

土 木 研 究 所 資 料

掘割道路に作用する地震時土圧に関する検討

平成8年4月

建設省土木研究所
地震防災部動土質研究室

Copyright © (1997) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

掘割道路に作用する地震時土圧に関する検討

地震防災部長			古賀泰之*
地震防災部	動土質研究室	室長	松尾 修
地震防災部	動土質研究室	主任研究員	古関潤一**
地震防災部	動土質研究室	研究員	高橋晃浩***

要 旨

掘割道路のような半地下構造物の側壁に作用する土圧の特性とその評価法に関して、既往の研究の整理と模型実験及び数値解析を実施した。飽和砂地盤中で過剰間隙水圧が発生する場合の土圧の漸増成分と動的振幅の算定方法を定式化し、その妥当性を明らかにするとともに、盛土がある場合の影響や、乾燥砂地盤から作用する土圧の位相特性について検討した。また、等価線形応答解析、応答変位法、及び地震時土圧公式（物部・岡部式）を利用した土圧算定法の適用性に関する比較検討を行った。

キーワード：掘割道路，砂地盤，地震時土圧，模型実験，等価線形応答解析，応答変位法

*現 (財)先端建設技術センター 先端建設技術研究所研究第3部 部長

**現 東京大学 生産技術研究所 助教授

***現 関東地方建設局 常陸工事事務所

目 次

1. 研究の背景	1
2. 研究目的及び研究内容	2
3. 既往の研究	3
3.1 理論的検討	3
3.1.1 物部・岡部の地震時土圧公式	3
3.1.2 動水圧	6
3.1.3 応答変位法	6
3.2 実験・解析的検討	9
3.2.1 乾燥砂地盤を対象とした検討	9
3.2.2 飽和砂地盤を対象とした検討	34
3.3 実測事例	47
3.4 まとめ	53
4. 模型振動実験（その１）	56
4.1 実験目的	56
4.2 実験方法	56
4.3 検討に用いた土圧算定式	57
4.3.1 土圧の漸増成分	57
4.3.2 土圧の動的振幅	57
4.4 実験結果及び考察	58
4.4.1 静止土圧	58
4.4.2 土圧の漸増成分	59
4.4.3 土圧の動的振幅	59
4.5 まとめ	65
5. 模型振動実験（その２）	66
5.1 実験目的	66
5.2 実験方法	66
5.3 実験結果及び考察	67
5.3.1 不規則波加振時に飽和砂地盤から作用する土圧	67
5.3.2 乾燥砂地盤から作用する土圧	69
5.3.3 土圧の位相特性	69
5.4 まとめ	72

6. 模型振動実験（その3）	73
6.1 実験目的	73
6.2 実験方法	73
6.3 実験結果及び考察	74
6.3.1 液状化時の土圧の漸増成分	74
6.3.2 液状化時の土圧の動的振幅	75
6.3.3 乾燥地盤から作用する土圧	76
6.4 まとめ	79
7. 動的遠心模型実験	80
7.1 実験目的	80
7.2 実験方法	80
7.3 実験結果及び考察	83
7.3.1 測定データの位相特性	83
7.3.2 曲げモーメントと等価土圧の深度方向分布	90
7.3.3 拡張した動水圧公式による計算値との比較	95
7.4 まとめ	97
8. 動的遠心模型実験と仮想実大モデルを対象とした数値解析	98
8.1 解析目的	98
8.2 解析方法	98
8.2.1 動的遠心模型実験を対象とした解析	98
8.2.2 仮想実大モデルを対象とした解析	103
8.3 解析結果及び考察	109
8.3.1 動的遠心模型実験を対象とした解析	109
8.3.2 仮想実大モデルを対象とした解析	112
8.4 まとめ	134
9. 全体のまとめ及び今後の課題	135
参考文献	136

表 目 次

表3.1	地震時土圧算定法の概要	3
表3.2	松澤らの用いた基礎模型の条件	28
表4.1	模型条件	56
表4.2	加振条件	56
表4.3	静止土圧係数 K_0 の測定結果	58
表4.4	土圧振幅の計算値と実測値（モデル 2，150gal加振時，E 2）	61
表5.1	模型条件	66
表6.1	模型条件	74
表6.2	加振条件	74
表7.1	実験条件	81
表8.1	仮想実大モデルの解析条件	105
表8.2	掘削道路の部材の条件	105
表8.3	応答変位法で設定した周面せん断応力	108
	(1) 一次元応答解析で得られた変位分布を用いた場合	108
	(2) 変位の深度方向分布を正弦曲線に近似した場合	108
表8.4	応答変位法で設定した掘削道路の水平慣性力	108

目 次

図3.1	鉛直壁に作用する地震時主働土圧係数の計算例 ¹⁾	4
図3.2	鉛直壁に作用する地震時受働土圧係数の計算例 ¹⁾	4
図3.3	地盤の地震時せん断変形による地下構造物の変形 ²⁾	7
図3.4	受働側の構造物と土の接触条件に対する考え方とそのモデル化の一例 ²⁾	7
図3.5	地下駐車場に作用させる地震時荷重 ²⁰⁾	8
図3.6	応答変位法による地下駐車場の耐震計算モデル ²⁰⁾	8
図3.7	地震時地盤バネ定数の算出方法 ²⁰⁾	9
図3.8	松尾 ²⁵⁾ の実験結果の例 ⁸⁾	10
図3.9	大原らの実験における測定壁の変位条件 ²⁶⁾	11
図3.10	地震時主働土圧合力係数と震度の関係 ²⁶⁾	11
図3.11	地震時主働土圧合力の作用高さ ²⁶⁾	11
図3.12	地震時主働土圧合力係数の実験値と計算値の比較 ²⁶⁾	12
図3.13	壁と平行方向に水平加振した場合の地震時主働土圧合力係数と震度の関係 ²⁶⁾	12
図3.14	Ichiharaらの実験結果の例 ²⁷⁾	13
図3.15	実験結果に基づいて分類された2通りの地震時土圧特性 ²⁷⁾	13
図3.16	地震時主働土圧合力係数の実験値と計算値の比較 ²⁷⁾	14
図3.17	壁面摩擦角が最大になった時点における平均壁変位量 ²⁷⁾	14
図3.18	静止土圧状態と主働土圧状態の地震時土圧振幅の比率 ²⁷⁾	14
図3.19	常時の土圧及び地震時の土圧増分の深度方向分布の仮定 ²⁷⁾	15
図3.20	地震時主働土圧の作用高さの実験値と計算値の比較 ²⁷⁾	15
図3.21	地震時静止土圧の作用高さの実験値と計算値の比較 ²⁷⁾	15
図3.22	当麻らの用いた実験模型 ²⁸⁾	16
図3.23	ダクトの側面に作用する動土圧及び地盤とダクトの相対変位の深度方向分布 ²⁸⁾	17
図3.24	動土圧の発生機構の模式図(上載土がある場合) ²⁸⁾	17
図3.25	岩楯が実施した起震実験の概要 ²⁹⁾	18
図3.26	タンク底版を起震源としたした場合の測定結果の例 ²⁹⁾	18
図3.27	岩楯が模型振動実験に用いたタンク模型(せん断土槽) ²⁹⁾	20
図3.28	岩楯が模型振動実験に用いた剛体模型(箱形土槽) ²⁹⁾	21
図3.29	剛性の小さいタンク模型に作用する動土圧の測定結果の例 ²⁹⁾	21
図3.30	剛性の大きいタンク模型に作用する動土圧の測定結果の例 ²⁹⁾	22
図3.31	剛体模型に作用する動土圧の測定結果の例 ²⁹⁾	22
図3.32	タンク模型の最大応答加速度と動土圧の実験値と解析値の比較 ²⁹⁾	23
図3.33	剛体模型の動土圧の実験値と解析値の比較 ²⁹⁾	23
図3.34	風間らの解析モデル ³⁰⁾	24
図3.35	動土圧合力の最大値と慣性力の最大値の関係 ³⁰⁾	25

図3.36	慣性力と動土圧合力及び底面摩擦力の位相関係 ³⁰⁾	26
図3.37	風間らの用いたケーソン模型 ³²⁾	26
図3.38	ケーソン模型の前面に地盤がない場合の測定結果の例 ³²⁾	27
図3.39	ケーソン模型の前面に地盤がある場合の測定結果の例 ³²⁾	27
図3.40	松澤らの用いた基礎模型 ³⁴⁾	28
図3.41	応答加速度と動土圧の位相関係 ³⁴⁾	28
図3.42	原らの実験・解析モデル ³⁵⁾	29
図3.43	非線形連結要素のメカニズム ³⁵⁾	29
図3.44	共振周波数の実験値と解析値の比較 ³⁵⁾	30
図3.45	最大動土圧の実験値と解析値の比較 ³⁵⁾	30
図3.46	渡辺らの用いた地中構造物模型 ³⁶⁾	31
図3.47	地中構造物模型に作用する動土圧の深度方向分布の実験値 ³⁶⁾	31
図3.48	線形解析による最大動土圧の深度方向分布 ³⁶⁾	31
図3.49	地盤せん断力の荷重分担のモデル化 ³⁷⁾	32
図3.50	早崎らの用いた実験模型 ³⁹⁾	33
図3.51	模型壁の曲げひずみの測定結果の例 ³⁹⁾	33
図3.52	篠原らの用いた実験模型 ⁴⁰⁾	33
図3.53	動土圧合力の測定結果の例（破壊を生じなかったケース） ⁴⁰⁾	33
図3.54	動土圧合力の測定結果の例（破壊を生じたケース） ⁴⁰⁾	33
図3.55	間隙水圧振幅の深度方向分布 ⁴¹⁾	34
図3.56	土圧振幅の深度方向分布 ⁴¹⁾	34
図3.57	畑野の実験結果 ⁴²⁾	35
図3.58	大原の導いた動水圧合力とパラメーター A の関係 ⁴³⁾	35
図3.59	動水圧合力の作用高さパラメーター A の関係 ⁴³⁾	35
図3.60	動水圧の実験値と理論値の比較 ⁴³⁾	36
図3.61	石井らの実験における見かけの加速度と有効土圧係数振幅の関係 ⁴⁴⁾	37
図3.62	地盤に作用する慣性力が測定壁に向かって最大となったときの有効土圧係数 ⁴⁴⁾	37
図3.63	飽和砂地盤中の間隙水圧の動的振幅と動水圧公式による計算値の比較 ⁴⁴⁾	38
図3.64	地盤の透水係数が動水圧合力振幅に及ぼす影響 ⁴⁴⁾	38
図3.65	土田の実験における液状化した地盤の土圧と計算値の比較 ⁴⁵⁾	39
図3.66	岩楯の実験模型 ²⁹⁾	40
図3.67	正弦波加振時の測定値の経時変化の例 ²⁹⁾	41
図3.68	液状化の前後における土圧振幅と動水圧の理論値の比較 ²⁹⁾	41
図3.69	計算モデル ²⁹⁾	42
図3.70	水平地盤中に固化改良部がある場合の実験模型 ⁴⁷⁾	42
図3.71	改良部側面に作用する土圧の動的振幅の深度方向分布 ⁴⁷⁾	42
図3.72	掘削道路と側方地盤を固化改良した場合の実験模型の例 ⁴⁶⁾	43

図3.73	盛土の側方地盤を固化改良した場合の実験模型の例 ^(4.8)	44
図3.74	掘削道路側方の改良部側面に作用する土圧の位相特性 ^(4.6)	45
図3.75	盛土側方の改良部側面に作用する土圧の位相特性 ^(4.8)	46
図3.76	佐藤らの用いた実験模型 ^(4.9)	47
図3.77	全土圧係数と過剰間隙水圧比の関係 ^(4.9)	47
図3.78	Ikutaらが地震時土水圧を計測した高層ビル地下壁 ^(5.0)	48
図3.79	地震時土水圧の計測波形 ^(5.0)	49
図3.80	Fukuokaら地震時土圧合力を計測した逆T型擁壁 ^(5.2)	50
図3.81	擁壁に作用する地震時水平力と加速度振幅 ^(5.1)	50
図3.82	嶋津らが地震時土圧を計測した逆T型擁壁 ^(5.3)	50
図3.83	計測器の配置 ^(5.3)	51
図3.84	擁壁つま先部分と擁壁天端の最大水平加速度の関係 ^(5.3)	51
図3.85	背面に作用する水平土圧の地震時最大増分 ^(5.3)	51
図3.86	背面に作用する土圧合力の経時変化の例 ^(5.3)	52
図3.87	土圧合力の地震中の最大増分と擁壁つま先部分の最大水平加速度の関係 ^(5.3)	52
図3.88	浜田が地震時挙動を計測した地下タンク ^(5.4)	52
図3.89	タンクのひずみ波形の実測値と解析値の比較 ^(5.4)	52
図3.90	岩楯が地震時加速度応答を計測したLNG地下タンク ^(2.9)	53
図3.91	1971年のサンフェルナンド地震で崩壊したU型擁壁 ^(5.5)	54
図3.92	Newmarkの方法による重力式擁壁の滑動量の算定 ^(5.6)	54
図3.93	アンカー付き擁壁と重力式護岸の動的遠心模型実験 ^(5.9)	55
図4.1	実験模型	56
図4.2	液状化時の有効鉛直応力と有効水平応力の関係	59
図4.3	拡張した動水圧公式による土圧の動的振幅の計算値と実測値の比較	60
	(モデル2, 150gal加振時)	
図4.4	土圧の圧縮側動的振幅の比較	61
図4.5	土圧の圧縮側動的振幅の計算値と実測値の比と過剰間隙水圧比の関係	61
図4.6	土圧の圧縮側最大動的振幅の計算値と実測値の比較	63
図4.7	土圧の最大動的両振幅の計算値と実測値の比較	64
図4.8	土圧計による土圧合力の最大動的両振幅の実測値と計算値の比較	65
図4.9	荷重計による土圧合力の最大動的両振幅の実測値と計算値の比較	65
図5.1	加振に用いた不規則波	67
図5.2	土圧計による実測値の最大両振幅と拡張した動水圧公式による計算値の比較	68
	(モデル6及び7)	
図5.3	液状化時の有効鉛直応力と有効水平応力の関係	68

(モデル6, 300gal加振時, E 3)

図5.4	乾燥砂地盤の荷重計による土圧合力の圧縮側最大動的振幅の実測値と計算値の比較…	69
図5.5	乾燥砂地盤の土圧計による土圧合力の圧縮側最大動的振幅の実測値と計算値の比較…	69
図5.6	乾燥砂地盤の掘削道路模型の応答加速度と土圧合力の位相特性……………	70
	(モデル8, 300gal加振時)	
図5.7	土圧と慣性力の位相関係の模式図……………	70
図5.8	飽和砂地盤の掘削道路模型の応答加速度と土圧合力の位相特性……………	71
	(モデル3, 80gal加振時)	
図5.9	直方体状の中空部の水による動水圧 ⁶²⁾ ……………	72
図6.1	実験模型……………	73
図6.2	液状化時の有効鉛直応力と有効水平応力の関係……………	75
図6.3	土圧計による実測値の最大両振幅と拡張した動水圧公式による計算値の比較……………	75
	(モデル10及び11)	
図6.4	拡張した動水圧公式において盛土の影響を簡易的に考慮する方法の模式図……………	76
図6.5	乾燥砂地盤の荷重計による土圧合力の圧縮側最大動的振幅……………	77
図6.6	乾燥砂地盤の土圧計による土圧合力の圧縮側最大動的振幅……………	77
図6.7	乾燥砂地盤の掘削道路模型の応答加速度と盛土側土圧合力の位相特性……………	78
	(モデル12, 300gal加振時)	
図6.8	乾燥砂地盤の掘削道路模型の応答加速度と水平地盤側土圧合力の位相特性……………	78
	(モデル13, 300gal加振時)	
図6.9	土圧と慣性力の位相関係の模式図……………	79
図7.1	実験模型……………	81
図7.2	加振に用いた不規則波形……………	82
図7.3	9Gレベルの正弦波加振時における測定波形の位相特性……………	84
図7.4	測定波形の符号の定義……………	88
図7.5	モデル3の3Gレベルの正弦波加振時における測定波形の位相特性……………	89
図7.6	モデル3と4の加振加速度と最大過剰間隙圧比の関係……………	90
図7.7	モデル1の高周波型不規則波加振時における測定波形の位相特性……………	91
図7.8	モデル3の高周波型不規則波加振時における測定波形の位相特性……………	92
図7.9	仮定した側壁の応答加速度分布……………	93
図7.10	9Gレベルの正弦波加振時における曲げモーメントと等価土圧の深度方向分布……………	94
図7.11	拡張した動水圧公式による曲げモーメントの計算値と実測値の比較……………	96
図8.1	動的遠心模型実験を対象とした解析モデル(重力場換算後、数値の単位はmm)……………	99
図8.2	せん断弾性係数の設定値……………	100

図8.3	減衰定数の設定値	100
図8.4	不規則波加振時の入力加速度波形の例	101
図8.5	不規則波加振時の入力加速度の周波数特性	102
図8.6	仮想実大モデル（数値の単位はmm）	104
図8.7	一次元応答解析で得られた地盤の応答変位分布	105
図8.8	正弦曲線に近似した地盤の応答変位分布	106
図8.9	応答変位法による地震時応力の算定法の模式図	106
図8.10	地盤バネを算定するための静的有限要素解析の模式図	107
図8.11	最大曲げモーメントの深度方向分布（モデル2，12Gレベル加振時）	109
図8.12	モデル2における最大曲げモーメントの実測値と解析値の比較	110
図8.13	モデル2における最大曲げモーメントの実測値と解析値の比較	110
図8.14	右側側壁上部の最大応答変位の実測値と解析値の比較	110
図8.15	最大応答加速度の実測値と解析値の比較	111
図8.16	動的遠心模型実験を対象とした解析結果の位相特性	113
図8.17	せん断弾性係数比と加振加速度の関係	116
図8.18	仮想実大モデルの等価線形応答解析における最大曲げモーメントの比較	117
図8.19	仮想実大モデルの等価線形応答解析における最大応答加速度の比較	120
図8.20	モデルBとモデルDにおける地盤上部と側壁上部の応答加速度の比較	121
図8.21	モデルBの解析結果の位相特性	122
図8.22	モデルBの最大曲げモーメントの深度方向分布	127
図8.23	モデルBの水平土圧の深度方向分布	129
図8.24	モデルDの水平土圧の深度方向分布	132
図8.25	モデルDの最大曲げモーメントの深度方向分布	133

1. 研究の背景

他の道路や鉄道との立体交差のため、河港部の道路トンネル区間への取り付けのため、あるいは必要な縦断線形を確保するために、地盤面を掘削して半地下構造（掘削形式）の道路を建設することがある。特に、各地で計画・建設が進められている大規模道路計画では、従来以上にこの形式の建設例・計画が増加しつつある。

このような掘削道路の構造形式として、特に底版部分が地下水位以下にある場合には、止水性を確保するためにU型擁壁が用いられ、必要に応じて側壁間にストラットが設けられる。また、地下水位以上では重力式あるいは片持ちり式擁壁（逆T型、L型、逆L型擁壁）が採用される場合もある。これらの設計にあたっては、側壁部分に作用する土圧として通常は主働土圧を用いるが、ストラット付U型擁壁のように剛性が高く側壁の変形が生じにくい場合には静止土圧を用い、さらに、U型擁壁の底版は弾性床土のりとして設計することが規定されている¹⁾。しかしながら、3.で後述するように、半地下構造物に作用する地震時土圧の特性とその評価手法は必ずしも明らかにされていない。

掘削道路は、比較的新しい道路構造であり、これまでに地震による被害を受けた例はない。一方で、類似の地下構造物として、1995年の兵庫県南部地震では、地下鉄の駅部及び隧道部で中柱の崩壊・破損、側壁の破損などの大規模な被害が生じ、共同溝でも目地の開き、天版・側壁・底版の亀裂などの被害が生じた²⁾。また、鉄道盛土に用いられていた重力式、片持ちり式擁壁も転倒・前傾や壁体破壊などの被害を受けた³⁾。これらの被害を背景として、これまで耐震性が高いと考えられていた地下構造物や、震度法に基づく疑似静的な耐震設計しか行われていなかった擁壁構造物についても、大地震時の挙動を考慮した、より合理的な耐震設計法を確立するための検討が各所で行われている。掘削道路に関しては、半地下構造物としての掘削道路がこれらの構造物の特性を合わせ持っていることを考慮して、耐震設計法の検討を進める必要がある。

ここで、道路施設としての擁壁構造物では、橋台を除いて一般には地震時の設計計算は行われていない。これは、地震による荷重の増大は、常時の設計計算において長期荷重に対して評価した安全率や計算において考慮の対象にならない抵抗で補いうると考えていることによるが、高さが8 m程度を超える擁壁、倒壊が付近に重大な損害を与えたりその復旧が極めて困難であるような擁壁、迂回路のない道路に設置される擁壁など重要度が高いと考えられる擁壁については、別途地震を考慮した設計を行うことが規定されている⁴⁾。掘削道路は、前述したように大規模道路としての建設例が多く、今後も、地震後の道路交通機能を確保するうえでの重要度が高い主要幹線道路で用いられることが予想され、この点においては、早急に耐震設計法を確立することが求められている。

なお、掘削道路の設計にあたって、地下水位が高い場合には浮上がりに対する安定性の検討を行うことが規定されている¹⁾。液状化が生じる恐れのある場合には、地震時の浮上がりに対する安定性の検討⁵⁾も必要となるが、これに関しては別途実施した研究の成果が文献6)及び7)としてまとめられている。

2. 研究目的及び研究内容

本研究の目的は、掘削道路のような半地下構造物の側壁に作用する土圧の特性と、その評価法を明らかにすることである。

その一環として、以下に示す検討を実施した。

(1) 既往の研究の整理 (第3章)

半地下構造物の側壁に作用する地震時土圧に関連する既往の研究を理論的検討、実験・解析的検討、及び実測事例に分類して整理し、地震時土圧の特性や、各種の土圧算定法の適用性に関する研究の現状をとりまとめた。

(2) 模型実験 (第4～7章)

半地下構造物模型を埋設した乾燥または飽和砂地盤模型を箱形の鋼製土槽内に作成し、正弦波及び不規則波を用いた加振を行って、構造物模型の側壁に作用する土圧を測定し、その簡易的な評価手法について検討するとともに、地盤上に盛土がある場合の影響や、土圧の位相特性について検討した (第4～6章)。

さらに、乾燥または飽和砂地盤中に埋設した半地下構造物模型に遠心加速度を作用させ、拘束圧レベルを増加させた状態で加振実験を実施し、側壁に生じる曲げひずみを直接測定することにより、その特性について検討した (第7章)。

(3) 数値解析 (第8章)

第7章で述べる実験と対応する境界条件のもとで等価線形応答解析によるシミュレーションを実施し、その適用性について検討した。

さらに、境界条件と掘削道路の諸元を実物に近づけた解析を実施し、簡易的な土圧算定手法として地震時土圧公式 (物部・岡部式) と応答変位法を用いた2種類の計算手法による結果と比較した。

3. 既往の研究

地震時土圧の研究の歴史は、主に擁壁への作用土圧について大原⁸⁾によってまとめられている。ここでは、その後発表されたものも含めて、本研究で対象とする半地下構造物の側壁に作用する土圧に関連する既往の研究をとりまとめる。

3.1 理論的検討

3.1.1 物部・岡部の地震時土圧公式

物部⁹⁾及びOkabe¹⁰⁾は、Coulombの土圧式をもとにして、すべり土くさびに作用する地震時慣性力の影響を考慮した土圧式を導いた。これは物部・岡部の地震時土圧公式と呼ばれ、現在でも各種の設計指針等において広く利用されている。以下ではこれを「物部・岡部式」と称する。なお、このほかにもいくつかの地震時土圧算定法が提案されているが、これらは文献8)及び11)にまとめられている。それらの概要を表3.1に示す。

表3.1 地震時土圧算定法の概要

	算定法	概要
①	物部・岡部の地震時土圧 (Coulomb系の地震時土圧)	直線すべり面を仮定し、土くさびに作用する力の釣合条件より土圧合力を求める。(算定式を深度方向に微分すると三角形分布となる。)
②	曲線すべり面法による 地震時土圧	対数らせんなどの曲面と平面を組み合わせたすべり面を仮定し、土塊に作用する回転モーメントの釣合条件より土圧合力を求める。 (受働土圧に適用される。)
③	Rankin系の地震時土圧	塑性平衡状態を仮定し、半無限地盤内の土中の鉛直面に作用する応力分布を求める。
④	塑性論による地震時土圧	土を剛塑性体と仮定し、応力の釣合条件と境界条件及び土の破壊条件より応力分布を求める。
⑤	弾性論による地震時土圧	土を弾性体と仮定し、2次元運動方程式の近似解として応力分布の振動成分を求める。
⑥	有限要素法による動的解析	土と構造物を弾性体などでモデル化し、動的応答解析を行って応力分布の振動成分を求める。

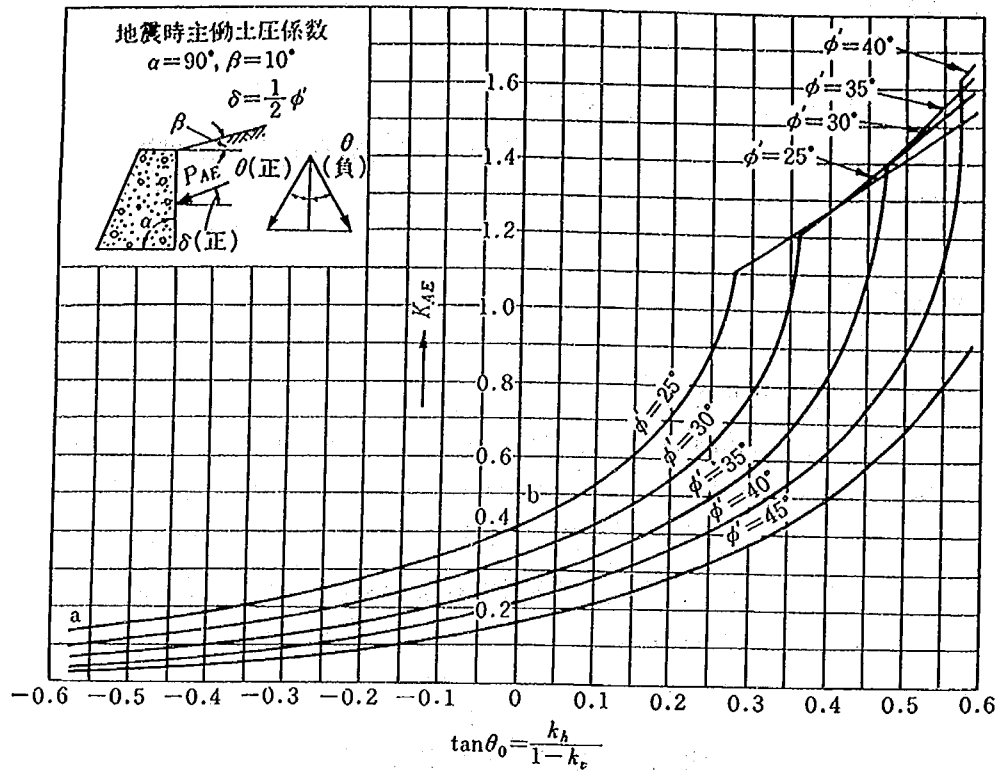


図3.1 鉛直壁に作用する地震時主働土圧係数の計算例¹⁾

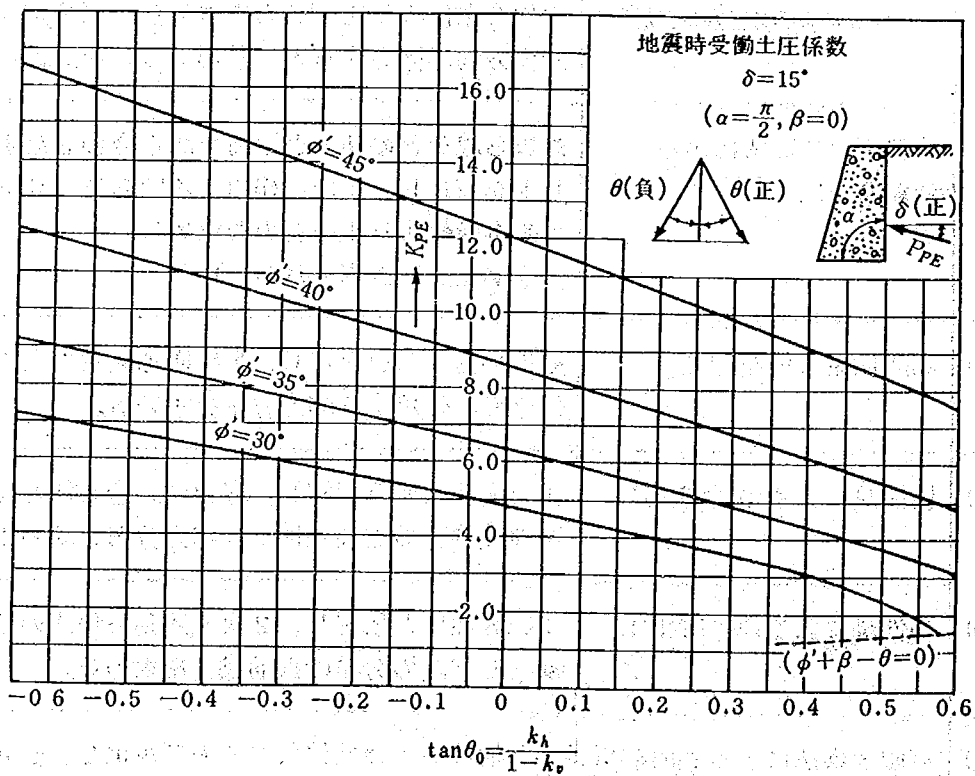


図3.2 鉛直壁に作用する地震時受働土圧係数の計算例¹⁾

物部・岡部の地震時土圧公式には、用いる記号の定義に応じていくつかの表現方法があるが、一例¹¹⁾を以下に示す。また、記号の定義と、土圧係数の計算例を図3.1及び図3.2に示す。なお、式(3.1)及び式(3.3)の各土圧合力を深度方向に微分するとHの一次式が得られ、各土圧の深度方向分布は三角形分布となる。

$$P_{AE} = \frac{1}{2} (1 - k_v) \gamma H^2 \frac{K_{AE}}{\sin \alpha \cdot \cos \delta} \quad \cdots \text{式(3.1)}$$

$$K_{AE} = \frac{\sin^2 (\alpha - \theta_o + \phi') \cdot \cos \delta}{\cos \theta_o \cdot \sin \alpha \cdot \sin (\alpha - \theta_o - \delta)} \cdot \frac{1}{\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi' + \delta) \cdot \sin (\phi' - \beta - \theta_o)}{\sin (\alpha - \theta_o - \delta) \cdot \sin (\alpha + \beta)}} \right\}^2} \quad \cdots \text{式(3.2)}$$

$$P_{PE} = \frac{1}{2} (1 - k_v) \gamma H^2 \frac{K_{PE}}{\sin \alpha \cdot \cos \delta} \quad \cdots \text{式(3.3)}$$

$$K_{PE} = \frac{\sin^2 (\alpha + \theta_o - \phi') \cdot \cos \delta}{\cos \theta_o \cdot \sin \alpha \cdot \sin (\alpha + \theta_o + \delta)} \cdot \frac{1}{\left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin (\phi' + \delta) \cdot \sin (\phi' + \beta - \theta_o)}{\sin (\alpha + \theta_o + \delta) \cdot \sin (\alpha + \beta)}} \right\}^2} \quad \cdots \text{式(3.2)}$$

$$\theta_o = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad \cdots \text{式(3.5)}$$

ここに、 P_{AE} ：地震時主働土圧合力、 K_{AE} ：地震時主働土圧係数、

P_{PE} ：地震時受働土圧合力、 K_{PE} ：地震時受働土圧係数、

α ：壁背面が水平面となす角、 β ：地表面が水平面となす角、

θ_o ：地震合成角、 ϕ' ：土のせん断抵抗角、 δ ：壁背面と土との間の壁面摩擦角、

k_h ：水平震度、 k_v ：鉛直震度、 H ：擁壁の高さである。

式(3.2)では $\phi' - \beta - \theta_o < 0$ のとき、また、式(3.4)では $\phi' + \beta - \theta_o < 0$ のときに平方根の中が負となり計算ができなくなる。これは、地震慣性力が大きすぎて、仮定したすべり土くさびに関する力の釣合がとれなくなっていることを意味するが、便宜的には平方根を0として計算が行われている。図3.1の直線部分はこのような場合に対応している。

水面下の土に対して地震時土圧を算定する場合には、浮力の影響を考慮して式(3.5)中の k_h の代わりに次式による見かけの震度 k_h' が用いられる。

$$K_h' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} K_h \quad \cdots \text{式(3.6)}$$

ここに、 γ_{sat} ：土の飽和単位体積重量、 γ_w ：水の単位体積重量である。

Ishibashiら¹²⁾は、土の透水性に応じた見かけの震度の算定法を提案し、土の透水性が低い場合に上式が適用可能であるとした。また、載荷重がある場合についても、いくつかの算定式¹³⁾が提案されている。

3.1.2 動水圧

Westergaard¹⁴⁾は、半無限の長さの貯水池にある鉛直のダム壁が正弦的に定常加振される場合を想定して、ダム壁に作用する動水圧の計算を行った。その結果、動水圧 P_{dw} の深度方向分布が次式によって近似されることを示した。以下ではこれを「動水圧公式」と称する。

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} K_h \cdot \gamma_w \sqrt{H \cdot y} \quad \cdots \text{式(3.7)}$$

ここに、 H ：水深、 y ：着目点の水面からの深度である。

上式は、いくつかの単純化された仮定のもとで導かれたものであり、その後、ダム壁の形状や剛性、貯水池の形状、水の圧縮性などの条件を変化させた計算が多くの研究者によって行われた。これらは塩尻¹⁵⁾によってまとめられている。

なお、式(3.6)による見かけの震度を用いて算定した地震時土圧には、間隙水による動水圧の作用も含まれているものとして考えられている。

3.1.3 応答変位法

岡本ら¹⁶⁾は、ゼラチンゲルを地盤材料として、またテフロン棒を埋設管模型として使用し、管路の埋設されている軟弱地盤模型の振動実験を行った。管路に対して直角方向に正弦波加振を行ったときの地盤及び管路の変位と管路のひずみを測定し、管路が埋設されている地盤の運動によって管路の運動が支配されることを示した。引き続き実施された地震観測、動的応答解析などによる検討結果¹⁷⁾に基づいて、地震時の地盤の相対変位分布を地盤バネを介して地中構造物に静的に作用させる「変位法¹⁸⁾」、あるいは「応答変位法¹⁹⁾」などと呼ばれる耐震設計法が開発された。以下ではこれを「応答変位法」と称する。

応答変位法は、構造物の横断方向²⁰⁾及び縦断方向²¹⁾の設計に適用することができるが、ここでは本研究の対象である前者について、その考え方を紹介する。

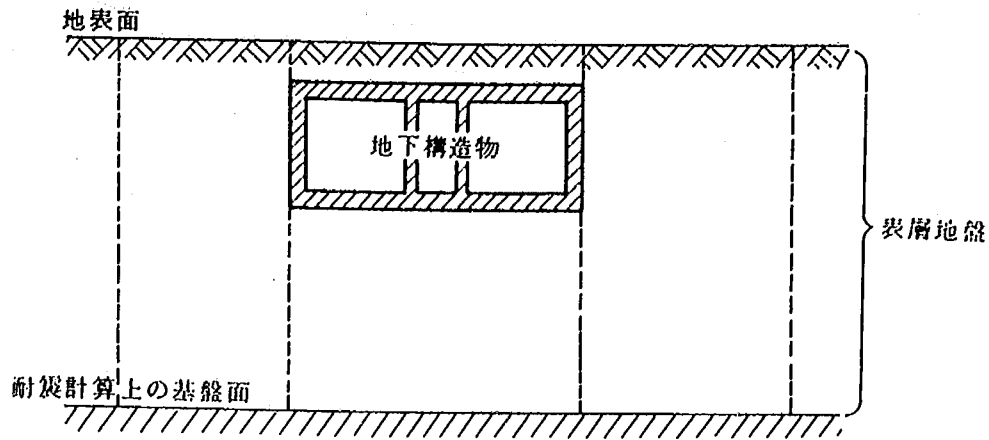
栗林ら²²⁾は、図3.3に基づいて、構造物の側壁に作用させる水平荷重を次式により算定した。

$$q_H(z) = K_H(z) \cdot [u_H(z) - u_H(h_B)] \quad (h_s \leq z \leq h_B) \quad \cdots \text{式(3.8)}$$

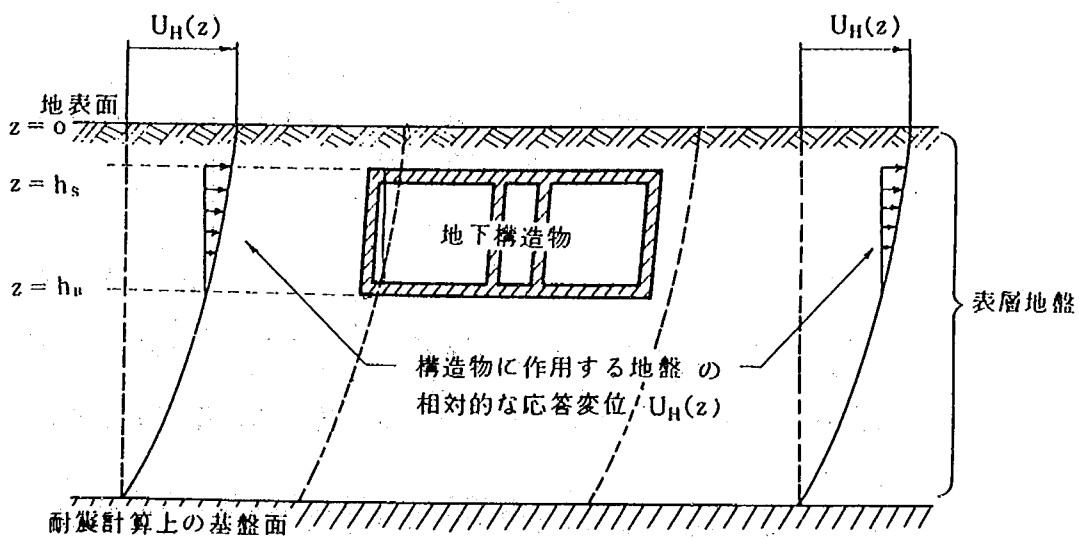
$$u_H(z) = \frac{2}{\pi^2} T \cdot S_v \cdot \cos \left[\frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H} \right] \quad \cdots \text{式(3.9)}$$

ここに、 $q_H(z)$ 、 $K_H(z)$ 、及び $u_H(z)$ ：それぞれ深さ z の点における水平方向分布荷重、水平方向地盤バネ係数、及び地盤の水平方向変位振幅、 $u_H(h_B)$ ：構造物底面における地盤の水平方向変位振幅、 h_s 及び h_B ：それぞれ地表面から構造物上面及び底面までの深さ、 T ：構造物が埋設されている周辺地盤（表層地盤）の基本固有周期、 S_v ：基盤に作用させる速度応答スペクトル値、 H ：表層地盤の厚さである。

彼らは、受働側の構造物と土の接触条件について図3.4の3通りの考え方を示した。このうち(a)の考え方をを用いて沈埋トンネルの断面力の試算を行い、物部・岡部式による地震時土圧を用いた場合と比較したところ、両者はおおむね同一の結果となった。



(a) 常時の変形状態



(b) 地震時の変形状態

図3.3 地盤の地震時せん断変形による地下構造物の変形²²⁾

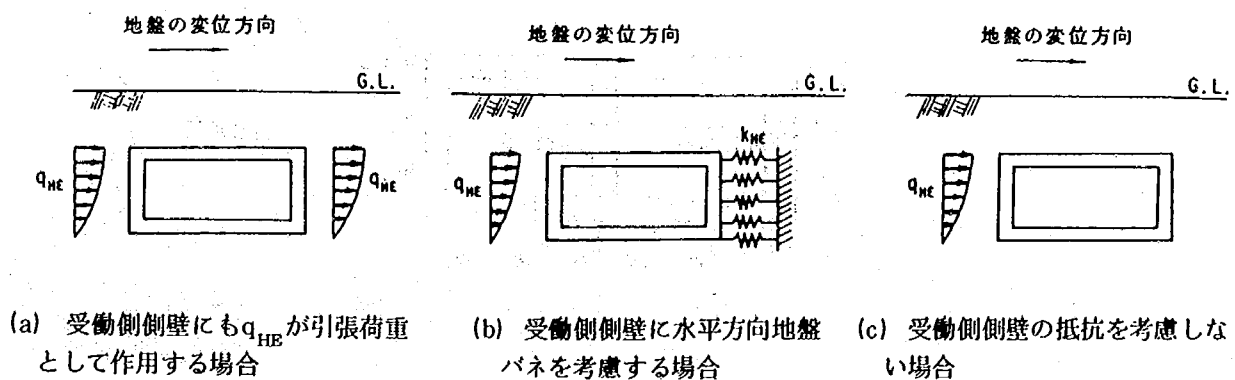
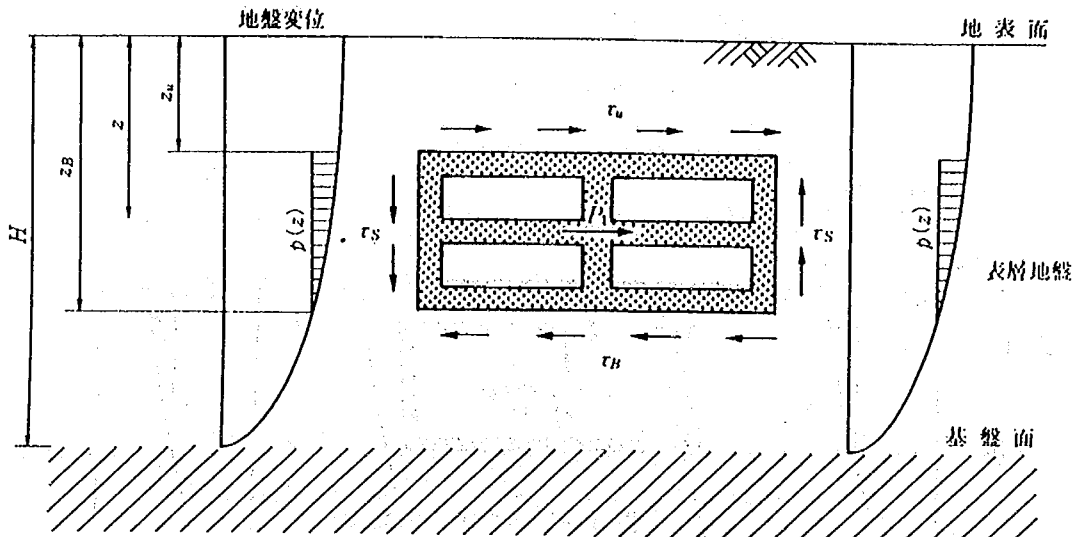


図3.4 受働側の構造物と土の接触条件に対する考え方とそのモデル化の一例²²⁾

本手法では、構造物の剛性が比較的小さく、その変形量が周辺地盤の一次変形モードとほぼ同一となり、さらに、構造物の見かけの単位体積重量が周辺地盤よりも小さく、構造物自身の慣性力の影響がほぼ無視できる場合を想定して開発された。これらの条件を若干緩和させたものとして、駐車場設計施工指針²⁰⁾では、図3.5に示すように構造物周面でのせん断力と構造物の慣性力を考慮した計算法が用いられている（このような計算法の妥当性は立石²³⁾によって理論的に検証されている）。同指針では、地盤バネとして図3.6に示すせん断方向のバネが新たに追加され、また、地盤バネ係数を図3.7に示す静的な有限要素解析による各節点の反力から算出するように規定されている点が特徴的である。



$p(z)$: 地表面からの深さ $z(m)$ において地下駐車場躯体に作用する地震時土圧

τ_u, τ_b, τ_s : 上床版, 底版, および側壁に作用する地震時周面せん断力

P_I : 地下駐車場躯体に作用する慣性力

図3.5 地下駐車場に作用させる地震時荷重²⁰⁾

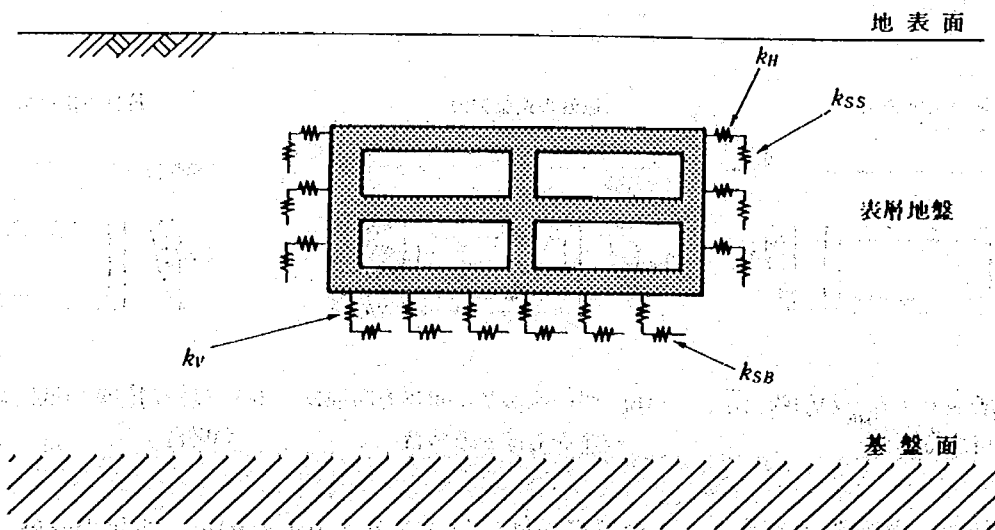
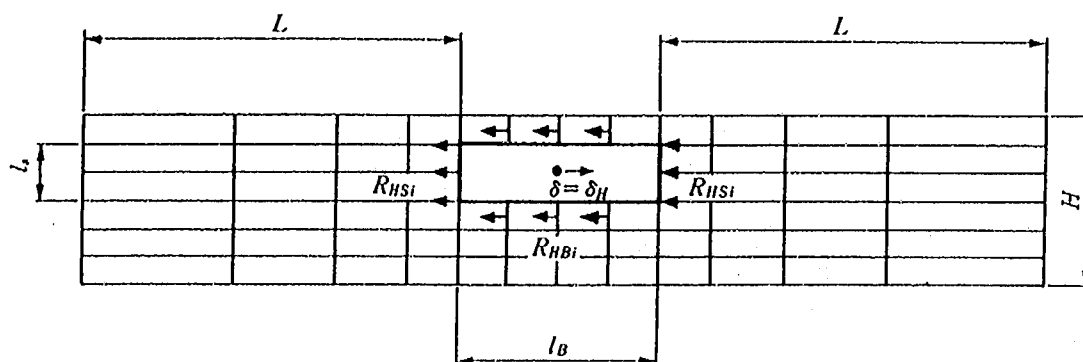
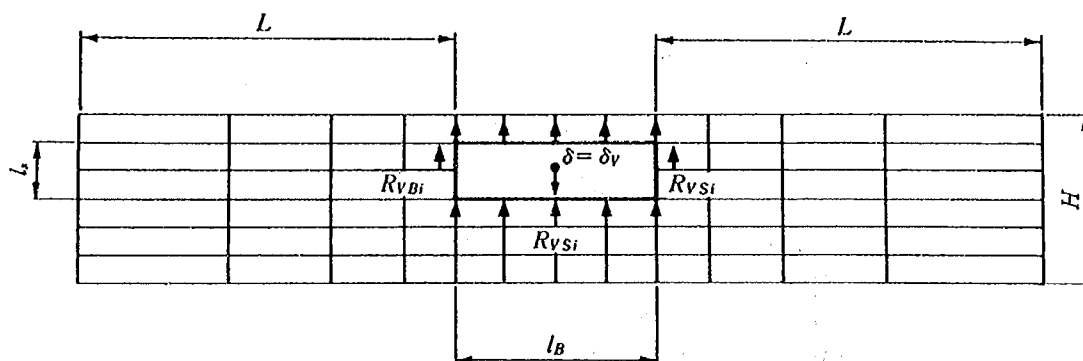


図3.6 応答変位法による地下駐車場の耐震計算モデル²⁰⁾



(a) 水平方向の単位強制変位を与える場合



(b) 鉛直方向の単位強制変位を与える場合

図3.7 地震時地盤バネ定数の算出方法²⁰⁾

3.2 実験・解析的検討

3.2.1 乾燥砂地盤を対象とした検討

岡部²⁴⁾は、振動台を用いて加振時に土槽の端面に作用する土圧合力の測定を行った。土槽は長さ約210cm、高さ約90cm、奥行き約60cmで、地盤材料として砂と砂利の2通りを用いて、壁面摩擦係数を2通りに変化させたときに下端ヒンジの可動壁に作用する土圧合力の正弦波加振中の最大値を測定した。その結果、土圧の三角形分布を仮定して測定値より逆算した土圧係数が、土槽側面の摩擦の影響などを考慮して地盤のせん断抵抗角を実際よりも大きめに設定した場合の物部・岡部式による地震時主働土圧の計算値とほぼ一致することを示した。

さらに彼は、地盤材料として砂を用いた場合について、長方形断面、三角形断面及びL型断面の3種類の擁壁模型の加振実験を行い、擁壁がロッキングを始める加振加速度が、物部・岡部式を用いた擁壁の安定計算から得られる計算値とほぼ一致することを示した。

松尾²⁵⁾は、土槽の端面に作用する土圧の深度方向分布の測定を行った。振動土槽は長さ110cm、高さ43cm、奥行き40cmの小型のものと長さ734cm、高さ190cm、奥行き183cmの大型のものの2種類で、砂の深さを前者では15~40cm、後者では35~190cmの間でいくつか変化させた。前者では土圧測定壁を固定した場合と弾性支持とした場合の2通りの条件で、また、後者では土圧測定壁を固定して測定を行った。その結果、1.1~1.3Hz程度の正弦波による加振時の土圧の動的な変動成分は、地表面に近づくに従って大きくなることを示した。小型実験の結果の例を図3.8²⁾に示す。

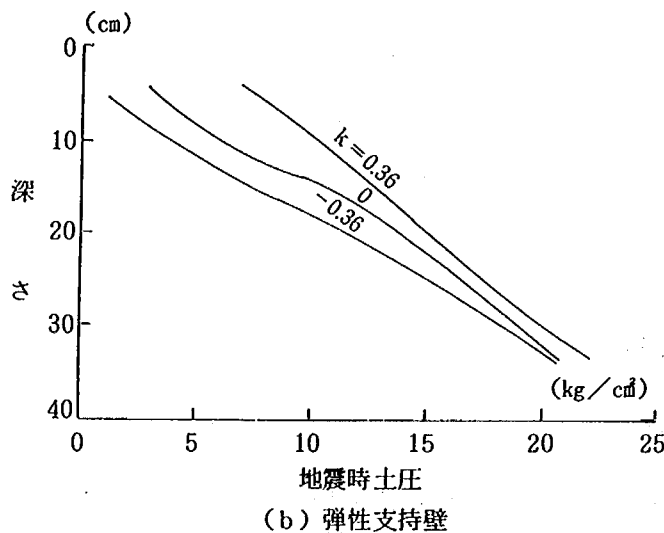
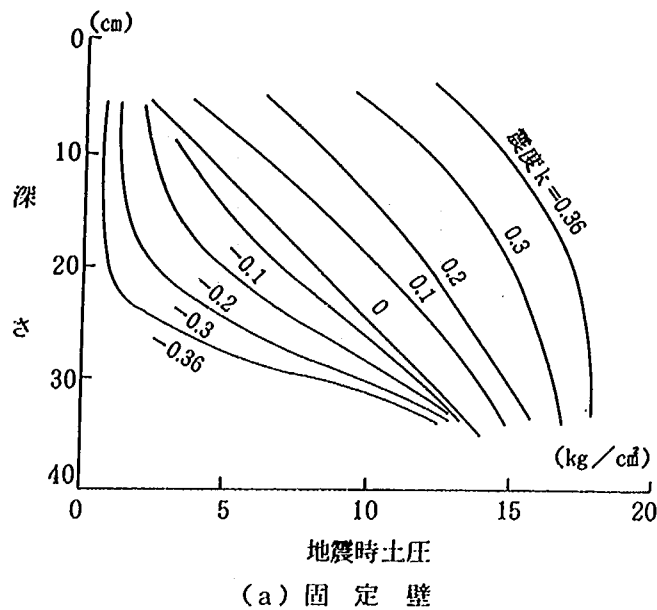


図3.8 松尾²⁵⁾の実験結果の例⁸⁾

大原ら²⁶⁾は、長さ100cm、高さ30cm、奥行き56cmの土槽に豊浦砂を入れて、3 Hzの正弦波により加振を行い、端面に作用する土圧の深度方向分布を測定した。受圧面のたわみ量が十分小さくなるように設計し、また砂圧を用いて詳細に検定した土圧計を用いて、測定壁の変位条件を図3.9のように6通りに変化させた場合の土圧合力より算定した土圧係数と震度の関係、及び土圧合力の作用高さと震度の関係を図3.10、図3.11に示す。壁の変位を固定した場合の土圧合力は、固定しない場合よりも0.1~0.2程度大きくなった。また、壁の変位を固定しない場合には、合力の大きさは壁の変位条件の影響をあまり受けないが、合力の作用高さはその影響を大きく受けた。この場合の土圧係数（弾性支持壁以外の実験結果の平均値）を物部・岡部式による計算値と比較すると図3.12となり、震度が0.1増えるとせん断抵抗角が約 2.5° 減少すると仮定することにより、計算値と実験値がほぼ一致することがわかった。

上記の実験は加振を土圧測定壁に垂直な方向に行ったものであるが、彼らは、上部変位の条件の

もとで加振を土圧測定壁に平行な方向に行った場合の検討も実施した。その結果、土圧係数と震度の関係は図3.13となり、せん断抵抗角の減少割合は上記と同様であった。

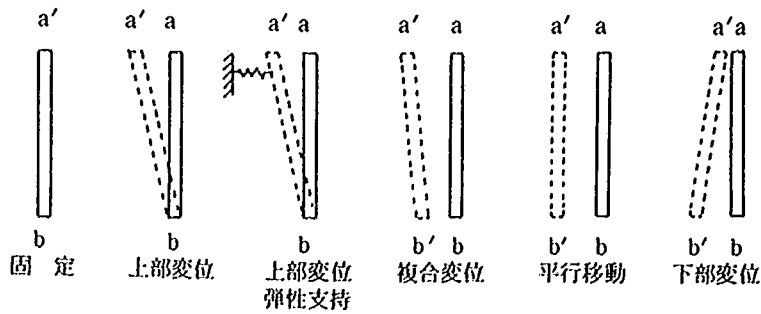


図3.9 大原らの実験における測定壁の変位条件²⁶⁾

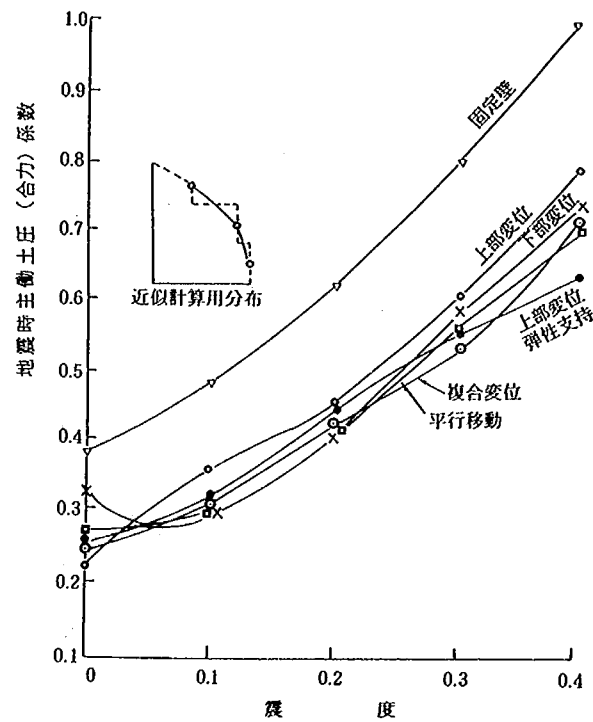


図3.10 地震時主働土圧合力係数と震度の関係²⁶⁾

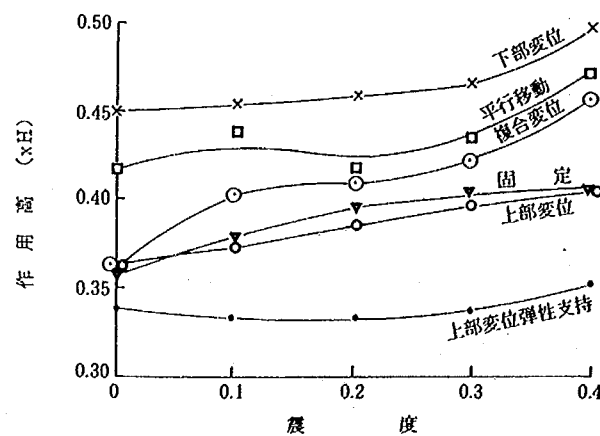


図3.11 地震時主働土圧合力の作用高さ²⁶⁾

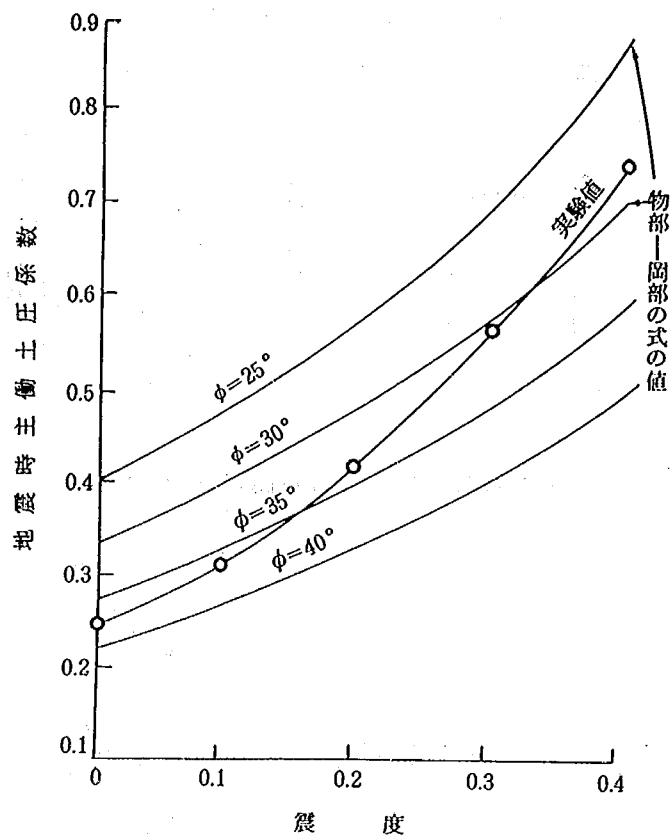


図3.12 地震時主働土圧合力係数の実験値と計算値の比較²⁶⁾

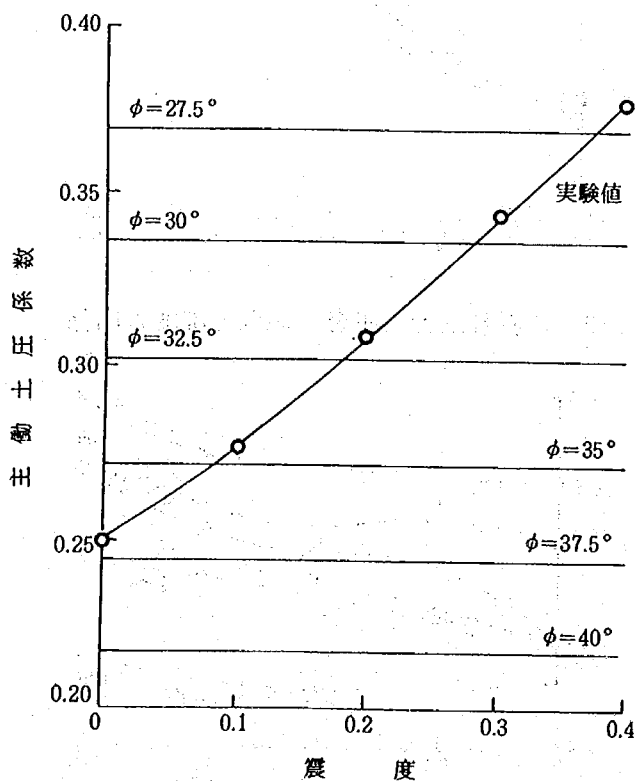


図3.13 壁と平行方向に水平加振した場合の地震時主働土圧合力係数と震度の関係²⁶⁾

Ichiharaら²⁷⁾は、長さ200cm、高さ75cm、奥行き100cmの土槽に深さ40cm程度まで豊浦砂を入れて、3.3Hzの正弦波により加振を行いながら、端面を外側に強制的に変位させた場合に作用する土圧合力の水平成分及び鉛直成分を荷重計により測定した。端面の平均変位 S と水平土圧係数 K 、合力の作用高さ (h) と地盤厚 (H) の比 h/H 、及び壁面摩擦係数 $\tan \delta$ の関係の例を図3.14に示す。 S が大きくなるとともに K は減少し、 S がある程度以上大きくなるとほぼ一定の値となった。また、 $\tan \delta$ は逆に増加して、ある点で極大値をとり、その後若干減少した。一方 h/H は、図3.15に示すように一旦1/3 (物部・岡部式より導かれる値) よりも小さくなったのちに、再び増加して1/3以上となる場合 (タイプI) と、1サイクル中の最大値と最小値が1/3をはさんだまま若干変化する形となる場合 (タイプII) とがあった。

