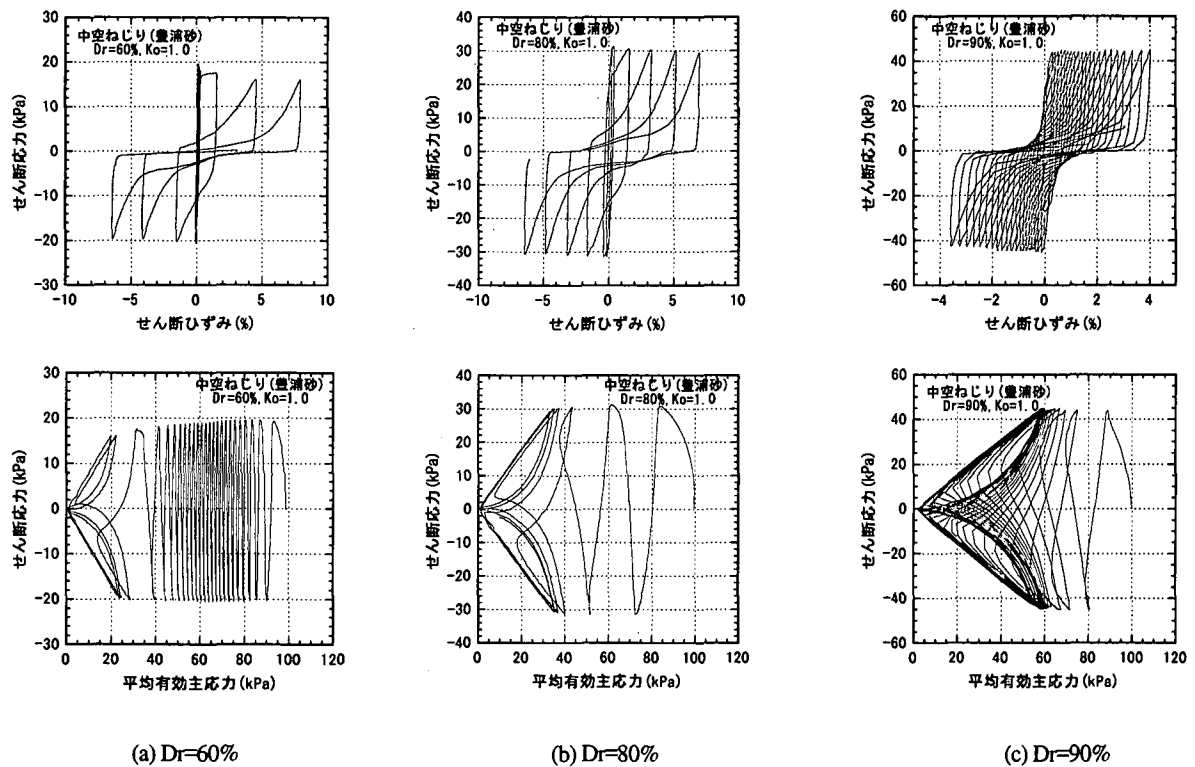


図 4.2.1-2 密度の違いによる応力-ひずみ関係, 有効応力経路の比較(中空ねじり, 豊浦砂)

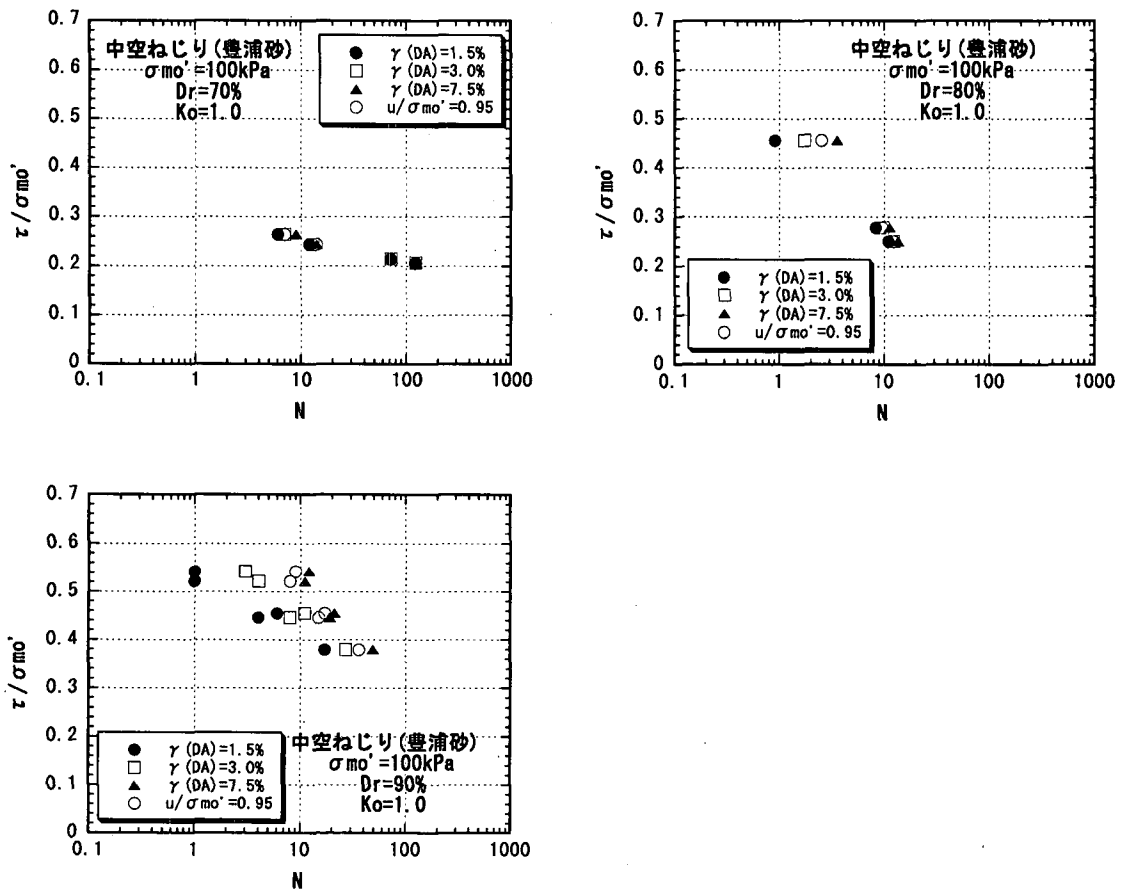


図 4.2.1-3 密度の違いによる非排水繰返しせん断強度の比較(中空ねじり, 豊浦砂)

比のもとでの繰返し载荷にもかかわらず、他の相対密度に比べてひずみ振幅の増分が頭打ちに到達する時の両振幅せん断ひずみは小さいようである。

さらに、頭打ちに至る時の両振幅せん断ひずみ増分の絶対値に着目すると、 $Dr=60\%$ 程度の砂では5~6%程度であるのに対して、 $Dr=90\%$ になると、0.5~0.8%の小さな値でひずみ振幅増分値が頭打ちしていることがわかる。すなわち、中密な砂では、両振幅せん断ひずみが大きくなると、繰返しにともなう両振幅せん断ひずみの増分もかなり大きく、大きな変形に至った砂は、より大きな変形を生じせしめる特性を潜在的に有しているが、締まった砂は、大きな繰返しせん断応力の作用によって大きな変形を生じて、その後の繰返しせん断による変形の増大は小さく、粘り強い大きな抵抗を潜在的に有していることが示唆される。

図4.2.1-6には、過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみの関係を、相対密度ごとにプロットした。 $Dr=90\%$ の結果では、過剰間隙水圧比が1.0付近に到達していないものもあるが、概ね1.0まで到達したデータを比較すると、相対密度が大きくなるにしたがって過剰間隙水圧の増加に伴うひずみ振幅の増加傾向が滑らかになってくるが、いずれの相対密度に対しても、過剰間隙水圧比が0.8を超過した付近からひずみ振幅が急増する傾向が見て取れる。ただし、中密な砂($Dr=70\%$ 程度以下)では、過剰間隙水圧比が1.0付近に到達すると、ひずみ振幅が急増するが、 $Dr=90\%$ の非常に締まった砂では、中密な砂に見られるようなひずみ振幅の急増は認められない。

図4.2.1-7には、過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみ増分の関係を示した。過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみとの関係で指摘した通り、過剰間隙水圧比が0.8を超過した付近から両振幅ひずみも急増する傾向があるが、ひずみ振幅増分も0.8を超過したあたりから急増する傾向がある。ただし、 $Dr=90\%$ の非常に密な砂では、中密な砂ほどその傾向が顕著ではなく、ひずみ振幅の増分値自体も小さい。

図4.2.1-5において、ひずみ振幅の増分が頭打ちし、その後はむしろ低下する傾向にあることを示したが、この傾向は過剰間隙水圧比が概ね1.0付近に至った状態、すなわち、初期液状化に近い状態まで過剰間隙水圧が上昇し、サイクリックモビリティを生じている状態で発生しているようである。

図4.2.1-8~図4.2.1-11には、同様の整理を繰返し三軸試験装置で行われた砂の非排水繰返しせん断試験結果に対して実施したものを示している。三軸試験では、相対密度 $Dr=50\%$ 、 70% 、 90% の3通りに対して整理を行った。材料は、利根川砂を中心に、 $Dr=70\%$ に対してはネバダ砂のデータを、 $Dr=90\%$ に対しては凍結サンプリングされた不攪乱砂のデータを参考として加えている。なお、利根川砂の実験は、すべて拘束圧98kPaの拘束圧で行われているが、ネバダ砂の実験は拘束圧60kPa、不攪乱砂は拘束圧70kPaで行われている。いずれも、等方圧密状態から非排水繰返しせん断が行われた(表4.2.1-3(a)参照)。

図4.2.1-8は、繰返し回数と両振幅軸ひずみ、両振幅軸ひずみ増分のプロットしている。全体的な傾向は、中空ねじりせん断と同様である。また、三軸試験の結果にも、中空ねじり試験結果と同じように、ひずみ振幅が繰返し回数の増加に対して概ね単調に増加するのに対して、ひずみ振幅増分はある値まで増加した後、増分値が減少する傾向が認められる。 $Dr=50\%$ の結果にこの傾向が認められないのは、おそらく比較的緩い状態であったため、大変形を生じた段階で伸張側で破壊したためと推察される。

図4.2.1-9に示した両振幅軸ひずみと両振幅軸ひずみ増分の関係に着目すると、 $Dr=70\%$ および $Dr=90\%$ の結果において、中空ねじり試験結果と同様に、ひずみ振幅の増加にもなってひずみ振幅増分が増加し、頭打ちを生じた後、低下傾向に転じている。ここで、 $Dr=70\%$ の結果を同じ相対密度の中空ねじり試験結果と比較すると、中空ねじりに比べてひずみ増分値の値がかなり小さくなっている。Tatsuoka et al.(1982)によると、乾燥砂の空中落下法で作成した供試体でも、三軸試験と中空ねじり試験では、少なくとも $Dr=70\% \sim 80\%$ の間において三軸による非排水繰返しせん断強度の方が、中空ねじりによる非排水繰返しせん断強度より大きくなるという指摘もある。今回のデータも供試体作成方法は乾燥砂の空中落下法によっており、三軸試験の方が同等のせん断ひずみ振幅(軸ひずみの1.5倍がせん断ひずみに相当)に対して、ひずみ振幅の増分が小さいことが非排水繰返しせん断強度の違いに関連しているものと推察される。 $Dr=90\%$ では、不攪乱砂が利根川砂に比べてひずみ振幅、ひずみ振幅増分ともに小さくなっている。これは、不攪乱砂がかなり固結していたことによるのではないかと考えられる。

図4.2.1-10には、過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみの関係を、図4.2.1-11には、過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみ増分の関係を示している。いずれの相対密度に対しても、過剰間隙水圧比が0.8~0.9を超過した付近からひずみ振幅が急増する傾向は、概ね中空ねじり試験結果と同様である。また、ひずみ振幅増分が低下に転じるのが過剰間隙水圧比が概ね1.0付近に至った状態の時であるのも中空ねじり試験の結果と整合している。

(2) 非排水繰返しせん断時における砂礫の変形挙動

(1)においては、砂の変形挙動について考察した、ここでは、同一の相対密度で礫分含有率が異なる場合の非排水繰返しせん断時における変形挙動の比較を行う。比較の対象とした材料は、利根川砂を礫分含有率0%とし、それを基準として礫分含有率を10%、40%と変化させたものである。各材料の粒度分布は図4.2.1-1に示す通りであり、相対密度は $Dr=50\%$ 、 70% 、 90% の3通りである。試験は繰返し三軸装置が用いられ、いずれも拘束圧100kPaで、等方圧密状態から非排水繰返しせん断が行わ

れている。

図 4.2.1-12 には、それぞれの相対密度での礫分含有率ごとの過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみの関係を示している。相対密度ならびに礫分含有率に依らず過剰間隙水圧比が 0.8~0.9 付近からひずみ振幅が急増する傾向は砂と同様である。Dr=50%では、礫を含まない砂では過剰間隙水圧比が 0.8 前後まで上昇すると、ひずみ振幅が一気に急増してしまうのに対して、礫分含有率が増加するにしたがって砂にみられるようなひずみ振幅の急増は認められる、繰返しと伴に徐々にひずみが進行する傾向が伺われる。

図 4.2.1-13 には、過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみ増分の関係を示した。かなりのデータのばらつきが認められるが、概して軸ひずみ増分は過剰間隙水圧比が 0.8 を超過したあたりから急増する傾向は砂と同様であり、1.0 付近ではひずみ振幅増分値が低下する傾向も見て取れる。

一方、図 4.2.1-14 に示した両振幅軸ひずみと両振幅軸ひずみ増分の関係に着目すると特徴的な挙動がより明確にわかる。まず、Dr=50%で礫分含有率 0%の砂では、先にも述べたとおり軸ひずみが大きくなるとひずみ振幅、ひずみ振幅増分ともに急増するが、それを除外するといずれもひずみ振幅増分はひずみ振幅の増大とともに頭打ちし、その後の繰返しせん断の継続によるひずみ振幅の増加に対して減少する傾向を示す。さらに、同一の相対密度でも、礫分含有率が増加するにしたがって頭打ちを生じるひずみ振幅増分のピーク値は小さくなる傾向があり、加えて、頭打ちを生じ始めるひずみ振幅も小さくなる傾向が伺われる。これは、同一相対密度であっても、礫分が増加するほど非排水繰返しせん断に対してより粘り強い変形特性を示すようになることを示唆しているようである(原ら 2000)。

(3) 非排水繰返しせん断時におけるまさ土の変形挙動

まさ土については、全ての試験が凍結サンプリングされた不攪乱試料を用いた原位置拘束圧条件での試験データであるため、試料の相対密度や拘束圧が実施機関、採取深度によって異なっている。そこで、以下のようにデータを分類して比較を行うことにした。

- ① ポートアイランドと東灘では別々に整理する。
- ② 相対密度を、Dr=50%~60%、Dr=70%~80%、Dr=90%の3つのカテゴリーに分類し、これらについては(2)で示した室内調整砂礫(礫分含有率 10%および 40%)の結果と並べて比較する。図 4.2.1-1 に示した粒度分布図によると、まさ土の粒度分布はばらつきがあるが、ポートアイランドのまさ土の礫分含有率はおよそ 50%~60%であり、東灘のまさ土では 20%~40%程度である。また、調整砂礫に比べてまさ土はいずれも均等係数が大きくなっている。また、拘束圧も試料によって異なっている場合がある。
- ③ Dr=60%、Dr=90%、Dr=100%のポートアイランド採取まさ土については、複数の拘束圧での試験データがあるため、それぞれの相対密度で拘束圧ごとにデータを整理して比較する。なお、試験時の拘束圧は原位置拘束圧を用いているため、必ずしも図中に記載している値ではないが、おおよその範囲で分類している。

図 4.2.1-15 には、過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみの関係の比較を示している。まさ土も調整砂礫と同様に、相対密度にかかわらず過剰間隙水圧比が 0.8 程度を超過するあたりからひずみ振幅が増大するといえる。また、礫分を含まない砂では、Dr=50%の場合に過剰間隙水圧比 0.8 付近からひずみ振幅が一気に急増することは先に述べたが、まさ土では砂のような急増は認められず、砂礫に近い挙動を示している。

図 4.2.1-16 には、過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみ増分の関係の比較を示した。調整砂礫と同様に、まさ土でも両者の関係はばらつきが大きい。過剰間隙水圧比が 1.0 付近に到達している場合には、ひずみ振幅増分が減少に転じる傾向が現れている。

図 4.2.1-17 には、両振幅軸ひずみと両振幅軸ひずみ増分の関係を示している。まさ土も、ひずみ振幅増分はひずみ振幅の増大とともに頭打ちし、その後の繰返しせん断によるひずみ振幅の増加に対して増分値は減少する傾向を示すのがわかる。また、Dr=50%の東灘まさ土がやや傾向が異なるようであるが、全体的にまさ土の方が調整砂礫に比べて同一のひずみ振幅に対するひずみ振幅の増分値が小さい傾向があるようで、相対密度が大きくなるほどその差が顕著になっており、礫分含有率 40%の調整砂礫と比べるとその傾向がより明確に見て取れる。

図 4.2.1-18 には、Dr=60%、Dr=90%、Dr=100%のまさ土について、拘束圧の違いによる両振幅軸ひずみと両振幅軸ひずみ増分の関係の比較を示している。今回のデータに関する限り、いずれの相対密度に対しても、拘束圧の違いによる両者の関係の顕著な差は認められない。

(4) まとめ

ここでは、砂、調整砂礫、まさ土について、中空ねじり装置や三軸装置を用いて様々な機関で実施した非排水繰返しせん断

試験結果を、特に大ひずみ領域における変形の観点から整理してみた。主な知見をまとめると以下のようになる。

- ① 中密な砂では、サイクリックモビリティ状態に至った段階で除荷時に過剰間隙水圧が大きく上昇し、その後の繰返し載荷で急激に大きな変形を生じるが、密な砂では、かなり大きな繰返しせん断を受けても急激な変形の増加は生じず、徐々に変形が進むねばり強さを発揮する。
- ② 中密な砂では、強度の定義に依らず非排水繰返しせん断強度(液状化強度)強度曲線がほとんど一致するが、密な砂では、強度の定義によって強度曲線が異なってくる。また、強度の定義による非排水繰返しせん断強度の差は、繰返し回数の小さい領域において顕著である。
- ③ 砂、調整砂礫、まさ土のいずれも、相対密度に依らず過剰間隙水圧比が概ね0.8を超過した付近からひずみ振幅が増加する傾向がある。
- ④ 砂、調整砂礫、まさ土のいずれも、両振幅ひずみ増分は両振幅ひずみの増加に伴って増加するが、しだいに頭打ちし、その後の繰返し載荷に対してはひずみ振幅増分が低下する傾向が認められる。また、この低下傾向は、概ね過剰間隙水圧比が1.0付近でサイクリックモビリティ状態にある時に生じている。
- ⑤ 礫分含有率が増加するほど、頭打ちを生じるひずみ振幅増分のピーク値は小さくなる傾向があり、頭打ちを生じ始めるひずみ振幅も小さくなる傾向が認められる。
- ⑥ まさ土の方が調整砂礫に比べて同一のひずみ振幅に対するひずみ振幅の増分値が小さい傾向があり、相対密度が大きくなるほどその差が顕著になるようである。

提供されたデータは限定されたものであり、上記の知見はその整理から得られたものである。ただし、これまで、非排水繰返しせん断試験はどちらかというと、非排水繰返し強度(液状化強度)を求めるために実施されてきた経緯がある。さらに、変形特性の観点からは、通称、動的変形試験と呼ばれる試験が多数行われて来ているが、これは微小ひずみからせいぜい数%程度までの試験で、その目的は割れせん断弾性係数と減衰定数のひずみ依存性を調べることに主眼が置かれてきた。近年は、液状化に伴う流動の問題がクローズアップされてきており、この場合には本節で取り扱ったひずみレベルよりもさらに大きなひずみ領域を対象としたものである。今後は、さらに上記のような観点からのデータ分析が行われ、比較的大きな変形領域での特性のさらなる解明が行われることが肝要であると考えられる。

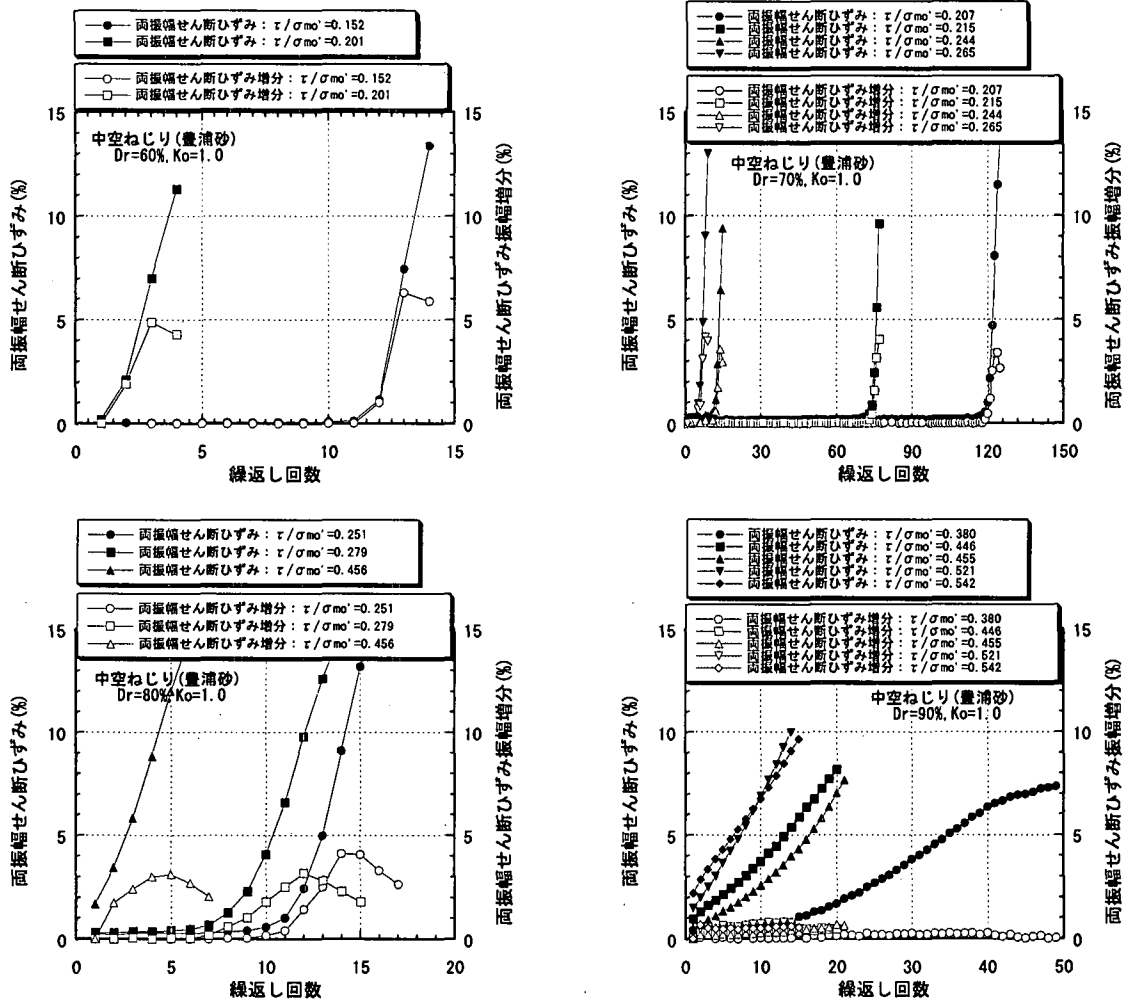


図 4.2.1-4 繰返し回数と両振幅せん断ひずみ, 両振幅せん断ひずみ増分の関係(中空ねじり, 豊浦砂)

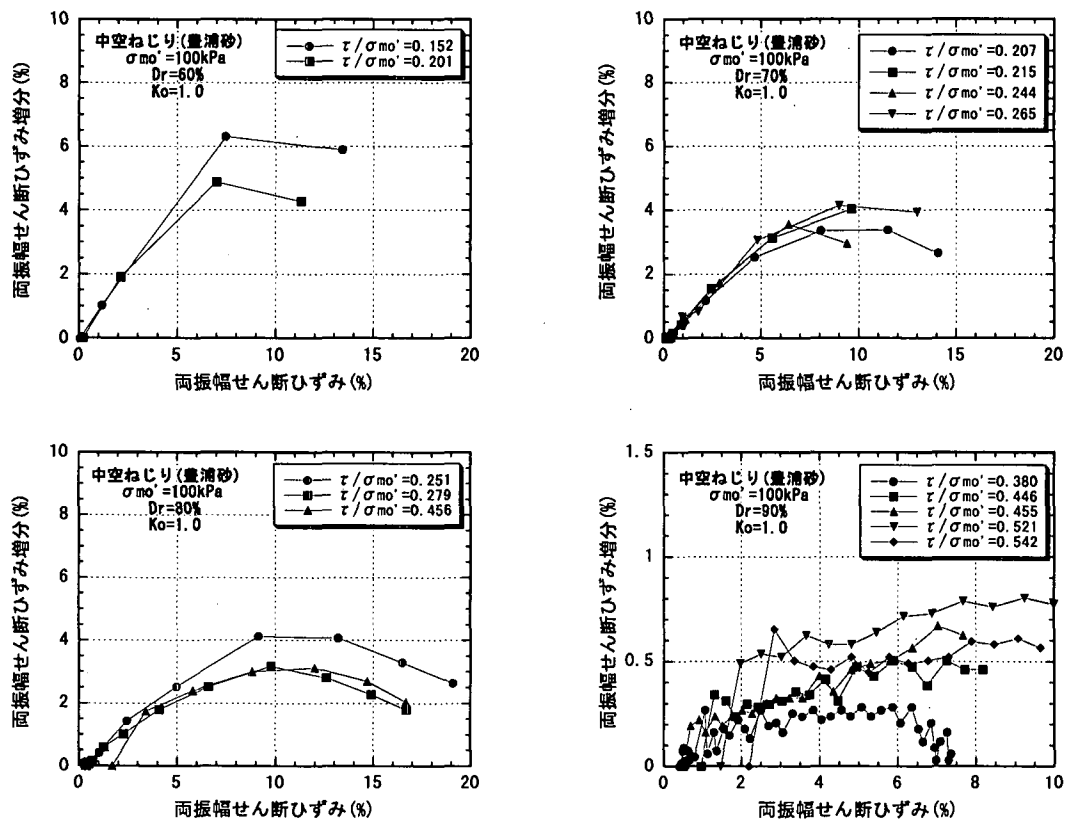


図 4.2.1-5 両振幅せん断ひずみと両振幅せん断ひずみ増分の関係(中空ねじり, 豊浦砂)

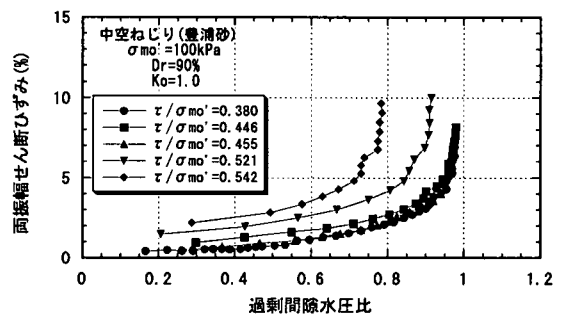
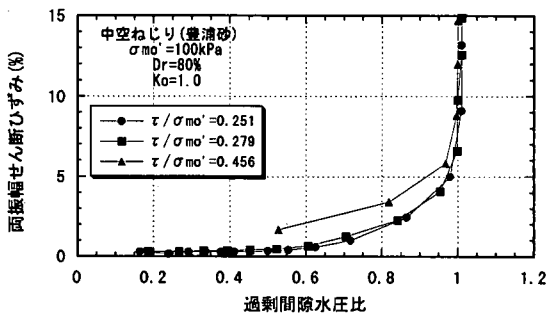
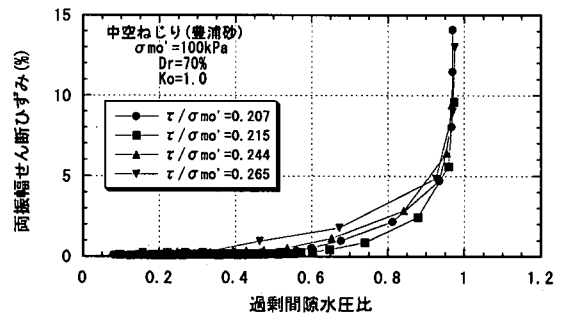
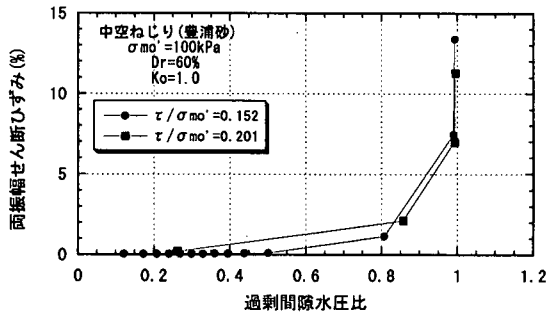


図 4.2.1-6 過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみの関係 (中空ねじり, 砂)

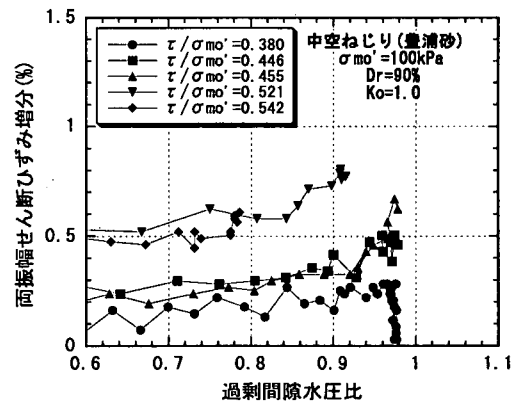
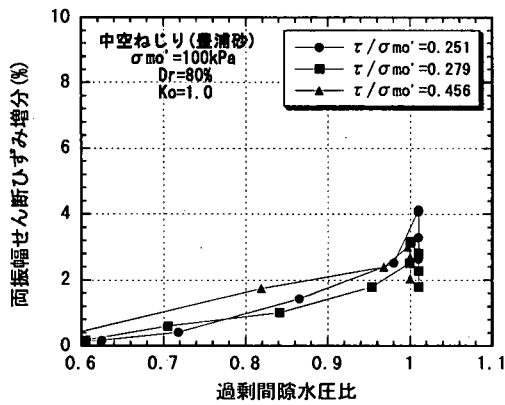
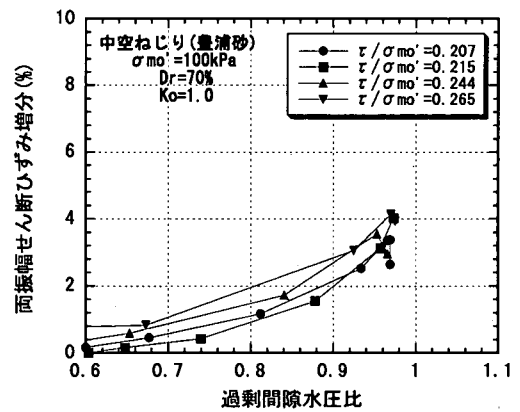
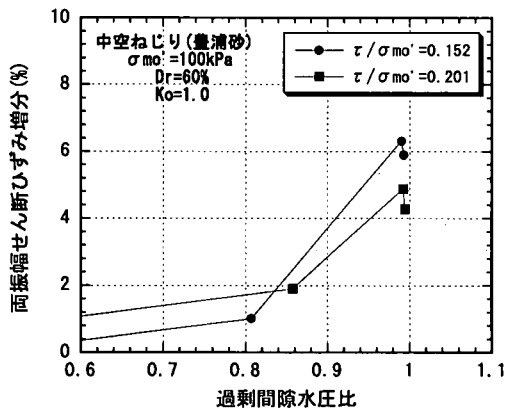


図 4.2.1-7 過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみ増分の関係 (中空ねじり, 砂)

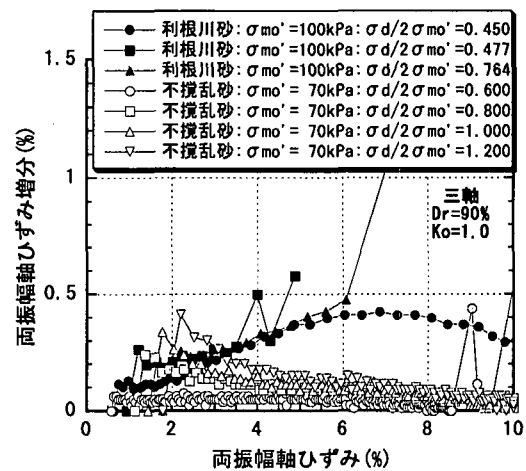
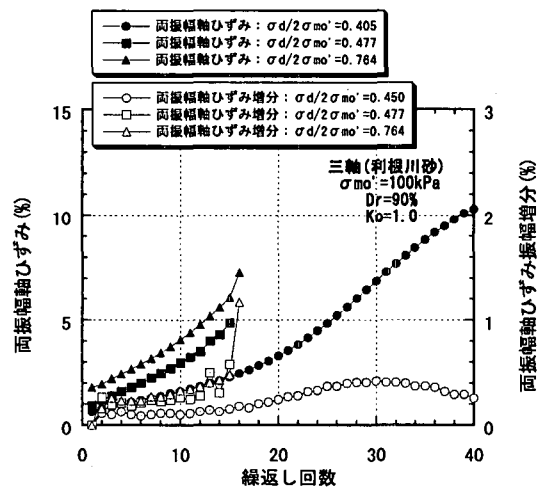
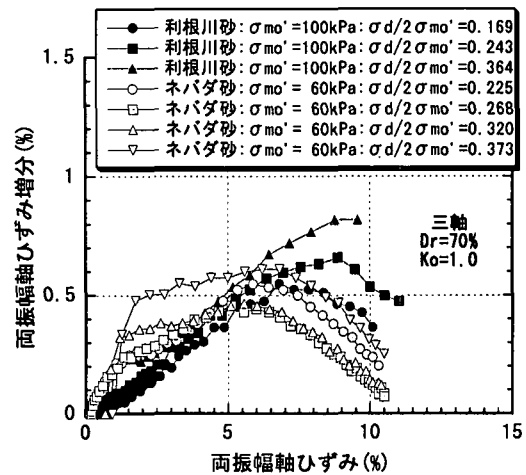
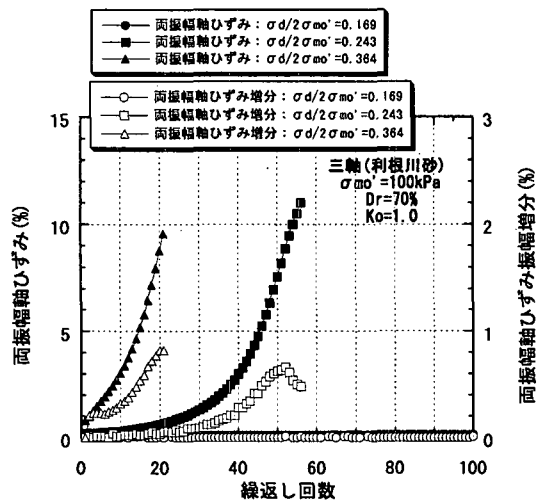
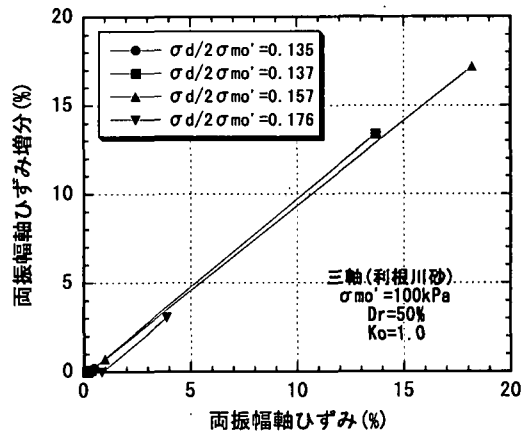
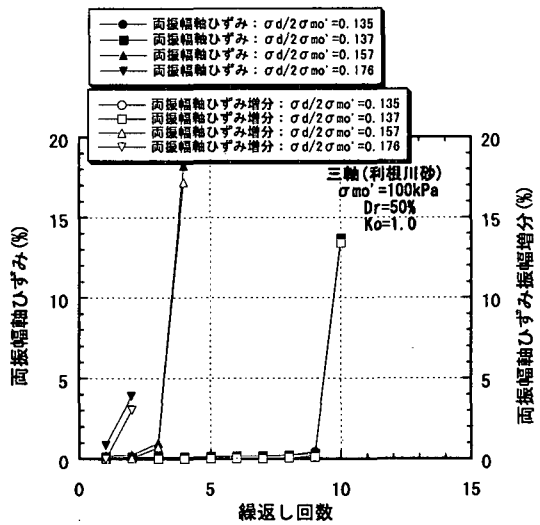


図 4.2.1-8 繰返し回数と両振幅軸ひずみ，両振幅軸ひずみ増分の関係(三軸，砂)

図 4.2.1-9 両振幅軸ひずみと両振幅軸ひずみ増分の関係(三軸，砂)

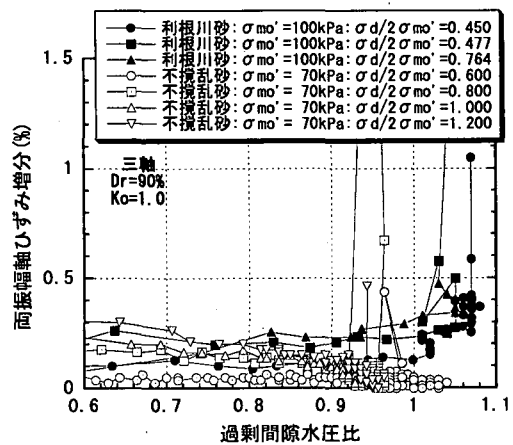
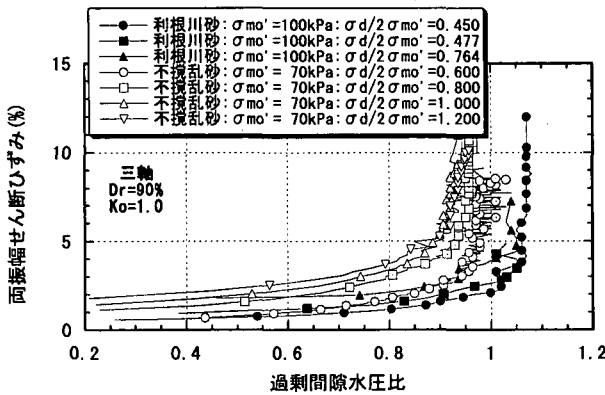
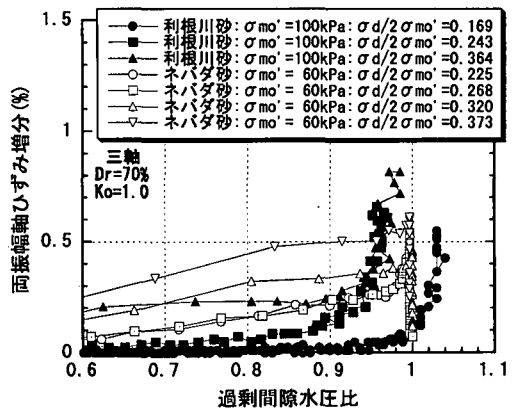
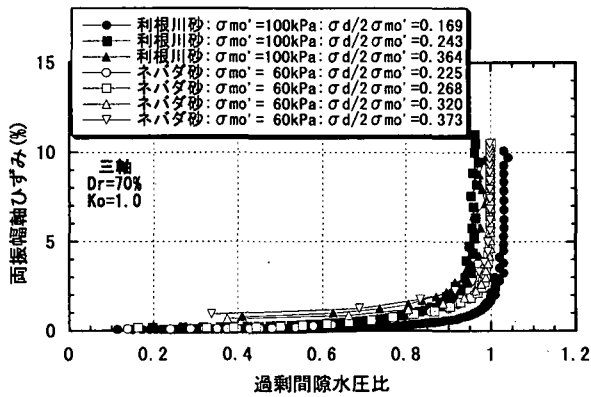
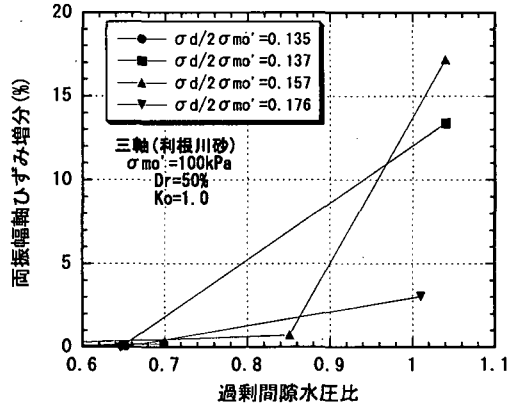
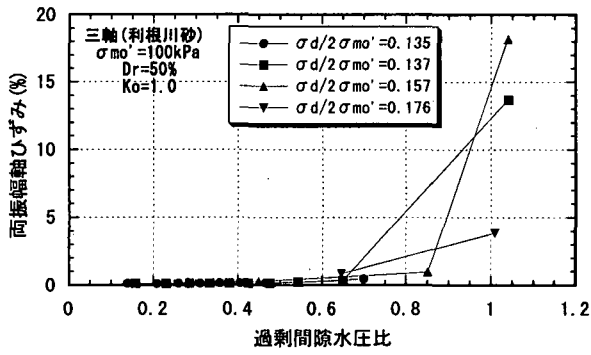


図 4.2.1-10 過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみの関係 (三軸, 砂)

図 4.2.1-11 過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみ増分の関係 (三軸, 砂)

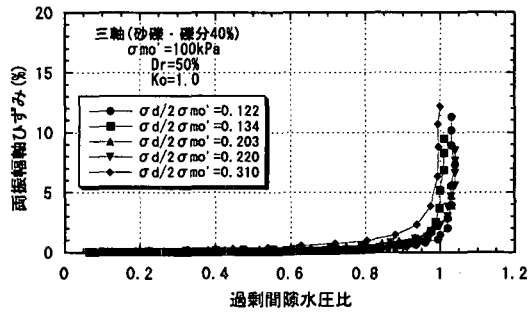
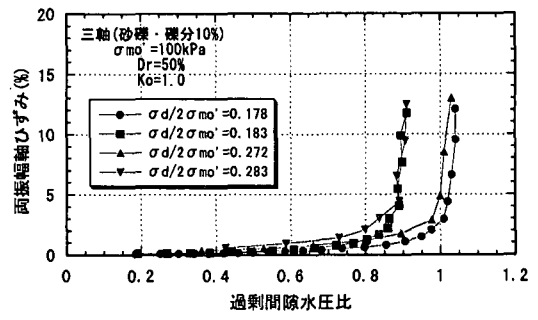
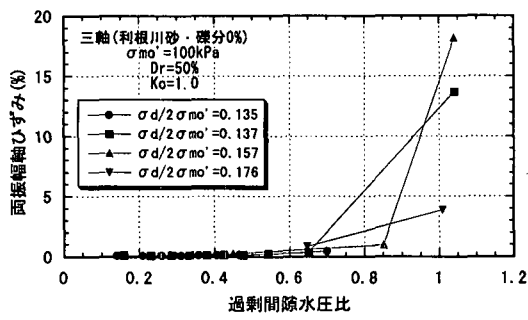


図 4. 2. 1-12 (a) 過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみの関係 (三軸, 砂礫, $D_r=50\%$)

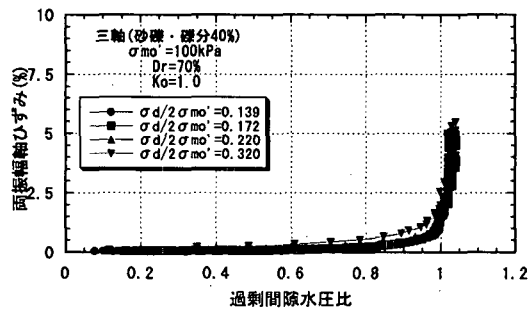
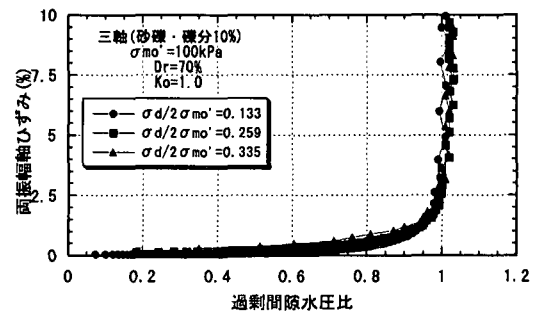
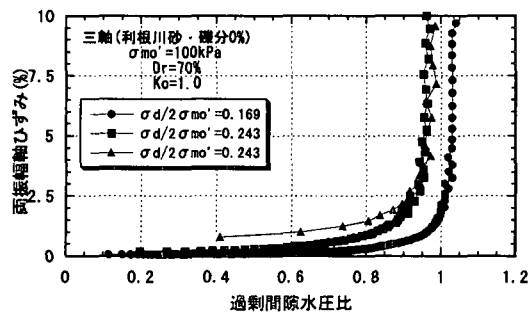


図 4. 2. 1-12 (b) 過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみの関係 (三軸, 砂礫, $D_r=70\%$)

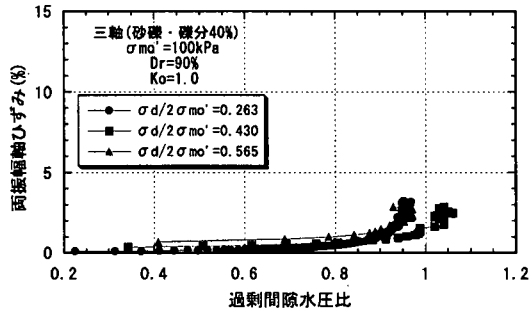
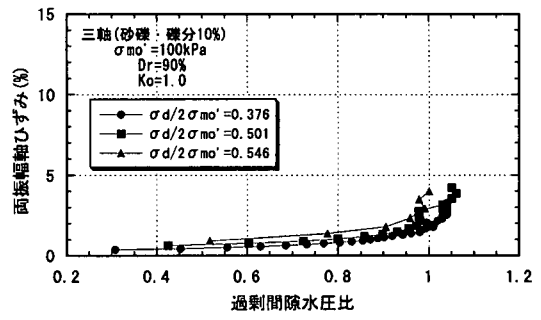
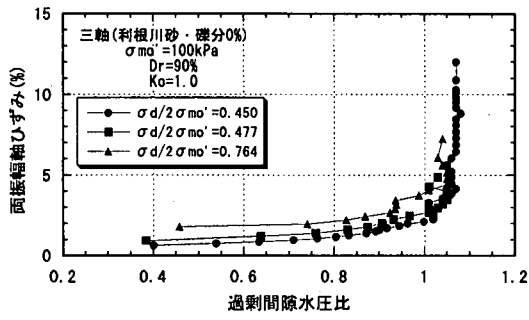


図 4.2.1-12(c) 過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみの関係
(三軸, 砂礫, $D_r=90\%$)

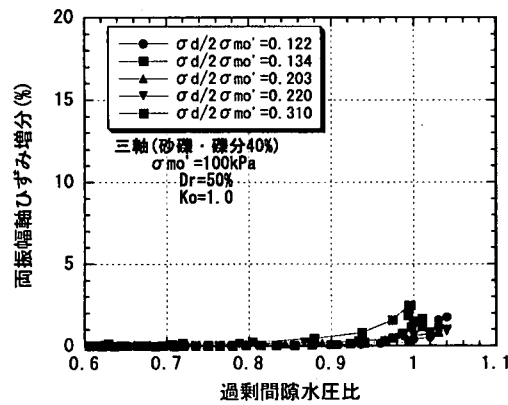
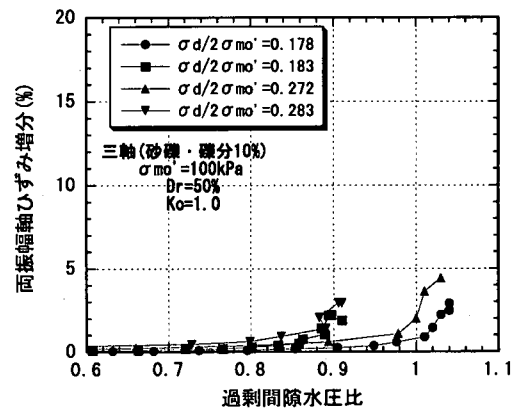
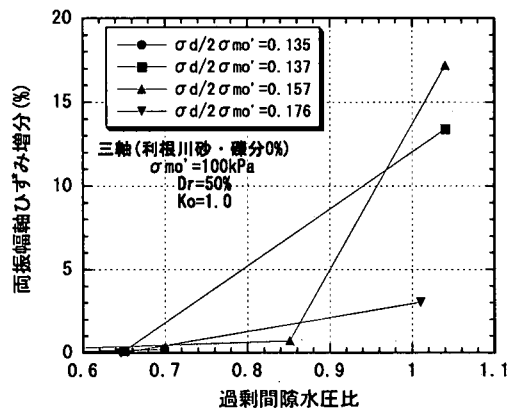


図 4.2.1-13(a) 過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみ増分の関係
(三軸, 砂礫, $D_r=50\%$)

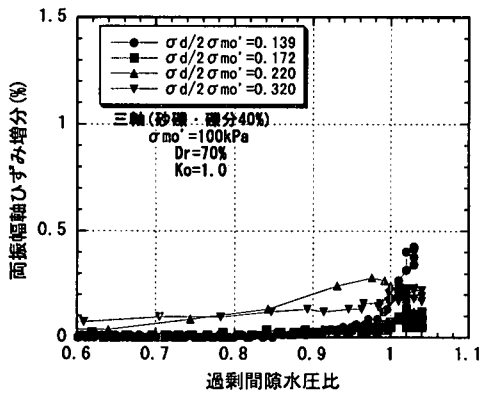
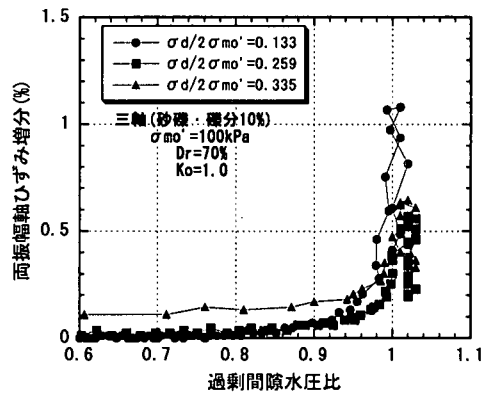
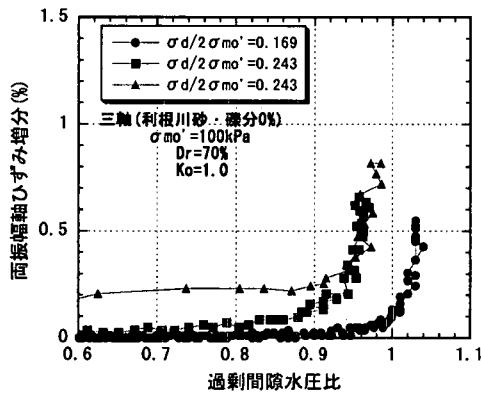


図 4.2.1-13 (b) 過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみ増分の関係 (三軸, 砂礫, $D_r=70\%$)

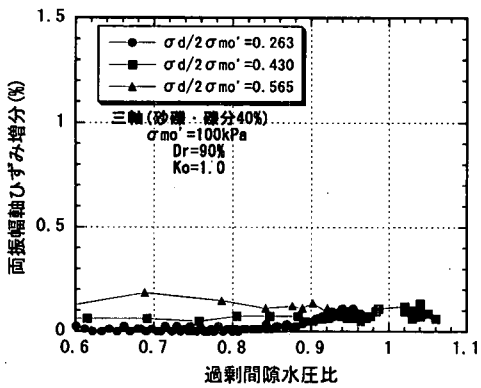
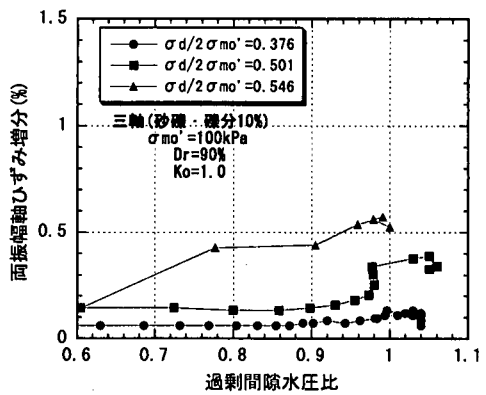
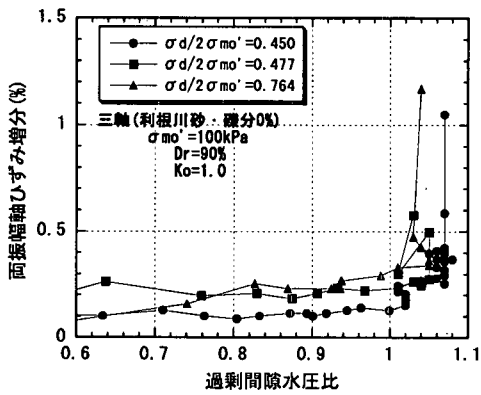


図 4.2.1-13 (c) 過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみ増分の関係 (三軸, 砂礫, $D_r=90\%$)

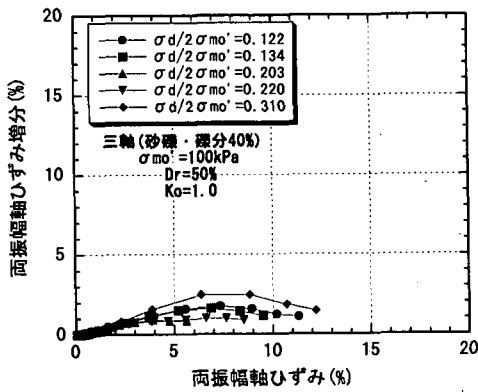
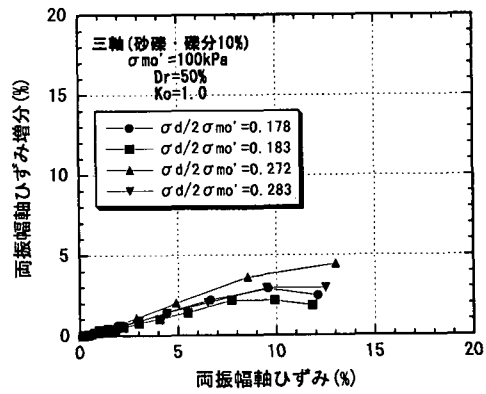
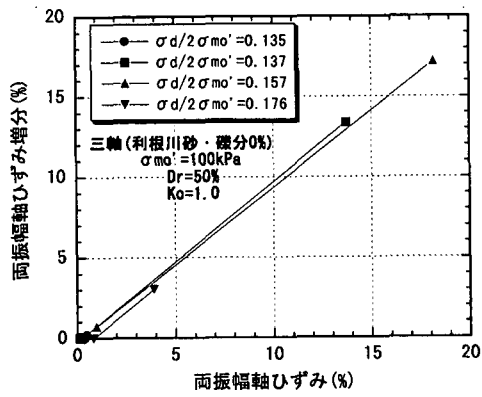


図 4.2.1-14 (a) 両振幅軸ひずみと両振幅軸ひずみ増分の関係 (三軸, 砂礫, $D_r=50\%$)

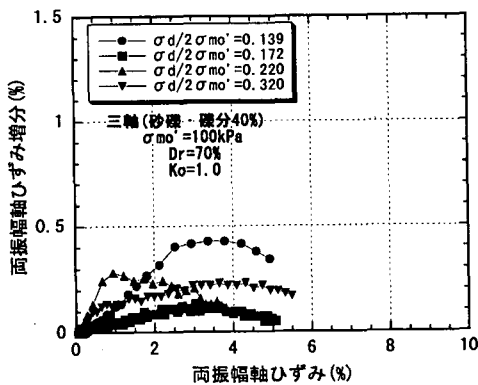
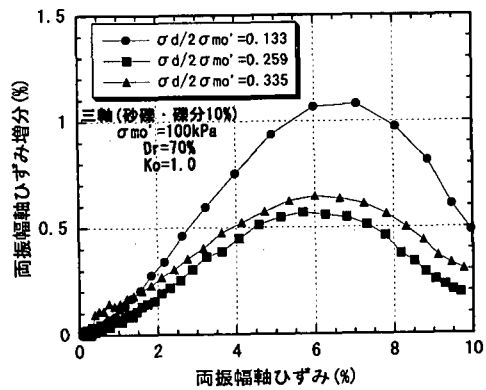
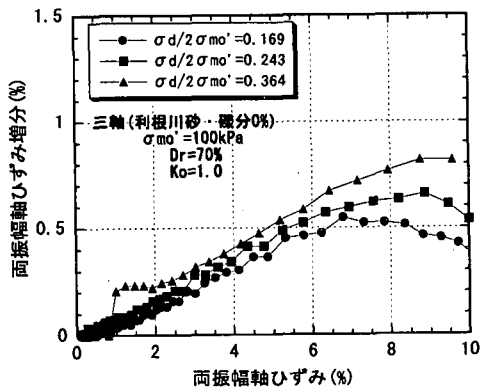


図 4.2.1-14 (b) 両振幅軸ひずみと両振幅軸ひずみ増分の関係 (三軸, 砂礫, $D_r=70\%$)

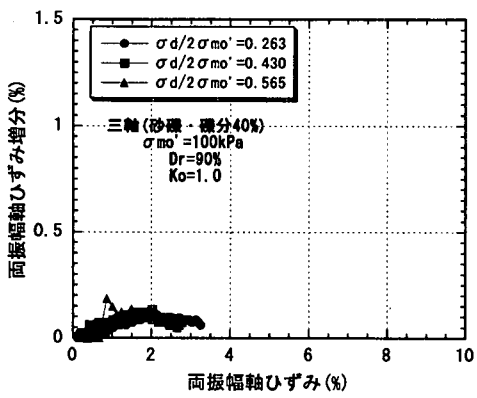
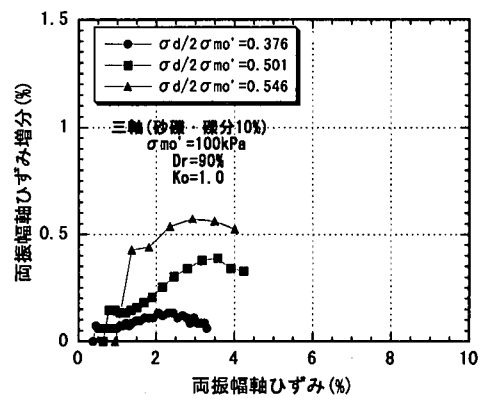
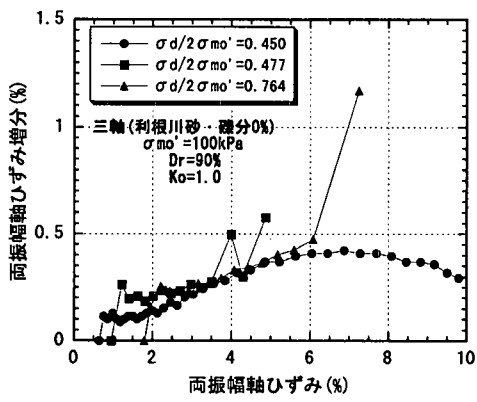


図 4.2.1-14(c) 両振幅軸ひずみと両振幅軸ひずみ増分の関係
(三軸, 砂礫, $Dr=90\%$)

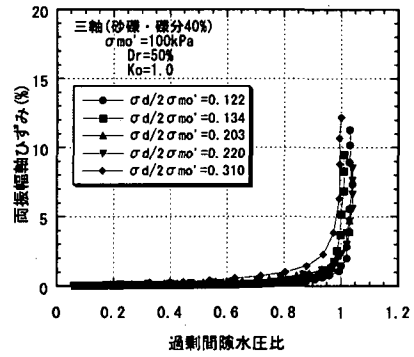
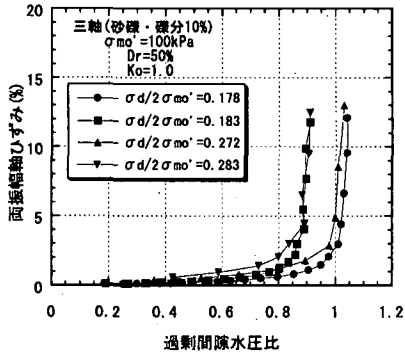
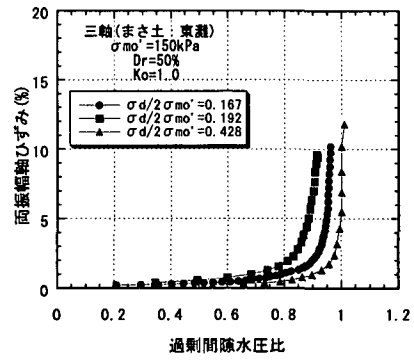
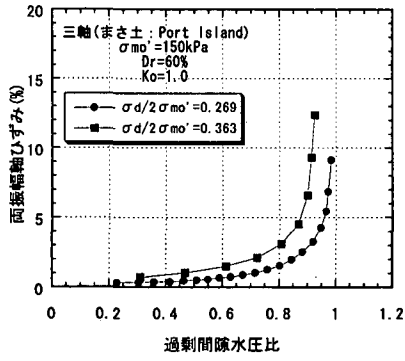


図 4.2.1-15(a) 過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみ関係の比較(三軸, まさ土・調整砂礫, $Dr=50-60\%$)

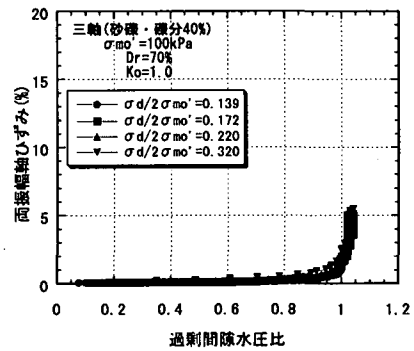
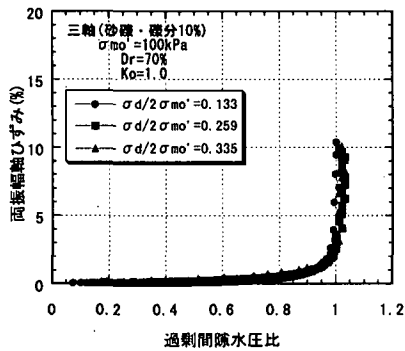
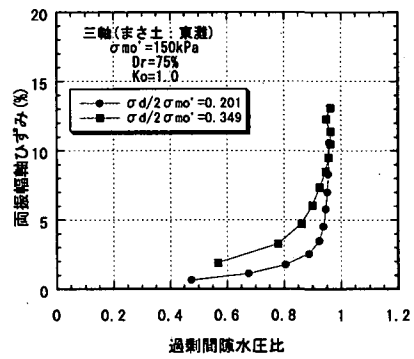
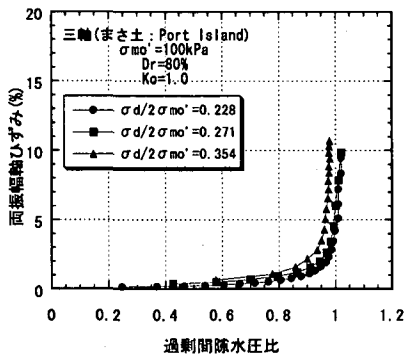


図 4.2.1-15(b) 過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみ関係の比較(三軸, まさ土・調整砂礫, $Dr=70-80\%$)

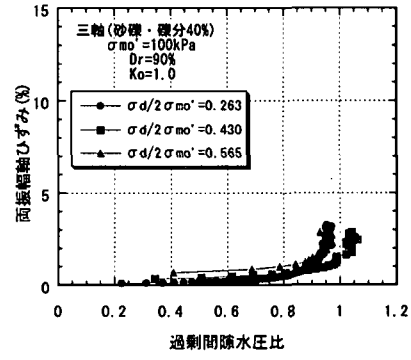
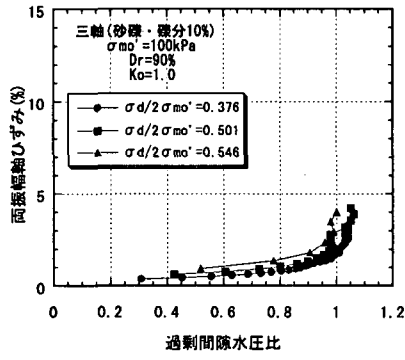
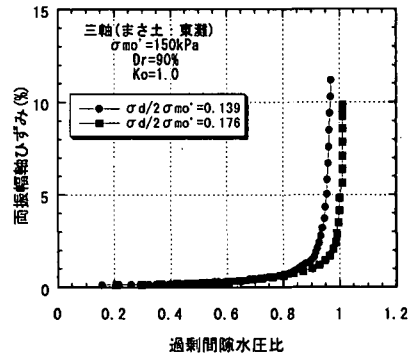
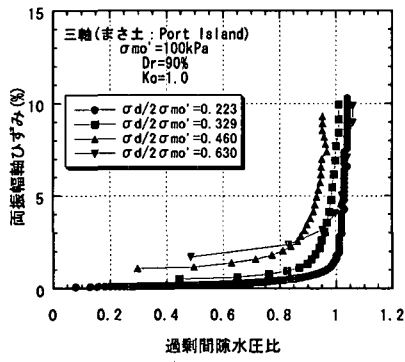


図 4.2.1-15(c) 過剰間隙水圧比と面振幅軸ひずみ関係の比較 (三軸, まさ土・調整砂礫, Dr=90%)

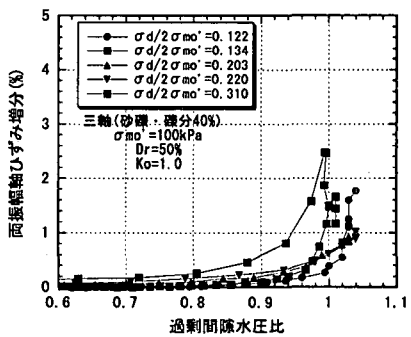
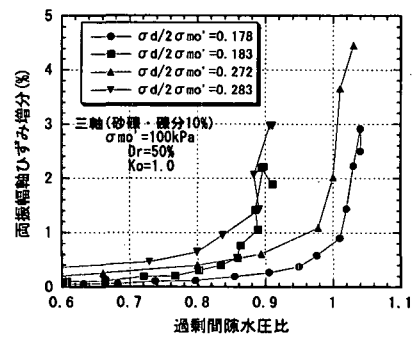
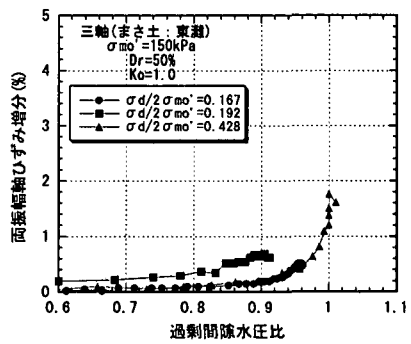
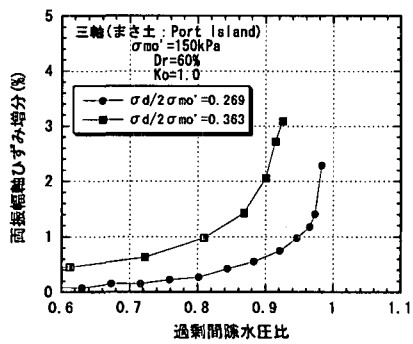


図 4.2.1-16(a) 過剰間隙水圧比と面振幅軸ひずみ増分関係の比較 (三軸, まさ土・調整砂礫, Dr=50-60%)

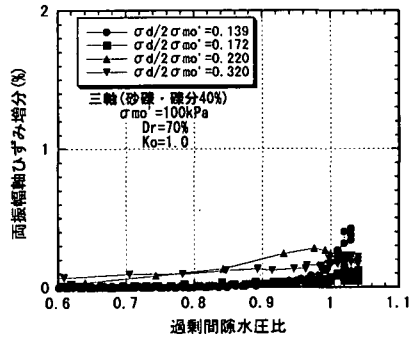
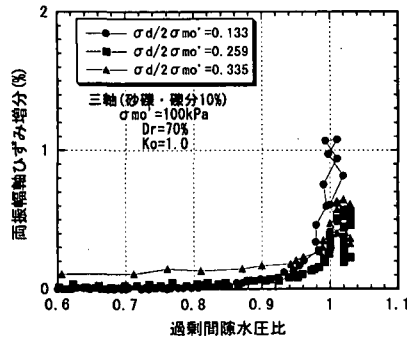
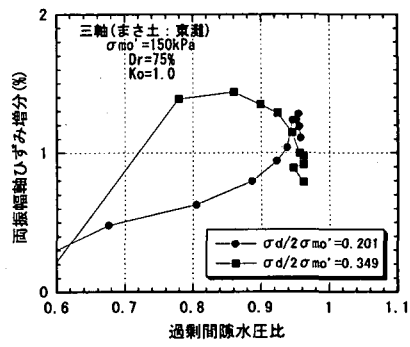
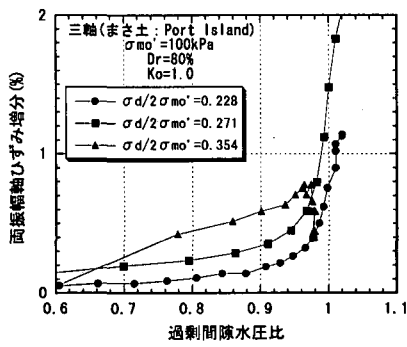


図 4.2.1-16(b) 過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみ増分関係の比較(三軸, まさ土・調整砂礫, $D_r=70-80\%$)

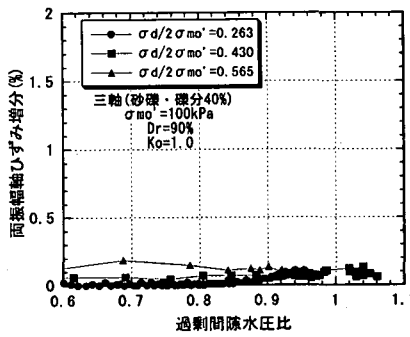
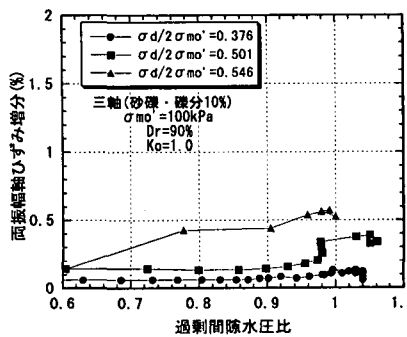
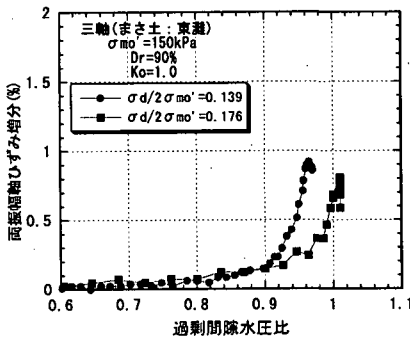
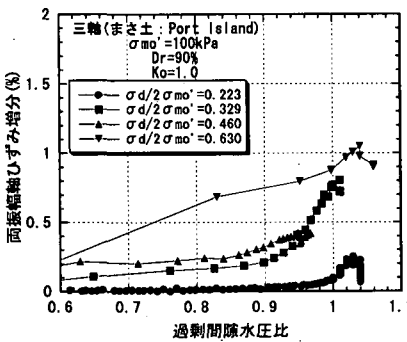


図 4.2.1-16(c) 過剰間隙水圧比と両振幅軸ひずみ増分関係の比較(三軸, まさ土・調整砂礫, $D_r=90\%$)

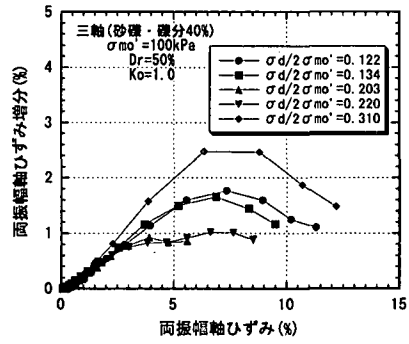
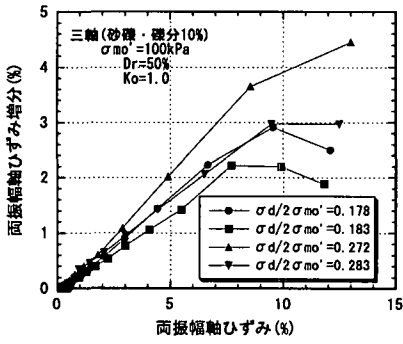
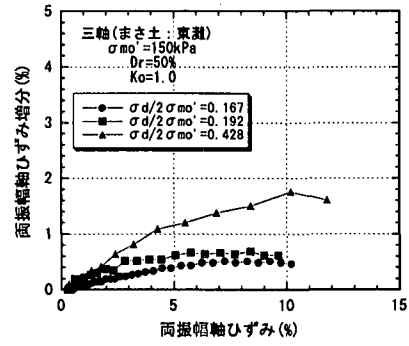
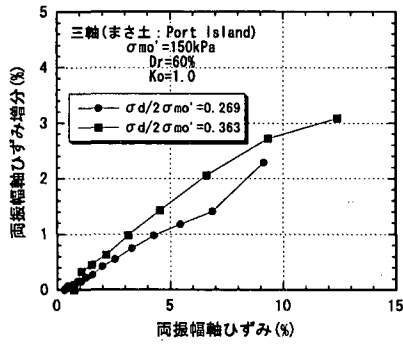


図 4. 2. 1-17 (a) 両振幅軸ひずみと両振幅軸ひずみ増分関係の比較(三軸, まさ土・調整砂礫, $D_r=50-60\%$)

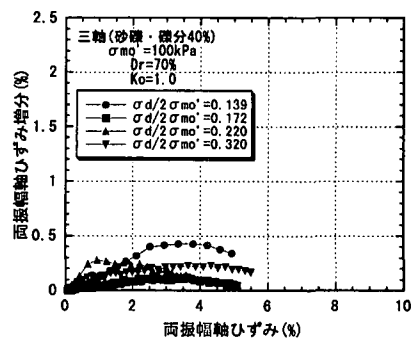
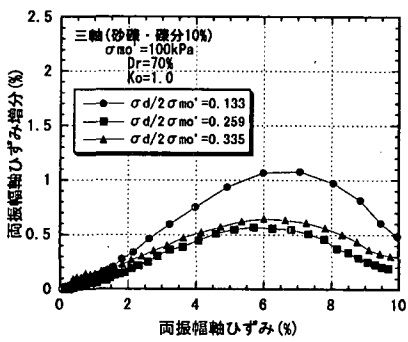
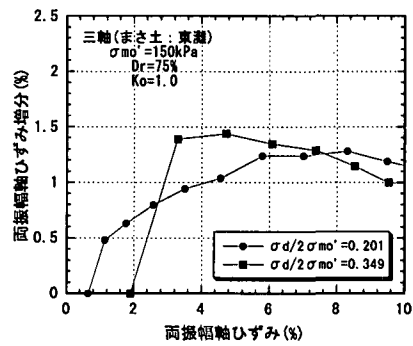
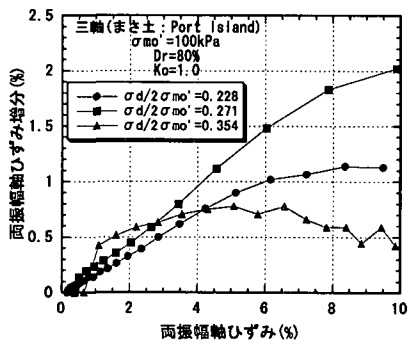


図 4. 2. 1-17 (b) 両振幅軸ひずみと両振幅軸ひずみ増分関係の比較(三軸, まさ土・調整砂礫, $D_r=70-80\%$)

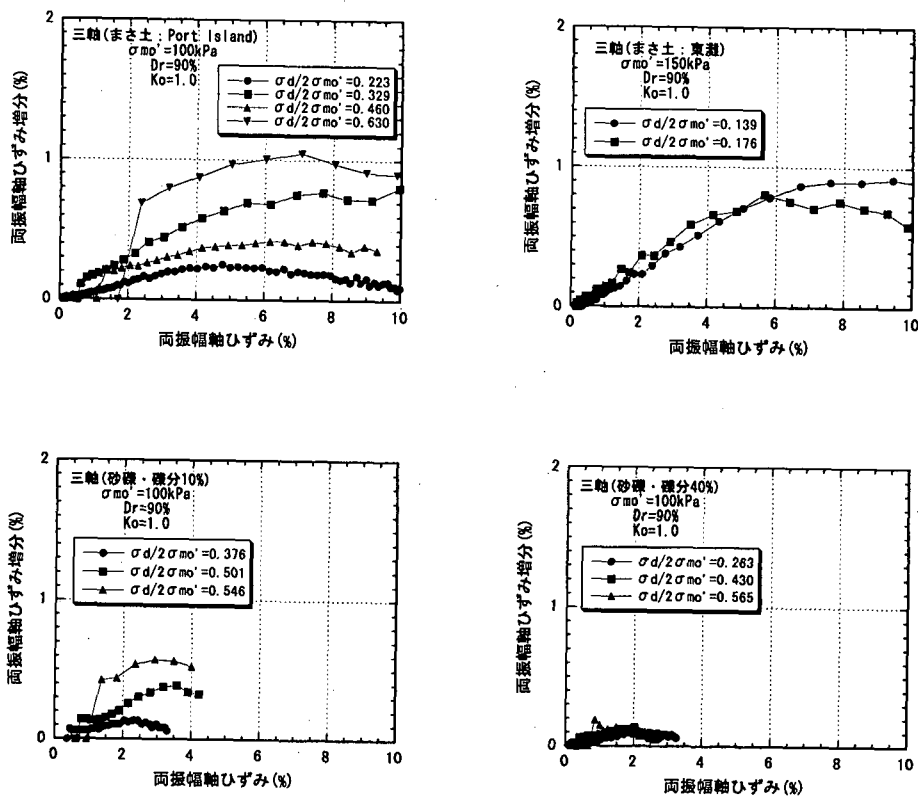


図 4.2.1-17(c) 両振幅軸ひずみと両振幅軸ひずみ増分関係の比較 (三軸, まさ土・調整砂礫, $Dr=90\%$)

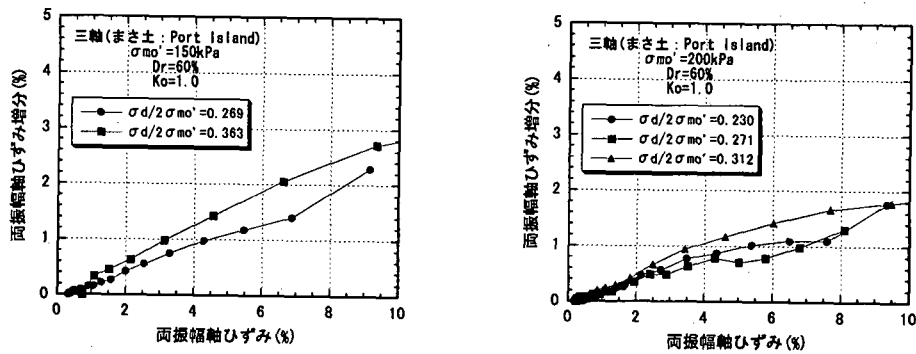


図 4.2.1-18(a) 拘束圧の違いによる両振幅軸ひずみと両振幅軸ひずみ増分関係の比較 (三軸, まさ土, $Dr=60\%$)

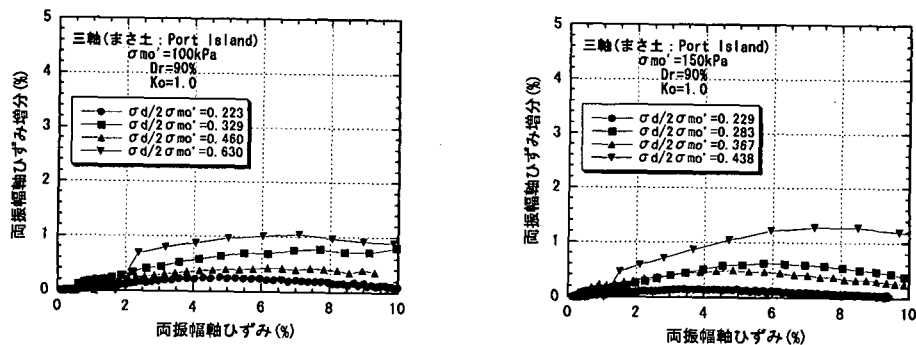


図 4.2.1-18(b) 拘束圧の違いによる両振幅軸ひずみと両振幅軸ひずみ増分関係の比較 (三軸, まさ土, $Dr=90\%$)

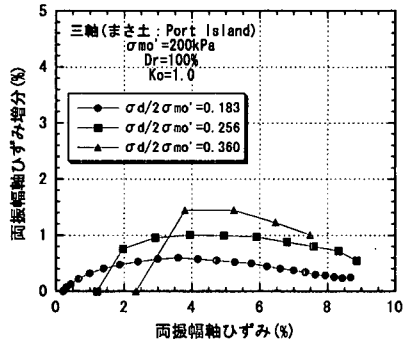
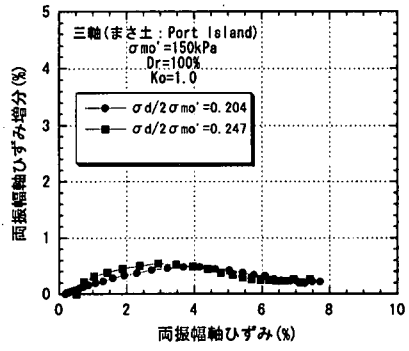
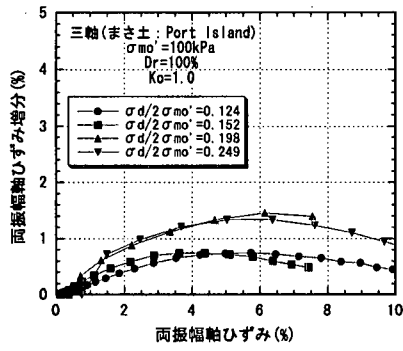


図 4.2.1-18(c) 拘束圧の違いによる両振幅軸ひずみと両振幅軸ひずみ増分関係の比較 (三軸, まさ土, $D_r=100\%$)

4.2.2 各種構成則による予測手法の現状と適用性

4.2.2.1 要素シミュレーションの条件

各種構成則によるシミュレーションでは、4.2.1 に示した砂の非排水繰返しせん断試験データのうち、中空ねじりせん断装置を用いた豊浦砂の代表的な試験を対象とした。豊浦砂を用いた中空ねじりせん断試験を採用した理由は、多くの構成則が水平面上の繰返しせん断を想定して要素シミュレーションのプログラムが作成されていること、解析に必要なパラメータを決定するに際し、豊浦砂に対する情報が最も豊富であることによる。

相対密度は、中密から密な砂までを対象にすることとして、60%、70%、80%、90%の4種類とした。また、圧密条件は、等方圧密($K_0=1.0$)で拘束圧 98kPa とした。シミュレーションの対象とした条件を表 4.2.2-1 に示す。また、解析では、上記の4種類のシミュレーションに適用した解析用物性値を用いて、幾つかの応力比に対する非排水繰返しせん断の計算を行い、 $\gamma(DA)=1.5\%$ 、 3.0% 、 7.5% 、過剰間隙水圧比 $=0.95$ の4通りの条件を非排水繰返しせん断強度(液状化強度)と定義したときの応力比と繰返し回数の関係を求めた。

表 4.2.2-1 シミュレーション解析の条件

Dr (%)	τ / σ_{mo}'
60	0.190
70	0.300
80	0.320
90	0.455

表 4.2.2-2 解析コードと担当委員

解析コード名	担当委員
LIQCA	渦岡
EFFECT	伊藤
MuDIAN	吉澤
FLIP	湯浅
DYNAFLOW	大保
STADAS	吉田

4.2.2.2 シミュレーションに用いた各種構成則における解析用物性値

シミュレーションには、既存の有効応力解析コード LIQCA、EFFECT、MuDIAN、FLIP、DYNAFLOW、STADAS に用いられている構成則を用いた。シミュレーション解析を担当した各委員を表 4.2.2-2 に示している。なお、各構成則の概要については、本章末尾の付録に簡単に紹介している。詳細については、個々の関連論文を参照されたい。

構成則によって解析に必要な物性値がまちまちであることから、ここでのシミュレーションでは特に詳細な共通物性値を設定せず、豊浦砂の基本的な物理特性として、最小間隙比 $e_{\min}=0.605$ 、最大間隙比 $e_{\max}=0.977$ を、また、微小ひずみでの初期せん断弾性係数 G_0 として以下の式を参考に用いた。

$$\gamma=10^{-6} \text{ に対して: } G_0 = 900 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma_c')^{0.4} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (4.2.1-1)$$

$$\gamma=10^{-5} \text{ に対して: } G_0 = 850 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma_c')^{0.44} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (4.2.1-2)$$

$$\gamma=10^{-4} \text{ に対して: } G_0 = 700 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} (\sigma_c')^{0.5} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (4.2.1-3)$$

(1) LIQCA の構成則による解析条件と解析用物性値

LIQCA では Oka ら (Oka et al. 1999) による繰返し弾塑性構成則を用いている。本解析では LIQCA 本体ではなく、構成則部分を取り出した要素シミュレーション専用のプログラム(液状化解析手法 LIQCA 開発グループ 2002)を用いた。解析では、単純せん断でのひずみ状態(ひずみ成分は γ_{xy} のみ)を仮定し、せん断応力増分を逐次与え、せん断ひずみおよび他の応力成分を得た。繰返し1回あたりのせん断応力分割数は1000である。

豊浦砂の材料パラメータについては、既往の解析事例(Oka et al. 1999)をもとに設定した。設定したパラメータを表 4.2.2-3 に示す。表中、初期間隙比から破壊応力比までは室内試験から直接算定できるパラメータである。それ以外のパラメータは各相対密度のシミュレーションを通じて、試行錯誤で設定したものである。相対密度の違いを考慮する場合、本構成則で特に重要となるパラメータは規準ひずみである。この規準ひずみが大きくなるほど、応力経路が変相線に到達した後のせん断剛性の低下が遅くなる。したがって、表に示すように相対密度が大きくなるほど、規準ひずみが大きく設定されている。

(2) EFFECT の構成則による解析条件と解析用物性値

二次元非排水単純せん断条件 ($d\epsilon_x = d\epsilon_y = 0, d\sigma_y = 0$) のせん断応力制御のシミュレーションを行った。骨格ヤング係数 E は國生の式に基づいて設定し、有効内部摩擦角 ϕ_b 、ダイレイタンシーパラメータ λ, μ 、骨格ポアソン比 ν は力学試験から得られる一般的な値とした(伊藤 1995)。シミュレーションでは、せん断ひずみ増分を規定する硬化パラメータ k_s をパラメータとした。表 4.2.2-4 に今回の解析に用いたパラメータを示す。

(3) FLIP の構成則による解析条件と解析用物性値

解析は 1 要素を用いて行った(Iai et al. 1993)。最初に水平面水平ローラー、鉛直面鉛直ローラーの境界条件で 98kPa にて等方圧密した後、下方完全固定、上方完全自由の境界条件で、上方境界面に所定のせん断力を作用させた。

表 4.2.2-5 (a) および (b) に解析用物性値を示す。物性の求め方は以下の通りである。

- ・ 間隙比：相対密度、最大間隙比、最小間隙比から求めた。
- ・ 初期せん断弾性係数：式(4.2.1-1)より与えた。
- ・ ポアソン比：一般値として仮定した。
- ・ 初期体積弾性係数：初期せん断弾性係数、ポアソン比から求めた。
- ・ 最大減衰定数： $Dr(\%) = 21(N/(\sigma_v' + 0.7))^{0.5}$ (σ_v' : kgf/cm²) より相対密度から等価 N 値を求め、 $h_{max} = (28 - 1.5 \log N) / 100$ によって与えた(足立・龍岡 1981)。
- ・ 内部摩擦角：最大減衰定数同様、等価 N 値を求め、大崎の式 ($\phi = \sqrt{20N + 15}$) より求めた。
- ・ 変相角：FLIP で用いる一般値とした。

また、液状化パラメータは W_1, P_1, P_2 を用い、所定(1 つの強度に対する要素試験結果)の液状化強度比における繰り返し回数と過剰間隙水圧比およびせん断ひずみが試験結果に一致するように決めた。同じ繰り返し回数において過剰間隙水圧比とせん断ひずみの値が一致しない場合は、せん断ひずみの値が一致するようにパラメータを決めた。一方、 C_1 は繰り返し回数の多い所の液状化強度をフィッティングさせるためのパラメータである。今回は液状化強度曲線が与えられていないため便宜上 $C_1 = 1.0$ とした。

(4) MuDIAN の構成則による解析条件と解析用物性値

MuDIAN による解析では単純せん断でのひずみ状態 (ひずみ成分は γ_{xy} のみ) を仮定し、せん断歪み増分を逐次与えて応力増分を計算した。せん断応力が所定の応力比に達した場合に歪み増分の載荷方向を反転させている。また用いた構成則はせん断歪みの累積量からダイレイタンシーをモデル化した Densification モデルに、変相線を越えてからのダイレイタンシー特性の改良を加えた HD-Densification モデルである(塩見ら 1997)。

豊浦砂の材料パラメータは、初期せん断弾性係数は式(4.2.1-1)により設定し、有効内部摩擦角 ϕ_b 、変相角 ϕ_s はせん断試験結果より設定した。ダイレイタンシー特性はせん断応力が変相線を越える前後でそれぞれモデル化しており、応力比に依存する項とダメージパラメータに依存する項からなる。それぞれの項を表すパラメータは過剰間隙水圧の発生量とせん断応力-せん断歪の関係からフィッティングを行う。今回は応力比に依存する項に関しては各相対密度で出来るだけ同一のパラメータとし、ダメージパラメータに依存する項のパラメータを相対密度毎に調整してフィッティングを行った。表 4.2.2-6 に今回の解析に用いたパラメータを示す。

(5) DYNAFLOW の構成則による解析条件と解析用物性値

DYNAFLOW には、塑性硬化係数場理論に基づく多曲線モデルである Multi-Yield 弾塑性モデルを用いた有効応力解析プログラムである(Prevost 2002)。本解析では、中空ねじりの要素モデルを作成し、DYNAFLOW 本体に組み込まれている構成則を用いて要素シミュレーションを行った。微小ひずみでのせん断弾性係数は、式(4.2.1-1)を用いて得られた値を設定した。内部摩擦角及びダイレイタンシー角(変相角)は、要素試験結果から読み取った値とし、応力経路と応力ひずみ関係および過剰間隙水圧上昇過程が試験結果と一致するようにダイレイションパラメータを求めた。表 4.2.2-7 に今回の解析に用いたパラメータを示す。

本プログラムでの中空ねじりの要素シミュレーションは、相対密度 60, 70 および 80% のケースについては、問題なく各パラメータを設定出来たが、相対密度 90% に対しては、有効応力経路と応力ひずみ関係の両方が実験結果に適合するようなパラメータを設定出来なかった。今回は、応力ひずみ関係が適合するパラメータを設定した。

(6) STADAS の構成則による解析条件と解析用物性値

STADAS (Yoshida 1993) は色々な構成則を備えているが、ここでは要素試験を直接的にシミュレーションするモデルを用いる(吉田ら 2003)。本構成則では、条件として与えられる非排水繰返し強度特性をそのまま入力値として用いる。ひずみに関して

は等ひずみ線が小ひずみから存在すればこれ以上のデータは不要であるが、片振幅せん断ひずみ1.5%が一番小さいひずみであることから、これ以下の部分については双曲線モデルを用いてモデル化する。すなわち、動的変形特性試験の繰返し数である10サイクル目について初期剛性とせん断ひずみの一番小さい非排水繰返し強度曲線で定義される応力比の点を通るという条件で動的変形特性を設定する。

過剰間隙水圧の発生量については、さらに変相線と内部摩擦角の値が必要であるが、実験値の応力経路より読み取り、表4.2.2-8の値を用いた。

表 4.2.2-3 LIQCA の構成則の材料パラメーター一覧

パラメータ名	Dr=60%	Dr=70%	Dr=80%	Dr=90%
初期間隙比 e_0	0.754	0.716	0.683	0.627
圧縮指数 λ	0.00910	0.00910	0.00910	0.00910
膨潤指数 κ	0.00052	0.00052	0.00052	0.00052
初期せん断係数比 G_0/σ'_{m0}	2023.6	1980.0	1941.0	1877.3
擬似過圧密比 OCR^*	1.2	1.2	1.2	1.2
変相応力比 M_m^*	0.707	0.707	0.707	0.707
破壊応力比 M_f^*	0.990	0.990	0.990	0.990
硬化関数中のパラメータ B_0^*	4089	4001	3924	3793
" B_1^*	54.5	61.5	65.4	108.4
" C_f	0	0	0	400
規準ひずみ (塑性剛性) γ_r^{P*}	0.002	0.003	0.005	0.030
規準ひずみ (弾性剛性) γ_r^{E*}	0.012	0.015	0.025	0.360
ダレインソール係数 D_0^*	0.60	0.60	0.52	0.22
ダレインソール係数 n	5.1	7.0	8.5	10.0

表 4.2.2-4 EFECT の構成則の材料パラメーター一覧

Dr (%)	E (kPa)	ν	ks (%)	ϕ'_f (°)	λ	μ
60	252955	0.33	0.026	40	1.2	0.21
70	272192	0.33	0.024	42	1.2	0.21
80	290554	0.33	0.021	44	1.2	0.21
90	314399	0.33	0.008	46	1.2	0.21

表 4.2.2-5(a) FLIP の構成則の材料パラメーター一覧

	相対密度	最大間隙比	最小間隙比	間隙比	間隙率	平均有効拘束圧力	初期せん断弾性係数	ポアソン比	初期体積弾性係数	最大減衰定数	等価N値	内部摩擦角
	Dr %	e_{max}	e_{min}	e	n	σ_c kPa	G_0 kPa	ν	K_0 kPa	h_{max}	N	ϕ' 度
Dr60	60	0.977	0.605	0.754	0.430	98.0	10292	0.333	27384	0.26	14	32
Dr70	70	0.977	0.605	0.717	0.417	98.0	11075	0.333	29467	0.26	19	34
Dr80	79	0.977	0.605	0.683	0.406	98.0	11822	0.333	31454	0.26	24	37
Dr90	90	0.977	0.605	0.642	0.391	98.0	12792	0.333	34036	0.26	34	41

表 4.2.2-5(b) FLIP の構成則の材料パラメーター一覧

	変相角	S_1	w_1	p_1	p_2	c_1
	ϕ_p 度					
Dr60	28	0.005	35.0	0.43	1.00	1.0
Dr70	28	0.005	15.0	0.60	1.00	1.0
Dr80	28	0.005	20.0	0.60	0.85	1.0
Dr90	28	0.005	75.0	0.40	1.00	1.0

表4.2.2-6 MuDIANの構成則の液状化パラメーター一覧

相対密度	Dr=60%	Dr=70%	Dr=80%	Dr=90%
せん剛性(MPa)	100.9	108.5	115.9	129
有効拘束圧(kPa)	98	98	98	98
ポアソン比	0.333	0.333	0.333	0.333
内部摩擦角(°)	41.1	42.3	45	56.4
変相角(°)	23	29	30.6	25.3
HD-Densificationモデル				
ダメージパラメータ1				
A1	0.045	0.16	0.1	0.08
B1	10	10	10	10
a1	0.6	1	1	1
ダメージパラメータ2				
A2	0.01	0.018	0.016	0.01
B2	10	10	10	10
a2	25	25	25	25
ダイレイタンス係数				
C1	下述			
C2L	0.6	0.6	0.6	0.6
C2U	5	5	4	5
a	2.4	2.4	2.5	1.75
b	1	1	1	0.65
C4	下述			

※C1, C4は応力比により以下の値をとる(各相対密度で同一)

応力比	0.1	0.5	0.8	1
C1	0	1	1	0
C4	0.1	1	1	1

表4.2.2-7 DYNFLOWの構成則の材料パラメーター一覧

パラメータ名		相対密度			
		60(%)	70(%)	80(%)	90(%)
土粒子密度	ρ_s (g/cm ³)	2.64	2.64	2.64	2.64
間隙水密度	ρ_w (g/cm ³)	1.00	1.00	1.00	1.00
間隙率	n	0.430	0.417	0.406	0.385
土骨格せん断弾性係数	G_0 (Mpa)	100.9	108.6	115.9	129.1
土骨格ポアソン比	μ	0.33	0.33	0.33	0.33
Power exponent	X_n	0.5	0.5	0.5	0.5
参照応力	σ_{r0} (kPa)	9.8	9.8	9.8	9.8
粘着力	c	0	0	0	0
内部摩擦角	圧縮	40	42	42	38.5
	伸張	41	42	42	38.5
ダイレイタンス角 Φ_d (度)	圧縮	24	28	29	27.5
	伸張	25.5	28	29.5	27
ダイレクションパラメータ X_{pp}	最大値	0.015	0.08	0.55	0.02
	初期値	0.015	0.08	0.055	0.1
ダメージレイト	d	0	10	1	0
有効応力経路補正係数 k_{str}	圧縮	1×10^{-4}	4×10^{-4}	1×10^{-4}	1×10^{-5}
	伸張	5×10^{-5}	5×10^{-4}	5×10^{-5}	1×10^{-5}
有効応力経路補正係数 k_{slo}	圧縮	2	1	1	4
	伸張	2	1	1	4

表4.2.2-8 STADASの構成則に用いた各相対密度での変相角と内部摩擦角の値

	Dr=60%	Dr=70%	Dr=80%	Dr=90%
変相角(度)	25	29	29	27
内部摩擦角(度)	40	42	42	39

4.2.2.3 試験結果と解析結果の比較

液状化を考慮した有効応力解析では、液状化対象層の解析用物性値の設定にあたり、その層の非排水繰返しせん断強度(液状化強度)と、解析手法に導入されている構成則を用いた非排水繰返しせん断試験を模擬した数値実験によって得られる非排水繰返しせん断強度の対比により解析用物性値を推定することが多い。その際、目標値となる非排水繰返しせん断強度(両振幅軸ひずみ5%(せん断ひずみでは7.5%)を強度に相当するひずみとみなすことが多い)も、不攪乱試料を用いた試験によって求めることはごくまれであり、ほとんどの場合、標準貫入試験によるN値程度の情報から経験式によって推定するのが実状である。特に、N値から推定する場合には、多くの場合繰返し回数20回での強度に限定される。すなわち、解析用物性値の設定において変形の観点からの検討が十分に行われているとは言い難い。

一方、4.2.1で示した通り、ゆるい砂は大きなひずみが生じると引き続くせん断に対して、ひずみの増加も圧倒的に大きくなるのに対して、密な砂では繰返しに伴って徐々にひずみが進行するように、密度によってその変形特性は大きく異なってくる。したがって、有効応力解析によってレベル2地震動のような大地震時における地盤変形を可能な限り精度よく予測するためには、非排水繰返しせん断時における変形に対する解析精度が重要なポイントとなる。そこで以下では、特に要素レベルでの変形予測精度に関する試験結果と解析結果の比較を行った。

なお、全ての解析担当者に、共通情報として、実験によって得られているせん断応力、せん断ひずみ、過剰間隙水圧比の時刻歴デジタルデータを事前提供した。ただし、STADASについては、末尾の付録に示されているように、構成式の性質上、非排水繰返しせん断強度に関する情報が必要であるため、STADASに限り各相対密度での非排水繰返しせん断強度曲線(液状化強度曲線)の情報も提供したことを予め断しておく。

また、以下においては、それぞれの比較項目に関する結果に対して各構成式の中身を議論するのではなく、あくまで客観的な傾向を述べる。

(1) 応力-ひずみ関係、有効応力経路の比較

図4.2.2-1および図4.2.2-2には、それぞれ所定の相対密度における応力-ひずみ関係、有効応力経路の比較を示している。これまで、同様の検討が1989年と1991年に地盤工学会の研究委員会において一斉解析として行われてきた。1989年に行われた初めての検討では、特に弾塑性論に立脚した構成則で、一定応力振幅の载荷を行うと変相線を超えた付近で履歴曲線や有効応力経路が定常化してしまい、いくら繰返し载荷を行っても同一のループを描くのみであるという大きな課題を抱えていたが、その後の改良によりこの点についてはかなり克服されてきている。

応力-ひずみ関係に着目すると、いずれも相対密度が大きくなるほど繰返しせん断に伴ってひずみ振幅が徐々に増加する傾向が定性的には良好に表現されている。また、サイクリックモビリティによる履歴曲線の反り戻り現象も現れている。特に、LIQCA、EFFECTでは、実験結果との対応も概ね良好であるように見える。それに対して、MuDIANならびにDYNAFLOWでは、 $D_r=60\%$ の結果に顕著なように、ひずみ5%程度を超過するあたりからループの形状が実験結果と大きく異なる性状を描いている。STADASの結果によると、 $D_r=60\sim 80\%$ においていびつなループ形状を呈している。これは、構成則が非排水繰返しせん断強度曲線を片振幅せん断ひずみの等ひずみ線上で経路をトレースするように構築されており、上記3つの相対密度の非排水繰返しせん断強度曲線が、例えば片ひずみで0.75%、1.5%、3.75%、7.5%等というように非常に荒い間隔でしか示されていないため、その間のひずみに対して単純に線形補間を行ったことが主な原因であったと考えられる。それに対して $D_r=90\%$ では、元来ひずみが徐々に進行する特性を有しているため、上記の補間法を用いることでほぼ実験結果を忠実に再現できることになる。すなわち、この構成則では、実験値のあるところは必ず実験値を満足するように構築されているが、離散値としての実験データが荒すぎると見かけ上、解析結果と実験結果が乖離しているような結果となってしまう。