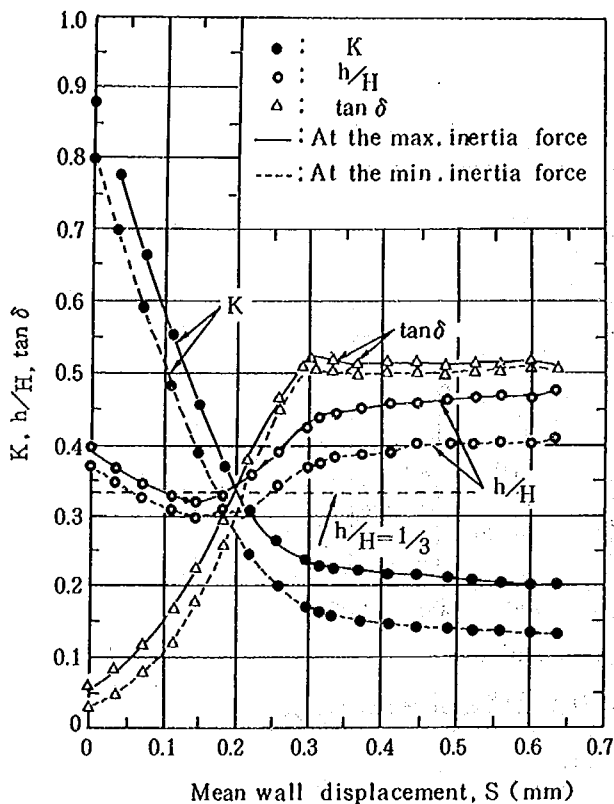


図3.14 Ichiharaらの実験結果の例²⁷⁾

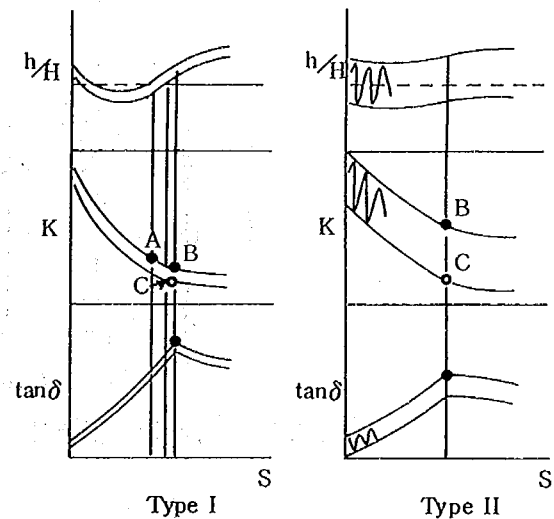


図3.15 実験結果に基づいて分類された2通りの地震時土圧特性²⁷⁾

彼らは、上記のいずれの場合でも、 $\tan \delta$ が極大値をとり、かつ K が1サイクル中で最大になった時点 (図中のB点) における土圧が耐震設計に用いるべき地震時主働土圧であるとして、物部・岡部式による計算値との比較を行った。結果を図3.16に示す。B点での土圧係数の実験値は、 ϕ 及び δ を一定とした計算値とほぼ一致した。一方、 K が1サイクル中で最小になった時点 (C点) における土圧係数の実験値は、式(3.2)で θ_0 を負の値とした計算値とは一致せず、加振加速度によらないほぼ一定の値となった。なお、これらの時点における S は図3.17に示すように0.3~0.4mm程度で、 H の1/1000以下であった。

さらに彼らは、 S が0.1mm以下で h/H が初めて1/3となった時点における土圧の1サイクル中で

の最大値を、剛に固定された擁壁の耐震設計に用いる地震時静止土圧として、その算定法について検討した。図3.18は、このときの土圧の1サイクル中の両振幅と、前述したB点での両振幅の比を示したものであるが、その値は加振加速度によらずほぼ1.0程度であった。后者の両振幅は、図3.16より物部・岡部の地震時主働土圧と常時の主働土圧の差として近似できることから、壁背面が鉛直（ $\alpha = \pi/2$ ）で鉛直震度 k_v を考慮しないときの地震時静止土圧の水平成分 $P_{0E, h}$ の算定法として次式が提案された。

$$P_{0E, h} = \frac{1}{2} \gamma H^2 + \left[K_0 + \frac{1}{2} (K_{AE} - K_A) \right] \quad \cdots \text{式(3.10)}$$

ここに、 K_0 ：常時の静止土圧、 K_A ：常時の主働土圧である。

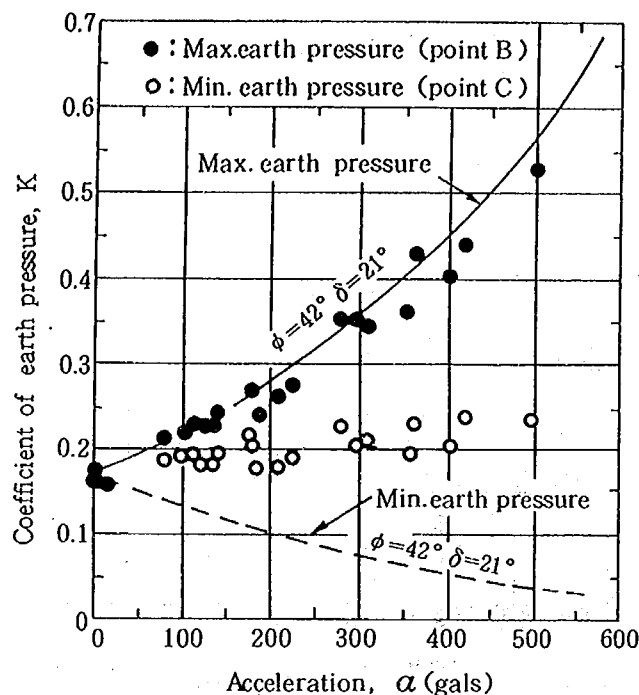


図3.16 地震時主働土圧合力係数の実験値と計算値の比較²⁷⁾

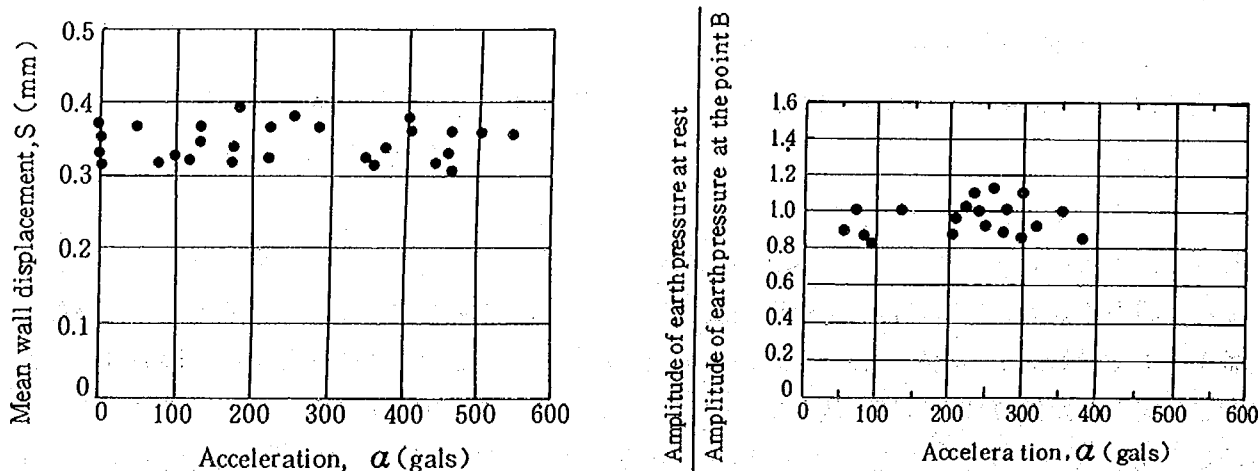


図3.17 壁面摩擦角が最大になった時点における平均壁変位量²⁷⁾

図3.18 静止土圧状態と主働土圧状態の地震時土圧振幅の比率²⁷⁾

合力の作用高さについても、彼らは図3.19のように常時の土圧が三角形分布、地震時の土圧増分が等分布となり、さらに土圧合力は物部・岡部式により算定できるものと仮定することにより、主働状態での土圧合力の作用高さを次式で求めることを提案した。実験値との比較を図3.20に示すが、加振加速度が大きくなると作用高さが大きくなる点が、良く一致している。

$$h = \left\{ \frac{1}{2} - \frac{K_A}{6 \cdot K_{AE}} \right\} \cdot H$$

同様に、地震時静止土圧合力の作用高さは次式となる。これと実験値の比較、及び式(3.10)で土圧係数に相当する右辺の[]内の値と実験値との比較を図3.21に示すが、両者とも比較的良い一致を示している。

$$h = \frac{\frac{1}{3} K_A + \frac{1}{4} (K_{Ae} - K_A)}{K_A + \frac{1}{2} (K_{Ae} - K_A)} \cdot H$$

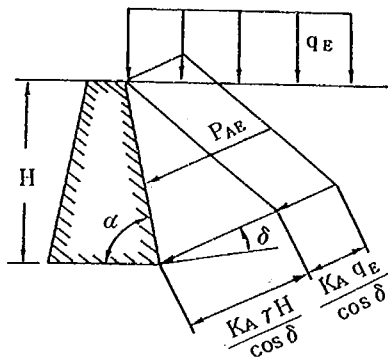


図3.19 常時の土圧及び地震時の土圧増分の深度方向分布の仮定²⁷⁾

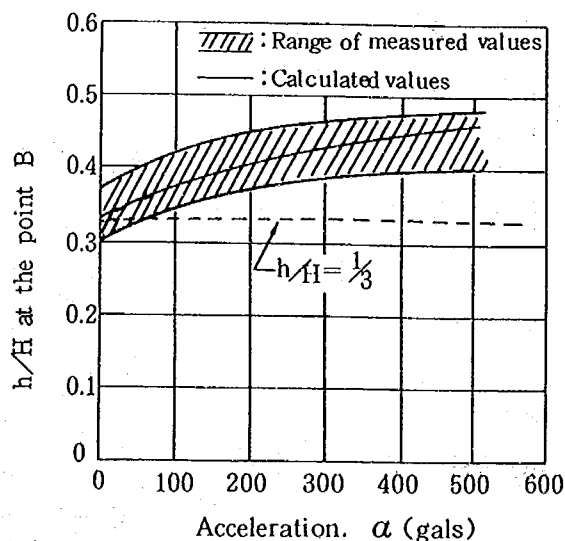


図3.20 地震時主働土圧の作用高さの実験値と計算値の比較²⁷⁾

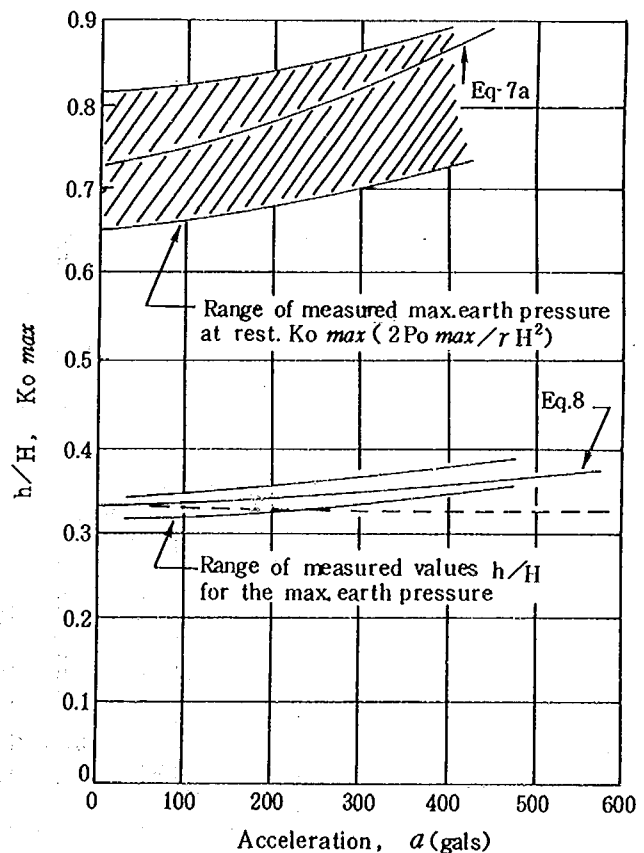


図3.21 地震時静止土圧の作用高さの実験値と計算値の比較²⁷⁾

当麻ら²⁸⁾は、内径3 mの円筒形のせん断土槽内の地盤に、図3.22に示すような原子力発電所の取水路を想定したダクト模型を埋設した模型振動実験を、周波数を変えた正弦波及びいくつかの不規則波を加振波形として行った。その結果、ダクトの側面に作用する動土圧（常時の土圧からの変化分）は、図3.23に示すように上部と下部で位相が反転する場合があります、その分布は地盤に対するダクトの相対変位の分布とほぼ同じ形状となることを示し、これらの現象は、図3.24に示すような応答変位法的な動土圧の発生機構を考えることにより説明できるとした。

岩楯²⁹⁾は、図3.25に示す直径5 m、高さ2.5 m、板厚1.2 cmの鋼製半地下タンク模型の起震実験を行い、タンクのひずみと応答加速度、及びタンクに作用する土圧の測定を行った。タンクの底版を起震源として直接起震したときの、共振点付近の起震周波数における測定結果を図3.26に示す。動土圧は三角形分布とはならず、その大きさも最大 10^{-2} kgf/cm²程度で極めて小さかった。また、タンクを周囲の地盤とバネで連結したモデルを用いて固有値解析と応答解析を行い、結果が実験値と良く対応したことを示した。

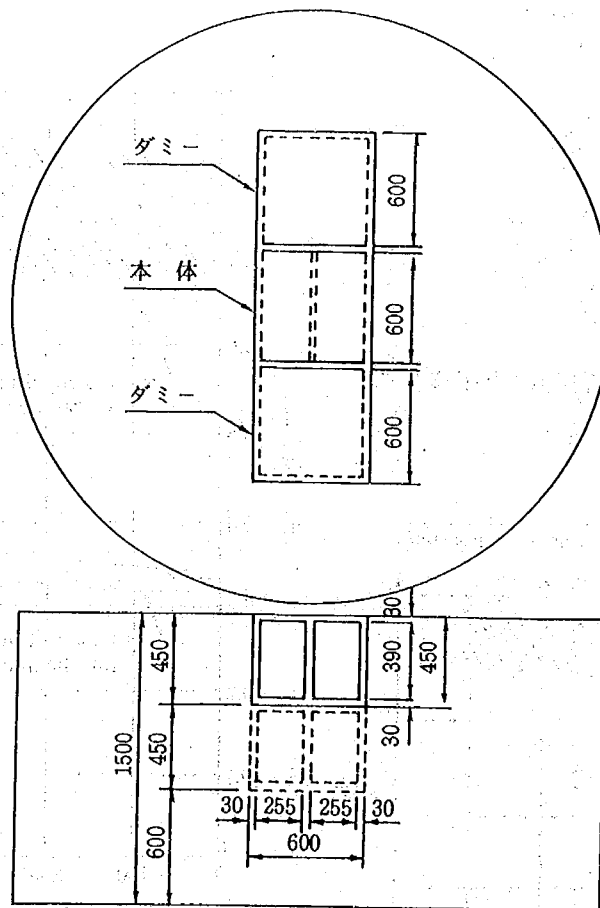


図3.22 当麻らの用いた実験模型²⁸⁾

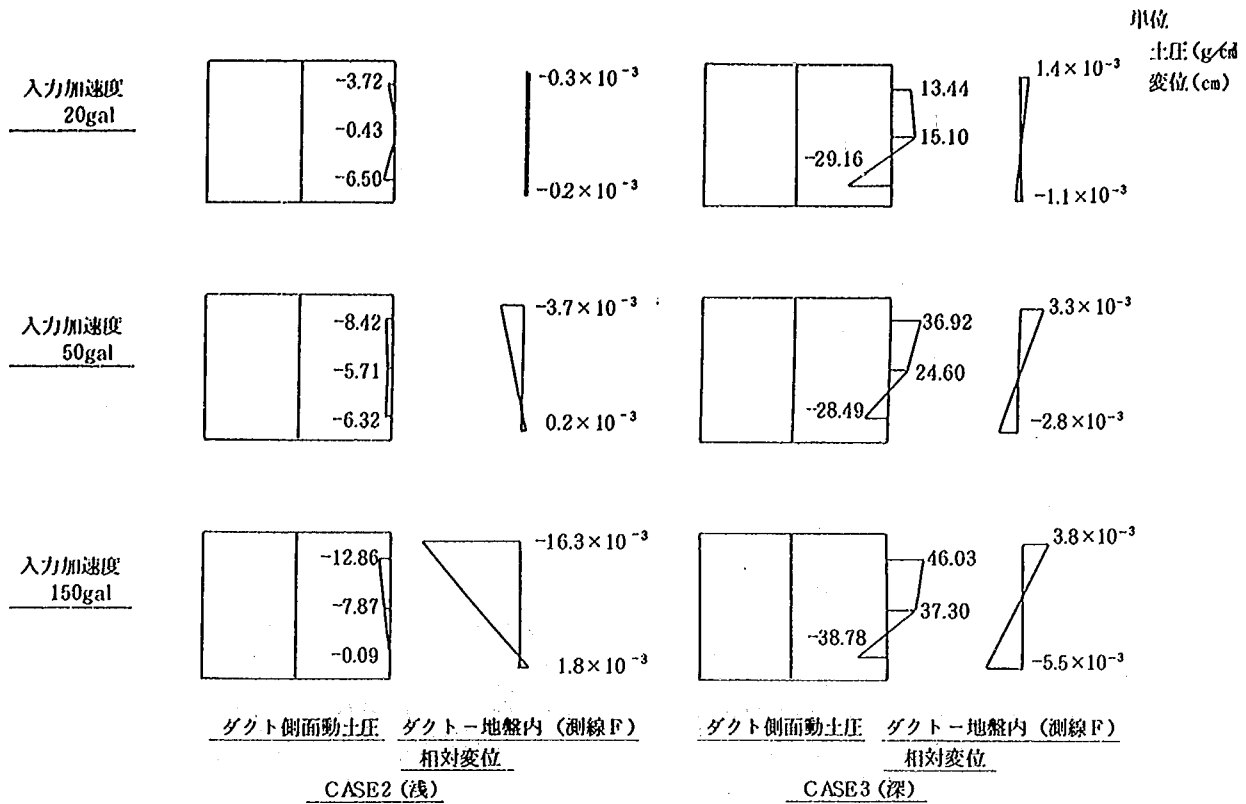


図3.23 ダクトの側面に作用する動土圧及び地盤とダクトの相対変位の深度方向分布²⁸⁾

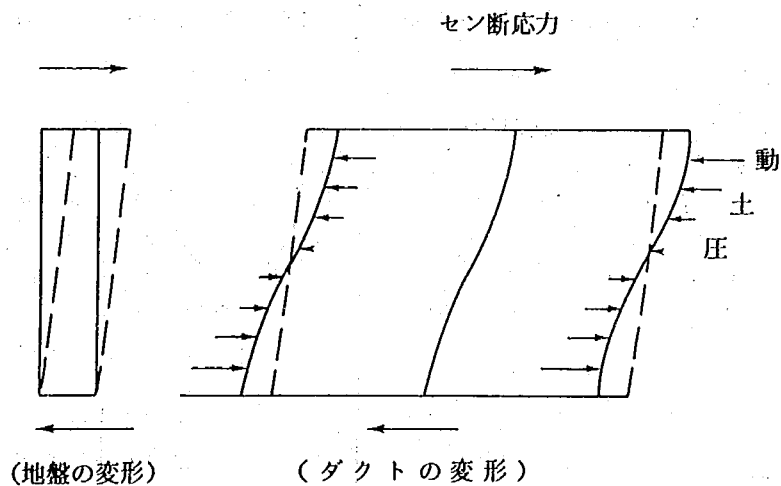


図3.24 動土圧の発生機構の模式図 (上載土がある場合)²⁸⁾

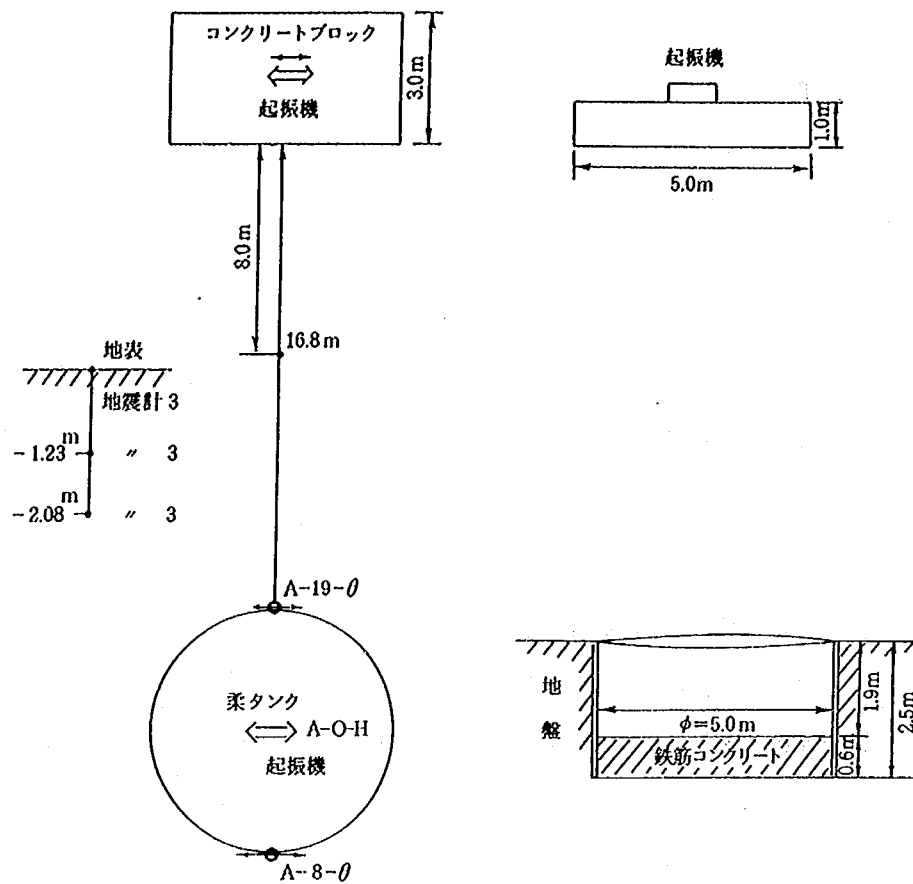


図3.25 岩楯が実施した起震実験の概要²⁹⁾

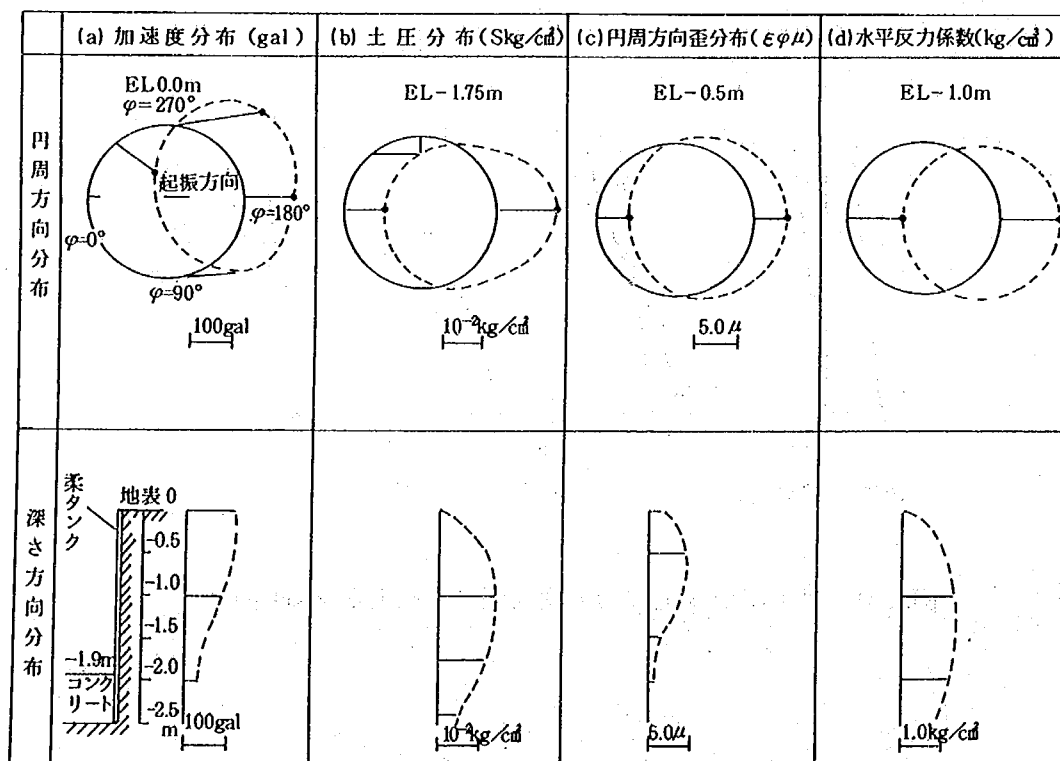


図3.26 タンク底版を起震源とした場合の測定結果の例²⁹⁾

彼はさらに、長方形断面のせん断土槽内の地盤に半地下タンク模型を埋設した模型振動実験（図3.27参照）と、箱形の小型及び大型土槽内の地盤に剛な地中構造物模型を埋設した模型振動実験（図3.28参照）を、正弦波及び不規則波を加振波形として行った。前者では、剛性の小さいタンクに作用する動土圧は図3.29のように振動数依存性が強く、共振点では地表付近の動土圧が極端に増大すること、一方、剛性の大きいタンクに作用する動土圧は図3.30のように振動数依存性がほとんどなく、ある深度まではほぼ三角形分布をしていることを示した。剛性が大きいタンクでは、図3.31に示すように、岩着を想定して構造物模型を土槽の底面に固定した場合の動土圧は構造物の中央高さ付近で最大となるような分布で、一方、非岩着を想定して砂地盤上に構造物模型を設置した場合の動土圧は構造物の底面付近で最大となる分布であることを示した。また、これらの実験を対象として有限要素法を用いた等価線形応答解析を行い、周辺地盤が破壊に至らない範囲では、図3.32及び図3.33のように解析値が実験値とほぼ一致したことを示した。

風間ら³⁰⁾は、ケーソン基礎や深層混合処理工法による改良地盤などの根入れのある剛体構造物を想定して、地盤バネを介して図3.34のようにモデル化し、重複反射理論により求めた自由地盤の応答変位を地盤バネに強制変位として作用させる解析を行った。構造物の両側面に作用する動土圧合力の最大値と構造物自身の慣性力の最大値の比率の算定結果を図3.35に示す。地震動の周波数が低くなるほど動土圧合力が支配的となり、また、(a)と(c)の比較より地盤のせん断波速度が高く地盤バネが大きくなるほど高い周波数まで動土圧合力が支配的となった。この図は動土圧合力と慣性力の最大値のみに着目して整理したものであるが、これらには例えば図3.36に示すような位相差があり、特に構造物の固有振動数付近では逆位相となる結果が得られた。彼らは、有限要素法を用いた応答解析結果、及び地震観測の結果と比較することにより、この解析手法の妥当性を検証している。

彼らはさらに、図3.37に示す模型の加振実験^{31), 32)}を、周波数を変えた正弦波を入力波として行い、土圧計と荷重計を用いてケーソン模型の側面に作用する土圧分布と土圧合力を測定した。その結果、加振周波数によらず動土圧合力とケーソン模型の慣性力が逆位相となること、及び、例えば図3.38のようにケーソン模型と地盤の相対変位の分布形状が動土圧分布と良く対応することを示した。また、ケーソン模型の前面に地盤がある場合も、図3.39のように相対変位と動土圧の分布が良く対応し、前述した剛体—地盤バネモデルによる取扱いが可能であることを示した³³⁾。

松澤ら³⁴⁾は、砂地盤中に根入れした基礎模型の加振実験を3Hzの正弦波を用いて行い、側面に作用する土圧と、基礎模型の応答変位、応答加速度の位相特性について検討した。実験模型を図3.40に示す。実験は、表3.2に示す3つの基礎模型モデルについて行った。モデル1とモデル2では基礎模型底面と側面の摩擦条件が変えてある。300galで加振したときの各モデルの応答加速度と、荷重計で測定した土圧合力より求めた水平土圧係数 K 、合力の作用高さ(h)と根入れ深さ(H)の比 h/H 、及び壁面摩擦係数 $\tan \delta$ の位相関係を図3.41に示す。モデル1では図3.40で左向きの加速度が最大となり、基礎模型左側方の砂に作用する慣性力が基礎模型の方向に最大となったときに、左側面で測定した K が最大となったが、モデル2及び3では慣性力と K の位相が逆転した。前者は、物部・岡部式による地震時主働土圧の位相と一致し、この場合には両側面で測定した土圧合力の差は、基礎模型の慣性力と同じ方向に作用した。一方、後者では、土圧合力の差は基礎模型の慣性力と反対方向に作用した。

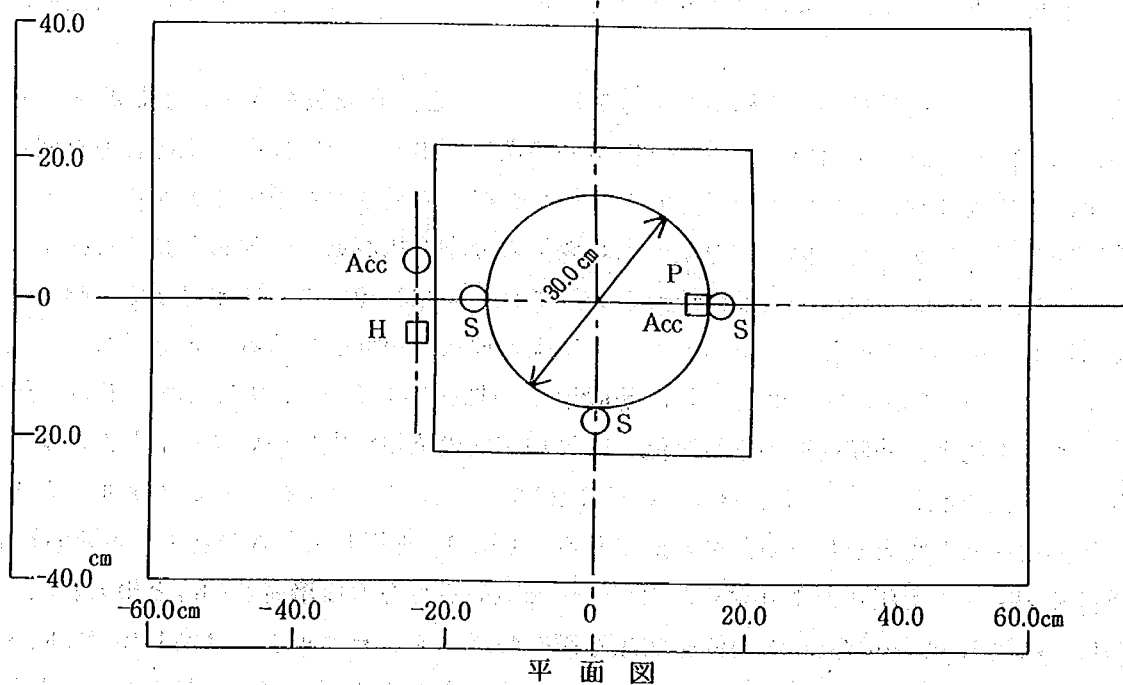
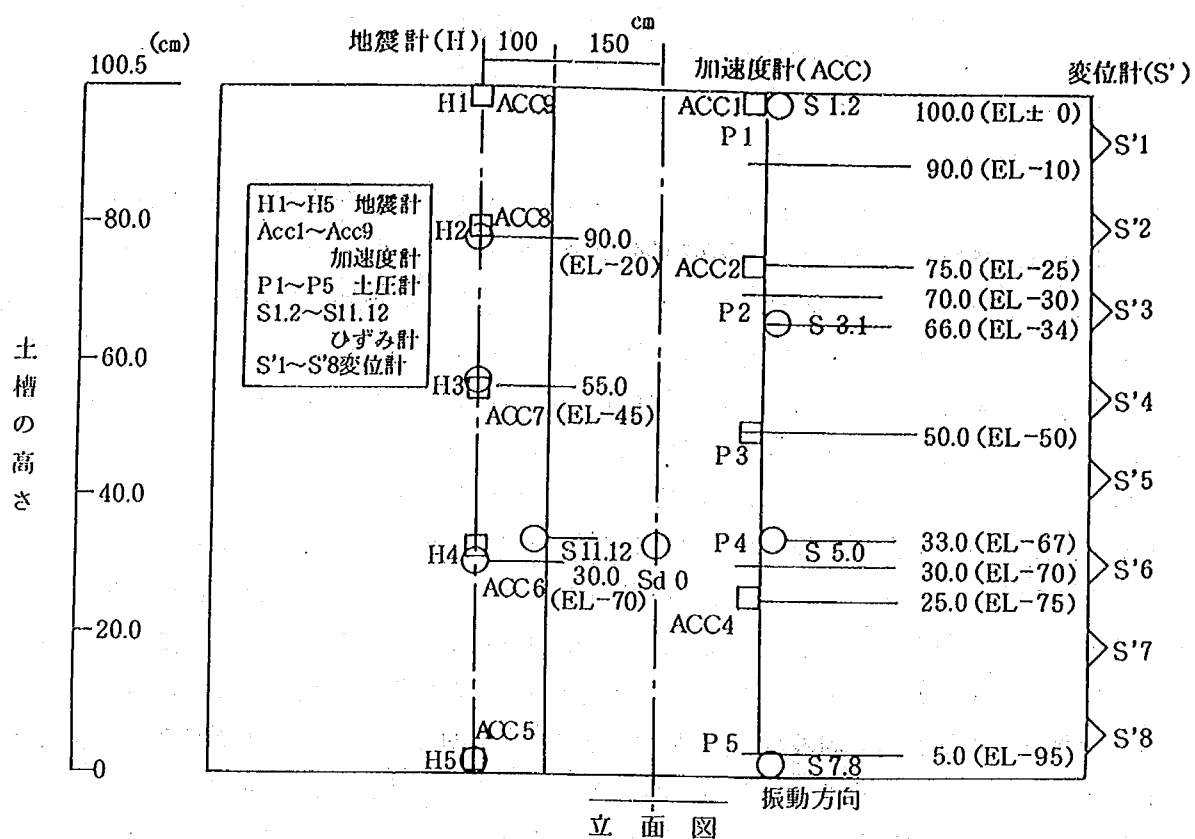