有効応力経路に着目すると、繰返しごとの有効応力低下量の細かな絶対値はさておき、LIQCA、EFFECT、MuDIAN、DYNAFLOW、STADASでは、サイクリックモビリティ以降の挙動も含めて全体的な傾向は実験結果と比較的整合がとれている印象である。ただし、DYNAFLOWでは、 $D_r=90\%$ の時に顕著なように、サイクリックモビリティ状態に至った時の除荷時の有効応力低下量(過剰間隙水圧上昇量)がかなり大きく評価されているようである。一方、FLIPでは、変相線以内での有効応力の減少、すなわち間隙水圧の上昇が小さく、見た目の有効応力経路は実験による経路と異なる印象を与えている。大きなせん断ひずみは、サイクリックモビリティが生じている状態で発生すると考えてよい。有効応力経路を見る限りにおいては、いずれもサイクリックモビリティ減少をそれなりに表現した経路を描くのに対して、先に示した応力-ひずみ関係は構成式によっては十分な再現性を示しているとは言えなかった。これは、サイクリックモビリティのような、破壊線近傍を応力が何度も通過するような状態、すなわち、繰返しに伴う応力比の変動が小さい中で、ひずみが進行する状態を安定的に解析することの難しさを示しているのではないかと考えられる。

(2) ひずみ振幅、ひずみ振幅増分、過剰間隙水圧の関係の比較

繰返しせん断に伴う変形挙動を定量的に比較検討するため、以下の関係について構成式ごとに比較を行った。

- ① 過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみの関係
- ② 過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみ増分の関係
- ③ 両振幅せん断ひずみと両振幅せん断ひずみ増分の関係

ここでは、過剰間隙水圧比は、繰返し1回の中での最大値を採用している。なお、4.2.1において各相対密度における中空ねじりせん断試験による豊浦砂の結果を示しているので、必要に応じて参照していただきたい。

(a) LIQCA の解析結果

図 4.2.2-3(1)には、LIQCA の構成式による解析結果と実験結果の比較を示している。

過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみの関係に着目すると、 $Dr=80\%$ 以下では実験結果に比べてひずみ振幅が急増する過剰間隙水圧比が若干大きい傾向を示しており、解析では過剰間隙水圧比が0.90~0.95付近、すなわち初期液化に近い状態に至ってひずみ振幅が急増している。それに対して、 $Dr=90\%$ の場合には、実験結果との一致度は概ね良好で、いずれも過剰間隙水圧比が0.8付近から急増している。過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみ増分の関係に関しても、上記の傾向を反映して、 $Dr=80\%$ 以下では、解析によるひずみ振幅増分は過剰間隙水圧比が0.95を越えたあたりで急増する結果になっている。一方、両振幅せん断ひずみと両振幅せん断ひずみ増分との関係は、過剰間隙水圧比との関係に比べ全体的に一致度が良好である。

また、LIQCA では、いずれの相対密度に対しても最終的にひずみ振幅増分が減少し、増分がゼロに至っていることから、繰返し載荷を続けるうちに、ひずみ振幅が停留する可能性があることが伺われる。

(b) EFECT の解析結果

図 4.2.2-3(2)には、EFECT の構成式による解析結果と実験結果の比較を示している。

$Dr=80\%$ 以下の過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみの関係に着目すると、実験結果との一致度はかなり良好であり、過剰間隙水圧比と両振幅ひずみ増分の関係についても、過剰間隙水圧比0.9付近までの一致度は比較的良好である。また、本構成式では、過剰間隙水圧比が0.8~0.9、両振幅せん断ひずみで5%付近に至ると、その後のせん断に対して両振幅ひずみ増分が頭打ちする傾向を示しており、4.2.1に示した結果に比べいずれも若干小さめの値で頭打ちを生じているものの、今回の実験データの分析による知見との整合は良好であるようである。一方、 $Dr=90\%$ では、実験に比べひずみ振幅が大きくなる傾向が伺われる。これは、ひずみ増分から判るとおり、過剰間隙水圧比が0.8以上の大きな上昇に至る以前に、ひずみが発生しやすくなったためである。

また、EFECTでも、 $Dr=80\%$ 以下ではLIQCA同様に最終的にひずみ増分がゼロになっているが、 $Dr=90\%$ では、一旦ひずみ増分が低下する傾向を示した後、再度徐々に増加している。

(c) MuDIAN の解析結果

図 4.2.2-3(3)には、MuDIAN の構成式による解析結果と実験結果の比較を示している。

過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみの関係に着目すると、いずれの相対密度に対しても実験結果に比べてひずみ振幅が急増する過剰間隙水圧比が大きい傾向を示しており、解析では過剰間隙水圧比が0.90~0.95付近でひずみ振幅が急増している。したがって、過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみ増分の関係も、解析によるひずみ振幅増分は過剰間隙水圧比が0.90~0.95を越えたあたりで急増する結果になっている。両振幅せん断ひずみと両振幅せん断ひずみ増分の関係をみると、若干不規則なひずみ増分の傾向や不一致度が認められるが、両振幅せん断ひずみ振幅が5%前後に至るまでの関係はある程度良好な一致度を示している。ただし、本構成式では、過剰間隙水圧比が0.95を超過する付近、ひずみ振幅で5%~7%を超過する付近を越えてせん断を継続すると、両振幅ひずみ振幅、両振幅ひずみ振幅増分ともに大きく急増する傾向が伺われ、これは、ひずみが5%を超過するあたりから応力-ひずみ関係が実験結果と乖離してくることと整合している。また、本構成式では繰返し載荷を加え続けるとひずみはどこまでも発生する可能性がある。

(d) FLIP の解析結果

図 4.2.2-3(4)には、FLIP の構成式による解析結果と実験結果の比較を示している。

過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみの関係に着目すると、いずれの相対密度に対しても、所定の過剰間隙水圧比に対応する両振幅せん断ひずみが全体的に実験結果よりかなり大きくなっている。したがって、過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみ増分の関係に関しても、全体的にひずみ振幅増分が大きい。両振幅せん断ひずみと両振幅せん断ひずみ増分の関係では、一部を除いて過剰間隙水圧比とひずみ振幅増分の関係に比べて実験結果との乖離は大きくないように見えるが、載荷の初期段階で大きなひずみ増分が発生しやすい傾向が伺われ、これが過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみの関係の差異の原因となっているようである。この差は、パラメータの設定によっては回避できるのではないかと考えられる。また、本構成式では繰返し載荷を加え続けるとひずみはどこまでも発生する可能性がある。

(e) DYNAFLOW の解析結果

図 4.2.2-3(5)には、DYNAFLOW の構成式による解析結果と実験結果の比較を示している。

過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみの関係は、 $D_r=70\%$ 以下では実験結果と解析結果の一致度はよい。一方、 $D_r=80\%$ と 90% では、過剰間隙水圧比 0.95 付近でひずみ振幅が急増する結果となっている。これは、 $D_r=90\%$ の結果をみると分かる通り、実験では過剰間隙水圧が徐々に増加するのに対して、有効応力経路の比較でも示したように、本構成則は、大きな応力比の元で、サイクリックモビリティ状態に至ると、除荷過程において過剰間隙水圧が一気に上昇してしまうという特性を有しているためと考えられる。両振幅せん断ひずみ増分挙動については、過剰間隙水圧比、両振幅せん断ひずみの両者との関係に加えて、先に示した応力-ひずみ関係を同時に見てみる。ひずみ増分は、繰返しとともに増加したり、減少したりしており、必ずしも統一的な傾向は認められない。特にこの状態はサイクリックモビリティ状態で生じているようであり、有効応力経路の比較のところで指摘したとおり、破壊線近傍での挙動解析の難しさが伺われる。

(f) STADAS の解析結果

図 4.2.2-3(5)には、STADAS の構成式による解析結果と実験結果の比較を示している。

本構成則では、せん断ひずみと過剰間隙水圧を与情報として与えている関係で、過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみの関係はほとんど実験結果と一致する。また、ひずみ振幅増分についても、過剰間隙水圧比、両振幅せん断ひずみの両者に対して実験結果との対応はかなり良いようである。

(3) 非排水繰返しせん断強度(液状化強度)の比較

図 4.2.2-4には、 $D_r=70\%$ および $D_r=90\%$ の時の非排水繰返しせん断強度に関する比較を示した。比較にあたっては、強度の定義を、両振幅せん断ひずみ $\gamma(DA)=1.5\%$ 、 3.0% 、 7.5% 、過剰間隙水圧比 $u/\sigma'_m=0.95$ の4通りに設定して、それぞれの条件での強度曲線を比較した。

なお、解析による非排水繰返しせん断強度は、対応する相対密度の要素シミュレーションに適用した解析用物性値をそのまま用いて幾つかの応力比での解析を行い、強度曲線を求めている。また、実験による $D_r=90\%$ の強度曲線は、要素シミュレーションの対象とした実験と同一機関で実施した一連の実験による結果を示しているが、 $D_r=70\%$ の強度曲線は、要素シミュレーションの対象とした実験と異なる機関で実施した実験であることを予め断っておく。ただし、両機関で実施した実験は、同一の供試体寸法、供試体作成方法(いずれも乾燥砂の空中落下法)によるものであり、今回の強度曲線は、例えば龍岡ら(龍岡ら 1984)の結果とほぼ一致している。

実験結果によると、中密な $D_r=70\%$ の条件では、強度曲線が比較的平坦で、強度の定義による強度曲線の差異はほとんど認められないのに対して、密な $D_r=90\%$ の条件では、強度曲線の勾配が急勾配になり、強度の定義によって強度曲線が異なってくるのが最大の特徴である。

LIQCA の結果に着目すると、各相対密度での基本的な特徴を概ね満足しているようである。LIQCA は弾塑性論に基づく構成式であり、これまでの一斉解析でも弾塑性論に基づく構成式では強度曲線の勾配が急になってしまう傾向が指摘されていたが、 $D_r=90\%$ の結果に見られるようにここでもその傾向が認められる。また、 $D_r=90\%$ では、強度の定義による強度曲線の差が実験結果に比べて小さく、繰返し回数の大きいところでの強度が実験結果に比べて小さめに評価されているようである。

EFFECT も上記の特徴を概ね満足している。 $D_r=90\%$ の強度曲線も、強度の定義による曲線の差がある程度現れているが、LIQCA と同様に、応力比の大きいところで強度曲線の勾配が急になる傾向があり、これが絶対値の差の主な原因となっているようである。またこの傾向は、 $D_r=70\%$ の中密砂の強度曲線にも現れている。EFFECT も弾塑性論に基づく構成式である。

MuDIAN は、 $D_r=90\%$ の密な砂において、強度の定義によって強度曲線が異なってくる傾向は認められるが、過剰間隙水圧比 0.95 のときの強度が実験に比べて小さめに評価されている。これは、有効応力経路や過剰間隙水圧比と両振幅せん断ひずみ関係をみても分かる通り、過剰間隙水圧が上昇しやすい性質を持っているためではないかと推察される。また、いずれの相対密度に対しても強度曲線の勾配がかなり急勾配になっており、その結果、全体的に強度の絶対値も実験結果との乖離が大きい印象を与えている。特に、 $D_r=90\%$ の密な砂の強度が実験に比べかなり過小評価されている。

FLIP では、いずれの相対密度に対しても、強度の定義による曲線の差異が大きく、全体的に少ない繰返し回数で所定のひずみが発生しているようであり、比較的大きなひずみが発生しやすい傾向が伺われる。また、間隙水圧比 0.95 に相当する強度が最も大きくなる傾向も認められるが、これは有効応力経路図にみられたように、変相線以内での間隙水圧上昇量が実験結果に比べて小さめに評価されてしまっていることによると思われる。

DYNAFLOW では、 $D_r=70\%$ の時の強度が、実験結果と大きく乖離している。要素シミュレーションでは、応力比 0.3 での挙動解析を行い、その解析用物性値を用いて非排水繰返しせん断強度曲線を求めている。この場合、構成式自体が強度曲線を急勾配に評価する傾向があるため、0.3 の応力比で詳細に検討した物性値をそのまま 0.3 以下の応力比に適用して解析すると、

強度が小さくなってしまったのではないかと推察される。これは、 $D_r=90\%$ のときにも当てはまる傾向である。また、 $D_r=90\%$ では、有効応力経路図にもみられたように、間隙水圧の上昇量が大きめに評価されるため、過剰間隙水圧比0.95の強度が最も低い結果になっている。

STADASでは、いずれの相対密度に対しても実験による強度と解析による強度は良好な一致を示している。ただし、これは先にも示したように、本構成則がもとも強度曲線を用いて解析用の物性値を決定していることを考慮すると、当然の結果と言える。

(4) まとめ

有効応力解析の解析用物性値の推定にあたっては、これまで非排水繰返しせん断強度をベースにしていたのが一般的であると思われる。一方、今回は特定の応力比で要素シミュレーションを行い、変形挙動を中心に比較するとともに、その解析用物性値を用いて非排水繰返しせん断強度曲線も求めてみるという新しい試みを行ってみた。結果は上記に示した通りであり、それぞれ興味有る傾向が得られているように思われる。本来であれば、今回とは逆のやり方、すなわち、非排水繰返しせん断強度の情報を与情報として提供し、その結果得られる解析用物性値を用いて特定の応力比の要素シミュレーション結果を詳細に比較してみるというやり方もあり、その場合には、また別の傾向が現れるかもしれない。一方で、今回の構成則の多くが、解析用物性値の推定にあたり、かなりの試行錯誤解析を行っているものと推察される。その際、注意しなければならないことは、解析者が構成則の開発者であるなど、用いる構成則に精通している場合は、本質を大きく逸脱することなくそれなりの物性値設定を行うことが可能であると考えられるのに対して、一ユーザーが、既存のプログラムを用いる際には、同じ構成則でも物性値が微妙に異なり、結果的に異なる挙動を与えてしまうような物性を設定してしまう可能性があることである。特に、結果に敏感なパラメータが含まれる場合には、個人差が生じやすいことも考えられる。この点を考慮すると、例えば今回のSTADASの構成則による解析にみられるように、非排水繰返しせん断試験データを可能な限り忠実に追跡する方法によると、物性値の推定に当たり、上記の問題も有る程度回避された客観性が保持できる可能性がある。ただし、この場合、実験データをいかに正確かつ細かく収録するかが前提となる。

なお、今回の要素シミュレーションはあくまで所定の相対密度に対して1つの応力比の条件でのみ実施したものであるため、今回の結果のみでそれぞれの構成則の長所、短所を軽々に述べることはできない。また、実験についても、例えばメンブレンペネトレーションの問題など、必ずしも要素としての理想的な条件を満足したものである保証はない。本章の冒頭にも述べたとおり、今後は変形照査型設計が重要であり、地盤の変形予測精度が大切になることは疑う余地のないところである。そのためには、解析の観点からは、初期段階として少なくとも要素シミュレーションレベルで実験結果を模擬できること、ターゲットとなる実験もその重要度が益々増大し、原位置における初期・地震時応力状態から最もベストと考えられる実験装置による大変形試験を行うこと、実験データは可能な限り多岐にわたる項目に対して(例えば、非排水繰返しせん断試験終了後に排水時の体積変化を測定しておくなど)、できるだけ細かくデータをサンプリングしておくこと、などが必要になるのではないかとと思われる。

国内の学会レベルでの同様の一斉解析は、先にも述べたとおり今回が3回目であり、今回はどちらかというと変形挙動を中心に比較を行ってみた。それぞれ開発者の努力により随分と進歩してきたという印象である。一方で、要素レベルの挙動が良好に再現できても、具体的な地盤・構造物系のモデルを対象とした境界値問題に対してはどの程度の精度を有するか、など、今後も益々精力的な研究、開発が行われるものと期待される。

最後に、今回のLIQCAによる解析では、京都大学大学院の岡二三生教授、古家幸司研究生によって実施された解析結果をとりまとめさせていただいた。解析を快くお引き受けいただきご指導いただいた岡二三生教授、また根気強く解析を実施された古家幸司研究生に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 足立紀尚, 龍岡文夫(1981): 土木学会編 新体系土木工学 18 土の力学(III), p.232, 技報堂出版。
- 2) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ (2002): LIQCA2D01 (2001年公開版) 資料。
- 3) 原忠, 國生剛治(2000): 砂礫の液状化強度および液状化後の非排水せん断強度に及ぼす粒度分布の影響, 土木学会論文集 No.645/III-50, pp.245-253。
- 4) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1993): Strain space plasticity for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 2, pp. 1-15.
- 5) 伊藤浩二(1992): 動的有効応力解析プログラム「EFECT」(その1) —基礎理論と地盤構成モデル—, 大林組技術研究所報, No.51, pp.7-14.
- 6) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S. (1999): A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680.

- 7) Prevost, J., H. (2002) : :DYNAFLOW, A nonlinear transient finite element analysis program, Princeton University.
- 8) 塩見忠彦, 津國正一 (1998): 残留変位量に注目した修正 Densification モデル, 第 32 回地盤工学研究発表会, pp739-740.
- 9) Tatsuoka, F., Muramatsu, M. and Sasaki, T. (1982) : Cyclic Undrained Stress-strain Behavior of Dense Sands by Torsional Simple Shear Test, Soils and Foundations, Vol.22, No.2.
- 10) Yoshida, N. (1993) : STADAS, A computer program for static and dynamic analysis of ground and soil-structure interaction problems, Report, Soil Dynamics Group, The University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- 11) 吉田望, 安田進, 規矩大義, 澤田純男(2003): レベル2地震動下の液状化に関する基礎的考察, 土木学会第 58 回年次学術講演会, (投稿中).

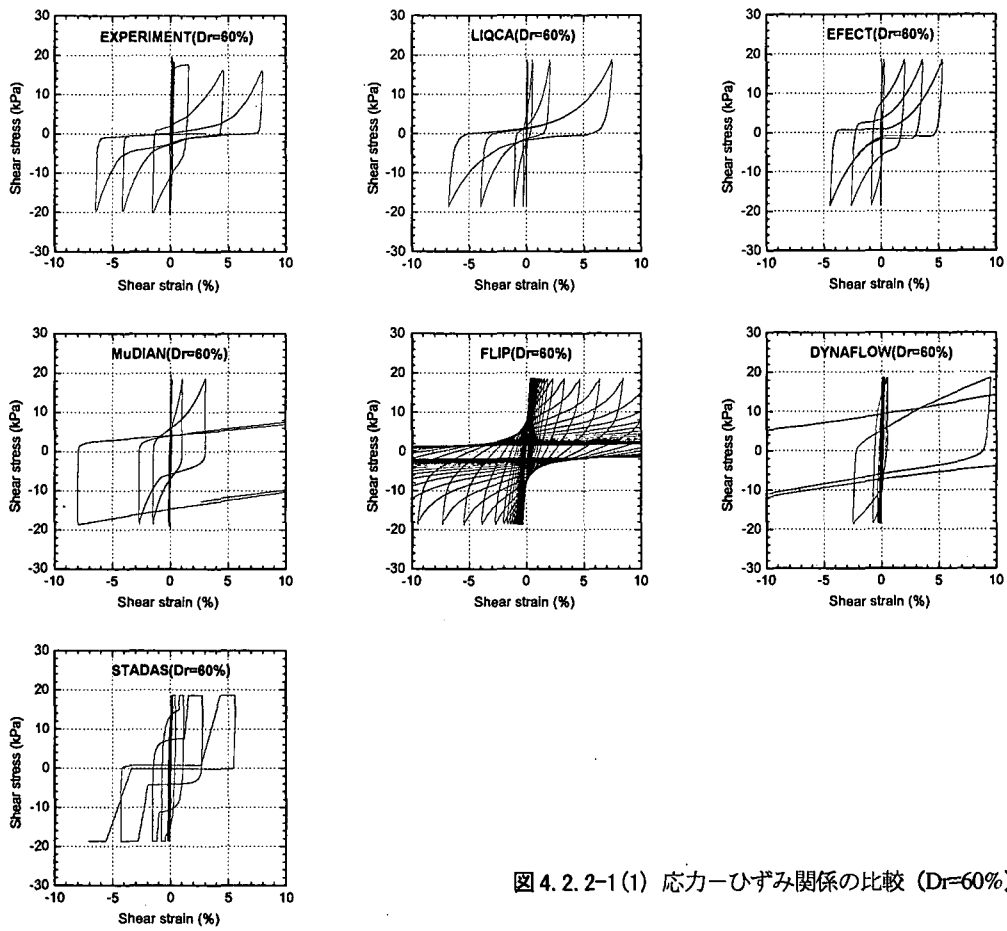


図 4.2.2-1(1) 応力-ひずみ関係の比較 (Dr=60%)

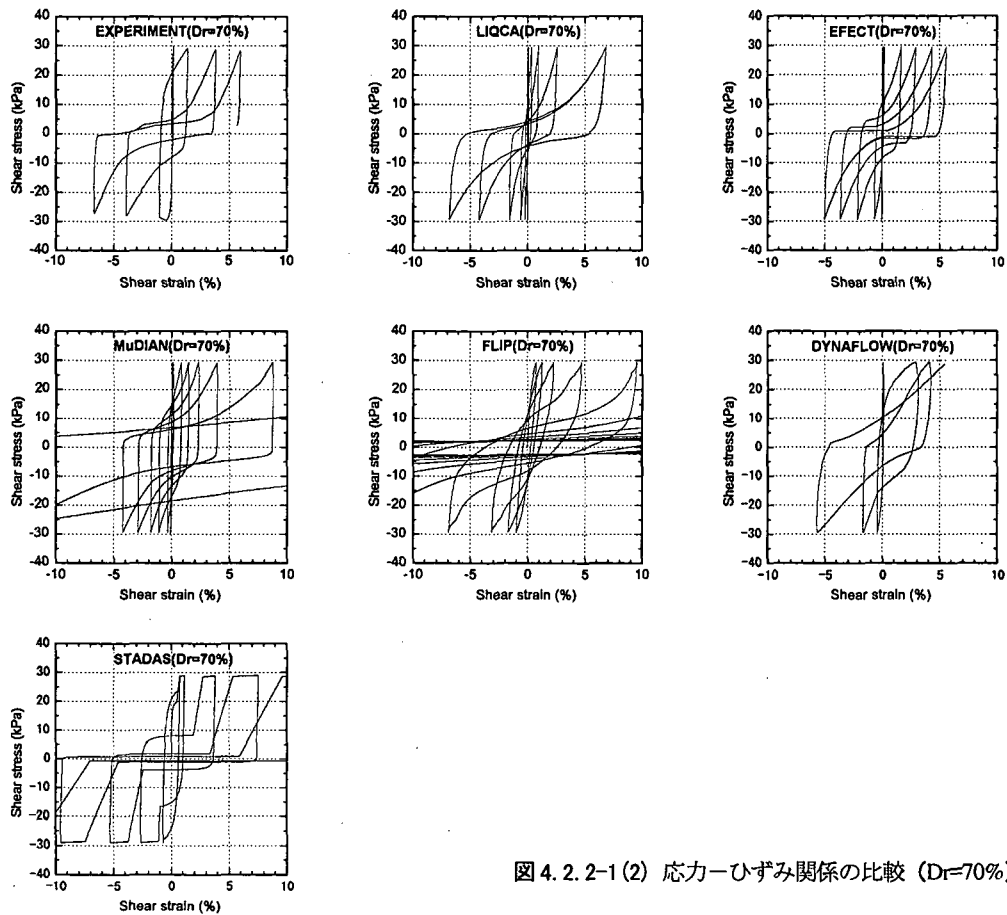


図 4.2.2-1(2) 応力-ひずみ関係の比較 (Dr=70%)

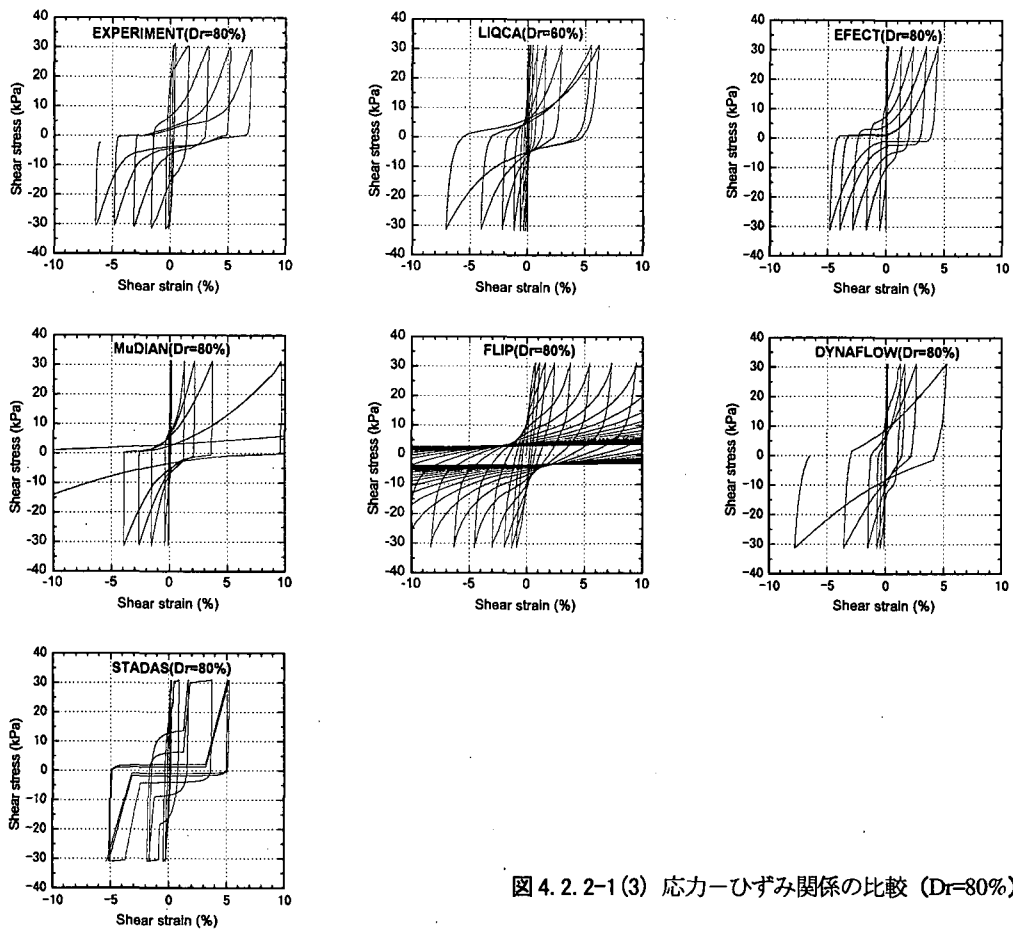


図 4.2.2-1 (3) 応力-ひずみ関係の比較 ($D_r=80\%$)

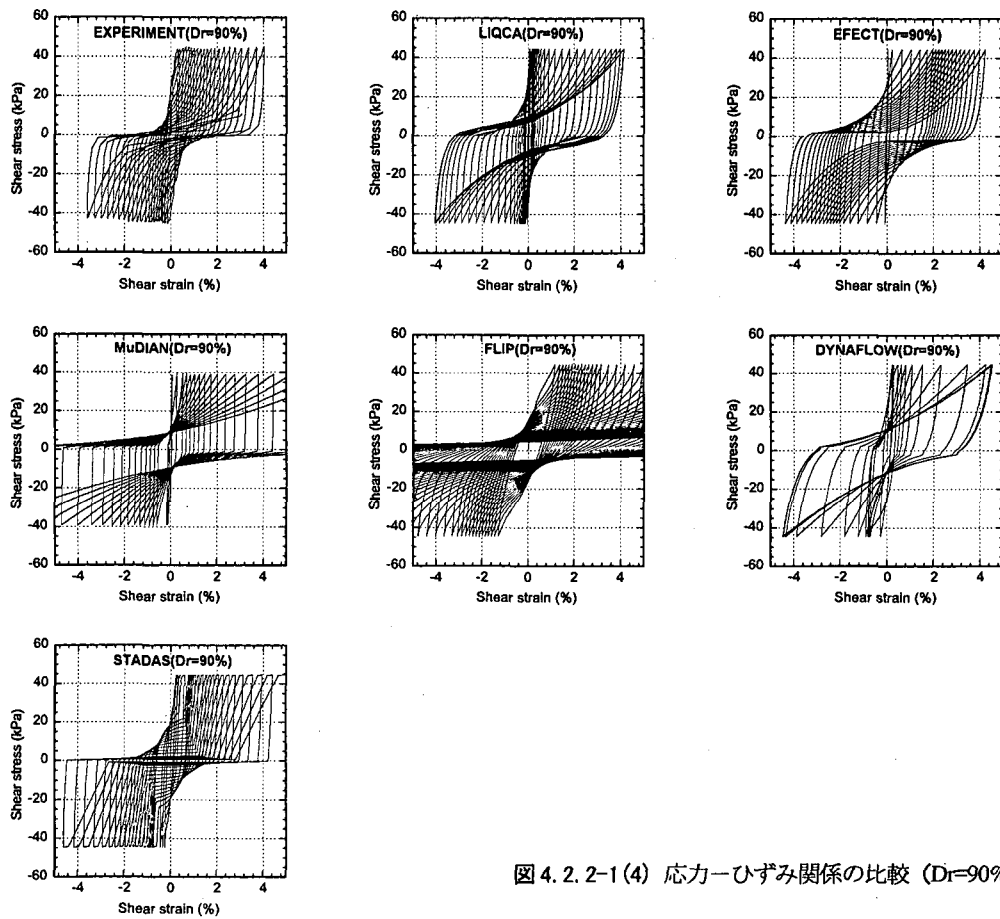


図 4.2.2-1 (4) 応力-ひずみ関係の比較 ($D_r=90\%$)

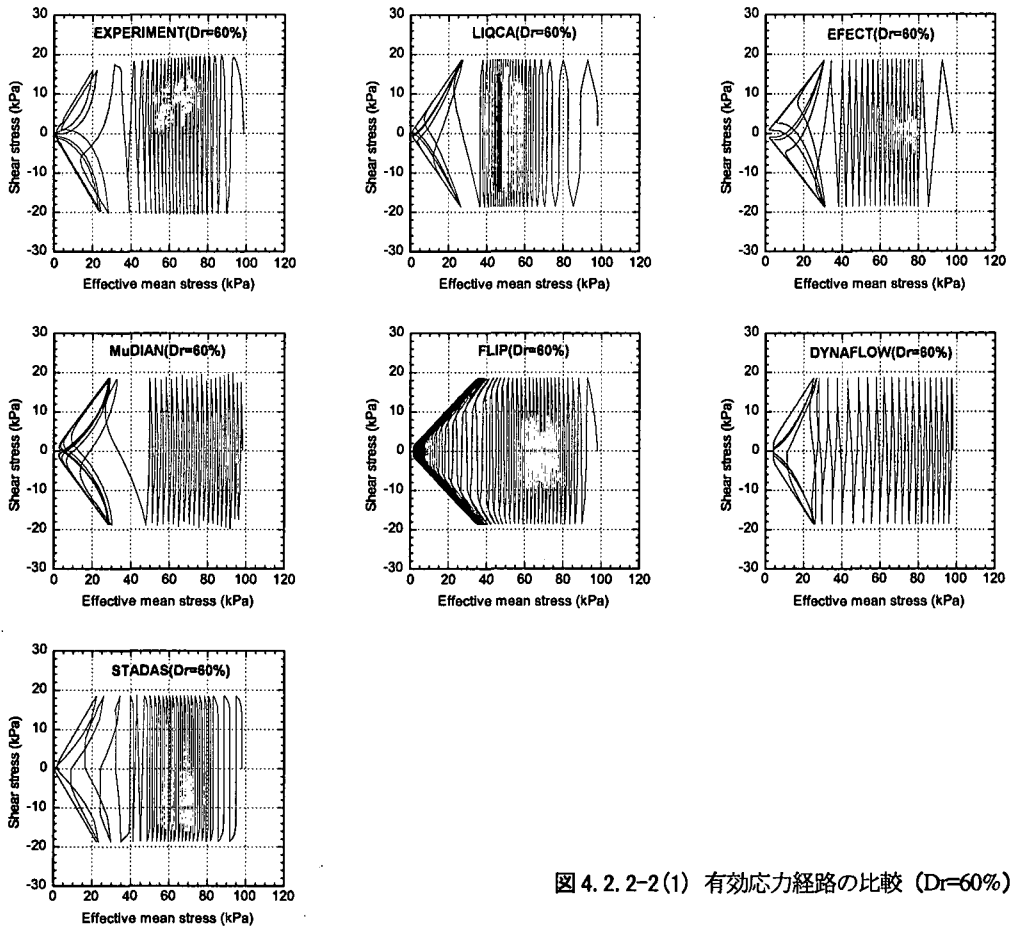


図 4.2.2-2(1) 有効応力経路の比較 ($D_r=60\%$)

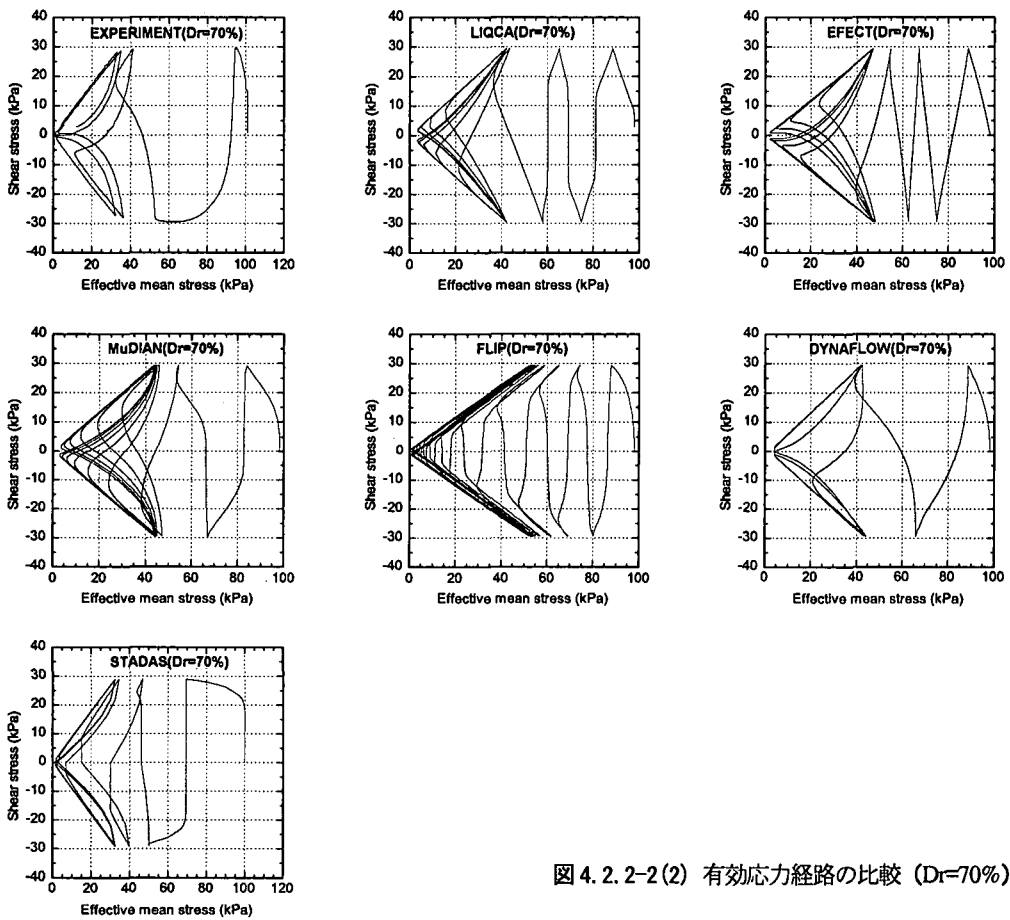


図 4.2.2-2(2) 有効応力経路の比較 ($D_r=70\%$)

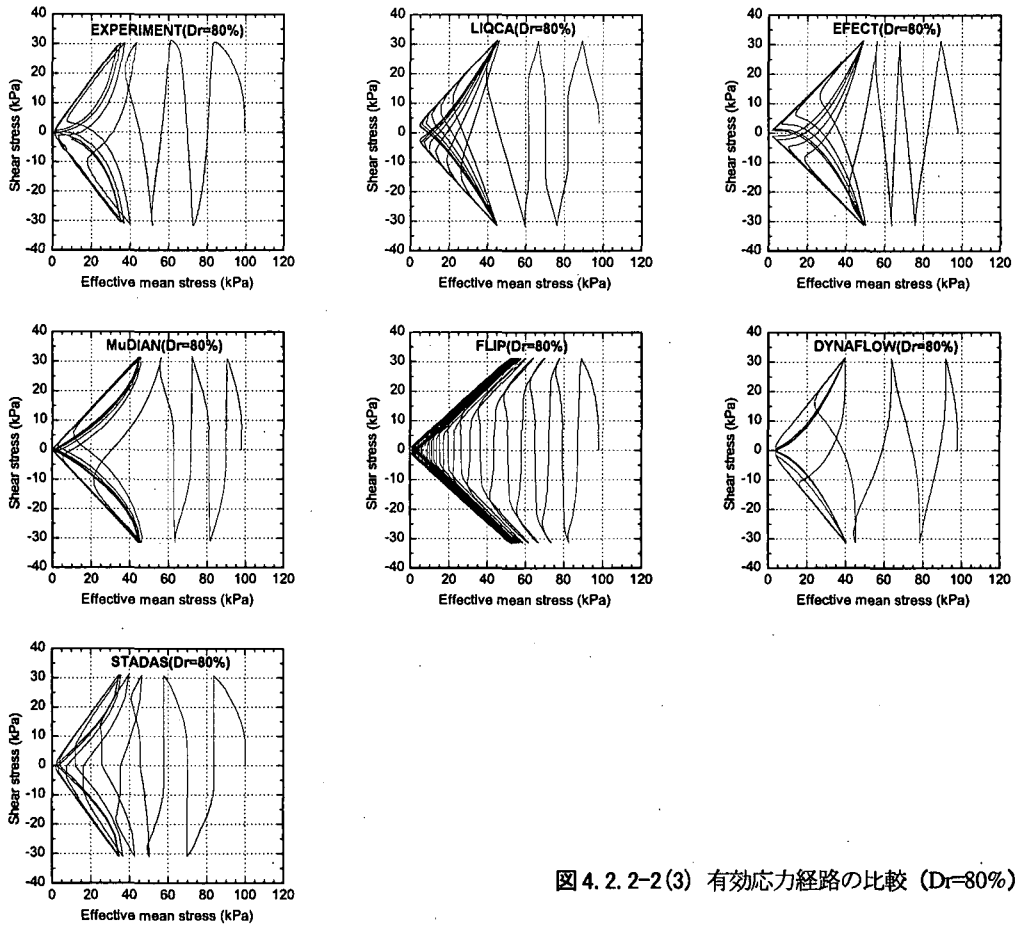


図 4. 2. 2-2 (3) 有効応力経路の比較 (Dr=80%)

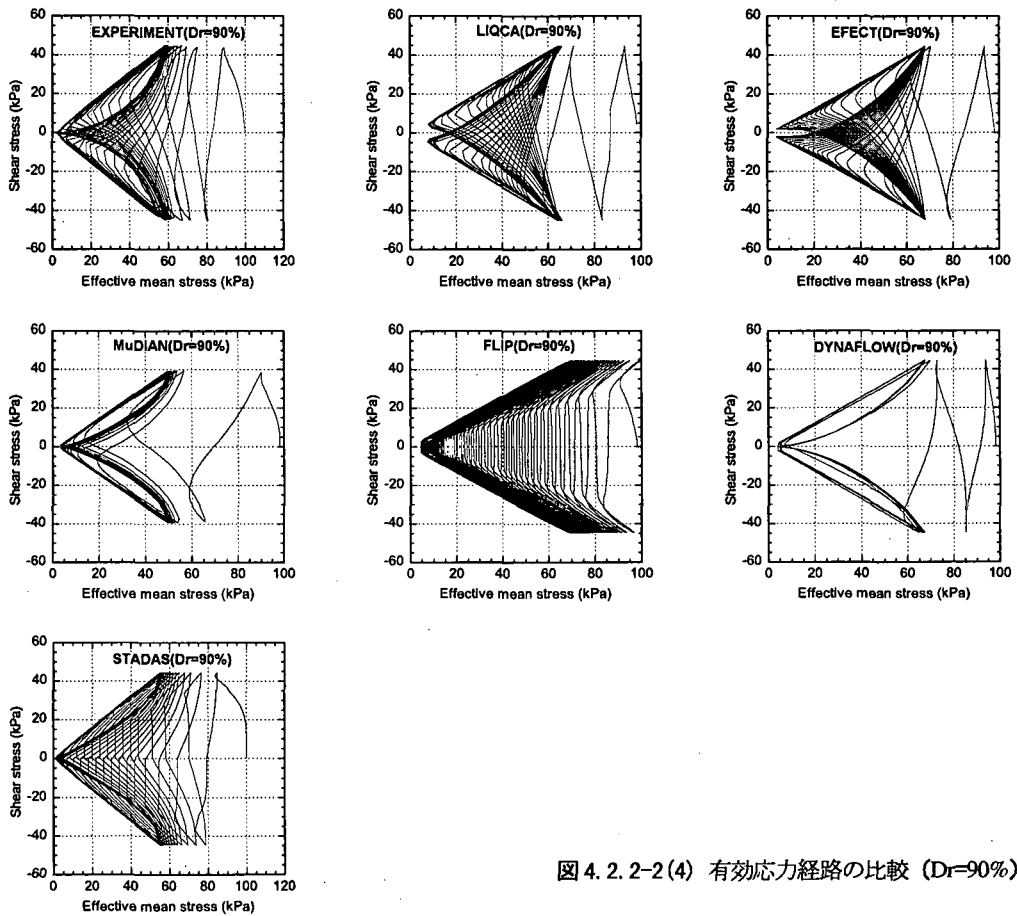
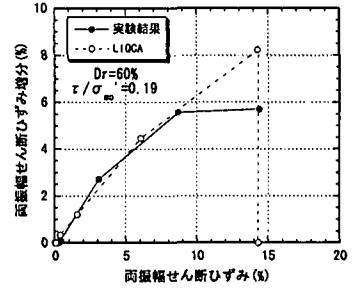
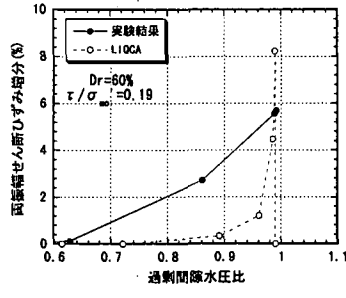
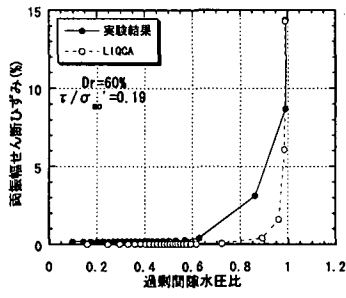
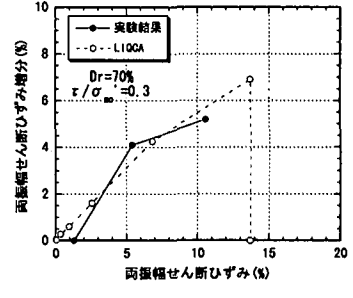
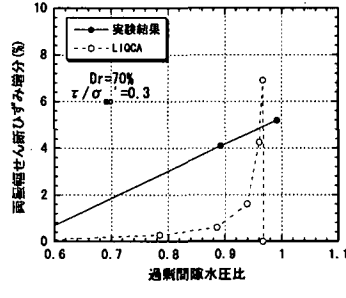
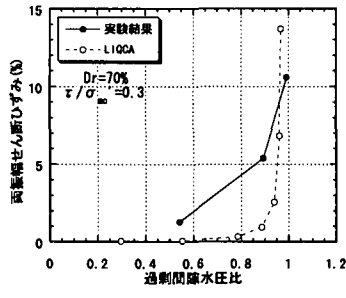


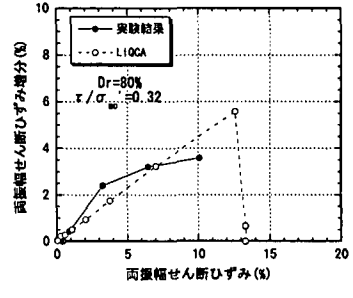
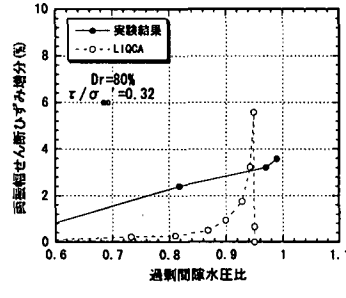
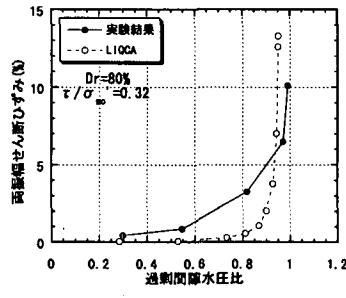
図 4. 2. 2-2 (4) 有効応力経路の比較 (Dr=90%)



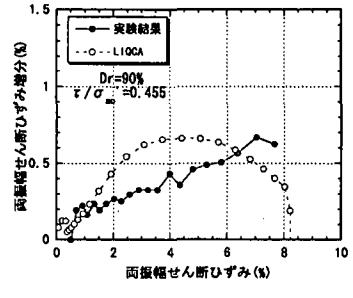
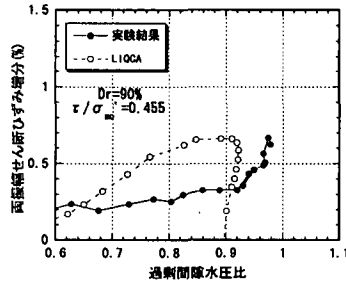
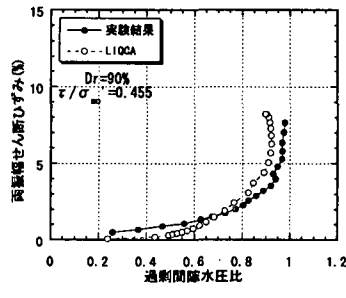
(a) Dr = 60 %



(b) Dr = 70 %

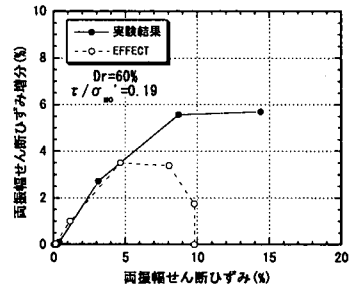
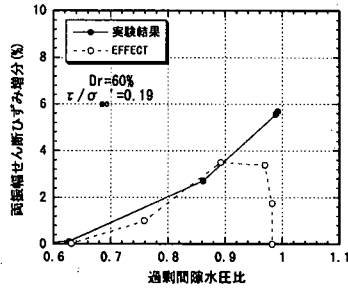
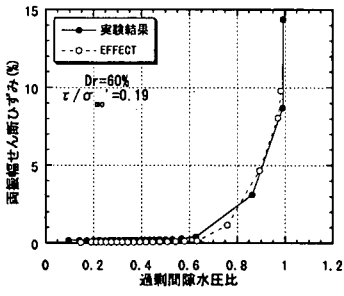


(c) Dr = 80 %

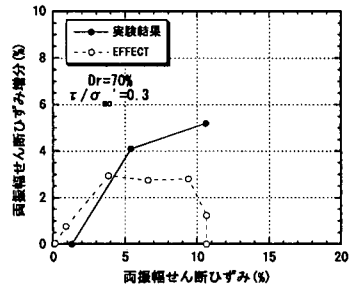
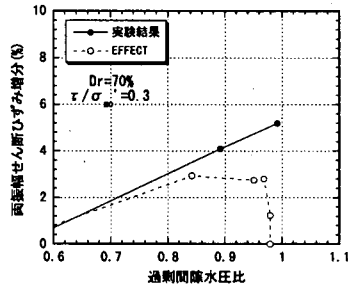
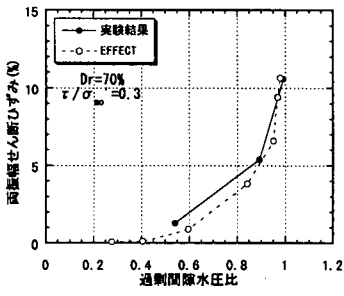


(d) Dr = 90 %

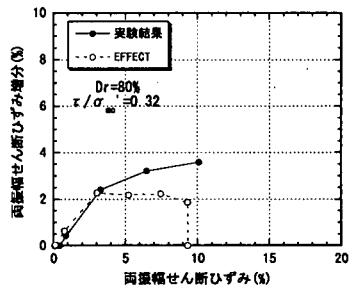
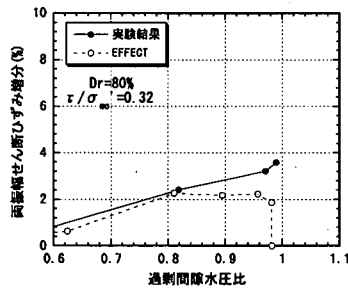
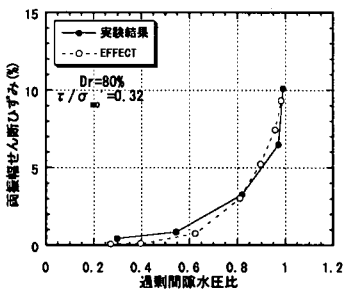
図 4. 2-3 (1) 両振幅せん断ひずみ, 両振幅せん断ひずみ増分, 過剰間隙水圧比の相互関係の比較(LIQCA)



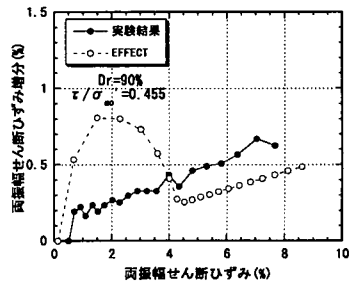
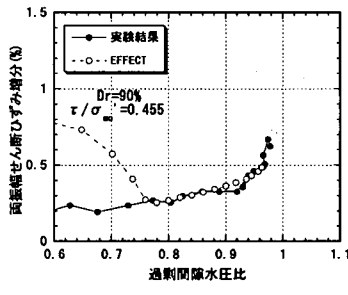
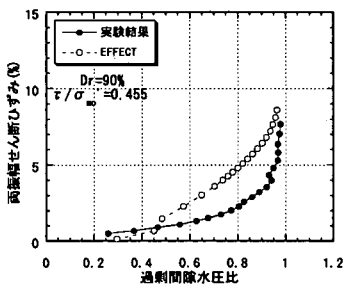
(a) $Dr = 60\%$



(b) $Dr = 70\%$

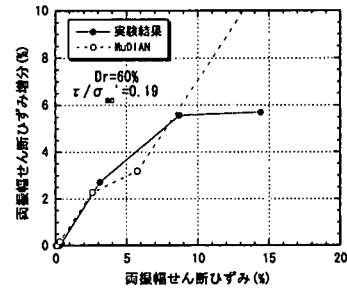
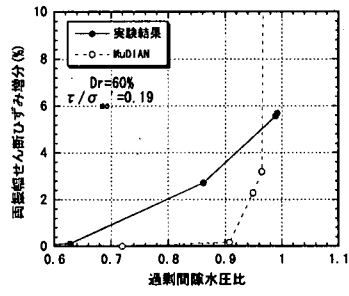
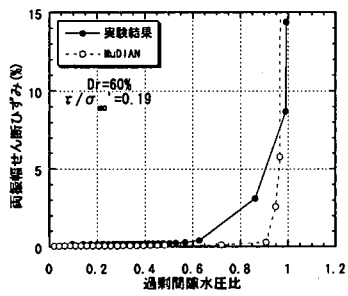


(c) $Dr = 80\%$

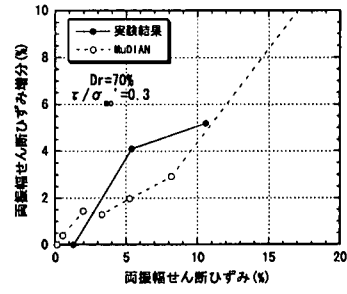
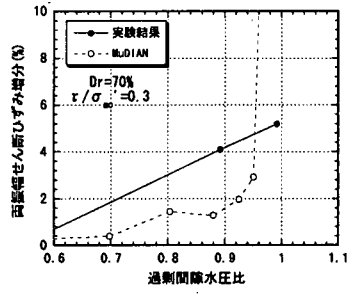
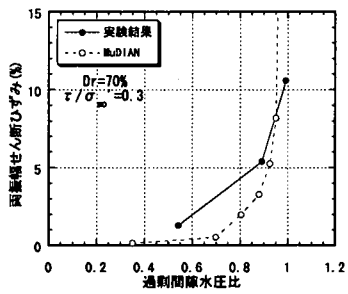


(d) $Dr = 90\%$

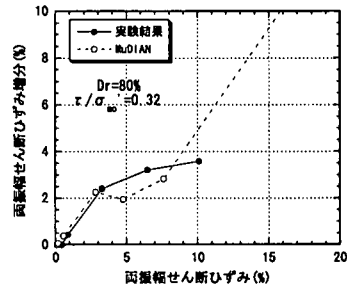
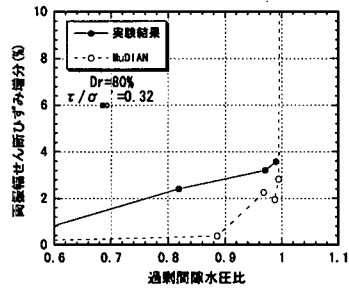
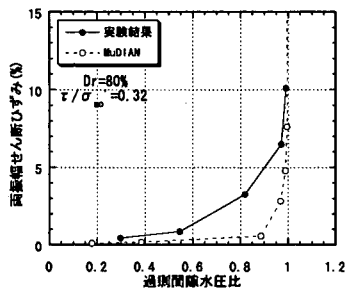
図 4.2.2-3(2) 両振幅せん断ひずみ, 両振幅せん断ひずみ増分, 過剰間隙水圧比の相互関係の比較(EFFECT)



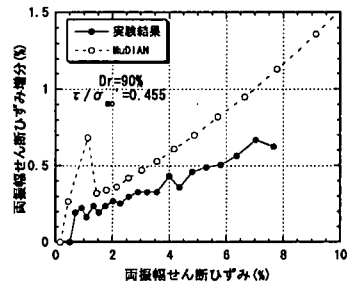
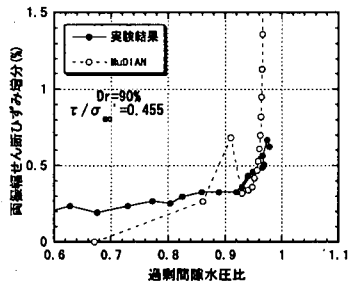
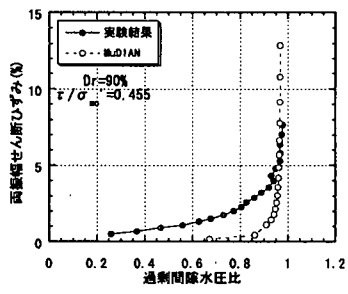
(a) $Dr = 60\%$



(b) $Dr = 70\%$

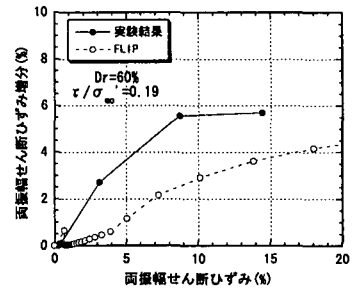
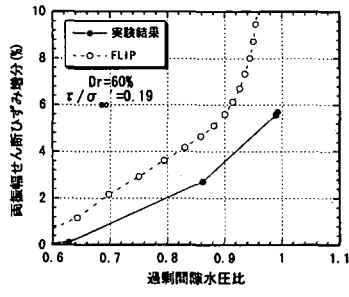
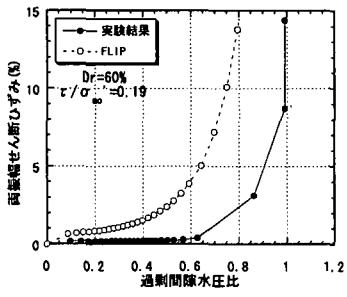


(c) $Dr = 80\%$

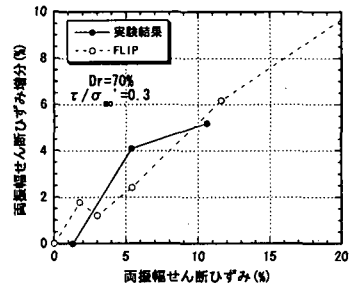
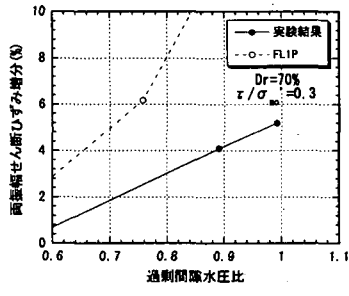
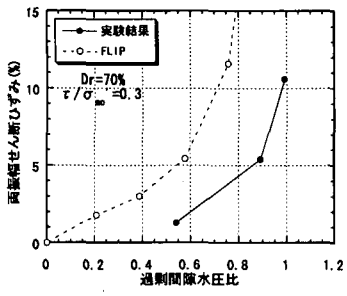


(d) $Dr = 90\%$

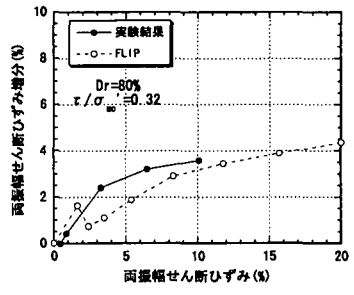
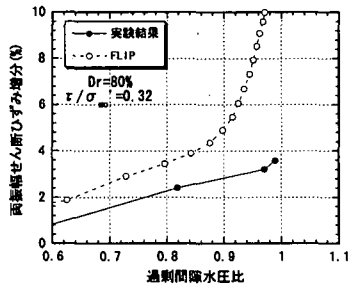
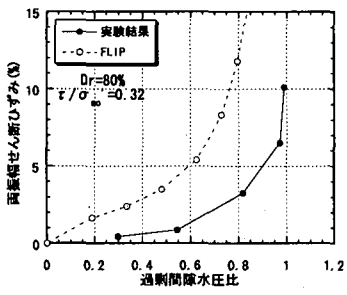
図 4. 2. 2-3 (3) 両振幅せん断ひずみ, 両振幅せん断ひずみ増分, 過剰間隙水圧比の相互関係の比較(MuDIAN)



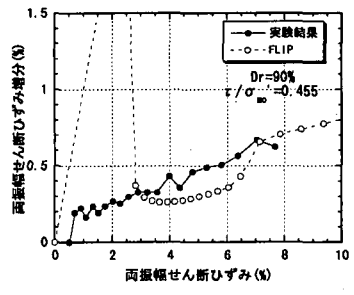
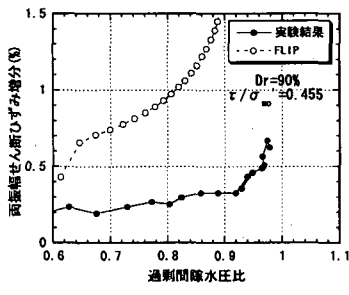
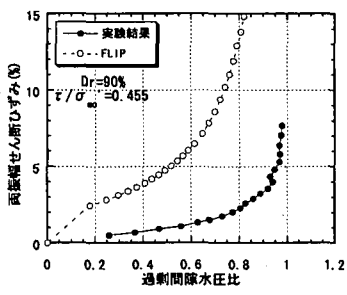
(a) $Dr=60\%$



(b) $Dr=70\%$

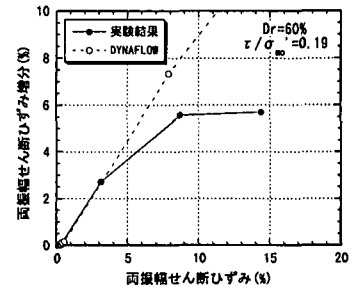
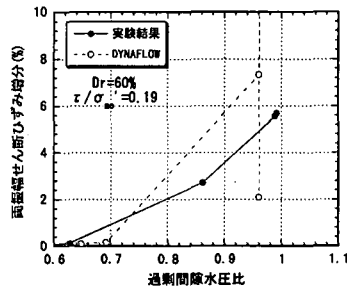
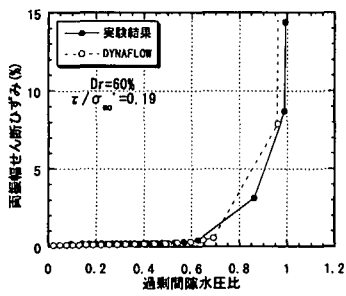


(c) $Dr=80\%$

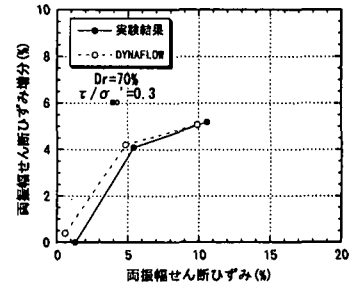
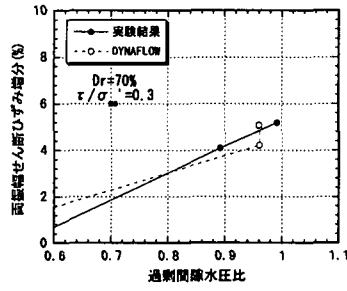
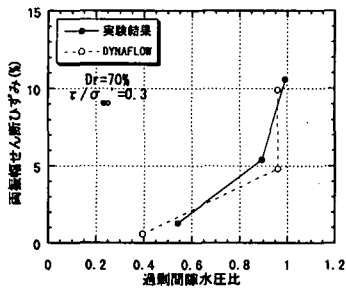


(d) $Dr=90\%$

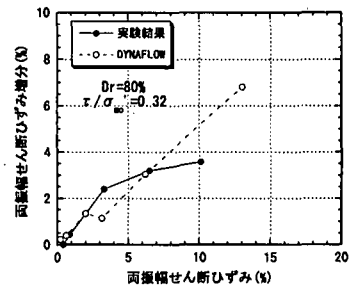
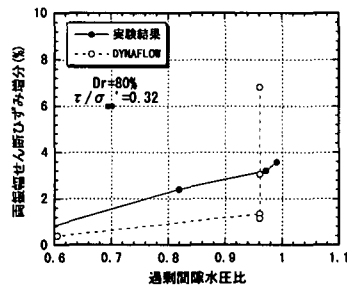
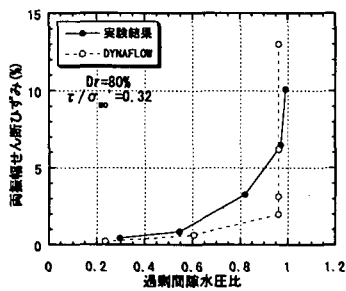
図 4.2.2-3(4) 両振幅せん断ひずみ, 両振幅せん断ひずみ増分, 過剰間隙水圧比の相互関係の比較 (FLIP)



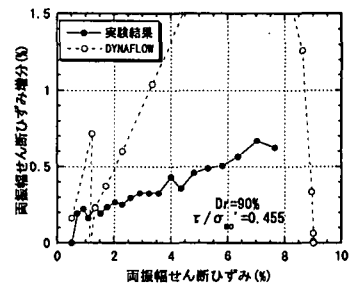
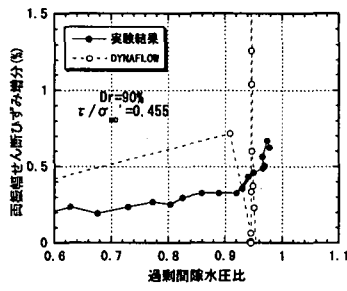
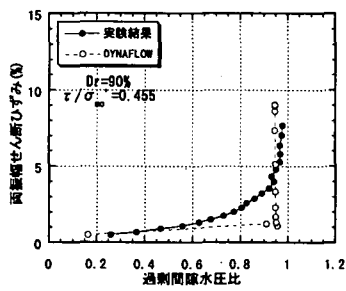
(a) $Dr = 60\%$



(b) $Dr = 70\%$

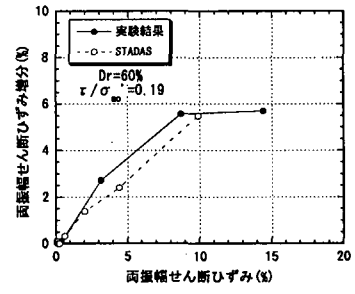
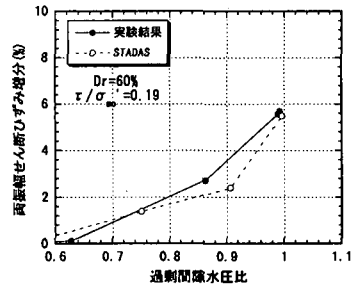
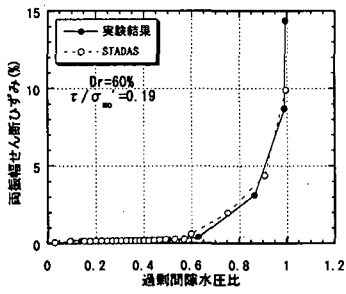


(c) $Dr = 80\%$

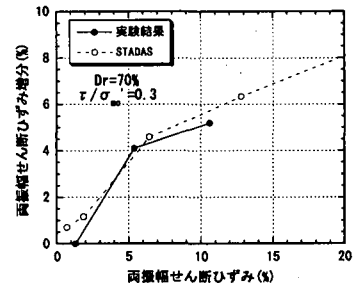
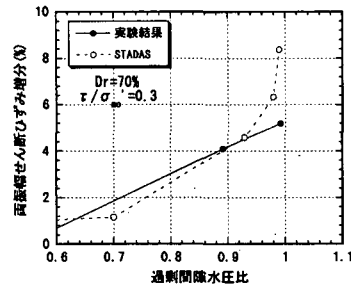
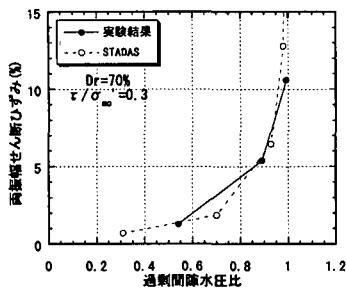


(d) $Dr = 90\%$

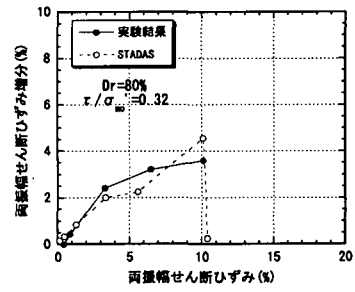
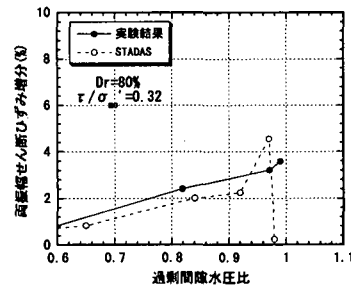
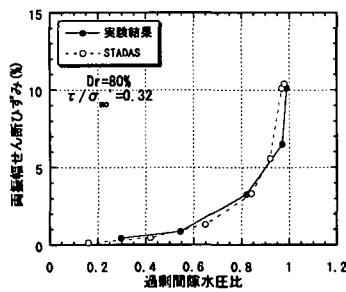
図 4. 2-3(5) 両振幅せん断ひずみ, 両振幅せん断ひずみ増分, 過剰間隙水圧比の相互関係の比較(DYNAFLOW)



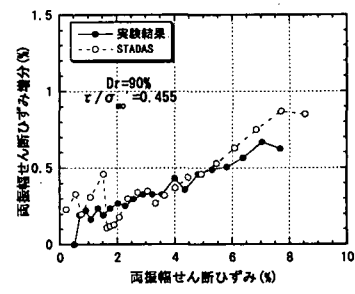
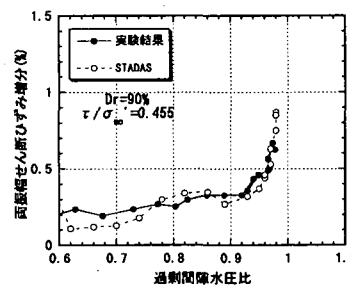
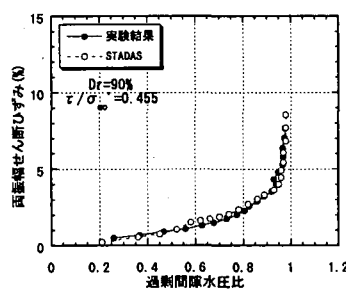
(a) $Dr = 60\%$



(b) $Dr = 70\%$

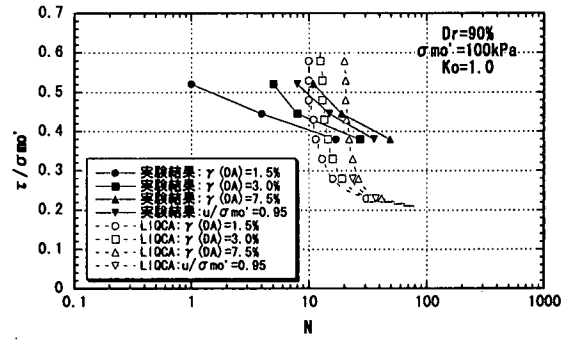
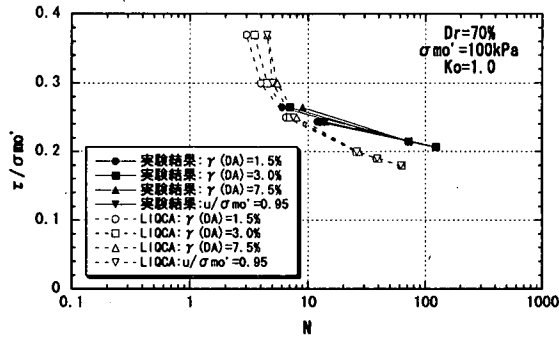


(c) $Dr = 80\%$

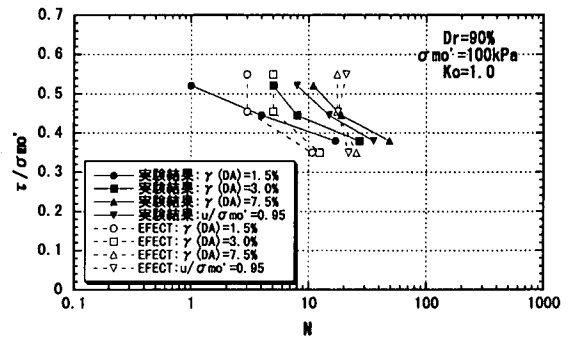
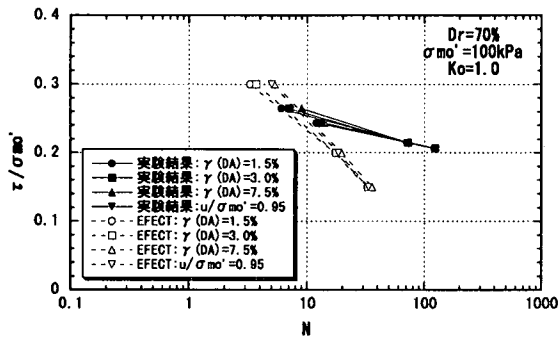


(d) $Dr = 90\%$

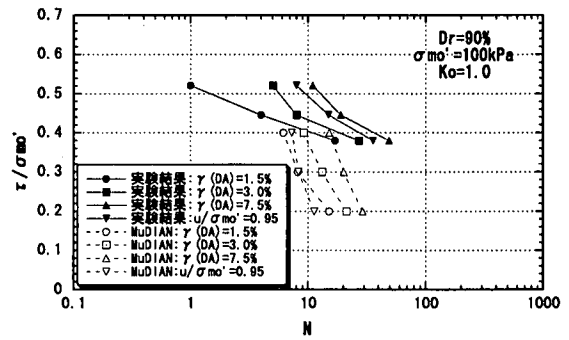
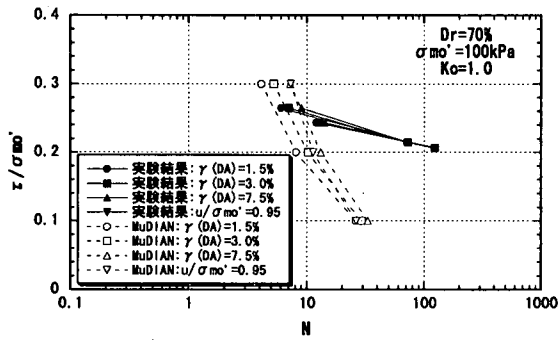
図 4.2.2-3(6) 両振幅せん断ひずみ, 両振幅せん断ひずみ増分, 過剰間隙水圧比の相互関係の比較(STADAS)



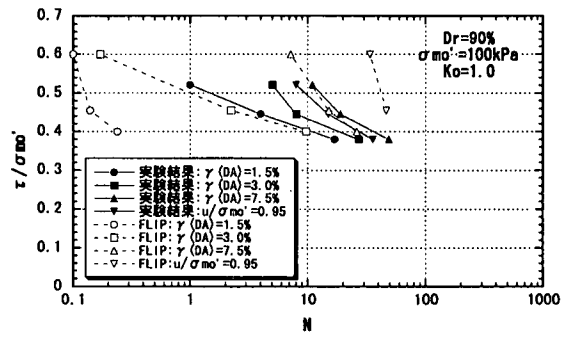
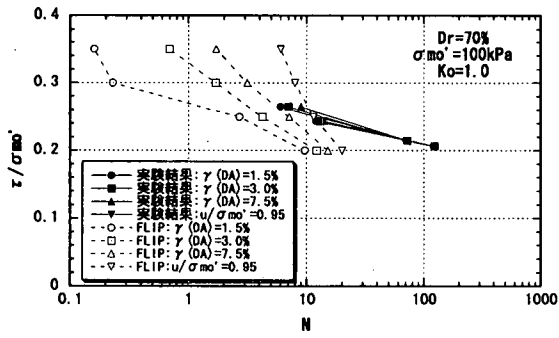
(a) LIQCA



(b) EFECT

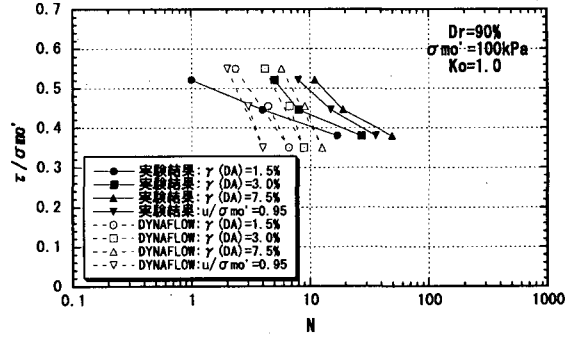
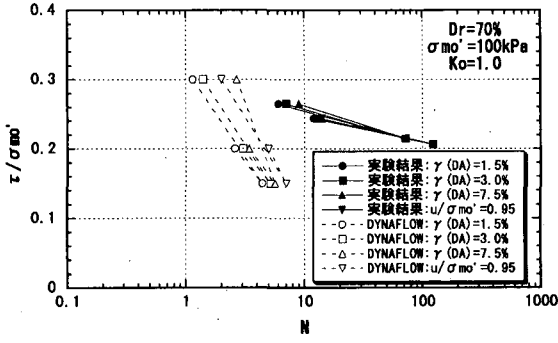


(c) MuDIAN

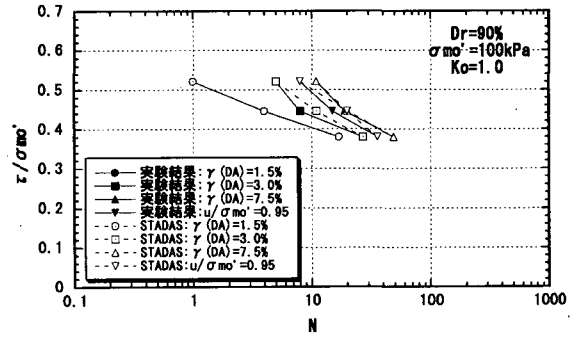
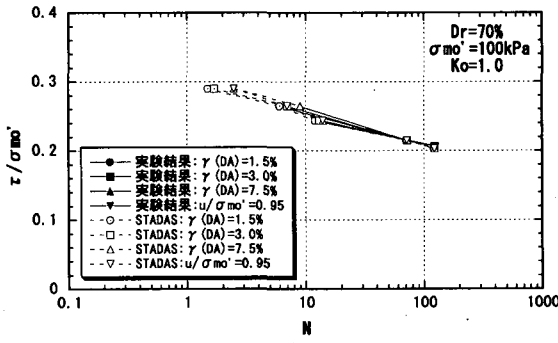


(d) FLIP

図 4.2.2-4 非排水繰返しせん断強度(液状化強度)の比較



(e) DYNAFLOW



(f) STADAS

図 4.2.2-4 非排水繰返しせん断強度(液状化強度)の比較

4.3 液状化地盤中における杭基礎の挙動に関する実験事例，解析事例

液状化のある砂層を通して設置されている杭基礎は、地震時に砂層が液状化するため、複雑な挙動を示す。これは、地盤が液状化により破壊していく過程において、慣性力、地盤ひずみ、土圧等が刻々と変動するためである。液状化時における杭基礎挙動に関する既往研究の実験事例，解析事例の中で特徴的な事例を以下に示す。

4.3.1 液状化地盤中における杭基礎挙動に影響する要因

液状化地盤中における杭基礎挙動に影響する要因としては、以下のものが考えられる。

- ・ 上部工慣性力、地盤変位および両者の大きさ、位相等の相互関係
- ・ 杭の特性（杭径、杭長、杭種、曲げ剛性、固定条件等）
- ・ 地盤条件（非液状化層の有無、密度、材料、間隙水圧、液状化の程度等）
- ・ 入力条件（加速度、周波数、継続時間、波形等） 他

実験事例，解析事例から、上記の要因が液状化時の杭基礎挙動に及ぼす影響について統一的な結論を導くことは、個々の事例の実験条件、解析条件等の制約を考慮すると難しいのが現状である。従って、ここでは個々の要因の影響を示唆する特徴的な事例に焦点を当て、実験，解析に分けて示すこととする。

4.3.2 液状化地盤中における杭基礎挙動に関する実験事例

液状化層のみを対象とした一層地盤の実験及び非液状化層を有する実験に分け、特徴的な事例を以下に示す。

4.3.2.1 一層地盤の実験（小型模型振動実験）

4.3.1 に記した要因をまとめ、杭・地盤系の固有振動数と入力振動数、杭と地盤の剛性に焦点を当て、系統的にまとめた代表的な2つの研究事例を示す。

1) 岩崎，龍岡等の研究（1977～1981）

岩崎，龍岡等は、図4.3.2-1に示すような相対密度約25%の緩い豊浦砂中にアルミ丸棒を設置した小型模型振動実験（長さ126×深さ70×幅50cm）を行い、杭・地盤系の固有振動数と入力振動数の大小関係が杭基礎の挙動に強く影響することを実験的に示し、共振曲線を用いて杭基礎の挙動を説明している。

実験に用いた土槽は、両側壁の下端がヒンジとなっており、上端はワイヤーで固定した構造のせん断土槽である。アルミ丸棒は下端を土槽に固定し、杭上部には上部工を模擬したマスを設けている。正弦波入力の場合の特徴的な2つの実験を下記に示す。

実験① 杭・液状化地盤系の固有振動数が入力振動数よりも小さい場合

（杭・液状化地盤系の固有振動数 $f_p=4\text{Hz}$ ，入力振動数 $f_i=10\text{Hz}$ ）

液状化が進展する各時点における振動台変位で正規化した杭の変位を図4.3.2-2に示す。杭の変位は半周期毎の推移で示している。これによると、杭は液状化が進展する過程で大きな応答を示し、全層が完全に液状化すると杭頭ほとんど静止した状態にある。

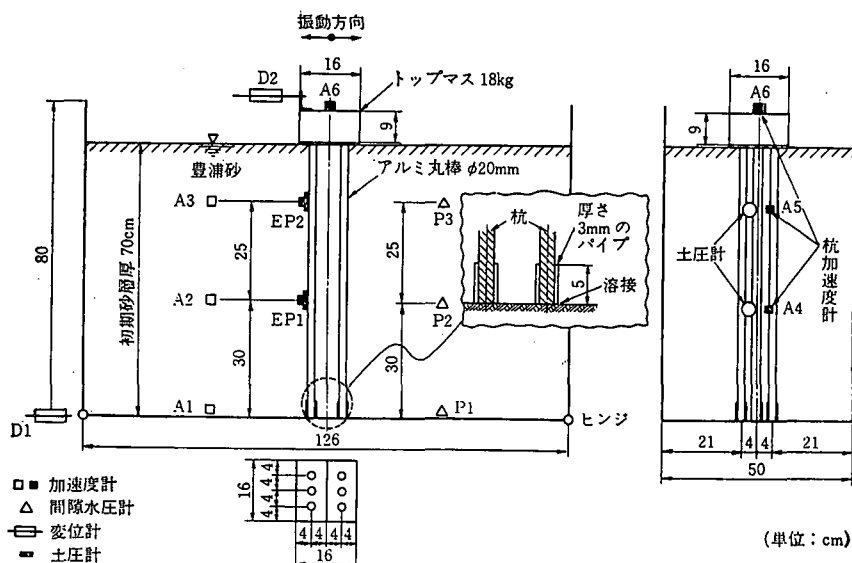


図4.3.2-1 実験の概要（岩崎，龍岡等（1977～1981））

実験② 杭・液状化地盤系の固有振動数が入力振動数と等しい場合

(杭・液状化地盤系の固有振動数 $f_p=10\text{Hz}$, 入力振動数 $f_i=10\text{Hz}$)

同様に、この場合における杭の応答の推移を図 4.3.2-3 に示す。これによると、液状化が進展するに従い杭の応答は増大し、全層が完全に液状化すると共振し非常に大きな応答を示す。

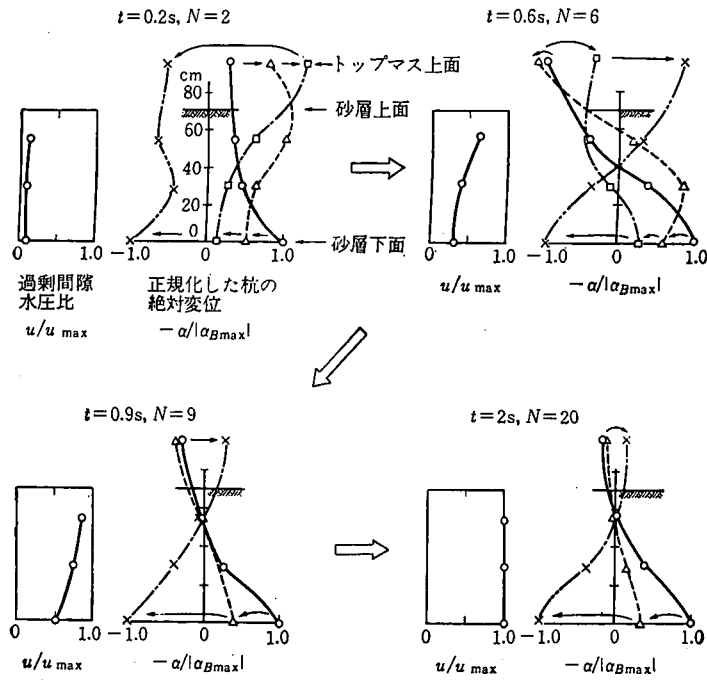


図 4.3.2-2 実験①における杭基礎の挙動 ($f_p=4\text{Hz}$, $f_i=10\text{Hz}$) (岩崎, 龍岡等 (1977~1981))

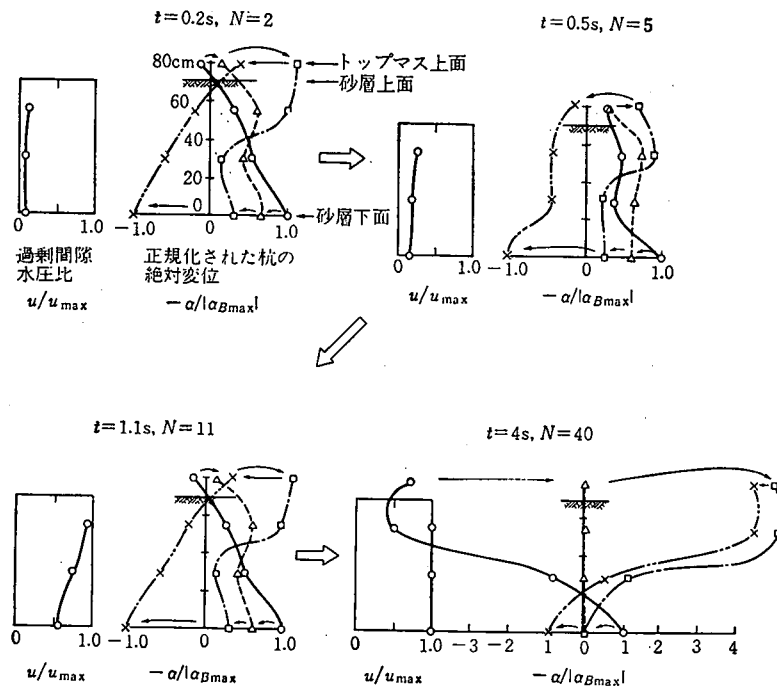
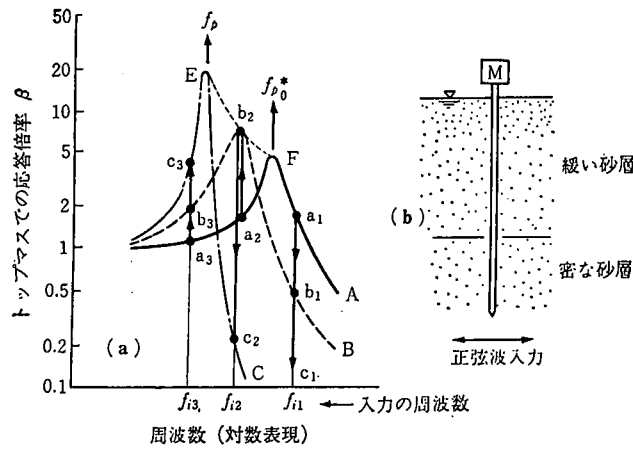


図 4.3.2-3 実験②における杭基礎の挙動 ($f_p=10\text{Hz}$, $f_i=10\text{Hz}$) (岩崎, 龍岡等 (1977~1981))



- ケースA：全層にわたって過剰間隙水圧が全く発生していない状態
- ケースB：緩い砂層の一部で液状化が生じている状態
- ケースC：緩い砂層全体にわたって液状化が生じている状態

図 4.3.2-4 液状化している砂層中の杭の動的挙動の非正常な変化を示す模式図 (岩崎, 龍岡等 (1977~1981))

以上のような液状化地盤中の杭基礎の挙動を図 4.3.2-4 に示す共振曲線の模式図により説明している。図中の振動数 f は以下の通りである。

- f_{p0} ：全層にわたり過剰間隙水圧が全く発生していない時の杭・地盤系の固有振動数 (図中のケースA)
- f_p ：全層にわたり液状化が生じている時の杭・地盤系の固有振動数 (図中のケースC)
- f_i ：入力振動数 (正弦波)

また、図中のケースBは、液状化の進展に伴い固有振動数が低下していく過渡的状態の杭・地盤系の応答曲線である。

これから、前述の実験①の杭・液状化地盤系の固有振動数が入力振動数より小さい場合 ($f_p < f_i$)、杭の応答は図中の $a_2 \rightarrow b_2 \rightarrow c_2$ をたどり、液状化過程で共振状態となり、完全液状化後応答は低下することが説明される。

また、実験②の杭・液状化地盤系の固有振動数が入力振動数と等しい場合 ($f_p = f_i$)、図中の $a_3 \rightarrow b_3 \rightarrow c_3$ より右のケースCの共振状態の経路をたどり、液状化時に共振状態で応答が最大になることが説明される。

さらに、ランダム波の場合もこの考え方で杭基礎の挙動を説明している。

以上のように、液状化地盤中の杭基礎の挙動を杭・地盤系の固有振動数と入力振動数の大小関係から合理的に説明している。

2) 国生, 岩橋, 当麻等の研究 (1980)

国生, 岩橋, 当麻等は、図 4.3.2-5 に示すような砂層中に曲げ剛性の異なる5種類の板やパイプを設置し、構造物・地盤系の固有振動数と入力振動数、構造物の曲げ剛性、入力加速度等のパラメータを種々変えた小型模型振動実験 (長さ 120×深さ 100×幅 80cm) を行い、構造物の挙動に及ぼす主要因の影響を分析している。

実験に用いた土槽は、軽量鋼製矩形フレームをボールベアリングを介して積み重ねた構造のせん断土槽であり、板やパイプは下端を土槽に固定し、上部には固有振動数を調整するため数種類のマスを設けている。

上記の岩崎, 龍岡等の研究との対比して、緩詰め地盤 (相対密度約 20~40%) の正弦波入力の場合の特徴的な2つの実験を下記に示す。

実験① 杭・液状化地盤系の固有振動数が入力振動数よりも小さい場合

(杭・液状化地盤系の固有振動数 f_p = 約 3Hz, 入力振動数 f_i = 5Hz, 地盤の固有振動数 f_g = 約 12Hz)

これは、板を用いた曲げ剛性の小さい柔な構造物の実験で、結果を図 4.3.2-6 に示す。この場合、液状化過程で構造物・地盤系が一時的に共振状態に至り、完全液状化時は構造物の応答加速度、構造物の曲げひずみが一定値に近づいている。これは、岩崎・龍岡等の研究と同様の結果である。

実験② 杭・液状化地盤系の固有振動数が入力振動数よりも大きい場合

(杭・液状化地盤系の固有振動数 f_p = 約 60Hz, 入力振動数 f_i = 10Hz, 地盤の固有振動数 f_g = 約 12Hz)

これは、パイプを用いた曲げ剛性の大きい剛な構造物の実験で、結果を図 4.3.2-7 に示す。構造物は周辺地盤に比べてかなり剛性が高い場合である。この場合、入力振動数は構造物・液状化地盤系の固有振動数より小さく、液状化過程で構造物の応答加速度が極端に増加せず柔な構造物で見られたような共振状態は生じていない。しかしながら、構造物に作用する動土圧 (土圧の振動成分) は液状化過程で極大値を示し、これに対応して構造物の曲げひずみも液状化過程で大きな値を示している。

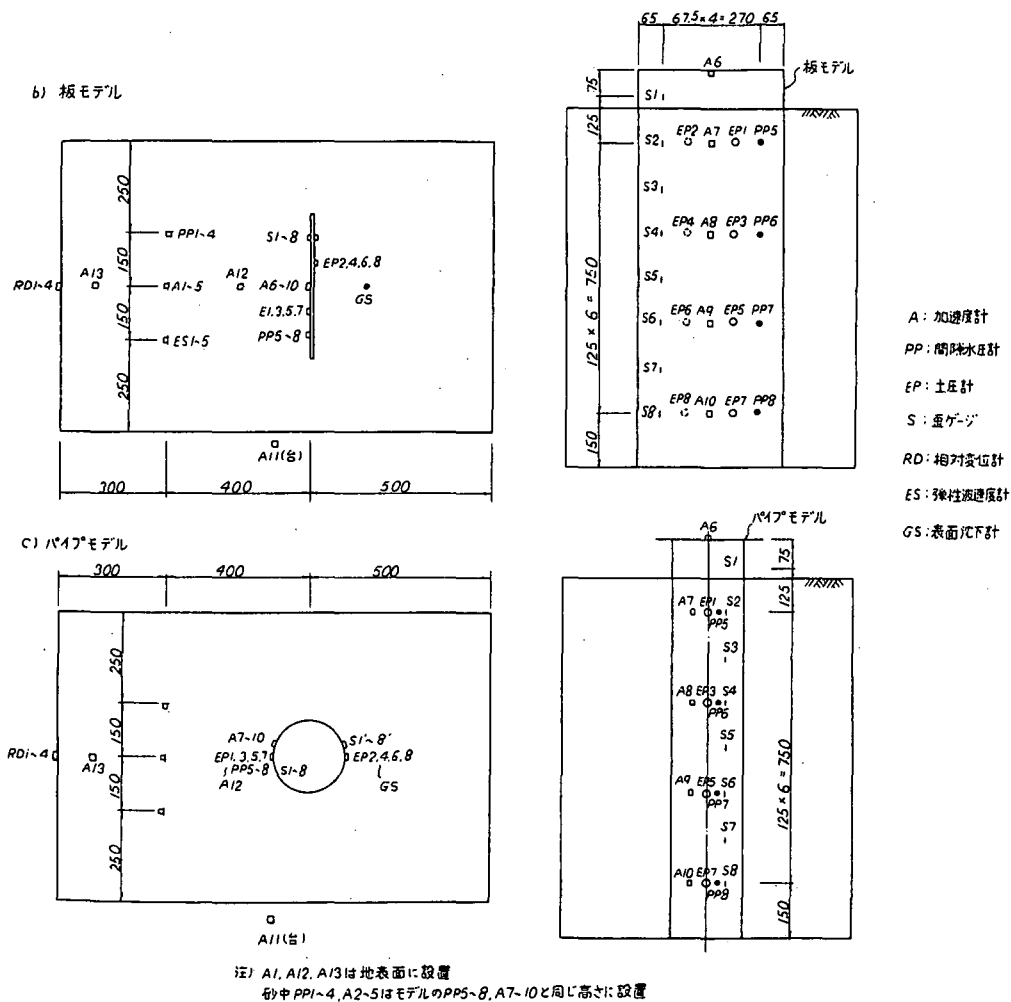


図 4.3.2-5 実験の概要 (国生, 岩楯, 当麻等 (1980))

このように、剛な構造物の場合には、共振状態にならなくとも動土圧の影響を強く受け、液状化過程で大きなひずみが発生する。このような現象は、共振曲線による構造物の応答の分析だけでは説明できない現象である。

これらをまとめ、以下のような結論を導いている。

- ・ 過剰間隙水圧の上昇する過程で一時的に地盤ひずみが増加する時点において、曲げ剛性が小さい柔な構造物は、地盤と一体的に変形し曲げひずみが増大する。
- ・ 一方、曲げ剛性の大きい剛な構造物は、間隙水圧の上昇過程で地盤から構造物に作用する動土圧が一時的に最大値を示し最大ひずみが生じる。剛な構造物は、地盤の変形が構造物の剛性により拘束されるため、その反作用として大きな動土圧が働く。
- ・ このように、構造物の挙動には曲げ剛性の影響が強い。間隙水圧上昇過程で増大する地盤のせん断ひずみが柔な構造物に対しては直接、剛な構造物に対しては間接的に構造物に最大ひずみを引き起こす。
- ・ 完全液状化時には、構造物の応答は一般に低下するが、柔な構造物では構造物・液状化地盤系の固有振動数が入力振動数に近づき応答が最大を示すことがある。
- ・ また、構造物に生じるひずみは、加速度が同じなら、入力振動数が低いほど大きい。

以上の2つの報告から、液状化時における杭基礎の挙動には、杭・液状化地盤系の固有振動数と入力振動数との大小関係が強く影響し、これにより構造物の応答が概ね支配される。但し、地盤に比べて構造物の剛性がかなり大きい場合には液状化過程で発生する動土圧が構造物の挙動を支配する。

3) その他の研究

その他、液状化時における杭基礎の挙動に関する特徴的な研究について示す。

液状化過程において杭の応答が最大となる小型模型振動実験の事例として、上記の報告の他、吉田、植松 (1975) の小型模型実験の研究や佐藤、石川等 (2000) の遠心模型実験の研究等がある。また、杭基礎以外の構造物として、片田、伯野 (1981) は地中管路について同様な現象のあることを実験的に示している。さらに、澤田、西村 (1997) は、杭・地盤系の固有振動数と入力振動数の大小関係と杭の応答の違いについて小型模型振動実験を行い、前述の岩崎、龍岡等の実験と同様の結論を導いている。

これらの実験の結果はいずれも前述した岩崎、龍岡等及び国生、岩楯、当麻等の実験結果と整合した結果である。

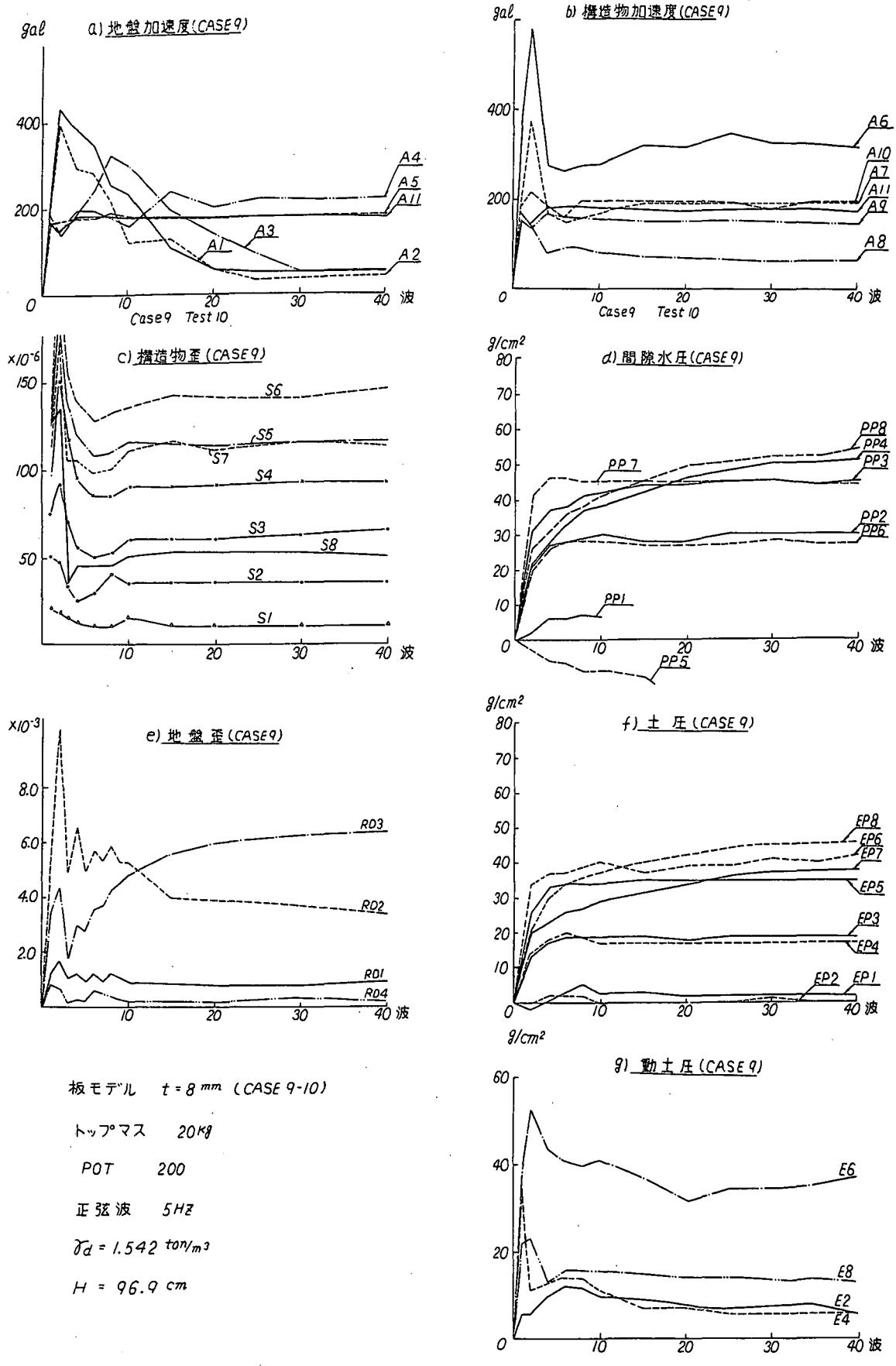


図 4.3.2-6 実験①における入力波数と応答値の関係 (国生, 岩橋, 当麻等 (1980))