図3.27 岩楯が模型振動実験に用いたタンク模型 (せん断土槽)²⁹⁾

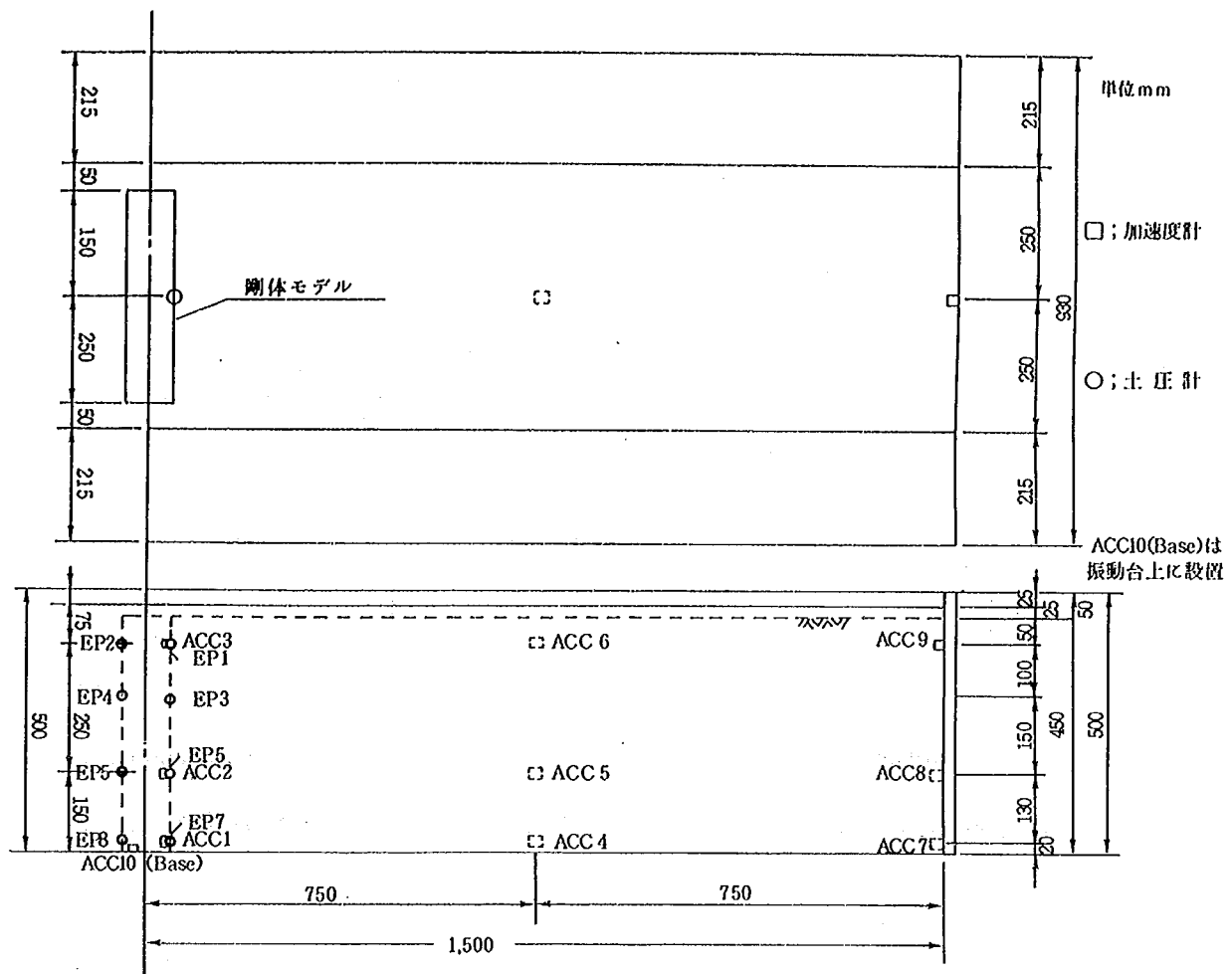


図3.28 岩楯が模型振動実験に用いた剛体模型（箱形土槽）²⁹⁾

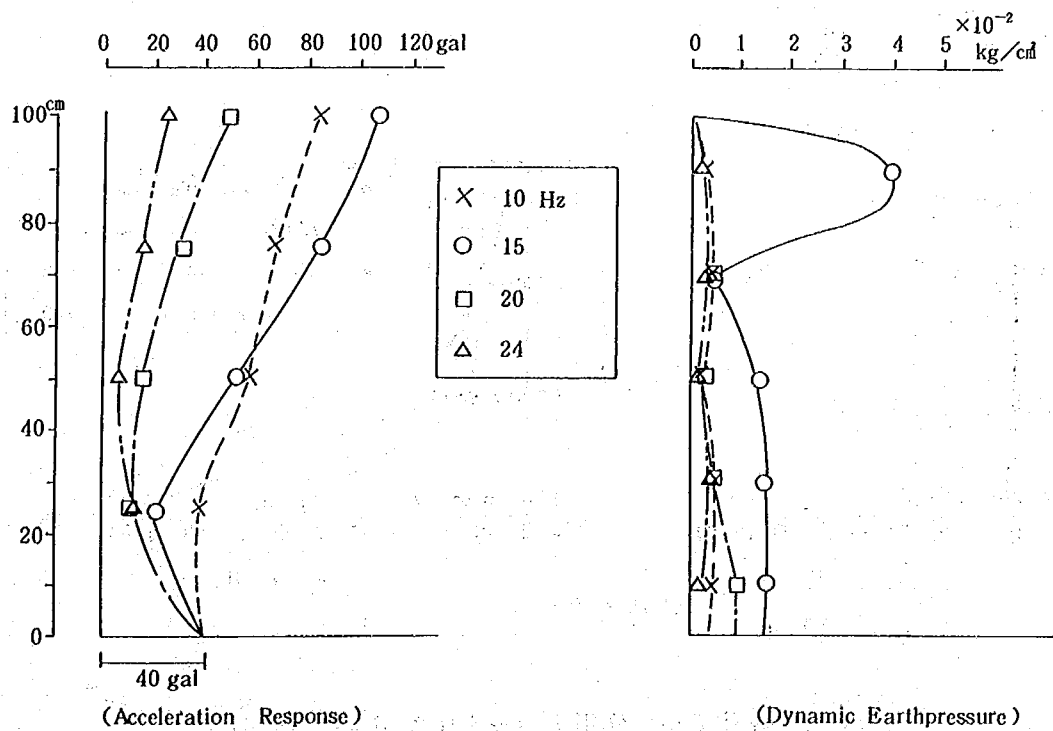


図3.29 剛性の小さいタンク模型に作用する動土圧の測定結果の例²⁹⁾

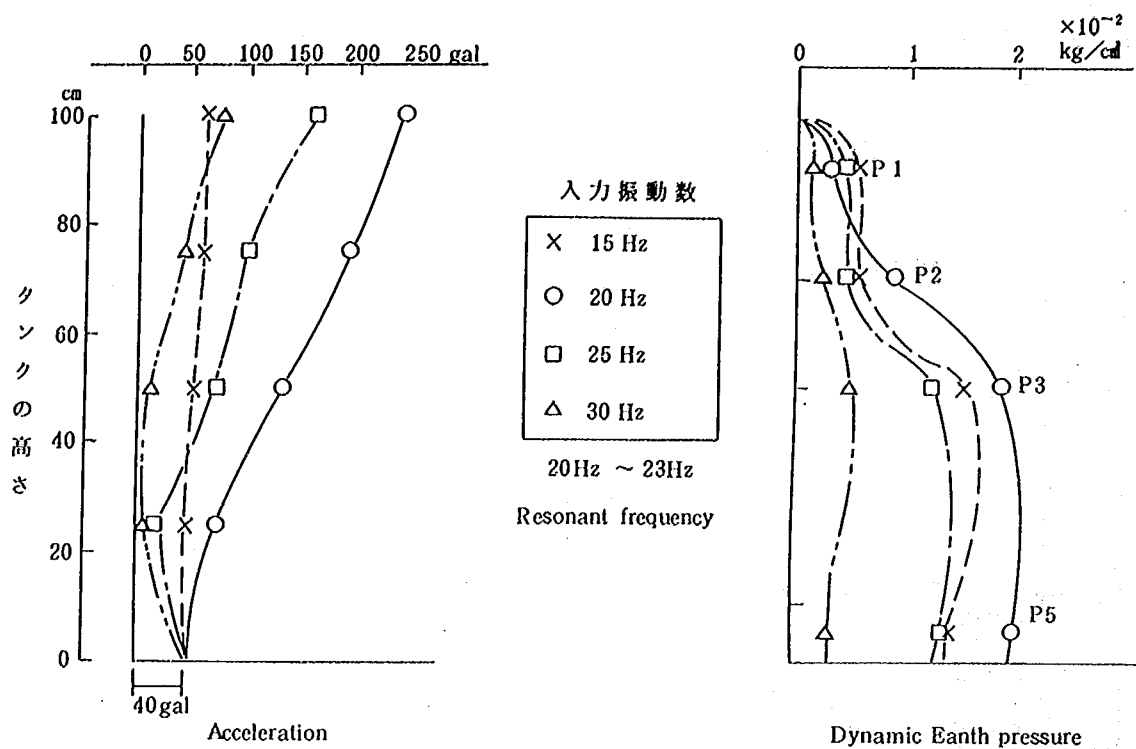


図3.30 剛性の大きいタンク模型に作用する動土圧の測定結果の例²⁹⁾

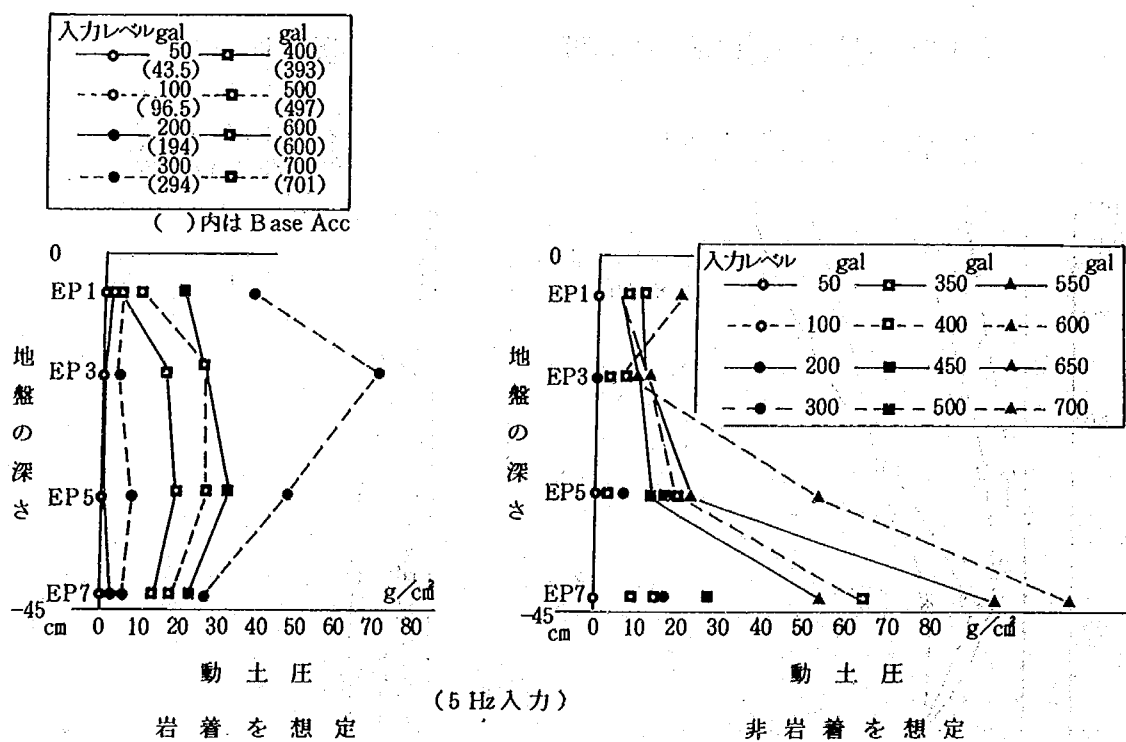


図3.31 剛体模型に作用する動土圧の測定結果の例²⁹⁾

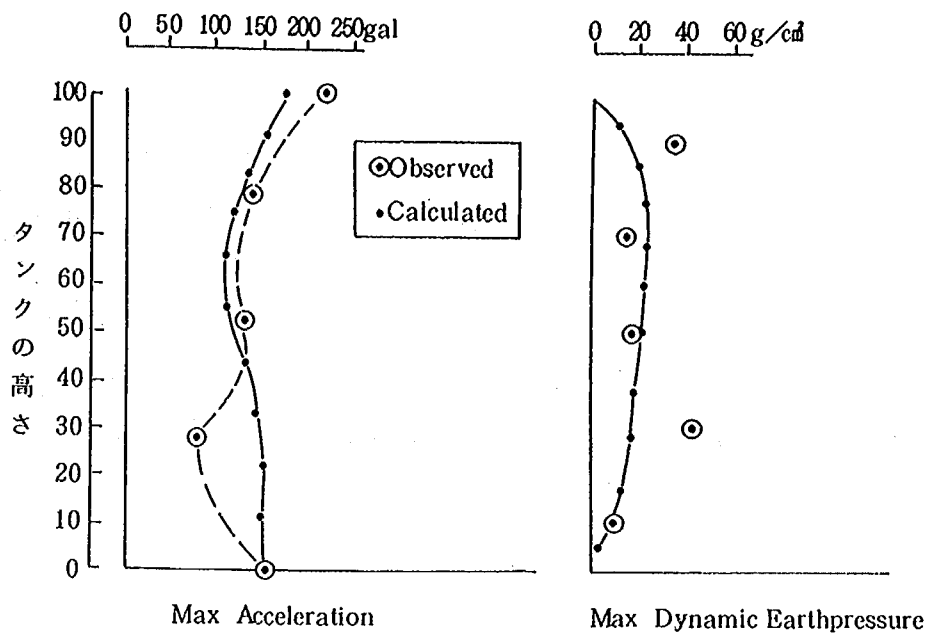


図3.32 タンク模型の最大応答加速度と動土圧の実験値と解析値の比較²⁹⁾

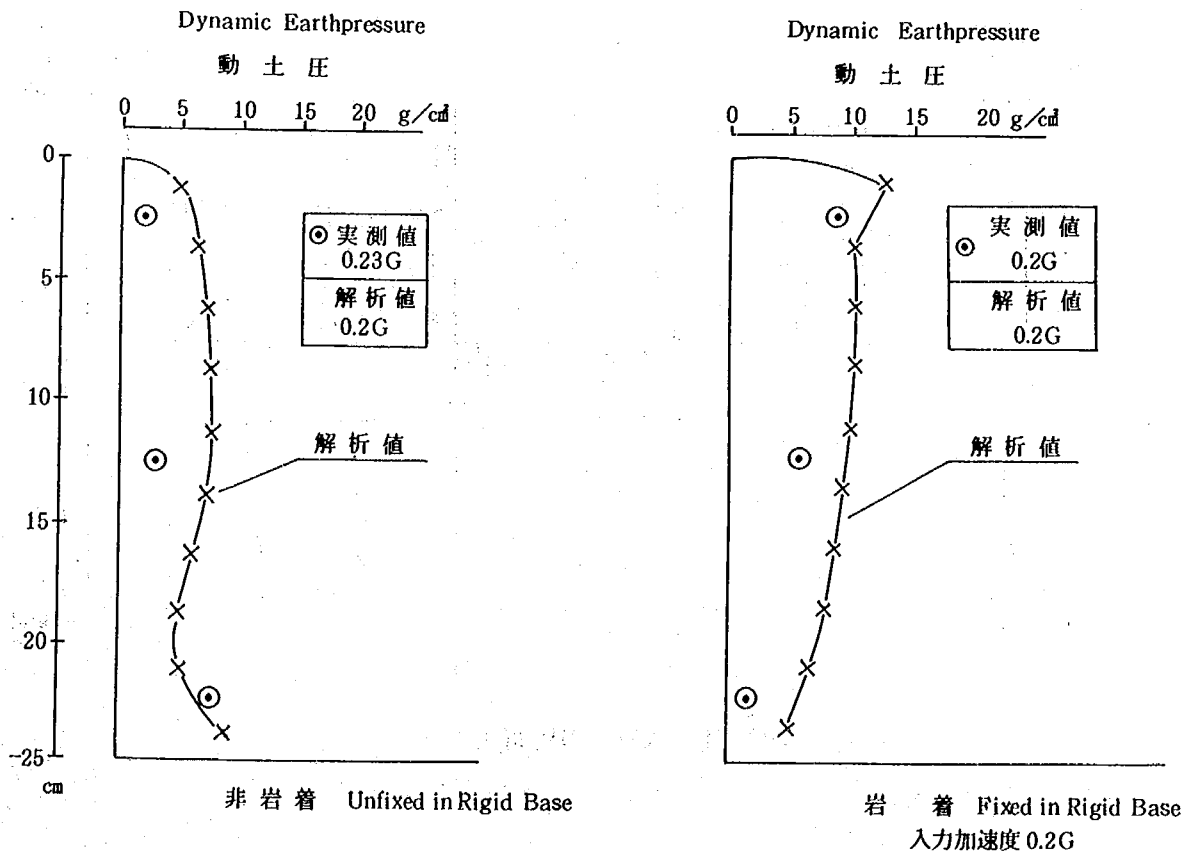


図3.33 剛体模型の動土圧の実験値と解析値の比較²⁹⁾

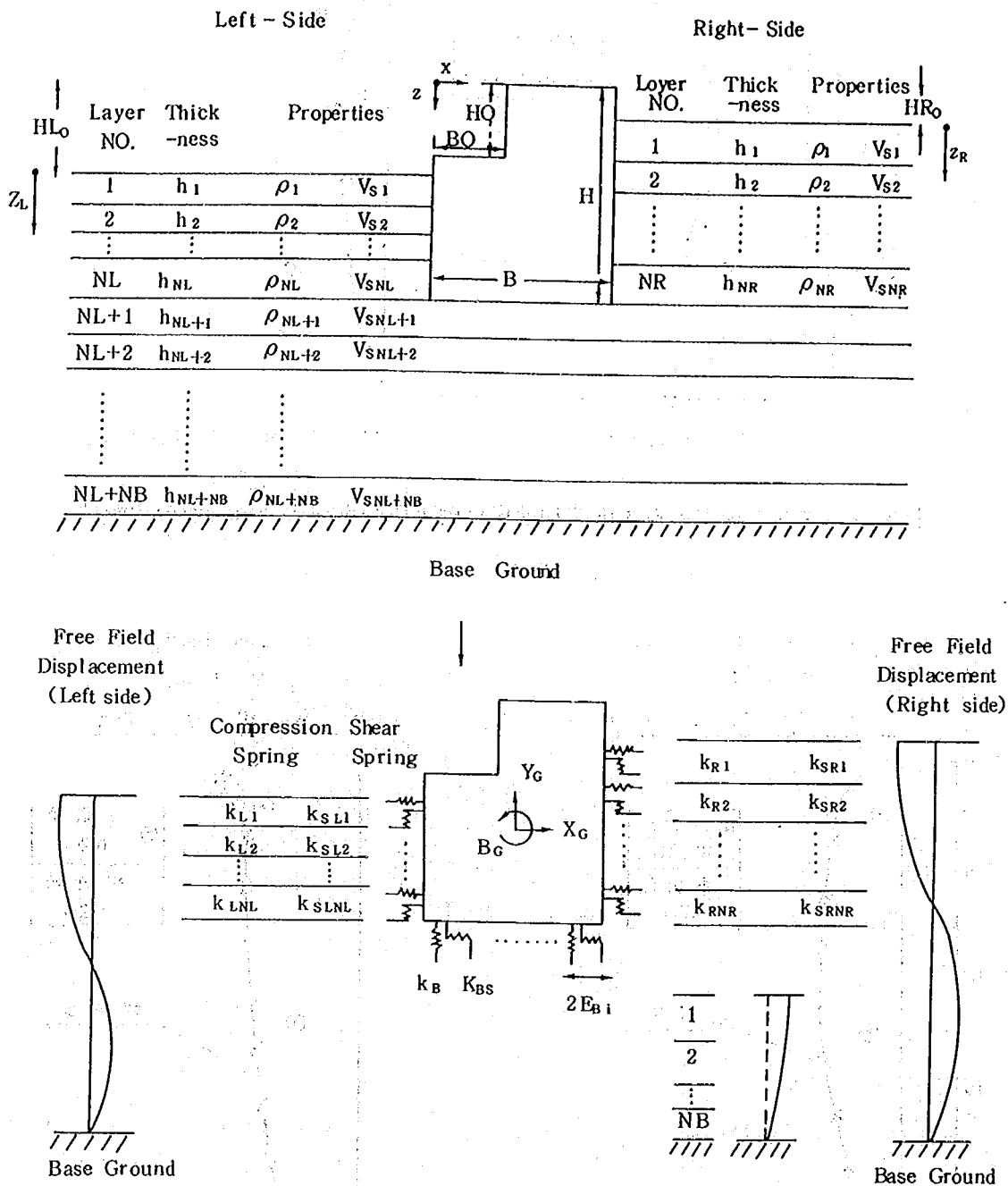


図3.34 風間らの解析モデル³⁰⁾

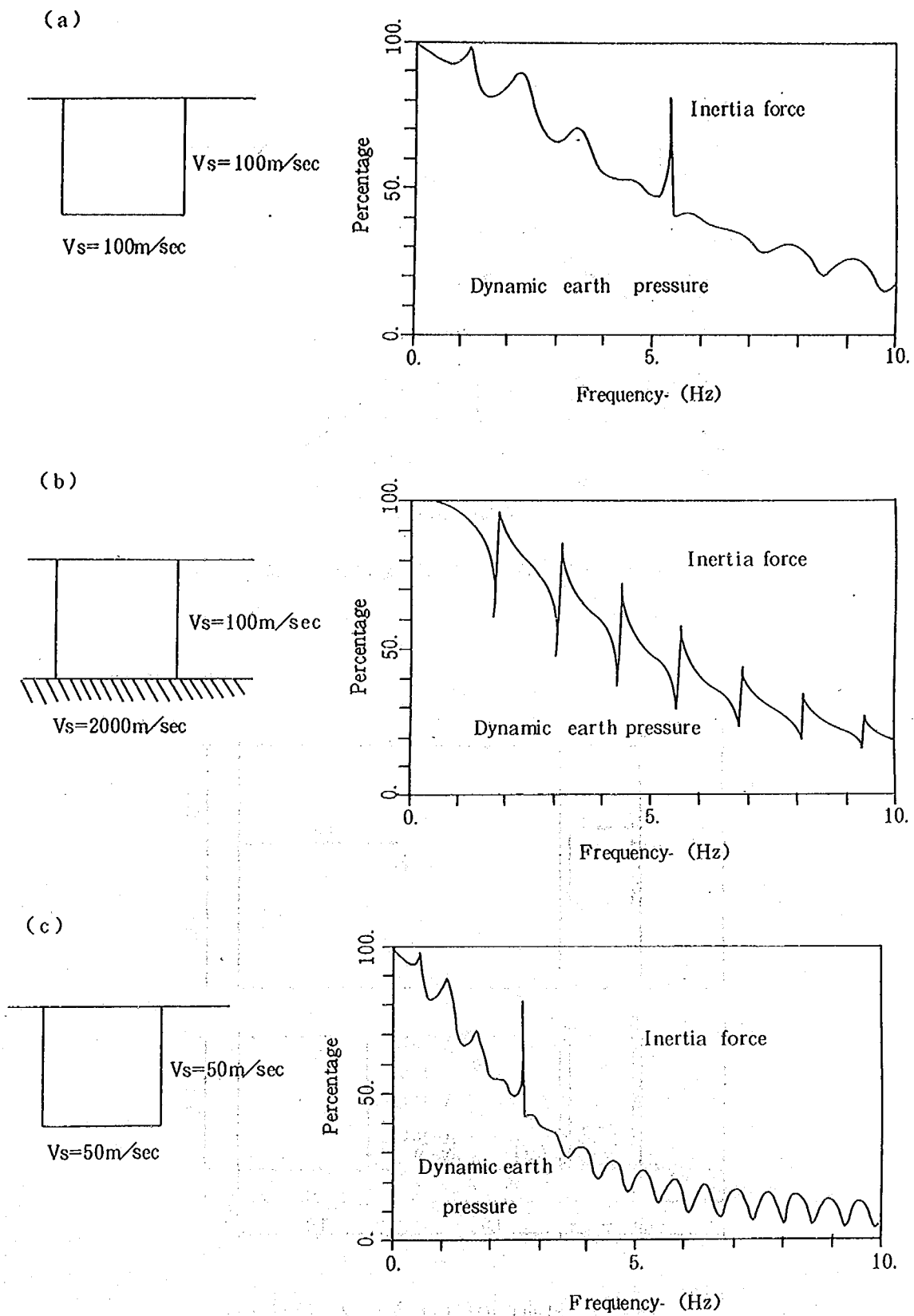


図3.35 動土圧合力の最大値と慣性力の最大値の関係³⁰⁾

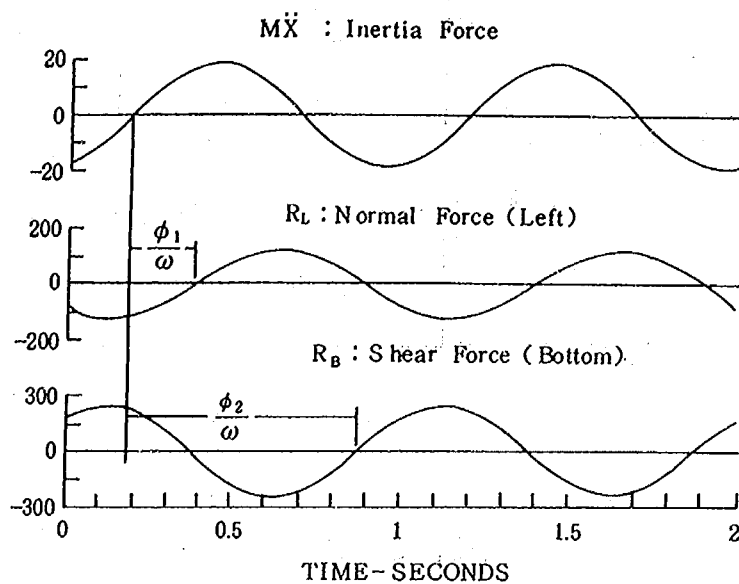


図3.36 慣性力と動土圧合力及び底面摩擦力の位相関係³⁰⁾

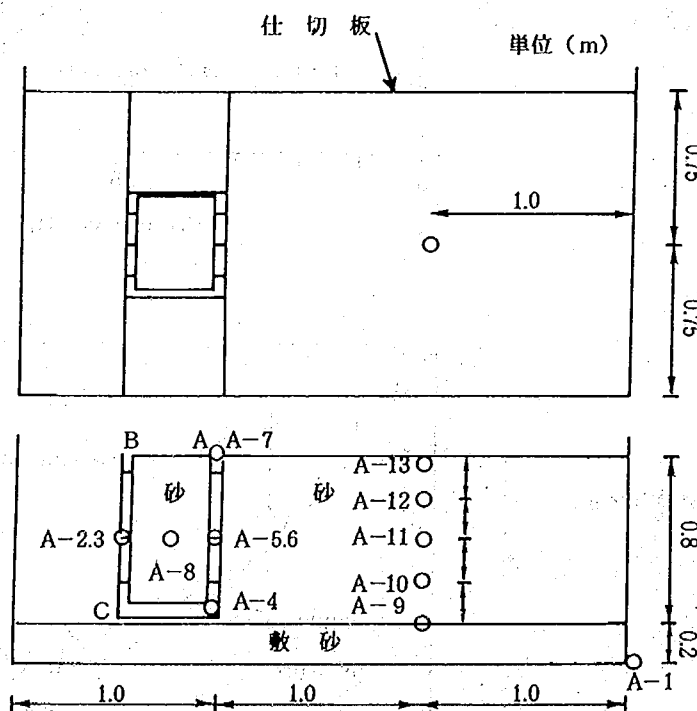


図3.37 風間らの用いたケーソン模型³²⁾

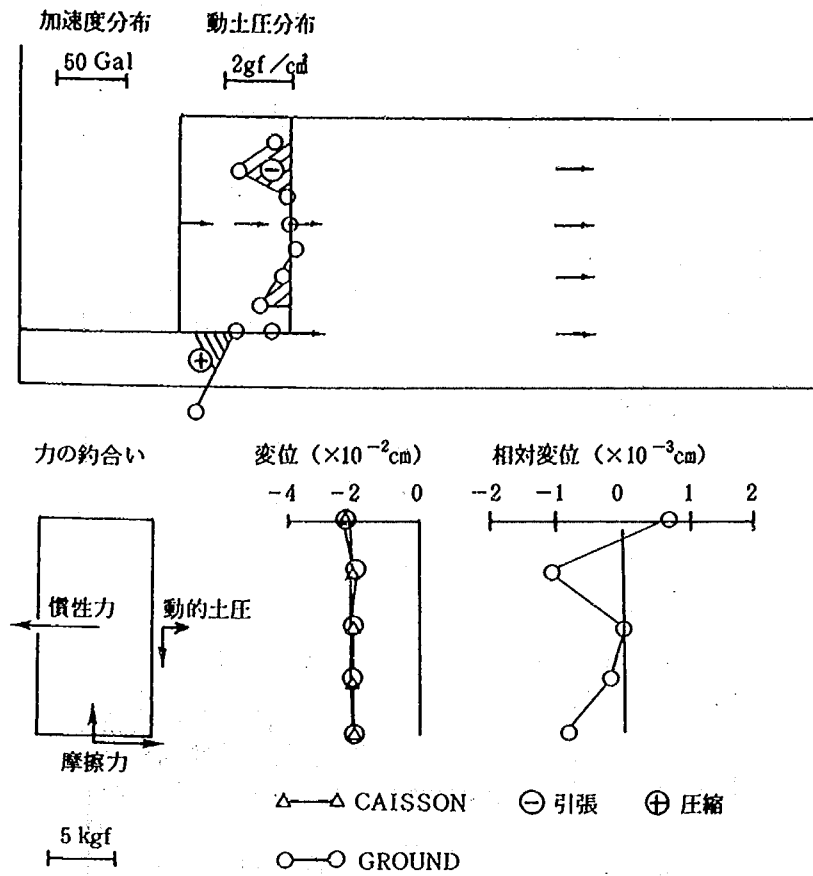


図3.38 ケーソン模型の前面に地盤がない場合の測定結果の例^{3,2)}

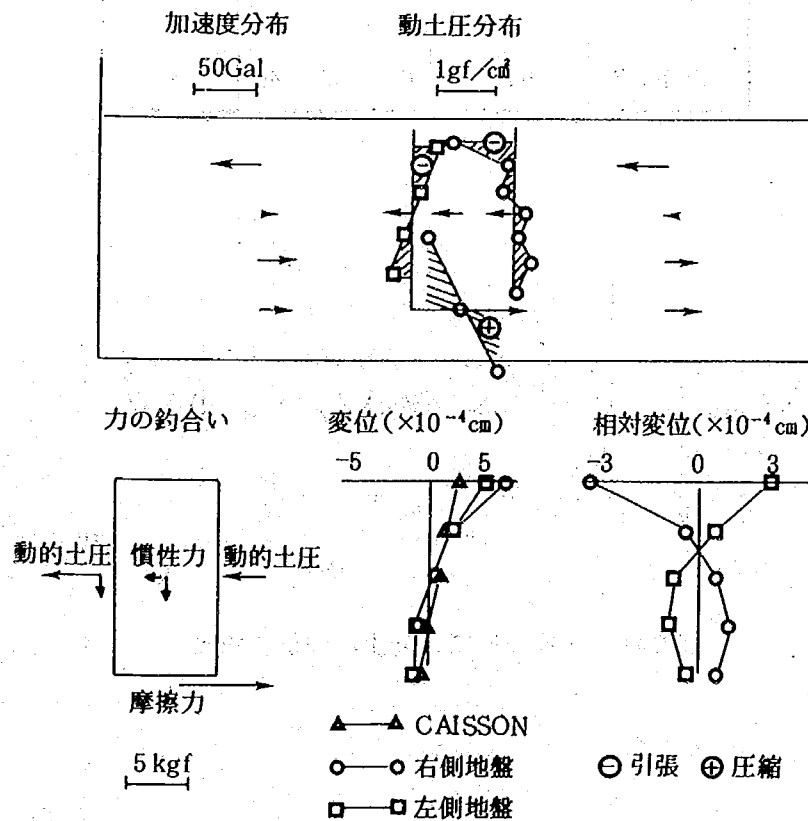


図3.39 ケーソン模型の前面に地盤がある場合の測定結果の例^{3,2)}

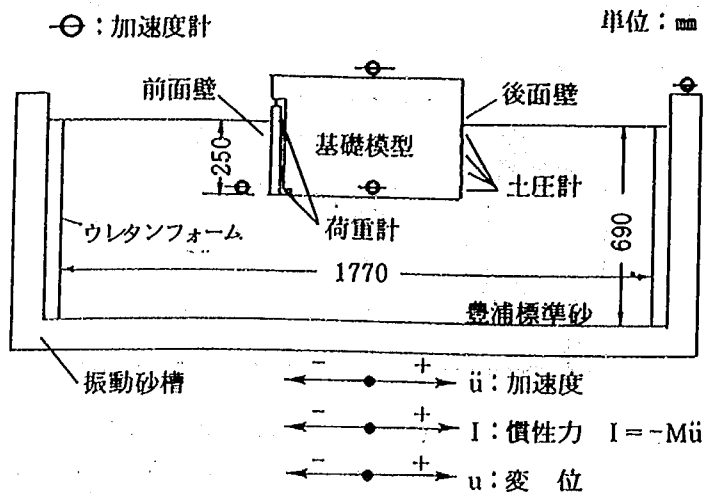


図3.40 松澤らの用いた基礎模型³⁴⁾

表3.2 松澤らの用いた基礎模型の条件³⁴⁾

	重 量 (kgf)	寸 法 奥行×幅×高さ (cm)	基礎模型 図 面 の 摩擦軽減
Model 1	170.7	60 × 60 × 40	×
Model 2	170.7	60 × 60 × 40	○
Model 3	97.7	60 × 30 × 40	×

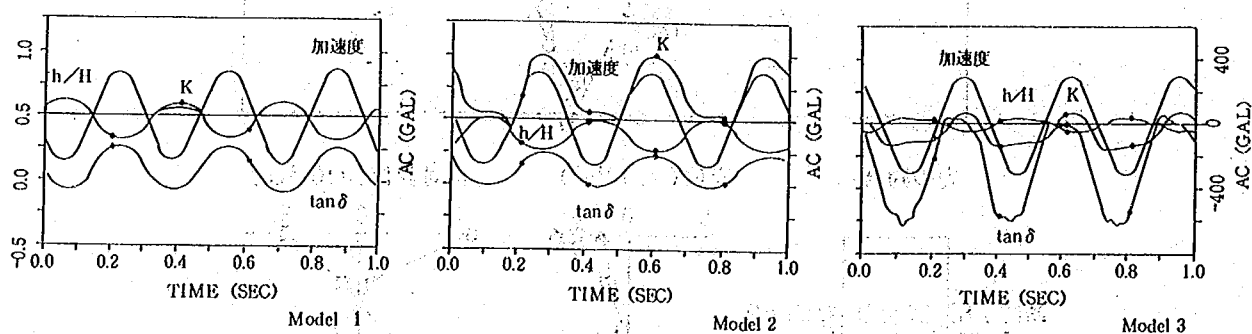


図3.41 応答加速度と動土圧の位相関係³⁴⁾

原ら³⁵⁾は、シリコンゴムを支持地盤とした上に鋼製の建屋模型を設置し、建屋周辺を豊浦砂で埋め戻した図3.42のようなモデルの周波数を変えた正弦波による加振実験結果を対象に、有限要素法を用いた等価線形応答解析を行った。その結果、図3.43に示す非線形連結要素を構造物と地盤の境界部に用いると、用いない場合と比較して、図3.44のように構造物の共振周波数の解析値が実験値と近づくこと、及び図3.45のように特に加振加速度の大きいときに動土圧の最大値の分布の解析値が実験値と近づくことを示した。

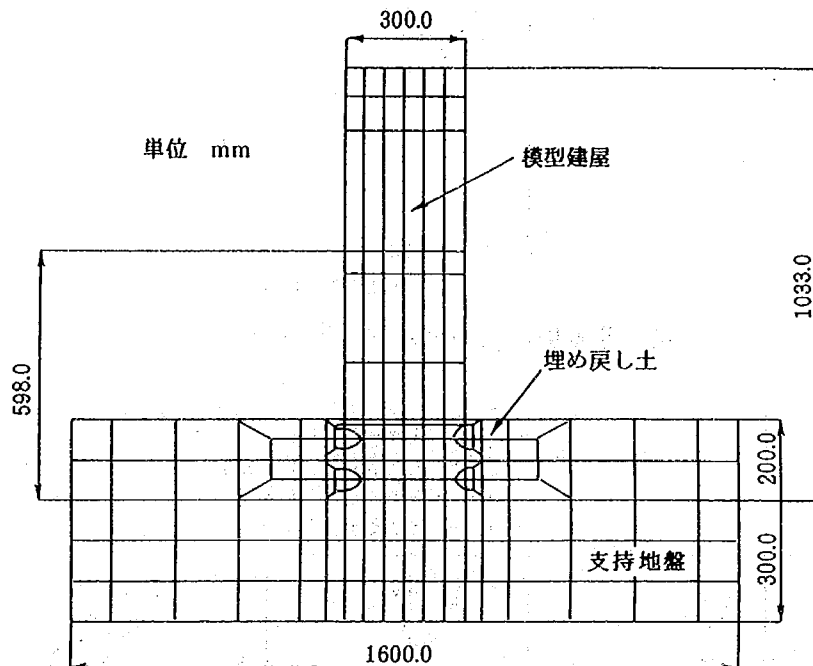


図3.42 原らの実験・解析モデル³⁵⁾

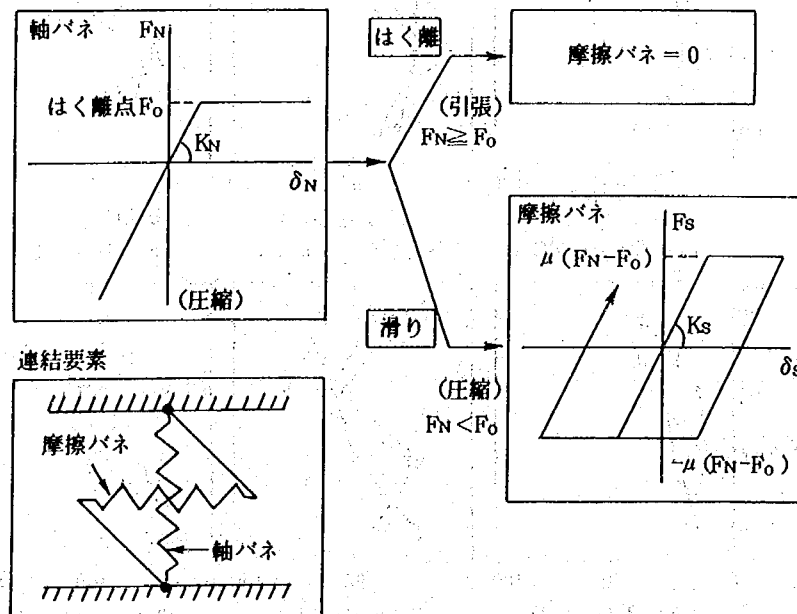


図3.43 非線形連結要素のメカニズム³⁵⁾

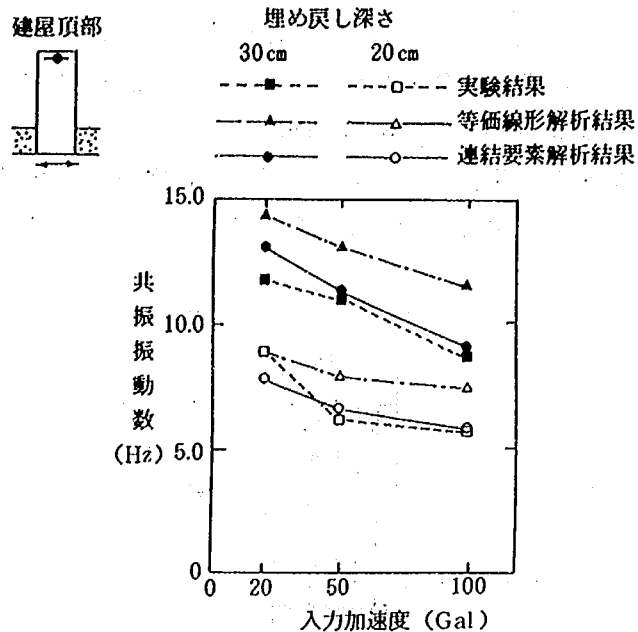


図3.44 共振周波数の実験値と解析値の比較^{3.5)}

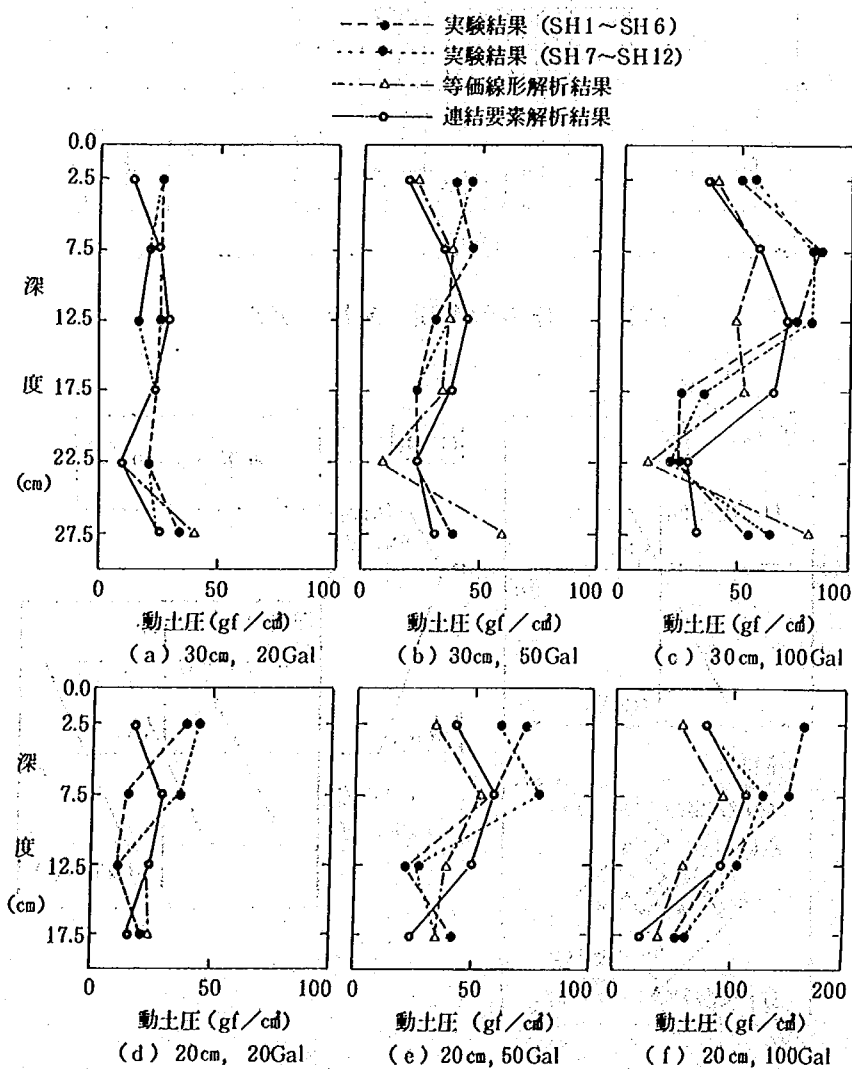


図3.45 最大動土圧の実験値と解析値の比較^{3.5)}

渡辺ら^{36), 37), 38)}は、せん断土槽内に図3.46に示す模型を作成して正弦波を用いた共振実験を行い、埋め込み深さと剛性を変化させた場合に地中構造物模型に作用する動土圧を測定した。その結果、地中構造物の上下板に作用する地盤のせん断力を地中構造物がその剛性の大小に従って支持する程度に応じて水平方向の動土圧が発生し、例えば構造物を深く埋設した場合には、構造物の剛性が小さいと構造物の上下板に作用するせん断力が構造物を地盤以上に変形させようとしてこれを阻止する向きに動土圧が生じ、逆に構造物の剛性が大きいと構造物の変形を促進する向きに動土圧が生じて、図3.47に示すように位相が逆転することを示した。また、実験を対象に有限要素法による応答解析を行い、このような位相の逆転が図3.48に示すようにうまく表現できることを示すとともに、線形解析と等価線形解析の比較、及び後者でジョイント要素を用いて構造物と地盤間のすべり・剝離を考慮した場合の検討を行った。

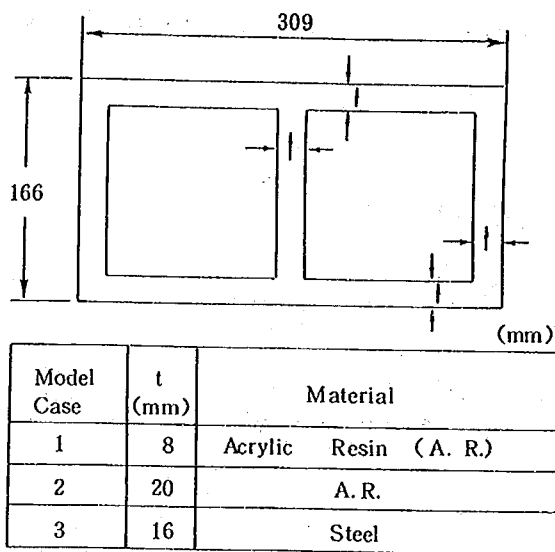


図3.46 渡辺らの用いた地中構造物模型³⁶⁾

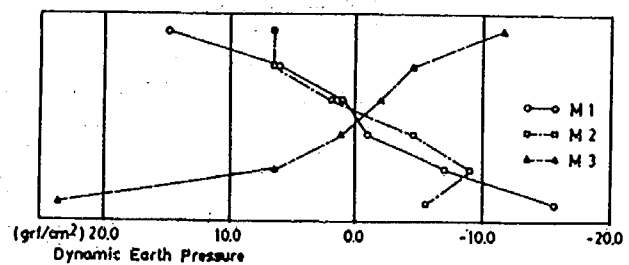


図3.48 線形解析による最大動土圧の深度方向分布³⁶⁾

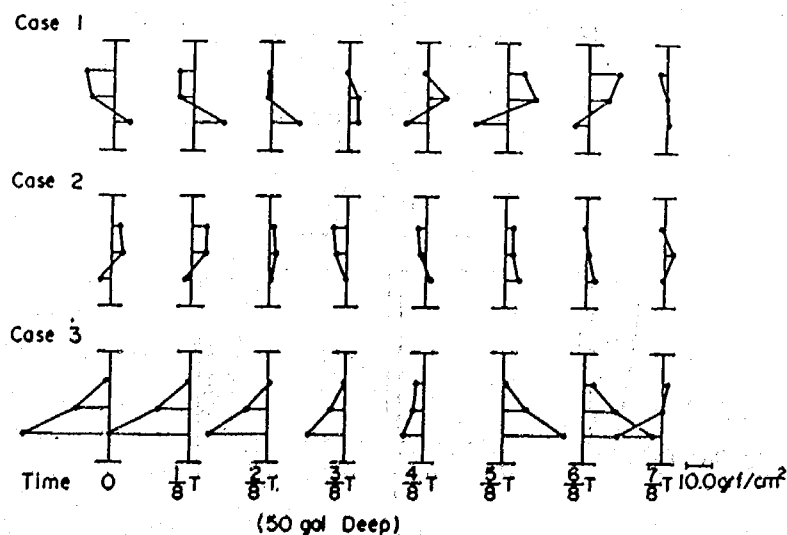


図3.47 地中構造物模型に作用する動土圧の深度方向分布の実験値³⁶⁾

彼らはさらに、上述した地盤せん断力の荷重分担を図3.49のようにモデル化し、図中の式で用いられている係数 α を、構造物と地盤とのせん断剛性比 β の関数として解析結果をもとに定式化した。また、共振状態における地盤と構造物の理論上の相対変位分布と、解析結果を近似するように求めた地盤反力係数を用いることによる動土圧の簡易算定式を導き、一般の地震動入力にこれを適用して速度応答スペクトルから動土圧を評価する手法を示した。

最後に、動的遠心模型実験による検討例を示す。早崎ら³⁹⁾は、図3.50に示す乾燥砂地盤中に根入れした高さ12cm, 厚さ2mmの壁模型にひずみゲージを貼り付けて、加振時の曲げひずみの測定を行った。測定結果の例を図3.51に示す。加振直後に曲げひずみが大きく変化し、その後の変化はあまり見られなかった。また、篠原ら⁴⁰⁾は、図3.52に示す模型に40G (1Gは重力加速度) の遠心加速度を作用させた状態で加振を行った。擁壁模型の高さは重力下では5 mに相当する。土圧計の出力より算定した動土圧合力(加振前の土圧を含む)の測定結果の例を図3.53及び図3.54に示す。裏込め地盤がすべり破壊を生じなかったケースでは加振開始直後に動土圧合力が極大値を示した後に平衡状態に至るのに対し、破壊を生じたケースでは極小値が現れた。

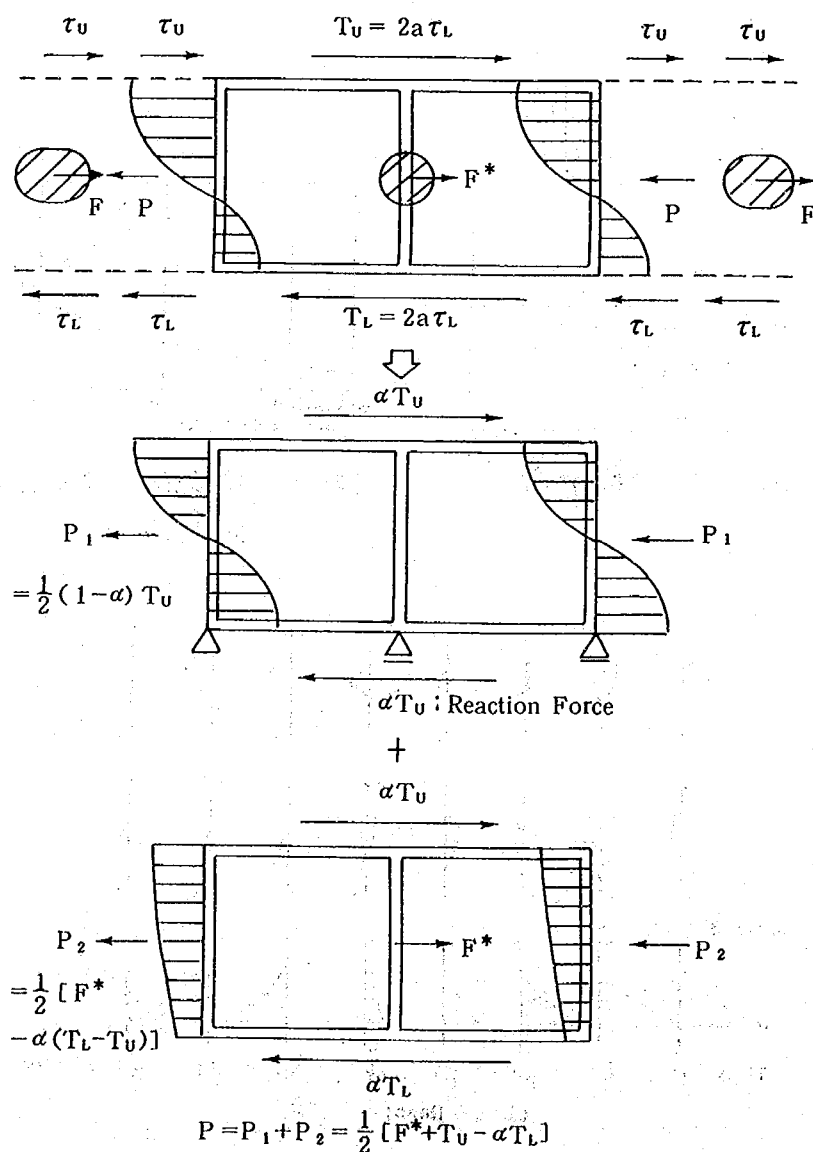


図3.49 地盤せん断力の荷重分担のモデル化³⁹⁾

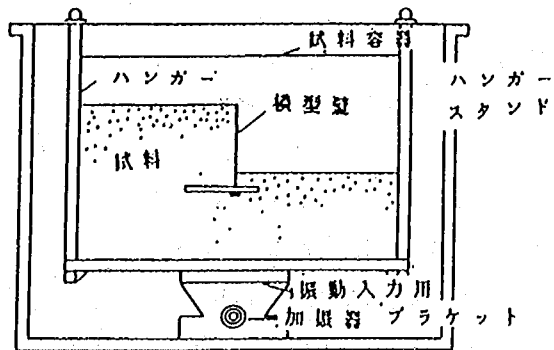


図3.50 早崎らの用いた実験模型³⁹⁾

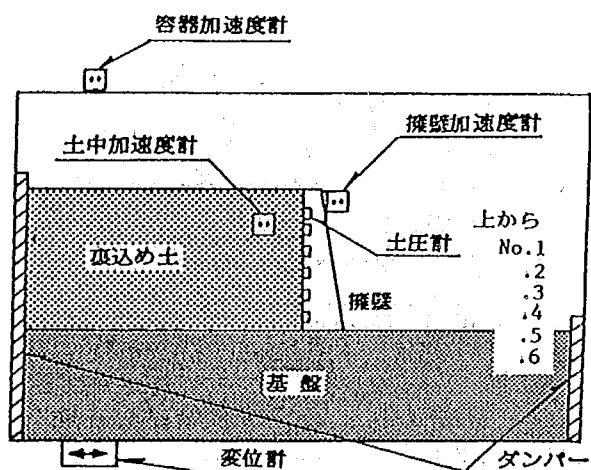


Fig.1 模型地盤

図3.52 篠原らの用いた実験模型⁴⁰⁾

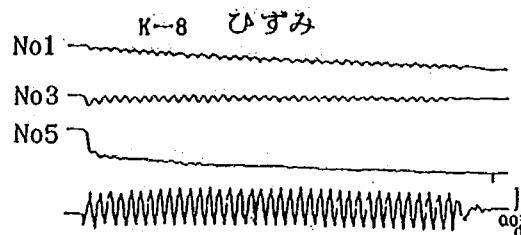
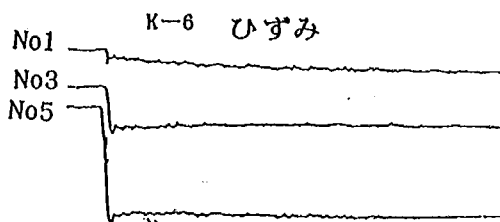
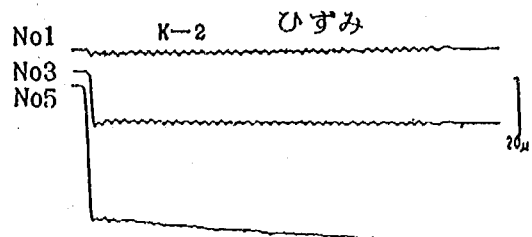


図3.51 模型壁の曲げひずみの測定結果の例³⁹⁾

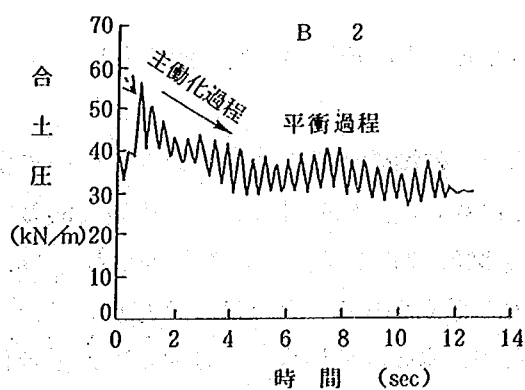


図3.53 動土圧合力の測定結果の例
(破壊を生じなかったケース)⁴⁰⁾

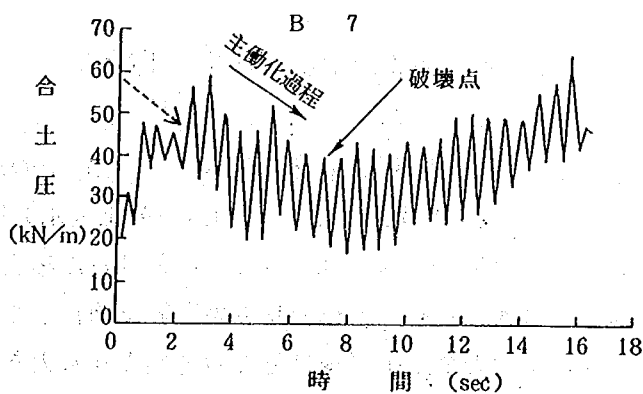


図3.54 動土圧合力の測定結果の例
(破壊を生じたケース)⁴⁰⁾

3.2.2 飽和砂地盤を対象とした検討

松尾ら¹¹⁾は、土槽の端面に水圧計及び土圧計を取り付けて、長さ50cm、深さ40cm、奥行き50cmの飽和砂地盤の正弦波加振実験を行った。震度 $k=0.7$ 相当の大きな加速度振幅で加振して地盤を十分に締まった状態にした後の結果を図3.55及び図3.56に示す。(a)は荒砂(粒径0.1~3mm、透水係数 $k=0.75\text{cm/sec}$)の場合、(b)は玉砂利(粒径3~10mm、 $k=100\text{cm/sec}$)の場合であるが、いずれも深い位置では間隙水圧と全土圧(水圧を含む)の動的振幅がほぼ一致し、浅い位置では土圧の動的振幅のほうが大きくなった。なお、地盤が締まっていない場合には、ある加速度振幅(震度0.2~0.3相当)で土圧の振動中心が著しく増加し、地表面が沈下すると同時に大量の水が湧出する現象が生じたことを彼らは報告しているが、これは、液状化が生じていたものと考えられる。

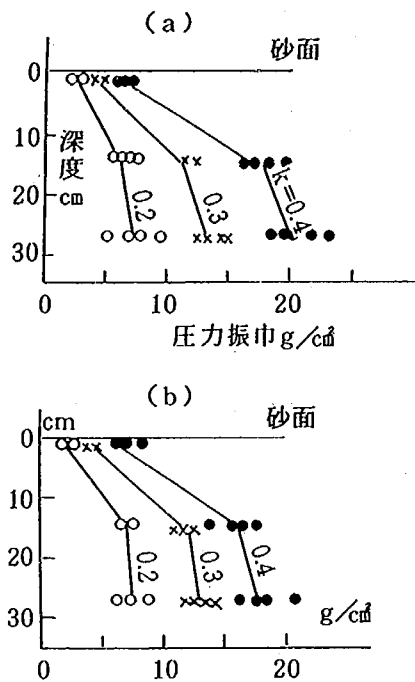


図3.55 間隙水圧振幅の深度方向分布¹¹⁾

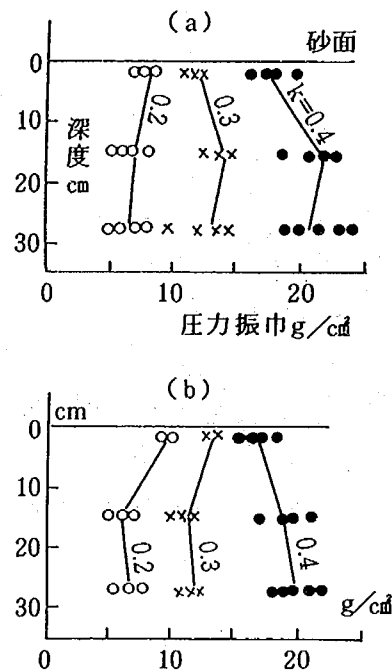


図3.56 土圧振幅の深度方向分布¹¹⁾

畑野¹²⁾は、長さ50cm、深さ50cm、奥行き42cmの飽和砂地盤、乾燥砂地盤、及び水のみについて松尾ら¹¹⁾と同様な実験を行い、加振時の土(水)圧特性を比較した。地盤材料として粗砂(60%粒径 $D_{60}=0.31\text{mm}$ 、 $k=0.2\text{cm/sec}$)を用いた場合の結果を図3.57に示す。水のための動的振幅は、動水圧公式(ただし土槽の長さの影響を補正しているものと考えられる)とほぼ一致した。また、飽和砂地盤の全土圧振幅は乾燥砂地盤よりも大きくなったが、水の場合と比較すると地表近傍以外では飽和砂地盤のほうが小さかった。

大原¹³⁾は、間隙水の圧縮性を考慮して岸壁の裏込め土中の間隙水による動水圧の理論解を導いた。動水圧合力とその作用高さの理論値を図3.58及び図3.59に示す。図中の A は次式で表され、 t/T は位相を示すパラメーター(T は強制入力周期)であるが、裏込め土の透水係数が低下して A が大きくなるほど動水圧合力の最大値が減少して応答に位相差が生じ、動水圧合力が最大となる時点での作用高さは A が大きくなるほど若干高くなる。なお、松尾ら¹¹⁾の振動台実験ではほぼ $A=$

Dynamic Pressure-Depth Relation
at 100gal~500gal Acceleration
(Coarse Sand)

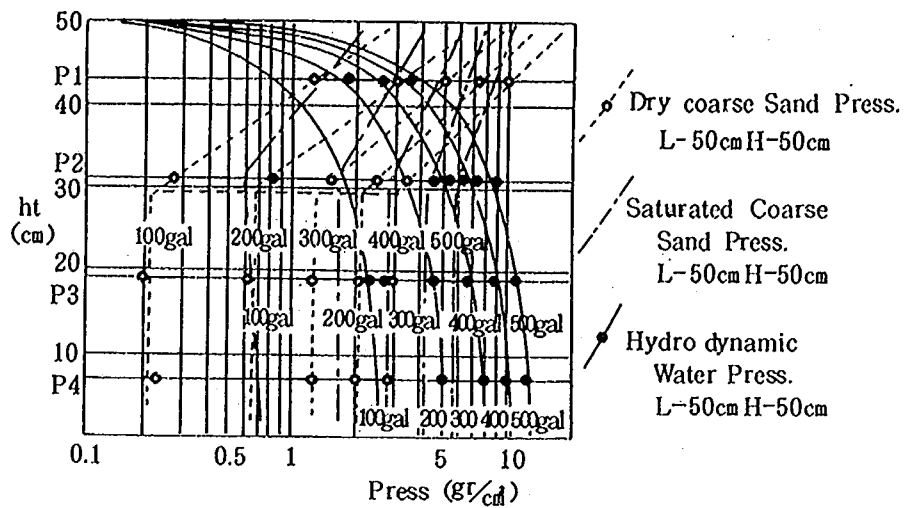


図3.57 畑野の実験結果⁴²⁾

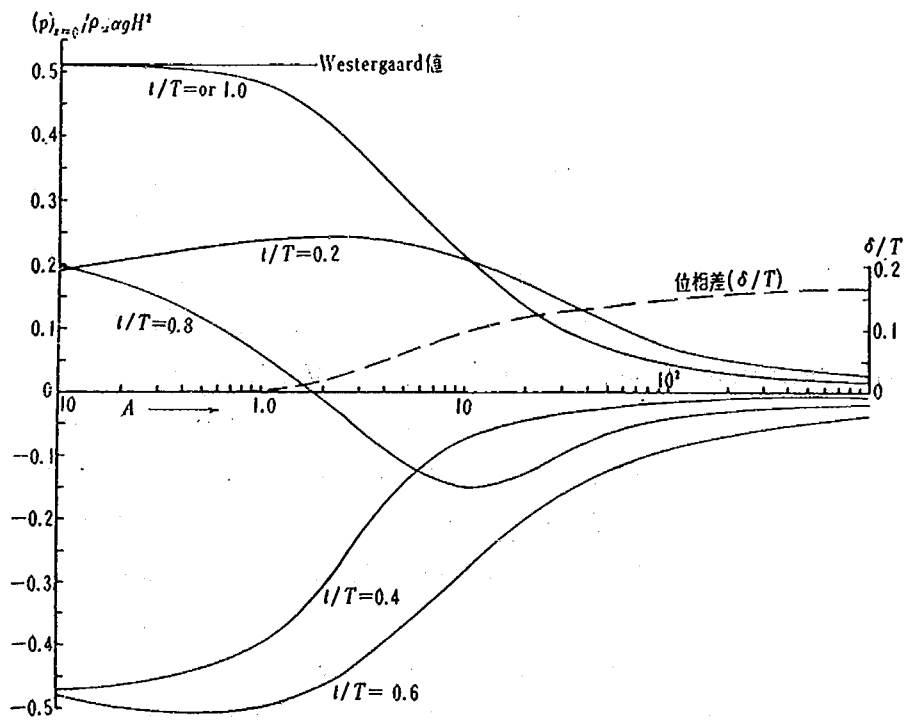


図3.58 大原の導いた動水圧合力とパラメーターAの関係⁴³⁾

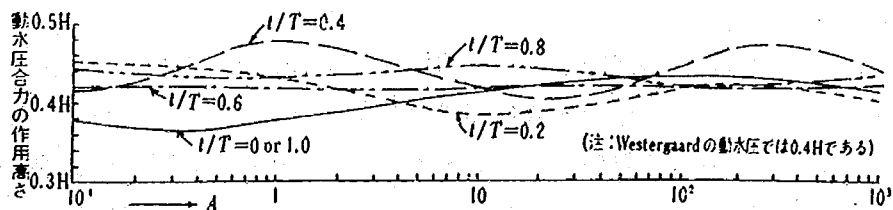


図3.59 動水圧合力の作用高さとパラメーターAの関係⁴³⁾

0で、この場合の理論値は図3.60に示したように実験値とほぼ対応した。

$$A = \frac{\rho_w \cdot \lambda \cdot g \cdot \omega \cdot H^2}{K \cdot k} \quad \cdots \text{式(3.13)}$$

ここに、 ρ_w ：間隙水の密度、 λ ：裏込め土の間隙率、 g ：重力加速度、 ω ：強制入力角振動数（ $=2\pi/T$ ）、 H ：岸壁底面までの深さ、 K ：間隙水の体積弾性率、 k ：裏込め土の透水係数である。

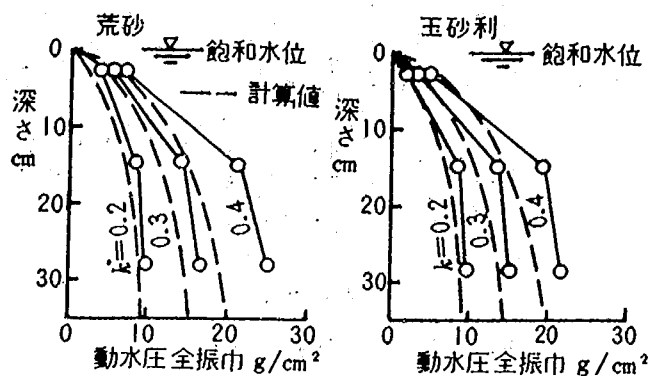
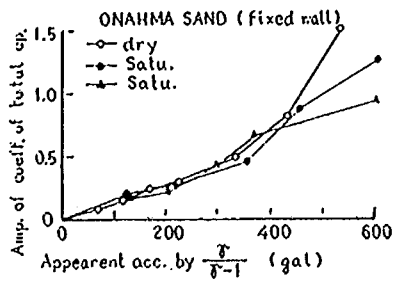


図3.60 動水圧の実験値と理論値の比較⁴³⁾

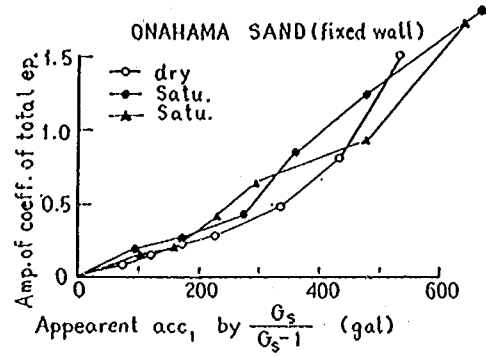
石井ら⁴⁴⁾は、小名浜砂（ $D_{60}=0.13\text{mm}$ 、 $k=0.022\text{cm/sec}$ ）、高萩砂（ $D_{60}=0.90\text{mm}$ 、 $k=1.1\text{cm/sec}$ ）、及び高萩礫（粒径4～6mm）を用いて作成した長さ262cm、深さ70cm、奥行き50cmの乾燥及び飽和地盤の正弦波加振実験を行い、土槽の端面上部を板バネで支持して可動壁とした場合と固定壁とした場合のそれぞれについて、壁面に作用する土圧と間隙水圧を測定した。その結果、有効土圧合力の動的振幅（土圧計と間隙水圧計の出力の差より算定したもの）は、対応する条件のもとでは可動壁のほうが固定壁よりも小さくなったが、乾燥地盤と飽和地盤の違いはあまり見られなかった。固定壁について、等しい有効土圧合力振幅となる三角形分布に置き換えたときの有効土圧係数振幅（有効土被り圧で正規化）と見かけの加速度（3.1.1で述べた「見かけの震度」と同様な考え方に基づく）の関係を図3.61に示す。小名浜砂では式(3.6)と同様な補正により、また高萩砂では比重 G_s を用いて $(G_s-1)/G_s$ を補正係数とすることにより、地盤の乾燥／飽和によらない一義的な関係が得られた。ただし、可動壁の場合にはこのような補正を行っても両者は一致しなかった。

彼らはまた、地盤に作用する慣性力が測定壁に向かって最大となったときの有効土圧係数（静的な成分を含む）が、全般的には図3.62に示すように物部・岡部式による主働土圧係数（飽和砂地盤では上述した「見かけの加速度」を用いた）と同程度（例えば乾燥地盤で可動壁の場合）か、それよりも大きな値となることを明らかにした。

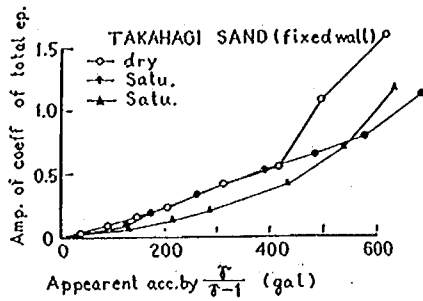
さらに彼らは、飽和砂地盤中の間隙水圧の動的振幅を動水圧公式による計算値と比較した。結果を図3.63に示す。固定壁で小名浜砂の場合は実験値のほうが小さく、高萩砂及び高萩礫の場合は加振加速度が大きくなるにつれて実験値のほうが大きくなり、逆に可動壁で高萩砂の場合には加振加速度が大きくなると実験値のほうが小さくなった。このとき、地盤の透水係数の影響は、図3.64に示すように大原⁴⁵⁾の導いた理論解とは異なる傾向であった。



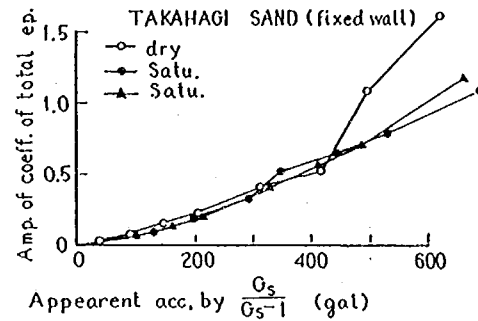
(1)小名浜砂 (固定壁) その 1



(3)小名浜砂 (固定壁) その 2

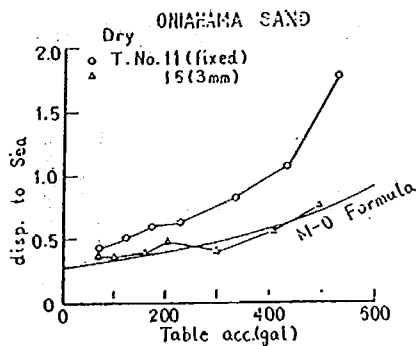


(2)高萩砂 (固定壁) その 1

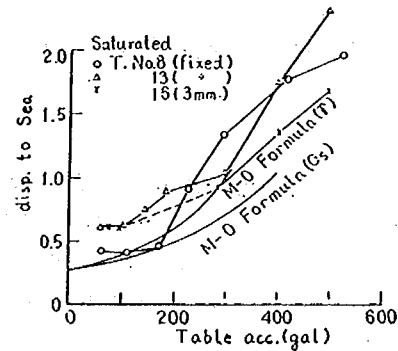


(4)高萩砂 (固定壁) その 2

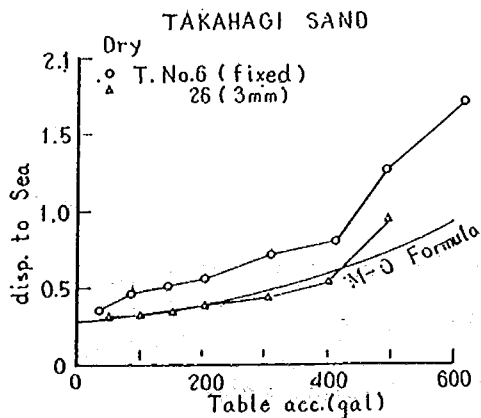
図3.61 石井らの実験における見かけの加速度と有効土圧係数振幅の関係⁴⁴⁾



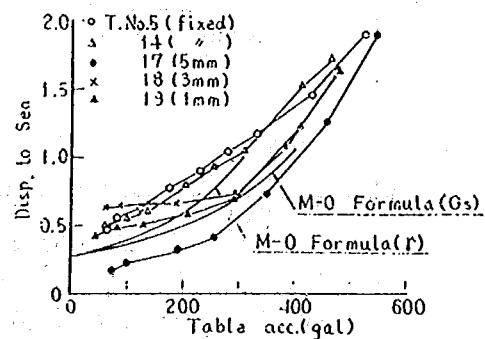
(1)小名浜乾燥砂



(2)小名浜飽和砂



(3)高萩乾燥砂



(4)高萩飽和砂

図3.62 地盤に作用する慣性力が測定壁に向かって最大となったときの有効土圧係数⁴⁴⁾

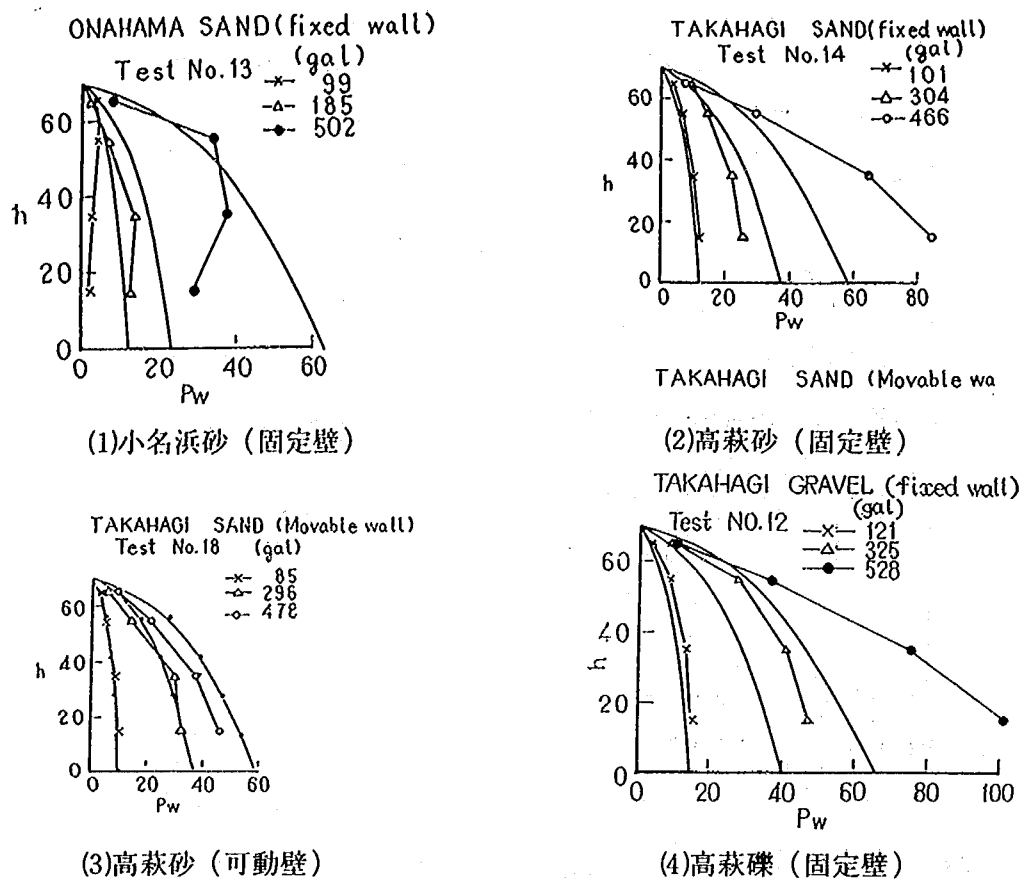


図3.63 飽和砂地盤中の間隙水圧の動的振幅と動水圧公式による計算値の比較⁽⁴⁾

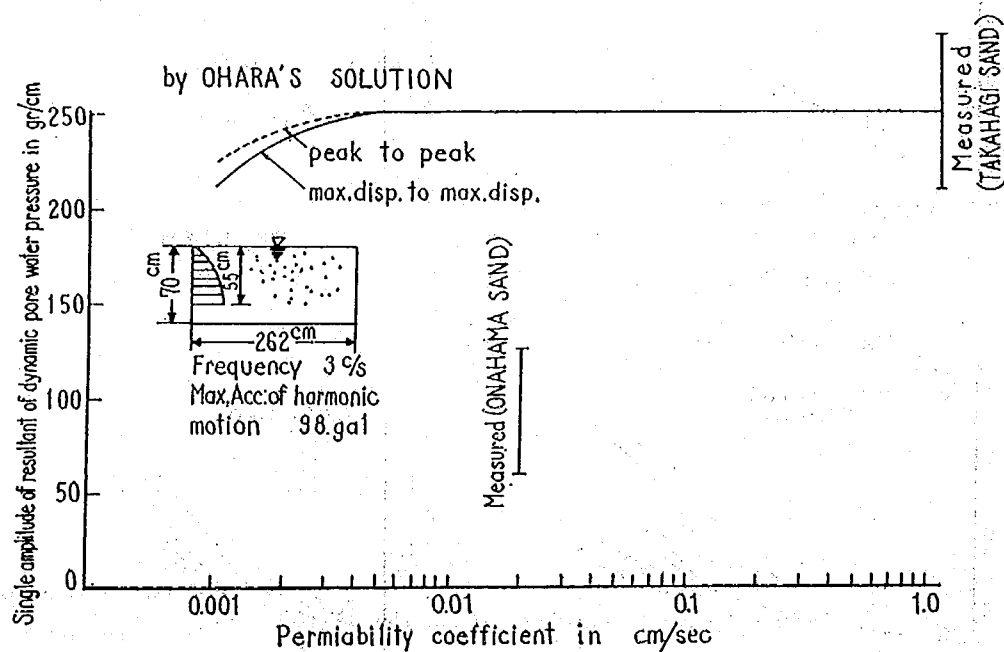


図3.64 地盤の透水係数が動水圧合力振幅に及ぼす影響⁽⁴⁾

土田⁴⁵⁾は、石井ら⁴⁴⁾の飽和地盤の実験のうち液状化の生じたケースの検討を行い、液状化後の全土圧（水圧を含む）の静的・動的変動成分が、液状化した地盤を同じ単位体積重量の液体に置き換えた場合の静水圧・動水圧として評価できることを示した。計算値と実験値の比較を図3.65に示す。さらに、万代島砂（ $D_{60}=0.38\text{mm}$, $k=0.026\text{cm/sec}$ ）及び高相砂（ $D_{60}=0.55\text{mm}$, $k=0.032\text{cm/sec}$ ）についても同様な評価方法が適用できることを明らかにした。

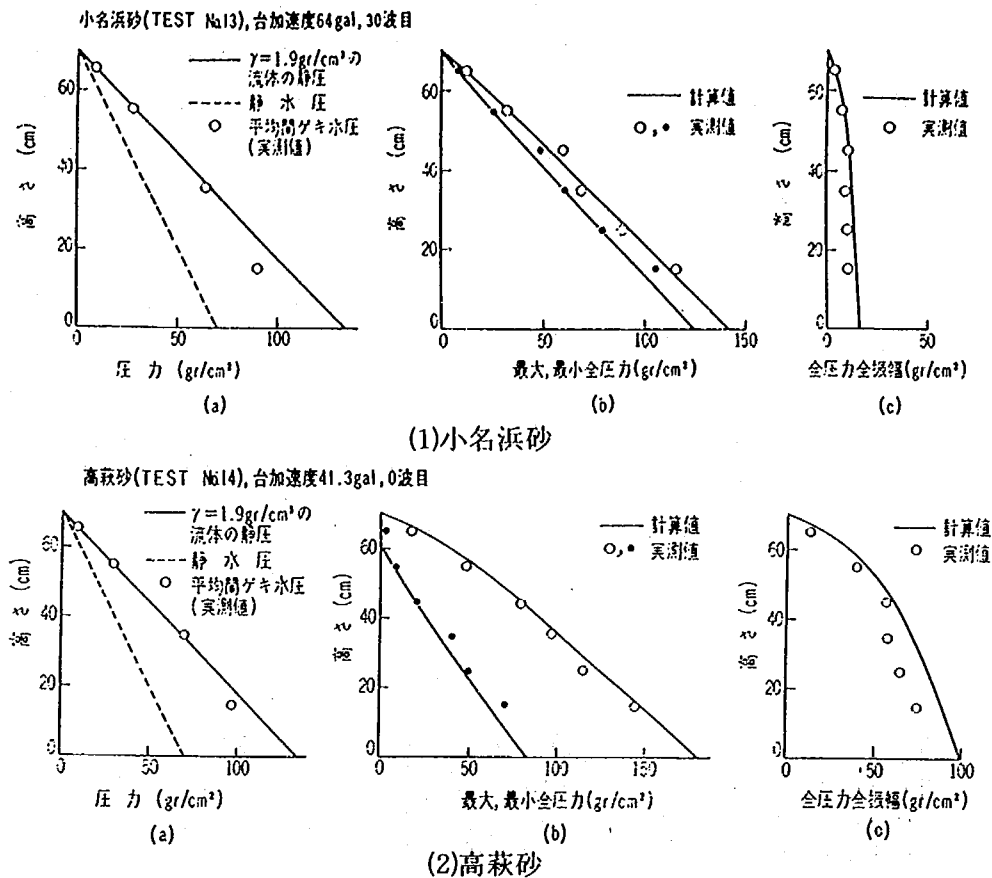


図3.65 土田の実験における液状化した地盤の土圧と計算値の比較⁴⁵⁾

岩楯²⁹⁾は、内径3m、高さ1.5mの円形のせん断土槽内に海砂（ $D_{60}=0.36\text{mm}$, $k=0.022\text{cm/sec}$ ）の飽和地盤を作成し、その中央に図3.66に示す立坑モデルを埋設して、正弦波及び不規則波を用いた加振を行った。正弦波加振時の測定値の経時変化の例を図3.67に示す。加振開始直後、及び液状化の生じる直前において立坑モデルの側面に作用する土圧振幅が最大値を示し、液状化後は振幅が著しく減少した。立坑モデルのひずみも、土圧と同様な傾向を示した。また、液状化後の土圧振幅は、図3.68に示すように立型の円筒構造物に作用する動水圧の理論値とほぼ対応し、液状化直前の土圧振幅はその3～5倍程度であった。彼はさらに、図3.69に示す液状化の有無に応じた2通りの計算モデルにより、立坑モデルの挙動がある程度評価できることを示した。

建設省土木研究所と民間企業との間で実施された「耐震地盤改良工法に関する共同研究」の一環として、液状化対策として固化改良を実施した場合に液状化地盤から改良部に作用する土圧の特性とその評価方法に関する検討が、正弦波加振の振動台実験を中心として行われた⁴⁶⁾⁴⁷⁾⁴⁸⁾。図3.70に示す水平地盤中に改良部がある場合の実験における、改良部側面に作用する土圧の動的振幅の

深度方向分布を図3.71に示す。図中には、前述した土田⁴⁵⁾の方法により算定した動水圧の計算値と、等価線形応答解析による解析値もあわせて示したが、実験値は動水圧の計算値とほぼ一致した。また、等価線形応答解析による解析値のうち、Aは液状化の影響を考慮しない場合、B、B'及びCは液状化の影響を考慮して地盤の変形係数を著しく低下させた場合であるが、液状化の影響を考慮すると土圧振幅が減少する傾向が見られ、実験値の傾向とは異なった。

同共同研究では、掘削道路と盛土の側方地盤を固化改良した場合を想定し、図3.72に示す中型模型、及び図3.73に示す大型模型を用いた振動台実験を実施し、土圧の計測値に基づいて分布形状や合力の位相特性等に関する詳細な検討を行った。位相関係の整理結果を図3.74及び図3.75に示す。全般的には、液状化した地盤の慣性力が改良部に向かって最大となるとときに改良部に作用する土圧も最大となり、反対側の支持層から改良部に作用する土圧もこのときに最大となることが明らかにされた。

最後に、動的遠心模型実験による検討例を示す。佐藤ら⁴⁹⁾は、長さ74cm、高さ50cm、奥行き34cmのせん断土槽内に図3.76に示す砂地盤を作成し、シリコンオイルを用いて飽和させた後、25Gの遠心加速度を作用させた状態で正弦波加振を行った。地盤中に埋設した土圧計と、せん断土槽フレームに貼り付けたひずみゲージのそれぞれにより算定した全土圧係数と過剰間隙水圧比の関係を図3.77に示す。一般的には、過剰間隙水圧比が1.0になり液状化が生じた状態で初めて全土圧係数も1.0になるものと考えられるが、同図によれば過剰間隙水圧比の増加率よりも全土圧係数の増加率のほうが大きい傾向が見られた。

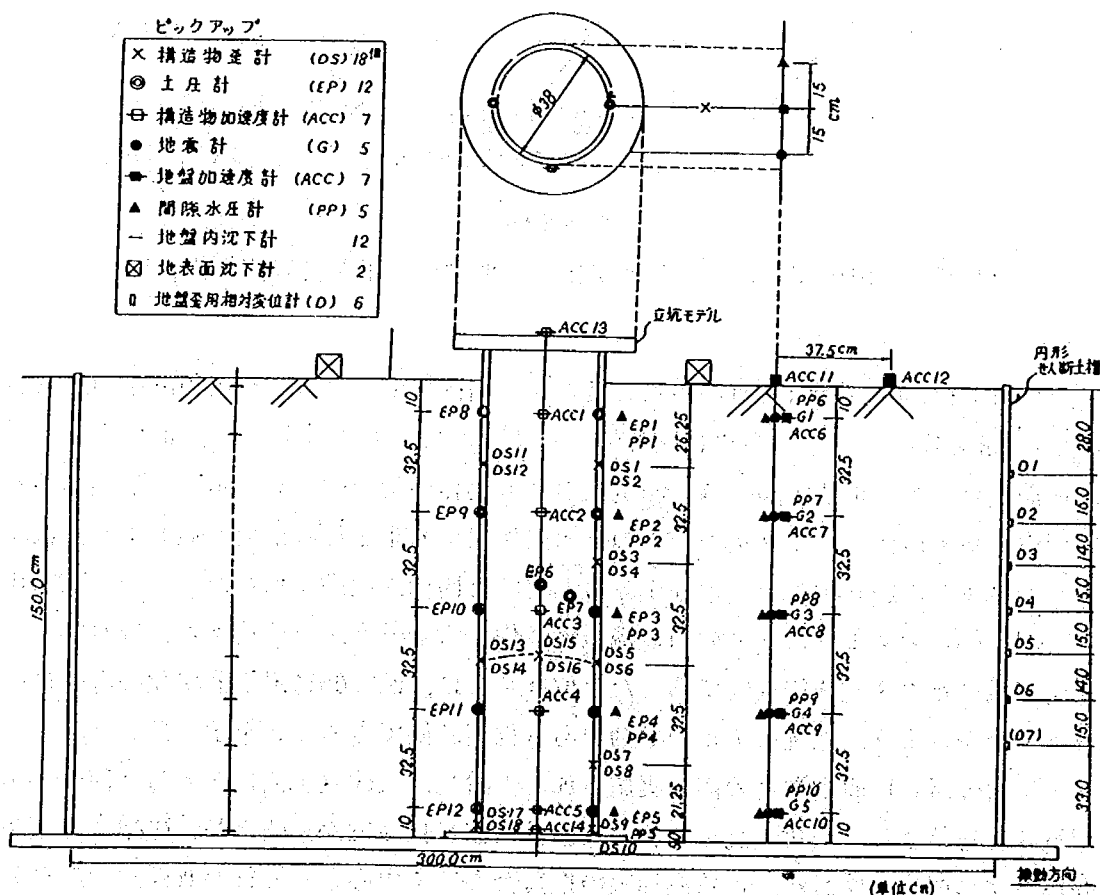


図3.66 岩楯の実験模型²⁹⁾

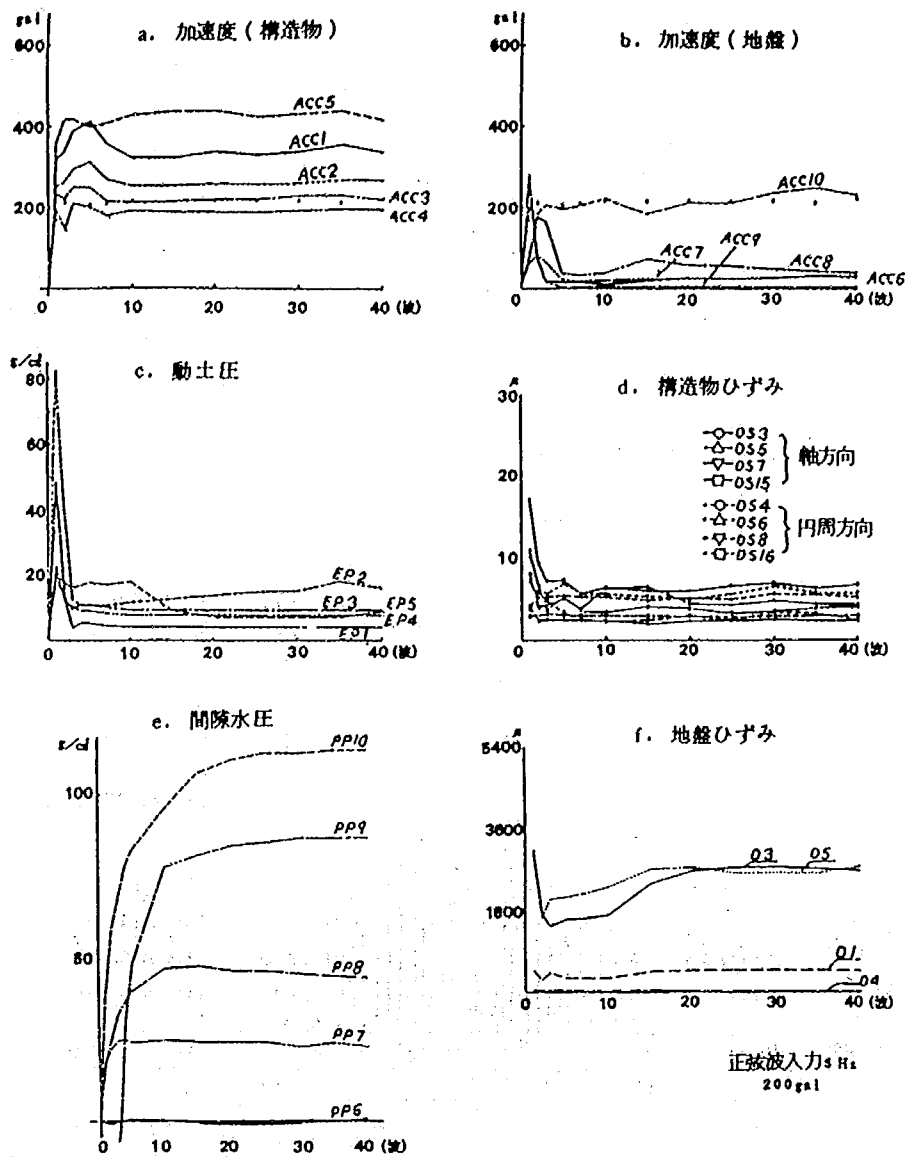


図3.67 正弦波加振時の測定値の経時変化の例²⁹⁾

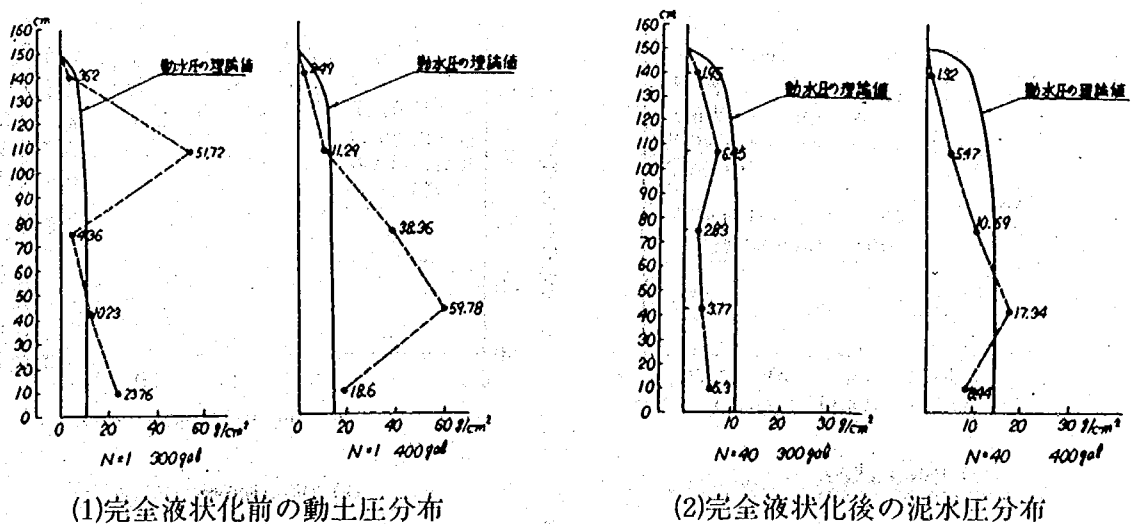
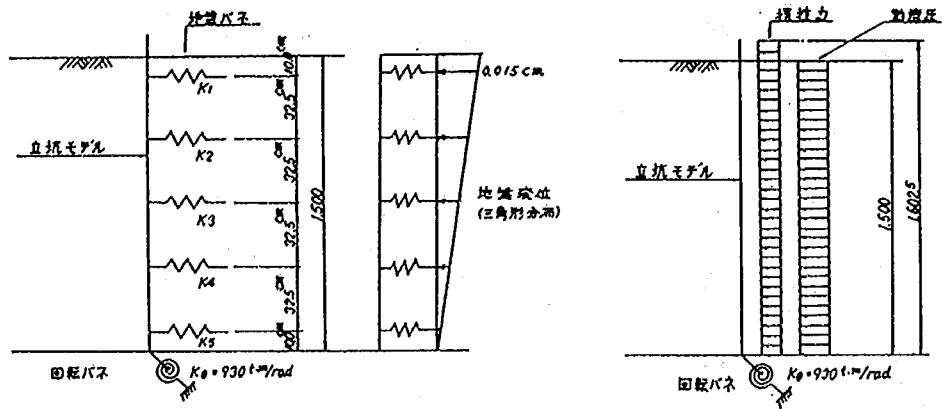


図3.68 液状化の前後における土圧振幅と動水圧の理論値の比較²⁹⁾

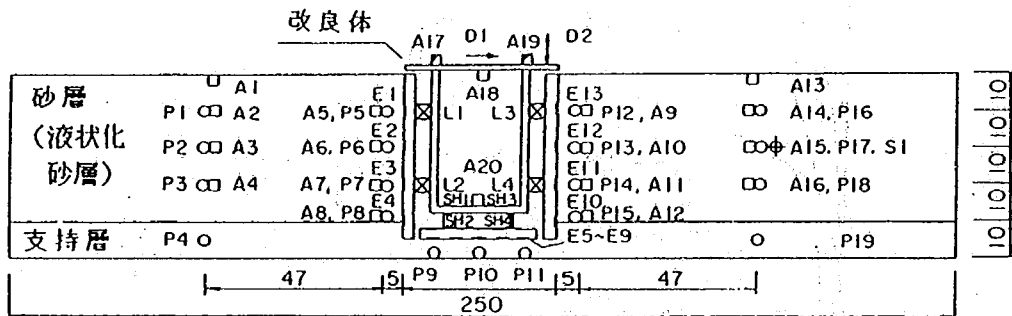


(1)液状化していない状態

(2)液状化している状態

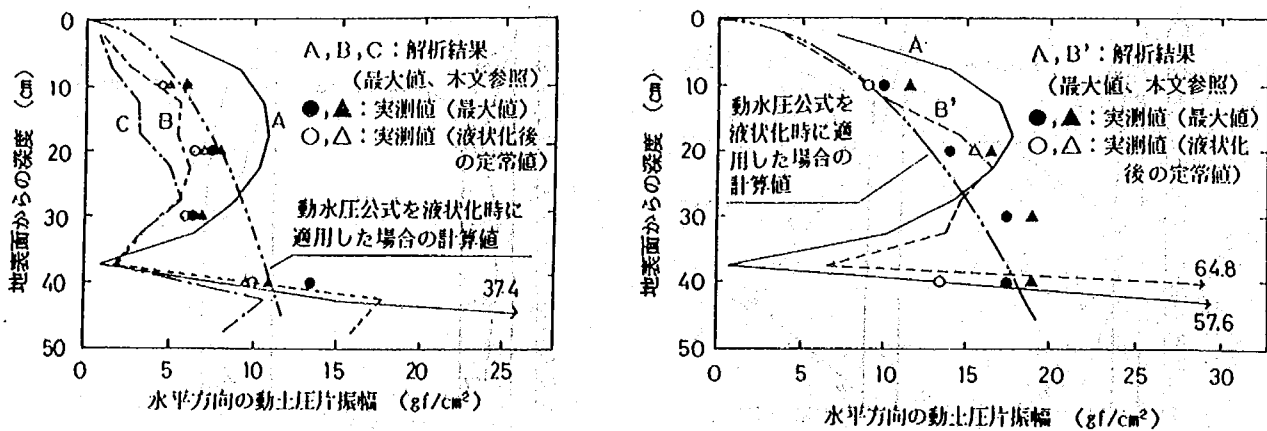
図3.69 計算モデル²⁹⁾

- (凡例)
- , ▣ : A 加速度計 (水平, 上下)
 - : P 間隙水圧計
 - ⊕ : S 角度計
 - ⊗ : L 荷重計
 - |, - : D 変位計
 - | : E 土圧計
 - : SH せん断力計



(単位cm)

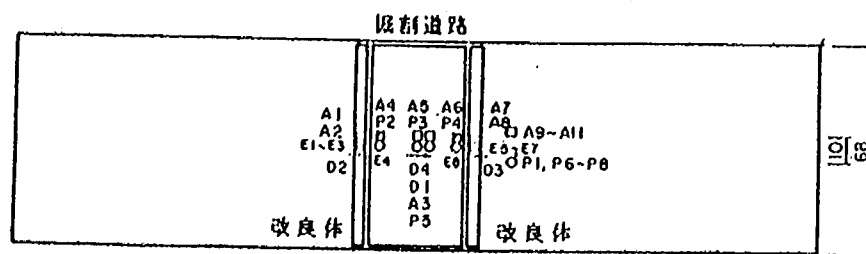
図3.70 水平地盤中に固化改良部がある場合の実験模型⁴⁷⁾



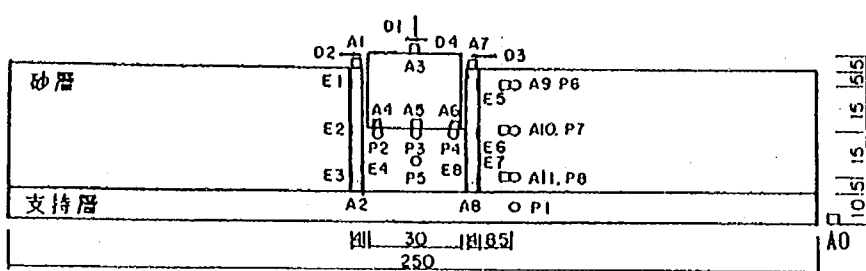
(a) 150gal加振時

(b) 244gal加振時

図3.71 改良部側面に作用する土圧の動的振幅の深度方向分布⁴⁷⁾



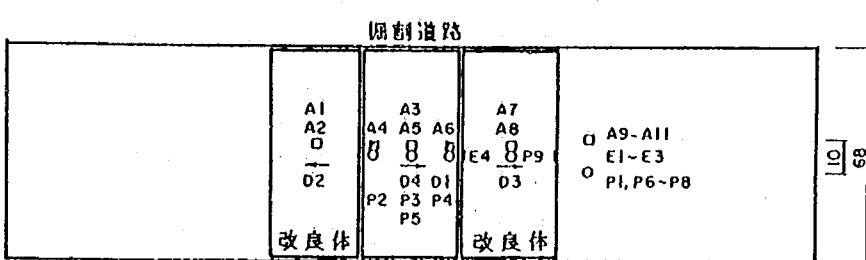
<平面図>



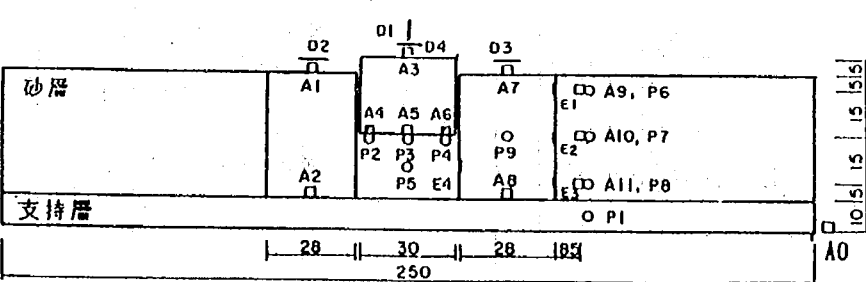
<断面図>

(a) H-1モデル

- A : 加速度計
- E : 側圧計
- P : 水圧計
- D : 変位計



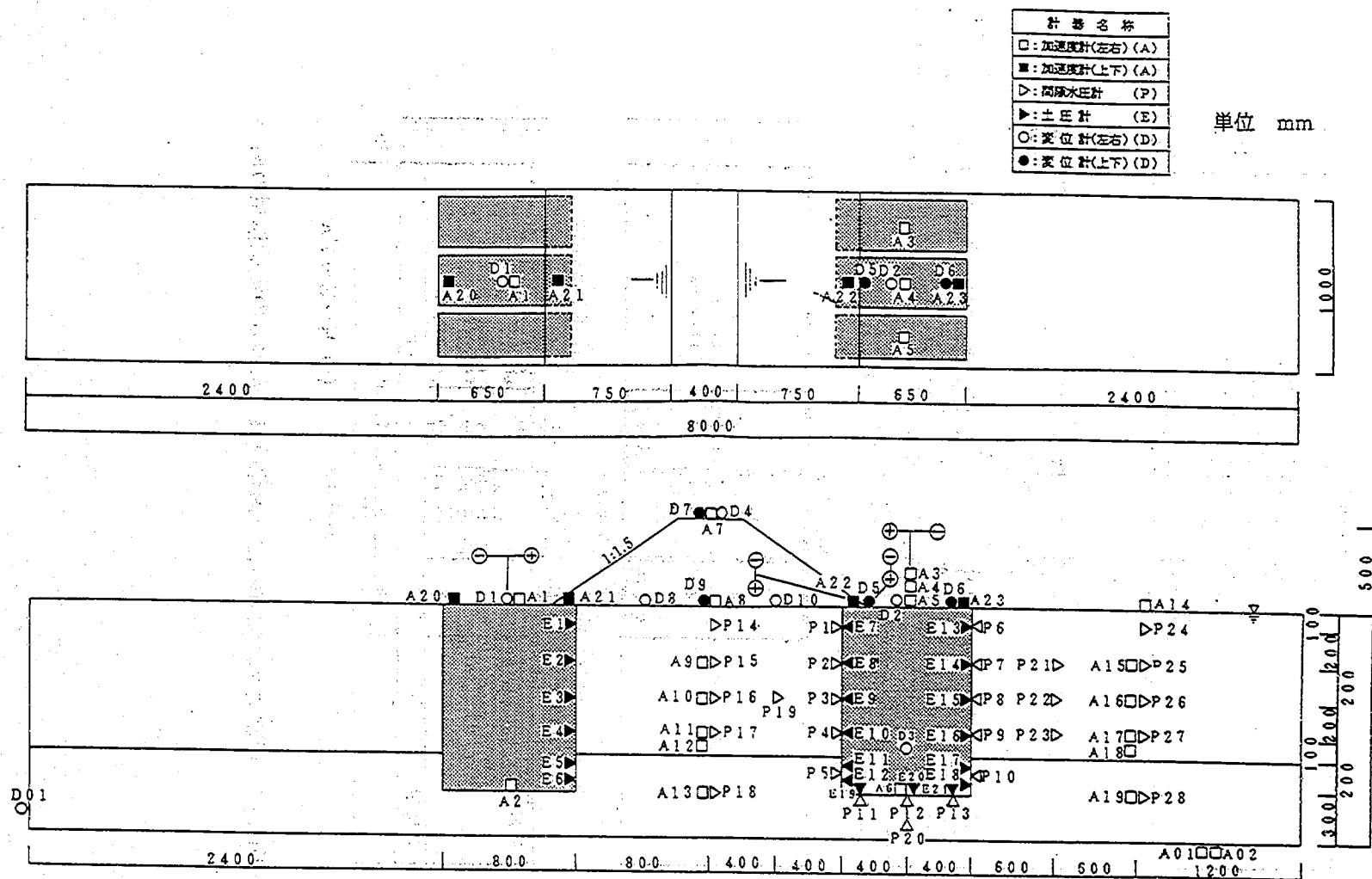
<平面図>

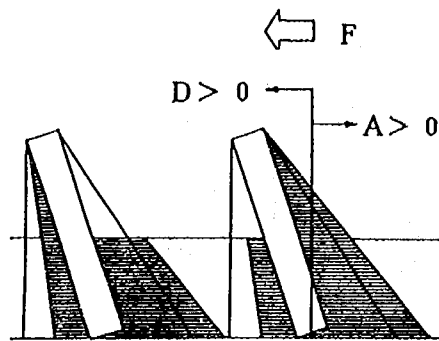


<断面図>

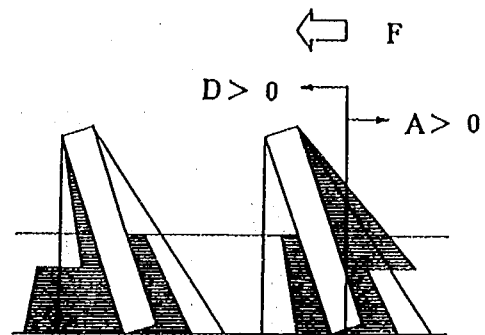
(b) H-2モデル

図3.72 掘削道路と側方地盤を固化改良した場合の実験模型の例^{4,6)}





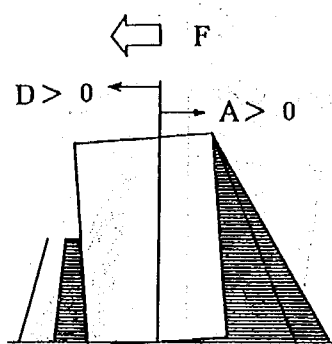
19波目



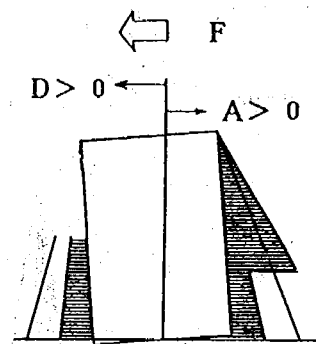
2波目

F : 慣性力
A : 加速度
D : 水平変位

(1) H-1モデル (240gal入力)



19波目



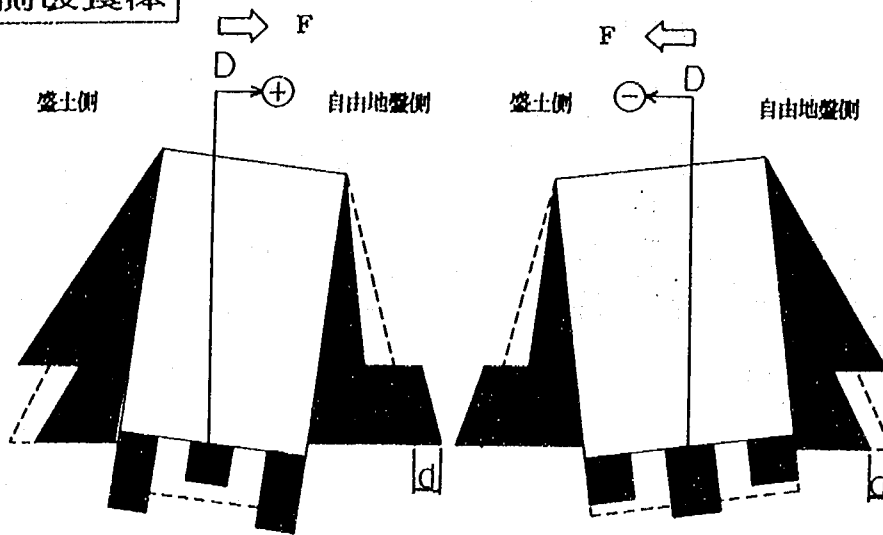
2波目

F : 慣性力
A : 加速度
D : 水平変位

(2) H-2モデル (240gal入力)

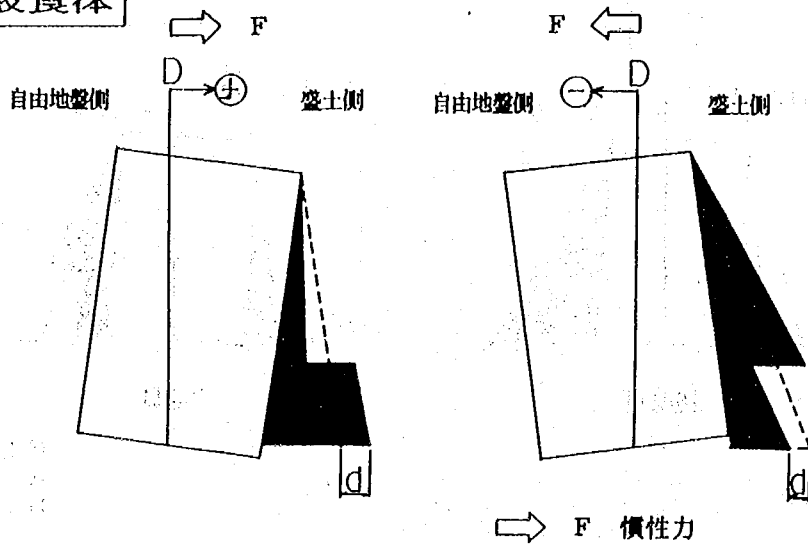
図3.74 掘割道路側方の改良部側面に作用する土圧の位相特性⁴⁶⁾

右側改良体

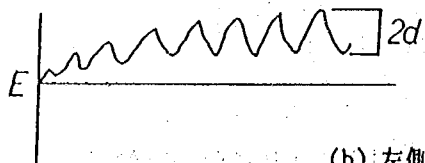


(a) 右側改良体

左側改良体



⇒ F 慣性力



(b) 左側改良体

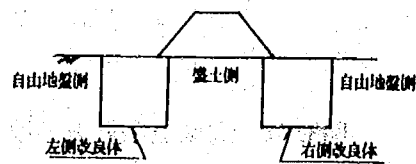


図3.75 盛土側方の改良部側面に作用する土圧の位相特性⁽⁸⁾

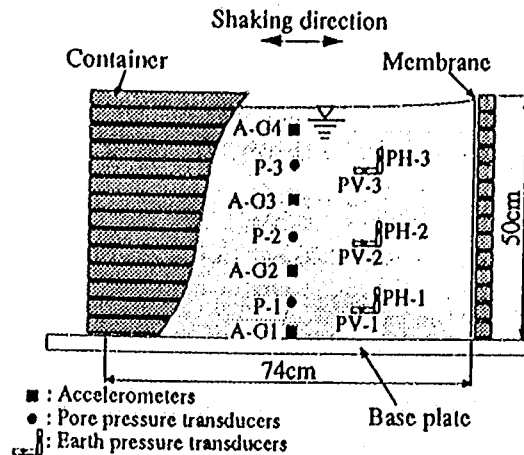
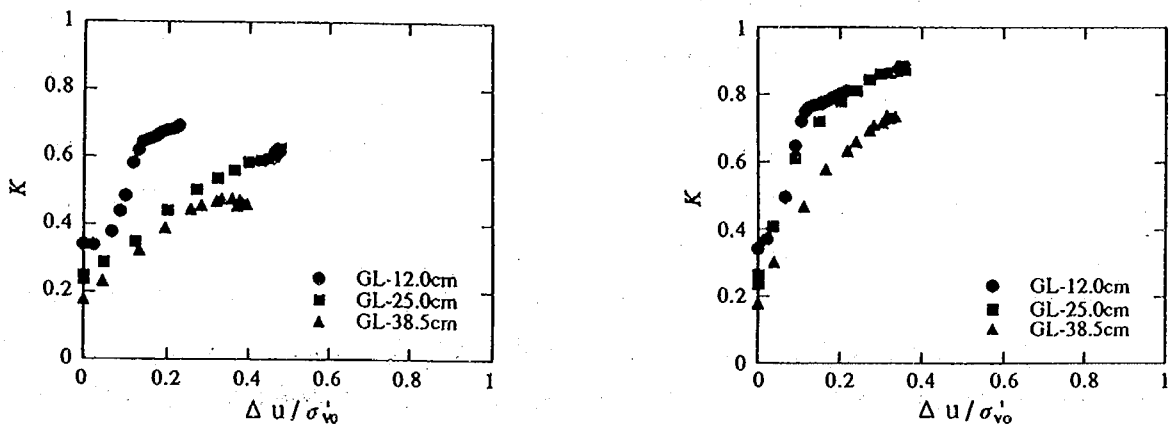


図3.76 佐藤らの用いた実験模型⁽⁴⁹⁾



(1)土圧計による全側圧係数と過剰間隙水圧比の関係

(2)土槽フレームひずみによる全側圧係数と過剰間隙水圧比の関係

図3.77 全土圧係数と過剰間隙水圧比の関係⁽⁴⁹⁾

3.3 実測事例

Ikutaら⁽⁵⁰⁾は、1978年6月12日に発生した宮城県沖地震において、震央から380km離れた横浜に建設された高さ101mの高層ビルの地下壁に作用する土水圧を測定した事例を報告している。測定位置を図3.78に、測定波形を図3.79に示す。同位置で計測された全土圧と水圧は、波形も振幅も比較的良好に対応しており、周期10秒程度の長周期成分が支配的であった。このような長周期成分は、同じ横浜で観測された地盤の変位波形にも見られた。全土圧の静的成分に対する最大動的振幅の比は0.01~0.37程度で、地表面に近づくほど大きくなった。なお、地下2階で測定された最大加速度は12.5galであった。

Fukuokaら⁽⁵¹⁾⁽⁵²⁾は、図3.80に示す高さ4.4mの逆T型擁壁の背面及び底版上面に作用する土圧合力と底版下面に作用する地盤反力を、パネル式土圧計(荷重計利用)を用いて計測した。計測期間中に計6回の地震時データが得られたが、その中で最も規模の大きい地震における地盤の最大水平加速度振幅(両振幅)は90galであった。この地震で測定された水平力と加速度振幅をまとめて図3.81に示す。背面に作用する土圧合力の変動量は3.5kN/mで、計測期間中に静的な土圧合力が79

～97kN/mの範囲で変動したことを考慮すると、地震力の影響は極めて小さかった。

嶋津ら⁵³⁾は、図3.82に示す高さ8mの逆T型擁壁の背面及び底版上面に作用する土圧分布を、1m四方の土圧計測パネルを用いて計測した。計測器の配置を図3.83に示す。計測期間中に計12回の地震時データが得られたが、その中で最も規模の大きい地震における擁壁つま先部分での最大水平加速度は103galであった。これらの地震で測定された擁壁つま先部分と擁壁天端の最大水平加速度の関係を図3.84に示す。つま先の加速度に対して天端の加速度は約1.8倍に増幅された。背面に作用する水平土圧の地震時最大増分を図3.85に示す。土圧増分の分布はいずれの地震もほぼ同様な形状で、背面中央部よりもやや低い位置で土圧増分が最大となった。背面に作用する土圧合力(PA)とその水平成分(PH)及び鉛直成分(PV)の経時変化を最も規模の大きい地震について算定した結果を図3.86に示す。これらの波形は同図に示した水平加速度波形とほぼ同一であった。また、地震前の土圧合力に対する地震中の最大増分の比は0.026と極めて小さかった。他の地震も含めて、土圧合力の地震中の最大増分と擁壁つま先部分の最大水平加速度の関係を図3.87に示す。図中には物部・岡部式による地震時主働土圧と常時の主働土圧の差として算定した計算値もあわせて示したが、実測値はこれよりもかなり小さかった。計測期間中の常時土圧合力は最大で3.6tf/m程度変化しており、地震中の変化量よりも大きかったことから、彼らは、「常時の土圧を精度よく推定することが地震時の安定を確保するためにも重要である」と述べている。なお、地震中に変化した土圧は、2～3日後に地震前の状態に回復する傾向が見られた。

これらのほかに、地中構造物の地震時挙動の実測例として、浜田⁵⁴⁾は、図3.88に示す地下タンクの地震時のひずみと加速度応答を計測した結果を報告している。彼は、周辺地盤をバネに置換し地盤変位を強制変位としてタンクに与える応答変位法により、タンクの地震時応力が評価できることを示した。地表面の最大加速度6.7galの地震におけるタンクのひずみ波形の実測値と解析値を図3.89に示すが、両者はよく一致した。また、岩楯²⁹⁾は、図3.90に示すLNG地下タンクの地震時加速度応答の計測と有限要素法による数値シミュレーションの結果を報告している。

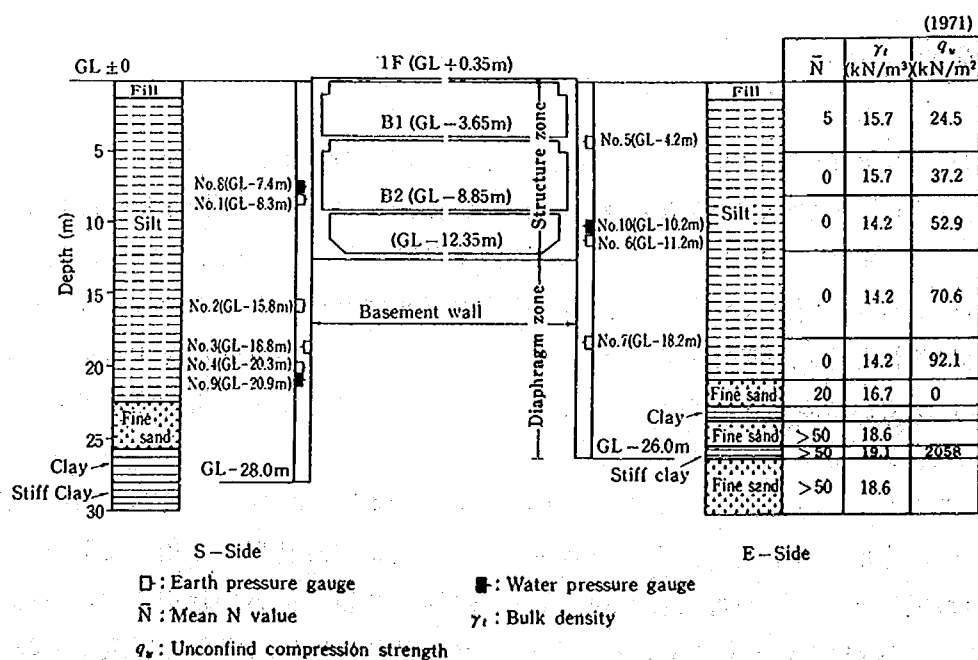


図3.78 Ikutaらが地震時土水圧を計測した高層ビル地下壁⁵⁰⁾

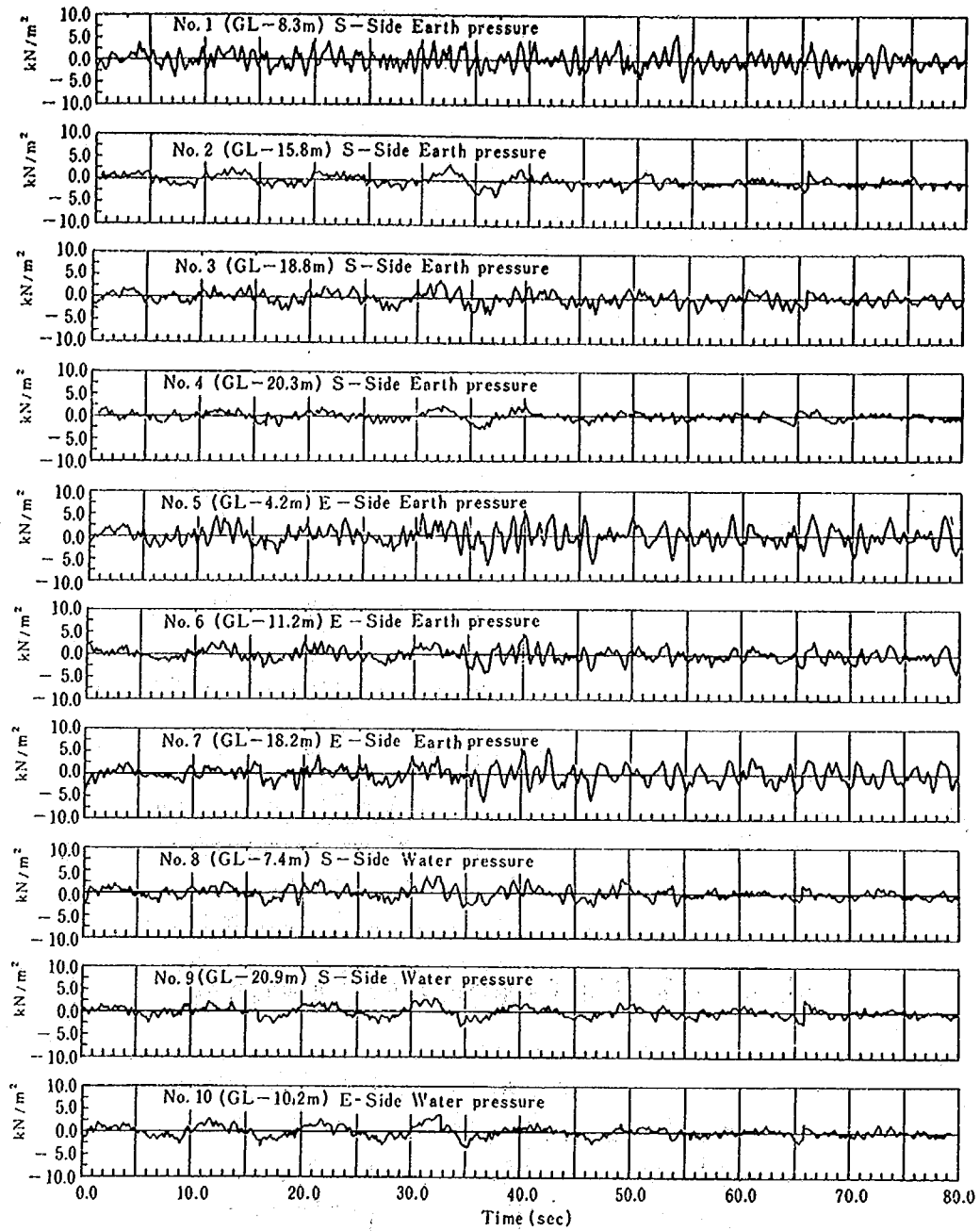


図3.79 地震時土水圧の計測波形⁵⁰⁾

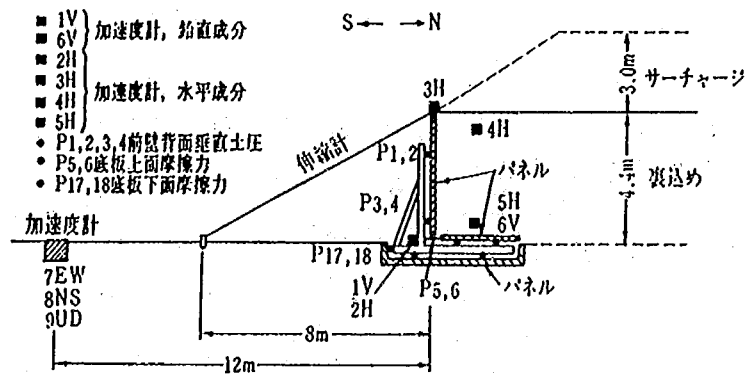


図3.80 Fukuokaら地震時土圧合力を計測した逆T型擁壁⁵²⁾

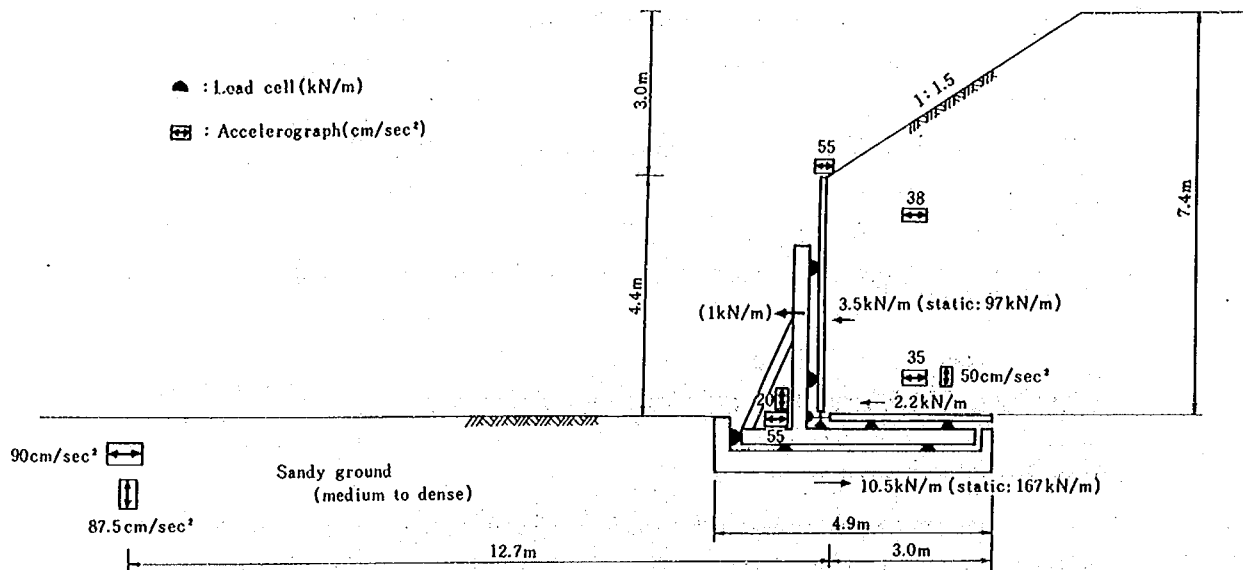


図3.81 擁壁に作用する地震時水平力と加速度振幅⁵¹⁾

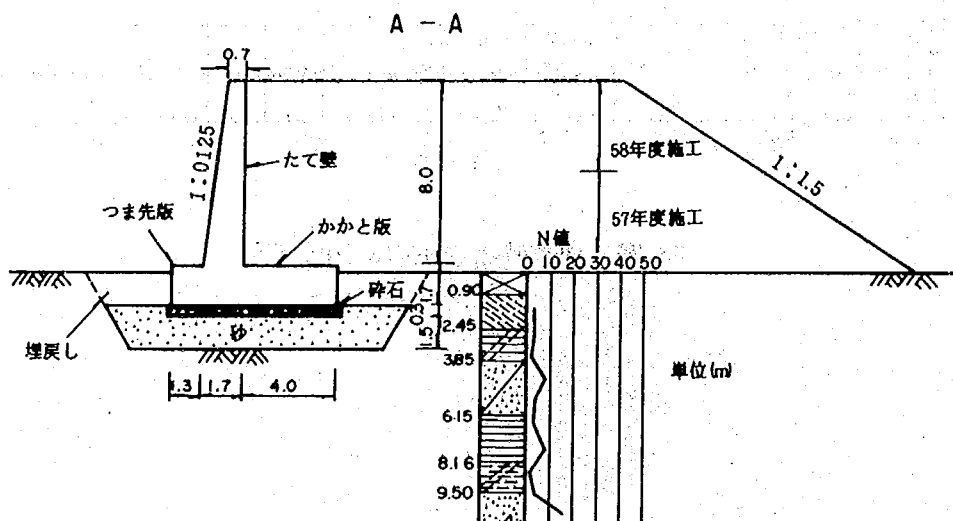


図3.82 嶋津らが地震時土圧を計測した逆T型擁壁⁵³⁾

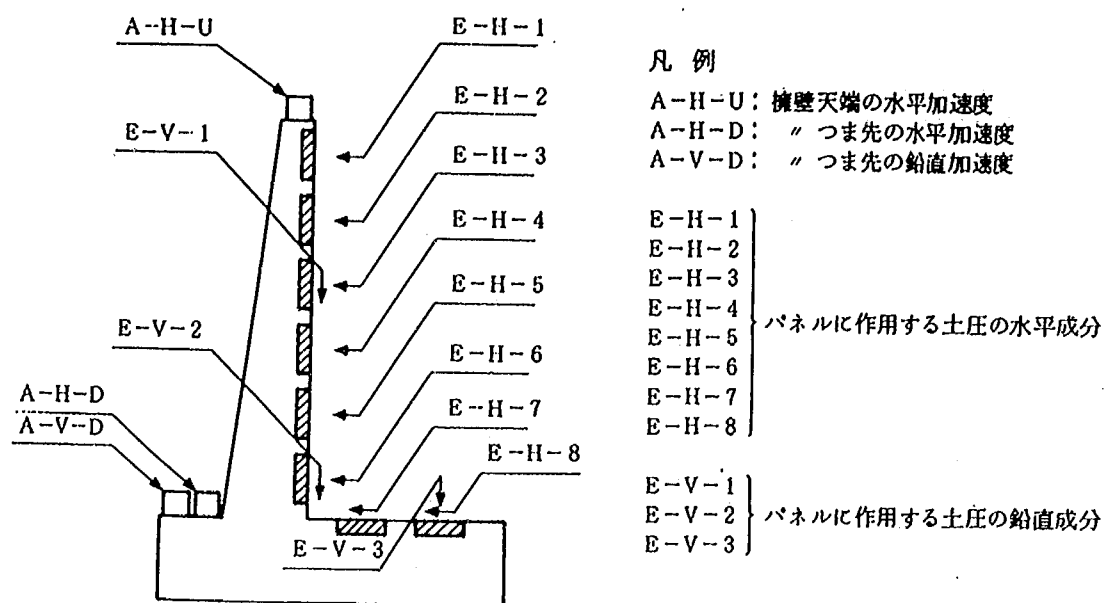


図3.83 計測器の配置⁵³⁾

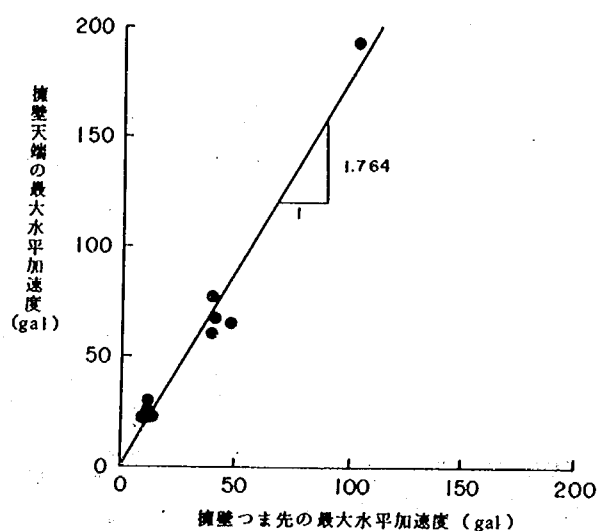


図3.84 擁壁つま先部分と擁壁天端の最大水平加速度の関係⁵³⁾

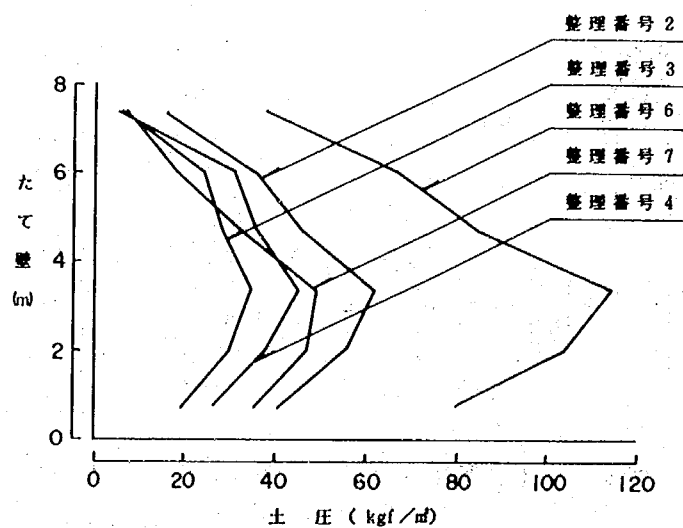


図3.85 背面に作用する水平土圧の地震時最大増分⁵³⁾

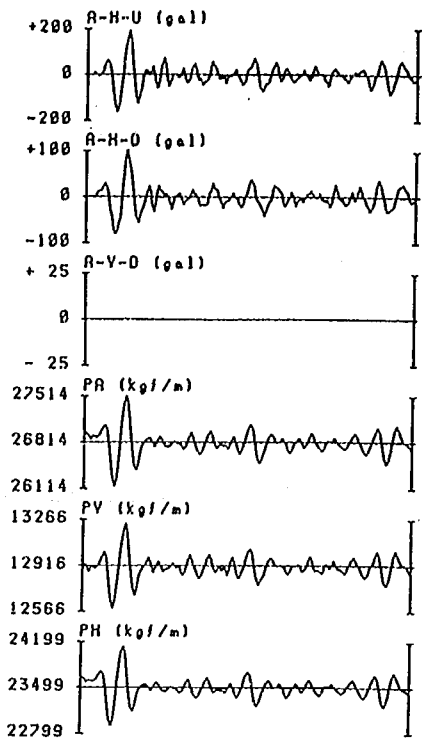


図3.86 背面に作用する土圧合力の経時変化の例⁵³⁾

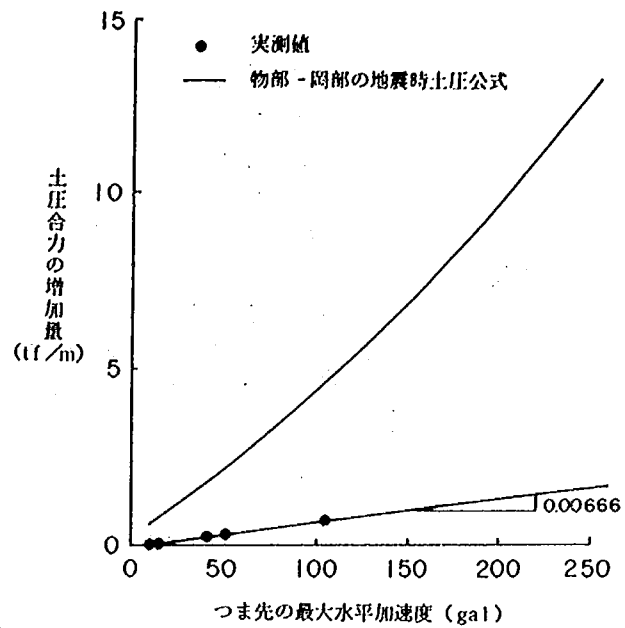


図3.87 土圧合力の地震中の最大増分と擁壁つま先部分の最大水平加速度の関係⁵³⁾

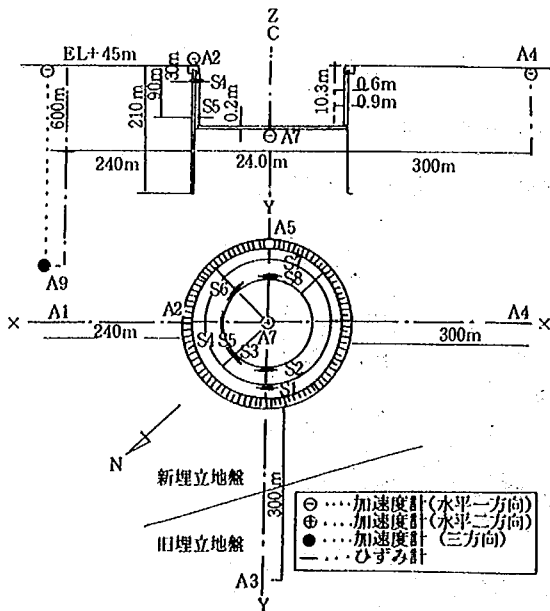


図3.88 浜田が地震時挙動を計測した地下タンク⁵⁴⁾

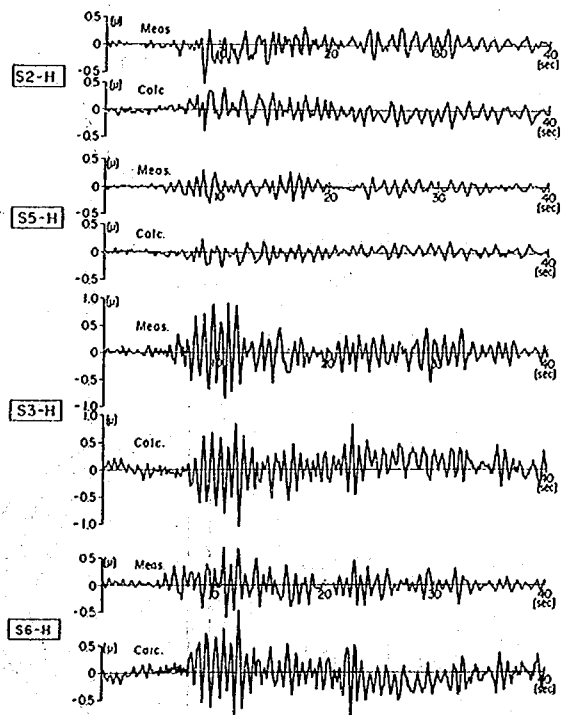


図3.89 タンクのひずみ波形の実測値と解析値の比較⁵⁴⁾

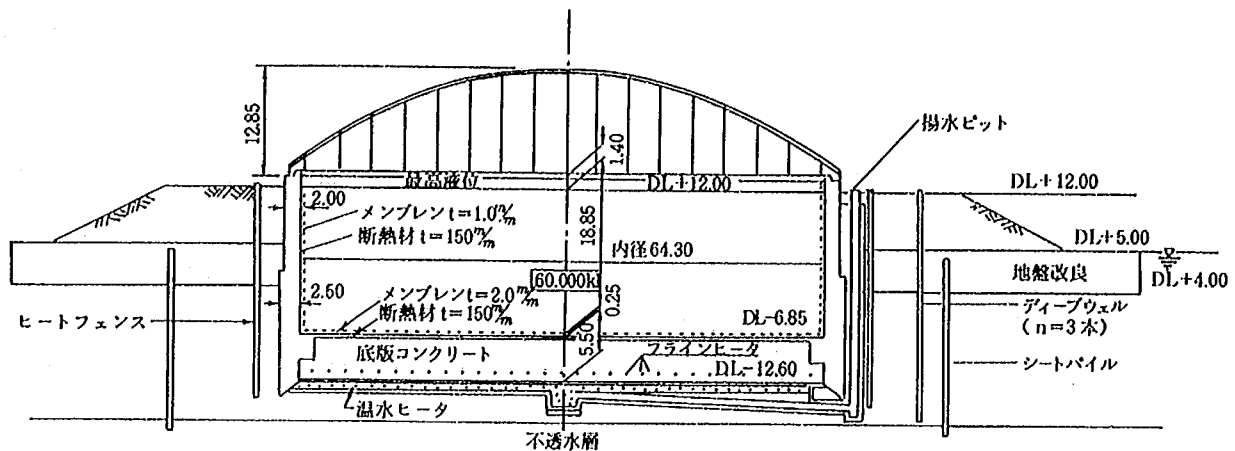


図3.90 岩楯が地震時加速度応答を計測したLNG地下タンク²⁹⁾

3.4 まとめ

既往の研究成果をまとめると以下ようになる。

- 1) 物部・岡部式は、乾燥砂地盤の地震時主働土圧合力に関しては、可動壁を用いた模型実験によりその妥当性がほぼ検証されている。ただし、合力の作用高さと壁高の比は1/3よりも若干大きめになる。また、逆T型擁壁の背面に作用する地震時土圧の実測事例によれば、地震時の土圧合力増分は物部・岡部式による計算値よりもかなり小さかった。飽和砂地盤に対する適用性は必ずしも明らかにされていない。
- 2) 動水圧公式は、透水性の高い飽和砂地盤で液状化が生じない場合には、間隙水圧の動的変動成分を評価する手法としてほぼ妥当であることが、模型実験により検証されている。また、完全に液状化が生じた場合には、液状化した地盤を同じ単位体積重量の液体に置き換えることにより全土圧の動的変動成分が評価できることが示されている。液状化直前には全土圧振幅が著しく大きくなることが示されているが、液状化に至る過程での土圧の評価方法は確立されていない。
- 3) 応答変位法は、地下タンクの地震観測によりその妥当性が検証されている。また、地中ダクトやケーソン基礎のような剛性の高い構造物に対しても、地盤と構造物の相対変位に比例した形で動土圧が発生することが模型実験により示されている。ただし、飽和砂地盤の模型実験を対象とした検討例はない。
- 4) 有限要素法による等価線形応答解析は、乾燥砂地盤中の地中構造物の応答特性及び作用土圧を評価する手法としてほぼ妥当であることが、模型実験を対象とした検討によりほぼ検証されている。しかしながら、飽和砂地盤で液状化が生じるような場合に対する適用性は低いものと考えられる。
- 5) 既往の模型実験では、不規則波加振時の挙動が必ずしも明らかにされていない。また、本研究で対象とする掘削道路は、一般には地下水位が底版よりも浅い位置にある場合が多いが、このような飽和地盤中にある半地下構造物に作用する地震時土圧の特性について検討した例はない。

なお、以上の研究は、文献12)及び14)を除き全て我国の研究者により実施されている。これは、1924年に物部・岡部氏が提案されて以来、我国において擁壁構造物の耐震性が重要な検討課題の一つであったことを反映しているものと考えられる。