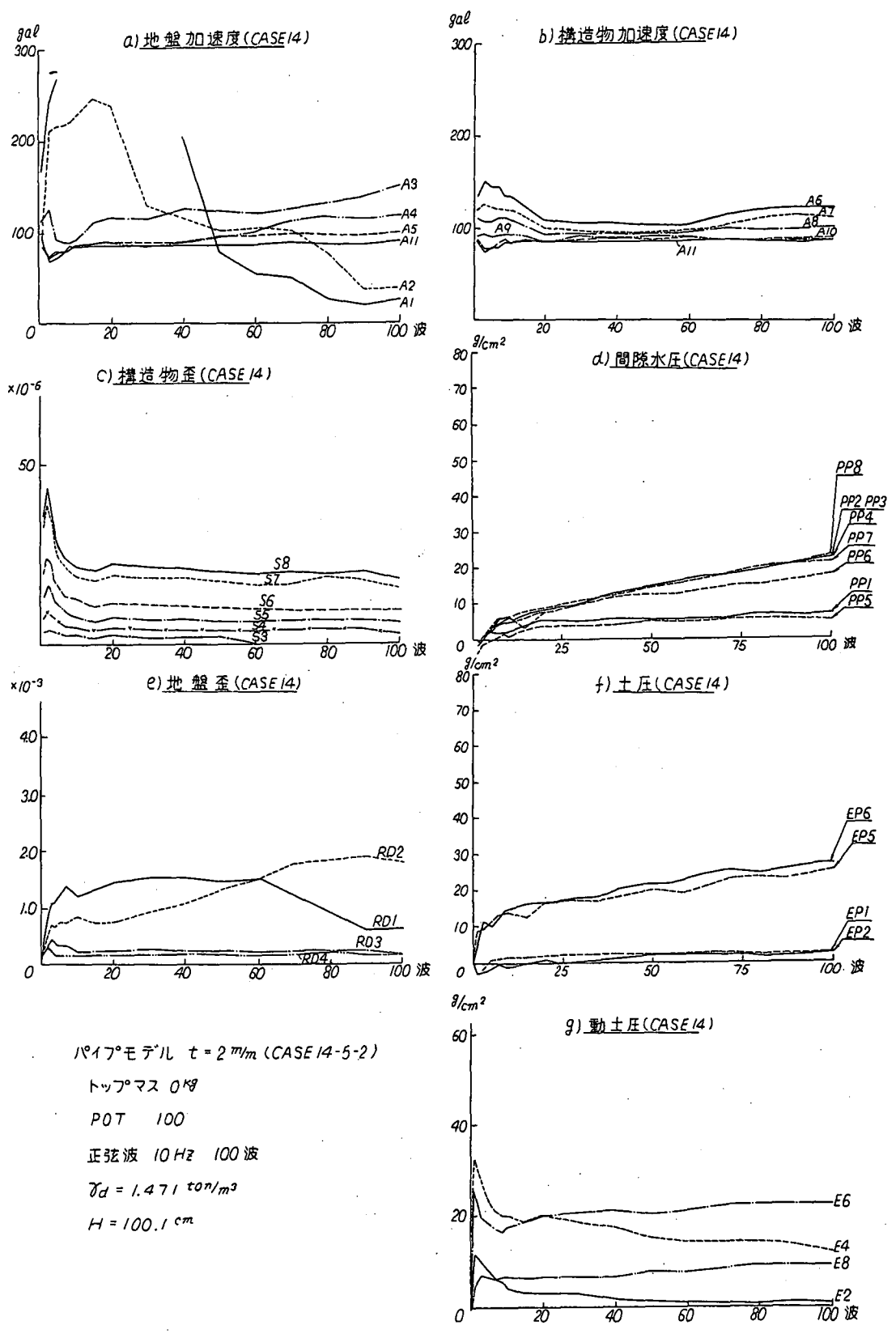


図 4.3.2-7 実験②における入力波数と応答値の関係 (国生, 岩楯, 当麻等 (1980))

4.3.2.2 一層地盤の実験（大型模型振動実験）

小型の模型実験は実際の杭基礎挙動を把握する上で相似則が成立しにくい課題があるため、より実際に近い挙動を把握するため大型の模型を用いた実験が行われてきている。代表的な実験事例を以下に示す。

1) 時松, 能村の研究 (1991)

比較的大型のせん断土槽を用いた模型振動実験（長さ 400×深さ 200×幅 200cm, 後述の解析事例, 表 4.3.3-1 (2) 参照）により杭の曲げ剛性, 地盤密度, 非液化化層の杭基礎挙動への影響を分析している。杭模型は, 小型模型実験と同様, アルミ棒, 鋼棒等の弾性材料で, 下端を土槽に固定し, 上部にはマスを設けている。用いた砂は硅砂 6号である。結果の例として, 実地震波入力の場合の地表地盤変位と杭頭変位との関係を図 4.3.2-8 に示す。これから, 下記のような結果を導いている。

- ・ 緩い地盤中の杭基礎は曲げ剛性が小さい場合は, 液化化前・後いずれも地盤変位と同じ挙動を示し (a), 曲げ剛性が大きい場合は, 液化化後には地盤から独立して著しく小さくなる (b)。これらは, 前述の国生, 岩楯, 当麻等の実験結果と整合した結果である。
- ・ 密な地盤中の曲げ剛性の大きい杭の場合は, 液化化後は地盤のサイクリックモビリティの影響により挙動が複雑になる (c)。
- ・ 表層に非液化化層がある場合には, 杭頭を拘束されるため地盤と一体となった挙動を示す (d)。

これらより, 杭基礎の挙動は地盤変位の影響が強く, 地盤変位を考慮することの必要性を示し, 後述する解析事例, 表 4.3.3-1 (2) で示すように, 応答変位法により杭基礎の挙動を再現している。

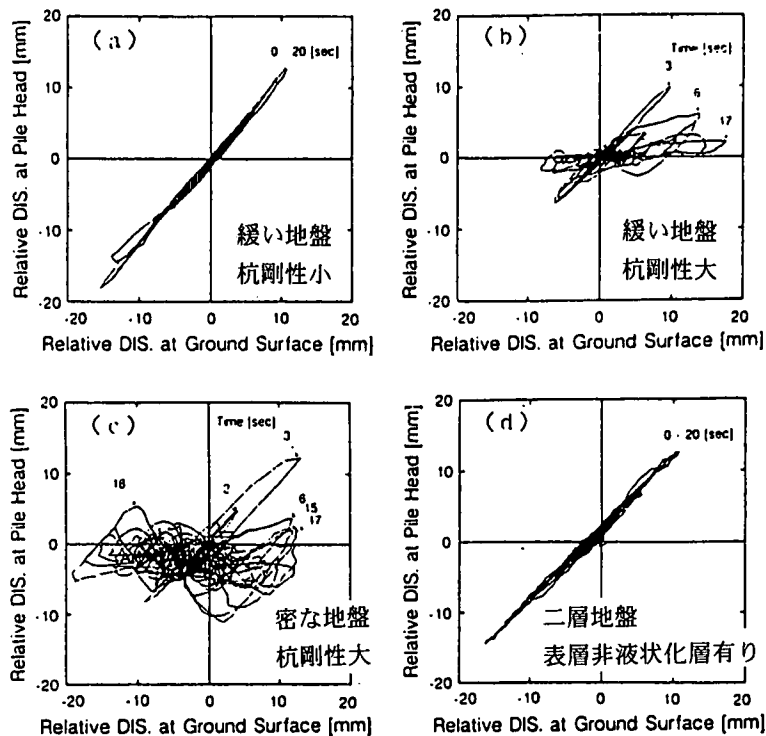


図 4.3.2-8 地表地盤変位と杭変位の関係（時松, 能村 (1991)）

2) 田村, 香川等の研究 (1998)

図 4.3.2-9 (a) に示すような大型せん断土槽 (長さ 1200×深さ 580×幅 350cm) を使い, 相対密度約 60% の霞ヶ浦砂中に設けたφ150mm の RC 杭の振動実験 (人工地震波「RINNNKAI92」*入力) により杭の破壊挙動を分析している。

杭下端は土槽にヒンジで結合させ, 上部にはマスを設けている。液状化過程で杭が損傷した実験例である。杭は, 図 4.3.2-9 (c) に示す杭の応答時刻歴で, 杭変位が急増する 16 秒の時点で圧壊したとしている。

RC 杭の破壊過程は, 当初慣性力の影響で杭頭にクラックが発生し, 表層の液状化の進展により地盤変形の影響が加わり杭頭の鉄筋が降伏した。さらに上層部から下層部に向かって液状化が進展し, 杭と地盤の相対変位が大きくなり杭中央部でコンクリートが圧壊したとしている。

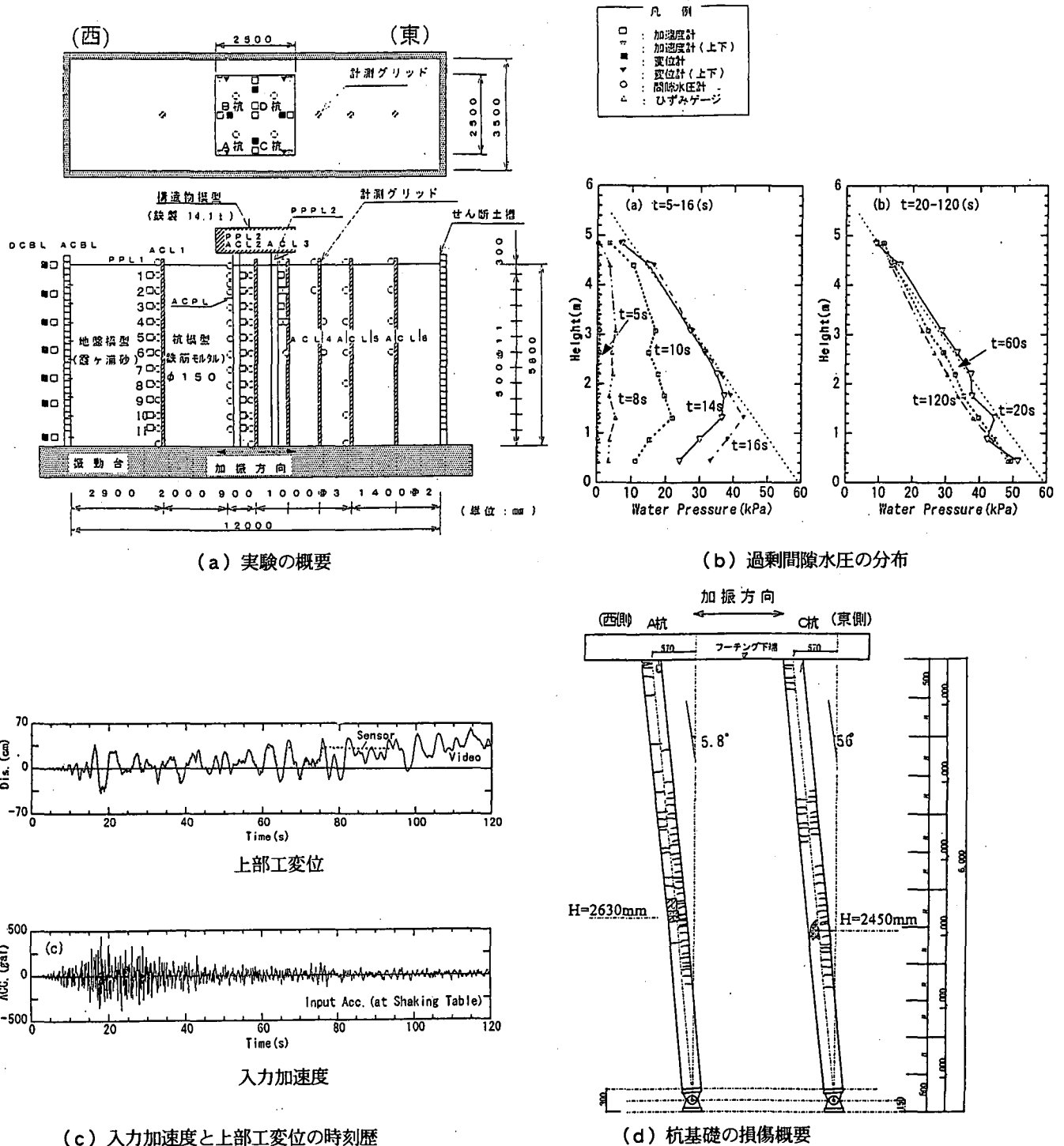


図 4.3.2-9 実験結果の例 (田村, 香川等 (1998))

* 臨海部構造安全委員会(1992): 臨海部における大規模建築群の総合的な構造安全性に関する調査・検討報告書, 総集編, 日本建築防災協会, 160pp.

3) 時松, 鈴木等の研究 (2002)

図 4.3.2-10 に示すような大型せん断土槽 (田村, 香川等と同じ土槽) を用い, 霞ヶ浦砂中に設けたφ165.2mm の鋼管杭の振動実験 (人工地震波「RINNNKAI92」入力) により杭に作用する水平地盤反力について分析している. 本実験では, 表層と杭下端部に非液状化層を設けているが, 表層は基礎フーチングの根入れ部に位置すること, 杭下端部は支持層であることから, ここでは杭挙動を分析する上では一層地盤として扱う.

実験結果の例として, 地盤反力と杭・地盤の相対変位および相対速度との関係を図 4.3.2-11 に示す. 地盤反力は杭・地盤の相対変位, 相対速度, 間隙水圧, 入力レベル, 地盤密度の影響を受けるとし, 下記の結論を導いている.

- ・密な地盤では, 液状化後の地盤反力は相対変位と相関がよい (e, f). これは, 杭と地盤の相対変形により杭周辺地盤で間隙水圧が減少して有効応力が回復するためである. 但し, 入力レベルが大きくなると地盤反力と相対変位関係の勾配は小さくなる.
- ・緩い地盤では, 液状化後の地盤反力は相対速度との相関がよい (b, c). これは地盤が液体のように振る舞うためである.
- ・地盤反力係数は, 間隙水圧の上昇と相対変位の増加に伴い減少する. その傾向は密度が小さいほど顕著である.
- ・以上を踏まえ, 間隙水圧の上昇を考慮し液状化前～液状化後までを包括した地盤反力係数の推定式を提案している.

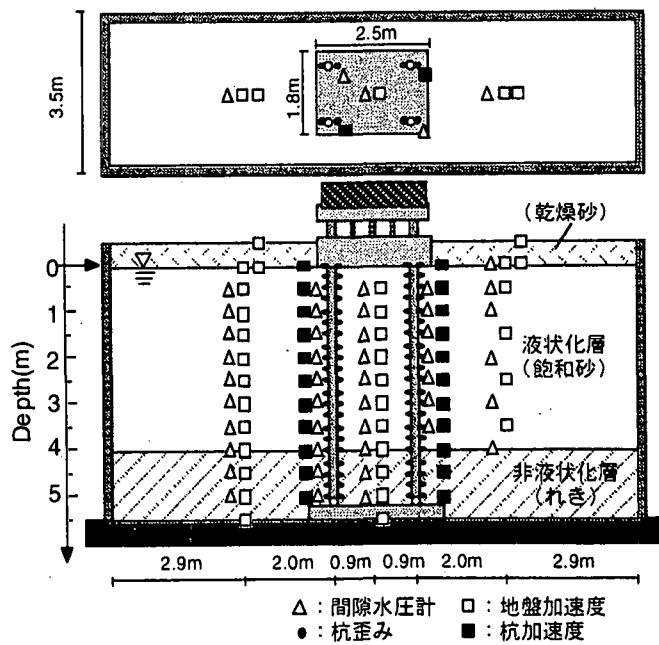
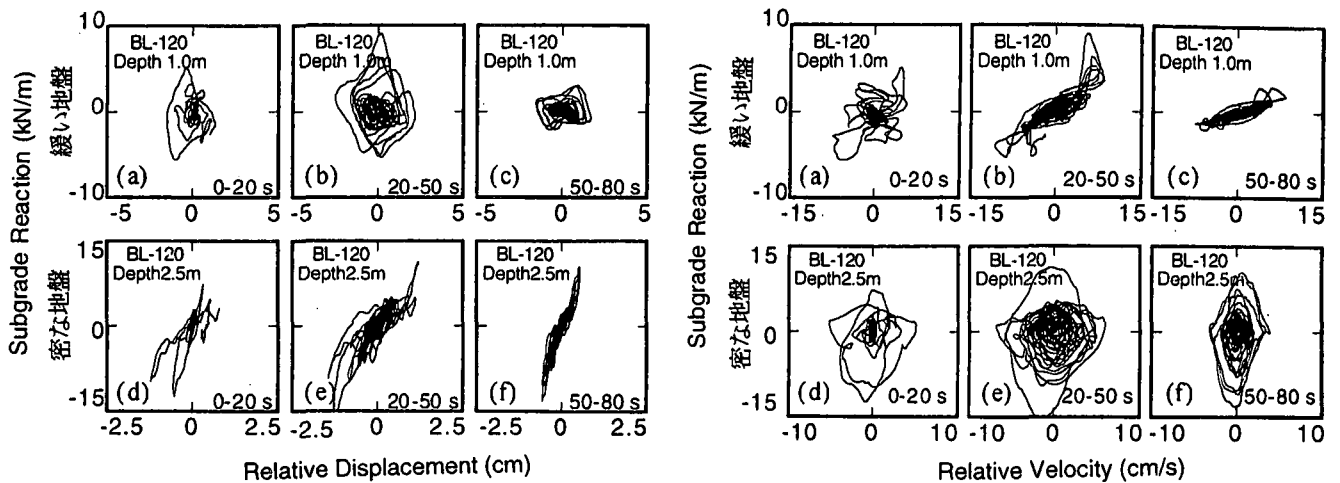


図 4.3.2-10 実験の概要 (時松, 鈴木等 (2002))



(a) 地盤反力と杭・地盤の相対変位の関係

(b) 地盤反力と杭・地盤の相対速度の関係

図 4.3.2-11 実験結果の例 (時松, 鈴木等 (2002))

4) 田村, 時松等の研究 (2002)

時松, 鈴木等と同じ実験の結果を用い, 杭の断面力を評価する上で必要となる上部工の非液化化層への根入部に作用する土圧を分析し, 下記の結論を導いている.

- ・根入部の土圧は, 液化化前は上部工慣性力, 液化化過程, 液化化後は地盤変位の影響が強くなる.
- ・土圧合力の最大値は物部・岡部の理論と良い対応を示す.
- ・基礎根入部に作用する合土圧は上部工慣性力とは位相差が生じることがあり, 基礎の断面力に影響する.
- ・合土圧の位相と上部工慣性力の位相との関係は, 上部工の固有周期 (基礎より上の部分) と地盤の固有周期の大小関係, 地盤変位と基礎変位の大小関係に依存する.

即ち上部工の固有周期が地盤の固有周期より小さい剛な場合は, 理論的に慣性力と地盤変位は同位相, 大きい柔な場合は逆位相になる. さらに地盤変位が基礎変位より大きい場合は, 合土圧は地盤変位と同位相, 小さい場合は逆位相となる. これらから, 上部工慣性力, 合土圧, 地盤変位の位相が決まる (図 4.3.2-12).

5) 金谷, 河井, 佐藤等の研究 (2002)

図 4.3.2-13 に示すような比較的大型の円形土槽 (径 300×深さ 250cm) を用い, 珪砂 5 号中に設けたφ114mm の RC 杭の振動実験により, 地盤密度の杭基礎挙動への影響を分析している.

正弦波入力の場合における実験結果の時刻歴を図 4.3.2-14 に示す. 杭の曲率はいずれのケースも液化化過程で最大値を示し降伏値を越えているが, 地盤が密なほど大きい. 地盤が密なほど負の間隙水圧や上部工にパルス状の応答加速度が見られ, 正のダイランシーで地盤剛性が回復する (サイクリックモビリティ) 現象が杭の損傷に影響する可能性を示している.

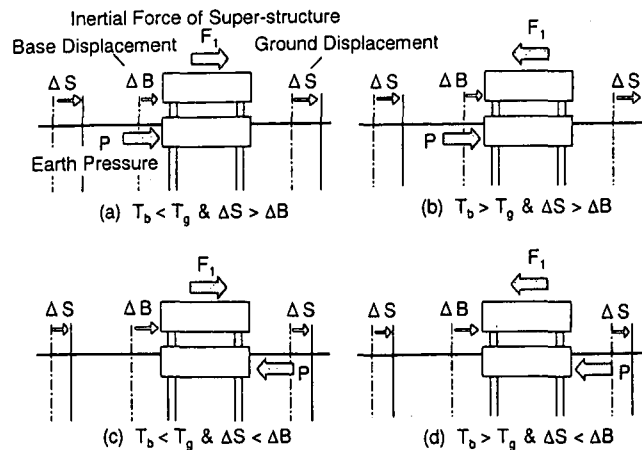


図 4.3.2-12 基礎部変位を考慮した土圧合力と上部構造物慣性力の関係 (模式図) (田村, 時松等 (2002))

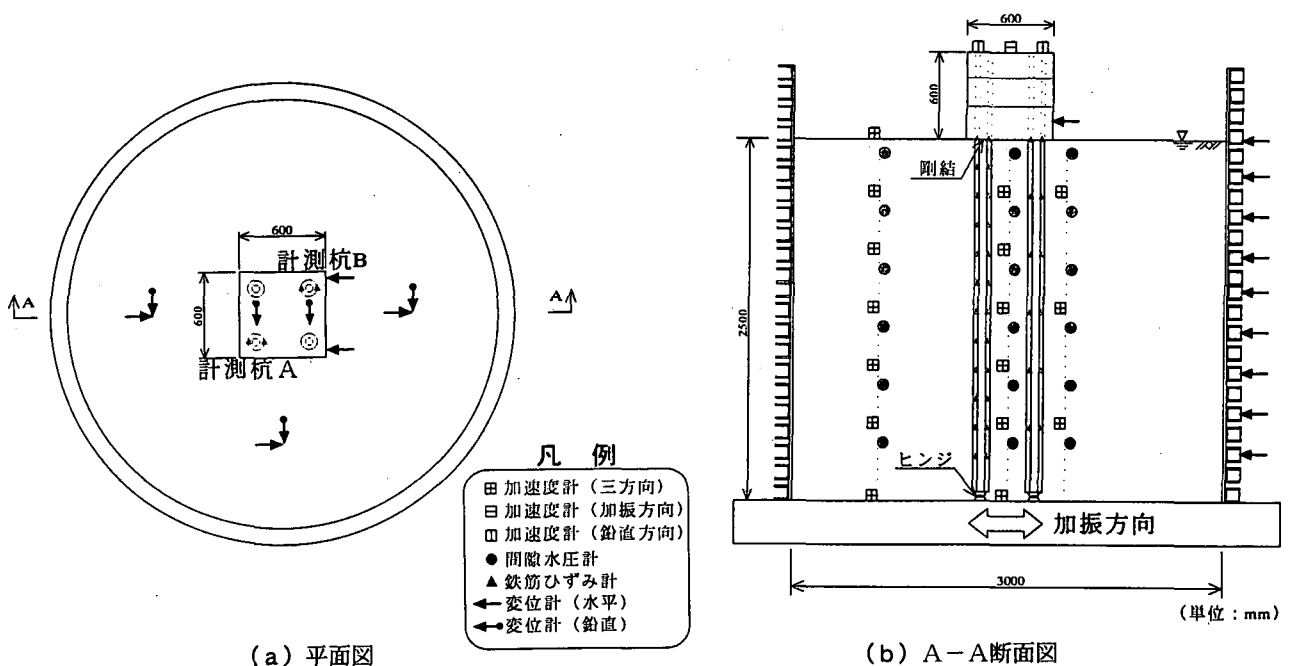


図 4.3.2-13 実験の概要 (金谷, 河井, 佐藤等 (2002))

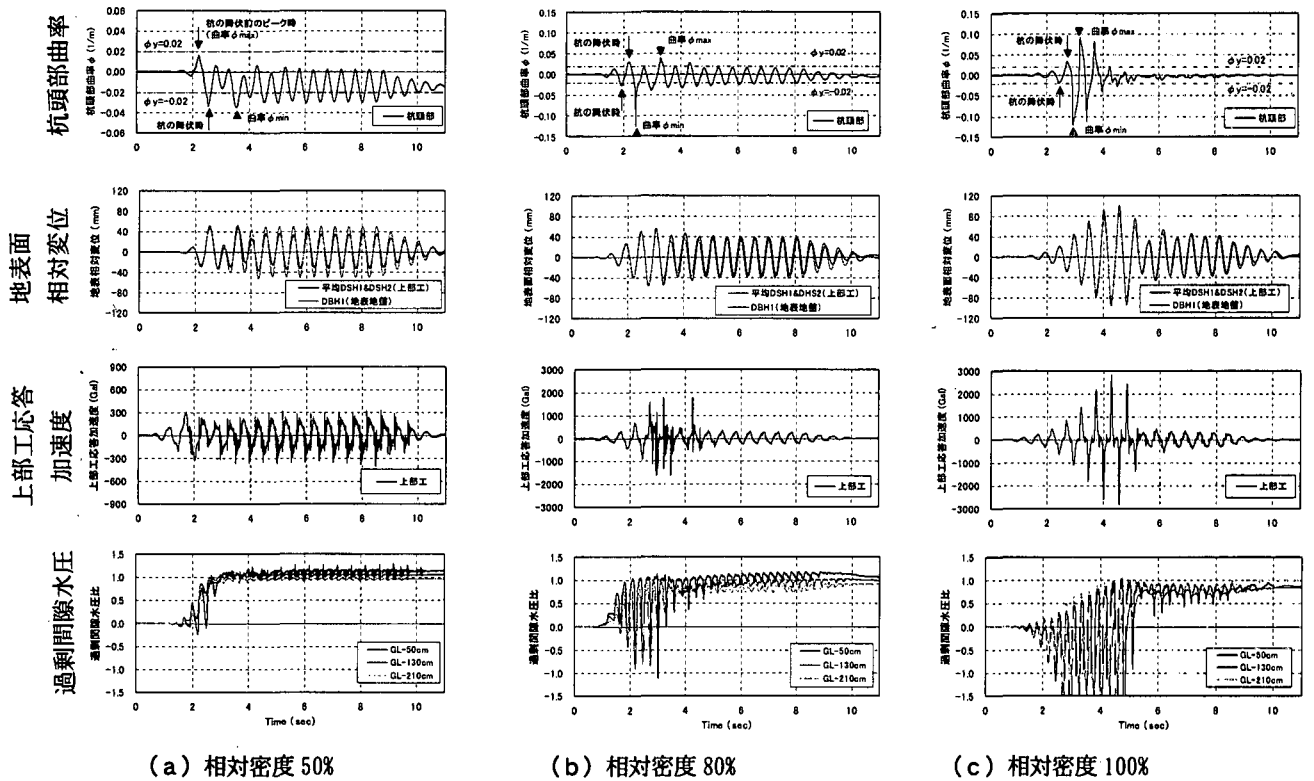


図 4.3.2-14 実験結果の例 (金谷, 河井, 佐藤等 (2002))

4.3.2.3 非液状化層を有する場合

一層地盤の実験に比べ、非液状化層を設けた実験事例は非常に少ない。これは、例えば表層に非液状化層を作成する場合、液状化層の間隙水圧が非液状化層へ浸透し非液状化層が軟化する等、実験により非液状化層を作成することが難しいことが主要因と考えられる。

一般に、液状化層と非液状化層の境界部は剛性の違いにより地盤変位が急変するため、杭に大きな断面力が発生するとされている (地盤工学会：阪神・淡路大震災調査報告書(解説編) (1996))。このような被害事例として、兵庫県南部地震におけるポートアイランドのビルの事例に関する小林, 大西等 (1998) (後述の解析事例, 表 4.3.3-1 (4)) の報告がある。また、寺田, 伊藤, 後藤 (1996) (同 (8)), 三輪, 池田等 (1998) (同 (10)), 盛岡, 砂坂等(1997)は、このことを解析により示している。

非液状化層を有する実験事例として、佐藤 (1997) の遠心模型実験がある。図 4.3.2-15 に示すようなせん断土槽を用いて3層の砂層を作成し、中間層のみを液状化させる実験であるが、非液状化層も間隙水圧が上昇していること、計測点が少ないこと等の理由から、層境界部の現象が顕著に現れていない。

被害事例に多く見られる非液状化層と液状化層の境界部の問題については解析的検討が先行しているが、現象を解明するためにはこれらと並行して実験的検討の蓄積が必要と考えられる。

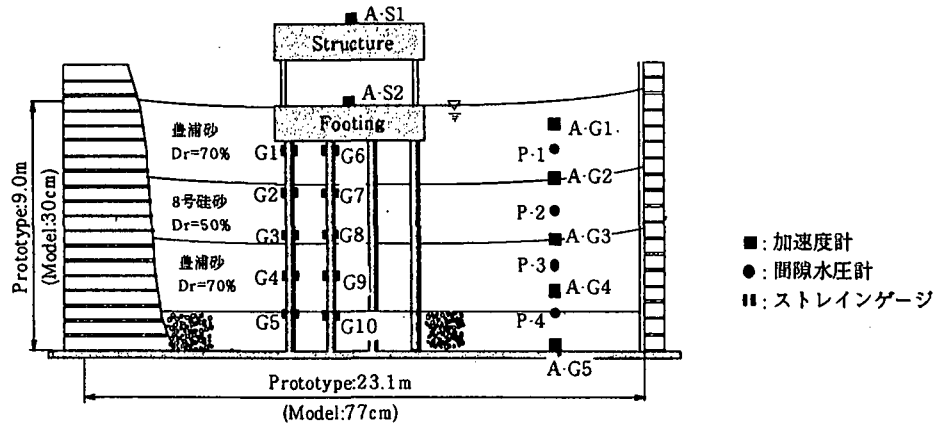


図 4.3.2-15 実験の概要 (佐藤 (1997))

4.3.3 液状化地盤中における杭基礎挙動に関する解析事例

多くの要因が影響する液状化時における杭基礎の挙動について、各要因の影響を実験や被害事例から定量的に評価することは実験ケースの制限、実験条件の制約、被害事例の情報の制約等を考慮すると限界がある。数値解析は実験や被害事例から抽出された事項を工学的に一般化させ、合理的な杭基礎の設計法へと導くための有用な手段と位置付けられるものと考えられる。

このようなことを踏まえ、液状化時における杭基礎挙動に関する解析事例を調査した。今回調査した事例は、すべて実験結果、被害事例のシミュレーションである。将来の設計法を見据え、実験については杭のクリティカル（断面力が最大）となる時点を対象として含めたものが多く、また被害事例は被害箇所・程度の再現性に重点が置かれたものである。

解析手法は大きく、応答変位法、FEM及びバネ質点モデルの3種類に分類される。ここでは特徴的な事例として、応答変位法4事例、FEM4事例、バネ質点モデル2事例の10事例を収集し、以下にその概要を示す。できる限り解析条件、再現対象時点等の条件を明らかにするため、統一したフォーマットでまとめている。

4.3.3.1 応答変位法事例

解析事例を表4.3.3-1の(1)～(4)に示す。事例(1)、(2)は比較的大型のせん断土槽を用いた実験、(3)は遠心模型実験、(4)は実被害のそれぞれ解析事例である。応答変位法により、実験では杭がクリティカル（断面力が最大）となる時点を含めたある時点の杭の曲げモーメント分布、被害事例では杭の損傷位置の再現が試みられている。応答変位法を用いる場合、入力項目である地盤変位、地盤バネおよび上部工慣性力の設定方法が重要であり、これらまとめると表4.3.3-2のとおりである。

表 4.3.3-2 各解析事例に於ける応答変位法の入力条件

解析事例	解析対象	地盤変位	地盤バネ	上部工慣性力
(1)	大型せん断土槽実験	実測値	有効応力の0.5乗に比例+地盤のせん断ひずみに依存（双曲線）して低減	実測値
(2)	大型せん断土槽実験	実測地表変位+余弦分布	有効応力の0.5乗に比例+地盤反力に依存（双曲線）して低減	実測値
(3)	遠心模型実験	実測値	他実験における過剰間隙水圧とせん断剛性の関係（JR）を用いて低減	実測値
(4)	被害事例	一次元有効応力解析結果	杭と地盤の相対変位の0.5乗に比例+有効応力に比例して低減	一次元有効応力解析結果

解析事例から導かれる事項を下記の示す。

- ①地盤変位、上部工慣性力は、実験では実測値、被害事例では地盤応答解析値といずれの事例も解析対象時点（杭の断面力が発生している時点）の値をそれぞれ採用している。
- ②地盤バネの液状化に伴う低減方法には各事例で相違はあるが、有効応力や過剰過剰間隙水圧を指標としている点は共通している。
- ③シミュレーション結果は、いずれの事例も曲げモーメント最大値（または損傷程度）、位置および分布形状を概ね再現している。
- ④解析事例(4)では慣性力の影響は小さく、杭頭部に限られることを示している。また、解析事例(2)では、前述のとおり慣性力のみでは実験結果を再現できず、慣性力に加えて地盤変位を考慮することの必要性を示している。
- ⑤これらから、地盤変位、上部工慣性力を適切に選定し、地盤バネの低減を適切に評価すれば、杭の断面力を推定できることが分かる。

以上から、応答変位法は杭のクリティカルとなる時点ならびにその時点における地盤変位、慣性力の大きさ等の条件を適切に推定できれば、液状化時における杭に発生する最大断面力の推定が概ね可能であることより有用な手法と判断される。ただし、種々の影響要因を評価してクリティカルとなる時点を明らかにすることが今後の重要な課題である。

表 4.3.3-1 液状化時における杭基礎挙動に関する解析事例 (1) (応答変位法)

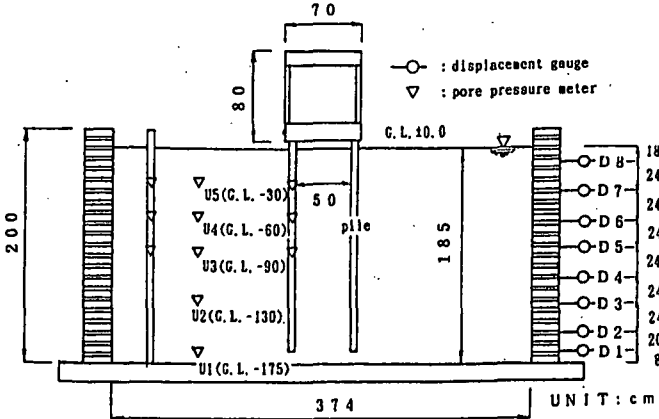
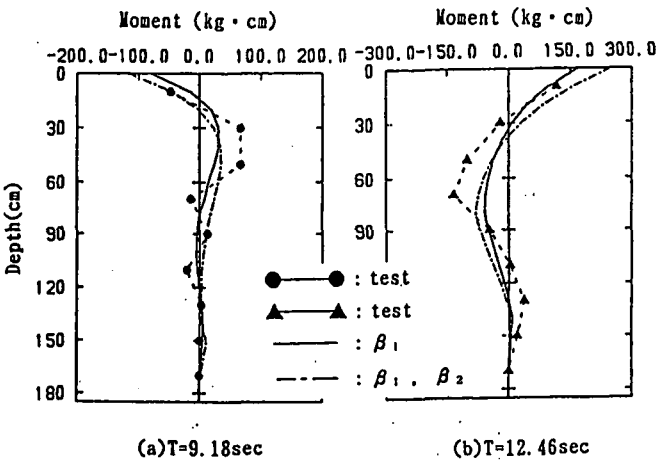
文献	小林恒一, 吉田望, 八尾真太郎: 大型せん断土槽を用いた液状化時の杭基礎の挙動, 第 8 回地震工学シンポジウム, pp.819-824, 1990
解析対象	<ul style="list-style-type: none"> ・ 1 G 場模型実験, 全層液状化層, 珪砂 6 号 (D50 : 0.254mm), Dr 60~80%, ・ せん断土槽 ・ 杭模型 アルミニウム製角管 (2.5×5cm) 4 本杭 上部工有り, 杭頭固定, 杭下端地盤中に根入れ ・ 入力 正弦波 7 Hz 加速度漸増 
解析条件	<ul style="list-style-type: none"> ・ バネ定数: ①有効応力の平方根に比例させて低下のケース ② ①+地盤のせん断歪みに依存 (双曲線モデル) して低下のケース ・ 初期地盤反力係数 (バネ値) はVs から算定 ・ 地盤変位は実測値 (外部せん断土槽変位) ・ 慣性力は実測値
比較対象時点	<ul style="list-style-type: none"> ・ 液状化がほとんど生じていないケース (t=9.18 秒) ・ 表層が液状化し深部でも過剰間隙水圧が上昇した状態のケース (t=12.46 秒)
結果評価	<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げモーメント最大位置を再現 液状化前: 杭頭 液状化過程: 杭頭, 杭中間部 ・ 曲げモーメント値は実験よりやや小さいが概ね再現.  <p style="text-align: center;">Analytical results of pile moment (7Hz)</p> <p style="text-align: right;">β1 : バネ定数① β1, β2 : バネ定数②</p>

表 4.3.3-1 液状化時における杭基礎挙動に関する解析事例 (2) (応答変位法)

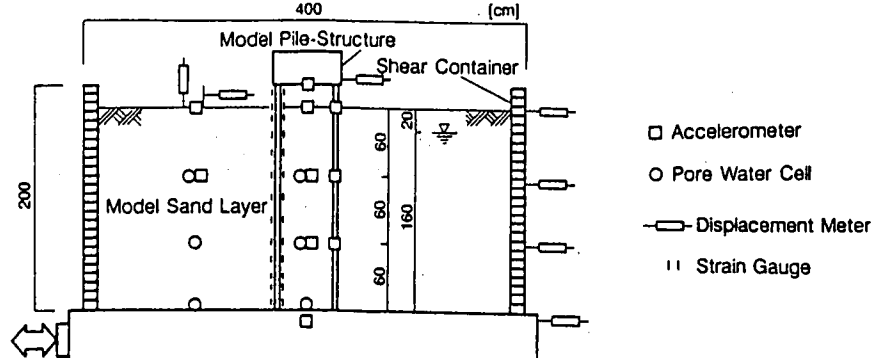
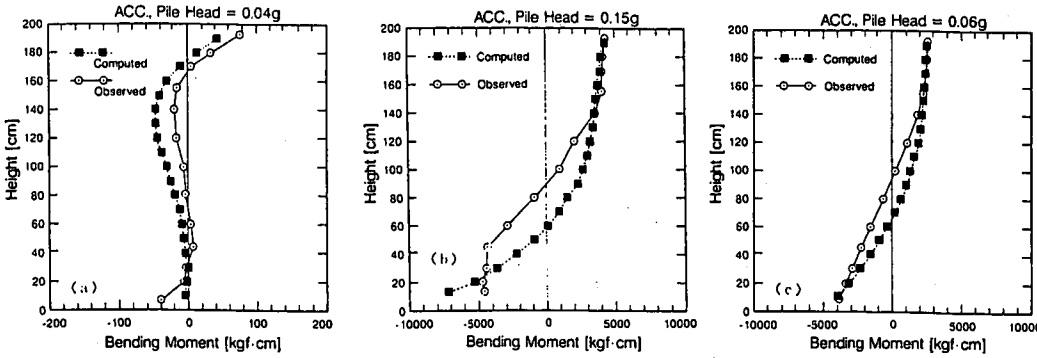
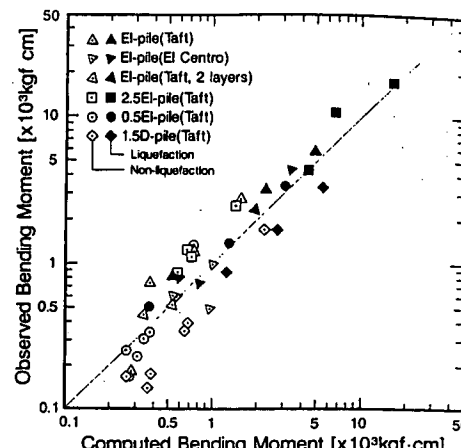
文献	<p>時松孝次, 能村商栄: 液状化過程における地盤変位が杭の応力に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 426 号, pp.107-113, 1991</p>
解析対象	<ul style="list-style-type: none"> ・ 1 G 場模型実験, 全層液状化層, 非液状化層有り (詳細は不明) ・ 珪砂 6 号 (D₅₀: 0.28mm), D_r 40~50%, 50~60%, 60~80% ・ せん断土槽 ・ 杭模型 φ5cm 中空アルミ, 中空鋼, 中実鋼杭 φ7.5cm 中空真鍮杭 ・ 4 本杭 上部工有り, 杭頭・杭下端固定 ・ 入力 不規則波 (タフト波 NS, エルセントロ波 NS) 50, 100, 200gal 
解析条件	<ul style="list-style-type: none"> ・ バネ定数: 有効応力の平方根に比例して低下+地盤反力依存 (双曲線モデル) して低下 ・ 初期地盤反力係数 (バネ値) は静的載荷試験から算定 ・ 地盤変位: 地表変位+余弦分布 ・ 慣性力は実測値
比較対象時点	<ul style="list-style-type: none"> ・ 中実鋼杭 (曲げ剛性大) で液状化前, 液状化過程, 全層液状化 ・ 他の杭, 非液状化層有りの場合は最大値のみ比較
結果評価	<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げモーメント分布形状, 値ともよく実験値を再現 ・ 他の杭, 非液状化層がある場合も曲げモーメントの最大値を再現 (分布は不明)  <p>応答変位法より求めた曲げモーメント分布と実測値の比較 (a) 間隙水圧上昇前 (b) 間隙水圧上昇時 (c) 液状化後</p>  <p>応答変位法により求めた最大曲げモーメントと実測値の比較</p>

表 4.3.3-1 液状化時における杭基礎挙動に関する解析事例 (3) (応答変位法)

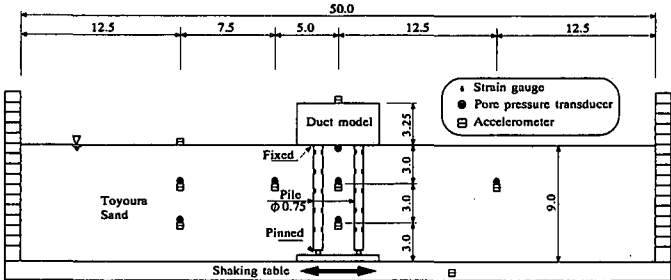
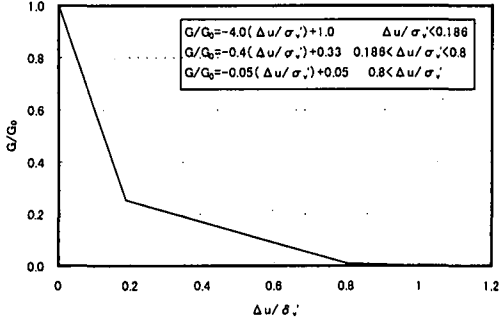
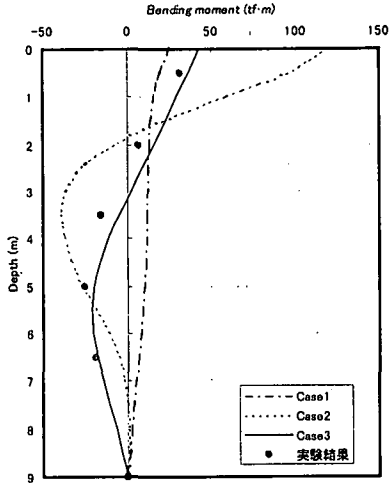
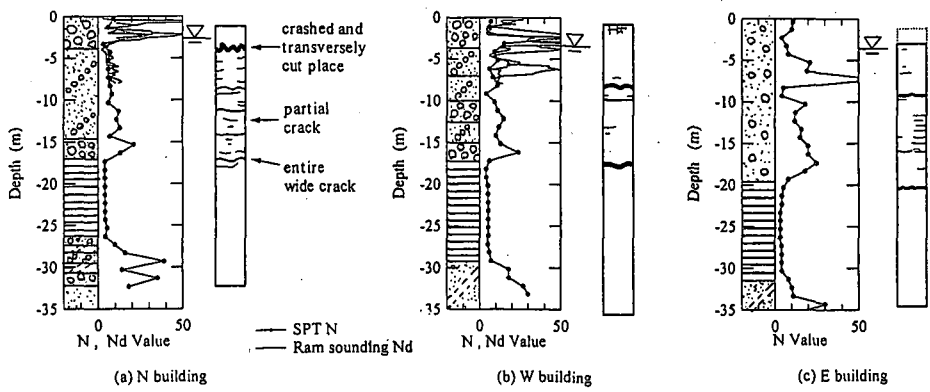
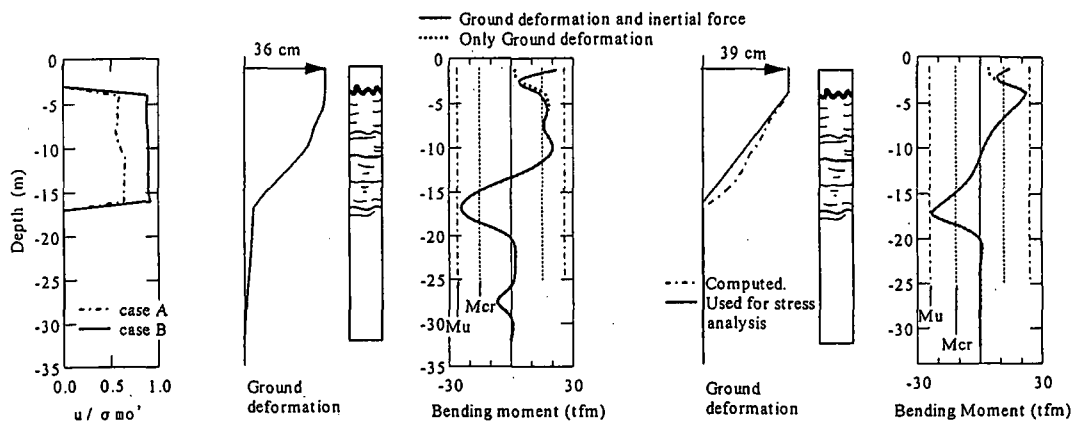
文献	石川利明, 佐藤正行, 佐藤博, 嶋田昌義: 地震時における液状化地盤中の杭挙動に関する研究 (その2: 応答変位法の適用性), 土木学会第55回年次学術講演会, I-B, pp.885-886, 2000
解析対象	<ul style="list-style-type: none"> 遠心実験 (50G), 全層液状化層, 豊浦砂 (D₅₀: 0.178mm), D_r 75% せん断土槽 杭模型 ステンレス管 (15mm) 4本杭 上部工有り 杭頭固定, 杭下端ヒンジ 入力 正弦波 100Hz (1G換算 2Hz) 5G (同 100Gal) 30波  <p style="text-align: right;">単位: m, 50G 実物換算</p>
解析条件	<ul style="list-style-type: none"> バネ定数と地盤変位: ①バネ: FL値を基に基準 (JR設計標準) から算定+地盤変位: 地表変位+余弦分布 ②バネ: FL値を基に基準 (JR設計標準) から算定+地盤変位: 実測値 (加速度を積分) ③バネ: 過剰間隙水圧と低減率の関係 (JR総研) から算定+地盤変位: 実測値 (加速度を積分) 初期地盤反力係数 (バネ値) は中空ねじり試験から算定 慣性力は実測値 <p>地盤変位～ 過剰間隙水圧比の関係</p> 
比較対象時点	<ul style="list-style-type: none"> 液状化過程で杭が最大応答した時点 (表層液状化, 深部は間隙水圧上昇)
結果評価	<ul style="list-style-type: none"> ケース③ (バネ定数を過剰間隙水圧比から算定した値, 変位は実測値の時), 曲げモーメント分布, 値ともによく実験値を再現 ケース①, ②は実測値を再現できず。  <p style="text-align: center;">解析結果と実験結果の比較</p>

表 4.3.3-1 液状化時における杭基礎挙動に関する解析事例(4) (応答変位法)

文献	<p>小林勝巳, 大西靖和, 八幡夏恵子, 難波伸介: ポートアイランドの三つの調査事例における液状化による杭の被害に関する考察, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.1487-1492, 1998</p>
解析対象	<p>ポートアイランドの3つ建築構造物基礎の被害事例, 兵庫県南部地震</p> <p>① Nビル RC2階建て AC杭A種φ450mm, 護岸から約260m 杭頭部に約40cmの残留変位, 地層境界部に被害集中(孔中TVカメラ, 傾斜系調査)</p> <p>② Wビル RC2階建て AC杭A種φ500mm, 護岸から約300m 杭頭部に約40cmの残留変位, 地層境界部に被害集中(同上)</p> <p>③ Eビル 平屋 PC杭A種φ400mm 護岸から約120~180m 地中部で残留変位の方向が異なる. 地層境界部に被害が集中(同上)</p> <p>上記3ビルにおける杭の残留変位の方向はそれぞれ異なるのが特徴.</p> 
解析条件	<ul style="list-style-type: none"> ・バネ定数: 杭と地盤の相対変位の0.5乗に比例して低下+有効応力に比例して低下 これらは, 一次元有効応力解析(YUSAYUSA)の結果を用いている ・初期地盤反力係数(バネ値)はN値から算定 ・地盤変位: 一次元有効応力解析(YUSAYUSA)の結果 ・慣性力: 同上 ・杭の非線形特性をM~φで考慮(軸力も考慮)
比較対象時点	<ul style="list-style-type: none"> ・液状化過程, 地表面加速度が最大時点(Case A) ・液状化後の地表面変位最大時点(Case B)
結果評価	<ul style="list-style-type: none"> ・液状化過程では何れのビルも埋土層下端でMuに達し液状化層内でMcrを超えている. ・液状化後は何れのビルも埋土層下端と液状化層上部でMuに達し被害とよく対応する.  <p>(a) Excess pore water pressure ratios</p> <p>(b) Case A</p> <p>(c) Case B</p> <p>Analytical results in the case of N building</p>

4.3.3.2 FEMの事例

今回の調査範囲では、FEMモデルに動的な有効応力解析が用いられている。応答変位法のような静的解析に比べ、杭の全体挙動、クリティカルな時点とその時の断面力等を一挙に解く手法である。

解析事例を表4.3.3-1の(5)～(8)に示す。事例(5)は大型のせん断土槽を用いた実験、(6)、(7)は遠心模型実験、(8)は実被害のそれぞれ解析事例である。有効応力FEMにより、杭の曲げモーメント分布や、被害事例の損傷位置の他、応答加速度や曲げモーメントの時刻歴の再現が試みられている。

解析事例から導かれる事項を下記に示す。

- ① 杭基礎は三次元構造物であるが、三次元解析を行っているのは事例(6)のみで、他は二次元解析である。但し事例(7)では、杭と地盤の間に過剰間隙水圧に依存したバネを設け、液状化時に地盤が杭間をすり抜けるような三次元的挙動を擬似的に再現する手法が用いられている。
- ② 液状化前から液状化後までの杭の曲げモーメントの時刻歴や分布、損傷位置等、実験結果や被害結果を概ね再現している。

FEMは、応答変位法のようにクリティカルな時点を把握する必要があるが、解析に用いられる地盤の構成則、二次元解析の場合における三次元的効果の表現方法や二次元モデルが故の解析限界(特に完全液状化時)等の課題が挙げられる。今後、解析事例の蓄積により精度の向上が図られるものと考えられる。

4.3.3.3 バネ質点モデルの事例

解析事例を表4.3.3-1の(9)、(10)に示す。

事例(9)は小型せん断土槽を用いた実験の解析事例であり、1質点モデルを用いて非線形時刻歴解析により杭の曲げモーメント分布や応答加速度の時刻歴を概ね再現している。このモデルの特徴は、実験結果から液状化地盤の流体的性質を考慮して、過剰間隙水圧が大きい場合地盤の付加質量を考慮している点にある。

事例(10)は実被害の解析事例であり、多質点モデル(Penzienモデル)により杭の損傷位置の再現を試みている。今後、解析事例の蓄積により精度の向上が図られるものと考えられる。

表 4.3.3-1 液状化時における杭基礎挙動に関する解析事例 (5) (FEM)