外国における特筆すべき研究事例としては、1971年のサンフェルナンド地震における水路のU型擁壁部分の崩壊事例⁵⁵⁾ (図3.91参照)、重力式擁壁の滑動量をNewmarkの方法を用いて算定し、許容変位量により設計する手法を提案した例⁵⁶⁾ (図3.92参照)、許容変位量による設計法に地震動の不確定性、地盤強度のばらつきなどを考慮して確率論的な手法を適用した例⁵⁷⁾、臨海地区における重力式擁壁、アンカー付き矢板護岸、U型擁壁などの土留め構造物の耐震設計法をとりまとめた例⁵⁸⁾、及び、アンカー付き擁壁と重力式護岸の動的遠心模型実験を実施した例⁵⁹⁾ (図3.93参照)が挙げられる。

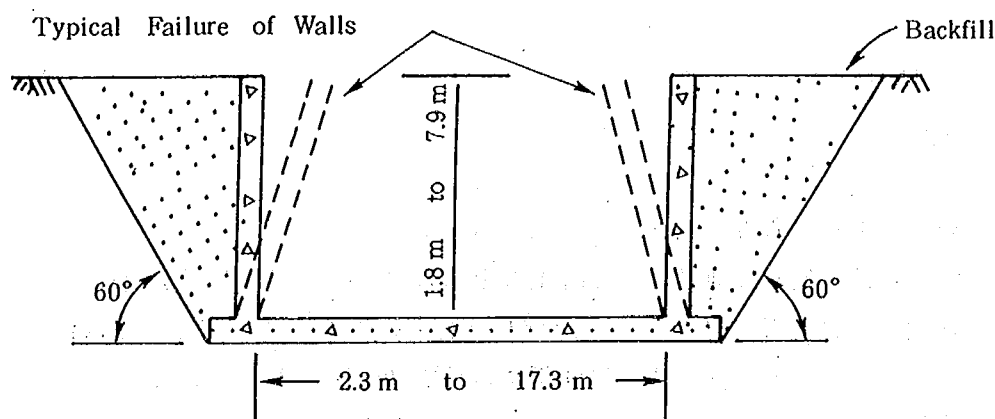


図3.91 1971年のサンフェルナンド地震で崩壊したU型擁壁⁵⁵⁾

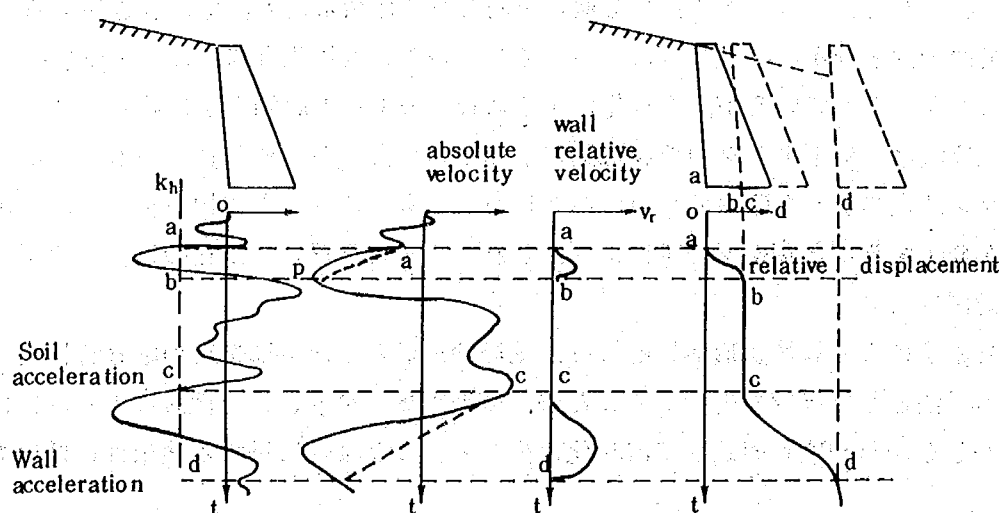
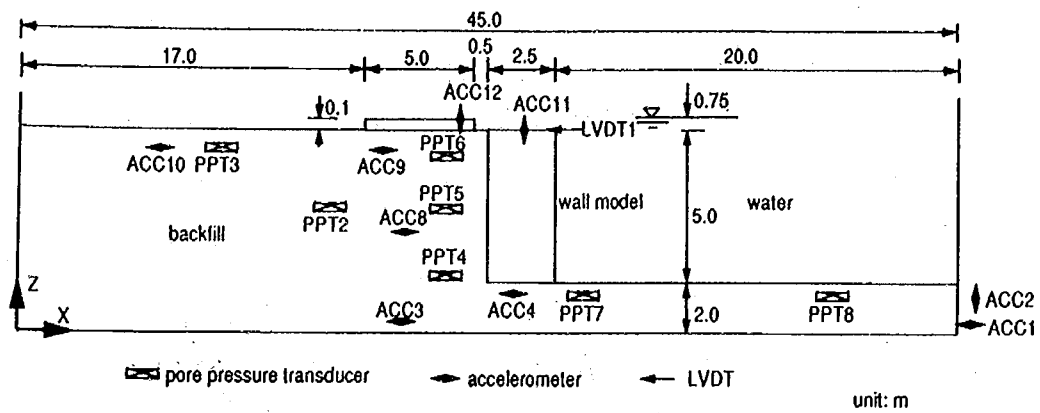
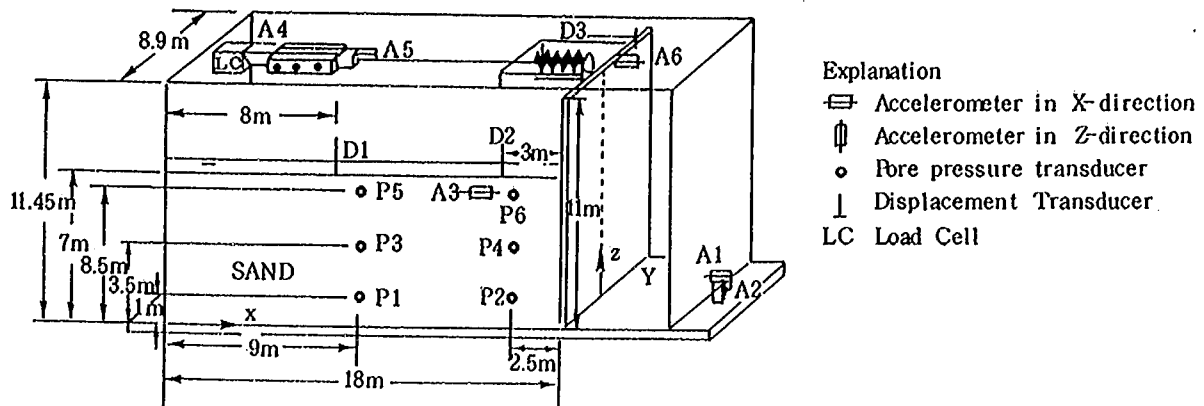


図3.92 Newmarkの方法による重力式擁壁の滑動量の算定⁵⁶⁾



(2)動式護岸

図3.93 アンカー付き擁壁と重力式護岸の動的遠心模型実験⁵⁾⁹⁾

4. 模型振動実験（その1）

4.1 実験目的

掘削道路が水平な飽和砂地盤中にある場合について、掘削道路側壁に作用する地震時の土圧特性に及ぼす地盤密度の影響と掘削道路の重心位置の影響を明らかにするために、模型振動実験を行った。

4.2 実験方法

実験模型を図4.1に、模型条件を表4.1に示す。モデル2～4では、掘削道路模型の底面より上部の砂層と下部の砂層の密度の組み合わせを変化させた。モデル5では、掘削道路模型の重心の位置を他のモデルよりも高くした。加振条件を表4.2に示す。全てのモデルについて同じ条件で加振を行った。

実験模型は箱形の鋼製土槽内に作成した。砂層は気乾状態の豊浦砂を用いてホッパーによる空中落下法で作成し、土槽の底部より二酸化炭素を通気したのち脱気水を注入して飽和させた。飽和後の地下水面は地表面と一致させた。

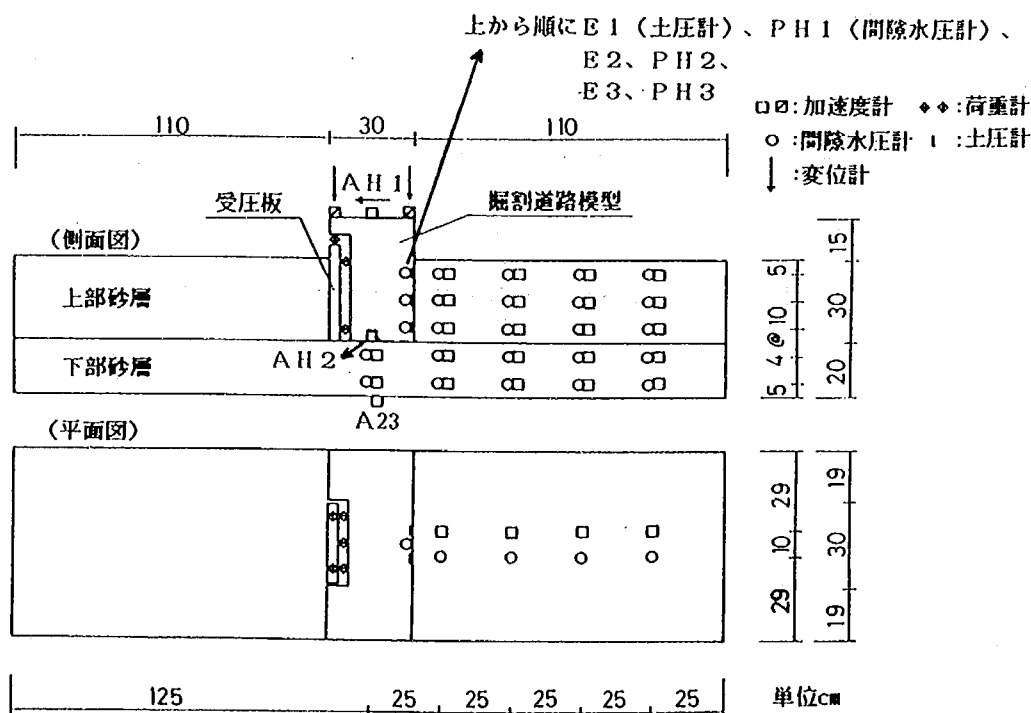


図4.1 実験模型

表4.1 模型条件

模型番号	上部砂層 (Dr)	下部砂層 (Dr)	掘削模型の重心位置 (底面からの高さ)
モデル2	ゆる詰め(60%)	ゆる詰め(60%)	低い (14.5cm)
モデル3	密詰め (79%)	密詰め (79%)	低い (14.5cm)
モデル4	ゆる詰め(46%)	密詰め (90%)	低い (14.5cm)
モデル5	ゆる詰め(59%)	ゆる詰め(59%)	高い (33.8cm)

表4.2 加振条件

加振波形	正弦波
周波数	5 Hz
加振時間	4 秒
加振加速度	80, 100, 120, 150, 180gal

砂層の中央部に埋設した掘削道路模型は鋼製で、片側の受圧板に作用する土圧合力を荷重計で測定できるようになっている。反対側には土圧計と間隙水圧計を埋め込んだ。なお、砂層が液状化した場合の掘削道路模型の浮上がりまたは沈下を防止するために、鉛散弾を内部に入れて見かけの単位体積重量（掘削道路模型重量／地盤中に埋め込まれた部分の体積）が周辺地盤と同程度の 1.9gf/cm^3 となるように調節した。また、荷重計による測定値には受圧板の慣性力が含まれるため、砂層のない状態で掘削道路模型のみを加振する予備実験をモデル1として実施し、受圧板の慣性力を質量と応答加速度の積として計算した値と、荷重計により測定した値とがほぼ一致することを確認した。以下の検討では、このような慣性力の影響を補正した値を測定値として用いている。

4.3 検討に用いた土圧算定式

4.3.1 土圧の漸増成分

加振中の σ_v' と σ_h' の比が加振前と変わらないものとして、動的振幅を除いた水平土圧 σ_h を次式で表す。第1項が有効応力、第2項が過剰間隙水圧である。

$$\sigma_h = K_o \cdot \sigma_{v_0}' \cdot (1 - R_u) + \sigma_{v_0}' \cdot R_u + u_s \quad \cdots \text{式(4.1)}$$

ここに、 σ_{v_0}' ：地盤の初期有効上載圧、 R_u ：過剰間隙水圧比、 K_o ：静止土圧係数、 u_s ：静水圧である。

すると、水平土圧の漸増成分は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_h &= \sigma_h - (K_o \cdot \sigma_{v_0}' + u_s) \\ &= (1 - K_o) \cdot \sigma_{v_0}' \cdot R_u \end{aligned} \quad \cdots \text{式(4.2)}$$

4.3.2 土圧の動的振幅

(1) 拡張した物部・岡部式

過剰間隙水圧の発生に起因する砂の静的強度の低下を考慮して、内部摩擦角 ϕ を式(4.3)のような見かけの内部摩擦角 ϕ_e として表し、物部・岡部式による地震時主働土圧に適用した。震度として式(4.4)による見かけの震度を用いた。

$$\tan \phi_e = (1 - R_u) \cdot \tan \phi \quad \cdots \text{式(4.3)}$$

$$k' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \cdot k \quad \cdots \text{式(4.4)}$$

ここに、 k' ：見かけの震度、 k ：震度、 γ_{sat} ：地盤の飽和単位体積重量、 γ' ：地盤の有効単位体積重量である。

土圧の動的振幅は、地震時主働土圧と常時の主働土圧の差として次式で表した。

$$\sigma_{hd} = (K_{EA} - K_A) \cdot \sigma_{v_0}' \quad \cdots \text{式(4.5)}$$

ここに、 K_{EA} ：拡張した物部・岡部式による地震時主働土圧、 K_A ： ϕ_e を用いた常時の主働土圧である。

なお、常時の主働土圧でも過剰間隙水圧の上昇を考慮すると、土圧の動的振幅は次式となる。

$$\sigma_{h02} = (K_{EA} - K_A') \cdot \sigma_{v0}' \quad \cdots \text{式(4.6)}$$

ここに、 K_A' ： ϕ_c を用いた常時の主働土圧である。

(2) 拡張した動水圧公式

完全に液状化した砂の土圧の動的振幅は、流体の単位体積重量を γ_{s0} として動水圧公式計算した値とよく一致する⁽⁴⁵⁾ことより、土圧の動的振幅を次式で計算した。

$$\sigma_{h03} = 7/8 \cdot k_h \cdot \sqrt{H \cdot z} \cdot (\gamma_w + R_u \cdot \gamma') \quad \cdots \text{式(4.7)}$$

ここに、 k_h ：水平震度、 H ：掘削模型の地中部分の深さ（＝30cm）、 z ：着目点の深度、 γ_w ：水の単位体積重量である。

4.4 実験結果及び考察

4.4.1 静止土圧

地盤作成時と加振時の静止土圧係数 K_0 の測定値を表4.3に示す。ばらつきは大きい、平均的な K_0 は0.5程度と判断される。なお、加振時の K_0 は、加振終了直後の完全に液状化した状態における土圧計と間隙水圧計の測定値から以下のように逆算した。

$$\sigma_h' = \sigma_{h0}' + (\text{土圧計出力}) - (\text{間隙水圧計出力}) \quad \cdots \text{式(4.8)}$$

$$\sigma_v' = \sigma_{v0}' - (\text{間隙水圧計出力}) \quad \cdots \text{式(4.9)}$$

完全液状化時は $\sigma_h' = \sigma_v' = 0$ であるから、

$$K_0 = \frac{\sigma_{h0}'}{\sigma_{v0}'} = \frac{(\text{完全液状化時の間隙水圧計の測定値}) - (\text{完全液状化時の土圧計の測定値})}{(\text{完全液状化時の間隙水圧計の測定値})} \quad \cdots \text{式(4.10)}$$

表4.3 静止土圧係数 K_0 の測定結果

		地盤作成時		加振時			
		水浸前	水浸後	100gal	120gal	150gal	180gal
模型2	土圧計E1	—	—		0.55	0.14	0.50
	土圧計E2	—	—			0.73	0.75
	土圧計E3	—	—			0.64	0.23
	荷重計合力	—	—	*	*	*	*
模型3	土圧計E1	0.38	0.51			0.57	0.68
	土圧計E2	0.69	0.56			0.52	0.25
	土圧計E3	0.38	0.19			0.41	0.24
	荷重計合力	0.20	0.43	*	*	*	*
模型4	土圧計E1	0.50	0.65			0.26	0.29
	土圧計E2	0.32	0.57			0.67	0.76
	土圧計E3	0.37	0.41			0.65	0.37
	荷重計合力	0.40	0.65	*	*	*	*
模型5	土圧計E1	0.57	0.43	0.66	0.58	*	*
	土圧計E2	0.57	0.54	0.60	0.42	*	*
	土圧計E3	0.66	0.33	0.55	0.34	*	*
	荷重計合力	0.32	0.31	*	*	*	*

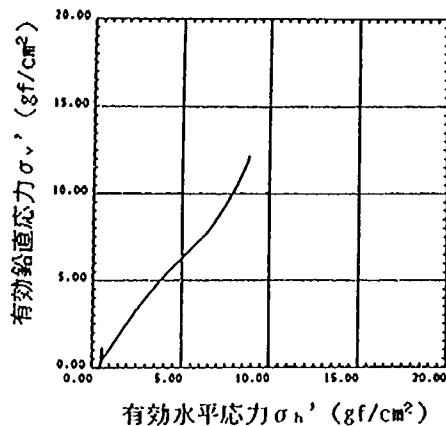
注) —：計測ミス、*：未計算、空欄は液状化せず。

4.4.2 土圧の漸増成分

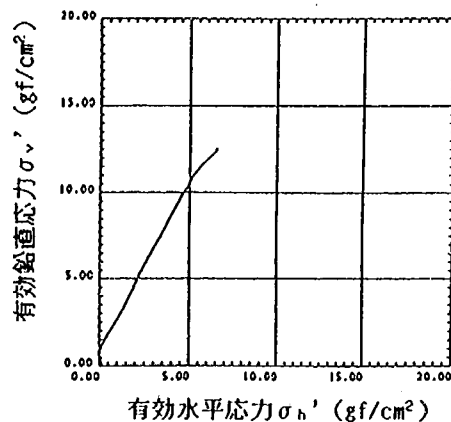
土圧計と間隙水圧計の測定値から次式により計算した加振中の σ_v' と σ_h' の関係の例を図4.2に示す。過剰間隙水圧が発生する過程では σ_v' と σ_h' の比があまり変化せず、式(4.1)がほぼ成立する。

$$\sigma_v' = \sigma_{v0}' - (2 \text{ Hzのローパスフィルターをかけた間隙水圧計の測定値}) \quad \cdots \text{式(4.11)}$$

$$\sigma_h' = K_0 \cdot \sigma_{v0}' + (2 \text{ Hzのローパスフィルターをかけた土圧計の測定値}) - (2 \text{ Hzのローパスフィルターをかけた間隙水圧計の測定値}) \quad \cdots \text{式(4.12)}$$



(1) モデル2, 150gal, E2



(2) モデル3, 150gal, E2

図4.2 液状化時の有効鉛直応力と有効水平応力の関係

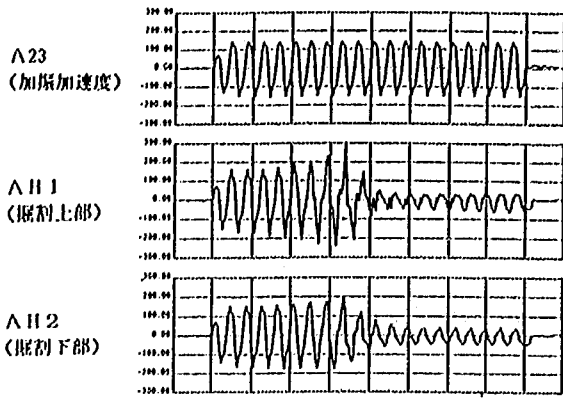
4.4.3 土圧の動的振幅

拡張した動水圧公式による土圧の動的振幅の計算値と実測値を、それぞれ以下のような処理を実施して求めた。これらの比較を図4.3に示すが、1.5~2.0秒の間にいったん振幅が大きくなり、その後減少している点で、実測値と計算値の定性的な傾向が一致した。

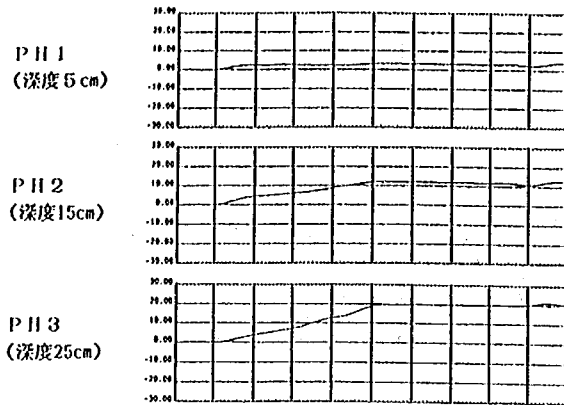
実測値：土圧計の測定値に2 Hzのハイパスフィルターをかけた。

計算値：式(4.7)において、 k_h を台加速度または掘削道路模型の応答加速度から、 R_u を2 Hzのローパスフィルターをかけた間隙水圧計の測定値から求めた。

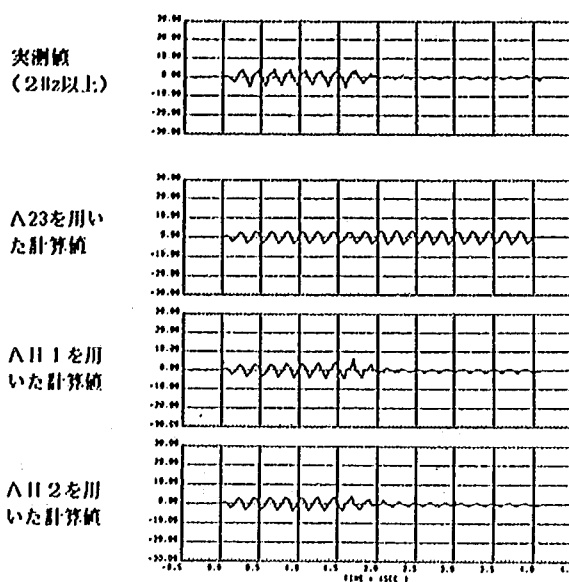
同図のE2の圧縮側の振幅について、拡張した物部・岡部及び拡張した動水圧公式による土圧振幅を計算した結果を表4.4に、計算値と実測値の比較を図4.4に、また、(計算値/実測値)と R_u の関係を図4.5に示す。ただし、低拘束圧下での三軸圧縮試験結果⁶⁰⁾を参考にして内部摩擦角 $\phi = 40^\circ$ と設定し、壁面摩擦角 $\delta = \phi/3$ (ϕ は式(4.3)による見かけの内部摩擦角)とした。これらより以下のことがわかる。



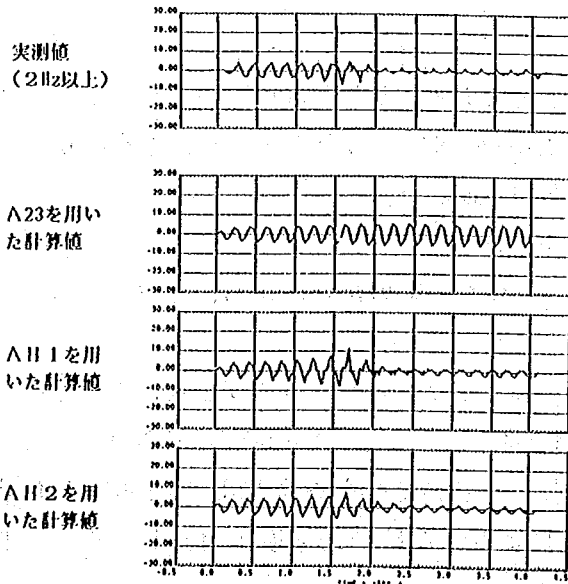
(1) 応答加速度 (単位gal)



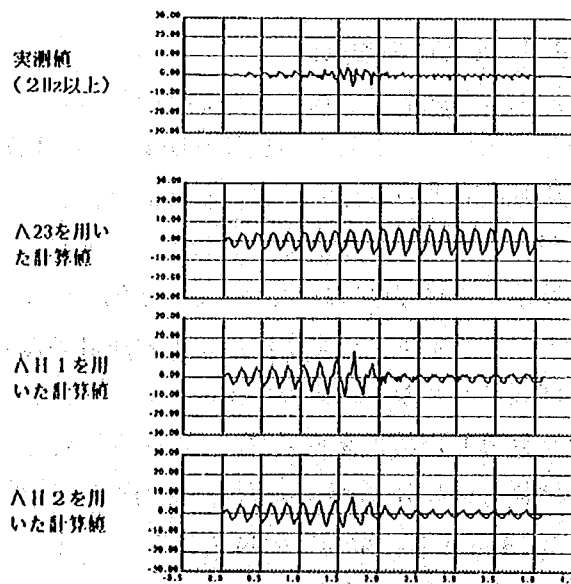
(2) 過剰間隙水圧 (2Hz以下、単位gf/cm²)



(3) 土圧E1 (深度5cm、単位gf/cm²)



(4) 土圧E2 (深度15cm、単位gf/cm²)



(5) 土圧E3 (深度25cm、単位gf/cm²)

図4.3 拡張した動水圧公式による土圧の動的振幅の計算値と実測値の比較 (モデル2, 150gal加振時)

表4.4 土圧振幅の計算値と実測値（モデル2，150gal加振時，E2）

波数	R_u	応答 加速度	**拡張した物部・岡部式($K_A=0.197$)				拡張した動水圧 公式、 σ_{hd3}	実測値
			K_A'	K_{EA}	σ_{hd1}	σ_{hd2}		
2波	.175	161	0.249	0.506	4.36	3.62	3.55	3.8
4波	.417	160	0.356	0.695	7.03	4.77	4.22	4.0
6波	.508	190	0.413	*1.053	12.08	9.02	5.32	3.2
8波	.683	230	0.556	*1.242	14.74	9.67	7.15	3.4
9波	.825	321	0.718	*1.223	14.47	7.12	10.79	4.2
10波	.942	148	0.894	*1.034	11.80	1.97	5.28	3.0
12波	1.00	32	*1.0	*1.0	11.32	0.0	1.18	1.5
		(gal)			(gf/cm ²)	(gf/cm ²)	(gf/cm ²)	(gf/cm ²)

注) *: 物部・岡部式において根号の中が負になり、これをゼロとして計算した値。

** : $\phi=40^\circ$ 、 $\delta=1/3\cdot\phi$ 、 $\gamma'=0.94$ gf/cm³、 $H=30$ cm、 $z=15$ cm とした。

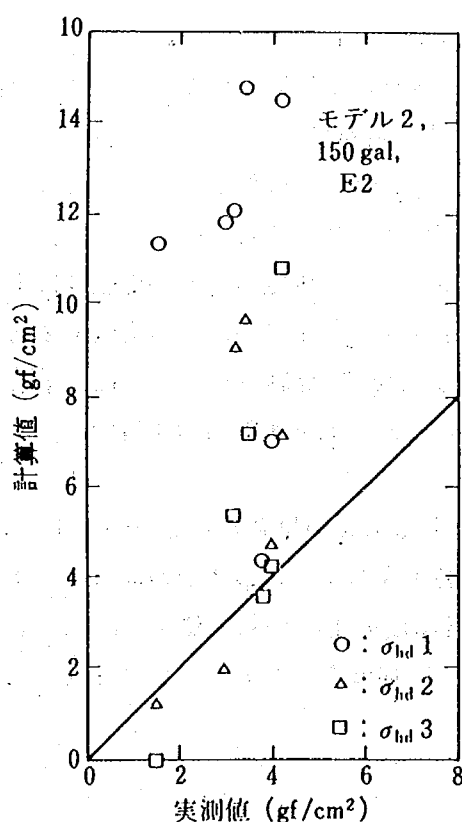


図4.4 土圧の圧縮側動的振幅の比較

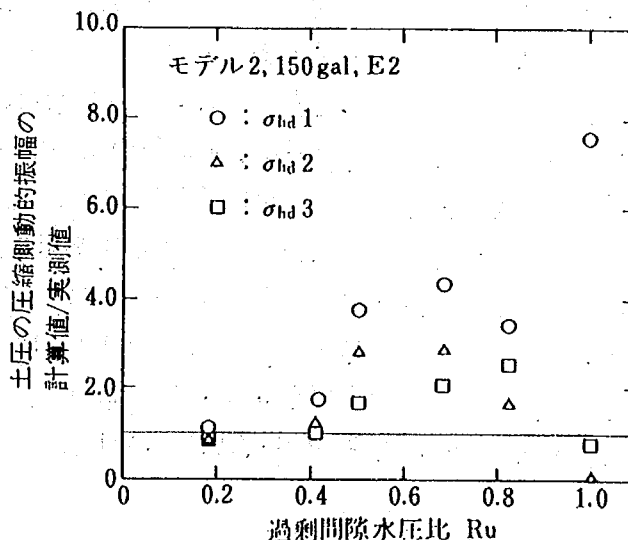


図4.5 土圧の圧縮側動的振幅の計算値と実測値の比と過剰間隙水圧比 R_u の関係

- 1) R_u が0.5以下では、 $\sigma_{hd1} > \sigma_{hd2} > \sigma_{hd3}$ となるが、これらの差はあまり大きくない。
- 2) R_u が0.5以上になると、 K_{EA} の計算中に根号の中が負になり、厳密な意味では σ_{hd1} と σ_{hd2} は適用範囲外となる。計算ではこの場合は根号の中をゼロとしているが、その結果 K_{EA} が1.0以上となり、 σ_{hd1} と σ_{hd2} は実測値よりもかなり大きくなっている。 σ_{hd1} は、特に大きめの値となる。

また、 $\sigma_{b,2}$ は、完全に液状化した $R_0=1.0$ の場合に、 $K_{EA}=K_A'=1.0$ で常に $\sigma_{b,2}=0$ となる点が実際と対応しない。

過剰間隙水圧が発生した場合の実測値との対応は、 $\sigma_{b,3}$ が最も良好であったため、以下では、この拡張した動水圧公式の適用性について検討を続ける。

各加振ステップにおける土圧計による測定値と、拡張した動水圧公式による計算値の比較を、最大片振幅（圧縮側）について図4.6に、最大両振幅について図4.7に示す。計算値は、式(4.7)における k_h を掘削道路模型の応答加速度から次式により求め、さらに、 R_0 を2 Hzのローパスフィルターをかけた間隙水圧計の測定値の最大値から求めて算定した。

$$k_h = \frac{(AH1の最大両振幅) + (AH2の最大両振幅)}{4 \cdot (\text{重力加速度})} \quad \cdots \text{式(4.3)}$$

両図を比較すると、図4.6では、ほとんどの場合は計算値のほうが実測値よりも大きくなったのに対して、図4.7では、実測値のほうが大きい場合が増えた。これは、実測値では、圧縮側の最大片振幅が引張側の最大片振幅よりも小さいことによる。実測値の両振幅と比較しておけば、計算値の妥当性を安全側に評価できることがわかる。

荷重計で測定した単位奥行きあたりの水平土圧合力の最大両振幅と、拡張した動水圧公式による計算値の比較を図4.8に示す。また、土圧計の時刻歴を足しあわせて計算した土圧合力の最大両振幅と、拡張した動水圧公式による計算値の比較を図4.9に示す。計算値は、式(4.7)において、 k_h を式(4.13)により求め、 R_0 を間隙水圧計の各深度の最大値の平均から求めたが、いずれの図でも計算値のほうが実測値よりも大きかった。また、2種類の実測値を比べると、荷重計によるもののほうが、土圧計によるものよりも大きかった。一般に、荷重計による測定のほうが土圧計による測定よりも精度が高いことを考慮すると、土圧合力に関する計算値は、図4.8より実測値を2倍程度過大評価していると判断される。ただし、掘削道路模型の重心位置が高いモデル5では、重心位置の低い他のモデルよりも計算値と実測値の差が小さかった。一方、モデル2~4の比較では、上部砂層と下部砂層の密度の影響は特に見られなかった。

なお、図4.7では、個々の土圧計による実測値は計算値よりも大きい場合があったが、図4.9のように合力にすると計算値のほうが大きくなった。これは、各深度の土圧の最大値が同時には生じないためと考えられる。例えば、モデル2の150gal加振時の各深度の土圧の最大値が同時に生じるものとして土圧合力の最大値を計算すると202gf/cmとなるが、時刻歴を足しあわせて計算した土圧合力の最大値は157gf/cmで、80%程度に減少した。

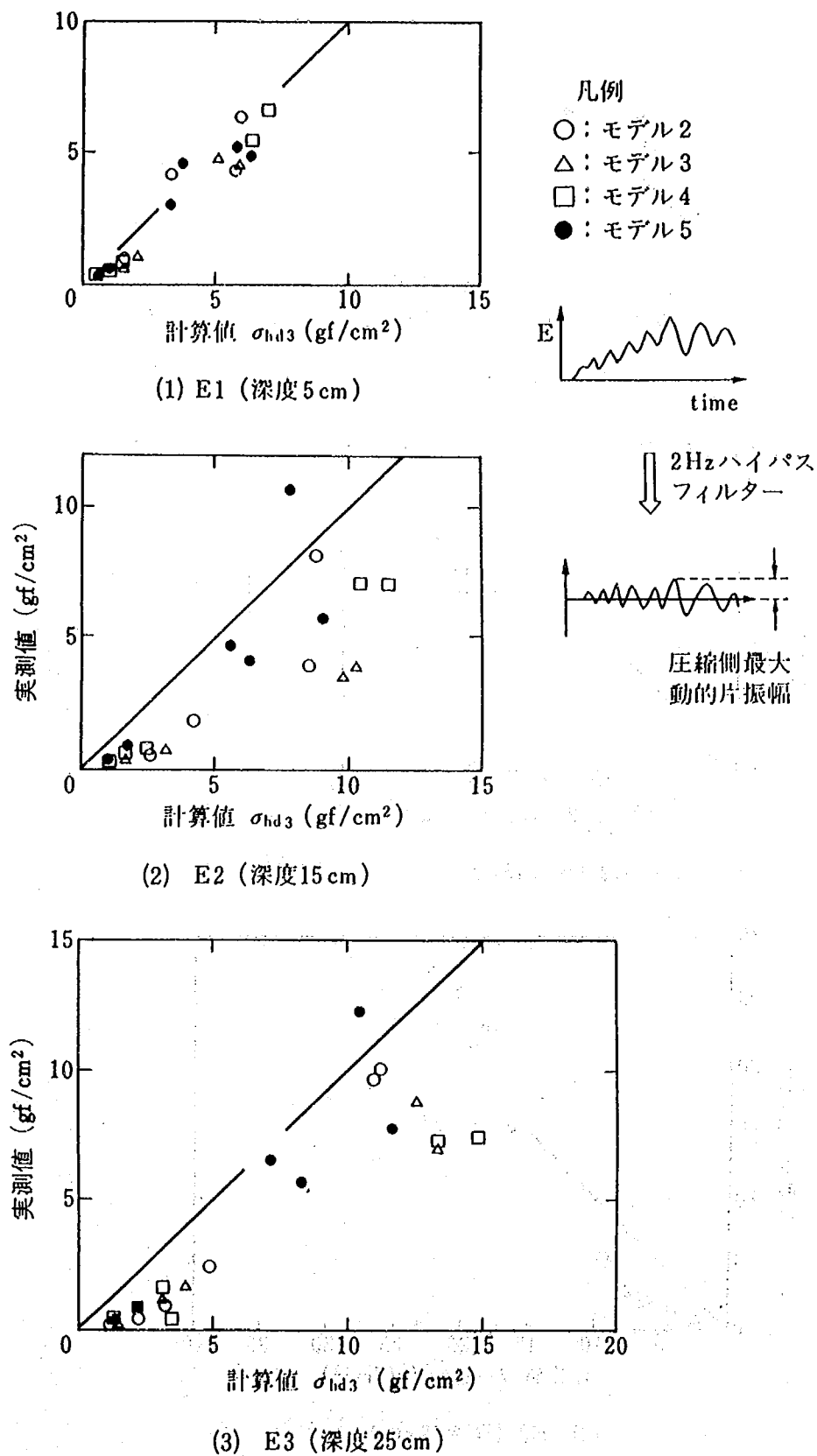
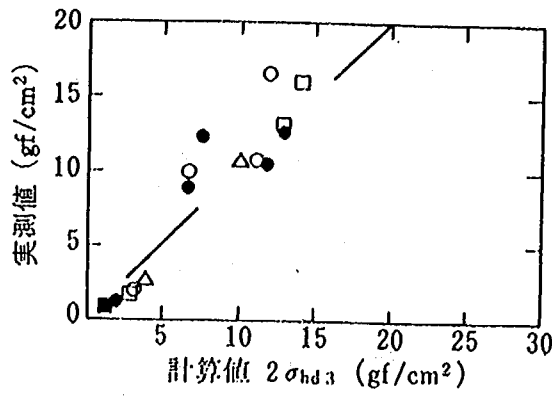
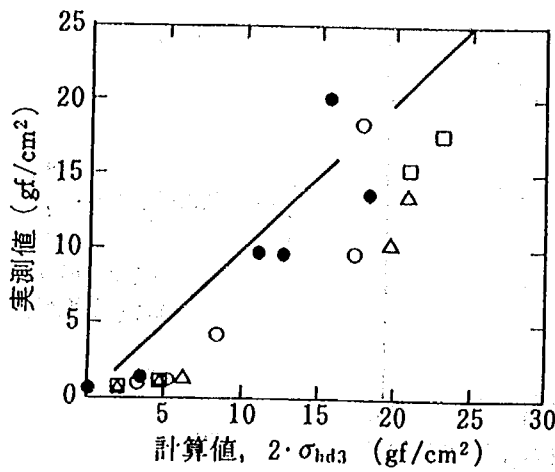
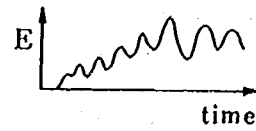


図4.6 土圧の圧縮側最大動的振幅の計算値と実測値の比較



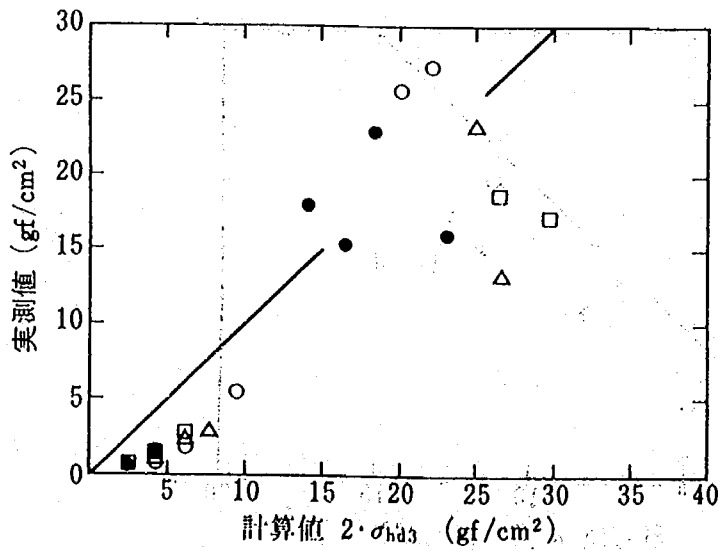
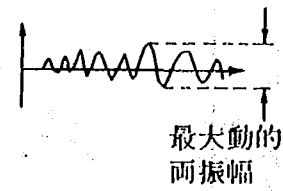
(1) E1 (深度5 cm)

- 凡例
- : モデル 2
 - △: モデル 3
 - : モデル 4
 - : モデル 5



(2) E2 (深度15 cm)

↓ 2Hz ハイパス
フィルター



(3) E3 (深度25 cm)

図4.7 土圧の最大動的両振幅の計算値と実測値の比較

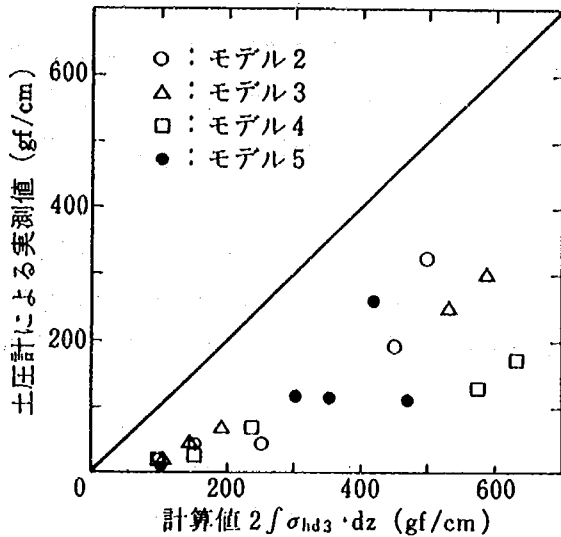
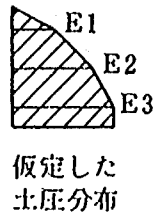


図4.8 土圧計による土圧合力の最大動的両振幅の実測値と計算値の比較

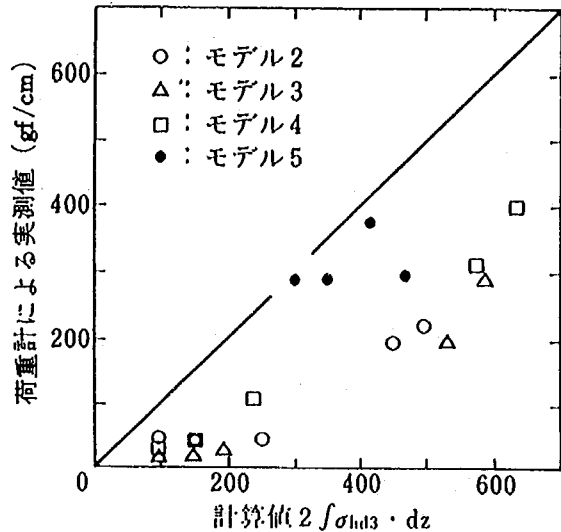


図4.9 荷重計による土圧合力の最大動的両振幅の実測値と計算値の比較

4.5 まとめ

飽和砂地盤中に掘割道路模型がある場合について正弦波加振を行った模型振動実験結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 過剰間隙水圧が発生する場合の土圧の漸増成分は、 σ_v' と σ_h' の比が常時と変わらないものとして算定することができる。
- 2) 過剰間隙水圧が発生する場合の土圧の動的振幅は、拡張した物部・岡部式よりも拡張した動水圧公式のほうが実測値と比較的良く対応した。水平土圧合力に関する比較では、拡張した動水圧公式による計算値は、荷重計による実測値よりも大きかった。設計でこの計算値を用いると、安全側の評価となる。
- 3) 2)で比較した土圧合力の計算値と実測値の差は、掘割道路模型の重心位置が高い場合のほうが小さかった。一方、砂層の密度の違いの影響は特に見られなかった。

5. 模型振動実験（その2）

5.1 実験目的

前章では、飽和砂地盤中に掘割道路がある場合の地震時土圧の算定法を提案したが、これは、正弦波加振の結果に基づいて得られたものであった。実際の地震動は不規則な振幅及び周波数成分をもっているため、ここでは、このような地震波形の不規則性の影響を明らかにするために、飽和砂地盤模型を用いた不規則波加振実験を行った。

また、これらの飽和砂地盤模型では地下水位が地表面と一致しており地盤全体が飽和していたが、実際には地下水面と地表面の間には飽和していない地盤があるため、このような地盤から掘割道路に作用する地震時の土圧特性を明らかにするために、乾燥砂地盤模型を用いた正弦波・不規則波加振実験をあわせて行った。

5.2 実験方法

模型条件を表5.1に示す。模型の形状と計測器の配置は前章と同様である（図4.1参照）。モデル6及び7では、前章のモデル2と同様な相対密度60%程度の飽和砂地盤を作成し、図5.1に示す2通りの不規則波⁶⁾をそれぞれ入力波形として加振を行った。一方、モデル8及び9では、相対密度90%程度の比較的密な乾燥地盤とし、特にモデル9では、前章のモデル5と同様に掘割道路模型の重心の位置を他のモデルよりも高くした。これらのモデルでは、前章と同じ周波数5Hzの正弦波と、前述した2通りの不規則波を入力波形として加振を行った。

前章と同様に、砂層の中央部に鋼製の掘割道路模型を埋設したが、モデル8及び9では、見かけの単位体積重量（掘割道路模型重量／地盤中に埋め込まれた部分の体積）が周辺の乾燥地盤と同程度の 1.6gf/cm^3 となるように調節した（モデル6及び7は前章と同じ 1.9gf/cm^3 ）。また、乾燥地盤であるため、間隙水圧計の地盤中への埋設は行わず、代わりに掘割道路模型の受圧板の中心部に水平方向の加速度計（A H 3）を追加した。

表5.1 模型条件

模型番号	砂層 (相対密度)	掘割模型の重心位置 (底面からの高さ)
モデル6	飽和 (69%)	低い (16.3cm)
モデル7	飽和 (52%)	低い (16.3cm)
モデル8	乾燥 (91%)	低い (17.6cm)
モデル9	乾燥 (90%)	高い (30.5cm)

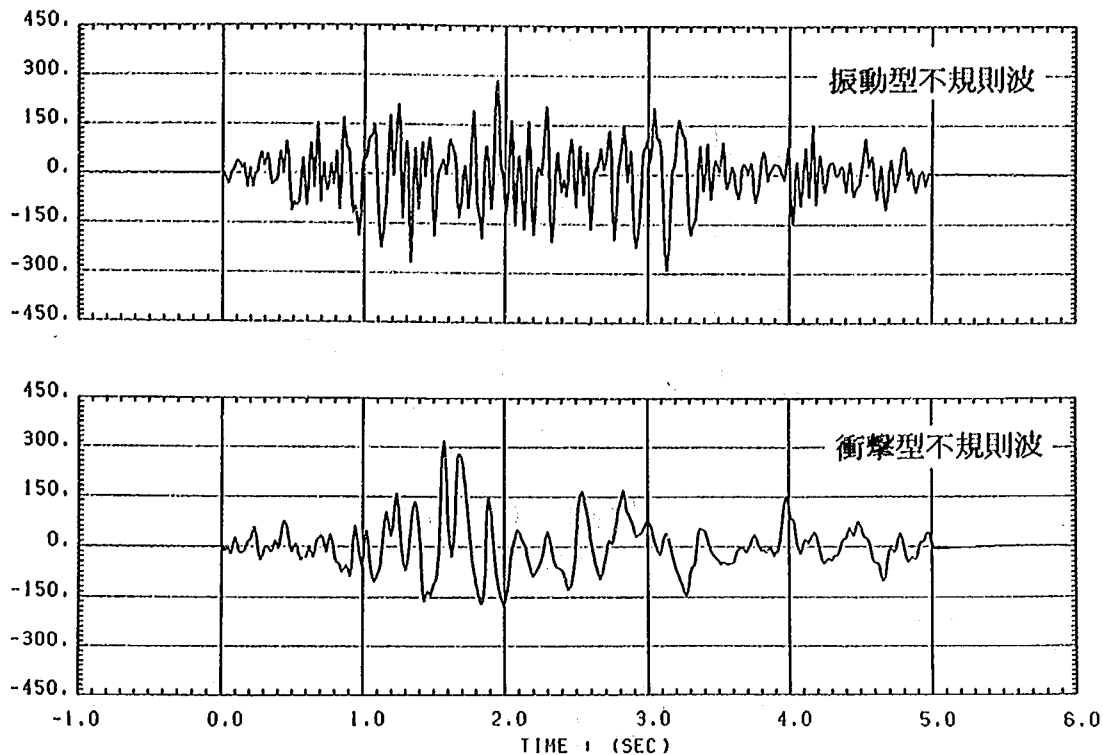


図5.1 加振に用いた不規則波

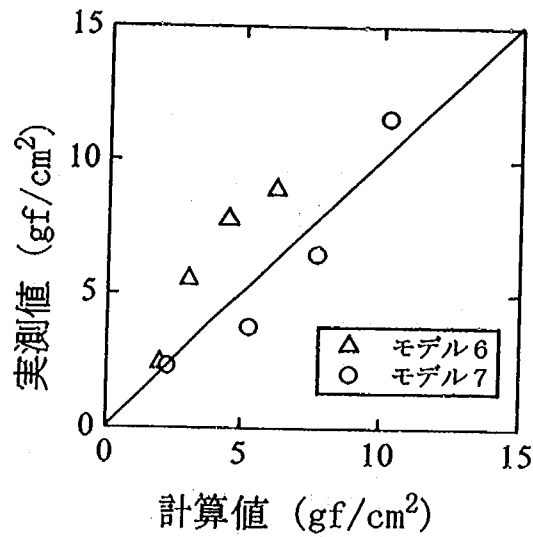
5.3 実験結果及び考察

5.3.1 不規則波加振時に飽和砂地盤から作用する土圧

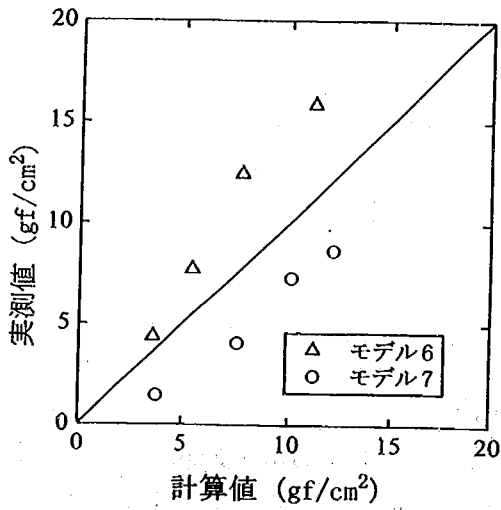
各深度における土圧計による実測値の最大両振幅と、拡張した動水圧公式(4.3.2参照)による計算値の比較を図5.2に示す。ただし、式(4.7)における k_h は、掘削道路模型の上部(AH1)と下部(AH2)の最大応答加速度の平均値より算出した(式(4.13)参照)。全般的には実測値と計算値がよく対応しており、不規則波加振時においても拡張した動水圧公式が適用可能であることがわかる。

図5.2では、測定位置が深くなるほど計算値が実測値よりも大きめになる傾向があり、同様な傾向が、正弦波加振時の図4.7においても見られる。これは、掘削道路模型の上部のほうが下部よりも応答加速度が大きく、実測値にはその影響が現れているのに対して、計算値では深度によらない平均的な応答加速度を用いていることによると考えられる。なお、加振波形の影響に関しては、深度5cm及び15cmの位置では振動型不規則波を入力したモデル6のほうが衝撃型不規則波を入力したモデル7よりも実測値が大きめになったが、深度30cmの位置ではあまり明確な違いは見られなかった。

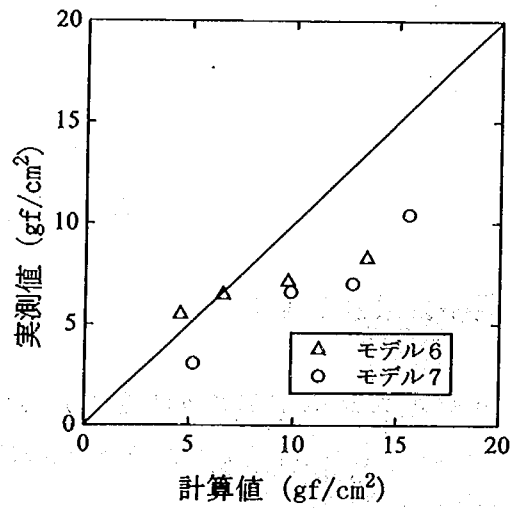
土圧の漸増成分に関して、前章と同様な方法で加振中の有効鉛直応力 σ_v' と有効水平応力 σ_h' の関係を整理した例を図5.3に示す。不規則波加振時においても、過剰間隙水圧が発生する過程では σ_v' と σ_h' の比があまり変化せず、式(4.1)がほぼ成立することがわかる。



(1)深度5cm (E 1)



(2)深度15cm (E 2)



(3)深度25cm (E 3)

図5.2. 土圧計による実測値の最大両振幅と拡張した動水圧公式による計算値の比較
(モデル6及び7)

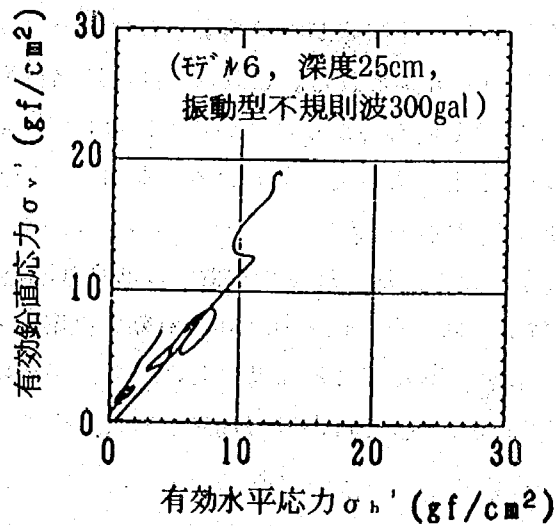


図5.3 液状化時の有効鉛直応力と有効水平応力の関係 (モデル6, 300gal加振時, E 3)

5.3.2 乾燥砂地盤から作用する土圧

式(4.5)による土圧の動的振幅は、乾燥砂の場合にも適用可能である。すなわち、地震時と常時の主働土圧の差として、地震時の土圧増分を評価することができる。このようにして算定した水平土圧合力の増分と荷重計で実測した水平土圧合力の圧縮側最大値（いずれも単位奥行きあたり）を、掘削道路模型の受圧板の最大応答加速度（A H 3）に対してプロットしたものを図5.4に示す。ただし、計算では内部摩擦角 $\phi = 45^\circ$ （相対密度90%に対応する値。前章では相対密度60%程度の地盤に対して $\phi = 40^\circ$ とした。）、壁面摩擦角 $\delta = \phi/3 = 15^\circ$ の場合を基本ケースとし、比較のために $\delta = 0^\circ$ の場合もあわせて示した。

荷重計による実測値は、掘削道路模型の重心位置の高いモデル9のほうが、重心位置の低いモデル8よりも全般的に大きめとなった。また、加振波形の影響については、正弦波及び振動型不規則波よりも衝撃型不規則波のほうが大きめの値を示した。計算値との比較では、モデル9で衝撃型不規則波を入力した場合を除くと、実測値は基本ケースの計算値とほぼ同程度かそれ以下の大きさであった。ここで、 δ の相違は計算値にほとんど影響を及ぼさなかった。

土圧計の実測値に基づいて算出した土圧合力の圧縮側最大値（加振前からの増分）について、同様な整理をしたものを図5.5に示す。荷重計による実測値と比較すると、全体的にばらつきが大きくなった。また、加振波形の影響については、衝撃型不規則波を入力した場合のほうが他の場合よりも実測値が小さくなる点が、荷重計による実測値に見られた傾向とは異なっていた。

なお、土圧の漸増成分については、荷重計と土圧計のいずれにおいても、加振終了後の土圧は加振開始前と比較して増えている場合と減っている場合とがあり、明確な傾向は得られなかった。

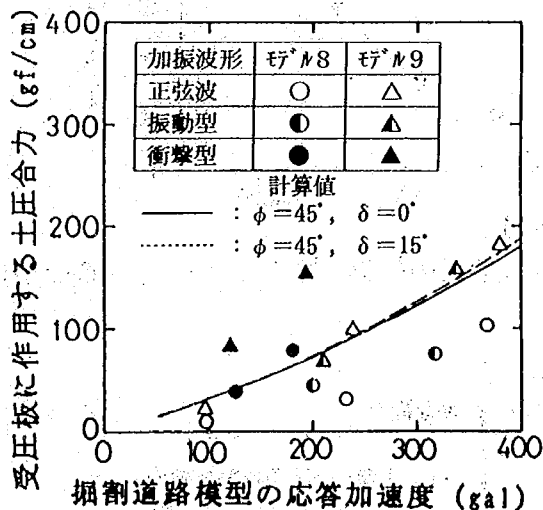


図5.4 乾燥砂地盤の荷重計による土圧合力の圧縮側最大動的振幅の実測値と計算値の比較

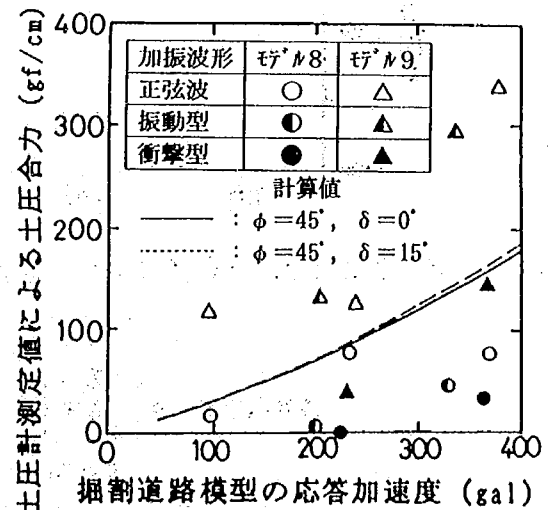


図5.5 乾燥砂地盤の土圧計による土圧合力の圧縮側最大動的振幅の実測値と計算値の比較

5.3.3 土圧の位相特性

乾燥砂地盤であるモデル8の正弦波加振時の実測値のうち1サイクル分を取り出して、掘削道路模型の受圧板の応答加速度と荷重計による水平土圧合力（加振前からの増分）の位相特性を整理したものを図5.6に示す。水平土圧合力（圧縮が正）が極大値となる時点は、応答加速度が極大値と

なる時点とほぼ対応している。このときの応答加速度の向きは、受圧板の側方の地盤に作用する慣性力が受圧板とは反対側を向いているときに相当する。また、掘割道路模型の応答加速度振幅は加振加速度振幅よりも大きくなっていることから、正弦波加振時において受圧板に作用する水平土圧合力が極大値となるのは、図5.7(1)に示すような状況のとき、すなわち、掘割道路模型が受圧板のある側に変位して土槽側面との間の地盤を押し込むような状態になっているときであることがわかる（ただし、土槽に対する掘割道路模型の上面の相対変位振幅は、図5.6の例では0.1mm程度と極めて小さい）。これは、物部・岡部式で想定している地震時主働土圧（図5.7(2)参照）の状態とは地盤に作用する慣性力の向きが逆になっている。本実験では土槽の側面が剛壁であったことが、このような位相特性に影響を及ぼしていると考えられる。実際の地盤は、水平方向に半無限的に地盤が連続するような状況に近い場合が多いと考えられるが、このような状況での土圧の位相特性に関して今後検討を継続する必要がある。

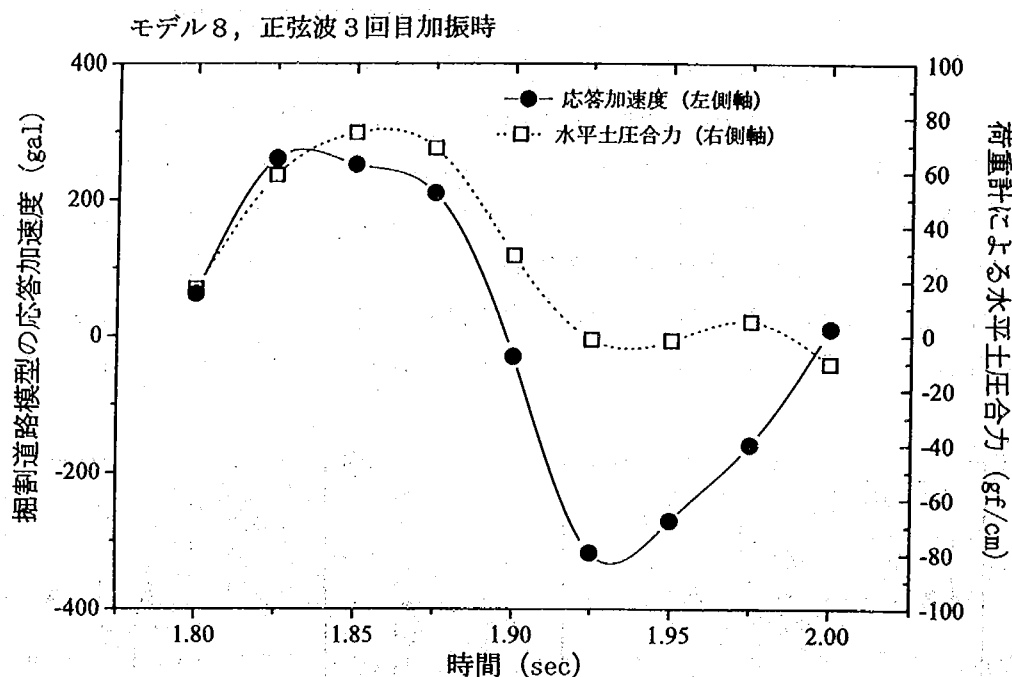


図5.6 乾燥砂地盤の掘割道路模型の応答加速度と土圧合力の位相特性（モデル8，300gal加振時）

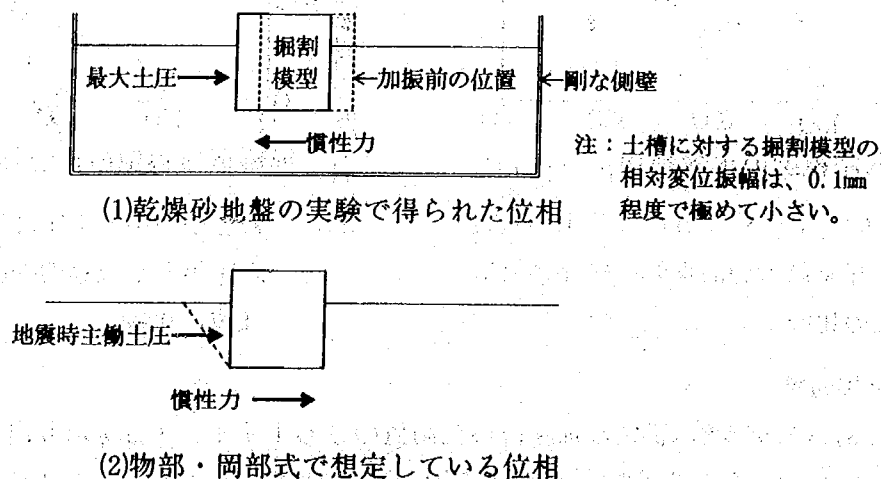


図5.7 土圧と慣性力の位相関係の模式図

比較のために、前章で実施した飽和砂地盤の正弦波加振時（モデル3：地盤の相対密度と掘割道路模型の重心位置はモデル8とほぼ同じ）について同様な整理をしたものを図5.8に示す。加振加速度が大きくなると過剰間隙水圧の発生による土圧の漸増成分の影響が相対的に大きくなるため、ここでは加振加速度が小さい（80gal加振時）場合の結果を示したが、水平土圧合力と応答加速度の位相関係は、図5.6に示した乾燥砂地盤の場合とは逆になっている。すなわち、図5.7(2)に示すように、受圧板の側方の地盤に作用する慣性力が受圧板側を向いているとき水平土圧合力が極大値となっている。これは、動水圧公式で想定している位相関係と一致しており、土槽の側面の影響は、少なくとも位相関係に関しては現れていないと考えられる。

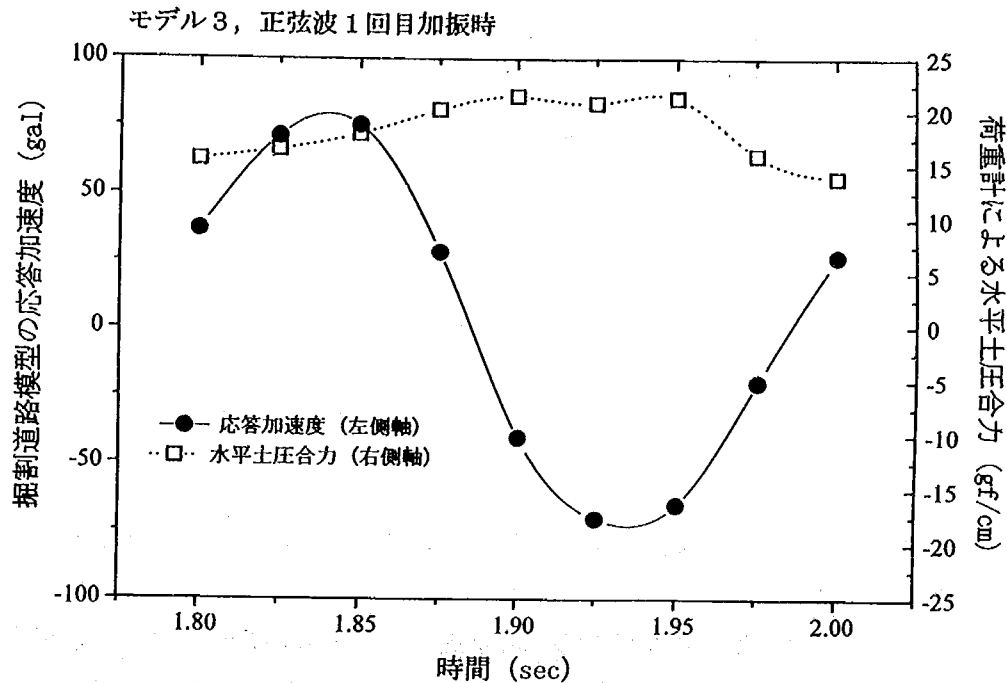


図5.8 飽和砂地盤の掘割道路模型の応答加速度と土圧合力の位相特性（モデル3，80gal加振時）

なお、文献62)には、直方体状の空間を占める水がその空間の一辺と平行に振動する地震動を受けたときに、その振動方向に垂直な壁面に作用する動水圧 P_{dw} の算定法として、次式が示されている（図5.9参照）。

$$P_{dw} = 7/8 \cdot c \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot H \cdot z \quad \dots \text{式(5.1)}$$

$$c = L / (1.5H) \quad L/H < 1.5 \text{ のとき} \quad \dots \text{式(5.2)}$$

$$c = 1.0 \quad L/H \geq 1.5 \text{ のとき} \quad \dots \text{式(5.3)}$$

本実験における掘割道路模型と土槽側面との間の地盤にこれを適用すると、 $L/H = 3.67$ ($L = 110$ cm, $H = 30$ cm) となり、上式によれば補正係数 $c = 1.0$ となる。この点においても、飽和砂地盤が液状化して動水圧的な土圧が生じた場合に、土槽側面の影響は現れにくいことが予想される。

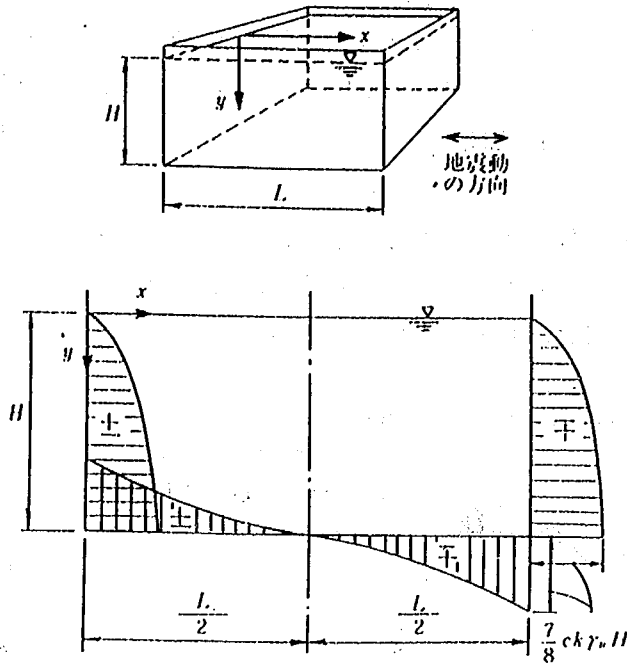


図5.9 直方体状の中空部の水による動水圧⁶²⁾

5.4 まとめ

乾燥砂地盤を用いた場合、及び加振波形が不規則波の場合について行った模型振動実験結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 乾燥砂地盤の実験では、掘割道路模型の重心位置が低い場合の荷重計による水平土圧合力の最大増分の実測値は、地震時と常時の主働土圧の差として算定した計算値とほぼ同程度か、それ以下の大きさであった。
- 2) 飽和砂地盤の不規則波加振実験では、土圧の漸増成分と動的振幅を、正弦波加振時と同様な方法で評価することができた。
- 3) 乾燥砂地盤の正弦波加振実験において土圧が極大となる時点の位相特性は、物部・岡部式で想定している地震時主働土圧の状態とは地盤に作用する慣性力の向きが逆であった。これは、土槽の側面の影響によると考えられる。一方、前章で実施した飽和砂地盤の正弦波加振実験では、動水圧公式で想定しているものと同じ位相特性が得られた。

6. 模型振動実験（その3）

6.1 実験目的

前章及び前々章では、水平地盤模型の実験を行ったが、実際には周辺に別な構造物があるために掘割道路の側方地盤に偏載荷重が作用しているような状態が生じ得る。そこで、このような場合の地震時の土圧特性を明らかにするために、片側の地盤上に盛土がある模型を用いた加振実験を行った。

6.2 実験方法

実験模型を図6.1に、模型条件を表6.1に示す。片側の地盤上に、含水比8.7%に調整した豊浦砂を用いて盛土を作成した。モデル10及び11では、相対密度60～80%程度の飽和砂地盤を作成し、正弦波を入力波形として加振を行った。一方、モデル12及び13では、相対密度80～100%程度の比較的密な乾燥地盤とし、正弦波と不規則波を入力波形として加振を行った。これらの加振条件を表6.2に示す。なお、モデル10及び12では、掘割道路模型を図6.1に示したものと反対向きに変えて、盛土側の土圧を受圧板を介して荷重計で測定した。また、地盤の作成方法、掘割道路模型の重量調整方法等は、前章までと同一である。

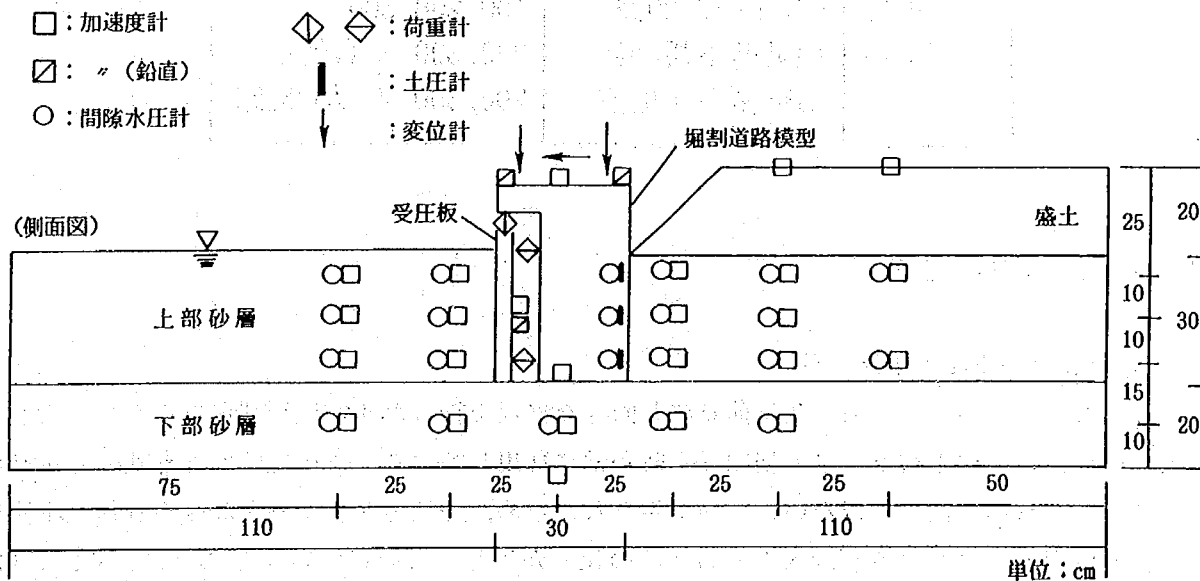


図6.1 実験模型

表6.1 模型条件

模型番号	砂層 (上部/下部のDr)	盛土側の 土圧測定	掘割模型の重心位置 (底面からの高さ)	盛土部の湿潤 単位体積重量
モデル10	飽和 (71/80%)	荷重計	低い (16.1cm)	1.396 gf/cm ³
モデル11	飽和 (62/85%)	土圧計	低い (16.1cm)	1.401 gf/cm ³
モデル12	乾燥 (84/104%)	荷重計	低い (17.6cm)	1.362 gf/cm ³
モデル13	乾燥 (76/99%)	土圧計	低い (17.6cm)	1.414 gf/cm ³

表6.2 加振条件

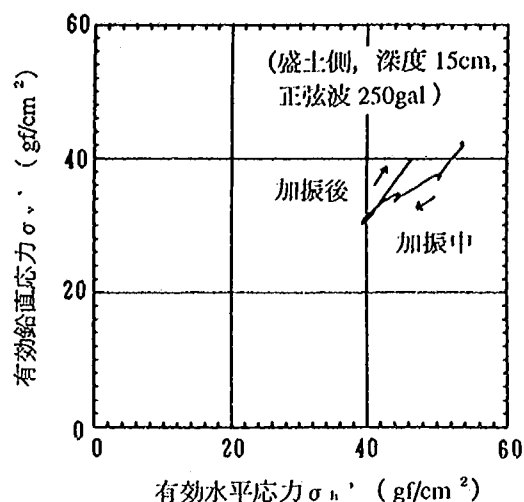
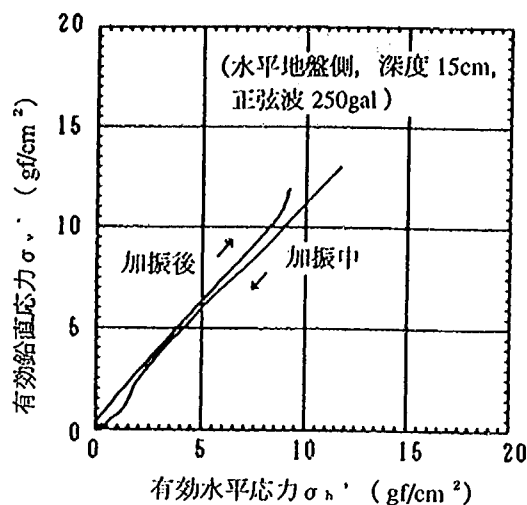
模型番号	加振波形	加振加速度(gal)
モデル10 モデル11	5Hz正弦波20波	100, 150, 180, 250
モデル12 モデル13	5Hz正弦波20波 振動型不規則波 衝撃型不規則波	100, 200, 300 200, 300 200, 300 } (最大 加速度)

6.3 実験結果及び考察

6.3.1 液状化時の土圧の漸増成分

モデル10及び11について、前章及び前々章と同様な整理を行った(4.4.2参照)。ただし、盛土のある側については、盛土荷重による初期せん断が常に作用しており、液状化時でも有効応力がゼロの等方的な応力状態にはなり得ないことが予想されたため、加振前と加振終了直後の有効土圧係数(有効鉛直応力 σ_v' に対する有効水平応力 σ_h' の比)が等しいものと仮定することにより、式(4.1)及び式(4.2)中の K_0 に相当する値を算定した。

結果の一例を図6.2に示す。水平地盤側の挙動は、前章(図5.3)及び前々章(図4.2)と同様であった。一方、盛土側では、水平地盤部が完全に液状化した加振ステップでも有効応力があまり低下しなかった。ただし、加振中の有効応力経路はほぼ直線状と見なすことができ、初期有効上載圧と有効土圧係数及び過剰間隙水圧の発生量(または過剰間隙水圧比)を予測することができれば、土圧の漸増成分を式(4.2)により水平地盤と同様に評価できると考えられる。



(1)モデル10 (水平地盤側, 250gal加振時, E 2)

(2)モデル11 (盛土側, 250gal加振時, E 2)

図6.2 液状化時の有効鉛直応力と有効水平応力の関係

6.3.2 液状化時の土圧の動的振幅

前章と同様な形 (図5.2参照) で, モデル10及び11における土圧の最大両振幅の実測値と動水圧公式による計算値を比較したものを図6.3に示す。ただし, 盛土側の計算値については, 式(4.7)中の H (掘削模型の地中部分の深さ) 及び z (着目点の深度) を次式による ΔH だけ見かけ上増加させることにより, 盛土の影響を簡易的に考慮した。これは, 図6.4に示すように, 盛土部分を重量の等しい飽和水平地盤に置き換えていることになる。比較のために, 盛土の影響を考慮しない計算もあわせて行った。

$$\Delta H = h_e \cdot \gamma_s / \gamma_{sat}$$

・ 式(6.1)

ここに, h_e : 盛土の等価高さ (本実験では盛土の断面が台形状であるため, これを同じ幅で同じ面積の長方形断面に置き換えた), γ_s : 盛土の湿潤単位体積重量, γ_{sat} : 地盤の飽和単位体積重量である。

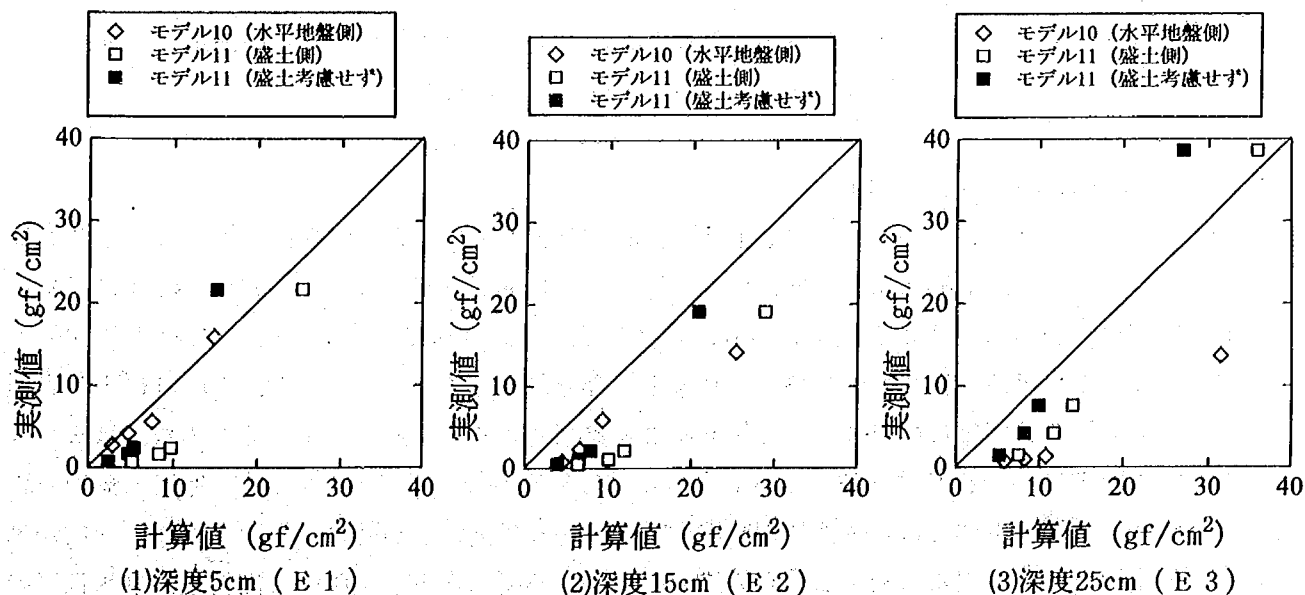


図6.3 土圧計による実測値の最大両振幅と拡張した動水圧公式による計算値の比較 (モデル10及び11)

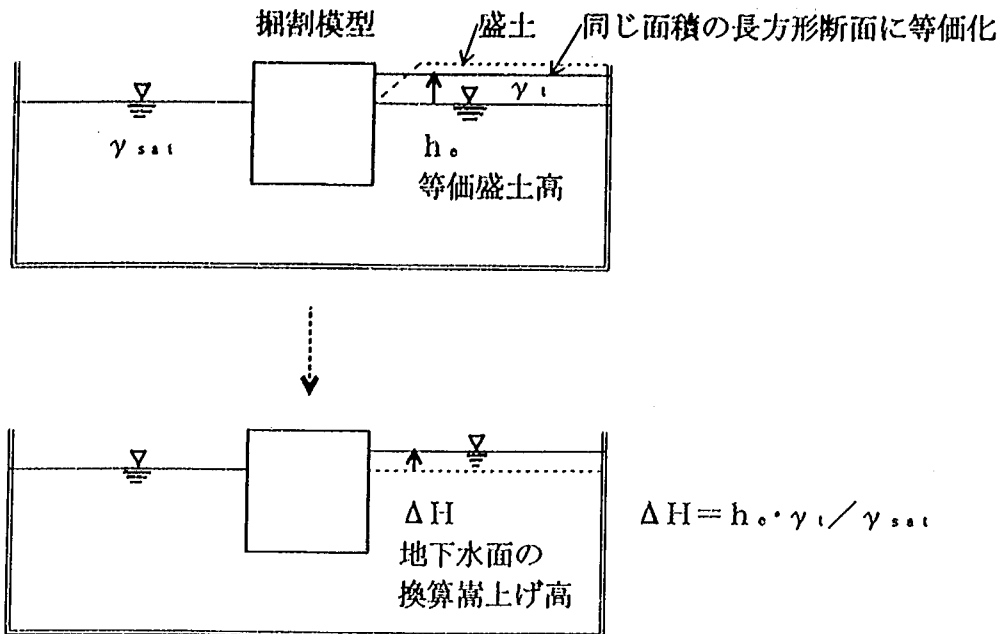


図6.4 拡張した動水圧公式において盛土の影響を簡易的に考慮する方法の模式図

図6.3より、土圧振幅が小さい場合（加振加速度が小さい場合のデータ）には、計算値は実測値よりも全般的に大きかった。一方、土圧振幅が大きくなると、盛土の影響を考慮しない計算値が、盛土側の実測値よりも小さくなる場合があったが、この場合でも、盛土の影響を考慮した計算値は実測値と同程度かそれよりも小さかった。

ここで、正弦波加振時の荷重計による土圧合力の位相特性は、水平地盤側（モデル11）では盛土がない場合（図5.8参照）と同じ傾向が得られ、動水圧公式で想定しているものと一致した。一方、盛土側（モデル12）では位相関係が逆転し、地盤に作用する慣性力が掘削道路模型とは反対方向を向いているとき（水平地盤側の土圧合力が極大値となっているとき）に土圧合力が極大値を示した。盛土側の土圧の位相特性は、乾燥砂地盤の実験で得られたもの（図6.9(1)参照）と同一であり、土槽の側面の影響を受けている可能性が考えられる。このような位相特性の場合、拡張した動水圧公式は本来は適用できない。これらの点について、今後も検討が必要である。

6.3.3 乾燥地盤から作用する土圧

モデル12及び13について荷重計及び土圧計で実測した水平土圧合力の圧縮側最大値（いずれも単位奥行きあたり）を、加振加速度の最大振幅に対してプロットしたものを図6.5及び図6.6に示す。盛土の影響は、荷重計による実測値に現れ、正弦波加振時の300galレベルを除いて、盛土側（モデル12）のほうが水平地盤側（モデル13）よりも土圧合力が大きくなった。一方、土圧計による実測値には盛土の影響は明確には現れず、荷重計による実測値よりも全般的に小さく、また、ばらつきが小さい点が前章の同様な整理結果とは異なった（図5.4、図5.5参照）。さらに、加振波形の影響についても、今回の実験では正弦波加振時の土圧合力が不規則波加振時よりも大きくなる傾向が見られ、前章の結果とは異なった。これらの違いの理由は不明であり、土圧の計測精度、加振波形の影響等について今後も検討を続ける必要がある。

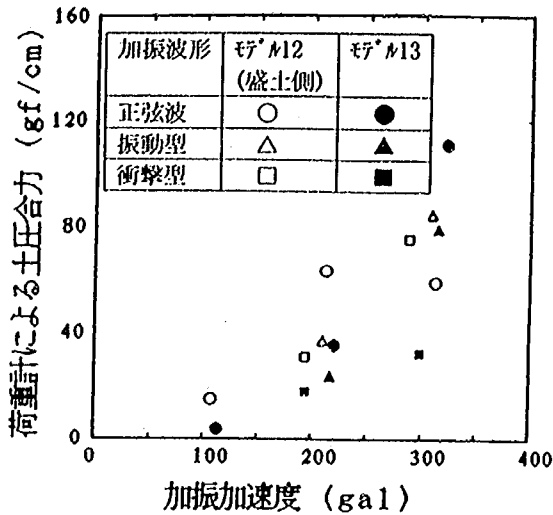


図6.5 乾燥砂地盤の荷重計による土圧合力の圧縮側最大動的振幅

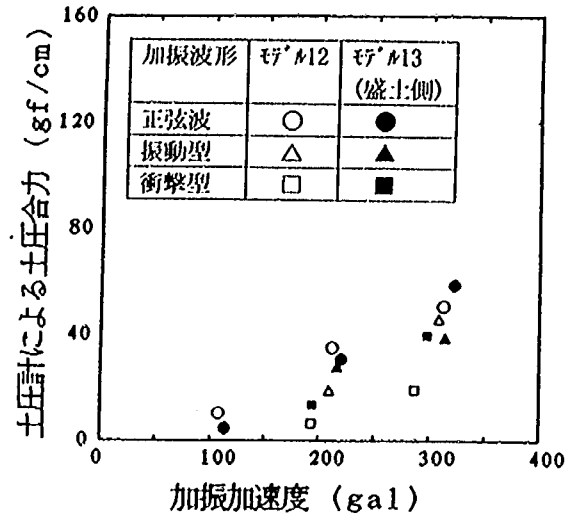


図6.6 乾燥砂地盤の土圧計による土圧合力の圧縮側最大動的振幅

正弦波加振時について、前章と同様に掘削道路模型の受圧板の応答加速度と荷重計による水平土圧合力（加振前からの増分）の位相特性を整理したものを図6.7及び図6.8に示す。いずれの場合も、水平土圧合力（圧縮が正）が極大値となる時点は、応答加速度が極大値となる時点とほぼ対応し、このときの応答加速度の向きは、受圧板の側方の地盤に作用する慣性力が受圧板とは反対側を向いているときに相当する。これは、前章の乾燥砂地盤の結果と一致する。（図5.6参照。ただし、振動台の制御システムの変更により、前章の実験とは振動台の加振波形の位相特性が逆になっている。そのため、前章とは反対側に受圧板のあるモデル12では、両者が相殺して見かけ上は図5.6と同一の特性となった。一方、モデル13では、モデル12とは反対側に受圧板があることを考慮して応答加速度の符号を逆転させたために、全体的に180°の位相遅れが生じた。）

これらの位相特性をまとめると図6.9となる。前章でも述べたように、土圧が極大となる状態では、物部・岡部式で想定している地震時主働土圧の状態とは地盤に作用する慣性力の向きが逆になっている（図5.7参照）。本実験では盛土が偏載荷重として作用することによって、物部・岡部式で想定している状態に近づくことが予想されたが、位相特性に及ぼす盛土の影響は特に明確には現れなかった。そのため、物部・岡部式による計算値との比較は実施しなかった。

モデル12, 正弦波 3 回目加振時

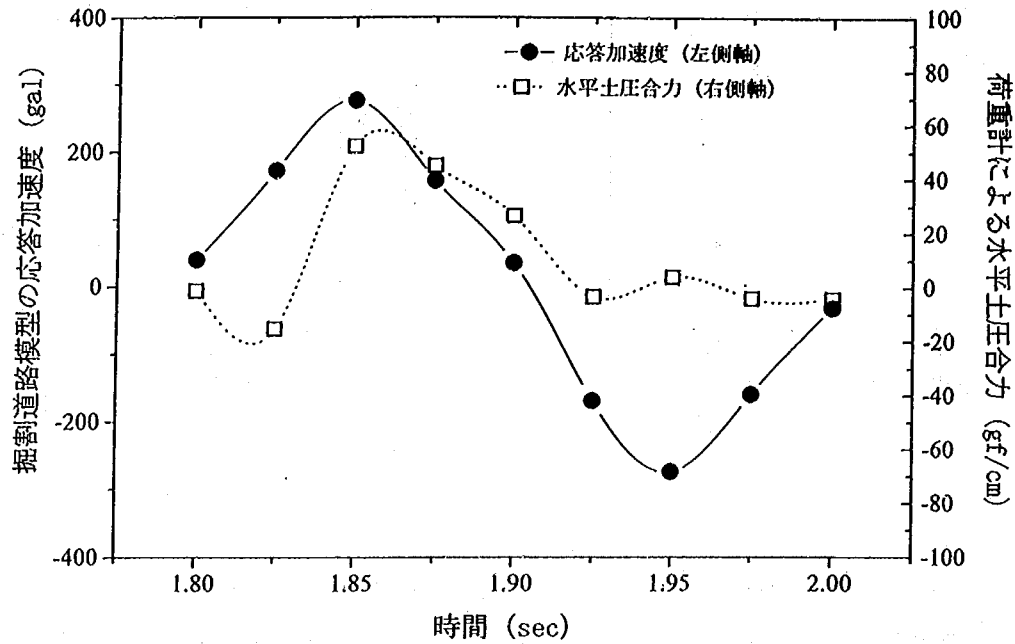


図6.7 乾燥砂地盤の掘割道路模型の応答加速度と盛土側土圧合力の位相特性 (モデル12, 300gal 加振時)

モデル13, 正弦波 3 回目加振時

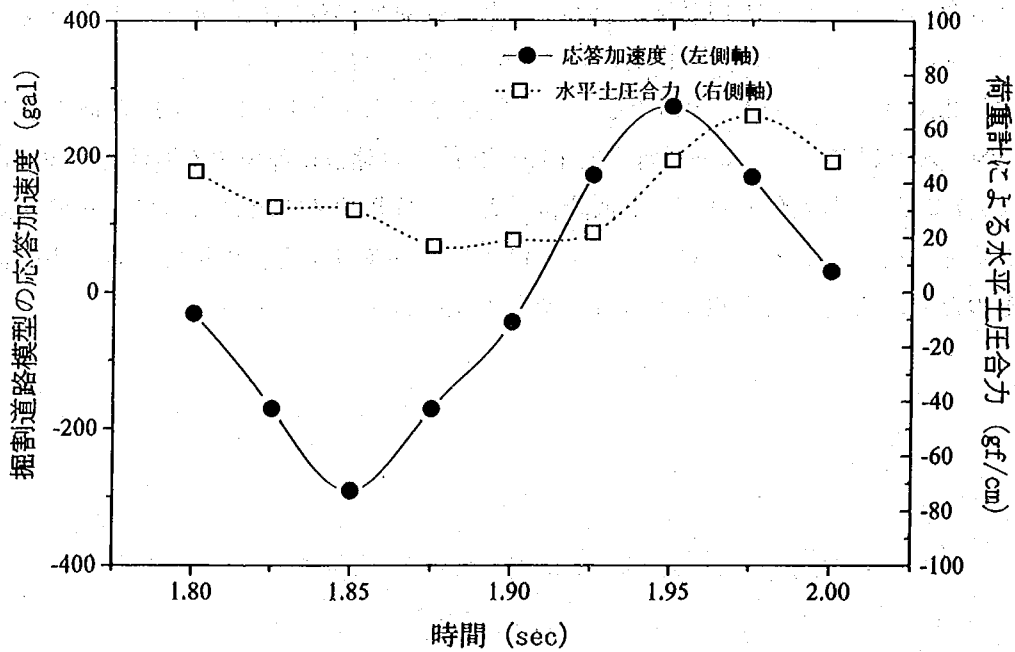


図6.8 乾燥砂地盤の掘割道路模型の応答加速度と水平地盤側土圧合力の位相特性 (モデル13, 300 gal加振時)

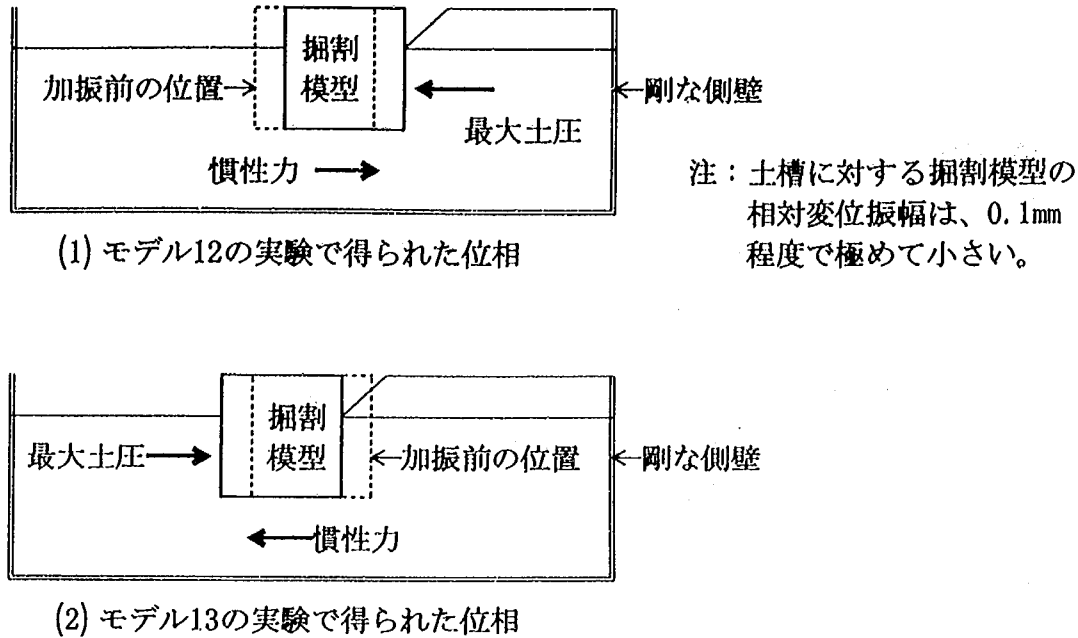


図6.9 土圧と慣性力の位相関係の模式図

6.4 まとめ

掘割道路模型の片側に盛土がある場合について行った模型振動実験結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 飽和砂地盤の実験では、盛土側から作用する土圧の漸増成分が、水平地盤と同様な方法で評価できる可能性が示された。一方、土圧の動的振幅は、盛土側については位相特性が動水圧公式とは逆になり、水平地盤で用いた方法が適用できなかった。ただし、動的振幅の実測値の絶対値は、盛土部分を重量の等しい飽和水平地盤に置き換えて拡張した動水圧公式を適用した計算値とほぼ同程度か、それ以下の大きさであった。
- 2) 乾燥砂地盤の実験では、荷重計による水平土圧合力は、盛土側のほうが水平地盤側よりもおおむね大きかった。盛土がある場合でも土圧の位相特性は変化せず、土圧が極大となる状態は、物部・岡部式で想定している地震時主働土圧の状態とは異なっていた。

7. 動的遠心模型実験

7.1 実験目的

前章までに示した模型振動実験はいずれも通常の重力場で実施し、掘割道路模型の側面に作用する土圧分布とその合力を土圧計と荷重計を用いて測定した。そのため、以下のような問題点が考えられた。

- 1) 模型地盤中の拘束圧レベルが実際よりも著しく小さいことの影響が実験結果に現れている可能性がある。
- 2) 実際の掘割道路の側壁が地震時に破壊する場合、周辺地盤からの土圧と側壁自体の慣性力に起因する曲げモーメントまたは曲げひずみが過大になる曲げ破壊モードが支配的となると考えられるが、これを直接的には測定していない。

そこで、模型に遠心加速度を作用させて拘束圧レベルを増加させた状態で加振実験を実施するとともに、この際に側壁に生じる曲げひずみをひずみゲージを用いて直接的に測定し、その特性について検討した。

7.2 実験方法

実験模型を図7.1に、実験条件を表7.1に示す。幅80cm、高さ30cm、奥行き20cmの箱形土槽内に計4種類の実験模型を作成した後、50Gの遠心加速度を作用させた状態で60Hz（重力場での1.2Hzに相当）の正弦波20波と図7.2に示す2種類の不規則波を用いて水平加振を行った。

砂層は気乾状態の豊浦砂を用いてホッパーまたは「ロート+チューブ」による空中落下法で作成し、モデル3とモデル4では土槽底部から50CSの粘性（水の50倍）を有するシリコンオイルを注入して砂層を飽和させた。この注入は土槽全体に -0.8kgf/cm^2 程度の負圧を作用させた状態で行い、その後負圧を解放することによって砂層の飽和度を高めるよう努めた。これらの飽和砂層のモデルでは加振時の掘割道路模型の浮上りを防止するために、掘割道路模型よりも下部の地盤の相対密度を約80%と高めて液状化しにくい条件とした。

掘割道路模型は側壁と底版ともに厚さ1mm（モデル2及びモデル4）または2mm（モデル1及びモデル3）の鋼板製で、土槽の前面及び背面と砂層の間の摩擦の影響をできるだけ避けるために、側壁を奥行き方向に3分割してその中央部分でひずみゲージを用いて曲げひずみを測定した。さらに、重力場で側壁の上端部に静的な荷重を作用させた検定試験結果に基づいて、曲げひずみを曲げモーメントに換算した。

なお、遠心加速度場で掘割道路模型のみを加振して側壁の慣性力に起因する曲げモーメントを測定する動的な検定試験も別途実施したところ、鋼板の厚さが2mmの場合には静的な検定試験と対応した結果が得られたものの、1mmの場合には結果のばらつきが大きかった。この理由は不明であるが、静的な検定結果のほうが精度は高いと考えられたため、本章及び次章の検討ではこれに基づいた曲げモーメントへの換算値を採用した。

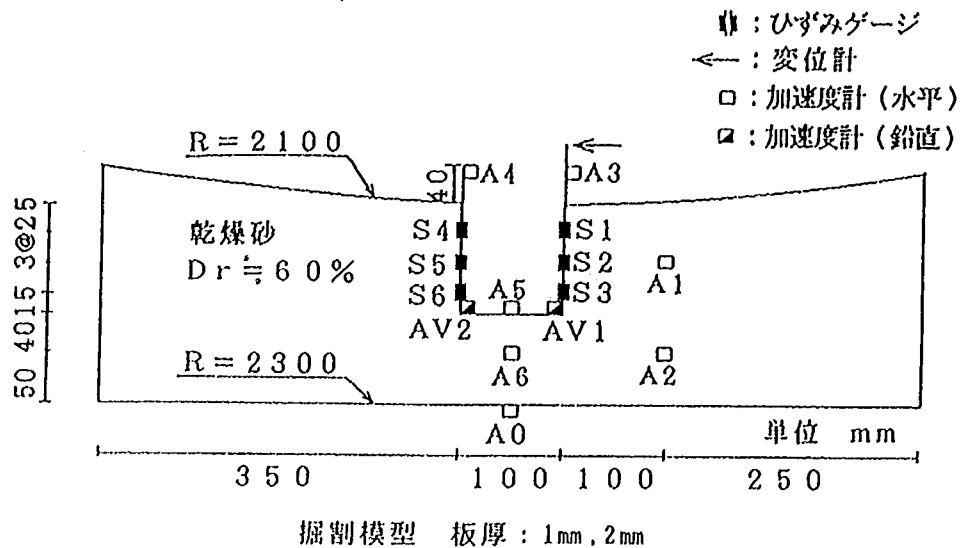


図7.1 実験模型 (1)モデル1, 2 (乾燥砂地盤)

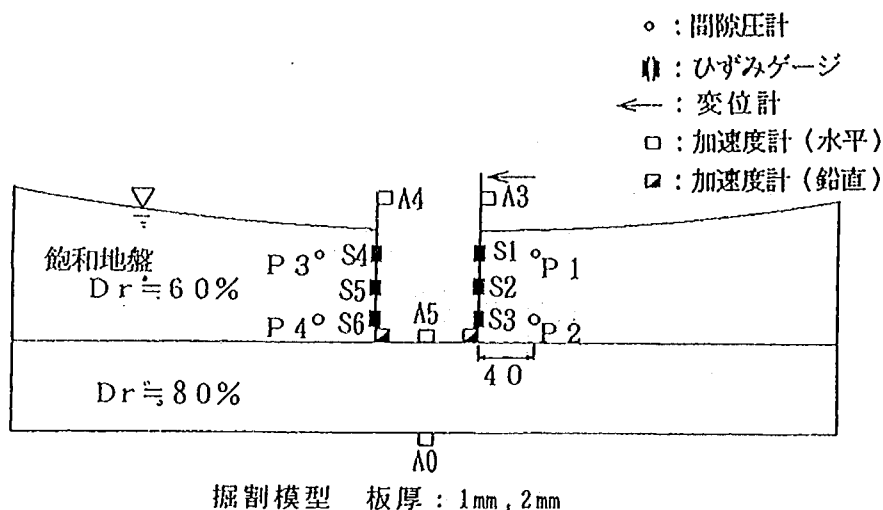


図7.1 実験模型 (2)モデル3, 4 (飽和砂地盤)

表7.1 実験条件

模型番号	砂層(上部と下部のDr)	掘割道路模型	正弦波(60Hz, 20波)加振時の加振加速度	不規則波加振時の最大加振加速度
モデル1	乾燥 (57%)	板厚2mm	2.9/6.1/9.1/12.0/15.1G	9.3/10.2/9.4G
モデル2	乾燥 (58%)	板厚1mm	3.0/6.3/9.5/12.4/15.5G	10.1/10.8/8.8G
モデル3	飽和 (59/78%)	板厚2mm	2.9/5.8/8.9/12.0/14.9G	10.2/16.5/9.4G
モデル4	飽和 (60/78%)	板厚1mm	2.9/5.9/8.8G	

備考) 遠心加速度は50G。モデル3と4はシリコンオイル(粘性50CS)で地盤を飽和。不規則波加振の1, 2回目は高周波型、3回目は低周波型(図7.2参照)。モデル4では8.8Gの正弦波加振時に掘割道路模型が破損したため、その後の加振は行わなかった。

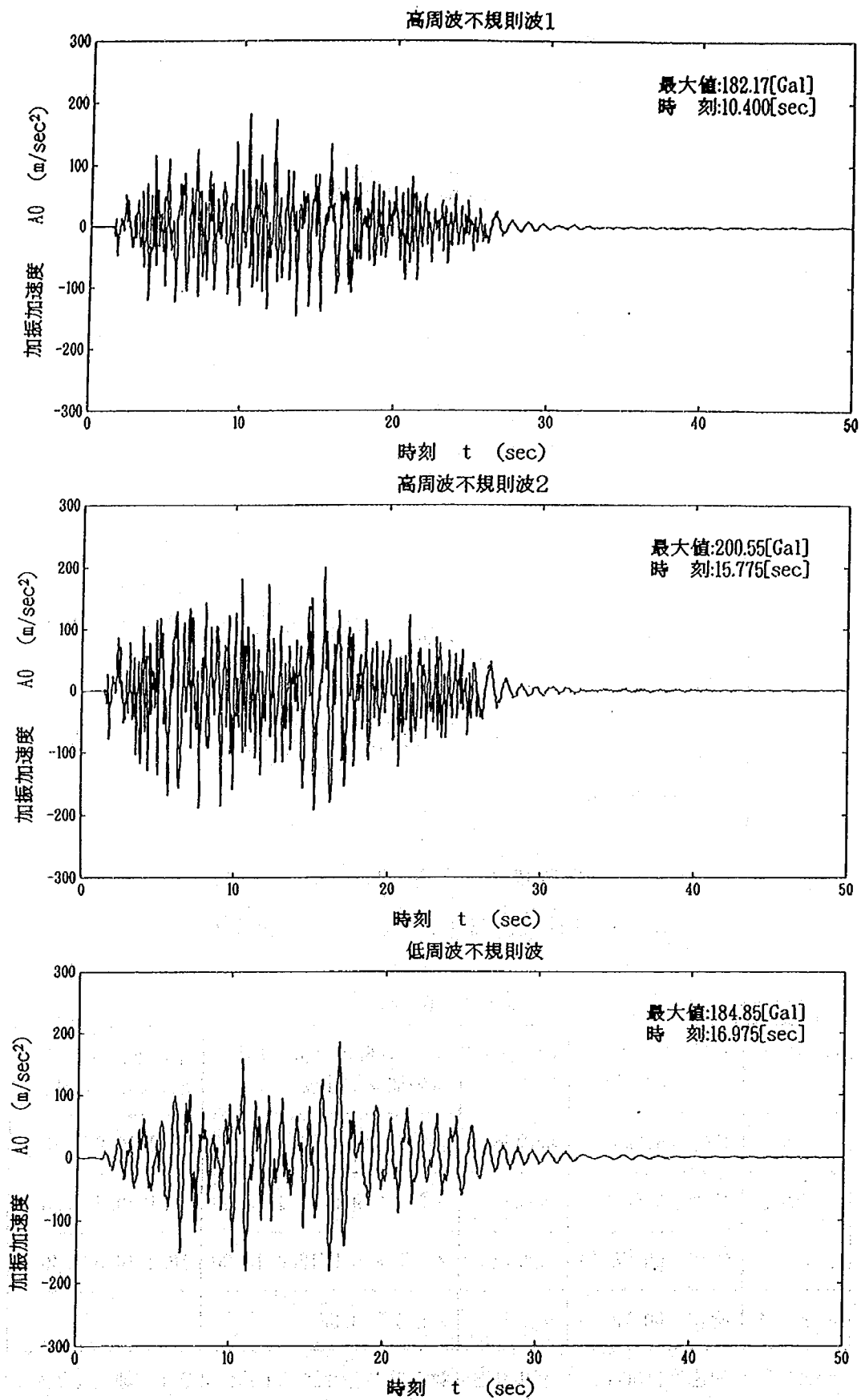


図7.2 加振に用いた不規則波形

7.3 実験結果及び考察

7.3.1 測定データの位相特性

各モデルの9Gレベル（重力場に換算すると約180gal）での正弦波加振時について、模型の水平応答加速度と掘削道路模型の右側側壁上端部における応答変位（土槽に対する相対値）、及び側壁の曲げひずみの測定波形の位相特性を整理したものを図7.3に示す。ただし、各波形とも、加振の後半部（11～20波目）での測定波形に対して最小二乗法を適用し、入力波形と同じ周波数（60Hz）の正弦曲線に近似している。また、符号の定義は図7.4に示すとおりである。図7.3に見られる各モデルの挙動を以下にまとめる。

(1) モデル1（乾燥砂地盤，板厚2mm）

加振加速度（A0）と模型の応答加速度（A1～A6）はほぼ同位相である。また、側壁上部の相対応答変位（D1）もこれらの加速度と同位相となっており、符号が逆向きに定義されていることを考慮すると、掘削道路模型は土槽と同じ位相のもとで土槽以上の変位振幅で応答していることになる。これは前章までの重力場での模型振動実験と同じ傾向である（図5.7(1)及び図6.9参照）。また、曲げひずみの位相はS1～S3が加速度と同位相、S4～S6が逆位相となっており、符号の定義を考慮すると、地盤から側壁に向かって慣性力が作用するときに側壁を内側へ倒し込む向きに曲げモーメントが作用していることになる。

(2) モデル2（乾燥砂地盤，板厚1mm）

加速度と変位の位相特性はモデル1と同様であった。右側側壁の曲げひずみ（S1～S3）もモデル1と同様であったが、左側側壁の中間部の曲げひずみ（S5）は上部（S4）よりも若干位相が遅れ、逆に下部（S6）では上部よりも位相が90°程度進む（または270°程度遅れる）ような特性を示した。この理由は不明であるが、右側の側壁では応答変位を測定するために地表面上の突出部が長くなっており、これが板厚の小さい本モデルにおける両側壁の応答特性の違いとして影響を及ぼした可能性が考えられる。前述した動的な検定試験（7.2参照）においても、結果のばらつきは左側の側壁のほうが大きかった。

(3) モデル3（飽和砂地盤，板厚2mm）

加振加速度（A0）に対して掘削道路模型の底版（A5）と側壁上部（A3及びA4）の応答加速度の位相がそれぞれ90°と120°程度遅れている。側壁上端部の相対応答変位（D1）は同位置の応答加速度と同位相（ただし符号の定義は反対方向）である点はモデル1と同様であるが、その振幅はモデル1の約8倍程度にまで大きくなっている。一方で、右側と左側の側壁の曲げひずみは、上部（S1及びS4）と中間・下部（S2、S3及びS5、S6）の間でそれぞれにおける位相がほぼ逆転するような特性を示している。また、応答加速度（A3～A5）に対しては中間・下部の曲げひずみがモデル1と同様な位相特性である。加振加速度の小さい3Gレベル（重力場に換算すると約60gal）での正弦波加振時においては、図7.5に示すようにモデル1と同じ位相特性であったことを考慮すると、9Gレベルにおける位相の変化は、加速度レベルが大きくなって地盤内で過剰間隙圧が発生したことに起

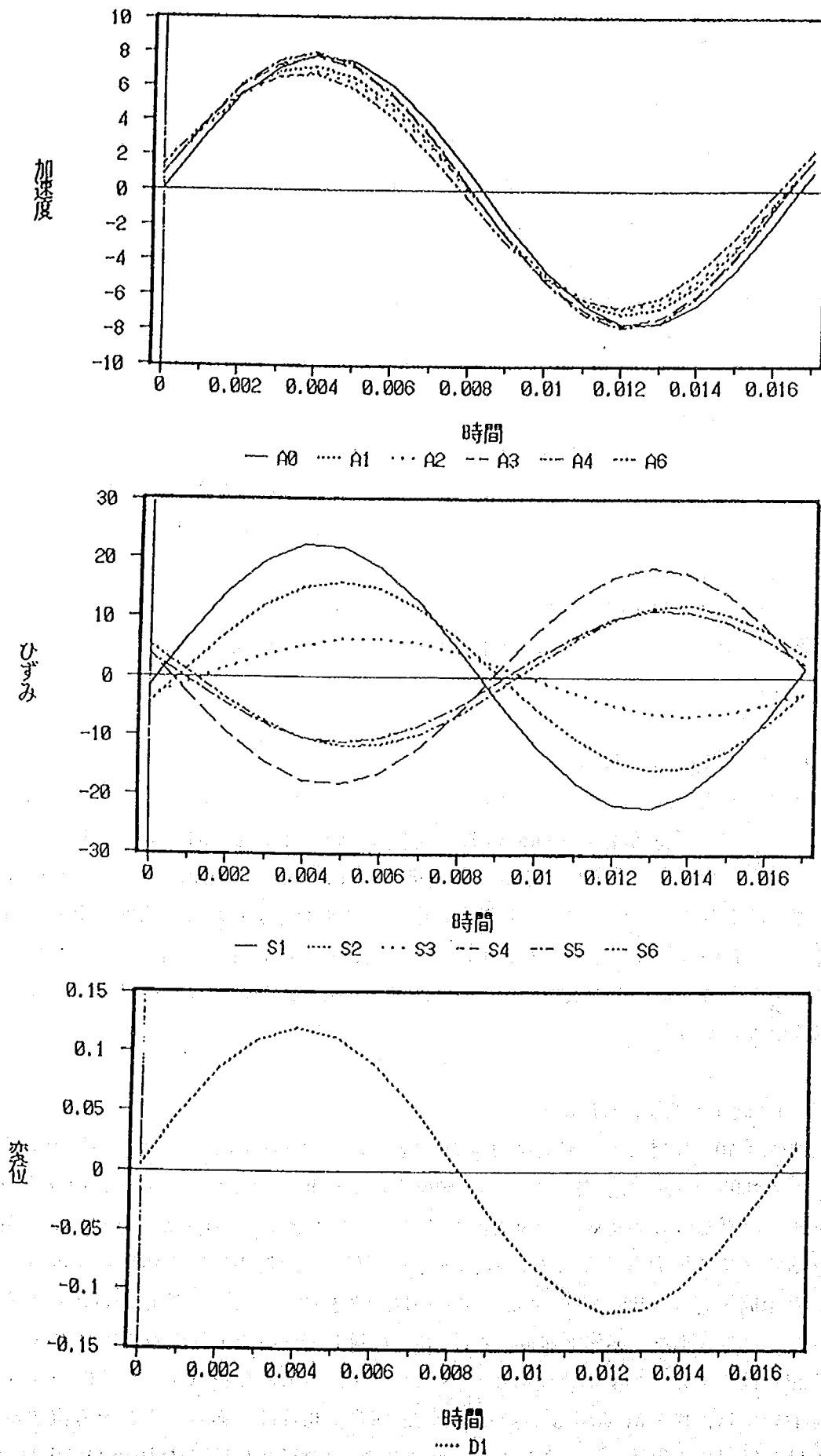


図7.3 9Gレベルの正弦波加振時における測定波形の位相特性 (1)モデル1 (乾燥砂地盤, 板厚2mm)

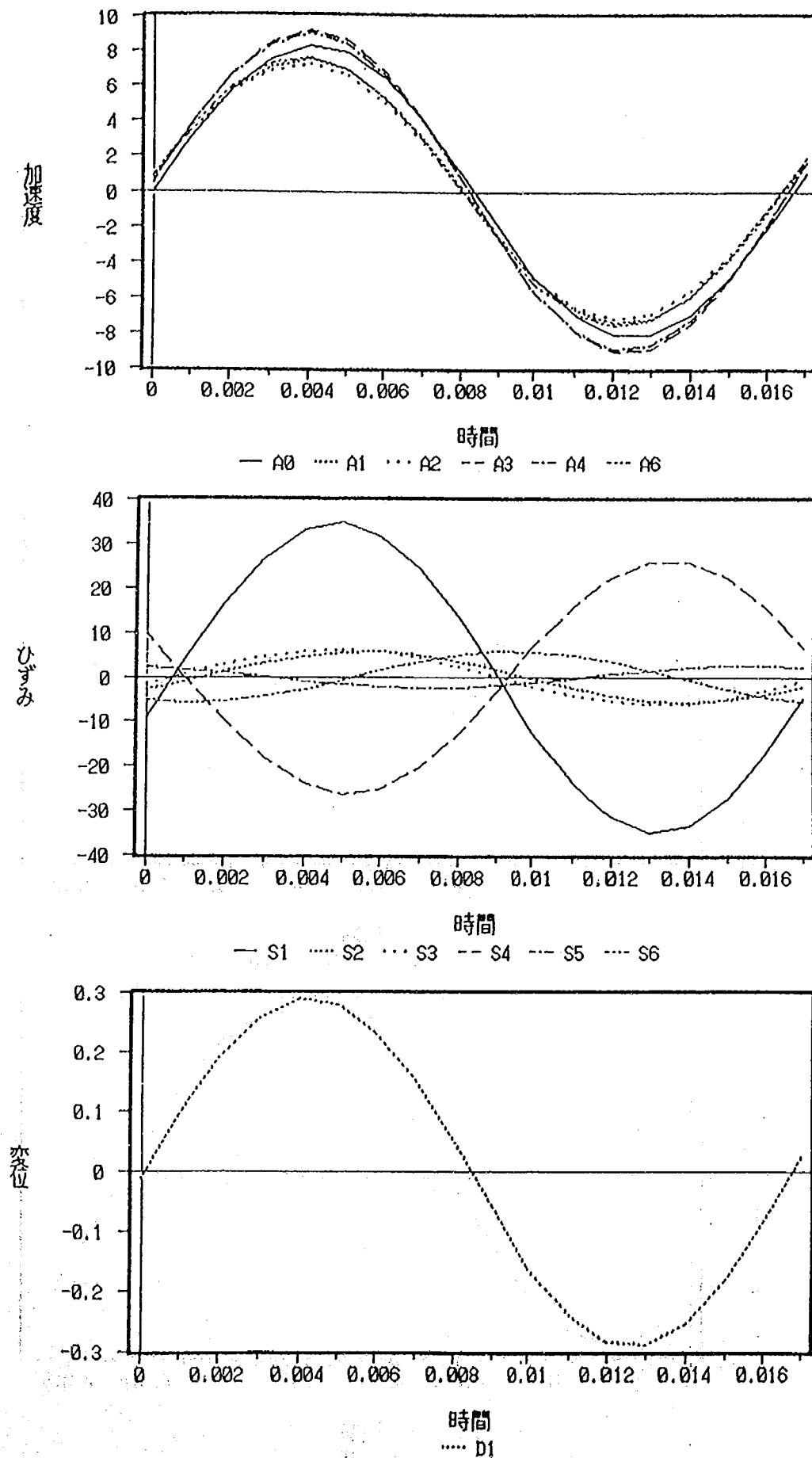


図7.3 9Gレベルの正弦波加振時における測定波形の位相特性 (2)モデル2 (乾燥砂地盤, 板厚1mm)

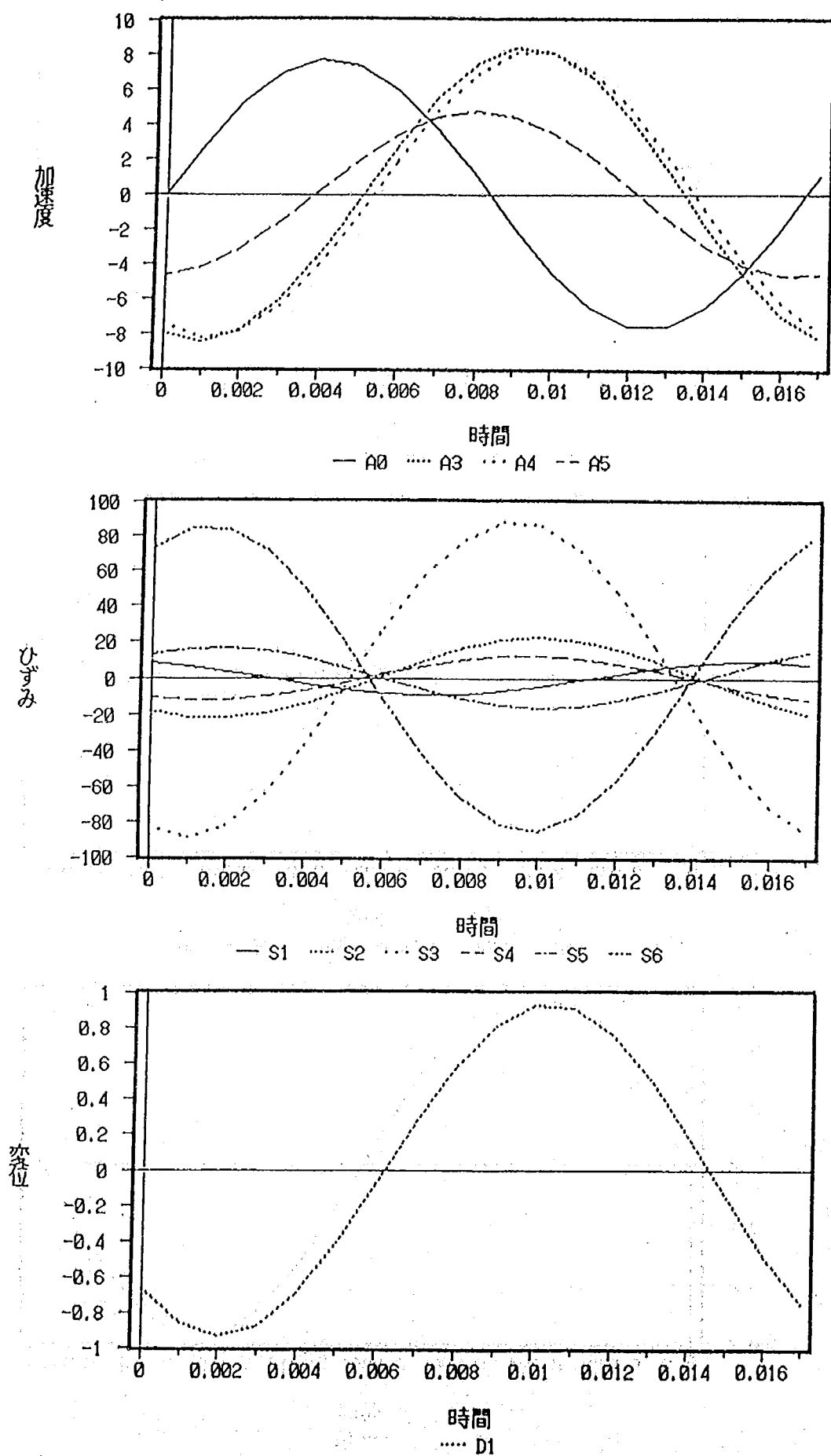


図7.3 9Gレベルの正弦波加振時における測定波形の位相特性 (3)モデル3 (飽和砂地盤, 板厚2mm)