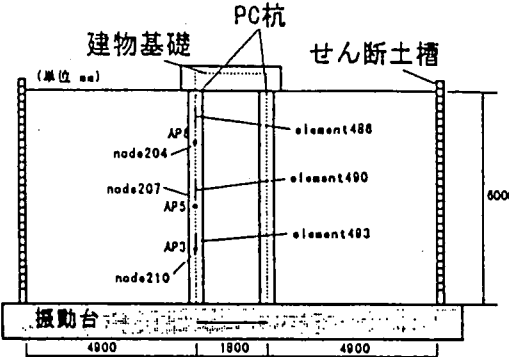
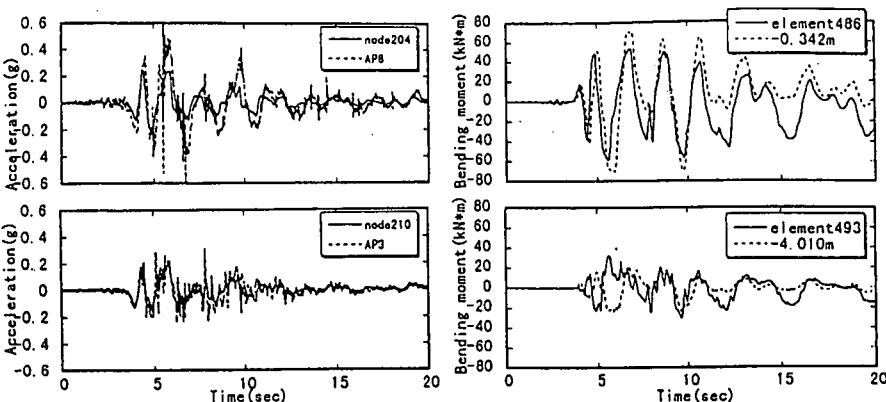
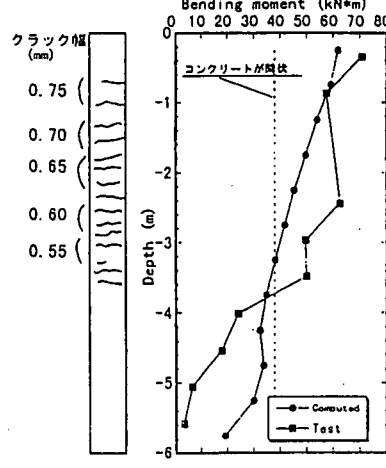
文献	波田野正邦, 石原研而, ミュラチアリキ, 船原英樹, 亀井祐聡: 杭基礎構造物の大型振動実験の数値シミュレーション, 土木学会第 52 回年次学術講演会, 第 III 部門, pp.202-203, 1997
解析対象	<ul style="list-style-type: none"> ・ 1 G 場大型実験, 全層液状化層, 霞ヶ浦砂, D_r 48% ・ せん断土槽 ・ 杭モデル PC 杭 ϕ 300mm ・ 4 本杭 上部工有り, 杭頭・杭下端固定 ・ 入力 ポートアイランド記録 (GL-32m)  <p style="text-align: right;">単位: mm</p> <p style="text-align: center;">実験と解析モデルの概要</p>
解析条件	<ul style="list-style-type: none"> ・ 二次元有効応力解析 (DIANA J-2) ・ 杭の非線形特性を M-ϕ で考慮
比較対象時点	<ul style="list-style-type: none"> ・ 時刻歴, 最大曲げモーメント分布
結果評価	<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げモーメントの時刻歴は, 表層部は実験値と良く合うが深部では合わない。 ・ 最大値分布形状は定性的には実験値を概ね再現. 杭の破損状況とも対応  <p style="text-align: center;">杭の加速度時刻歴</p> <p style="text-align: center;">杭の曲げモーメント時刻歴</p>  <p style="text-align: center;">杭の曲げモーメントの深さ分布とクラック</p>

表 4.3.3-1 液状化時における杭基礎挙動に関する解析事例 (6) (FEM)

文献	大槻明, 佐藤正義: 杭と改良地盤を併用した基礎の液状化時応答, 土木学会第 51 回年次学術講演会, 第 I 部門, pp.788-789, 1996
解析対象	<ul style="list-style-type: none"> ・遠心実験 (25G), 全層液状化層, 表層改良, 豊浦砂, D_r 60% ・土槽 (せん断土槽か不明) ・杭模型 $\phi 10\text{mm}$, $t 1\text{mm}$ の中空アルミ ・4 本杭 上部工有り, 杭頭固定, 杭下端礫層に根入れ ・入力 不規則波 (八戸波) 5G (1G換算 200Gal) <p>● : Accelerometers ■ : Pore pressure transducers : Strain gage</p>
解析条件	<ul style="list-style-type: none"> ・三次元有効応力解析 (構成則 R-O)
比較対象時点	<ul style="list-style-type: none"> ・時刻歴, 最大曲げモーメント分布 ・全層液状化層のケース (ケース 1), 杭間に地盤改良体があるケース (ケース 2)
結果評価	<ul style="list-style-type: none"> ・曲げモーメントの時刻歴, 最大値分布形状を概ね再現 <p>構造物の加速度(A4)</p> <p>ACC (m/s²)</p> <p>Time (sec)</p> <p>構造物の加速度(A4)</p> <p>ACC (m/s²)</p> <p>Time (sec)</p> <p>杭頭の曲げモーメント(G1)</p> <p>Moment (tf · m × 10⁻³)</p> <p>Time (sec)</p> <p>杭頭の曲げモーメント(G1)</p> <p>Moment (tf · m × 10⁻³)</p> <p>Time (sec)</p> <p>ケース 1 の結果</p> <p>ケース 2 の結果</p> <p>Depth (m.m)</p> <p>Moment (tf · m × 10⁻³)</p> <p>Experiment</p> <p>Analysis</p> <p>Analysis</p> <p>Experiment</p> <p>ケース 1</p> <p>ケース 2</p> <p>最大曲げモーメント分布</p>

表 4. 3. 3-1 液状化時における杭基礎挙動に関する解析事例 (7) (FEM)

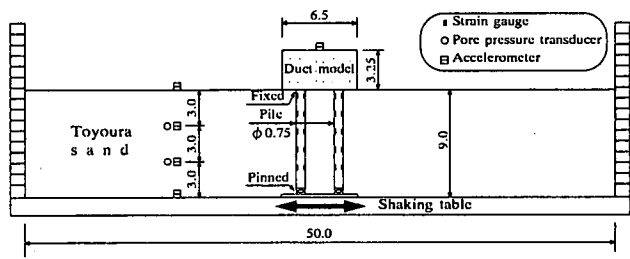
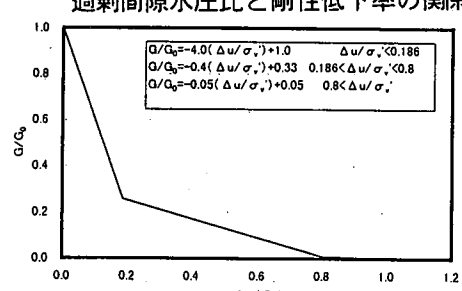
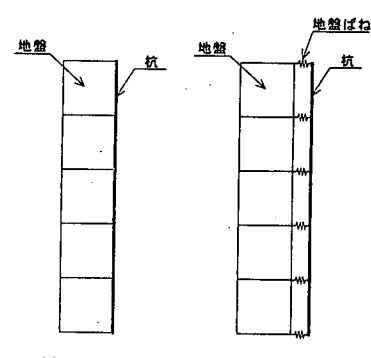
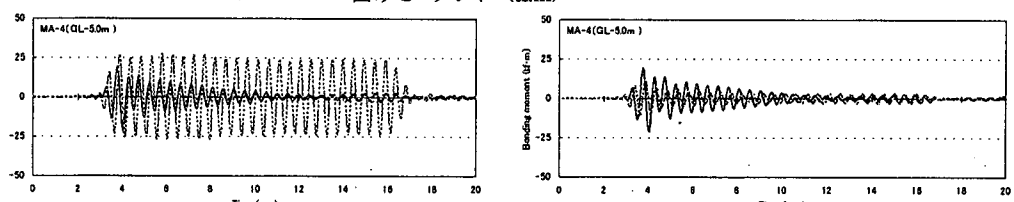
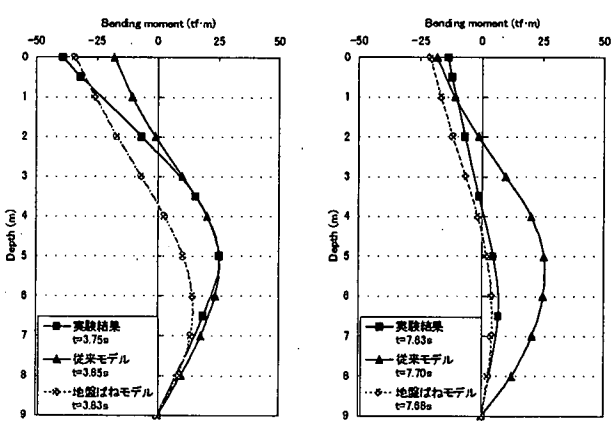
<p>著者</p>	<p>H. Sato, M. Shimada, T. Ishikawa, M. Sato and H. Azuma : A Study on Behavior of Piles in Liquefied Ground During Earthquakes, Earthquake Geotechnical Satellite Conference, 2001</p>
<p>解析対象</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・遠心実験 (50G), 全層液状化層, 豊浦砂 (D50 : 0.178mm), Dr 75% ・せん断土槽 ・杭模型 ステンレス管 (15mm) 4本杭 上部工有り, 杭頭固定, 杭下端ヒンジ ・入力 正弦波 100Hz (1G換算 2Hz) 5G (同 100Gal) 30波  <p>単位 : m, 50G 実物換算</p>
<p>解析条件</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・二次元有効応力解析 (STADAS II) ・杭と地盤間に線形バネを設け, 過剰間隙水圧と地盤剛性の低減率の関係 (JR総研) から時々刻々バネ定数を変化させる。 <p>過剰間隙水圧比と剛性低下率の関係</p>  $\begin{aligned} Q/Q_0 &= -4.0(\Delta u/\sigma_v') + 1.0 & \Delta u/\sigma_v' < 0.186 \\ Q/Q_0 &= -0.4(\Delta u/\sigma_v') + 0.33 & 0.186 < \Delta u/\sigma_v' < 0.8 \\ Q/Q_0 &= -0.05(\Delta u/\sigma_v') + 0.05 & 0.8 < \Delta u/\sigma_v' \end{aligned}$  <p>(a) 従来モデル (b) 地盤ばねモデル</p>
<p>比較対象時点</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・時刻歴, 液状化過程で杭が最大応答した時点 (表層液状化, 深部は間隙水圧上昇)
<p>結果評価</p>	<p>バネを設置しない解析との比較から, バネを設けることにより液状化過程に曲げモーメントが最大となる過渡応答を再現可能。二次元解析で液状化地盤と杭の相対的な挙動の違い (すり抜け) を再現できると考えられる。</p> <p>曲げモーメント (tf.m)</p>  <p>従来モデル (左) 地盤・バネモデル (右)</p> <p>— 実験値 (実線) - - - 解析値 (点線)</p>  <p>杭の曲げモーメント分布の実験結果と解析結果の比較</p>

表 4.3.3-1 液状化時における杭基礎挙動に関する解析事例 (8) (FEM)

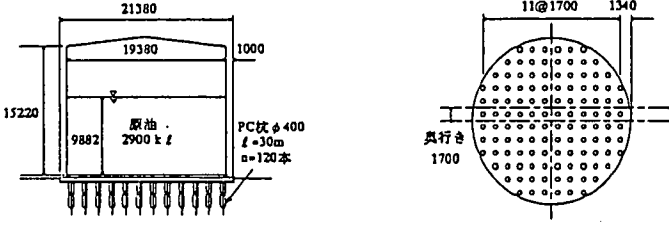
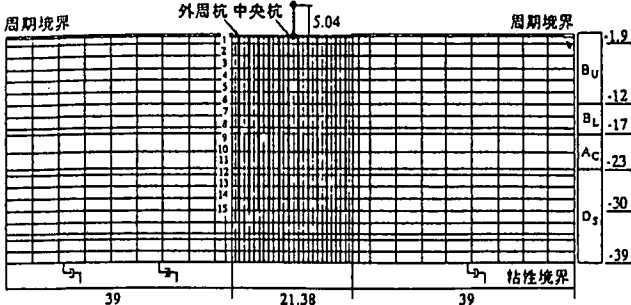
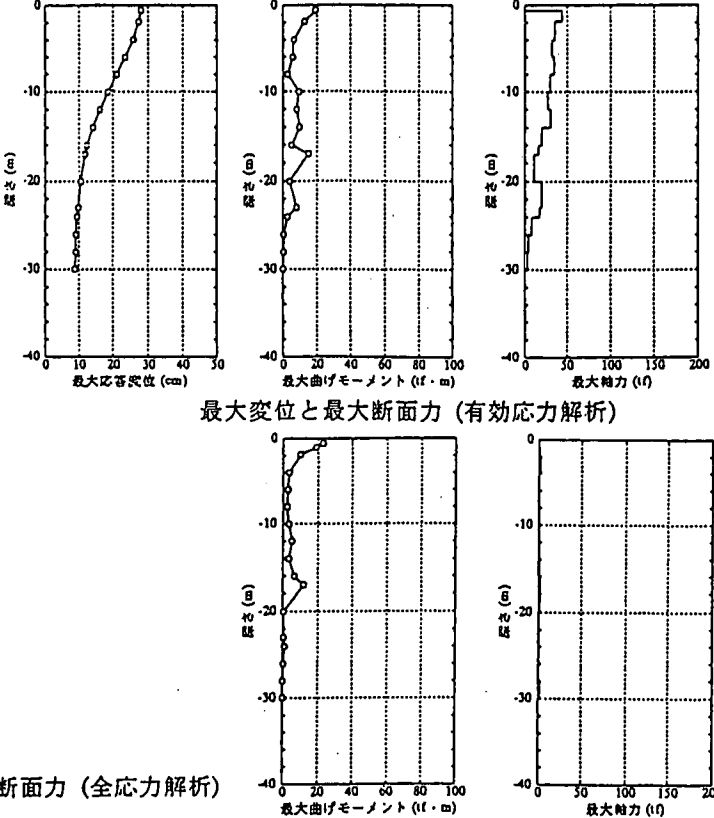
文献	寺田昌史, 伊藤浩二, 後藤洋三: 兵庫県南部地震で被災した貯油タンク基礎の解析的検討, 土木学会第 51 回年次学術講演会, 第Ⅲ部門, pp.342-343, 1996
解析対象	<p>・ 関電東灘GT発電所石油タンクの被害事例, 兵庫県南部地震 杭 PC杭φ400mm, l30m, 群杭120本 試掘による目視調査では外周杭杭頭部にひび割れを確認</p> 
解析条件	<p>・ 次の2つの解析 ① 二次元有効応力解析, タンクは集中質点梁要素, 表層液状化層を非線形材料, 深部非液状化層を線形材料, 杭間地盤は群杭締固め効果を考慮 ② 軸対称全応力解析, タンクはシェル要素, 原油を液体要素 ・ 入力 ポートアイランド記録から推定した基盤入力波 (2E)</p>  <p>解析モデル (有効応力解析)</p>
比較対象時点	<p>・ 中央杭の最大曲げモーメント分布</p>
結果評価	<p>・ 被害調査では外周杭の杭頭部にひび割れを確認し, いずれの解析も杭頭部がM_uを超え被害と対応 ・ 解析では, 杭頭と地中層境界部 (埋土とシルト質粘土) で曲げモーメントのピーク。 また, 外周杭では, 地層境界部が最大. 中央杭では杭頭部が最大</p>  <p>最大変位と最大断面力 (有効応力解析)</p> <p>最大断面力 (全応力解析)</p>

表 4.3.3-1 液状化時における杭基礎挙動に関する解析事例 (9) (バネ質点モデル)

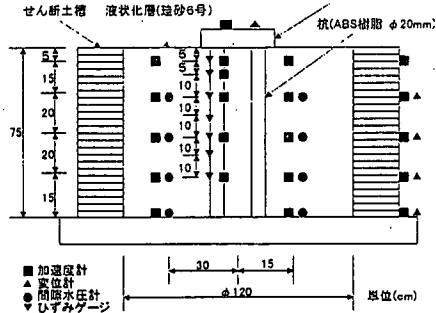
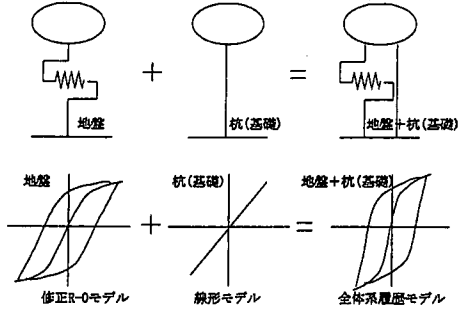
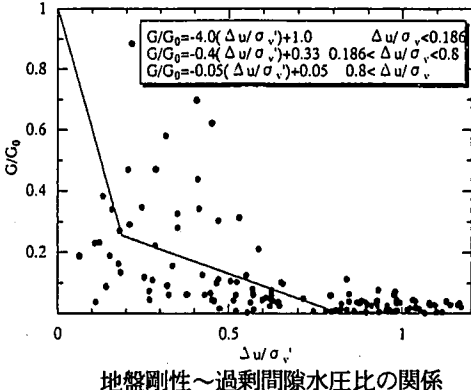
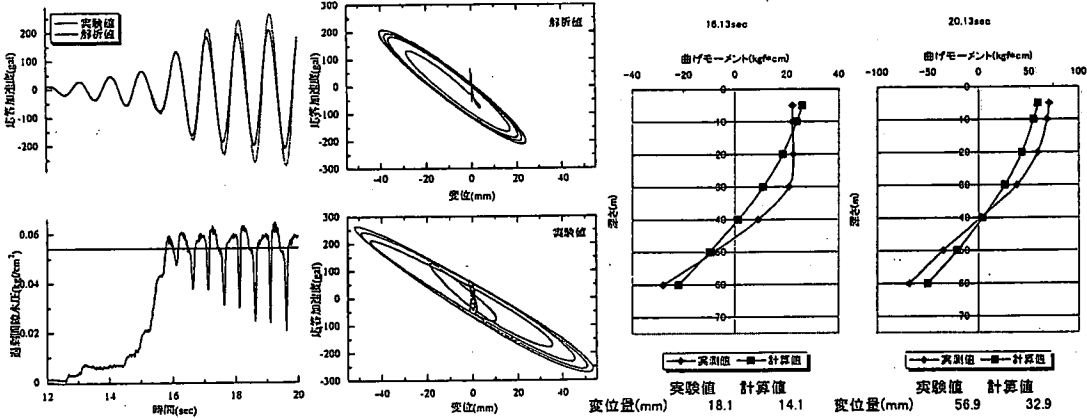
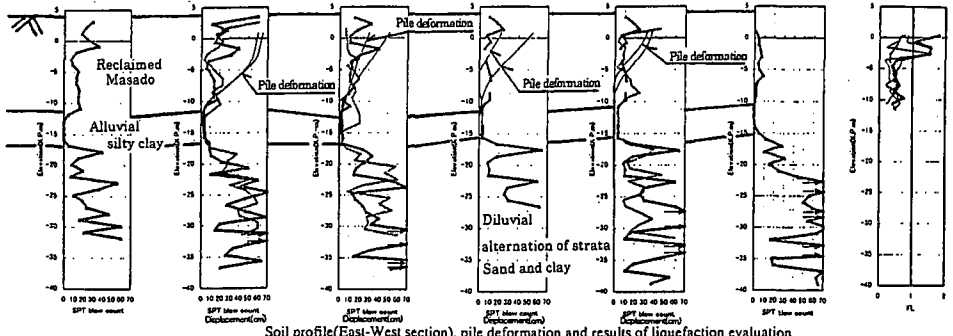
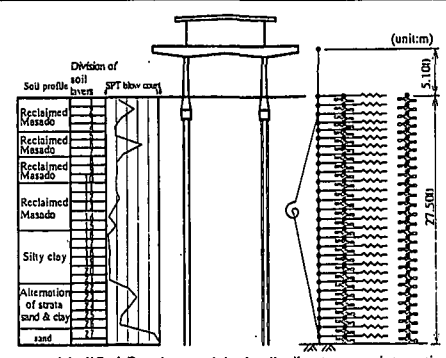
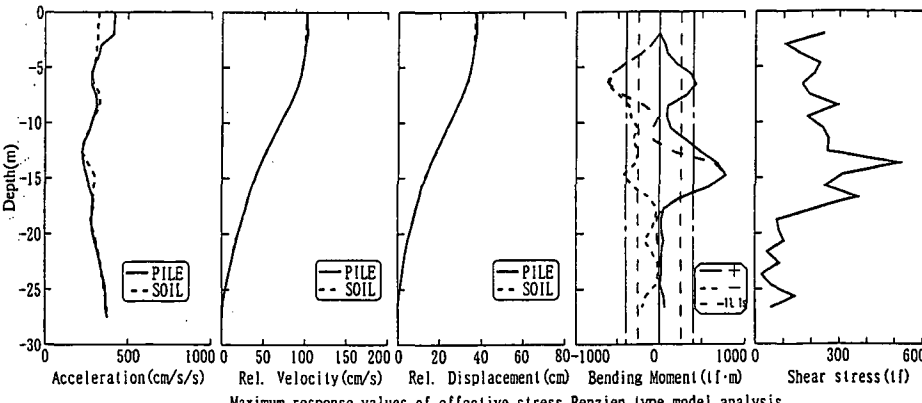
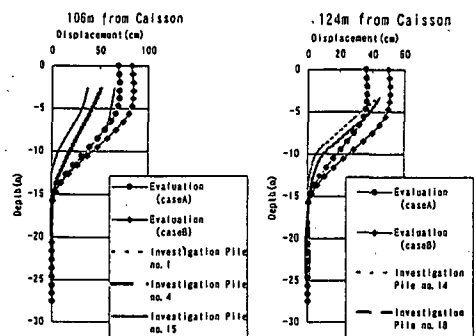
<p>文献</p>	<p>澤田亮, 西村昭彦: 液状化地盤中の基礎構造物の動的挙動に関する研究, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp.1469-1474, 1998</p>
<p>解析対象</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 1 G 場模型実験, 全層液状化層, 珪砂 6 号, $D_r 60 \sim 80\%$ ・ せん断土槽 ・ 杭模型 ABS 樹脂杭 $\phi 20\text{mm}$, 4 本杭, 上部工有り, 杭頭・杭下端固定 ・ 入力 正弦波 
<p>解析条件</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 1 質点モデル 逐次非線形解析 ・ 杭と地盤を独立のバネでモデル化 杭: 線形, 地盤非線形 相互作用を考慮せず。 ・ 地盤のバネ: 修正 R-O 過剰間隙水圧に応じて低下 初期地盤反力係数 (バネ値) は室内試験から算定 ・ 過剰間隙水圧が一定以上の場合に地盤の付加質量を考慮 ・ 杭の断面力は上部工慣性力その他, 地盤からは流体の慣性力とした付加慣性力を用いて弾性支承上の梁で算定 (従って間隙水圧が大きい場合以外は適用不可?)   <p style="text-align: center;">地盤剛性～過剰間隙水圧比の関係</p>
<p>比較対象時点</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ 共振の起こる時点を変えた以下の 3 ケース ① 液状化過程で共振現象するケース ② 過剰間隙水圧の上昇に伴い共振に近づくケース ③ 液状化直後に共振するケース
<p>結果評価</p>	<ul style="list-style-type: none"> ・ いずれのケースも杭の応答加速度時刻歴は実験値を概ね再現 ・ 曲げモーメント分布も液状化過程, 液状化後いずれも実験値をよく再現 (②過剰間隙水圧の上昇に伴い共振に近づくケースの例)  <p style="text-align: center;"> 応答加速度の時刻歴 加速度～変位の関係 曲げモーメントの比較 (液状化状態共振) </p>

表 4.3.3-1 液状化時における杭基礎挙動に関する解析事例(10)(FEM)

文献	<p>三輪滋, 池田隆明, 原田尚幸, 高津忠, 水取和幸, 大岡弘: 兵庫県南部地震により被災した埋立地盤に建つ鋼管杭基礎構造物の被害の検討, 第10回地震工学シンポジウム, pp.1757-1762, 1998</p>
解析対象	<ul style="list-style-type: none"> 埋立地の鋼管杭基礎構造物(護岸からの距離約100m), 兵庫県南部地震 杭基礎は杭頭部で数10cm 残留変位(概ね護岸方向), 概ね液状化層と対応 近傍護岸は約5m 流動変位, 杭諸元不明  <p>Soil profile(East-West section), pile deformation and results of liquefaction evaluation</p>
解析条件	<ul style="list-style-type: none"> Penzien モデル 杭と周辺地盤は剛な部材で結ぶ。周辺地盤と自由地盤は相互作用バネで結ぶ。 周辺地盤と自由地盤は質点とせん断バネでモデル化。杭・構造物は線形梁でモデル化。 相互作用バネと周辺地盤の質量は Mindlin-II 解から算定。 相互作用バネとせん断バネは歪み依存の非線形, 拘束圧依存性(1/2 乗)を考慮。 拘束圧は別途実施の1次元有効応力解析(FLIP)結果から過剰間隙水圧の時刻歴から算定  <p>Modified Penzien model of soil-pile-structure interaction</p>
比較対象時点	<ul style="list-style-type: none"> 最大値分布(応答加速度, 変位, 曲げモーメント)
結果評価	<ul style="list-style-type: none"> 解析から, 杭の最大曲げモーメントは液状化したまま土層底面境界部付近に発生し, 被害調査による杭の変形と整合。但し, 実被害の残留変位は再現できず。 側方流動の影響を考慮した応答変位法による解析を行い, 残留変形を概ね再現。流動量は杜本らの方法, 時松の方法により算定。  <p>Maximum response values of effective stress Penzien type model analysis</p>  <p>Displacement of piles by simplified evaluation method and investigation</p>

4.3.4 まとめ

以上の事例分析の結果から導かれる主な事項を下記に示す。

- ①一層地盤の小型模型振動実験の事例分析から、液状化時における杭基礎の挙動には、杭・液状化地盤系の固有振動数と入力振動数との大小関係が強く影響し、これにより構造物の応答が概ね支配される。但し、地盤に比べて構造物の剛性がかかなり大きい場合には液状化過程で発生する動土圧が構造物の挙動を支配する(岩崎, 龍岡等(1977~1981), 国生, 岩楯, 当摩等(1980))。
- ②一層地盤の大型模型振動実験の事例分析から導かれる主な事項は下記のとおり。
 - ②-1 液状化時の杭基礎の挙動には上部工慣性力の他、地盤変位の影響を考慮する必要がある(時松, 能村(1991))。
 - ②-2 杭に作用する地盤反力は、密な地盤では杭・地盤の相対変位と相関が高く、緩い地盤では液体の様に振る舞うため相対速度と相関が高い(時松, 鈴木等(2002))。
 - ②-3 地盤反力係数は間隙水圧と杭・地盤の相対変位の増加に伴い減少し、その傾向は地盤の密度が小さいほど顕著である(時松, 鈴木等(2002))。
 - ②-4 杭の断面力を評価する上で必要となる上部工の非液状化層への根入部に作用する土圧に関し、土圧合力の位相と上部工慣性力の位相との関係は、上部工の固有周期と地盤の固有周期の大小関係、地盤変位と基礎変位の大小関係に依存する(田村, 時松等(2002))。
 - ②-5 密な地盤では、サイクリックモビリティによる地盤剛性の回復が杭の断面力を増加させる可能性がある(金谷, 河井, 佐藤等(2002))。
- ③液状化層と非液状化層境界部で杭の損傷が生じた被害事例は多く、このような現象を再現する解析事例はいくつかある(例えば, 小林, 大西等(1998))が、実験事例は見あたらない。層境界部の現象を解明する上で実験事例の蓄積が重要である。
- ④解析事例の分析から、応答変位法は杭のクリティカルとなる時点ならびにその時点における地盤変位、慣性力の大きさ等の条件を適切に推定できれば、液状化時における杭に発生する最大断面力の推定が概ね可能である(例えば, 小林, 吉田等(1990))。ただし、種々の影響要因を評価してクリティカルとなる時点を明らかにすることが今後の課題である。

参考文献

- 1)足立紀尚, 龍岡文夫:新体系土木工学 18 土の力学(Ⅲ) -圧密・せん断・動的解析-, 土木学会編, pp.312-322, 技報堂出版, 1981
- 2)岩崎敏男, 龍岡文夫, 坂場義雄, 野間博伸:流動化する砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験, 土質工学会第12回土質工学研究発表会, pp.965-968, 1977
- 3)石川利明, 佐藤正行, 佐藤博, 嶋田昌義:地震時における液状化地盤中の杭挙動に関する研究(その2:応答変位法の適用性), 土木学会第55回年次学術講演会, I-B, pp.885-886, 2000
- 4)石川利明, 佐藤正行, 西村浩一, 大熊弘行, 佐藤博, 金谷守, 河井正:大型せん断土槽を用いたRC杭液状化実験(その1:実験概要):土木学会第57回年次学術講演会, III-620, pp.1239-1240, 2002
- 5)大槻明, 佐藤正義:杭と改良地盤を併用した基礎の液状化時応答, 土木学会第51回年次学術講演会, I-B394, pp.788-789, 1996
- 6)片田敏行, 伯野元彦:液状化過程における地中構造物の動的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第306号, pp.1-10, 1981
- 7)金谷守, 河井正, 佐藤博, 大熊弘行, 西村浩一, 佐藤正行, 石川利明:大型せん断土槽を用いたRC杭液状化実験(その2:液状化地盤と杭の連成挙動):土木学会第57回年次学術講演会, III-621, pp.1241-1242, 2002
- 8)国生剛治, 岩楯敏広, 当麻純一, 江刺靖行, 桜井彰雄:原子力発電所取放水路構造物の耐震性の検討—地震時液状化を考慮した取水路立坑の小型模型振動実験—, 電力中央研究所報告, 依頼報告:380557, 1980
- 9)小林恒一, 吉田望, 八尾真太郎:大型せん断土槽を用いた液状化時の杭基礎の挙動, 第8回地震工学シンポジウム, pp.819-824, 1990
- 10)小林勝巳, 大西靖和, 八幡夏恵子, 難波伸介:ポートアイランドの三つの調査事例における液状化による杭の被害に関する考察, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.1487-1492, 1998
- 11)澤田亮, 西村昭彦:液状化地盤中の基礎構造物の挙動に関する実験的研究, 土木学会第24回地震工学研究発表会, pp.597-600, 1997
- 12)澤田亮, 西村昭彦:液状化地盤中の基礎構造物の動的挙動に関する研究, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.1469-1474, 1998
- 13)佐藤正義:多層地盤における杭基礎の液状化挙動に関する遠心振動実験, 土木学会第52回年次学術講演会, III-A110,

pp.220-221, 1997

- 14)佐藤正行, 石川利明, 佐藤博, 嶋田昌義:地震時における液状化地盤中の杭挙動に関する研究(その1:実験結果の分析), 土木学会第55回年次学術講演会, I-B, pp.884-885, 2000
- 15)H. Sato, M. Shimada, T. Ishikawa, M. Sato and H. Azuma: A Study on Behavior of Piles in Liquefied Ground During Earthquakes, Earthquake Geotechnical Satellite Conference, 2001
- 16) (社)地盤工学会:阪神・淡路大震災調査報告書(解説編), 1996
- 17)F. Tatsuoka, K. Tokida, S. Yoshida and I. Maruyama: Shaking Table Tests on Dynamic Behavior of Pile Foundation Model in Liquefying Sand Layers, Proc. of 5th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp.665-672, Tokyo, 1978
- 18)田村修次, 香川崇章, 藤井俊二, 鈴木康嗣, 土屋富男, 内田明彦, 阿部秋男:大型せん断土槽を用いた液状化地盤におけるRC杭基礎の破壊実験, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.1917-1922, 1998
- 19)田村修次, 時松孝次, 宮崎政信, 八幡夏恵子, 土屋富男:大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧, 日本建築学会構造系論文集, 第554号, pp.95-100, 2002
- 20)田村修次, 時松孝次, 内田明彦, 船原英樹, 阿部秋男:大型せん断土槽を用いた液状化実験における基礎根入れ部に加わる土圧合力と構造物慣性力の関係, 日本建築学会構造系論文集, 第555号, pp.129-134, 2002
- 21)寺田昌史, 伊藤浩二, 後藤洋三:兵庫県南部地震で被災した貯油タンク基礎の解析的検討, 土木学会第51回年次学術講演会, III-A171, pp.342-343, 1996
- 22)時松孝次, 能村商栄:液状化過程における地盤変位が杭の応力に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, 第426号, pp.107-113, 1991
- 23)時松孝次, 鈴木比呂子, 鈴木康嗣, 藤井俊二:大型振動台実験に基づく液状化過程における杭の水平地盤反力の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第553号, pp.57-64, 2002
- 24)時松孝次, 鈴木比呂子, 佐伯英一郎:大型振動台実験に基づく液状化過程での杭の水平地盤反力変位関係のモデル化, 日本建築学会構造系論文集, 第559号, pp.135-141, 2002
- 25)波田野正邦, 石原研而, ミジョフィリスキ, 船原英樹, 亀井祐聡:杭基礎構造物の大型振動実験の数値シミュレーション, 土木学会第52回年次学術講演会, III-A101, pp.202-203, 1997
- 26)三輪滋, 池田隆明, 原田尚幸, 高津忠, 水取和幸, 大岡弘:兵庫県南部地震により被災した埋立地盤に建つ鋼管杭基礎構造物の被害の検討, 第10回地震工学シンポジウム, pp.1757-1762, 1998
- 27)盛岡義郎, 砂坂善雄, 宮本裕司, 酒向裕司:地盤の非線形性と有効応力を考慮した橋脚-杭基礎-地盤系の地震応答解析, 土木学会第52回年次学術講演会, I-B368, pp.734-735, 1996
- 28)吉田常松, 植松幹夫:液状化した砂中に於ける杭の挙動に関する模型実験, 土木学会第36回年次学術講演会, III-44, pp.81-82, 1975

4.4 液状化地盤中における杭の挙動に関する解析的検討

レベル2地震動による液状化地盤における杭の動的挙動について一斉解析を行う。解析の対象として、1995年兵庫県南部地震で被災した深江浜の上部工なしの単杭（堀越ら，1996；立石ら，1997；大津ら，1997；堀越ら，1999；堀越，2001）を選択した。これは以下のような理由による。1)上部構造物がないことから地盤変位のみが杭の応答に影響する。2)このため、解析モデルが比較的簡便となり、解析手法の理解が容易となる。3)結果の定量的評価が可能となる。4)地盤調査と杭の被災調査が十分になされている。

4.4.1 解析対象

被災した杭は深江浜に位置する工場敷地内にあり、フーチングなどの上部構造が存在しない形で被災した。被災した工場敷地の深江浜における位置を図4.4.1-1に示す。図中の噴砂位置はHamadaら（1995）による航空写真判読結果であり、島全域で噴砂が確認されている。このことから、深江浜では埋立層が激しく液状化したと考えられる。また、島を囲む護岸の海側への水平変位は数mに達しており、この影響で護岸からやや内陸部でも護岸方向への残留水平変位がみられる。当サイトは最も近い西側護岸から約350m離れた地点に位置している。図4.4.1-1の水平変位ベクトルによると、当サイトでは南西方向に1m前後の残留水平変位がみられる。深江浜全体でも護岸から離れた内陸部でも50cmから1m程度の残留変位が測定されており、数10cmの測定誤差があるとしても、いくらかの残留水平変位が内陸部でも発生したと考えられる。

被災した杭は地震の10年以上前に施工された外径400mmおよび500mmの打ち込み杭である。杭の構造および土質柱状図を図4.4.1-2に示す。杭は3本継ぎ構造（最上部はSC杭，下2本はPHC杭）であり、杭長は33mである。敷地内の杭は長方形配置（約10m×6m）されたフーチングに対して、1基あたり2本から4本の杭が配置されている。したがって、フーチング内では杭間が非常に狭くなるが、杭頭は結合されていないことから、後の解析では単杭として扱っている。地盤は地表から約14mはマサ土による埋立層であり、上から砂礫、礫混り中砂、礫混り粗砂からなっている。その下は沖積シルト質粘土層（Ma13）、洪積粘土と洪積砂礫の互層である。地下水位はGL-2m付近にある。

地震後、1)弾性波を用いたインテグリティテスト、2)カメラによる孔内撮影、3)挿入式傾斜計による杭の曲がり測定が

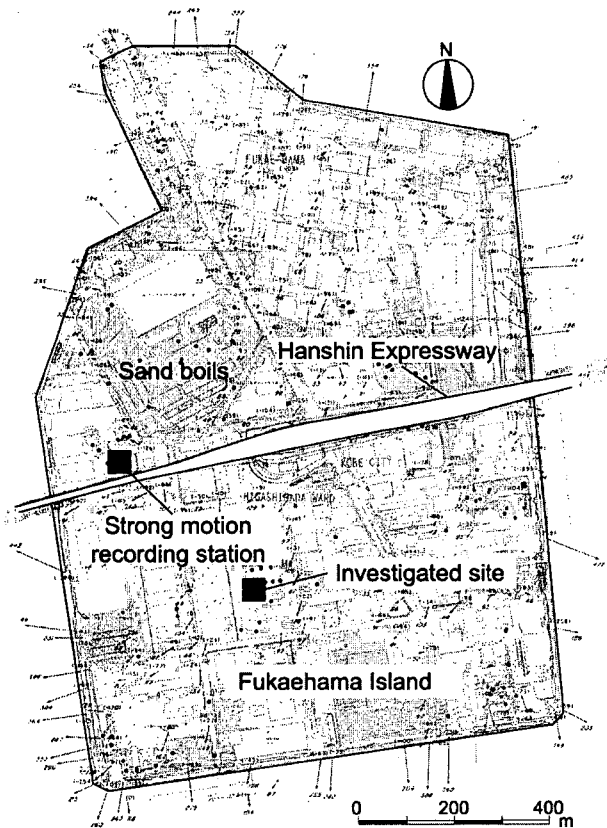


図4.4.1-1 深江浜の噴砂範囲と解析対象地点
(Hamadaら（1995）に加筆)

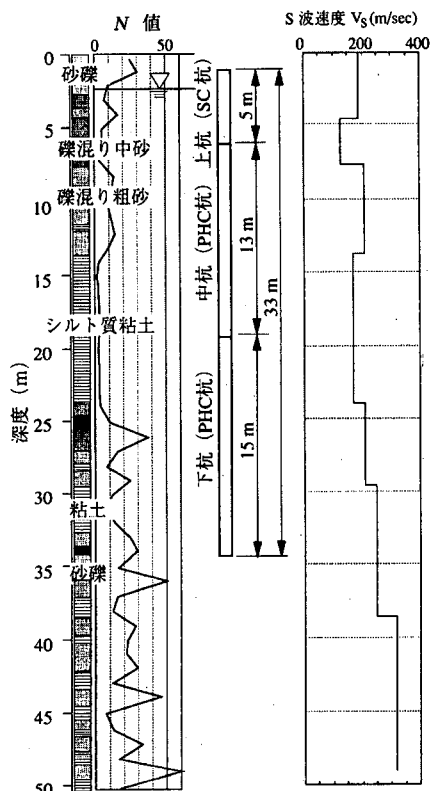


図4.4.1-2 杭の構造と土質柱状図（堀越，2001）

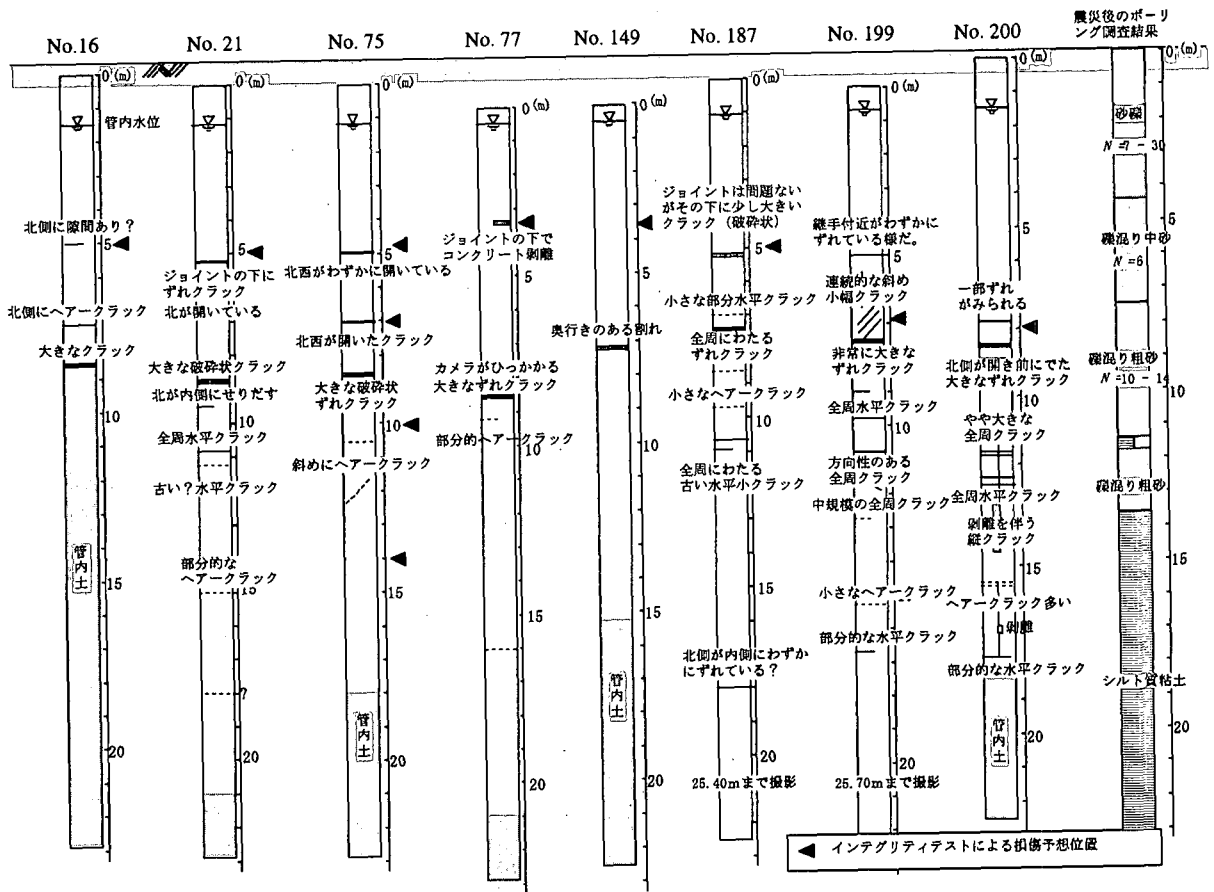


図 4.4.1-3 杭の被災状況 (堀越, 2001)

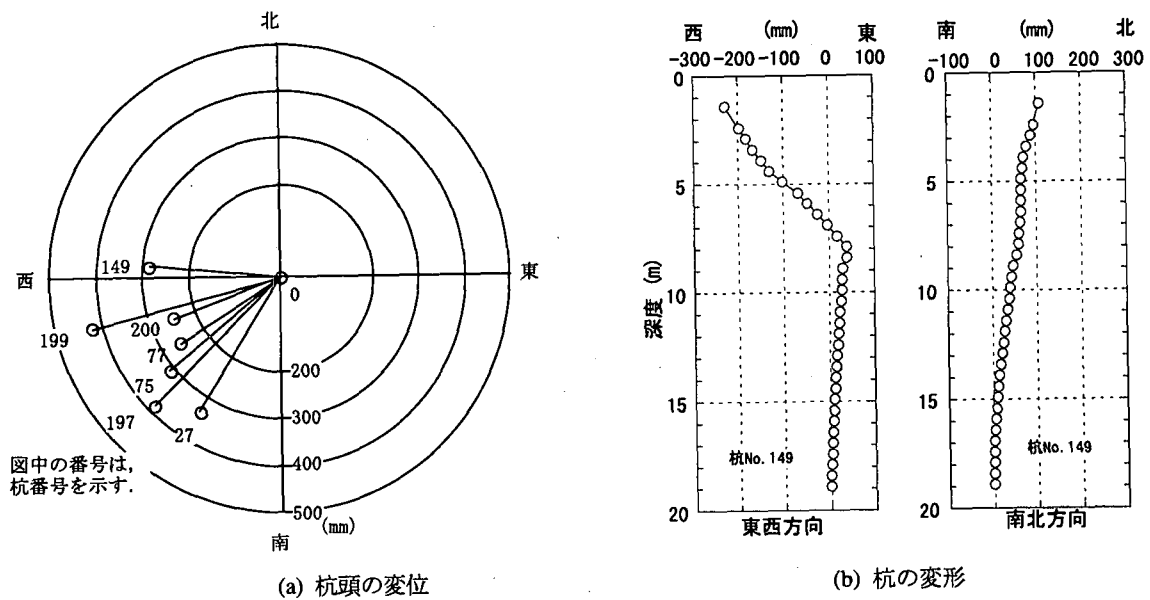


図 4.4.1-4 杭の残留変位 (堀越, 2001)

実施された。1)および2)による調査結果を図 4.4.1-3 に、3)による調査結果を図 4.4.1-4 に示す。これらの調査結果より以下のことがわかる。

- ・インテグリティテストは深度 5m 前後の最も浅い位置での損傷位置をとらえている。この位置では、一部の杭でずれクラック、コンクリートの剥離がみられる。
- ・カメラによる孔内撮影により、さらに深い位置 (深度 7~8m) での大きな破砕状のクラックが明らかとなった。この深度 7~8m での損傷は調査した全ての杭に共通してみられる。
- ・傾斜計による杭の傾斜は、南西~西の方向であり、図 4.4.1-1 の空中写真測量結果と定性的には一致している。また、杭の折れ曲がり位置は、カメラによる孔内撮影結果から得られた深度 7~8m の損傷位置とほぼ一致する。

当該地点では構造物設計時 (1977 年) および震災後 (1995 年, 1997 年) に地盤調査が実施されている。いずれの時

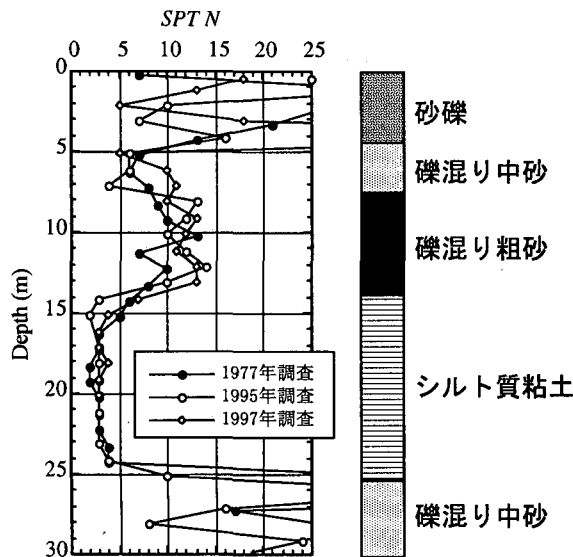


図 4.4.1-5 N 値の経年変化 (堀越, 2001)

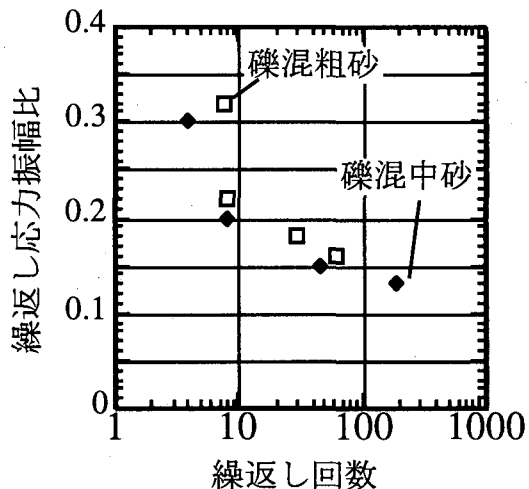


図 4.4.1-6 液状化試験結果 (堀越, 2001)

点でも標準貫入試験が実施されており、その結果を図 4.4.1-5 に示す。これらの結果は、水平距離にして 3m 程度離れた地点のものであり、設計上はほぼ同一地点と考えることができる。震災直後の 1995 年には PS 検層、1997 年にはトリプルチューブでサンプリングした試料を用いて液状化試験が実施されている。埋立層内の礫混り中砂および礫混り粗砂の液状化試験結果を図 4.4.1-6 に示す。以上の地盤調査結果より以下のことがわかる。

- ・調査時期に 20 年の差があるが、各層の N 値には大きな差がみられない。
- ・調査杭に大きな損傷がみられた深度 7~8m 位置は、礫混り中砂と礫混り粗砂の境界付近にあたる。礫混り中砂の N 値は 5 程度であるが、その下の礫混り粗砂の N 値は 12 程度となっている。ただし、最近の 1997 年の調査のみ礫混り中砂の N 値が他の時期の調査より大きくなっている。
- ・礫混り中砂および礫混り粗砂に対する液状化試験では、両者の液状化強度に大きな差はない。なお、この値は深江浜の他の地点でサンプリングされたマサ土に対する液状化試験結果と比較しても妥当な値となっている。

4.4.2 解析条件

大津ら (1997)、堀越 (2001) は有効応力解析および応答変位法を用いて、調査杭の被災状況の再現を試みている。この結果、破碎状のクラックがみられた深度 7~8m での杭の被災状況を再現するには、礫混り中砂と礫混り粗砂の液状化強度差がさらに大きい必要があることを指摘している。しかしながら、この解析では、1) 入力地震動として調査地点よりも震源に近いポートアイランドでの観測波形を用いていること、2) 杭の解析は地盤の応答解析とは別に応答変位法によりなされていること、などさらに検討の余地を残している。そこで、一斉解析では、地盤や杭の構造、材料定数については、大津ら (1997)、堀越 (2001) の解析事例と同様のものを用いることを基本とするが、入力地震動には深江浜での鉛直アレー記録 (建設省, 1995) を用いることとする。また、地盤と杭の相互作用モデルも各解析者によって自由に選定することとする。なお、一斉解析では地震中のみを対象とし、図 4.4.1-4 のような残留変位は対象としない。

堀越 (2001) の解析で用いられた地盤モデルを図 4.4.2-1 に示す。これは図 4.4.1-5 などに示した土質柱状図から作成したものである。なお、図は三次元解析用の土柱モデルを示しているが、各解析ではこのモデルの深度方向の情報のみを共通条件として用いた。

堀越 (2001) の解析で用いられた地盤定数を表 4.4.2-1 に示す。堀越 (2001) が指摘しているように、深度 7~8m での杭の被災状況を再現するには、礫混り中砂と礫混り粗砂の液状化強度の違いを正確に把握する必要がある。しかしながら、図 4.4.1-6 の液状化試験結果に示したように、両土層の不攪乱試料から得られた液状化強度の差はそれほど明確ではない。そこで、一斉解析では表 4.4.2-1 に示す N 値から推定した液状化強度 (三軸試験の軸ひずみ両振幅 $DA=5\%$) を用いることを基本とした。この推定液状化強度について、繰返し回数 20 回での強度は土層の平均 N 値から道路橋示方書の推定式で、繰返し回数 5 回での強度は既往のマサ土に対する液状化試験結果 (内田ら, 1997) から $R_{L5}/R_{L20}=1.45$ として算定されたものである。液状化解析において、構成モデルの材料パラメータは要素シミュレーションを通じて設定される場合が多く、埋土層については上記の液状化強度、それ以深の土層については既往の室内試験から得られた動