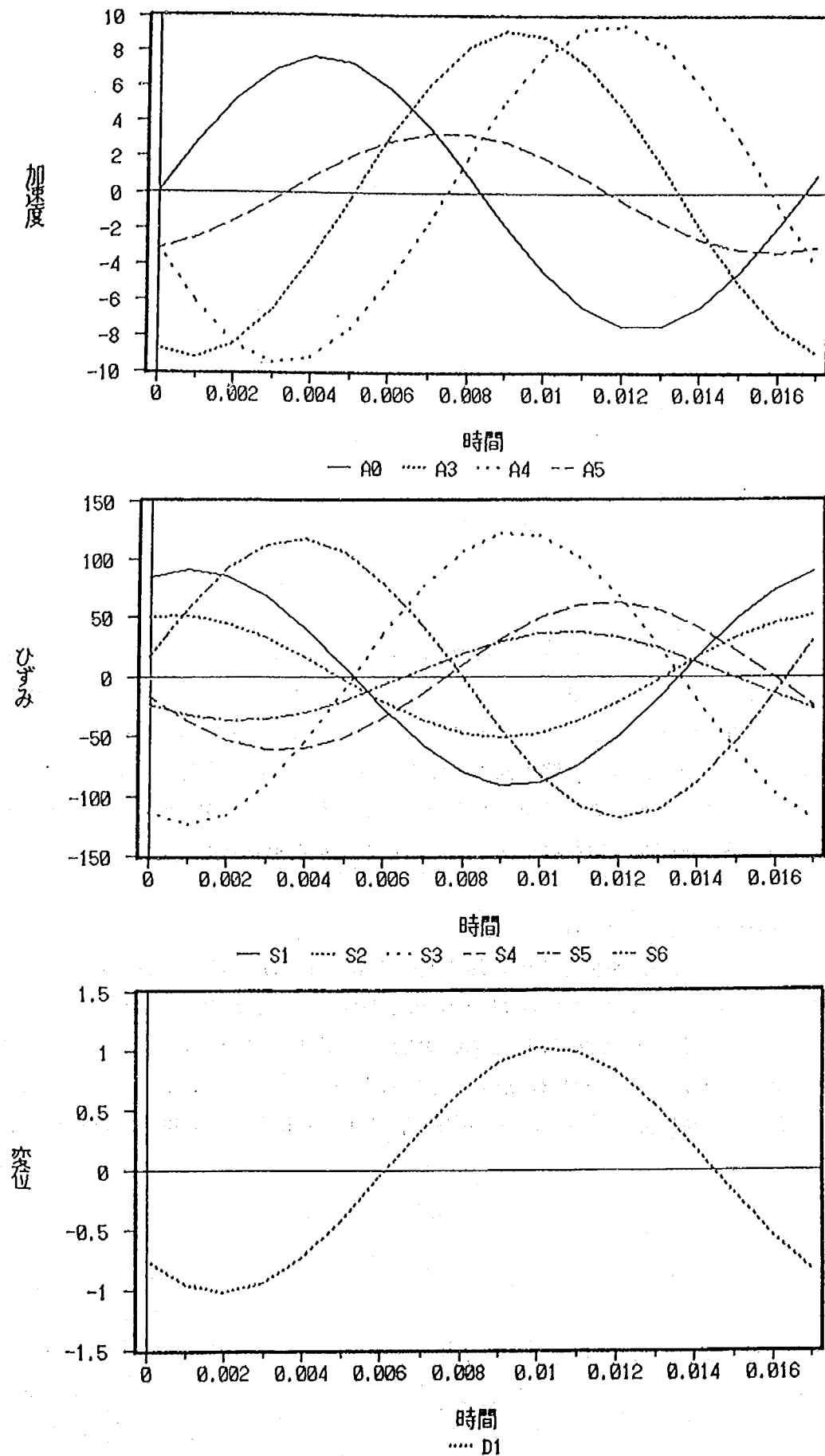


図7.3 9Gレベルの正弦波加振時における測定波形の位相特性 (4)モデル4 (飽和砂地盤, 板厚1mm)

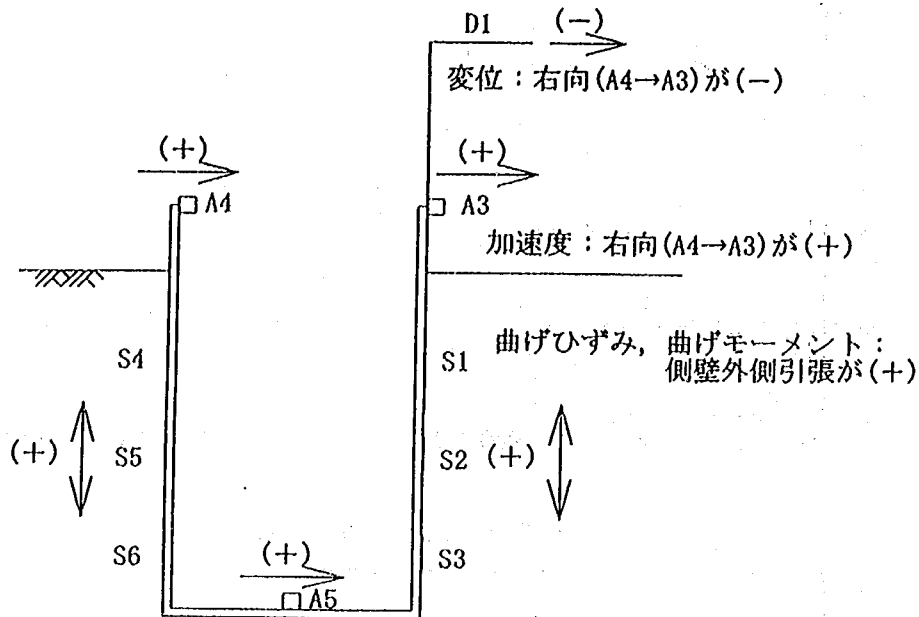


図7.4 測定波形の符号の定義

因するものと考えられる。モデル3と4の加振加速度と最大過剰間隙圧比の関係を図7.6に示す（P4は計測不良のため除外）が、正弦波加振時には9Gレベル以降で最大過剰間隙圧比が1.0以上（1.0を超えるのは上下方向の加速度応答の影響と考えられる）となり、掘割道路模型の側方の地盤は完全に液状化している。なお、掘割道路下部の密度の高い地盤では計測を行っていないが、掘割道路模型の見かけの単位体積重量が周辺地盤よりも極めて小さかったにもかかわらず浮上がらなかったことから、下部地盤では完全な液状化は生じなかったことが推定される。

(4) モデル4（飽和砂地盤，板厚1mm）

加振加速度に対する掘割道路模型の応答加速度の位相の遅れはモデル3と同程度であるが、側壁の右側（A3）と左側（A4）の加速度応答にも位相差が見られる点が異なっている。側壁の曲げひずみにも右側と左側の間で加速度応答と同程度の位相差があり、また、それぞれにおいて上部・中間と下部の間で曲げひずみの位相がほぼ逆転している点がモデル3と異なっている。モデル2において述べた地表面上への突出部の長さの違いの影響が、本モデルにおいても現れていると考えられる。

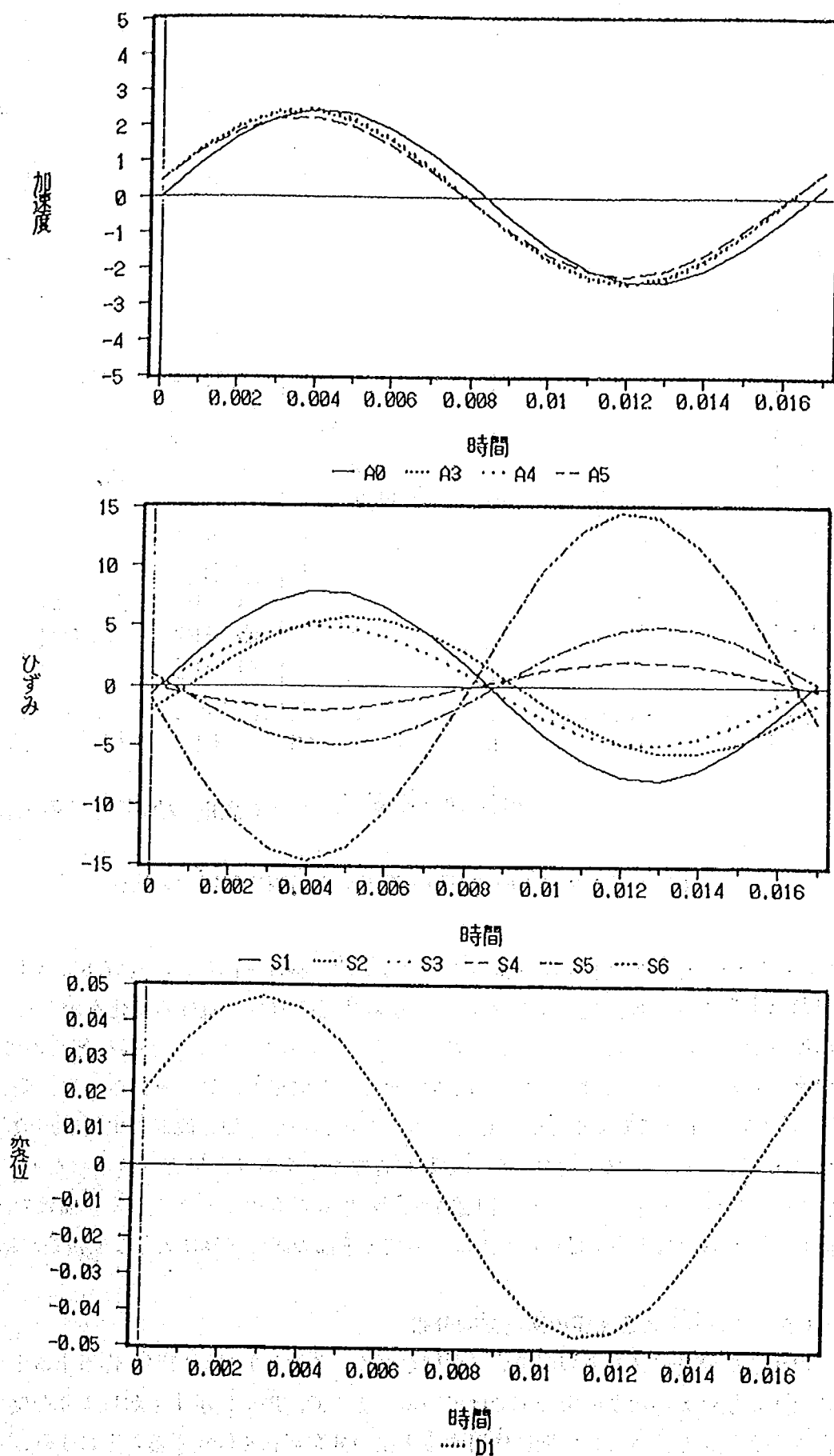


図7.5 モデル3の3Gレベルの正弦波加振時における測定波形の位相特性

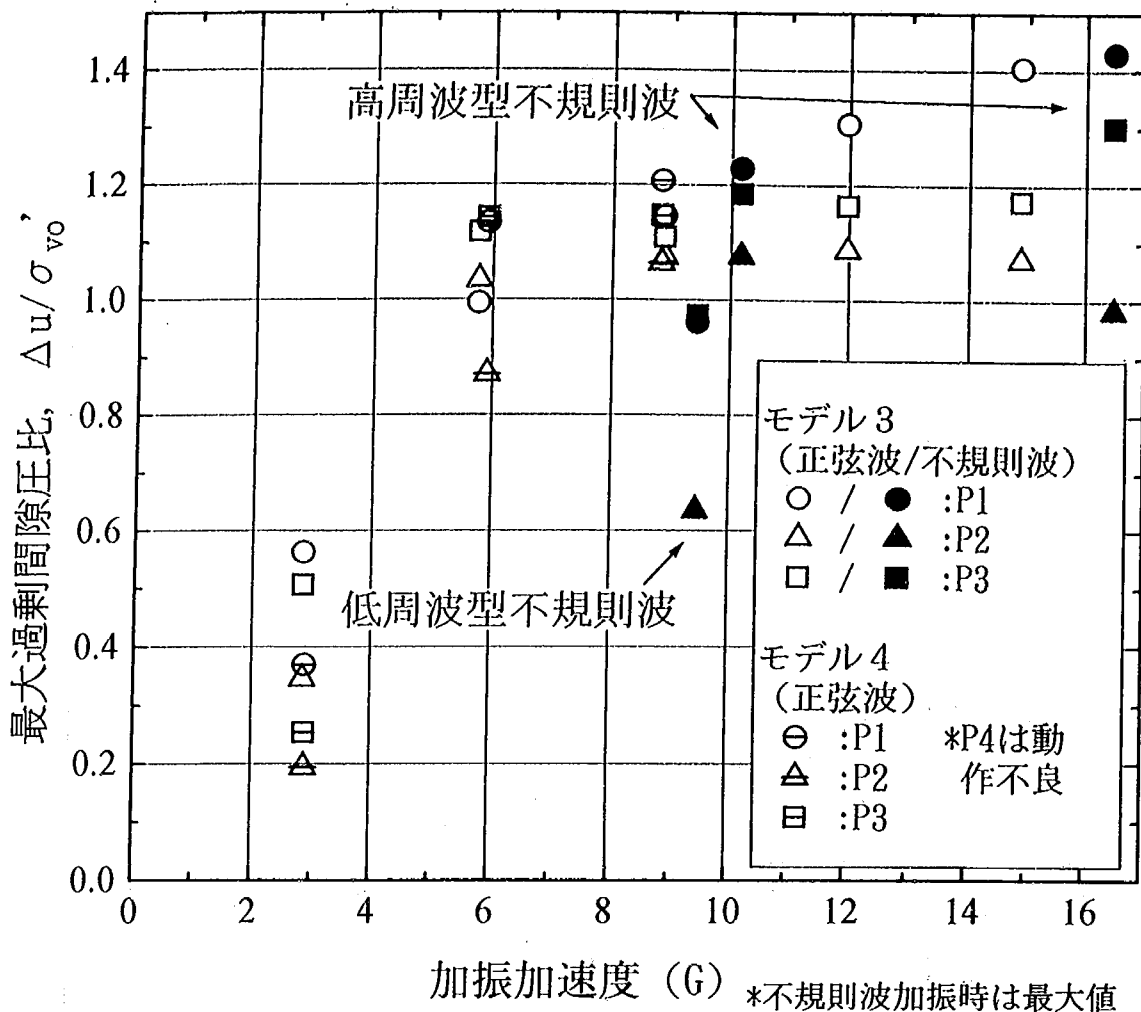


図7.6 モデル3と4の加振加速度と最大過剰間隙圧比の関係

モデル1とモデル3の高周波型不規則波加振時における位相特性を図7.7及び図7.8に示す。いずれも、右側の側壁上部の応答加速度（A3）が最大となる時点の前後における変化を示した。また、不規則波加振であるため、これらでは正弦曲線への近似は行っていない。乾燥砂地盤のモデル1においても側壁の右側（A3）と左側（A4）の加速度応答にも位相差が見られ、さらに、飽和砂地盤のモデル3ではこれらがほぼ逆位相で応答していることがわかる。加振波形の主要な周波数成分が正弦波加振時よりも高いために、同じ加振周波数で板厚を減少させた場合（前述したモデル1とモデル2、及びモデル3とモデル4の違い）と同様な影響が現れたものと考えられる。曲げひずみについても同様で、これらのモデルでは側壁の上部・中間と下部の間で応答に大きな位相差が見られる。

7.3.2 曲げモーメントと等価土圧の深度方向分布

側壁に作用する曲げモーメントの測定値（曲げひずみより換算）は、側壁に作用する土圧と、側壁自体に作用する慣性力の両者の影響を受けている。そこで、以下に示す手順により側壁の応答加速度から慣性力を算定し、さらに側壁に作用する土圧の分布形状を仮定することにより、これらの成分を分離して評価することを試みた。

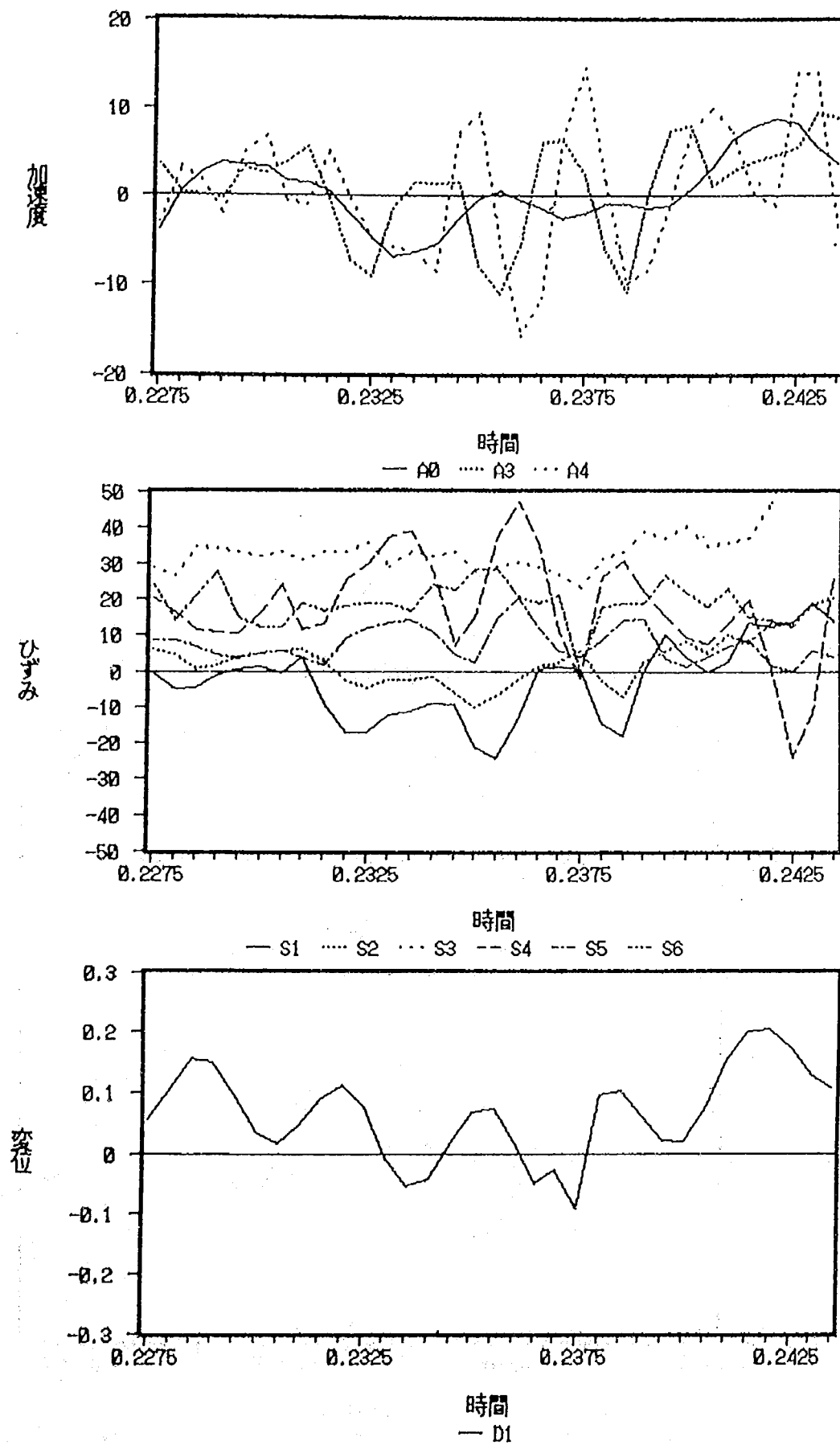


図7.7 モデル1の高周波型不規則波加振時における測定波形の位相特性

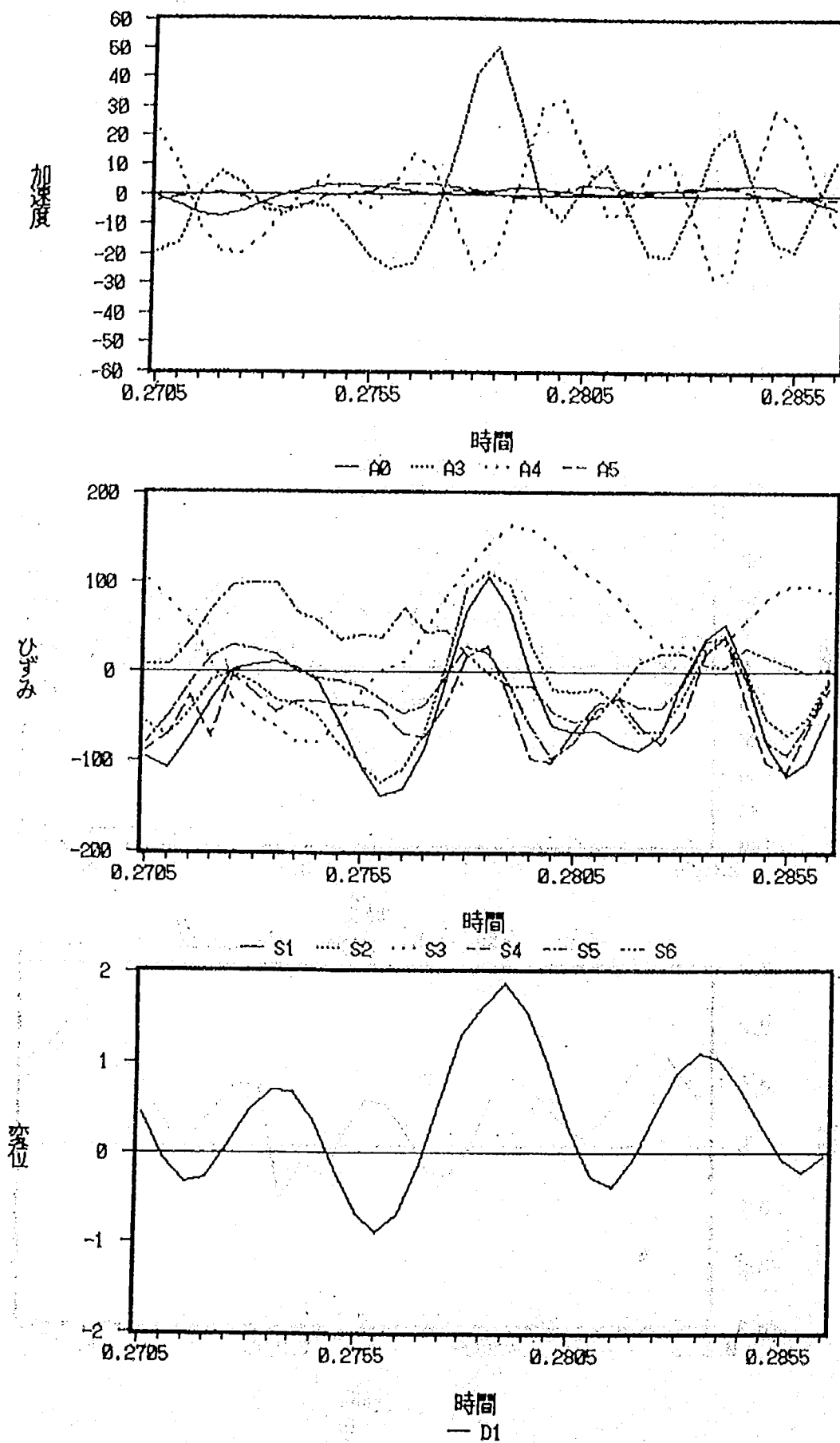


図7.8 モデル3の高周波型不規則波加振時における測定波形の位相特性

(1) 側壁の慣性力に起因する曲げモーメントの算定

図7.9に示すように側壁の応答加速度が直線分布であると仮定すると、側壁上端部の応答加速度振幅 $\alpha 1$ (A3またはA4)と底部の応答加速度 $\alpha 2$ (A5)を用いて、地表面からの深度が x の地点における側壁の慣性力に起因する曲げモーメント M_i を次式により算定することができる。

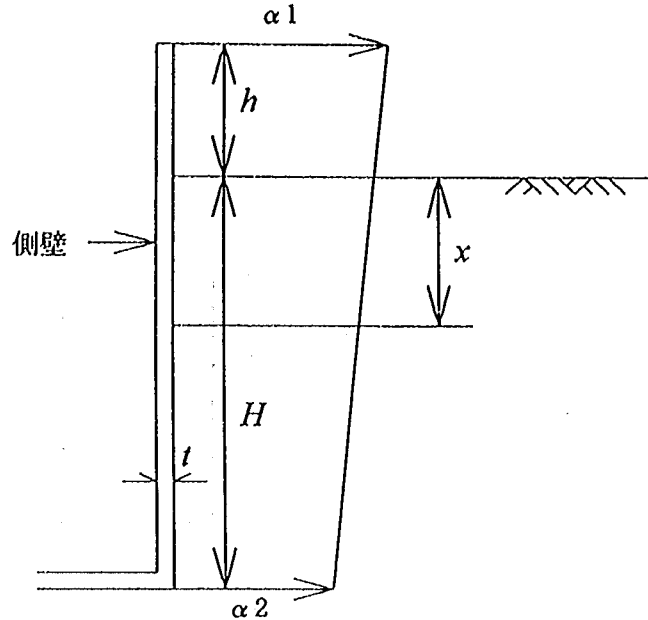


図7.9 仮定した側壁の応答加速度分布

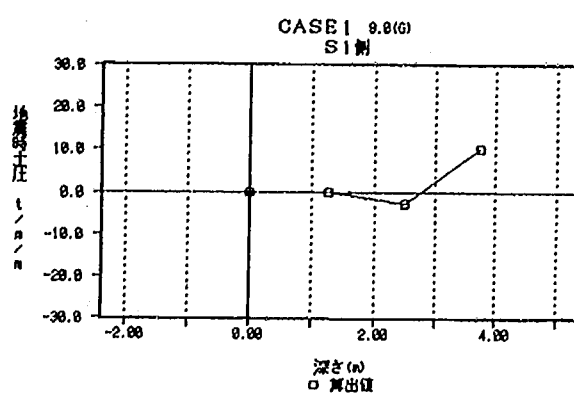
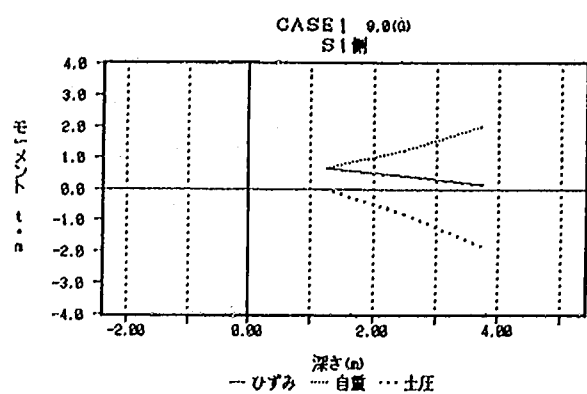
$$M_i = \rho \cdot t \frac{\alpha 1}{2} (x + h)^2 - \rho \cdot t \frac{(\alpha 1 - \alpha 2)}{6(H + h)} (x + h)^3 \quad \cdots \text{式(7.1)}$$

ここに、 ρ ：側壁の密度、 t ：側壁の壁厚、 h ：側壁の地表面上への突出高さ、 H ：側壁の地表面下の高さである。

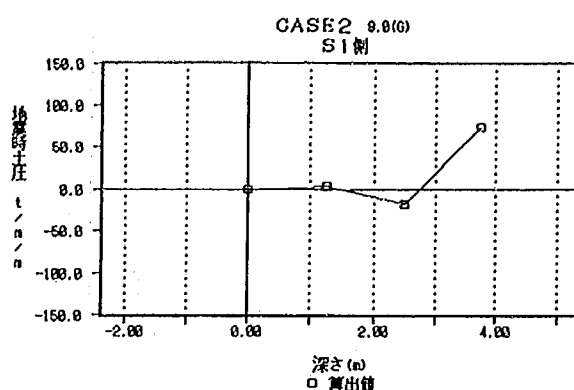
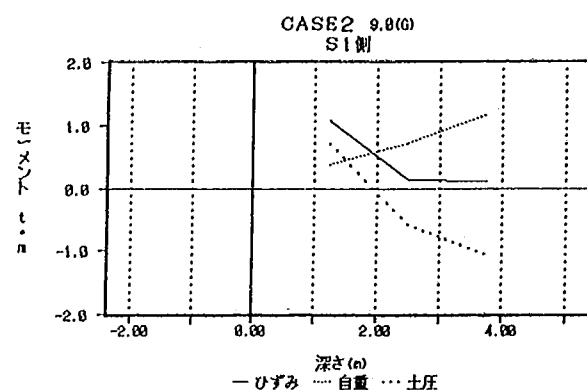
(2) 等価土圧の算定

ひずみゲージによる測定値 M と(1)で算定した M_i の差が、側壁に作用する土圧に起因する曲げモーメント M_p となる。ここで、各測点 (S1～S3及びS4～S6) 間で土圧が直線分布となり、また地表面では土圧がゼロであると仮定すると、地表面に近い測点から順に M_p に基づいて各点での土圧を逆算することができる。いくつかの仮定のもとで逆算された土圧であるため、以下ではこれを「等価土圧」と称する。

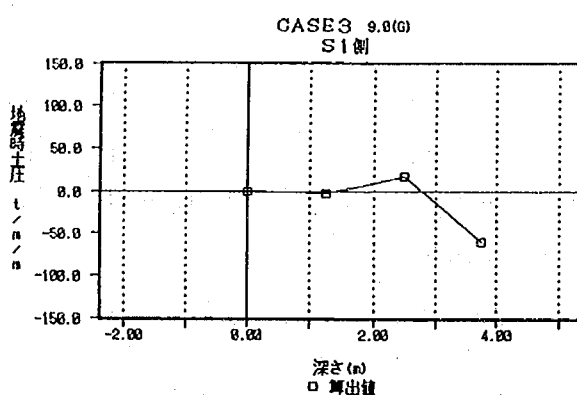
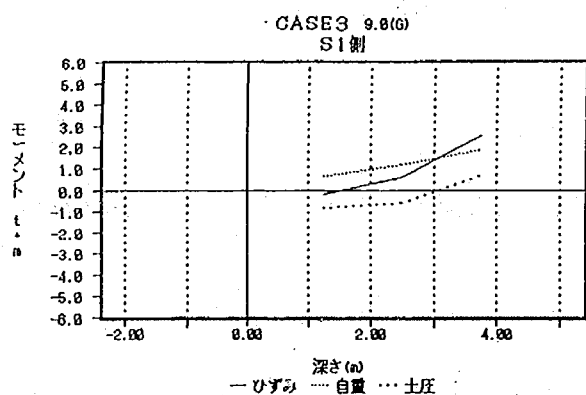
各モデルの9Gレベル (重力場に換算すると約180gal) での正弦波加振時について、右側の側壁上端の応答加速度 (A3) がプラス側に最大となる時点 (地盤から右側側壁に向かって慣性力が作用している状態) における測定値を用いて、右側側壁に作用する曲げモーメント (S1～S3) を2つの成分に分離するとともに等価土圧を逆算し、深度方向分布として表示した結果を図7.10に示す。ただし、A3の応答加速度はスパイク状の波形で、その最大値をそのまま適用すると慣性力成分が著しく大きくなり非現実的な結果となったため、以下では各波形について7.3.1で示した正弦曲線



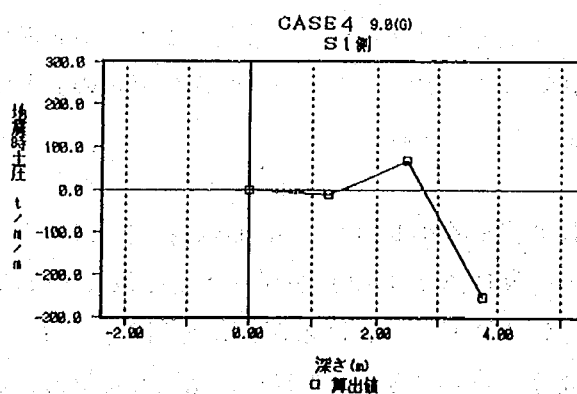
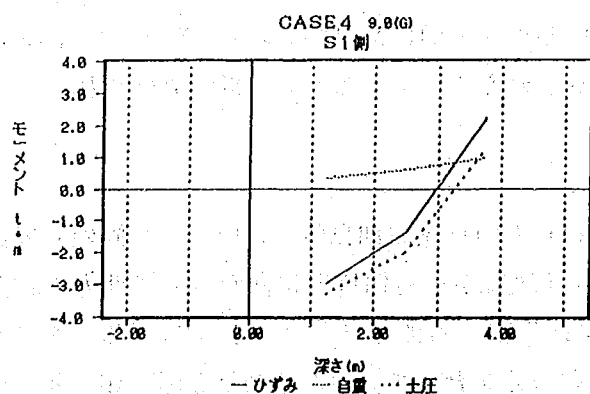
(1)モデル1 (乾燥砂地盤, 板厚2mm)



(2)モデル2 (乾燥砂地盤, 板厚1mm)



(3)モデル3 (飽和砂地盤, 板厚2mm)



(4)モデル4 (飽和砂地盤, 板厚1mm)

図7.10 9Gレベルの正弦波加振時における曲げモーメントと等価土圧の深度方向分布

への近似処理を行っている。また、図中の深度は重力場での換算深度（模型上の深度の50倍）である。

図7.10の左側の各図では、実線が測定値 M 、点線が側壁の慣性力に起因する曲げモーメント M_i 、破線が土圧に起因する曲げモーメント M_p であるが、乾燥砂地盤のモデル1及びモデル2で側壁の中間部（S2）と下部（S3）の M_p が他と逆位相となった。これは、地盤から側壁に向かって慣性力が作用するときに土圧は最大にはならないことを意味しており、重力場での模型振動実験で得られた位相特性と対応している（図5.7(1)及び図6.9参照）。また、飽和砂地盤のモデル3及びモデル4では側壁の下部（S3）において M_p が他と同位相となった。これも、重力場での模型振動実験で得られた動水圧的な位相特性と対応している。一方で、乾燥砂地盤のモデルにおける側壁の上部と、飽和砂地盤のモデルにおける側壁の上部・中間部では、上記とは反対の位相特性が得られた。この理由は不明であるが、飽和砂地盤のモデルでは液状化の影響により側壁の応答自体に位相遅れが生じていたこと（図7.3(3)及び(4)参照）が影響した可能性が考えられる。

図7.10の右側の各図では、各モデルとも側壁の下部（重力場の換算深度3.75m）での等価土圧が 10tonf/m^2 を超える非現実的な値となっている。この理由として、少ない測点の間で加速度分布と土圧分布を直線分布と仮定した点に無理があること、及び各測定値の精度が十分とは言えないことが挙げられる。しかしながら、等価土圧の分布形状に着目すると、乾燥砂地盤のモデルと飽和砂地盤のモデルの間でちょうど位相が逆転しており、先に述べた重力場の模型振動実験における傾向（図5.6と図5.8の土圧合力の位相が逆転している）と定性的には対応している。測点数を増やし、かつ測定精度を向上させることが今後の課題である。

7.3.3 拡張した動水圧公式による計算値との比較

飽和砂地盤のモデル3とモデル4を対象に、過剰間隙水圧が発生する場合の土圧の動的振幅を「拡張した動水圧公式」（式(4.7)参照）により算定し、さらに7.3.2(1)と同じ方法で側壁自体の慣性力の影響も考慮して得られる曲げモーメントを実測値と比較した。正弦波加振時には、加振終了直前である19波目における過剰間隙圧比の平均値（P4は動作不良のため除外）を式(4.7)中の R_u として、また右側側壁上部の応答加速度（A3）を7.3.1で示した方法で正弦曲線へ近似した後の振幅より同式中の k_s を算定した（5章及び6章では掘割道路模型の上部と下部の応答加速度の平均値を用いていたが、今回は応答に位相差があるためにあえて平均値は用いなかった）。曲げモーメントの実測値も、正弦曲線への近似処理を行ってA3がプラス側に最大となる時点での値を求めたものを比較対象とした。一方、不規則波加振時には、A3のプラス側の最大値とその前後0.02秒間における過剰間隙水圧比の平均値、及び曲げひずみの実測値の正の最大値を用いた。

右側側壁の曲げモーメントの計算値と実測値の比較を図7.11に示す。正弦波加振時には、モデル3の深度3.75m（重力場での換算値）における曲げモーメント（S3）の計算値と実測値がほぼ一致したほかは、計算値が実測値を上回った。また、不規則波加振時（モデル3）には、実測値に土圧の漸増成分の影響が含まれているにもかかわらず、深度1.25mを除いて計算値が実測値を上回った。このように計算値のほうが大きくなる傾向は、重力場での模型振動実験結果（5章及び6章参照）と定性的に対応しており、設計において拡張した動水圧公式を用いることがおおむね安全側の評価であることが動的遠心模型実験においても確認された。この理由としては以下の2つの要因が考え

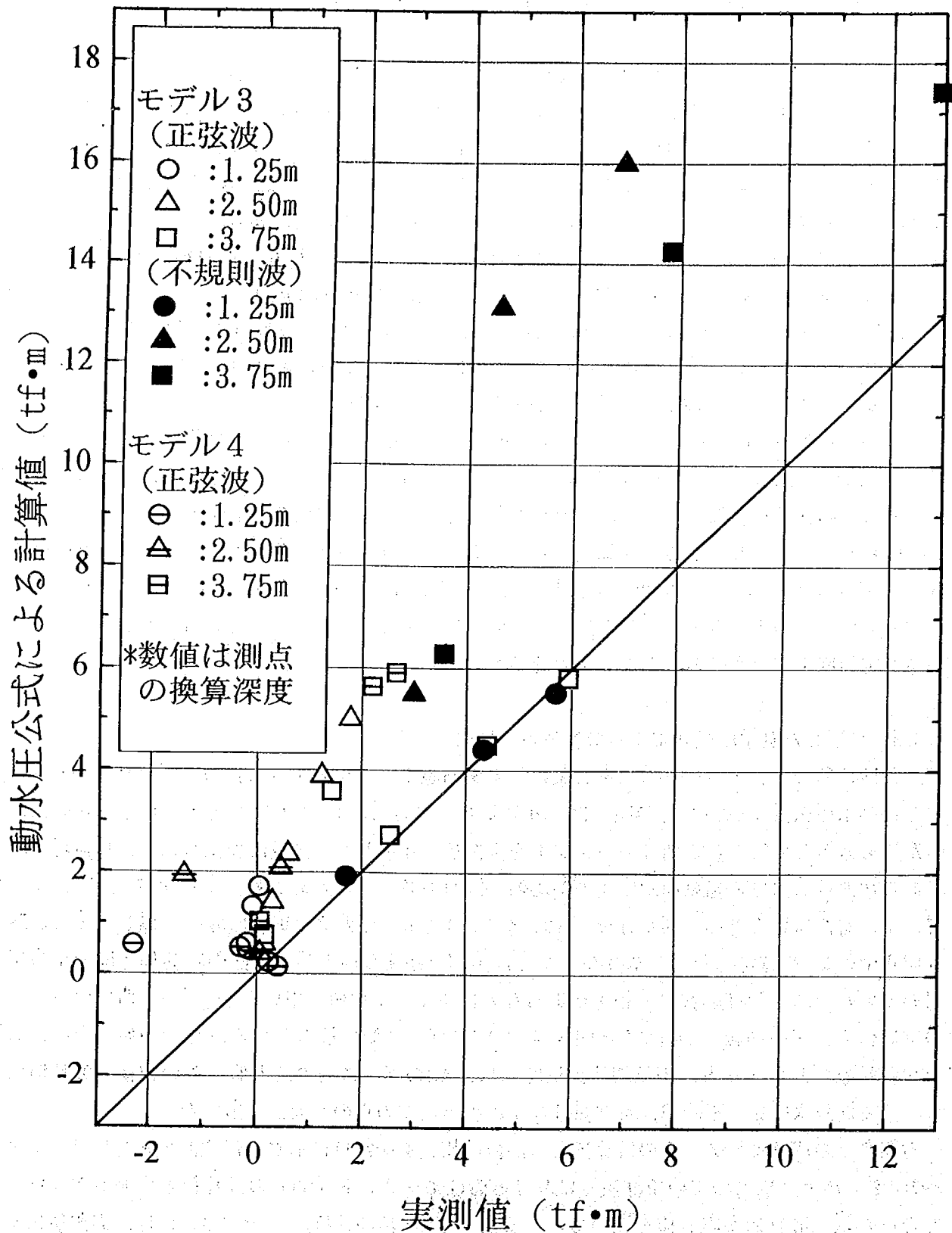


図7.11 拡張した動水圧公式による曲げモーメントの計算値と実測値の比較

られるが、詳細については今後も検討を継続する必要がある。

- 1) 動水圧公式では深度方向に同位相で液体が応答した場合を仮定しているが、実際の側壁の加速度応答には上端と底部の間で位相差が生じており（図7.3の(3)と(4)参照）、側方の液状化した地盤でも同様な位相差が生じている可能性がある。さらに、今回の計算値は水平震度を側壁上端の応答加速度から算定しており、側壁の平均的な応答加速度よりも過大に評価されていることにも留意する必要がある。
- 2) 動水圧公式では壁の変形の影響が考慮されていないが、今回の実験では曲げひずみを測定するために側壁の剛性が比較的低くなっており、この影響が現れた可能性がある。特にモデル4の側壁は重力場に換算すると厚さ50mmの鋼板となり、むしろ矢板のように剛性が比較的低い土留め壁に相当すると考えられる。

7.4 まとめ

掘削道路模型の側壁に生じる曲げひずみを直接測定した動的遠心模型実験結果をまとめると以下のようなになる。

- 1) 乾燥砂地盤の実験では、掘削道路模型の板厚が小さい場合、または加振周波数が高い場合（高周波型不規則波加振時）に側壁の高さ方向の曲げひずみの応答に位相差が生じた。さらに、飽和砂地盤の実験では、側方の地盤で液状化が生じると同様な位相差が生じた。また、乾燥砂地盤の実験で加振数周数が高い場合、及び飽和砂地盤の実験で液状化が生じた場合には、側壁上部の応答加速度と加振加速度の間に位相差が生じた。
- 2) 曲げモーメントの実測値を側壁の慣性力に起因する成分と土圧に起因する成分に分離したところ、乾燥砂地盤の実験では側壁の中間部と下部においてこれらの成分が逆位相となり、飽和砂地盤の実験では側壁の下部において同位相となった。これらは重力場での振動台実験で得られた傾向と対応するが、側壁の上部ではそれぞれ反対の傾向となった。また、土圧に起因する曲げモーメントより逆算した等価土圧は、一部では定量的に非現実的な値となったが、少なくとも乾燥砂地盤と飽和砂地盤の間では位相の逆転が見られた。
- 3) 飽和砂地盤の実験では、側壁に作用する土圧の動的振幅を「拡張した動水圧公式」を用いて算定した曲げモーメントの計算値が実測値をおおむね上回り、重力場での模型振動実験結果と定性的に対応した。応答の位相差と側壁の変形の影響について今後も検討を継続する必要がある。

8. 動的遠心模型実験と仮想実大モデルを対象とした数値解析

8.1 解析目的

5章及び6章で示した乾燥砂地盤を用いた模型振動実験（重力場で実施）では、正弦波加振時の土圧の位相特性が物部・岡部式で想定している地震時主働土圧の状態とは異なっており、その理由として土槽の側面の影響が考えられた。前章で示した動的遠心模型実験では土圧の直接的な測定は実施していないが、曲げモーメントの実測値は上記と同様な影響を受けている可能性が考えられる。そこで、実験と対応する境界条件のもとで等価線形応答解析による動的遠心模型実験のシミュレーションを実施し、その適用性について検討した。さらに、境界条件と掘割道路の諸元を実物に近づけた解析を実施して、簡易的な土圧算定手法として物部・岡部式と応答変位法を用いた計算結果と比較した。

8.2 解析方法

8.2.1 動的遠心模型実験を対象とした解析

動的遠心模型実験を対象とした等価線形応答解析は、前章のモデル1及びモデル2（図7.1(1)参照）を重力場に換算し図8.1に示す要素分割を用いて実施した。掘割道路模型は梁要素としてモデル化し、前章で述べた静的な検定結果に基づいて曲げ剛性を設定した。このとき、右側の側壁上部に設けた変位計測用のターゲットもモデル化の対象とした。

地盤（豊浦砂）の物性は、せん断土槽を用いた既往の動的遠心模型実験結果³⁶⁾を参考にして 5×10^{-5} のひずみレベルにおけるせん断弾性係数 G を次式として設定したが、曲げモーメントの実測値との整合性が必ずしも良くなかったため（図8.11参照）、試行的に G を20%低減させて整合性を高めた解析も実施した。せん断弾性係数のひずみ依存性と減衰定数は、既往の室内試験結果⁶⁴⁾を参考にして図8.2及び図8.3として設定した。なお、これらの図ではモデル1に適用した条件を示しており、モデル2では地盤の密度の違いにより若干異なる条件を用いている。

$$G (\gamma = 5 \times 10^{-5}) = 1.76 \cdot \{ (2.17 \cdot e)^2 / (1 + e) \} \cdot \{ (1 + 2 \cdot K_o) / 3 \} \cdot (\sigma_v')^{0.8} \quad \cdots \text{式 (8.1)}$$

ここに、 e ：間隙比、 K_o ：静止土圧係数（ $=0.5$ とした）、 σ_v' ：一次元的に算定した有効鉛直応力である。ただし、 G と σ_v' の単位はkPaである。

不規則波加振時を対象とした解析では、それぞれの加振ステップにおける加振加速度（ A_0 ）の実測値を重力場に換算して入力波形とした。波形の例を図8.4に、周波数特性を図8.5に示す。一方、正弦波加振時を対象とした解析では、実際の加振波形とは必ずしも一致しないが、1.2Hzのきれいな正弦波（重力場換算後）をほぼ等価な入力波形としてその振幅を変化させた。これらの解析においては、等価線形化法を適用する等価化係数（等価せん断ひずみと最大せん断ひずみの比）として、実務において一般的な値である0.65を用いた（ただし、今回のように最大応答値を主な検討対象とする場合、特に正弦波加振時には1.0を用いるほうが本来望ましいと考えられる）。

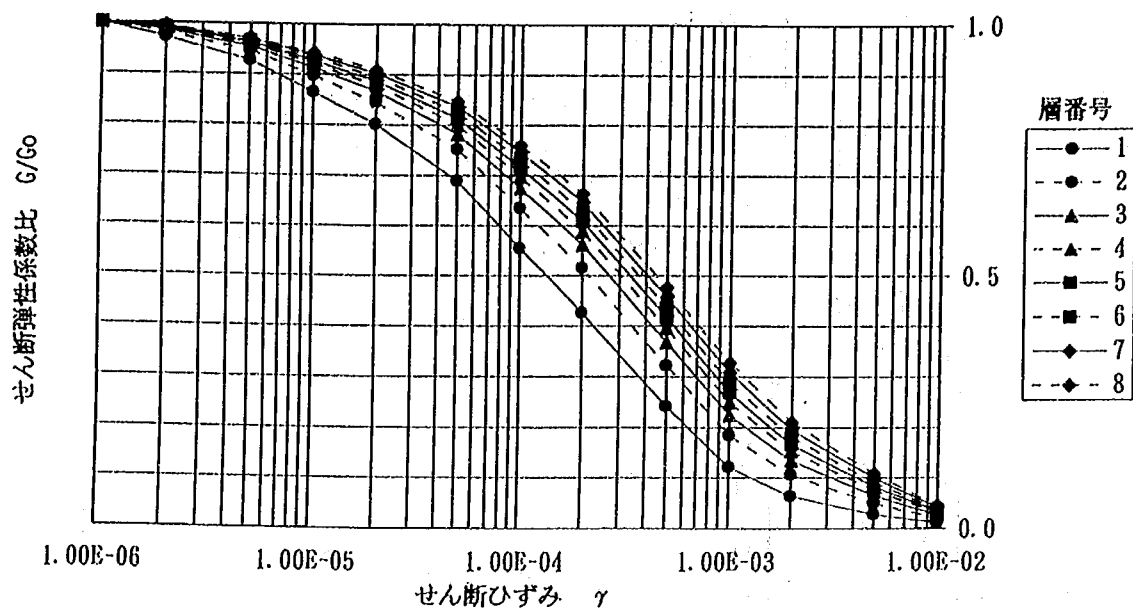


図8.2 せん断弾性係数の設定値

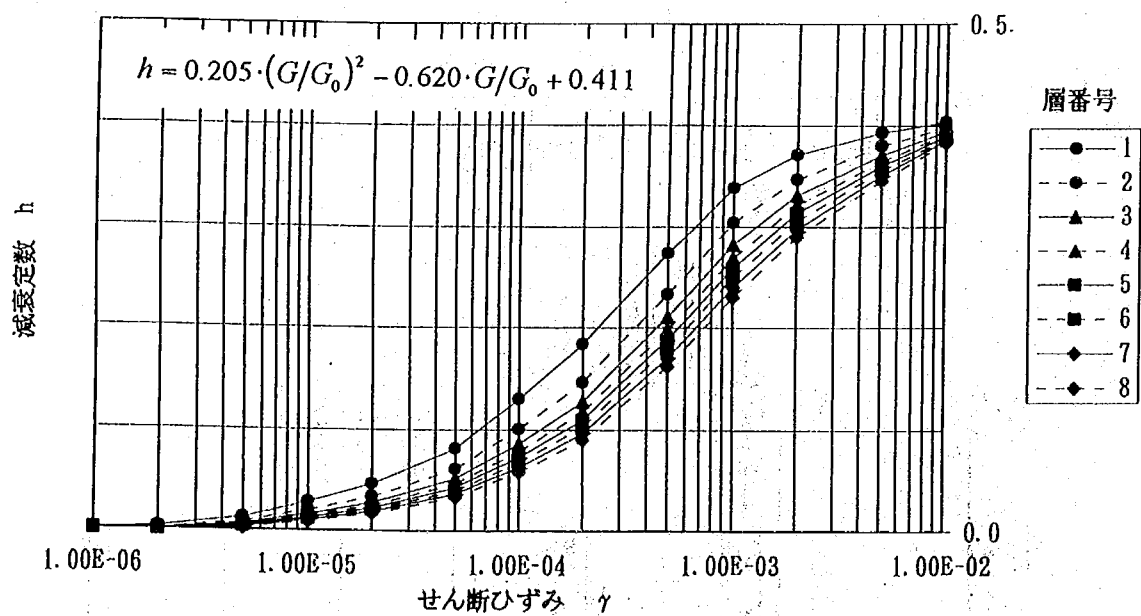
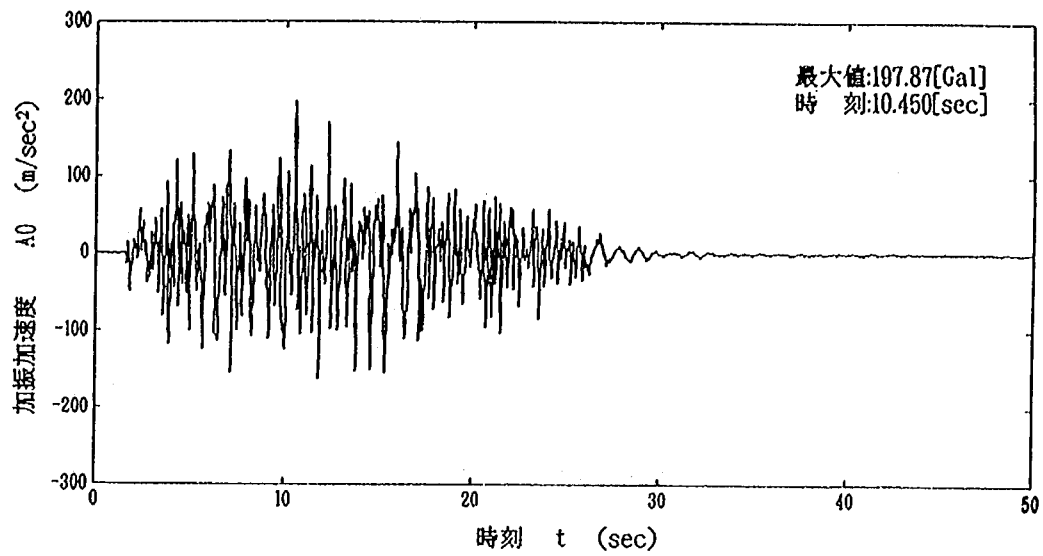
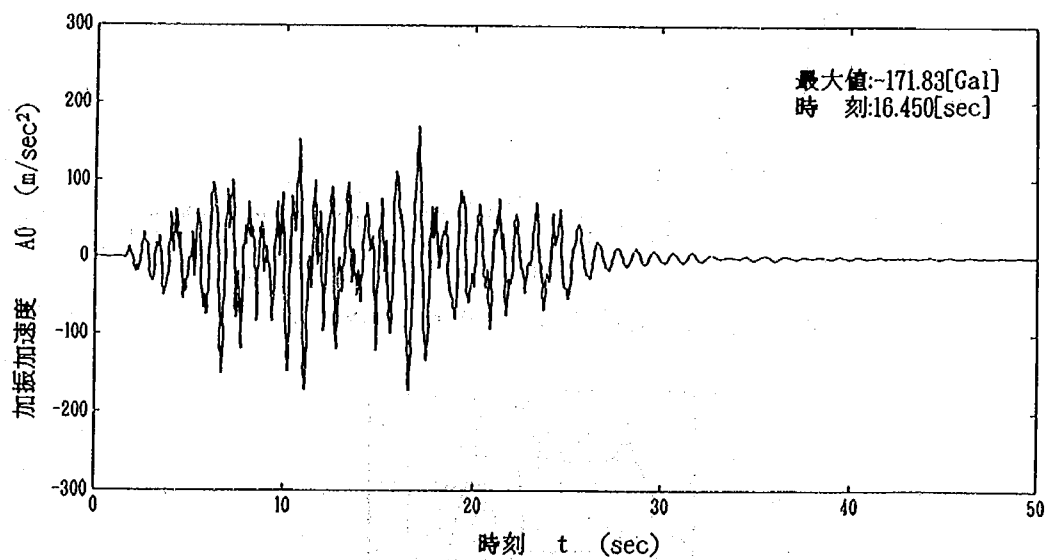


図8.3 減衰定数の設定値

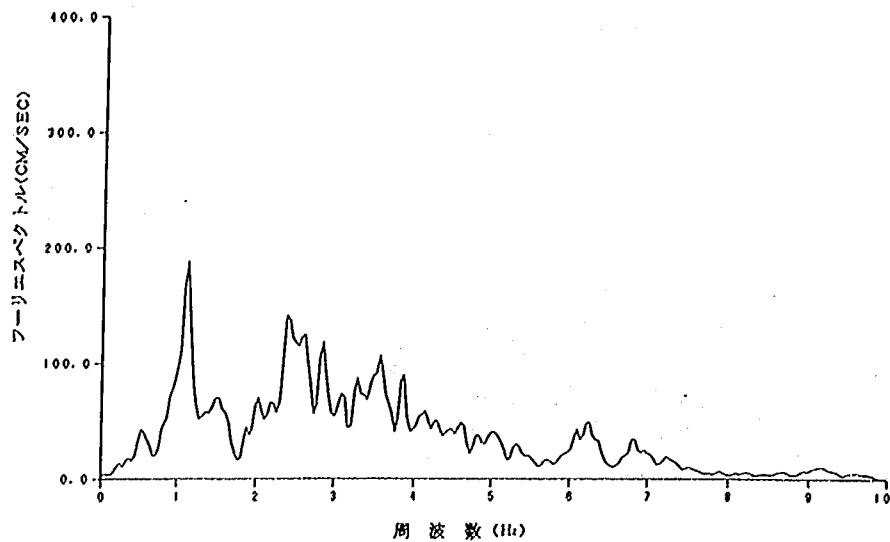


(1)高周波型不規則波

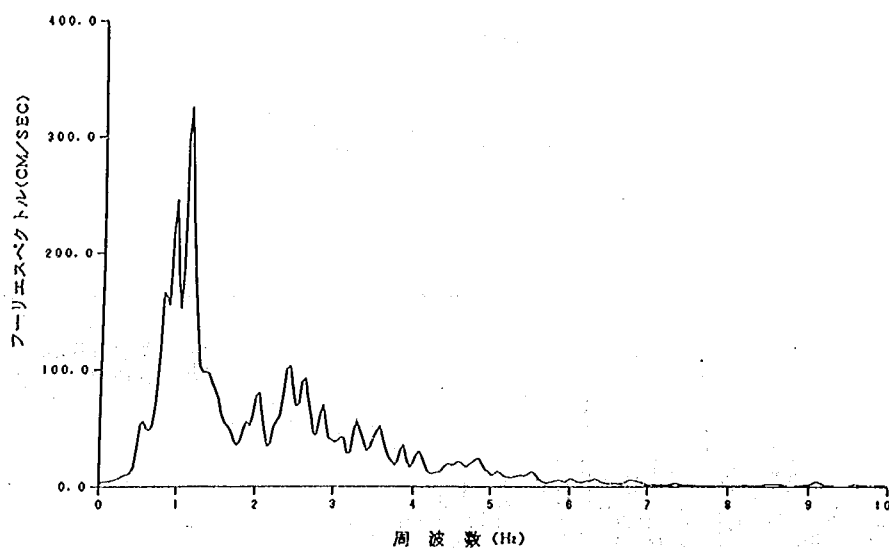


(2)低周波型不規則波

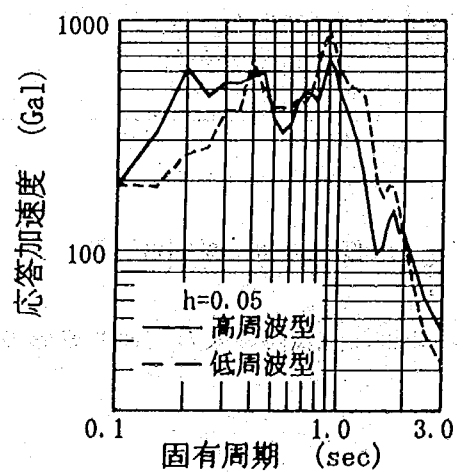
図8.4 不規則波加振時の入力加速度波形の例



(1)高周波型不規則波のフーリエスペクトル



(2)低周波型不規則波のフーリエスペクトル



(3)加速度応答スペクトル

図8.5 不規則波加振時の入力加速度の周波数特性

8.2.2 仮想実大モデルを対象とした解析

図8.6に示す4通りの仮想実大モデルを対象として等価線形応答解析を実施した。これらのモデルの解析条件をまとめて表8.1に示す。モデルBは掘割道路の幅が5 mの場合、モデルDは10 mの場合で、これらの比較により掘割道路幅の影響について検討することを目的としている。一方、モデルAは掘割道路の側壁及び底版の曲げ剛性等の条件を動的遠心模型実験と同一にした場合で、モデルBとの比較により実験における掘割道路のモデル化の影響について、また、前述した動的遠心模型実験のシミュレーション結果（モデル2の9Gレベル加振時）との比較により水平地盤部の幅の影響について検討することを目的としている。さらに、モデルBの水平地盤部の幅を短くする代わりに側面に粘性境界（モデルC1）またはエネルギー伝達境界（モデルC2）を使用した場合も設定した。これらのモデルでは掘割道路の各部材を表8.2に示す物性を有する梁要素としてモデル化した。

入力地震動は表8.1に示したように、最大加速度振幅を一定（180gal）にして3通りに周波数を変えた正弦波（1.2, 2.4, 5.0Hz）と動的遠心模型実験と同じ不規則波（2種類、図8.4の最大加速度を180galに調整）を用いた。地盤条件も、便宜的に動的遠心模型実験のモデル2と同一とした（Gは20%低減した値を採用）。

次に、掘割道路に生じる地震時応力の簡易的な評価手法として、応答変位法と地震時土圧公式（物部・岡部式）に基づく方法の適用性の検討を、上記のモデルB及びDの解析結果を対象にして以下のように行った。