的変形特性など（例えば、神戸市，1995）が目標となる。表 4.4.2-1 中のその他の材料定数については、各解析で必要に応じて用いられる。

堀越（2001）の解析で用いられた杭の諸元を表 4.4.2-2 に示す。表にはコンクリートのひびわれ発生時の曲げモーメント M_c 、鉄筋降伏時の曲げモーメント M_y 、破壊時の曲げモーメント M_u の値を示しており、解析者はこれらの非線形特性を基本として、杭のモデル化を行う。

入力地震動には堀越（2001）の解析とは異なり、深江浜の東神戸大橋付近で観測された深度 32m での加速度記録を用いる（建設省，1995）。観測地点の位置は図 4.4.1-1 中に示した通りであり、調査杭との水平距離は約 400m である。観測された水平 2 成分の加速度波形を図 4.4.2-2 に示す。三次元解析では水平 2 成分とも用いることになるが、二次元解析では解析者の判断により適当な成分を用いる。

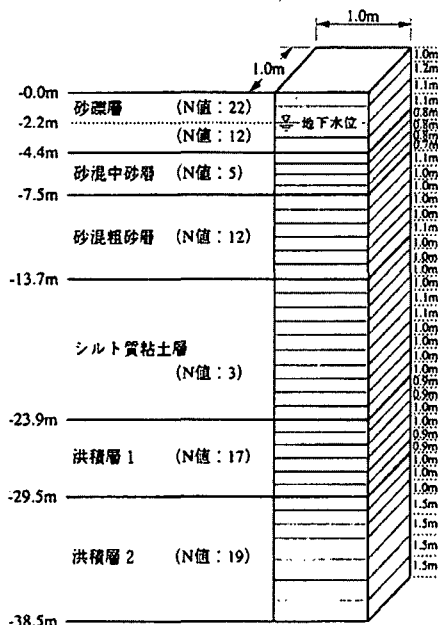


図 4.4.2-1 地盤モデル（堀越，2001）

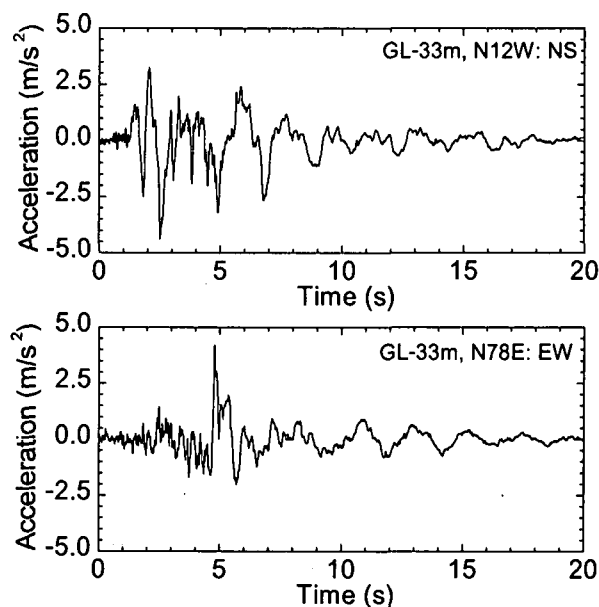


図 4.4.2-2 入力地震動（建設省，1995）

表 4.4.2-1 地盤定数（堀越，2001）

層下端 深度 GL -m	土層	土質名	SPT N値	S 波速度 (m/sec)	密度 (t/m³)	間隙比	透水係数 (m/sec)	強度定数			液状化強度	
								変相角 (度)	破壊角 (度)	粘着力 (kPa)	R_{L5}	R_{L20}
0.0	WL	砂礫	22	190	1.8	0.6	-	37	41	0		
2.2			12	190	1.8	0.6	2×10^{-5}	33	37	0	0.47	0.32
4.4	埋土層	礫混り中砂	5	130	1.8	0.6	2×10^{-5}	30	33	0	0.26	0.18
7.5			12	210	1.8	0.6	2×10^{-5}	33	37	0	0.34	0.23
13.7	沖積層	シルト質粘土	3	170	1.65	1.5	2×10^{-7}	0	0	69	-	-
23.9	洪積層	粘土・砂・礫 の互層	17	210	1.85	1.2	3×10^{-5}	0	0	127	-	-
29.5			19	250	1.85	1.2	3×10^{-5}	0	0	147	-	-
38.5												

表 4.4.2-2 杭の諸元（堀越，2001）

杭種	実際の杭の諸元	解析使用値	
		基本物性	$M-\phi$ 関係
SC 杭	ϕ 500 mm (内径 315mm) 鋼管肉厚 7mm コンクリート $E=40$ GPa 鋼管 $E=200$ GPa	$E=40$ GPa $I=0.002273$ m ⁴	$M_c = 392$ kNm $\phi = 4.4 \times 10^{-3}$
			$M_y = 490$ kNm $\phi = 1.0 \times 10^{-2}$
			$M_u = 519$ kNm $\phi = 3.0 \times 10^{-2}$
PHC 杭 (A 種)	ϕ 500 mm (内径 340 mm) PC 鋼材 $\phi 9.2$ 9 本 コンクリート $E=40$ GPa 有効プレストレス $\sigma_{ce} = 3.9$ MPa コンクリート強度 $\sigma_{ck} = 78.4$ MPa	$E=40$ GPa $I=0.002273$ m ⁴	$M_c = 59$ kNm $\phi = 6.63 \times 10^{-4}$
			$M_y = 137$ kNm $\phi = 9.00 \times 10^{-3}$
			$M_u = 157$ kNm $\phi = 3.00 \times 10^{-2}$

4.4.3 地盤－杭系の解析手法

地盤－杭系の解析手法は大きく分けて次の三つに分けられる。その特徴は次の通りである。

①応答変位法

まず、地震応答解析により自由地盤の変位を求め、次に静的な解析で地盤変位をばねを介して杭に作用させる方法である。設計などではよく用いられる。この場合、ばね定数の選定が解析のキーの一つとなる。地盤反力係数に相当するばね定数を与え、液状化の影響は過剰間隙水圧に依存して低減させる等の方法が良く用いられる。

②FEM

地盤と杭を一体化して解析する方法である。この場合、二次元解析では杭を壁状にモデル化せざるを得ないが、三次元挙動を完全に表現できないし、振動方向に直角方向の地盤のどれだけをモデル化するかによって結果が変わる場合もある。三次元解析ではこのような問題は発生しないが、一方では構造物全体を三次元解析しようとするれば現在のコンピュータの能力では時間的な制約が多く、荒いメッシュが用いられることが多い。また、精度に見合う地盤データの空間分布が得られるかという問題もある。さらに、二次元、三次元を問わず、地盤が液状化した場合に杭の間を地盤がすり抜ける現象などを表現できるかという点については結論が得られていないようである。なお、杭のモデル化の際に線材としてモデル化する方法と杭の広がりを考慮する方法がある。さらに、地盤の初期応力を求める際などに工夫が必要であるし、地盤と杭の連結をどのようにするか結論は得られていない。

③フレームモデル

Penzien モデルのように杭を線材、地盤を有限要素法でモデル化し、両者を地盤ばねで結ぶ方法である。計算が簡単で経時的な変化も得ることができるが、一方では、応答変位法同様、地盤ばねの設定方法に決まった方法はない。なお、地盤は水平成層のケースでは一次元モデルで十分であるが、傾斜地盤や護岸近傍地盤のように残留水平変形が発生する場合には二次元モデルが使われることがある。なお、この方法では水平変位だけが捉えられる。鉛直変形の影響も水平方向と同様にばねで設定できると考えられるがその定量的な検討はこれからの問題と考えられる。

以上のように、一般的に考えればどの方法も長所と短所がある。ただし、ここで対象としているケースでは、対象が単杭であることから、モデル化はそれほど困難ではない。隣接杭間の地盤と杭のペアを一つの単位とすれば、図 4.4.3-1(a) に示すような範囲が解析範囲となる。三次元解析では図 4.4.3-1(b) の様にこれを奥行き方向に広げたもの、フレームモデルでは図 4.4.3-1(c) の様になる。

一斉解析においては、二次元解析では EFECT, MuDIAN が図 4.4.3-1(a) に、三次元解析の LIQCA が図 4.4.3-1(b) に相当する。いずれの解析でも杭を線材としてモデル化しており、杭断面の大きさは考慮していない。側方の境界条件に関して、二つの考え方が採用されている。LIQCA, MuDIAN では単杭とその周辺地盤が周期的に配置されているとして、その周期性を考慮した繰返し境界が用いられている。一方、EFECT では水平方向半無限の地盤中での単杭を対象として、自由地盤＋粘性境界が用いられている。4.4.1 で述べたように対象杭は長方形配置（約 10m×6m）されたフーチングに対して、1 基あたり 2 本から 4 本の杭が配置されている。したがって、図 4.4.3-1(a) に示すようにフーチング間隔に対応した周期境界を設けるのが妥当と考えられる（ただし、厳密には一つのフーチング内の近接する数本の杭をそれぞれモデル化する必要がある）。EFECT による解析では水平方向に無限に広い間隔を持つ単杭を扱っていることになる。また、大きな地盤要素を用いた FLIP による解析は図 4.4.3-1(c) に相当する。ただし、FLIP の解析では大きな地盤要素に直接杭が接続されていることから剛な地盤パネを用いていることになる。また、水平面内の周期性は考慮されていない。

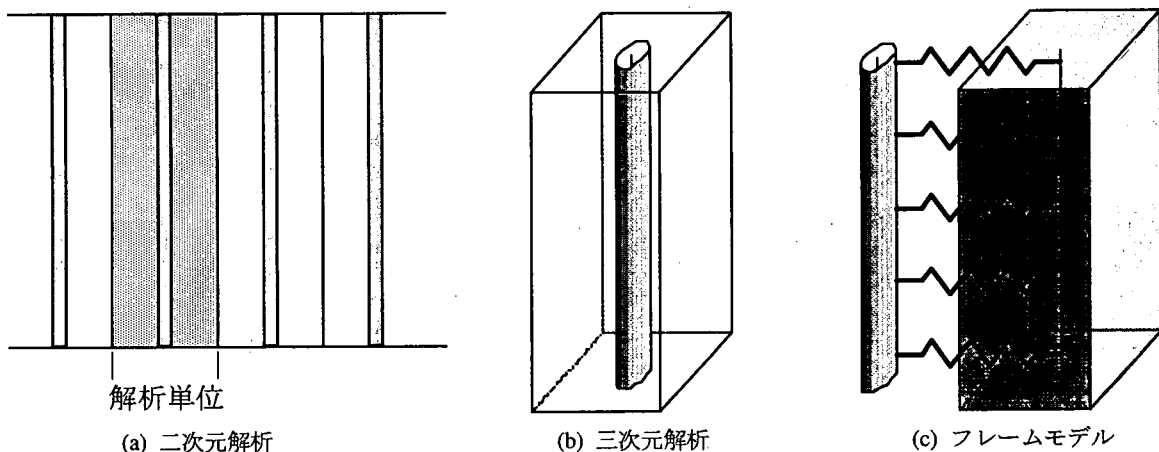


図 4.4.3-1 地盤と杭のモデル化

4.4.4 各種解析における共通事項、留意事項

各解析結果を比較、考察する上でポイントとなると考えられる、1)地盤-杭系のモデル化、2)地盤材料のモデル化（構成モデルのパラメータなど）、3)杭材料のモデル化（M- ϕ モデルなど）、4)その他の条件（数値解析上の条件など）について、各解析での共通事項および留意事項を述べる。各解析手法のこれらの扱いをまとめて表4.4.4-1に示す。

(1) 地盤-杭系のモデル化

各解析とも鉛直方向の土層分割は図4.4.2-1に示したモデルを使用する。したがって、鉛直方向の要素分割が鉛直方向の波動伝播に与える影響はいずれの解析でも同じである。

一方、地盤の水平方向のモデル化や杭のモデル化については、4.4.3で述べたとおりである。FEM以外の方法で、杭と地盤の間に別途にバネ要素を用いている場合は、その非線形特性の設定方法に留意する必要がある。

(2) 地盤材料のモデル化

埋土層については、表4.4.2-1に示した共通の液状化強度を構成モデルが満足するように材料パラメータを設定するため、各解析における埋土層の液状化強度の誤差は構成モデルから得られた液状化強度曲線から判断できる。しかしながら、ここでの液状化強度はある特定のひずみ基準（三軸状態では軸ひずみ両振幅5%）のみを対象としたにすぎない。一斉解析では他のひずみ基準を共通条件としていないので、幅広いひずみ領域で各構成モデルの挙動が同様である保証はない。特に礫混り中砂と礫混り粗砂の挙動に関して、サイクリックモビリティ以降のせん断ひずみの発達傾向などは、深度7~8mでの被災状況を説明する上で重要なポイントとなると考えられる。このようなモデル化の違いは、各解析における地盤の相対変位、せん断ひずみの深度分布などに表れるので留意されたい。

埋土層に深の土層については、全応力モデルとし、表4.4.2-1に示したせん断強度などを共通の条件としている。初期せん断剛性とせん断強度の小さいシルト質粘土層のモデル化の違いは埋土層への入力を左右する要因となる。仮に、シルト質粘土層が「固め」にモデル化されていると、当該層内のせん断ひずみは小さく、加速度が増幅する。各解析における、シルト質粘土層内での加速度増幅やせん断ひずみの違いに留意されたい。

地盤材料に関する他の留意事項として、初期応力（静止土圧係数）の設定方法の違い、透水性の考慮の有無、地下水位以浅のモデル化などがある。

(3) 杭材料のモデル化

杭材料の諸元については、SC杭、PHC杭とも表4.4.2-2に示した杭のM- ϕ 関係が共通条件となる。せん断特性については特に共通条件を設定していないが、特別なモデルを用いている解析はない。M- ϕ 関係にはMasing則に基づくトリリニアモデル、武田モデルなどが用いられている。武田モデルでは履歴部分の剛性がMasing則よりも小さく評価されることから、Masing則を用いたトリリニアモデルよりも曲率が大きくなる可能性がある。

(4) その他の条件

剛基盤における水平2成分の入力地震動は共通としているが、二次元解析の場合は各解析で適当な成分を用いている。なお、三次元解析では二次元解析と比較しやすいように、水平2成分の応答値の2乗和平方根を出力した。

その他の解析結果に影響を及ぼす要因として、時間積分法におけるパラメータ（時間増分間隔など）、Rayleigh減衰などがある。Rayleigh減衰については、初期剛性比例型を用い、地盤の初期固有周期に対して数%の減衰定数を仮定している事例が多い。

次節では各解析結果を示すが、共通の出力項目として、①杭の曲げモーメントの絶対値の深度分布、②杭の曲げモーメントが所定の値に達するときの時刻の深度分布、③地盤の絶対加速度の絶対値の深度分布、④地盤の相対変位の絶対値の深度分布、⑤地盤のせん断ひずみの絶対値の深度分布、⑥地盤の過剰間隙水圧比の絶対値の深度分布の6項目を示している。ここで、①、③~⑥の出力時刻は、5秒、7.5秒、10.0秒および最大値の4つとする。また、②の所定の値に達するときの時刻とは、 M_c 到達時、 M_y 到達時、 M_u 到達時、最大値の4つとする。

表4.4.4-1 各解析手法の概要

解析コード	地盤-杭系のモデル化	地盤材料		杭材料のモデル化	その他 (Rayleigh減衰)
		構成モデル	その他		
EFFECT (伊藤)	二次元一体型 FEM, 半無限境界	埋土層: 弾塑性 その他: 弾塑性 (D ^{注1} なし)	透水考慮 初期応力で K_0 変化	武田モデル	初期剛性比例 (0.0048 ^{注3})
FLIP (湯浅)	フレームモデル 地盤はFEM	埋土層: 双曲線MS ^{注2} その他: 双曲線MS (Dなし)	透水なし	トリリニア	初期剛性比例 (0.0025)
LIQCA (渦岡, 張)	三次元一体型 FEM, 周期境界	埋土層: 弾塑性 その他: R-O (Dなし)	透水考慮	トリリニア	初期剛性比例 (0.0025)
MuDIAN (吉澤)	二次元一体型 FEM	埋土層: 双曲線DS ^{注4} その他: H-D (Dなし)	透水考慮	武田モデル	初期剛性比例 (0.0025)

注1: ダイレイタンスー、注2: マルチスプリング、注3: Rayleigh減衰の剛性比例項の係数、注4: Densificationモデル

4.4.5 各解析手法独自の解析条件と解析結果

(1) EFECTによる解析

(a) FEMモデル

図4.4.5-1にFEMモデルを示す。自由地盤の一次元解析を行い、側方境界で粘性要素を介して自由地盤の節点応答、要素応答を用いる地盤-杭系の二次元解析を行った。

(b) 材料パラメータの設定

表4.4.5-1に材料パラメータを示す。埋土層の砂礫、礫混中砂、礫混粗砂を弾塑性モデル、その他の層を過剰間隙水圧が発生しない弾塑性モデルとした。硬化パラメータ k_s は、埋土層で液状化強度、その他の層で動的変形特性 G/G_0 、 h - γ 関係(神戸市開発局, 1995)を目標に要素解析から設定した。図4.4.5-2に埋土層で得られた液状化強度曲線を示す。

(c) 杭モデル

SC杭, PHC杭のM- ϕ 関係は、トリリニア型の武田モデルとした。

(d) 初期条件, 境界条件および入力動

初期有効応力は、埋土層、沖積層で静止土圧係数 $K_0=0.5$, 洪積層で $K_0=0.7$ として設定した。土粒子骨格では底面を固定境界, 側方を粘性境界, 間隙水では底面を非排水境界, 地下水位面を排水境界とした。解析条件は計算時間増分0.001s, Newmark法の係数 $\beta=0.25$, $\gamma=0.5$, Rayleigh減衰を初期剛性比例型, 地盤の一次固有周期0.75s, 減衰定数2%から $\beta=0.0048$, 解析時間20sとした。解析では、入力地震動のNS, EW成分を各剛基盤入力した2ケースを行った。

(e) 解析結果

図4.4.5-3にNS入力の自由地盤, 杭の応答の深度分布を示す。PHC杭では、SC杭との接合部(G.L.-6m)で終局モーメント, せん断ひずみの差が大きい礫混中砂と礫混粗砂との境界(G.L.-7.5m), 礫混粗砂とシルト質粘土との境界(G.L.-13.7m)で降伏モーメントを超過し、PHC杭の曲率はG.L.-6m, -7.5m, -13.7mの順で大きい。

図4.4.5-4, 図4.4.5-5にNS, EW入力の自由地盤, PHC杭の応答の時刻歴を示す。礫混中砂層では、NS入力の約5s, EW入力の約10sで液状化が生じ、NS入力の地表変位, 杭の曲げモーメント, 曲率はEW入力より大きく、PHC杭の損傷はNS成分の寄与が大きい。20sでの自由地盤の残留変位は、厳密なNS, EW同時入力でないもののNS入力でのN側に0.07m, EW入力でのW側に0.19mであり、地震動の卓越方向(NS)と異なる杭頭の残留変位と同様の傾向である。

杭の被災状況は、G.L.-5m付近の損傷とG.L.-7~8m(礫混中砂と礫混粗砂の境界付近)で破砕状のクラックが存在し、この2深度は、NS入力でのPHC杭の終局曲率を超過するSC杭との接合部(G.L.-6m); PHC杭の降伏曲率を大きく超過する礫混中砂と礫混粗砂との境界(G.L.-7.5m)と概ね対応する。被災後の杭の変形はG.L.-8m付近で大きく折れ曲がっており、地震動のNS成分によるG.L.-7.5mのPHC杭の損傷とその後のEW成分による地盤変形が生じたと推察される。

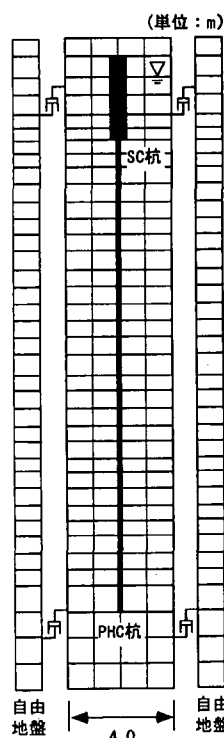


図4.4.5-1 FEMモデル

表4.4.5-1 材料パラメータ

土層	深度 (m)	E (kPa)	ν	k_s (%)	ϕ (°)	λ	μ
砂礫	1.1	122221	0.33	0.0035	41	1.2	0.3
	2.2	211693		0.0061			
砂礫	3.3	164803	0.33	0.0048	37	1.2	0.26
	4.4	180533		0.0052			
礫混中砂	5.2	75380	0.33	0.0326	33	1.2	0.23
	6.0	79273		0.0343			
	6.8	82984		0.0359			
	7.5	86317		0.0373			
礫混粗砂	8.6	189917	0.33	0.0126	37	1.2	0.26
	9.6	198935		0.0132			
	10.6	207159		0.0137			
	11.6	215069		0.0143			
	12.6	222697		0.0148			
	13.7	230436		0.0153			
	14.7	103822		0.0200			
	15.7	108826		0.0200			
シルト質粘土	16.7	113831	0.33	0.0200	35	-	-
	17.7	118835		0.0200			
	18.8	124090		0.0200			
	19.9	129595		0.0200			
	20.9	134849		0.0200			
	21.9	139854		0.0200			
	22.9	144858		0.0200			
	23.9	149862		0.0200			
洪積1	24.8	219461	0.41	0.0191	38	-	-
	25.7	223583		0.0194			
	26.7	227854		0.0198			
	27.7	232264		0.0202			
	28.6	236378		0.0205			
	29.5	240211		0.0209			
洪積2	30.5	305904	0.41	0.0188	38	-	-
	31.5	311066		0.0191			
	32.5	316144		0.0194			
	34.0	322379		0.0198			
	35.5	329705		0.0202			
	37.0	336872		0.0207			
	38.5	343889	0.0211				

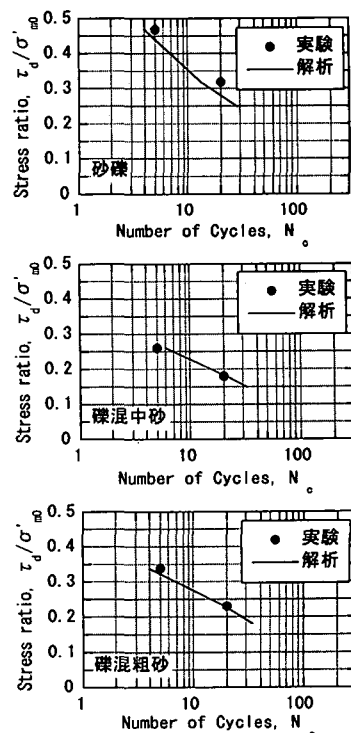


図4.4.5-2 液状化強度曲線

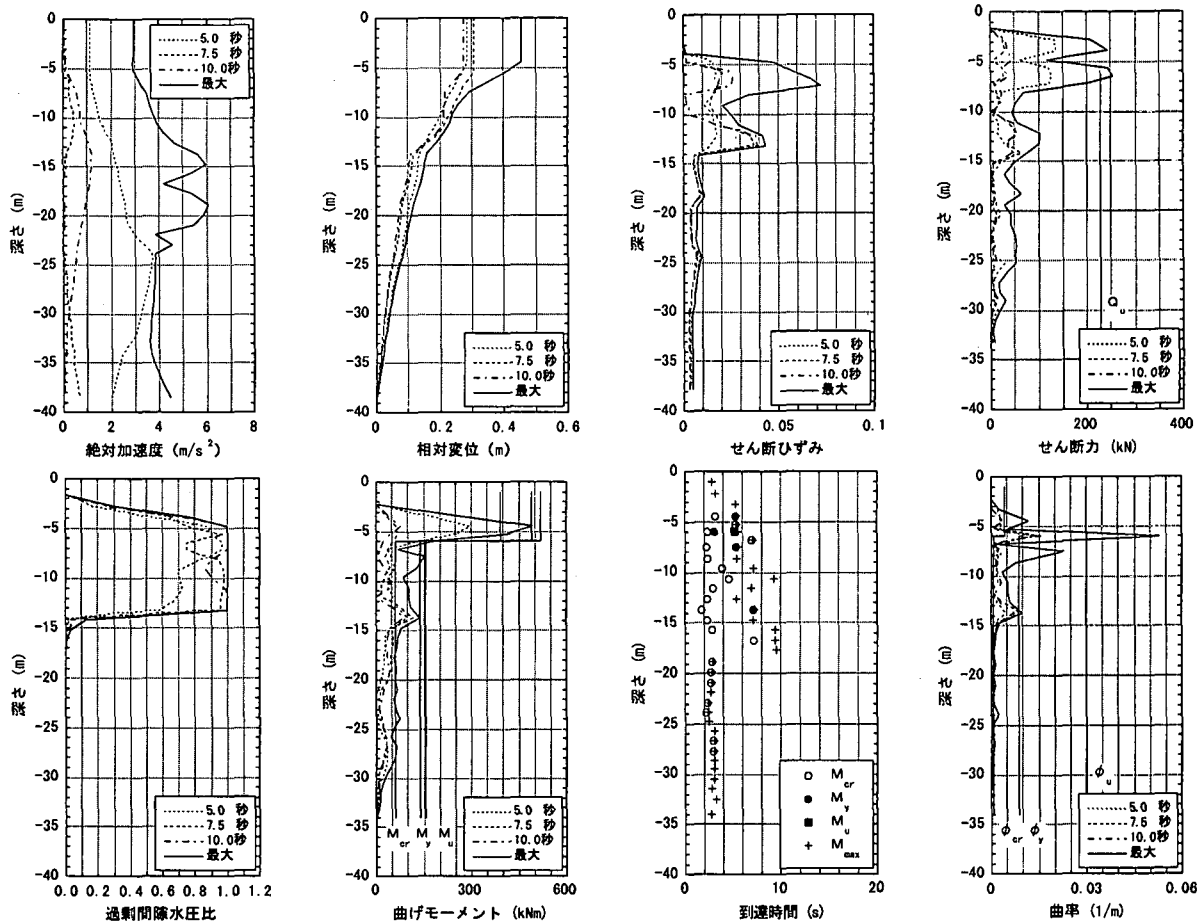


図 4.4.5-3 応答値の深度分布 (NS 入力)

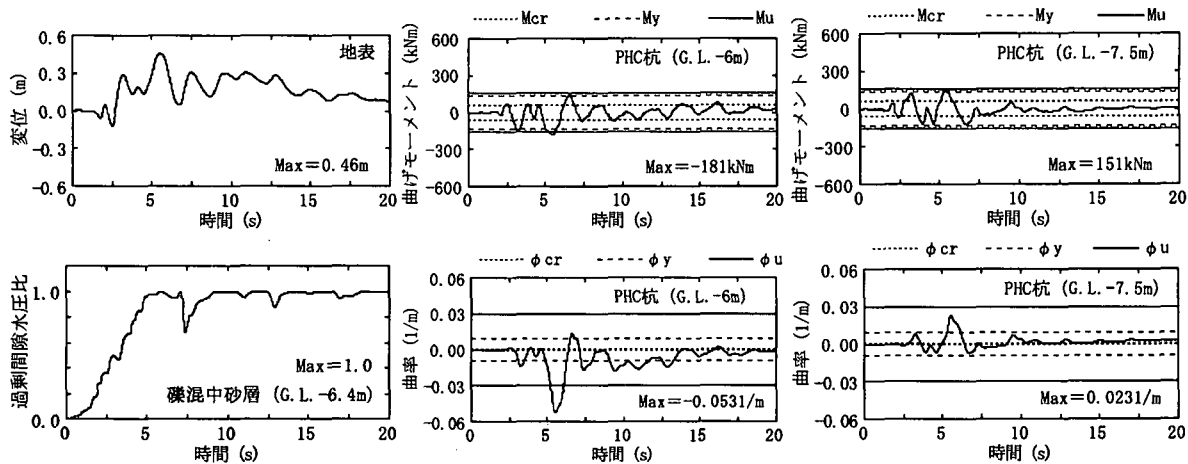


図 4.4.5-4 応答値の時刻歴 (NS 入力)

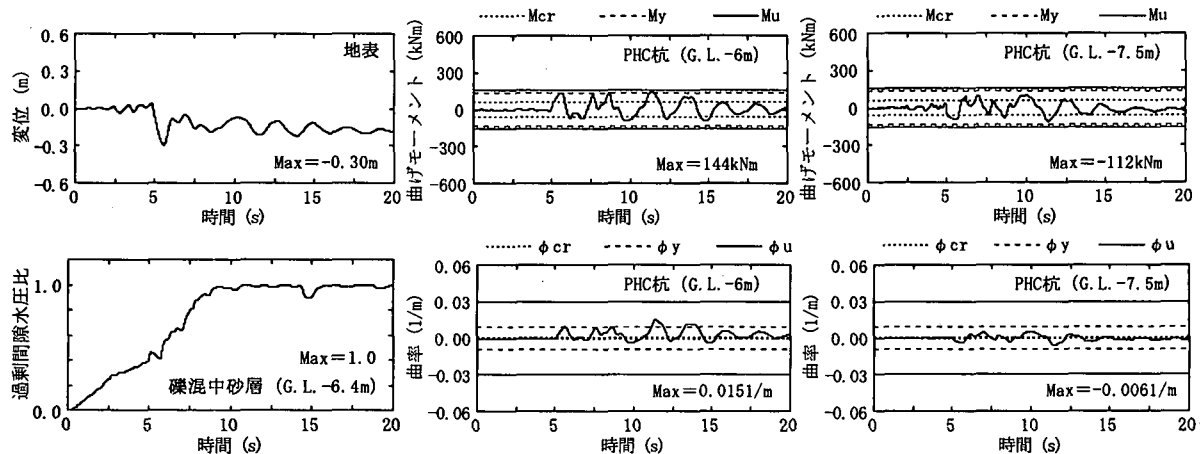


図 4.4.5-5 応答値の時刻歴 (EW 入力)

(2) FLIPによる解析

(a) 概要

杭の受ける外力は地盤の変位が支配的であると仮定して、FEMモデルは3列の節点で2列の要素で構成した長さ200m、奥行き100mの地盤の中間にトリリニアモデルでモデル化した杭を入れFLIPで有効応力解析を行った。

(b) 物性値の設定

物性値は、4.4.2で示した値を用いた。FLIPに用いた地盤の物性値は表4.4.5-2、表4.4.5-3に示す通りである。この中で次の物性値の記載がないため仮定した。最大減衰(双曲線モデルの骨格を決める)は、粘性土、砂質土の設計値(沿岸開発技術研究センター, 1997)を参照した。剛性比例型減衰は $\beta=0.0025$ とした。

また、本解析における留意点は次の通りである。地盤の液状化特性は、液状化強度曲線のみ合わせている。杭の質量は無視し、減衰は地盤と同様の減衰とした。杭の非線形性はM- ϕ のみMc, My, Mu, ϕ_c , ϕ_y , ϕ_u から勾配を決めたMc, My, ϕ_c , ϕ_y を折点とするトリリニアモデルで取り入れた。入力地震動は4.4.2で述べたGL-33mでの地中記録を用い、剛基盤での水平1方向(N12W)の入力加速度とした。解析上の時間刻みは0.001秒、時間積分のNewmark法の係数 $\beta=0.25$, $\gamma=0.5$ として20秒間の応答解析を行った。

(c) 解析結果

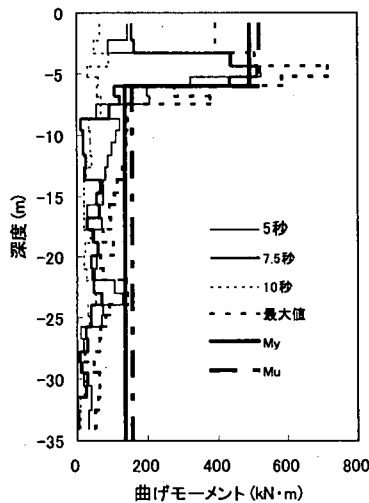
図4.4.5-6にFLIPによる主な応答値とその発生時刻を示す。図より杭にはG.L-5m, G.L-7~8m付近でMuを越える断面力が生じる結果となった。また、G.L-7~17m, G.L-24m付近ではMyを越える断面力が生じている。G.L-7~17mは、損傷調査結果では多数の杭(NO16~200)においては損傷したりしなかったりしている。本解析条件ではたまたま、損傷するという結果になったと考えられるが結論を導くにはさらなる検討が必要と考える。G.L-24m付近はちょうどシルト質粘土と粘土・砂・礫の互層の境界である。図よりシルト質粘土層で大きなひずみが生じている。シルト質粘土層の物性値についてはさらに検討する必要がある。

表 4.4.5-2 FLIP に用いた物性値

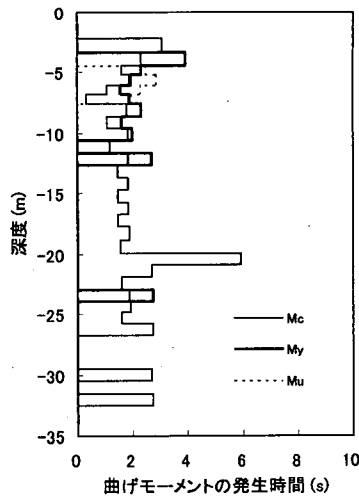
名称	層下端GL (m)	層厚 (m)	各層の有効上載圧 σ'_v (tf/m ²)	せん断減衰度 V_s (m/sec)	振動単位体積質量 γ_s (tf/m ³)	間隙比 e	間隙率 n	最大減衰 h_{max}	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 Φ'_r (度)	変相角 Φ'_s (度)	初期せん断弾性係数 G_0 (tf/m ²)	初期体積弾性係数 K_0 (tf/m ²)	土粒子骨格のポアソン比 ν	間隙水の体積弾性係数 K_f (tf/m ²)	間隙水の単位体積質量 γ_w (tf/m ³)	有効上載圧 σ'_v (tf/m ²)
砂礫 (地下水位上)	2.2	2.2	3.96	190	1.80	0.6	0.375	0.240	0.0	37.0	37.0	6631	17642	0.333	-	-	1.98
砂礫 (地下水位以下)	4.4	2.2	1.76	190	1.80	0.6	0.375	0.240	0.0	37.0	33.0	6631	17642	0.333	2.24×10^5	1.0	4.84
礫混じり中砂	7.5	3.1	2.48	130	1.80	0.6	0.375	0.240	0.0	33.0	30.0	3104	8259	0.333	2.24×10^5	1.0	6.96
礫混じり粗砂	13.7	6.2	4.96	210	1.80	0.6	0.375	0.240	0.0	37.0	33.0	8100	21551	0.333	2.24×10^5	1.0	10.68
シルト質粘土	23.9	10.2	6.63	170	1.65	1.5	0.600	0.175	6.9	0.0	0.0	4866	12946	0.333	2.24×10^5	1.0	16.48
粘土・砂・礫の互層(1)	29.5	5.6	4.76	210	1.85	1.2	0.545	0.240	12.7	0.0	0.0	8325	22150	0.333	2.24×10^5	1.0	22.17
粘土・砂・礫の互層(2)	38.5	9	7.65	250	1.85	1.2	0.545	0.240	14.7	0.0	0.0	11798	31392	0.333	2.24×10^5	1.0	28.38

表 4.4.5-3 FLIP に用いた液状化パラメータ

名称	変相角 Φ_s (度)	S_1	W_1	P_1	P_2	C_1
埋立土(砂礫)	33.0	0.005	75.0	0.5	1.5	2.0
埋立土(砂混じり中砂)	30.0	0.005	15.0	0.5	0.6	1.0
埋立土(礫混じり粗砂)	33.0	0.005	29.0	0.6	1.4	1.0

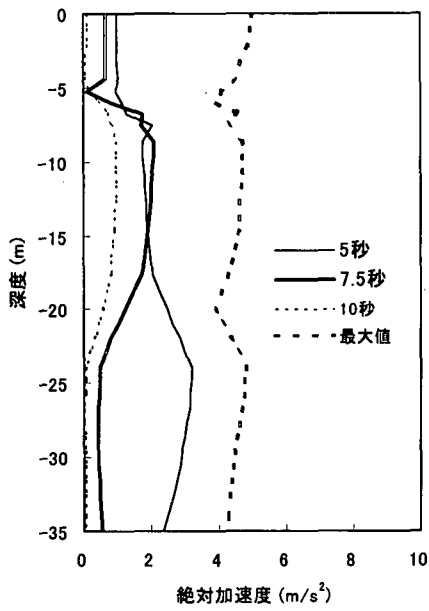


(a) 杭の曲げモーメント

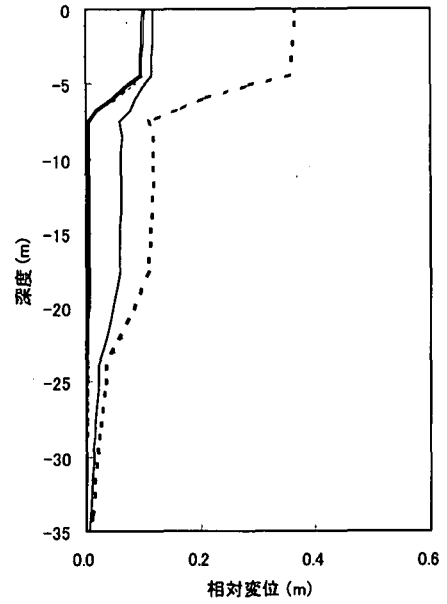


(b) 杭の曲げモーメントの発生時刻

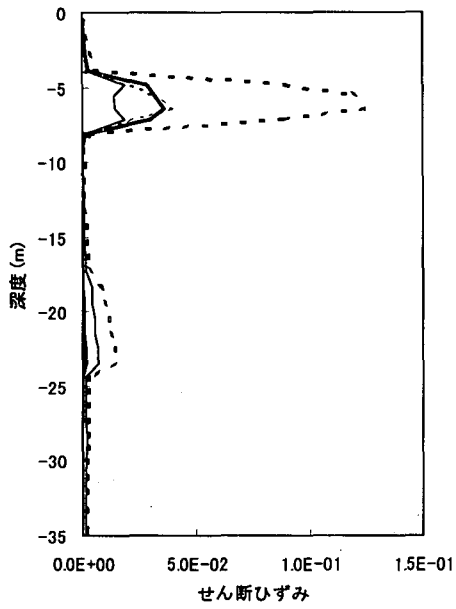
図 4.4.5-6 FLIPによる各応答値の深度分布図(その1)



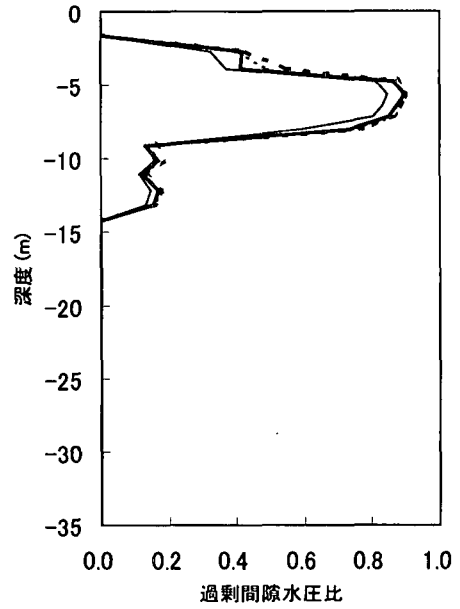
(c) 地盤の応答加速度



(d) 地盤の応答変位



(e) 地盤のせん断ひずみ



(f) 過剰間隙水圧比

図 4.4.5-6 FLIP による各応答値の深度分布図 (その2)

(3) LIQCAによる解析

(a) FEMモデル

FEMモデルは基本的に4.4.1および4.4.2に示した条件に基づき作成した。土層構成をもとに作成したFEMモデルを図4.4.5-7に示す。深度方向の分割は既往の解析モデルと同じとした。水平方向には1m×1mの大きさの要素を6×6個配置し、その中央に杭1本をモデル化したビーム要素を配置した。杭と地盤の間のすべりや剥離は考慮していない。

(b) 材料パラメータの設定

埋土層を構成している砂礫、礫混り中砂、礫混り粗砂については、砂の弾塑性モデル、その他の層にはR-Oモデルを適用した。各土層に対して設定したパラメータを表4.4.5-4に示す。パラメータ設定においては、4.4.2で示した既往の調査結果の他、ポートアイランド・六甲アイランドでの調査結果(神戸市開発局, 1995)も参考とした。

埋土層の各材料に対して設定したパラメータを用いて、砂の弾塑性モデルによる要素シミュレーションを行った結果得られた液状化強度曲線を図4.4.5-8に示す。図中には目標とした液状化強度も示している。

(c) 杭モデル

SC杭, PHC杭ともにM-φ関係をトリリニアモデルでモデル化した。杭の材料定数や形状については、4.4.2を参考に設定した。なお、水平2方向の曲げに対して、2つの曲げ剛性が算定されるが、逐次解析において曲げ剛性の小さいものをその部材の曲げ剛性としている。

(d) 初期条件, 境界条件および入力動

各要素の初期応力は、各層の有効重量から静止土圧係数0.5として、算定した。土骨格に対する境界条件として、底面は水平・鉛直方向を固定、側方は繰返し境界(同一深度の節点は水平・鉛直方向とも等変位拘束)とした。間隙水に対する境界条件として、地下水位面を水頭0の排水境界、その他の要素面は全て流量0の非排水境界とした。

入力地震動として、4.4.2で述べたGL-33mでの地中記録を用い、剛基盤での水平2方向の入力加速度とした。数値解析上の解析条件として、計算時間増分は0.002秒、Newmark法の係数はβ=0.3025、γ=0.6とした。Rayleigh減衰として、初期剛性比例型を用いた。その係数は、地盤の1次固有周期0.8秒に減衰定数1%を仮定して、0.0025とした。動的解析時間は20秒である。

表 4.4.5-4 材料パラメータ

土層名	砂礫	礫混り中砂	礫混り粗砂	シルト質粘土	洪積互層1	洪積互層2
密度	1.80	1.80	1.80	1.65	1.85	1.85
透水係数	2.2×10^{-5}	2.2×10^{-5}	2.2×10^{-5}	2.0×10^{-7}	3.0×10^{-5}	3.0×10^{-5}
初期間隙比	0.6	0.6	0.6	1.5	1.2	1.2
せん断波速度	190	130	210	170	210	250
液状化強度 (N=5)	0.47	0.26	0.34	-	-	-
液状化強度 (N=20)	0.32	0.18	0.23	-	-	-
砂の弾塑性モデル						
圧縮指数	0.0250	0.0100	0.0250	-	-	-
膨潤指数	0.0025	0.0010	0.0025	-	-	-
過圧密比	1.0	1.0	1.0	-	-	-
初期せん断係数比	2057	667	1139	-	-	-
破壊応力比	1.23	1.08	1.23	-	-	-
変相応力比	0.91	0.91	0.91	-	-	-
硬化関数中のパラメータ	7000	3000	3000	-	-	-
"	80	60	60	-	-	-
規準ひずみ (塑性剛性)	0.002	0.007	0.003	-	-	-
規準ひずみ (弾性剛性)	0.050	0.050	0.100	-	-	-
ダイルクラー係数	1.0	1.0	1.0	-	-	-
ダイルクラー係数	6.0	4.0	6.0	-	-	-
R-Oモデル						
ポアソン比	-	-	-	0.35	0.35	0.35
初期せん断弾性係数	-	-	-	47685	81585	115625
粘着力	-	-	-	69.0	127.0	147.0
内部摩擦角	-	-	-	0.0	0.0	0.0
パラメータ	-	-	-	2.10	1.60	1.29
"	-	-	-	2.13	2.06	2.06

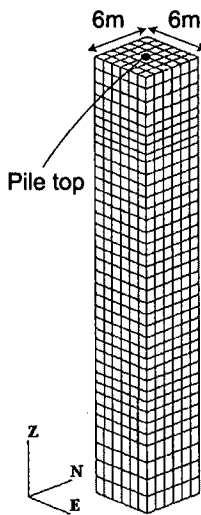


図 4.4.5-7 FEMモデル

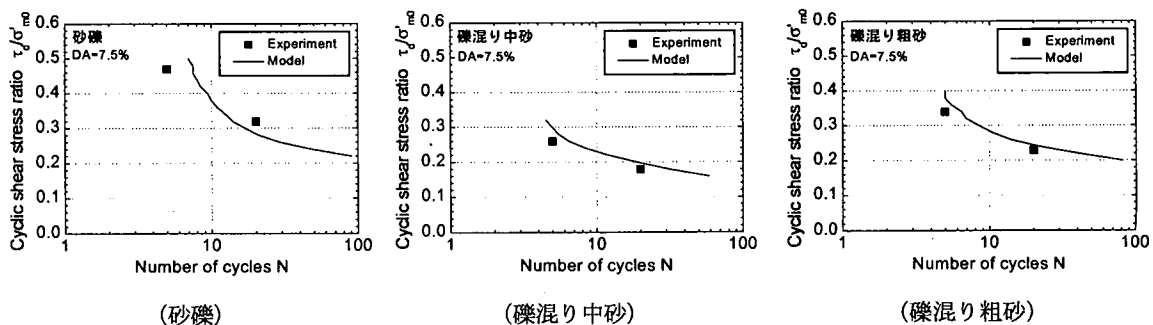


図 4.4.5-8 液状化強度曲線

(e) 解析結果

解析結果をまとめて図 4.4.5-9 に示す。各深度分布図は、モデル端部における地盤の(a)絶対加速度、(b)相対変位、(c)せん断ひずみ、(d)過剰間隙水圧比、(e)杭の曲げモーメント、(f)杭の曲げモーメントが所定の値に達する時刻をそれぞれ示している。なお、(a)、(b)、(c)、(e)の値は水平 2 方向の値の 2 乗和平方根である。(f)については、(e)の曲げモーメントが M_c 、 M_y 、 M_u に到達する時刻を示している。

最大加速度の深度分布においては、基盤から地表にかけて増幅がみられる。入力地震動として用いた GL-33m での加速度波形が観測された地点において、観測された地表での最大加速度は東西、南北方向とも 3m/s^2 程度である。観測地点と当該地盤では地盤条件がやや異なっているものの、解析値は観測地と比較して過大となっている。この原因として、1)シルト質粘土層のモデル化に用いた R-O モデルで過大なせん断応力が発生したこと、2)埋土層（特に液状化強度の小さい礫混り中砂層）の減衰が過小であったこと、などの可能性が考えられる。

埋土層の砂礫、礫混り中砂、礫混り粗砂はいずれも 10 秒過ぎには完全液状化に至っており、液状化強度が比較的小さい礫混り中砂 (GL-4.4m~GL-7.5m) では、その他の層より過剰間隙水圧の上昇がやや早くなっている。また、液状化強度の大小関係に対応して、礫混り中砂では大きなせん断ひずみが発生し、最大変位も礫混り中砂において、大きく増加している。なお、過剰間隙水圧比が 1 を越えている層があるのは、杭の応答の影響を受け、全応力が変化したことによる。

杭の曲げモーメントに着目すると、実際の損傷が大きかった GL-7~8m において、降伏に達するような曲げモーメントが発生しているものの、より大きな曲げモーメントが発生しているのは、GL-5.6m (SC 杭接合直下部)、GL-14.2m (埋土層最下部) となっている。本解析事例のように上部構造物が存在しない場合は、杭の曲げ変形を支配するのは主に地盤変位となる。このため、(c)に示す地盤内のせん断ひずみ分布の変化が大きい GL-5.6m、GL-8.1m および GL-14.2m において、大きな曲げモーメントが発生する結果となる。せん断ひずみの変化量は GL-8.1m よりも GL-5.6m、GL-14.2m の方が大きいことから、両地点において大きな曲げモーメントが発生する結果となっている。

(f)に示す M_c 到達時刻をみると、実際の損傷が大きかった GL-7.2m、埋土層最下部 GL-14.2m、さらにはシルト質粘土層最下部 GL-23.4m において、曲げモーメントが他の深度より比較的早い時刻に M_c に到達している。ここでは、杭を比較的簡便な方法でモデル化しており、水平 2 方向の曲げを適切に表現できるとはいえないものである。より詳細な杭のモデルを用いることにより、(e)の曲げモーメントの深度分布も異なる結果となる可能性もある。

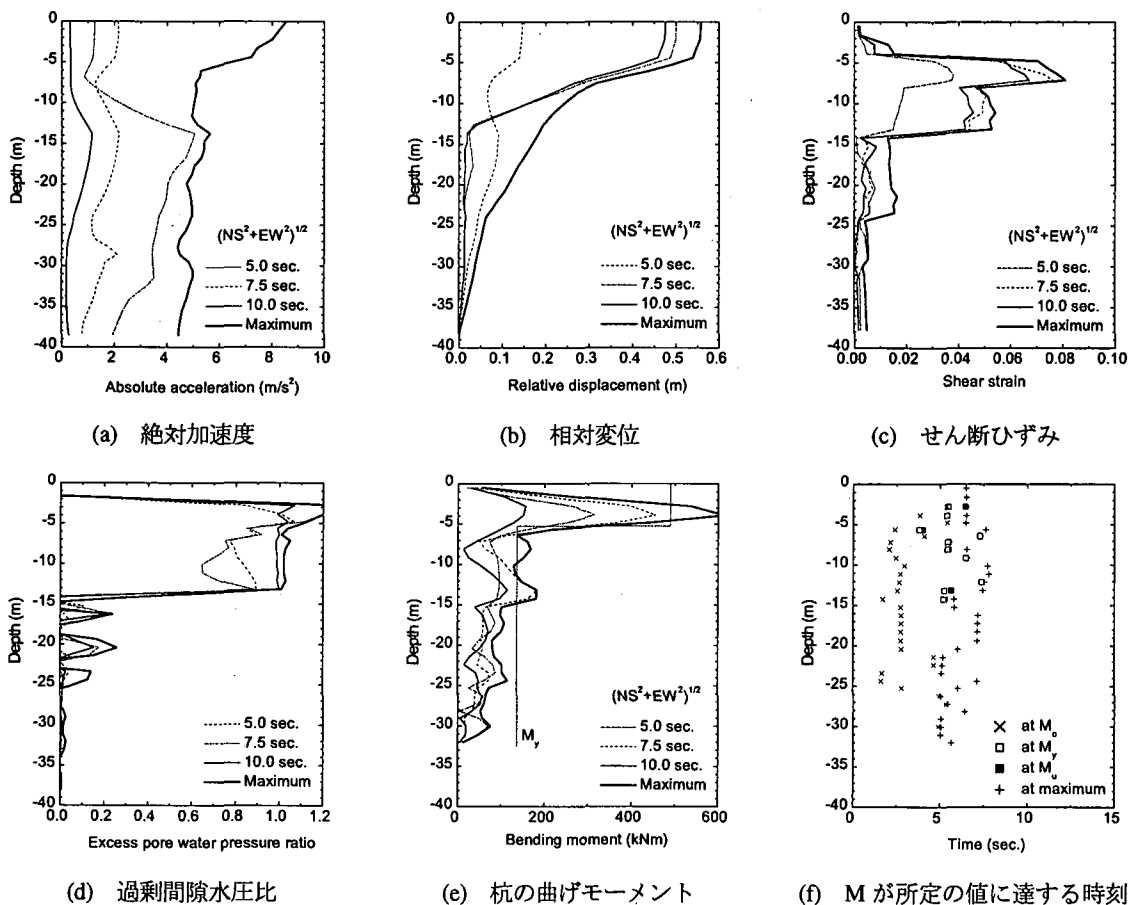


図 4.4.5-9 応答値の深度分布

(4) MUDIANによる解析

(a) FEM モデル

FEM モデルは基本的に 4.4.1 および 4.4.2 に示した条件に基づき作成した。深度方向の分割は既往の解析モデルと同じとした。FEM モデルを図 4.4.5-10 に示す。

(b) 材料パラメータの設定

埋土層を構成している砂礫、礫混り中砂、礫混り粗砂は HD-Densification モデル、地下水位以浅は Mohr-Coulomb の降伏基準に従うとし、その他の層には HD モデルを適用した。各土層に対して設定したパラメータを表 4.4.5-5 に示す。パラメータ設定においては、4.4.2 で示した既往の調査結果を参考に設定した。埋土層の各材料に対して設定したパラメータを用いて、要素シミュレーションを行った結果の液状化強度曲線を図 4.4.5-11 に示す。

(c) 杭モデル

SC 杭, PHC 杭ともに M-φ 関係をトリリニア型の武田モデルでモデル化した。杭の材料定数や形状については、4.4.2 を参考に設定した。

(d) 初期条件, 境界条件および入力地震動

各要素の初期応力は、各層の有効重量から静止土圧係数 0.5 として算定した。土骨格に対する境界条件として、底面は水平・鉛直方向を固定、側方は繰返し境界（同一深度の節点は水平・鉛直方向とも等変位拘束）とした。間隙水の境界条件は、地下水位面を排水境界、側方を繰返し境界、底面を非排水境界とした。

入力地震動は 4.4.2 で述べた GL-33m での地中記録を用い、剛基盤での水平 1 方向 (N12W) の入力加速度とした。数値解析上の解析条件として、計算時間増分は 0.001 秒、時間積分の Newmark 法の係数は $\beta=0.25$, $\gamma=0.5$ として 20 秒間の応答解析を行った。Rayleigh 減衰は初期剛性比例型で 0.0025 とした。

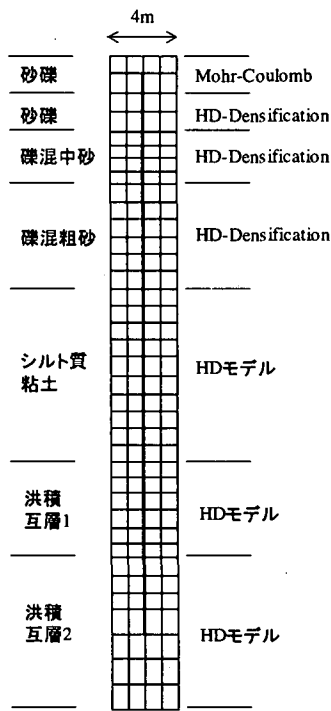


図 4.4.5-10 FEM モデル

表 4.4.5-5 材料パラメータ

土層名	砂礫	砂礫	礫混り中砂	礫混り粗砂	シルト質粘土	洪積互層1	洪積互層2
密度(t/m ³)	1.8	1.8	1.8	1.8	1.65	1.85	1.85
透水係数(m/s)		2.00E-05	2.00E-05	2.00E-05	2.00E-07	3.00E-05	3.00E-05
間隙比	0.6	0.6	0.6	0.6	1.5	1.2	1.2
せん断波速度(m/s)	190	190	130	210	170	210	250
ポアソン比	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333
内部摩擦角(°)	41	37	33	37	0	0	0
変相角(°)	37	33	30	33	0	0	0
粘着力(kPa)	0	0	0	0	69	127	147
HD-Densificationモデル							
ダメージパラメータ1							
A1	-	0.01	0.01	0.01	-	-	-
B1	-	10	10	10	-	-	-
a1	-	1	3	2	-	-	-
ダメージパラメータ2							
A2	-	0.01	0.01	0.01	-	-	-
B2	-	10	10	10	-	-	-
a2	-	20	20	20	-	-	-
ダイレイタンス係数							
C2L	-	0.6	0.6	0.6	-	-	-
C2U	-	4	4	4	-	-	-
a	-	10	10	10	-	-	-
b	-	2	2	2	-	-	-

※ダメージパラメータ1: サイクリックモビリティ前
ダメージパラメータ2: サイクリックモビリティ後

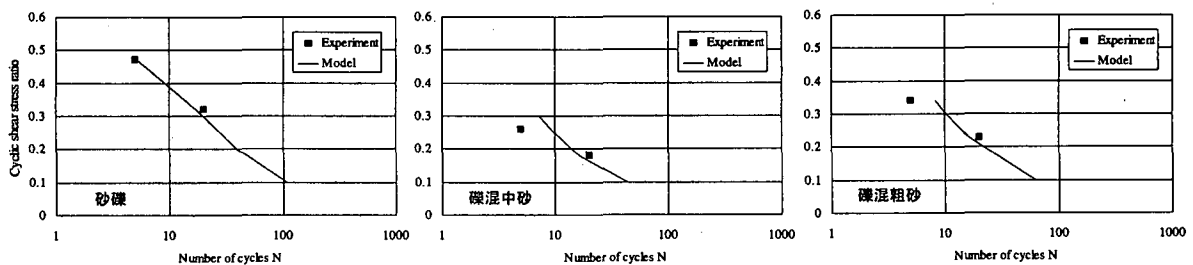


図 4.4.5-11 設定した液状化強度曲線と実験結果との比較

(e) 解析結果

図 4.4.5-12 に応答解析結果の最大値の深度分布を示す。(a)~(d)はモデルの側方境界の要素における値, (e)は杭に発生する曲げモーメント, (f)は杭の曲げモーメントが所定の値に達する時刻である。

(a)の応答加速度は洪積互層やシルト質粘土層で減衰して伝わるため, 地表面加速度は3.5(m/s²)程度となっている。また(b)の相対変位は地表面で約0.6mと大きい。これは洪積互層とシルト質粘土層をHDモデルでモデル化した影響によると考えられる。

(c)のせん断歪みは礫混中砂で5%程度, 礫混粗砂で4%程度と大きく, (d)の過剰間隙水圧比はほぼ全層で1.0以上となっており, GL-13.7m以浅の液状化層はほぼ完全液状化した。過剰間隙水圧は最大値を見るとシルト質粘土層でも比較的大きな値が発生しているが, これは振動に伴う水圧の動的成分の最大値であり, 応答終了時には最大でも水圧比で0.1程度である。

(e)(f)で杭の曲げモーメントの応答を見ると, 終局モーメント M_u を上回る応答値が発生した深度はSC杭とPHC杭の接合部 (GL-6m), 液状化層とシルト質粘土層の境界 (GL-13.7m), 及びシルト質粘土層と洪積互層の境界 (GL-23.9m)であった。SC杭とPHC杭の接合部では杭の曲げ剛性の変化の影響と考えられるが, 後二者は地盤変位が杭の断面力に与える影響が大きいことを示している。被害調査結果での損傷深さ7~8mでのモーメントはやや小さめに評価されているが, これはシルト質粘土層の境界部で先に M_u に達していることの影響が考えられる。今回はシルト質粘土層をHDモデルでモデル化した, 地盤変形による杭の損傷評価の場合には液状化層だけでなく, 液状化層下の地盤の変形特性の評価も重要である。

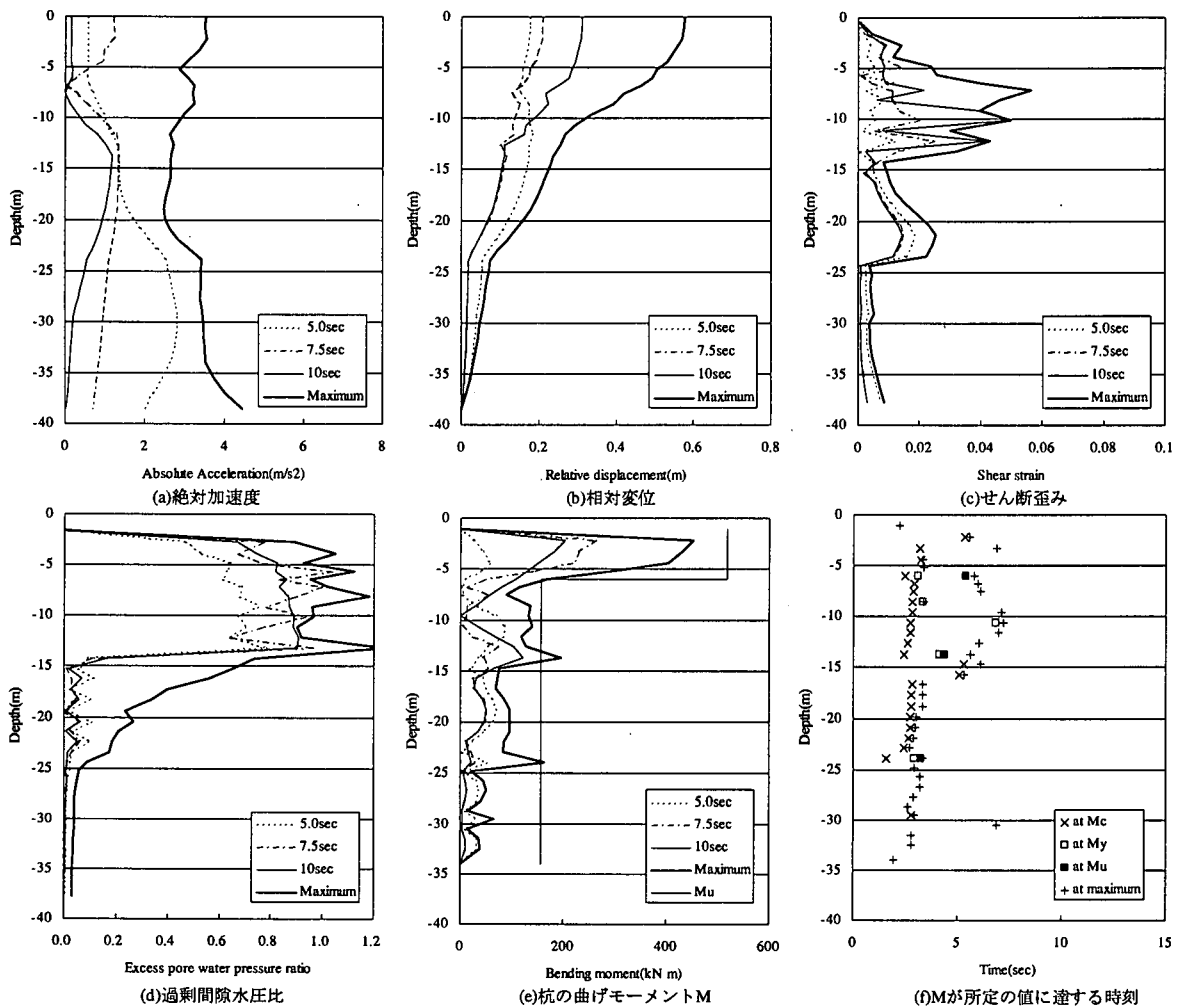


図 4.4.5-12 応答値の深度分布の比較

4.4.6 各種解析結果の比較

(1) 地盤の応答

二次元・三次元解析から得られた地盤の応答値は、自由地盤での出力を除けば、杭との動的相互作用の影響を受けていると考えられるが、ここでは、その影響は小さいと仮定して、得られた地盤応答は自由地盤での応答値とみなして、比較することとする。

各解析での地盤の代表的な応答値をまとめて表 4.4.6-1 に示す。加速度の深度分布については、各解析間でバラツキが大きい。埋土層内で最大加速度が増幅している (FLIP, LIQCA) ものもあれば、減衰している (EFECT, MuDIAN) ものもある。変位の深度分布はせん断ひずみの深度分布に対応した結果となり、また、せん断ひずみは主に埋土層の液状化の程度に強く影響される。過剰間隙水圧比の深度分布から判断すると、最も液状化範囲が広いのは、三次元解析である LIQCA の結果であり、地下水以下の過剰間隙水圧比は 1 に達している。一方、最も液状化範囲が狭いのは、FLIP の結果であり、最も液状化強度の小さい礫混り中砂においてのみ過剰間隙水圧比が 1 に達している。EFECT, MuDIAN では礫混り中砂と礫混り粗砂の過剰間隙水圧比が 1 に達している。以上のように各解析で過剰間隙水圧比の値が異なる一因として、異なる液状化強度を有する砂礫、礫混り中砂および礫混り粗砂の 3 層に対し、過剰間隙水圧の発生過程までをパラメータ設定の共通条件としていないことが挙げられる。一方、共通条件として与えたせん断ひずみに着目すると、過剰間隙水圧ほど各解析結果の差はない。いずれの解析も、砂礫 ($R_{L20}=0.32$)、礫混り中砂 ($R_{L20}=0.18$)、礫混り粗砂 ($R_{L20}=0.23$) の各層の液状化強度の違いを定性的に再現した結果となっている。せん断ひずみ分布に着目すると、いずれの解析でも液状化強度の最も小さい礫混り中砂でせん断ひずみが最大となり、その値は 6~12% 程度の範囲にある。最大せん断ひずみの値がばらついている一因として、パラメータ設定目標としたひずみ基準の問題がある。共通条件として与えたのは三軸試験における軸ひずみの両振幅 DA5% (単純せん断試験におけるせん断ひずみ両振幅 DA7.5% としている解析もある) のみであり、その基準に至る過程やそれ以降の挙動については、各解析によって異なる可能性がある。

(2) 杭の応答

本解析事例のように上部構造物が存在しない場合は、杭の曲げ変形を支配するのは主に地盤変位となる。このため、地盤内のせん断ひずみ分布の変化が大きい位置で大きな曲げモーメントが発生する結果となる。せん断ひずみの変化量が大きくなるのは異なる土層の境界部であり、1)礫層と礫混り中砂の境界 (GL-4m 付近)、2)礫混り中砂と礫混り粗砂の

表 4.4.6-1 地盤の応答値のまとめ

解析コード	地表面最大水平加速度 (m/s ²)	地表面最大水平変位 (m)	過剰間隙水圧比が 1 となる土層	最大せん断ひずみ (%) (発生土層)
EFECT (伊藤)	3.0	0.46	礫混り中砂 礫混り粗砂	7.2 (礫混り中砂)
FLIP (湯浅)	5.0	0.36	礫混り中砂	12.5 (礫混り中砂)
LIQCA (渦岡, 張)	8.6	0.56	砂礫 礫混り中砂 礫混り粗砂	8.1 (礫混り中砂)
MuDIAN (吉澤)	3.5	0.58	礫混り中砂 礫混り粗砂	5.7 (礫混り中砂)

注: LIQCA 以外は NS 成分のみ入力

表 4.4.6-2 杭の応答値のまとめ

解析コード	SC 杭の最大曲げモーメント (kNm)	PHC 杭の最大曲げモーメント (kNm)		
	礫層と礫混り中砂の境界 (GL-4m 付近)	SC 杭継手直下 (GL-5.5m 付近)	礫混り中砂と粗砂の境界 (GL-7.5m 付近)	埋土層最下部 (GL-14m 付近)
EFECT (伊藤)	$M_y < 493 < M_u$	$M_u < 181$	$M_y < 151 < M_u$	$M_y < 138 < M_u$
FLIP (湯浅)	$M_u < 716$	$M_u < 280$	$M_u < 380$	$M_c < 115 < M_y$
LIQCA (渦岡, 張)	$M_u < 600$	$M_u < 220$	$M_u < 168$	$M_u < 182$
MuDIAN (吉澤)	$M_c < 430 < M_y$	$M_u < 167$	$137 \approx M_y$	$M_u < 196.8$

注: SC 杭 ($M_c = 392$ kNm, $M_y = 490$ kNm, $M_u = 519$ kNm), PHC 杭 ($M_c = 59$ kNm, $M_y = 137$ kNm, $M_u = 157$ kNm)

境界 (GL-7.5m 付近), 3)埋土層最下部 (礫混り粗砂とシルト質粘土の境界) (GL-14m 付近) が相当する。さらに, 4)SC 杭と PHC 杭の継ぎ手部 (GL-5.5m 付近) も曲げ剛性が不連続となるため, 相対的に弱い PHC 杭は損傷する可能性がある。以上の 4 点について, 各解析結果から得られた最大曲げモーメントの値をまとめて表 4.4.6-2 に示す。

いずれの解析についても, 上記の 4 つの深度において, ひびわれモーメント M_c を超える曲げモーメントが発生しており, 場所によっては, 降伏曲げモーメント M_y あるいは破壊曲げモーメント M_u を越える曲げモーメントが発生している。特に SC 杭継手直下 (GL-5.5m 付近) では, いずれの解析でも M_u を大きく越える曲げモーメントが発生する結果となっている。また, 各解析結果で個別に示した M_y への到達時刻をみてもこの SC 杭継手直下では最も早く M_y に到達している。一斉解析の結果から判断すると, この SC 杭継手直下部が最も損傷が激しくなると考えられる。

各解析に共通して曲げモーメントが大きくなる深度として, 次に挙げられるのは礫混り中砂と粗砂の境界付近 (GL-7.5m 付近) である。いずれの解析でも M_y 以上の曲げモーメントが発生する結果となっている。FLIP では礫混り粗砂が液状化に至っていないことから, この深度で M_u を大きく越える曲げモーメントが発生している。また, EFECT ではこの深度での曲げモーメントは M_u に近く, 曲率 (EFECT の結果, 図 4.4.5-3 参照) をみても, この位置が SC 杭継手直下に次いで損傷が激しいと予想される。LIQCA, MuDIAN でも礫混り中砂と粗砂の境界付近で M_y 以上の曲げモーメントが発生しているが, むしろ埋土層最下部 (GL-14m 付近) での曲げモーメントが大きくなっており, EFECT, FLIP よりもこの深度での曲げモーメントを過大に評価している。

(3) 杭の実際の被害状況との比較

実際の被災状況は 4.4.1 に示したとおり, 以下のようなものであった。

- ① GL-5m 前後では, 一部の杭でずれクラック, コンクリートの剥離がみられる。この位置は SC 杭継手直下に対応している。
- ② GL-7~8m では大きな破砕状のクラックがみられた。この位置での損傷は調査した全ての杭に共通してみられる。この位置は礫混り中砂と礫混り粗砂の境界に対応している。
- ③杭の傾斜は南西~西の方向である。また, 杭の折れ曲がり位置は, GL-7~8m の損傷位置とほぼ一致する。

以上の①~③の被害状況と一斉解析の結果を比較すると以下のようなことがわかる。

- ・一斉解析は①, ②の損傷が発生する可能性を再現できている。しかしながら, その損傷程度までは再現できていない。一斉解析では, いずれの解析でも①の損傷程度の方が②の損傷程度より大きくなった。ただし, 解析はあくまでも地震中の応答を対象としたものである点に注意が必要である。
- ・解析によっては, ①, ②以外の埋土層最下部 (GL-14m 付近) での損傷を予測しているが, 実際の損傷は大きくない。
- ・残留変位に関する③の被害については, 一斉解析での予測対象としていないため判断できない。なお, 三次元解析であれば, 地震直後の残留変位の方向を得ることができる。参考までに LIQCA の結果では, 基盤に対する地表面の相対変位は北東方向となった。

残留変位まで考慮した被害のシナリオとして, 例えば, 以下のようなことが考えられ, それに対応した解析上の課題を述べる。

- ・地震直後から既に③の被害形態であったと考える場合, 一斉解析の結果はいずれも GL-7~8m での損傷程度を再現できていないことになる。これを再現するには, GL-7~8m 以外の深度 (礫層と礫混り中砂の境界, 埋土層最下部) における曲げモーメントを減少させるような条件が必要となる。
- ・杭の折れ曲がり位置 (GL-7~8m) が地震中に損傷を受け (これは一斉解析結果と一致), 地震後の地盤変位によりさらに損傷が拡大したと考える場合, 地震後の変形予測が可能であれば, ③の予測も可能となる。この場合, 堀越 (2001) が指摘しているように, GL-7~8m 以浅の埋土層の残留変形を考慮することが必要となる。

参考文献

- 1) 堀越研一, 大津宏康, 末岡徹, 亀村勝美: 1995 年兵庫県南部地震によって被災した杭の詳細調査, 大成建設技術研究所報, 第 29 号, pp.59-64, 1996.
- 2) 大津宏康, 羽田山吉裕, 立石章, 堀越研一: 兵庫県南部地震により被災した既製杭の破壊メカニズムに関する一考察, 第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.127-134, 1997.
- 3) 立石章, 大矢敏雄, 名合牧人, 大津宏康, 堀越研一: 兵庫県南部地震により被災した既製杭の地盤流動による損傷メカニズムの一考察, 第 24 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.657-660, 1997.

- 4) 堀越研一, 立石章, 大津宏康: 上部工の存在しない状態で被災した杭の損傷調査結果, 杭基礎の耐震設計に関するワークショップ, 土木学会地震工学委員会, 杭基礎耐震設計研究小委員会, pp.60-66, 1999.
- 5) 堀越研一: 3.3 上部工なしで被災した杭基礎の事例とその分析, 杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告書, 土木学会地震工学委員会, 杭基礎耐震設計研究小委員会, pp.242-260, 2001.
- 6) Hamada, M., Isoyama, R. and Wakamatsu, K.: The 1995 Hyogoken-Nanbu (Kobe) Earthquake, Liquefaction, Ground Displacement and Soil Condition in Hanshin Area, Association for Development of Earthquake Prediction, Tokyo, 1995.
- 7) 内田明彦, 畑中宗憲, 鈴木善雄: 神戸ポートアイランドの埋立てマサ土地盤の静的及び動的強度特性, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.135-142, 1997.
- 8) 神戸市開発局: 兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査(ポートアイランド, 六甲アイランド) 報告書, 1995.
- 9) 建設省土木研究所: 土木構造物における加速度強震記録(No.21), 土木研究所彙報, 第64号, 1995.
- 10) 財団法人沿岸開発技術研究センター, 埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版), p69, 1997.

付録 各解析手法で用いている構成則の概要

(1) 構成則の種類と特徴

液状化解析で用いられる砂の繰返しせん断挙動を対象とした構成則は基本的に、1) 有効応力に依存したせん断変形特性、2) ダイレイタンシー特性および有効応力に依存した体積変形特性を表現できる性能を有している。ここでは、本研究委員会で用いた構成則を表 4. A-1 に示すように形式上、非弾塑性タイプと弾塑性タイプに分類する。弾塑性タイプでは、ひずみを弾性成分と塑性成分に分け、後に説明する塑性流れ則を用いて塑性変形の向きを制御する。一方、非弾塑性タイプでは、ひずみを弾性・塑性成分に分けず、せん断応力とせん断ひずみの関係を一つの数式で表現する場合が多い。また、塑性流れ則を用いないので、ダイレイタンシー特性から得られる体積ひずみの各軸方向への配分は一意的に決められる。なお、表 4. A-1 には参考までに使用している解析コード名も記載した。

表 4. A-1 構成則の種類

非弾塑性タイプ	弾塑性タイプ
FLIP : Iai ら (1992) MuDIAN : 塩見ら (1997) STADAS : 吉田 (2003)	DYNAFLOW : Prevost (1985) EFFECT : 伊藤 (1995) LIQCA : Oka ら (1999)

(a) 非弾塑性タイプ

非弾塑性タイプの構成則は、1)せん断変形特性、2)体積変形特性、3)多次元化の方法の3点で特徴づけられる。これらの3点に関する表 4. A-1 中の各構成則の記述方法を表 4. A-2 に示す。

表 4. A-2 各構成則の特徴 (非弾塑性タイプ)

構成則	せん断変形特性	体積変形特性	多次元化の方法
Iai ら (1992)	双曲線	過剰間隙水圧モデル: 塑性せん断仕事などに応じて非排水条件下での平均有効応力比を算定	偏差ひずみ空間に双曲線パネを仮想的に配置
塩見ら (1997)	双曲線	体積ひずみモデル: 偏差ひずみの第二不変量の累積に応じて塑性体積ひずみを算定	τ_{xy} について適用
吉田ら (2003)	骨格曲線: 実験値 履歴曲線: 双曲線	過剰間隙水圧モデル: 累積損傷度に応じて算定するが、変相線を横切る際には有効応力経路の形状を変更	τ_{xy} について適用

(b) 弾塑性タイプ

弾塑性構成則を記述する上で降伏関数、硬化関数・硬化則、塑性ポテンシャル関数の3つが基本となり、これらの関数形が構成則の基本的な挙動を支配する。また、最近の弾塑性構成則では、液状化試験における液状化判定基準の一つである両振幅5%程度のひずみを再現するために何らかの工夫がなされているものもある。これらの点に関する表 4. A-1 中の各構成則の記述方法を表 4. A-3 に示す。

表 4. A-3 各構成則の特徴 (弾塑性タイプ)

構成則	降伏関数	硬化関数・硬化則	塑性ポテンシャル関数	大ひずみ再現の工夫
Prevost (1985)	Drucker-Prager 型	塑性硬化係数場・移動硬化則	偏差成分: 関連 体積成分: 非関連	塑性硬化係数場の設定
伊藤 (1995)	Mohr-Coulomb 型 (せん断)	双曲線関数・移動硬化則 (せん断)	陽に非表示 (応力-ダイレイタンシー関係と方向)	ダイレイタンシーパラメータおよび硬化パラメータを調整
Oka ら (1999)	Drucker-Prager 型	非線形移動硬化則	Cam-Clay 型を一部修正	塑性・弾性せん断係数を塑性偏差ひずみ量に応じて低減

以下では、各構成則 (順不同) について、その概要を述べる。

(2) 各構成則の概要

(a) EFACT の弾塑性構成則の概要

弾塑性構成則は、Matuoka (1987) の構成則に、1) 繰返し载荷のせん断特性を表現する応力反転時の係数、2) 弾性ひずみ増分を考慮する (伊藤, 1995)。

降伏関数

塑性ひずみ増分は、式(1)のせん断、主応力回転、異方圧密と等方圧密 (以下、添字 s, r, ac, ic) に関する降伏関数 ϕ_{mo} , α , σ_m による塑性ひずみ増分の総和で評価する。

$$d\epsilon_{ij}^P = d\epsilon_{ij,s}^P + d\epsilon_{ij,r}^P + d\epsilon_{ij,ac}^P + d\epsilon_{ij,ic}^P \quad (1)$$

ここに、 ϕ_{mo} はモービライズド角、 α は一般軸と主応力軸のなす角、 σ_m は平均応力である。

塑性ポテンシャル

式(2)にせん断、主応力回転、異方圧密、等方圧密に関する流れ則、式(3)に応力-ダイレイタンスー関係を示す。

$$d\epsilon_{ij,s,r,ac}^P = \lambda_{s,r,ac} \frac{\partial g_{s,r,ac}}{\partial \sigma_{ij}} = d\epsilon_{1,s,r,ac}^P \frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_{ij}} + d\epsilon_{3,s,r,ac}^P \frac{\partial \sigma_3}{\partial \sigma_{ij}}, \quad d\epsilon_{ij,ic}^P = \lambda_{ic} \delta_{ij} \quad (2)$$

$$\frac{d\epsilon_{1,s,r,ac}^P + d\epsilon_{3,s,r,ac}^P}{d\epsilon_{1,s,r,ac}^P - d\epsilon_{3,s,r,ac}^P} = \frac{2\mu}{\lambda} \cos \phi_{mo} \cdot \zeta - \frac{2-\lambda}{\lambda} \sin \phi_{mo}, \quad \lambda_{s,r,ac} = (d\epsilon_{1,s,r,ac}^P - d\epsilon_{3,s,r,ac}^P) \cdot \zeta \quad (3)$$

ここに、 $\lambda_{s,r,ac,ic}$ は比例定数、 $g_{s,r,ac}$ は塑性ポテンシャル、 $d\epsilon_{1,s,r,ac}^P$, $d\epsilon_{3,s,r,ac}^P$ は塑性主ひずみ増分、 λ , μ はダイレイタンスーパラメータ、 ζ はせん断で ± 1 、主応力回転、異方圧密で 1 である。

硬化関数

式(4)に比例定数 $\lambda_{s,r,ac,ic}$ を示す。

$$\lambda_s = \frac{k_s \sin^2 \phi_f \cos \phi_{mo}}{(\sin \phi_f - \sin \phi_{mo})^2} d\phi_{mo}, \quad \lambda_r = \frac{2k_s \sin \phi_f \sin \phi_{mo}}{(\sin \phi_f - \sin \phi_{mo})} d\alpha, \quad \lambda_{ac} = \frac{k_c \sin \phi_f \sin \phi_{mo}}{(\sin \phi_f - \sin \phi_{mo}) \sigma_m} d\sigma_m, \quad \lambda_{ic} = \left(\frac{m}{2} \right) \left(\frac{\sigma_m^{m-1}}{\sigma_a^m} \right) \left(\frac{C_c - C_s}{1 + e_0} \right) d\sigma_m \quad (4)$$

ここに、 ϕ_f は内部摩擦角、 C_c , C_s は圧縮指数と膨張指数、 e_0 は初期間隙比、 k_s , $k_c (= 0.44 C_c / (1 + e_0))$ は硬化パラメータ、 σ_a は大気圧、 m は σ_m のべき係数である。

応力増分

式(3)~(5)と式(2)で塑性主ひずみ増分方向を仮定して得られる式(6)により、せん断、主応力回転、異方圧密、等方圧密に関する 4 つの比例定数 $\lambda_{s,r,ac,ic}$ を決定する。

$$\{d\sigma_{ij}\} = [D^e] \{d\epsilon_{ij}^P - d\epsilon_{ij,s}^P - d\epsilon_{ij,r}^P - d\epsilon_{ij,ac}^P - d\epsilon_{ij,ic}^P\} \quad (5)$$

$$\begin{bmatrix} M_{11} & M_{12} & M_{13} & M_{14} \\ M_{21} & M_{22} & M_{23} & M_{24} \\ M_{31} & M_{32} & M_{33} & M_{34} \\ M_{41} & M_{42} & M_{43} & M_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \lambda_s \\ \lambda_r \\ \lambda_{ac} \\ \lambda_{ic} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_s \\ F_r \\ F_{ac} \\ F_{ic} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

応力増分は、式(6)の $\lambda_{s,r,ac,ic}$ と式(2)による塑性ひずみ増分を用いて式(5)より得られる。

応力反転時の係数

繰返し载荷のダイレイタンスー特性、応力経路が変相線を越えた後のせん断ひずみの増加を表現するために、繰返し载荷のダイレイタンスーパラメータ λ^r , μ^r と硬化パラメータ k_s^r を定義し、応力反転毎に単調载荷の λ , μ , k_s を更新する。 λ^r , μ^r , k_s^r は、それぞれ (factor) $_{\lambda,\mu}$, (factor) $_{k_s}$ を用いて式(7)で表現する。

$$\lambda^r = \frac{2\lambda}{\lambda + (\text{factor})_{\lambda,\mu} (2-\lambda)}, \quad \mu^r = \frac{2\mu(\text{factor})_{\lambda,\mu}}{\lambda + (\text{factor})_{\lambda,\mu} (2-\lambda)}, \quad k_s^r = (\text{factor})_{k_s} k_s \quad (7)$$

ここに、(factor) $_{\lambda,\mu}$ は単調载荷で 1、繰返し载荷の応力反転毎に 1/2 を前反転時の (factor) $_{\lambda,\mu}$ に乗ずる低減係数 (下限値 $= (1/2)^4$) である。(factor) $_{k_s}$ は単調载荷で 1、繰返し载荷の応力反転が変相角を超過する毎に、式(8)から得られる (factor) を前反転時の (factor) $_{k_s}$ に乗ずる増幅係数である。

$$(\text{factor}) = 1.0 + \exp\left(-\frac{N-1}{4}\right) \quad (8)$$

ここに、 N は応力反転の変相角を超過する回数である。

(b) FLIP の構成則の概要

FLIP の有効応力モデルは、土粒子骨格のせん断応力～せん断ひずみの関係と過剰間隙水圧の発生を規定するモデルからなる。せん断応力～せん断ひずみ関係のモデルは、図 4. A-1 に示す仮想ばね要素からなるマルチスプリング要素 (Towhata et al., 1985) である。このモデルは、任意方向のせん断面に対し、仮想的な単純せん断が発生するものとしている。せん断面に対しては、双曲線型モデルの非線形特性が考慮されている。過剰間隙水圧モデルは、図 4. A-2 に示す塑性せん断仕事及びせん断応力の関数として規定されたモデル (Iai et al., 1992) である。このモデルは、非排水繰返し載荷において数パーセントに及ぶ繰返しひずみ増分を計算する事ができる。なお、留意すべき点として、FLIP における液化化要素が非排水条件であることが挙げられる。

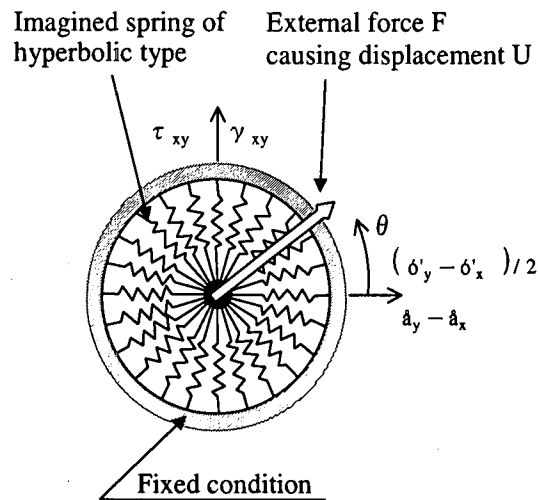


図 4. A-1 応力ひずみモデル (Towhata et al., 1985)

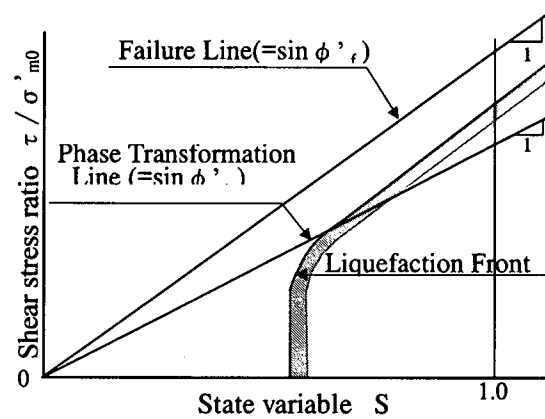


図 4. A-2 過剰間隙水圧モデル (Iai et al., 1992)

(c) LIQCA の弾塑性構成則の概要

Oka ら (1999) の弾塑性構成則は、1) 微小ひずみ、2) 弾塑性理論、3) 一般化した非関連流動則、4) 過圧密境界曲面の概念、5) 非線形移動硬化則、6) 塑性ひずみ量に依存した剛性の低減、7) 初期応力異方性の消失、などの仮定のもとで定式化されている。

降伏曲面

降伏関数は次式で与えられる。

$$f = \left\{ (\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^*) (\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^*) \right\}^{1/2} - k = 0, \quad \eta_{ij}^* = s_{ij} / \sigma_m' \quad (1)$$

ここに、 s_{ij} は偏差応力テンソル、 σ_m' は平均有効応力、 k は弾性域を定義する数値パラメータ、 χ_{ij}^* は移動硬化パラメータである。非線形移動硬化則を適用すると χ_{ij}^* は以下ようになる。

$$d\chi_{ij}^* = B^* (M_f^* de_{ij}^p - \chi_{ij}^* d\gamma^{p*}), \quad d\gamma^{p*} = (de_{ij}^p de_{ij}^p)^{1/2} \quad (2)$$

ここに、 B^* は硬化関数中のパラメータ、 M_f^* は破壊応力比、 de_{ij}^p は塑性偏差ひずみ増分テンソルである。この移動硬化則の特徴は非線形項である右辺第二項にあり、この項によって偏差応力比-塑性偏差ひずみ関係の非線形性を表現する (1次元の場合は指数関数となる)。

塑性ポテンシャル関数

塑性ポテンシャルは次式で与えられる。

$$g = \left\{ (\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^*) (\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^*) \right\}^{1/2} + \bar{M}^* \ln(\sigma_m' / \sigma_{ma}') = 0 \quad (3)$$

ここに、 σ_{ma}' は定数、 \bar{M}^* は過圧密境界曲面 (正規圧密領域と過圧密領域の境界を表す曲面) によって決定される。 \bar{M}^* は正規圧密領域では M_m^* (体積圧縮ひずみが最大となるときの応力比: 変相応力比) と等しくなり、過圧密領域では応力比に応じて変化し M_m^* より小さな値となる。

一般化した非関連流動則

様々な砂に対する液状化強度曲線を表現するため、一般化した流動則を用いて、塑性ひずみ増分を次式で表す。

$$de_{ij}^p = de_{ij}^e + \frac{1}{3} dv^p \delta_{ij} = 2b \frac{\partial g}{\partial s_{ij}} + 2bD^* \frac{\partial g}{\partial \sigma_m'}, \quad D^* = D_0^* \left(\frac{\bar{M}^*}{M_m^*} \right)^n \quad (4)$$

ここに、 b は consistency condition より決定される係数であり、 D^* はダイレイタンシー係数、 D_0^* と n はダイレイタンシーパラメータである。

塑性ひずみ量に依存した剛性の低減

応力経路が変相線を越えた後のせん断ひずみ量の増加を再現するために、塑性せん断係数 (硬化関数中のパラメータに関係) のひずみ依存性を考慮する。これまで、いくつかの手法が提案されているが、ここでは深江浜の解析で使用した比較的簡便な手法 (渦岡, 2000) を示す。応力経路が変相線到達後、硬化関数中のパラメータ B^* を塑性偏差ひずみ量に応じて次式により低減する。

$$B^* = \frac{B_0^*}{1 + \gamma_{op}^{p*} / \gamma_r^{p*}} \quad (5)$$

ここに、 B_0^* は B^* の初期値、 γ_{op}^{p*} は変相線到達以後からの γ^{p*} 、 γ_r^{p*} は規準ひずみである。なお、 B^* の下限値としてパラメータ B_1^* を導入する。また、弾性せん断係数に対しても同様な関係を適用し、弾性係数用の規準ひずみ γ_r^{e*} を用いる。

全ひずみ増分

以上より、全ひずみ増分は、弾性ひずみ増分も考慮して、次のように表現できる。

$$d\epsilon_{ij} = \frac{1}{2G^E \sigma_m'} ds_{ij} + \frac{\kappa}{3(1+e_0)} \frac{d\sigma_m'}{\sigma_m'} \delta_{ij} + de_{ij}^p \quad (6)$$

ここに、 G^E は正規化したせん断弾性係数、 e_0 は初期間隙比、 κ は膨潤指数である。

(d) DYNAFLOW の弾塑性構成則の概要

DYNAFLOW で用いられている構成則 (Prevost, 1985, 1994) は、砂の非線形性、異方性および応力-ひずみ関係はマルチサーフェイス理論を用いて表現され、1) Hooke の法則、2) 降伏関数、3) 非関連流れ則、4) 移動硬化則、5) コンシステンシー条件、などの仮定のもとで定式化されている。

降伏関数

降伏関数は次式で与えられる。

$$f(\sigma, \alpha, M) = |s - \bar{p}\alpha| + \sqrt{\frac{2}{3}} M \bar{p} = 0, \quad p = \frac{1}{3} \text{tr} \sigma \quad (1)$$

ここに、 $s = \sigma - p\delta$ = 偏差応力、 p = 平均有効応力、 $\bar{p} = (p - a)$ 、 $a = c / \tan \phi$ であり、 c = 粘着力、 ϕ = 内部摩擦角、 M = 降伏面の大きさ、 α = 降伏面の中心位置である。

移動硬化則

塑性変形に伴う降伏面の変化を規定する硬化則として移動硬化則を用いている。降伏面の移動は降伏面中心の位置を表すパラメーターの増分で表現され、次式で表す。

$$\bar{p}\dot{\alpha} = \langle \dot{\lambda} \rangle \frac{H'}{Q'} \mu \quad (2)$$

ここに、 H' = 塑性係数、 μ = 降伏面の移動する方向を表すテンソルであり、 μ は次の降伏曲面のパラメーター α' と M' を用いて次式で表す。

$$\mu = \frac{M'}{M} (s - \bar{p}\alpha) - (s - \bar{p}\alpha') \quad (3)$$

非関連流れ則

塑性ひずみの増分は次式で与えられる。

$$\dot{\epsilon} = \langle \dot{\lambda} \rangle P, \quad P = P' + P'' \quad (4)$$

ここに、 $\dot{\lambda}$ = 塑性比例定数、 P' = せん断成分に関する塑性ポテンシャル、 P'' = 体積成分に関する塑性ポテンシャルであり、次式で定義される。

$$P' = Q', \quad 3P'' = \frac{(\eta / \bar{\eta})^2 - 1}{(\eta / \bar{\eta} \iota)^2 + 1} X_{pp} \quad (5)$$

ここに、 η = 有効応力比、 $\bar{\eta}$ = 変相線上の有効応力比、 X_{pp} = 体積変化量の度合を表すパラメーターである。 X_{pp} は、累積塑性せん断ひずみ ϵ^p の関数で、 d = ダメージレイト、 X_{pp0} = 初期値、 X_{ppm} = 最大値を用いた次式で表現される。

$$X_{pp} = X_{pp0} \cdot \exp(d \cdot \epsilon^p) \leq X_{ppm} \quad (6)$$

サイクリックモビリティの再現精度を向上させるため、塑性体積ひずみ ϵ_v^p があるひずみ値 $kstr$ に達した後では、載荷時の P'' と除荷時の P'' を次式でそれぞれ評価する。

$$\text{(載荷時)} \quad P'' = \frac{1}{3} X_{pp} \cdot \frac{\eta}{\eta_\phi} \quad \text{(除荷時)} \quad P'' = \frac{1}{3} \cdot \frac{-\sqrt{6}H'}{2B|slope - \eta|} \quad (7)$$

ここに、 η_ϕ は破壊時有効応力比、 B は土骨格体積弾性係数、 H' は塑性係数である。

また、 $slope$ は繰返し非排水三軸試験の有効応力経路における除荷時勾配に適合するように定めた $kslo$ を用いて次式で算定する。

$$slope = kslo \cdot \left| \frac{kstr}{\epsilon_v^p} \right| \cdot \zeta_\phi \quad (8)$$

(e) STADAS の構成則の概要

STADAS(Yoshida 1993)は色々な構成則を備えているが、ここでは要素試験を直接的にシミュレーションするモデルを用いている(吉田ら 2003). このモデルでは、繰返しに伴うひずみ増分は図4. A-3に示すような液状化強度試験で良く用いられるせん断応力比—繰返し数関係の整理法の図に片振幅のせん断ひずみコンター、動的変形特性試験の結果を重ね書きし、この上を動く状態点の移動則を規定するものである. 例えば一定応力振幅荷重では図4. A-4の様な経路をたどる. ここで、骨格曲線移動時には図より直接的に応力—ひずみ関係を求めることができる. 除荷後の履歴曲線は除荷点と次の骨格曲線到達時を通る双曲線モデルとし、さらに、その間で応力点が変相線を横切るときにはこれを考慮して形状を変化させる.

次に、過剰間隙水圧の発生量は累積損傷度に応じて決める. ただし、変相線を横切った後のせん断応力—有効拘束圧関係を載荷時は双曲線、除荷時は余弦関数で補間している.

このモデルでは、ひずみおよび過剰間隙水圧について条件として与えた部分は完全に満たすことができるが、一般にひずみに関する等高線はかなり荒い間隔(例えば両振幅軸ひずみで1, 2, 5, 10等)で与えられるし、せん断応力振幅も数点しかない. これらの点数を多くすることによっていくらかでも精度を上げることができる.

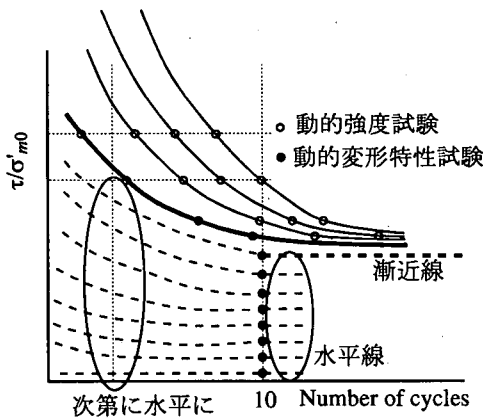


図4. A-3 等ひずみ等高線の補間

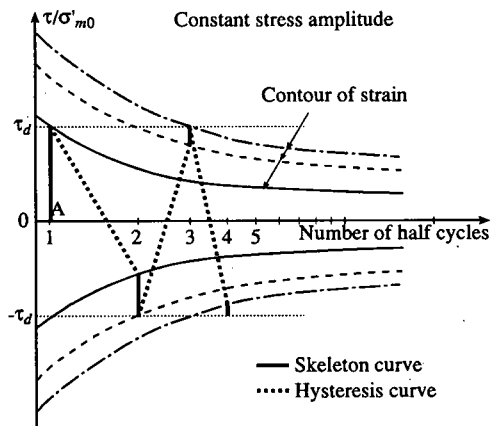


図4. A-4 一定応力振幅荷重の際の経路図

(f) MuDIAN の構成則の概要

MuDIAN で用いた構成則は、土が繰り返しせん断を受けて生じる塑性せん断変形と、塑性体積歪みとを別々に考える O.C.Zienkiewicz ら(1978)の Densification モデルを拡張した塩見ら (1997) の HD-Densification モデルを用いた。

繰り返しせん断により発生する過剰間隙水圧 dp は、Densification モデルでは塑性体積歪み ε_{v0} (自生体積歪み) により発生するとしている。間隙水の剛性を K_f 、土骨格の剛性を K_T 、間隙率を n とすれば次式で表される。

$$dp = -\beta d\varepsilon_{v0} \quad \text{ここで } \beta = 1/(n/K_f + 1/K_T) \quad (1)$$

この自生体積歪み ε_{v0} は歪みの累積量から計算される損傷パラメータ κ の関数として、増分形で次式で定義される。

$$d\varepsilon_{v0} = A_n C_3 d\kappa \quad \text{ここで } d\kappa = \gamma_n C_1 C_2 d\xi \quad (2)$$

A_n, B_n, γ_n は Densification モデルのパラメータで、添字の n はサイクリックモビリティ前を $n=1$ 、後を $n \geq 2$ で表す。ここでサイクリックモビリティ前とは、応力比 η ($\eta = \tau/\sigma'_m$) が載荷してから初めて変相線を越える ($\eta < \sin \phi_g$, ϕ_g は変相角) までを言う。 ξ は偏差歪みの二次不変量の累積量である。式(2)で求められる自生体積歪み増分量は、応力比に対する依存性 (C_1) と損傷パラメータに対する依存性 (C_2) とサイクリックモビリティ状態のダイレイタンシー特性 (C_3) により表される。

応力比に対する依存性 (C_1)

サイクリックモビリティ前 載荷時：応力比により定義 除荷時： $C_1 = 0.1|\eta|/\eta_g$

サイクリックモビリティ後 載荷時： $C_1 = 1 - |\eta|/\eta_g$ 除荷時： $C_1 = 1 - |\eta|/\eta_f$

ここで $\eta_f = \sin \phi_f, \eta_g = \sin \phi_g$, ϕ_f は内部摩擦角である。

損傷パラメータに対する依存性 (C_2)

サイクリックモビリティ前 載荷時： $C_2 = C_4 + (1 - C_4)/(1 + B_1 \kappa)$ 除荷時： $C_2 = 1$

ここで C_4 は応力比により定義

サイクリックモビリティ後 載荷時： $|\eta| < \eta_g$ のとき $C_2 = C_{2u} + (1 - C_{2u})/(1 + B_n \kappa)$

$|\eta| \geq \eta_g$ のとき $C_2 = C_{2l} + (1 - C_{2l})/(1 + B_1 \kappa)$

除荷時： $C_2 = C_{2u} + (1 - C_{2u})/(1 + B_n \kappa)$

サイクリックモビリティ状態のダイレイタンシー特性 (C_3)

サイクリックモビリティ前 $C_3 = 1$

サイクリックモビリティ後 載荷時： $C_3 = a(a > 1)$ 除荷時： $C_3 = b$

また塑性せん断歪みの計算には破壊線が明瞭に表れる Hardin-Drmovich モデルの骨格曲線と履歴曲線を用いる。骨格曲線と履歴曲線の関係は、応力比 η について Masing 則に従うものとした。骨格曲線と履歴曲線は次式で示される。

$$\text{骨格曲線} \quad \eta = \frac{G_{\max} \cdot \gamma / \sigma'_m}{1 + |\gamma / \gamma_r|} \quad \text{履歴曲線} \quad \eta = \eta_0 + \frac{G_{\max} \cdot (\gamma - \gamma_0) / \sigma'_m}{1 + |(\gamma - \gamma_0) / 2\gamma_r|} \quad (3)$$

ここで γ_r は規準化歪みで $\gamma_r = \tau_{\max} / G_{\max}$ 、添字の 0 は折り返し点での応答値を示す。また G_{\max} については拘束圧依存性を考慮し、平均有効応力の 0.5 乗に比例させている。

参考文献

- 1) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992) : Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, *Soil and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.16-20.
- 2) 伊藤浩二 (1995) : 動的有効応力解析プログラム「EFFECT」(その1) —基礎理論と地盤構成モデル—, 大林組技術研究所報, No.51, pp.7-14.
- 3) Matsuoka, H. and Sakakibara, K. (1987) : A constitutive model for sands and clays evaluating principal stress rotation, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.4, pp.73-88.
- 4) 宮田章, 八幡夏恵子, 大保直人, J. H. Prevost (2001) : 有効応力解析に用いる Multi-Yield 弾塑性モデルの高度化, 第36回地盤工学研究発表会, pp.519-520.
- 5) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S. (1999) : A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic strain dependency of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680.
- 6) Prevost, J. H. (1985) : A simple plasticity theory for frictional cohesion less soil, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.4, No.1, pp.9-17.
- 7) Prevost, J. H. (1994) : DYNAFLOW, A nonlinear transient finite element analysis program, Princeton University.
- 8) 塩見忠彦, 津國正一 (1998) : 残留変位量に注目した修正 Densification モデル, 第32回地盤工学研究発表会, pp.739-740.
- 9) Towhata, I., Ishihara, K. (1985) : Shear Work And Pore Water Pressure In Undrained Shear, *Soils and Foundations*, Vol.25, No.3, pp.73-84.
- 10) 渦岡良介 (2000) : 地盤の液状化発生から流動までを予測対象とする解析手法に関する研究, 岐阜大学学位論文.
- 11) Yoshida, N. (1993) : STADAS, A computer program for static and dynamic analysis of ground and soil-structure interaction problems, Report, Soil Dynamics Group, The University of British Columbia, Vancouver, Canada.
- 12) 吉田望, 安田進, 規矩大義, 澤田純男(2003) : レベル2地震動下の液状化に関する基礎的考察, 土木学会第58回年次学術講演会, (投稿中).
- 13) Zienkiewicz, O.C. and et al. (1978) : 'Non-linear seismic response and liquefaction', *Int. J. Num. and Anal. Meth. in Geomech.*, Vol.2, No.4, pp.381-404.