(1) 応答変位法

文献20)に基づいて掘割道路の地震時応力を算定した。地震時の地盤の水平変位の深度方向分布として、重複反射理論を用いた水平地盤部の一次元応答解析結果（地盤条件は等価線形応答解析と同一、図8.7参照）をそのまま適用した場合と、これを正弦曲線で近似した場合（地表部の最大水平変位を基準とする、図8.8参照）の2通りを設定し、これらを図8.9に示す方法で静的な強制変位として地盤バネを介して掘割道路に作用させた。さらに、同図に示すように、掘割道路の周面に作用するせん断応力と掘割道路自体の慣性力の影響も考慮した。

ここで、地盤バネは、文献20)に基づいて図8.10に示す方法で静的な有限要素解析を行い、掘割道路に水平と鉛直の2方向の単位強制変位を与えたときの反力を平均化したものとして算定した。この際に、解析モデルの要素分割は等価線形応答解析と同じものを用い、地盤は線形弾性体として一次元応答解析で得られたせん断弾性係数の収束値と非排水状態でのポアソン比（ $\nu=0.499$ ）を用いてモデル化した。

掘割道路の底版に作用するせん断応力 τ_b は、地盤の水平変位として一次元応答解析結果を用いる場合には同じ解析で得られた掘割道路底面と同深度の地盤中での値を用いた。また、地盤の水平変位を正弦曲線で近似した場合には、これを深度方向に微分して得られるせん断ひずみにせん断弾性係数（一次元応答解析で得られた掘割道路底面と同深度の地盤における収束値）を乗ずることにより算定した。さらに、掘割道路の側壁に作用するせん断応力 τ_s は、文献20)に示された次式において上床版のせん断応力 $\tau_u=0$ とすることにより算定した。これらの結果を表8.3に示す。

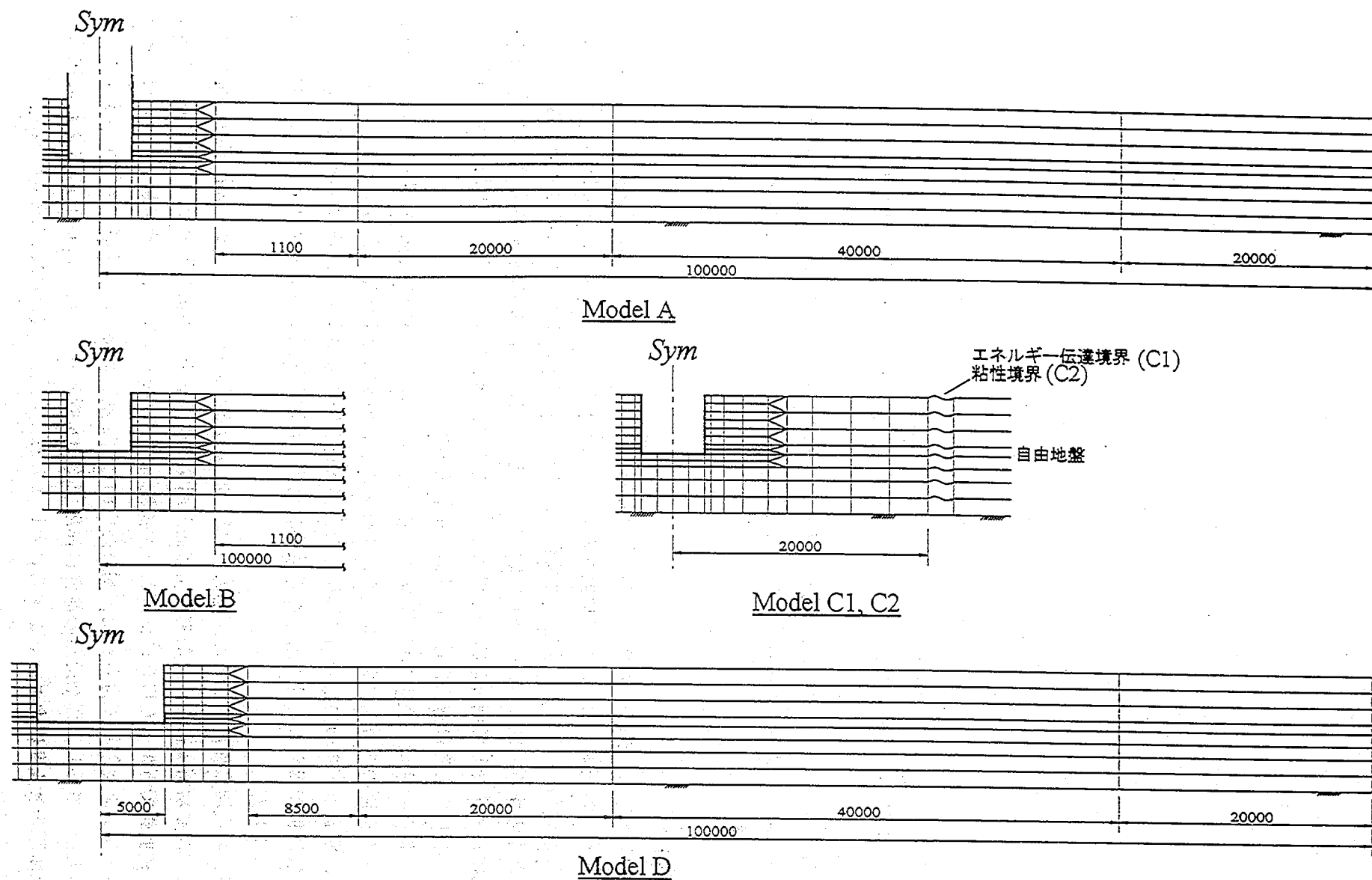


図8.6 仮想実大モデル（数値の単位はmm）

表8.1 仮想実大モデルの解析条件

	半地下構造物の諸元		地盤条件	入力地震動
モデルA	鋼(厚さ5cm)	幅 5m	Dr=57.8%の 豊浦砂に 相当する 乾燥地盤 を想定	振幅180Galの正弦波(周 波数1.2, 2.4, 5.0Hzの3 通り)と最大振幅180Gal の不規則波(高周波型、 低周波型の2通り)
モデルB	鉄筋コンクリート, 側壁厚60cm,			
モデルD	底版厚140cm			

モデルC1: モデルBの水平地盤部を短くしてエネルギー伝達境界を使用
 モデルC2: 同じく、粘性境界を使用

表8.2 掘割道路の部材の条件

モデル	部材	材質	単位体積 重量 γ (tf/m^3)	板厚 t (cm)	弾性係数 (tf/m^2)		減衰 定数 h	単位奥行き (1m) 当りの		
					鉛直 E	せん断 G		断面積 A (m^2)	断面 2 次モーメント I (cm^4)	曲げ剛性 EI ($\text{tf}\cdot\text{m}^2$)
A	左側	鋼	7.85	5	2.1×10^7	8.1×10^6	0.02	0.05	4313	906
	右側	鋼	7.85	5	2.1×10^7	8.1×10^6	0.02	0.05	6553	1376
	底版	鋼	7.85	5	2.1×10^7	8.1×10^6	0.02	0.05	5431	1141
B, C, D	側壁	RC	2.5	90	2.5×10^6	1.09×10^6	0.05	0.90	6075000	151875
	底版	RC	2.5	140	2.5×10^6	1.09×10^6	0.05	1.40	22866667	571667

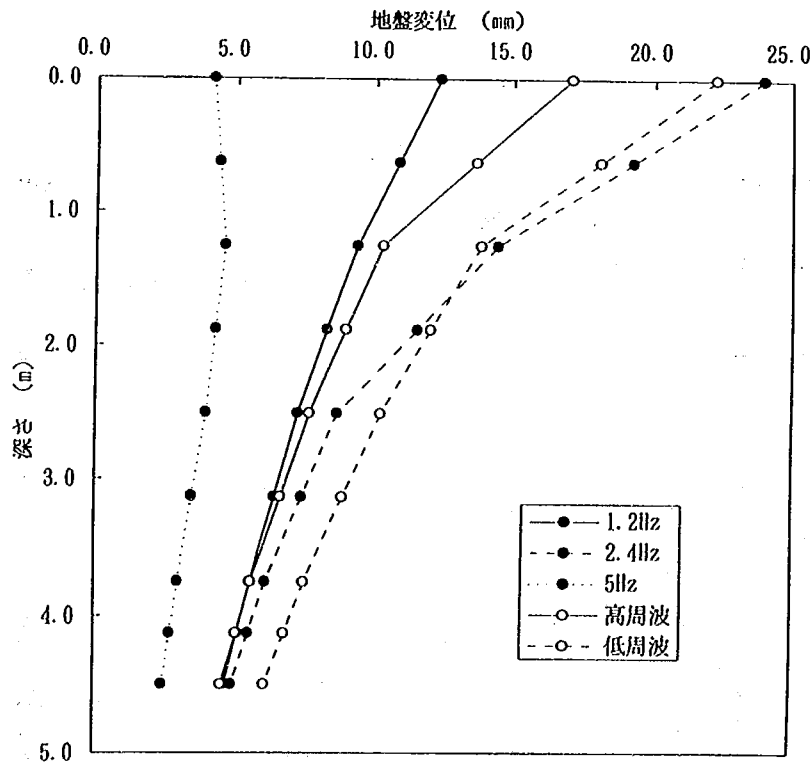


図8.7 一次元応答解析で得られた地盤の応答変位分布

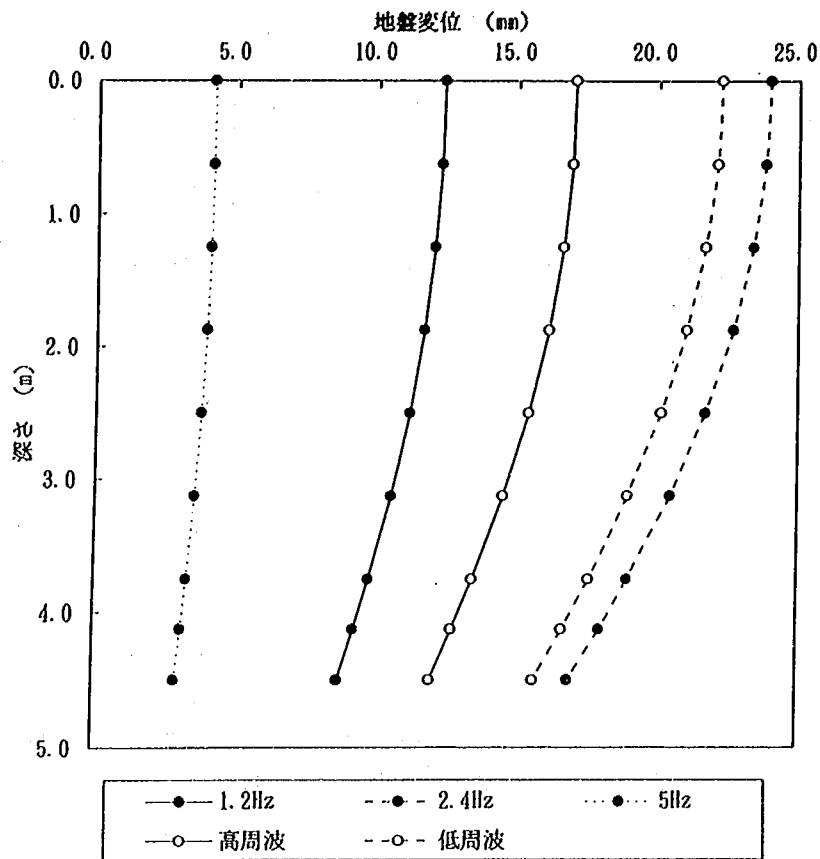


図8.8 正弦曲線に近似した地盤の応答変位分布

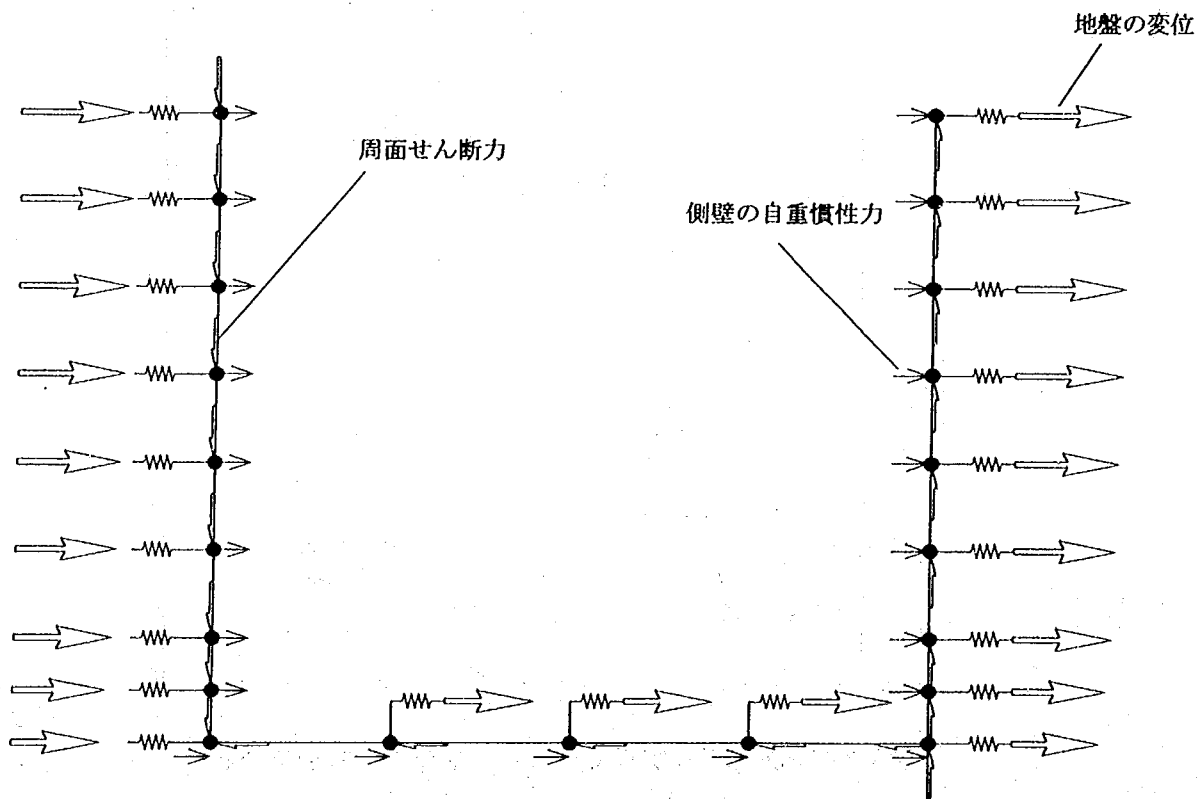


図8.9 応答変位法による地震時応力の算定法の模式図

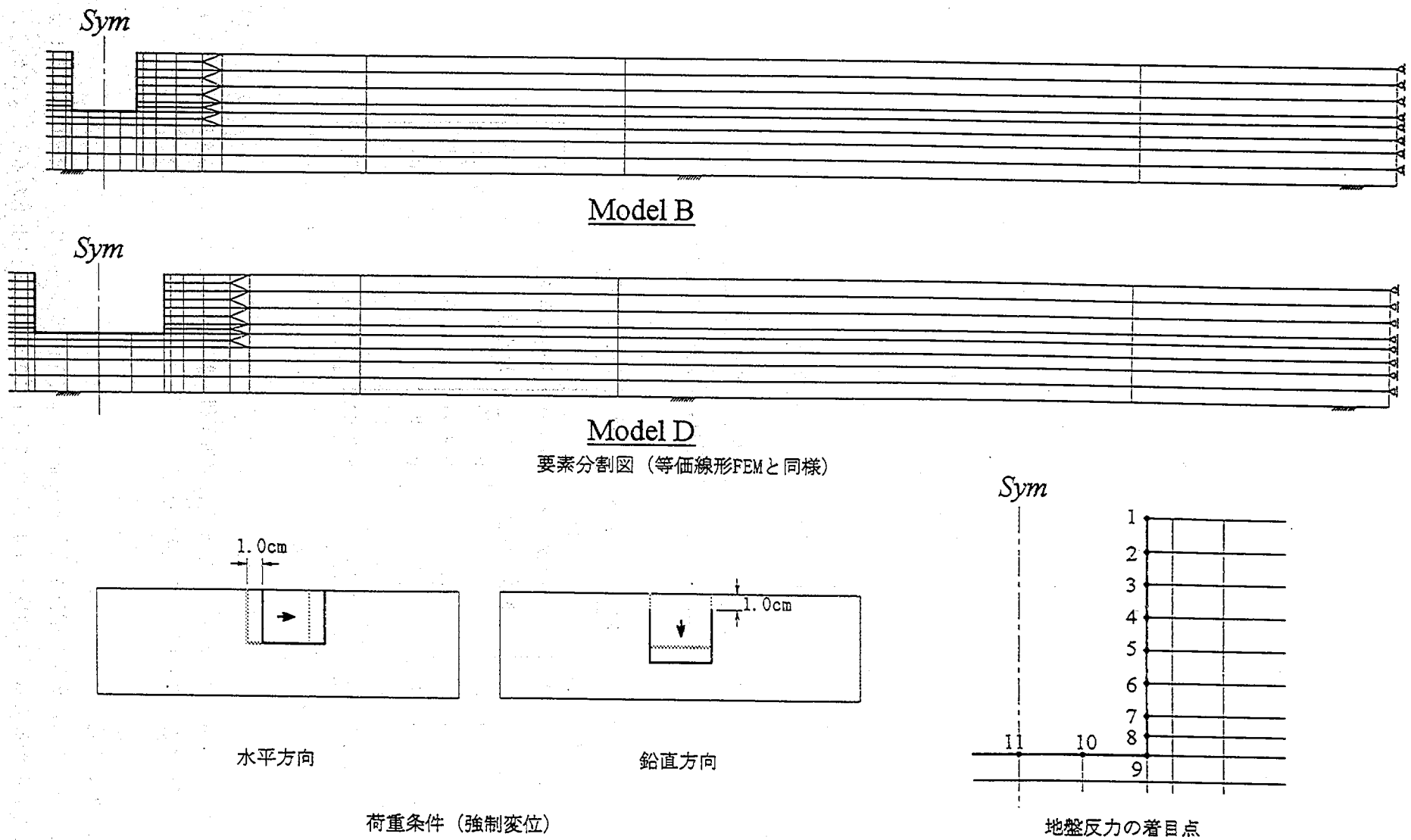


図8.10 地盤バネを算定するための静的有限要素解析の模式図

表8.3 応答変位法で設定した周面せん断応力

	加振条件				
	1. 2Hz	2. 4Hz	5Hz	高周波	低周波
底版深さのせん断応力 =底版の周面せん断力 $\tau_B(\text{tf/m}^2)$	1. 65	1. 74	1. 36	1. 69	1. 89
側壁の周面せん断力 $\tau_S(\text{tf/m}^2)$	0. 83	0. 87	0. 68	0. 84	0. 94

(1)一次元応答解析で得られた変位分布を用いた場合

表8.3 応答変位法で設定した周面せん断応力

	加振条件				
	1. 2Hz	2. 4Hz	5Hz	高周波	低周波
地表面の変位 $u(0)$ (mm)	12. 35	23. 98	4. 14	17. 03	22. 24
底版深さの $G_p(\text{tf/m}^2)$	1465	1230	1873	1377	1134
せん断ひずみ γ (%)	0. 152	0. 296	0. 051	0. 210	0. 274
表層地盤厚さ H (m)	9. 00				
底版深さのせん断応力 =底版の周面せん断力 $\tau_B(\text{tf/m}^2)$	2. 23	3. 64	0. 96	2. 89	3. 11
側壁の周面せん断力 $\tau_S(\text{tf/m}^2)$	1. 12	1. 82	0. 48	1. 45	1. 56

(2)変位の深度方向分布を正弦曲線に近似した場合

表8.4 応答変位法で設定した掘削道路の水平慣性力

加振条件	水平 震度 kh	側壁		底版	
		単位長さあたり 重量 W (tf/m)	慣性力 (tf/m)	単位長さあたり 重量 W (tf/m)	慣性力 (tf/m)
1. 2Hz	0. 2436	2. 25	0. 5480	3. 50	0. 8525
2. 4Hz	0. 4355	2. 25	0. 9799	3. 50	1. 5243
5Hz	0. 3168	2. 25	0. 7129	3. 50	1. 1089
高周波	0. 3403	2. 25	0. 7657	3. 50	1. 1911
低周波	0. 3641	2. 25	0. 8192	3. 50	1. 2743

* 値は単位奥行きあたり

$$\tau_s = (\tau_u + \tau_B) / 2 \quad \cdots \text{式(8.2)}$$

最後に、掘削道路自体の慣性力は、一次元応答解析で得られた地表面での最大応答加速度を水平震度に換算することにより表8.4として設定した。

(2) 地震時土圧公式に基づく方法

側壁に作用する土圧の地震時の増分を物部・岡部式による地震時主働土圧（一次元応答解析による水平地盤部地表面の最大水平加速度より水平震度を算定）と常時の主働土圧の差として評価し、

さらに側壁自体の水平慣性力の影響を考慮して側壁の曲げモーメントを算定した。このとき、地盤のせん断抵抗角は豊浦砂を用いた既往の平面ひずみ圧縮試験結果⁶⁾より、動的遠心模型実験の砂地盤の間隙比 ($e=0.77$) に対応する値として $\phi=43^\circ$ とした。また、壁面摩擦角が地震時主働土圧と常時の主働土圧の差に及ぼす影響は小さいため (図5.4参照)、ここでは便宜的に $\delta=0^\circ$ とした。

8.3 解析結果及び考察

8.3.1 動的遠心模型実験を対象とした解析

解析の基本ケースとしたモデル2 (板厚1mm) の12G (重力場換算240gal) レベル加振時について、側壁の最大曲げモーメント (加振時の増分) の深度方向分布を図8.11に示す。2通りの解析値を比較すると、せん断弾性係数を20%低減した場合のほうが曲げひずみが大きくなり、実測値との全般的な整合性が高い。そこで、以下の比較では、解析値としてせん断弾性係数を低減した場合を用いた。ただし、実験では中間深度において曲げひずみが一旦減少する分布を示したが、解析値にはそのような傾向は見られなかった。

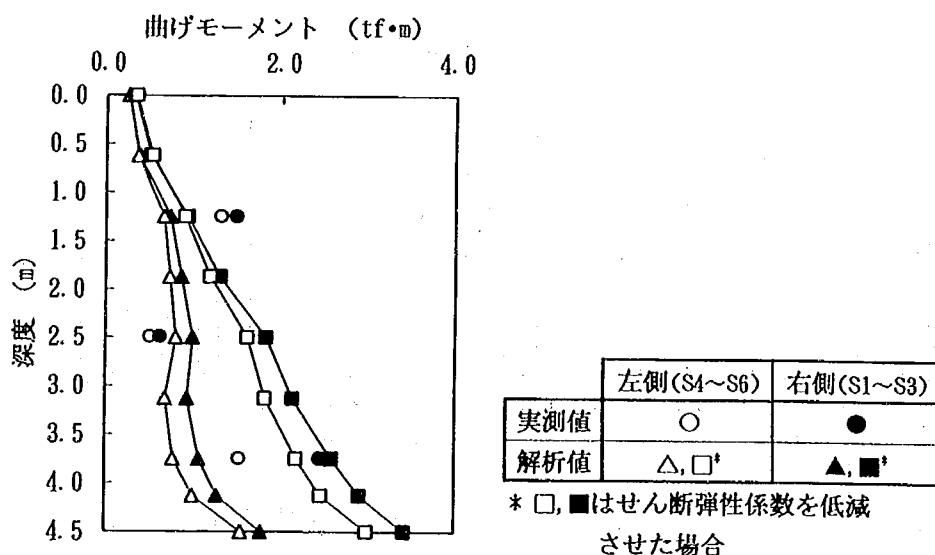


図8.11 最大曲げモーメントの深度方向分布 (モデル2, 12Gレベル加振時)

モデル2と1における側壁の最大曲げモーメントの実測値と解析値の比較をそれぞれ図8.12, 図8.13に示す。正弦波加振時の解析値は実測値の1~2倍程度となり、加振レベルが大きくなり曲げモーメントが増加するにつれて解析値が過大評価となる傾向が見られた。さらに、不規則波加振時のほうが正弦波加振時よりも解析値が過大評価となる傾向が強く、これらの傾向は図8.14に示す右側側壁上部の最大応答変位の比較においても同様であった。ここで最大応答加速度の比較を図8.15に示すが、側壁の応答加速度 (A3及びA4) に関しては上記と同様な傾向が見られたのに対し、地盤の応答加速度 (A1及びA2) に関しては解析値と実測値の差が比較的小さかった (計測器の位置は図8.1(3)を参照)。この点を考慮すると、上記の傾向は、解析で側壁の応答加速度が過大に評価され、そ

の結果として側壁自体の慣性力による曲げモーメントが大きくなったことに主として起因すると考えられる。

なお、曲げモーメントの実測値と解析値の適合度は、全般的にはモデル2のほうが低かったが、同モデルでは前章で述べたように曲げ剛性の検定結果のばらつきが大きかったことから、実測値の

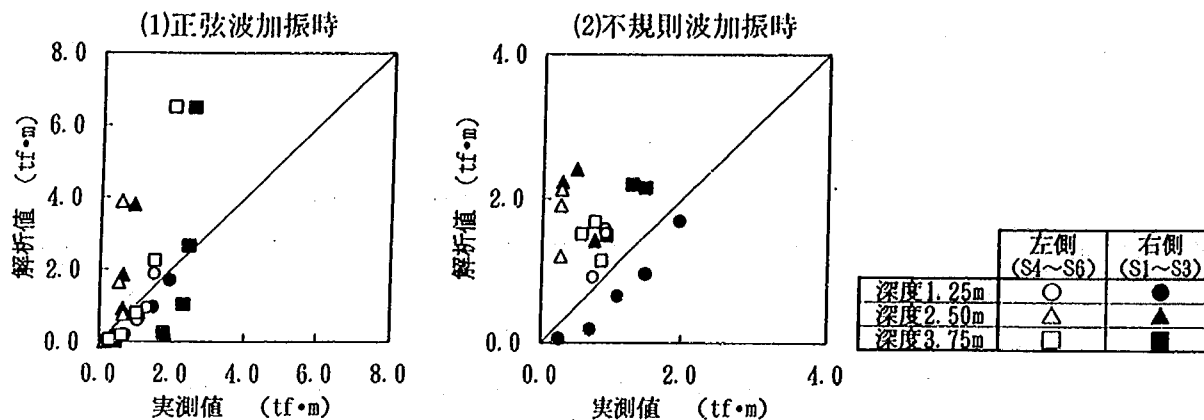


図8.12 モデル2における最大曲げモーメントの実測値と解析値の比較

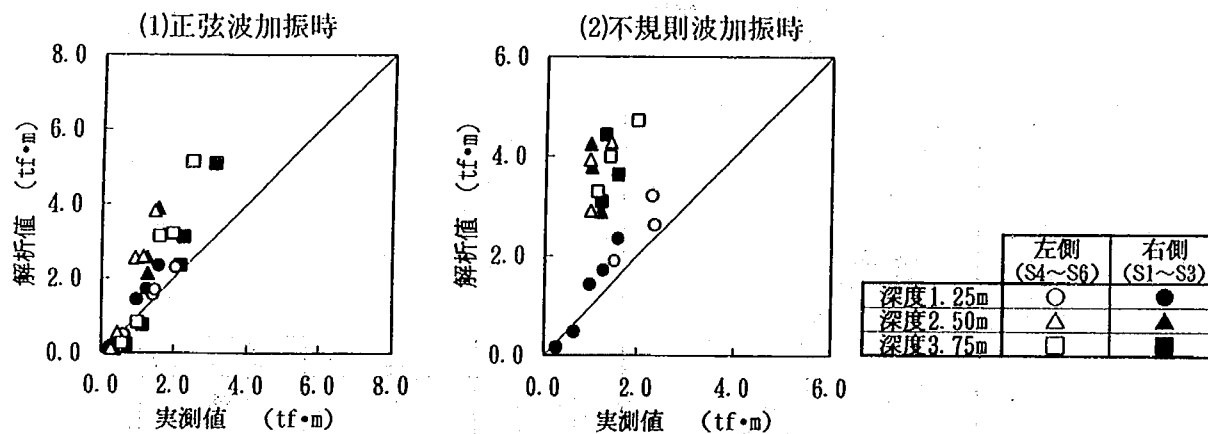


図8.13 モデル2における最大曲げモーメントの実測値と解析値の比較

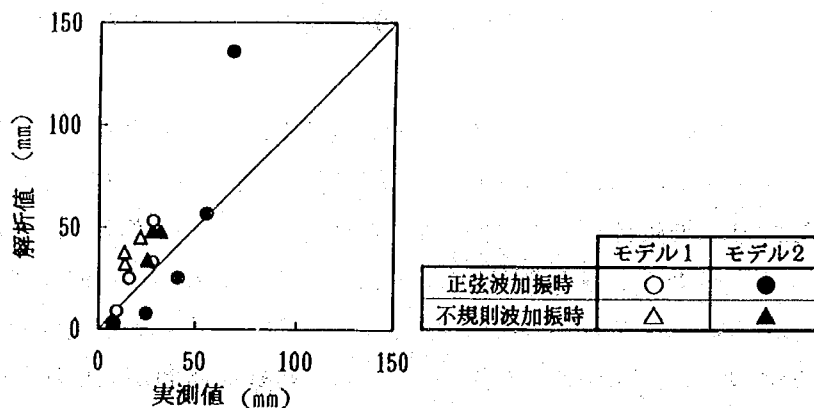
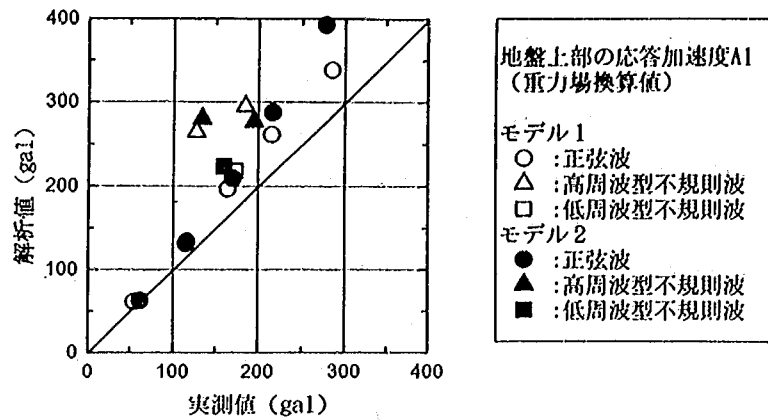
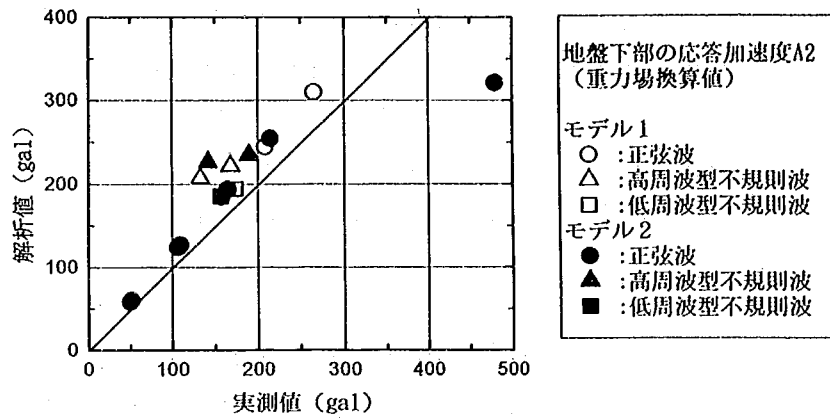


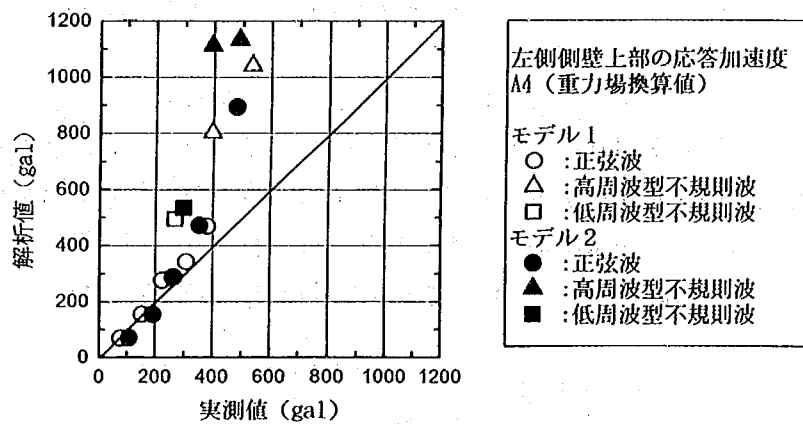
図8.14 右側側壁上部の最大応答変位の実測値と解析値の比較



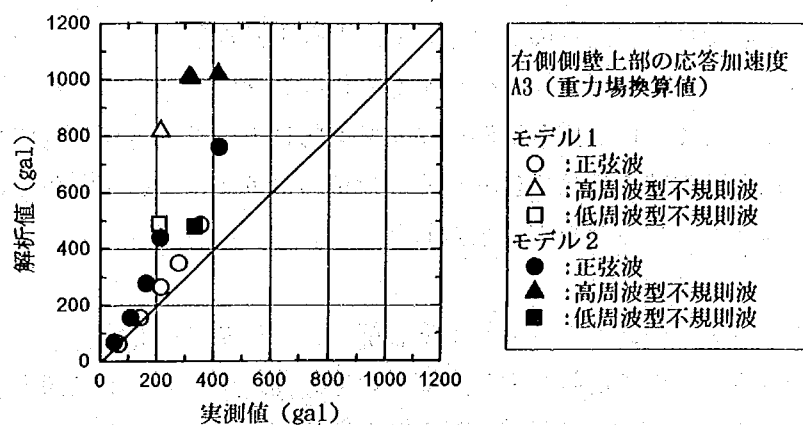
(1)地盤上部 (A1)



(2)地盤下部 (A2)



(3)右側側壁上部 (A3)



(4)左側側壁上部 (A4)

図8.15 最大応答加速度の実測値と解析値の比較

精度に問題があった可能性が考えられる。また、解析においてせん断弾性係数を20%低減せずに用いた場合には、図8.11によれば深部の曲げモーメントの解析値が小さくなり、その結果として図8.12と図8.13に見られる過大評価の傾向が弱まることが予想される。ただし、この場合には、加振レベルが小さいと解析値が逆に過小評価となる恐れがある。

最後に、解析で得られた位相特性の例を図8.16に示す。ここで、左側側壁の曲げモーメントの解析値は、符号の定義（図7.4参照）を実測値と一致させるために縦軸の正負を逆転させていることに留意されたい。図の(1)はモデル1（板厚2mm）の9G（重力場換算180gal）レベル正弦波加振時であるが、対応する実測値である図7.3(1)と比較すると、いずれにおいても応答の位相差はあまり顕著には現れていない。このような傾向は、曲げモーメントの解析値に関しては図8.16の(2)に示したモデル2（板厚1mm）の9Gレベル正弦波加振時、あるいは(3)に示したモデル1（板厚2mm）の高周波型不規則波加振時においても同様である。一方、これらに対応する実測値は図7.3(2)及び図7.7であるが、前章で述べたようにモデル2では左側側壁の下部（S6）において位相差が見られ、モデル1の不規則波加振時には右側側壁の下部（S3）でも位相差が見られた。

以上に述べたような相違が解析値と実測値の間で生じた理由は現時点では不明であるが、考えられる要因を以下に示す。

- 1) 加速度レベルが大きくなると地盤の非線形性が強まるため、等価線形化手法自体の適用性が限界に近づいた。図8.17は、掘割道路模型の側方近傍の地盤要素に着目し、解析時のせん断弾性係数の収束値 G と最大値 G_0 （ $\gamma=10^\circ$ での値）の比と加振加速度の関係を示したものであるが、9Gレベル以上の正弦波加振時及び不規則波加振時には、 G/G_0 は0.3程度以下にまで低下している。
- 2) 今回の解析では掘割道路模型と地盤の間の「すべり」を考慮しておらず、加速度レベルの大きい加振ステップでその影響が現れた可能性がある。また、今回の解析ではせん断弾性係数のひずみ依存性を水平面上でのせん断ひずみに着目して算定しているが、掘割道路模型の周辺の地盤では加振時の最大せん断ひずみが水平面上で生じるとは限らない。
- 3) ステップ加振により砂地盤の密度が徐々に高まった影響が、実測値に現れている可能性がある。

8.3.2 仮想実大モデルを対象とした解析

前項によれば、動的遠心模型実験を対象とした等価線形応答解析によるシミュレーション結果は、必ずしも満足できるものではなく、その原因として、実験上及び解析上の両面の問題点が考えられた。ここでは、地盤と構造物の動的な相互作用をある程度合理的に考慮できる手法として等価線形応答解析を位置づけて、境界条件と掘割道路の諸元を実物に近づけた解析を実施し、これよりも比較的簡易な応答変位法と地震時土圧公式に基づく2種類の計算手法との対応関係について、地盤の境界条件と構造物の諸元を変化させながら検討した。

(1) 地盤の境界条件と構造物の諸元が等価線形応答解析結果に及ぼす影響

仮想実大モデルの等価線形応答解析における側壁の最大曲げモーメントの深度方向分布を図8.18に示す。ただし、モデルC1、C2の結果はモデルBとほぼ同一であったため表示を省略している。これらの図に見られる傾向を以下に示す。

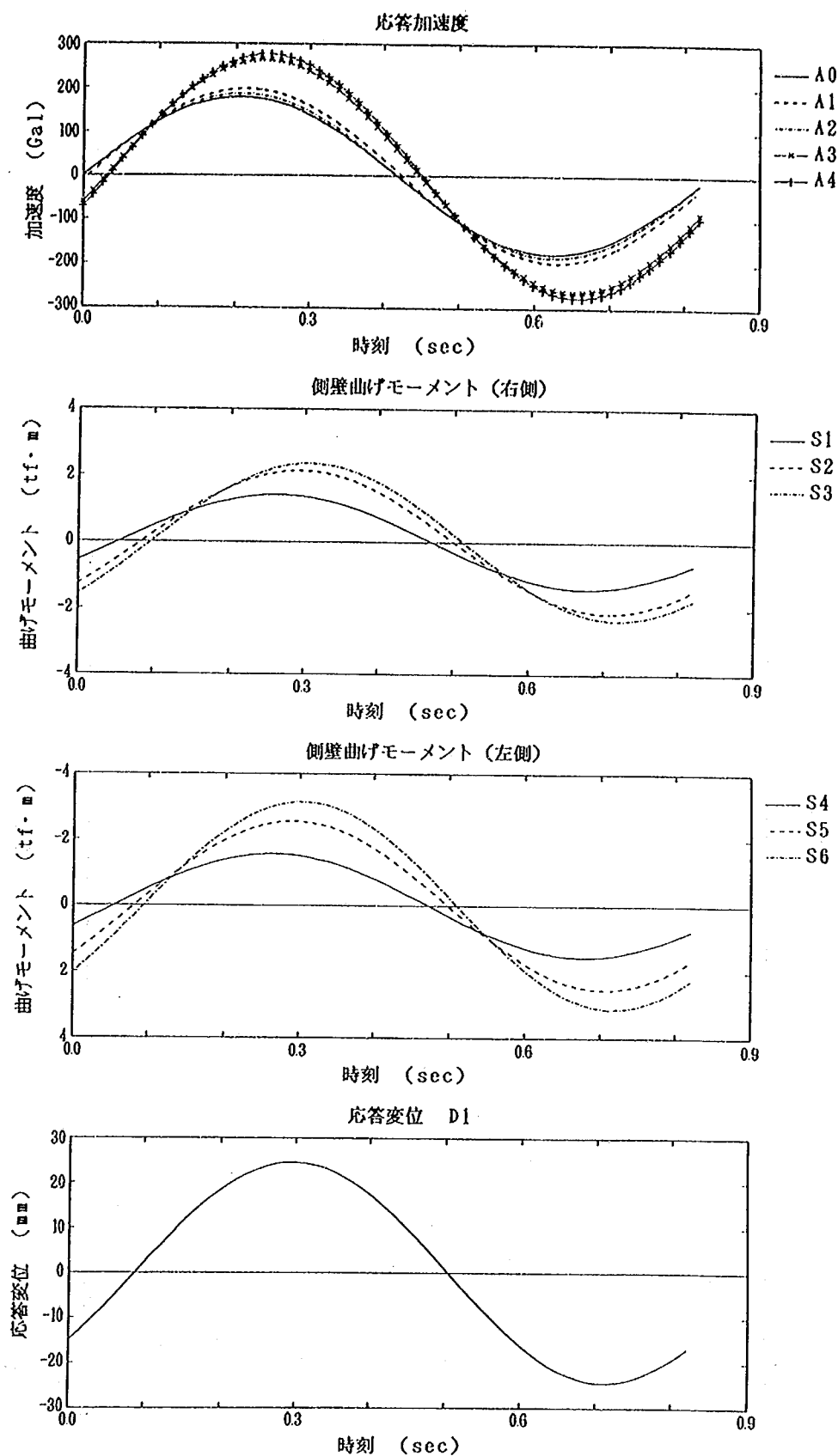


図8.16 動的遠心模型実験を対象とした解析結果の位相特性

(1)モデル1 (板厚2mm) の9G (重力場換算180gal) レベル正弦波加振時

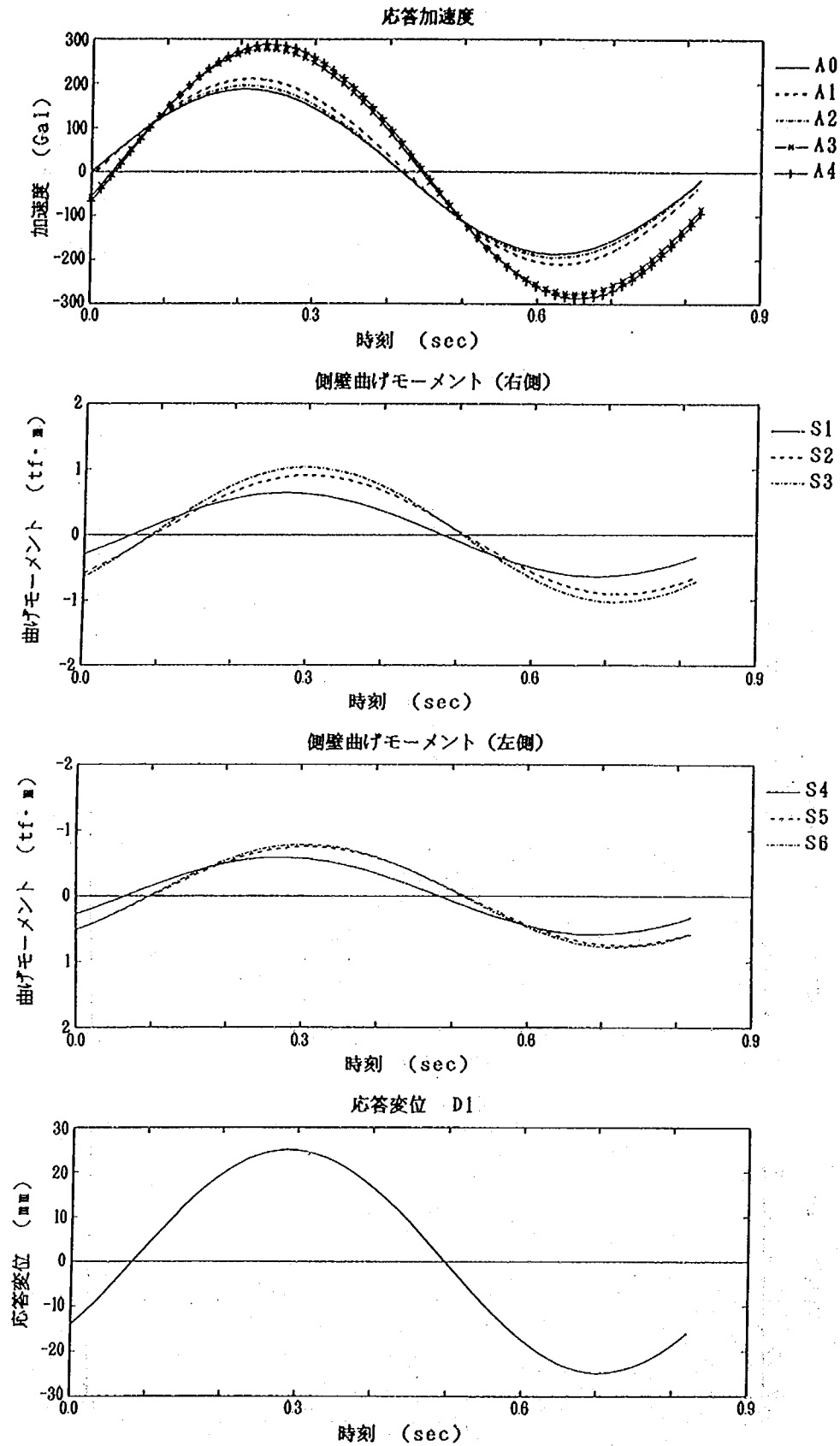


図8.16 動的遠心模型実験を対象とした解析結果の位相特性
 (2)モデル2 (板厚1mm) の9G (重力場換算180gal) レベル正弦波加振時

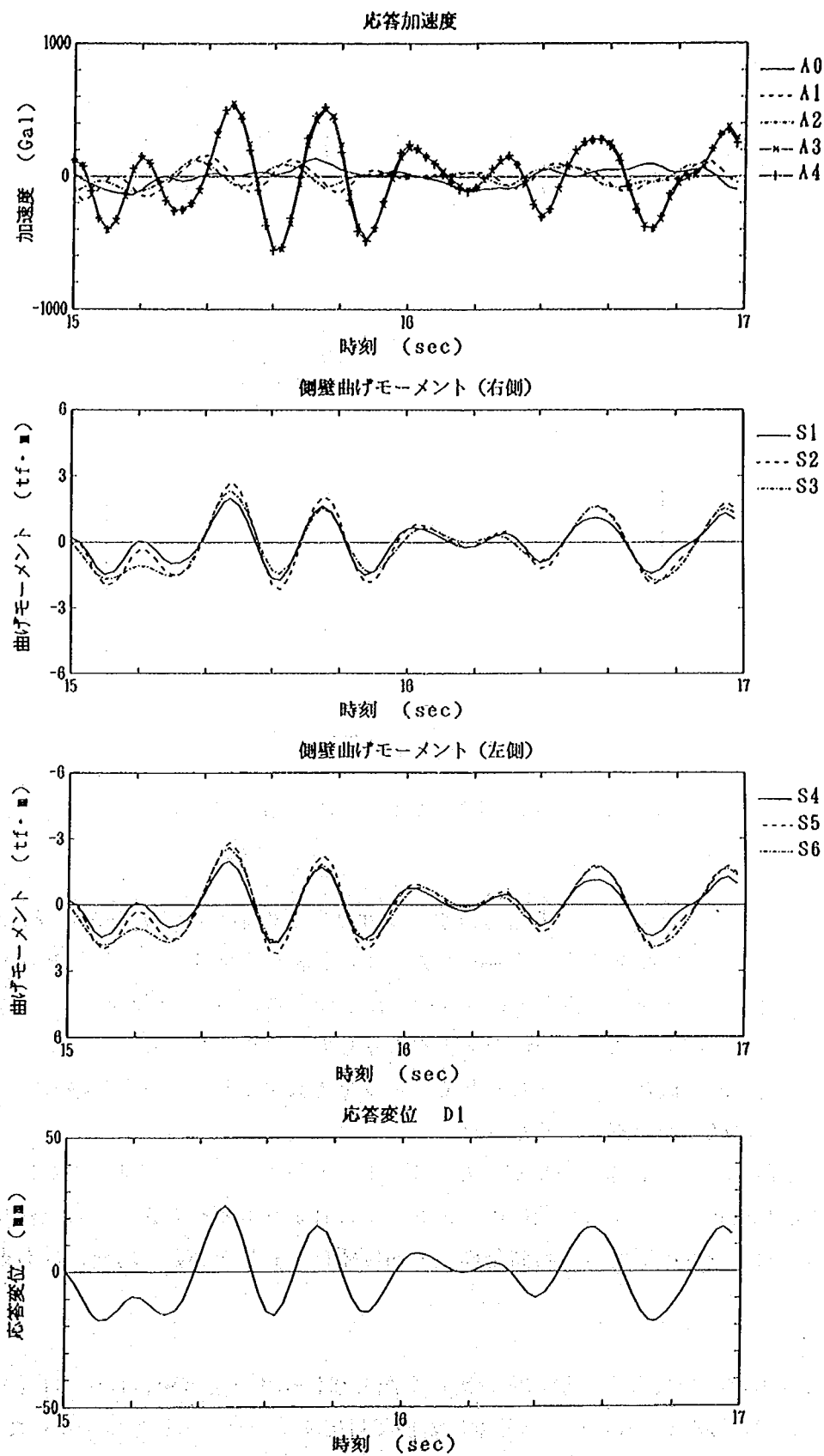


図8.16 動的遠心模型実験を対象とした解析結果の位相特性
(3)モデル1 (板厚2mm) の高周波型不規則波加振時

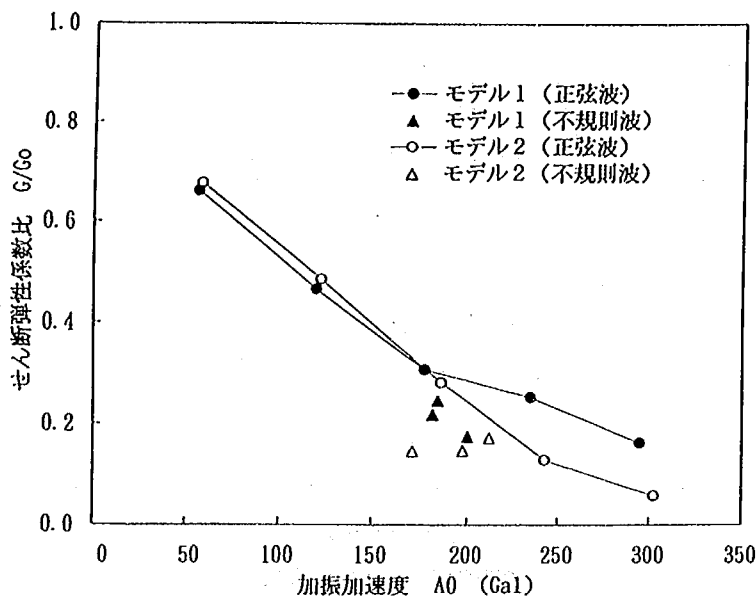
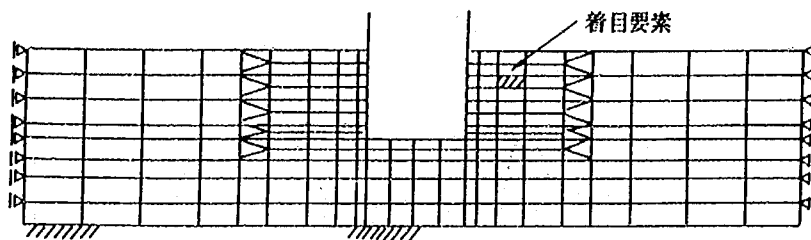
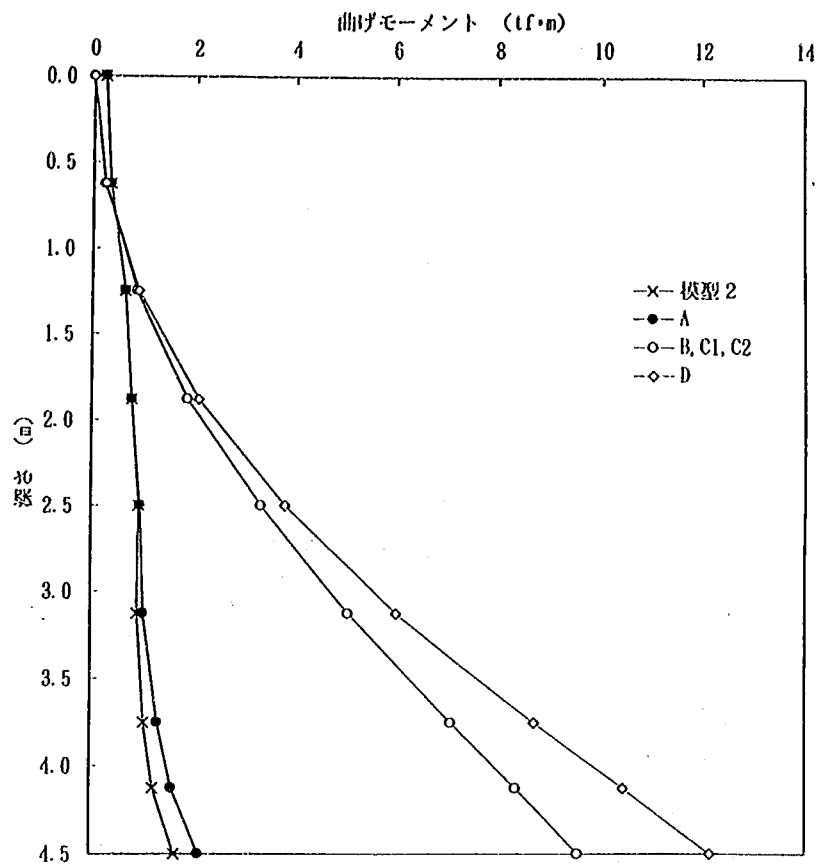


図8.17 せん断弾性係数比と加振加速度の関係

- 1) いずれの入力波形に対しても、構造物の曲げ剛性と質量の小さいモデルA（表8.2参照）の曲げモーメントが、表層付近を除いては他のモデルよりも著しく小さくなった。なお、モデルAでは動的遠心模型実験と同様に地表面上に側壁の突出部があるために（図8.6参照）、表層付近に限り、曲げモーメントが突出部のない他のモデルよりも大きくなったと考えられる。
- 2) 曲げ剛性を現実的な値としたモデルBとモデルDを比較すると、掘割道路幅の広いモデルDの曲げモーメントのほうやや大きくなった。
- 3) 図の(1)には前述した動的遠心模型実験のシミュレーション結果（モデル2の9Gレベル加振時）もあわせて示したが、モデルAの曲げモーメントはこれよりもやや大きくなった程度で、模型実験における土槽の側壁の影響は、構造物模型の曲げ剛性と質量が小さい場合にはあまり顕著ではなかった。

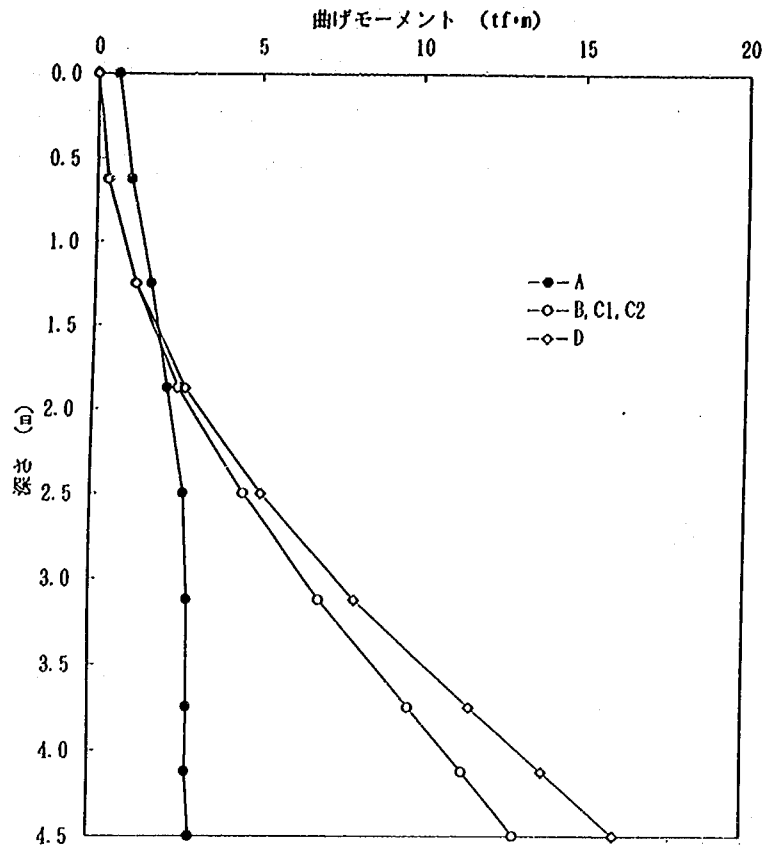
側壁上部及び地盤内の最大応答加速度の比較を図8.19に示す（比較位置は図8.1(3)を参照、ただしモデルBとDでは図8.6に示した要素分割において対応する節点での解析値を用いている）。(3)として示した側壁の応答加速度（ A_4 ）は、モデルAの比較的高周波数の波形入力時（2.4Hzと5Hzの正弦波及び不規則波2種）に著しく増幅した。一方、(1)及び(2)として示した地盤の応答加速度（ A_1 及び A_2 ）は、モデル間の差が比較的小さかった。特に、曲げ剛性を現実的な値としたモデル

BとモデルDでは地盤上部の応答加速度と側壁の応答加速度が図8.20に示すようにほぼ一致し、位相特性もモデルBについて図8.21に示すようにA1とA4の間には差が見られなかった（モデルDも同じ傾向であった）。これらは、遠心模型実験を対象とした解析結果（図8.16参照）ではA1とA4の間に振幅の違いと位相差が見られ、特に高周波不規則波加振時に顕著であったことと対照的である。

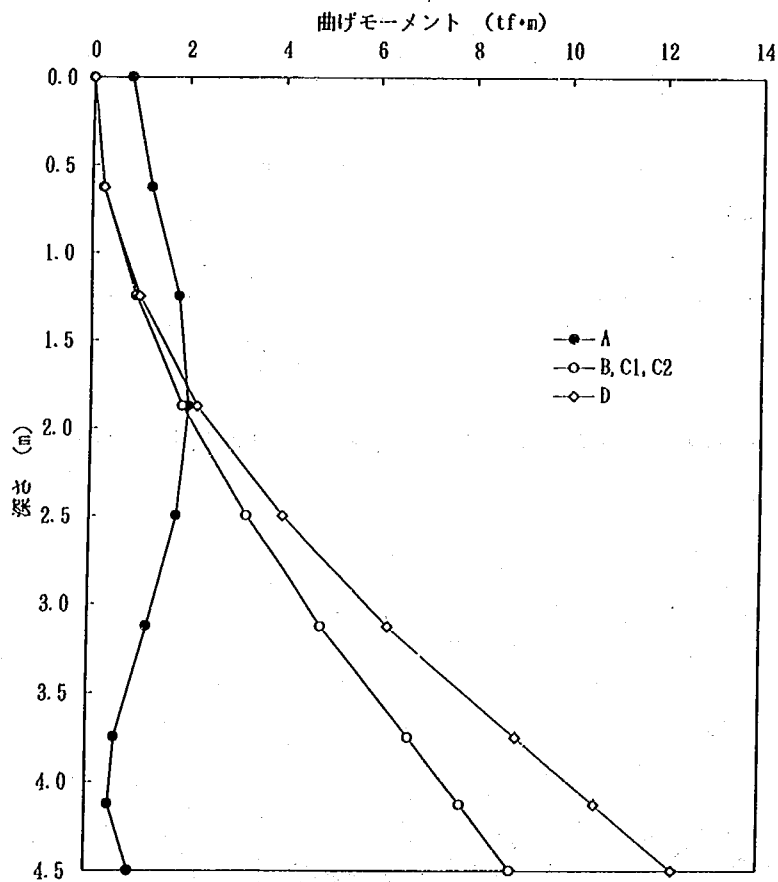


(1) 1.2Hz正弦波入力時

図8.18 仮想実大モデルの等価線形応答解析における最大曲げモーメントの比較

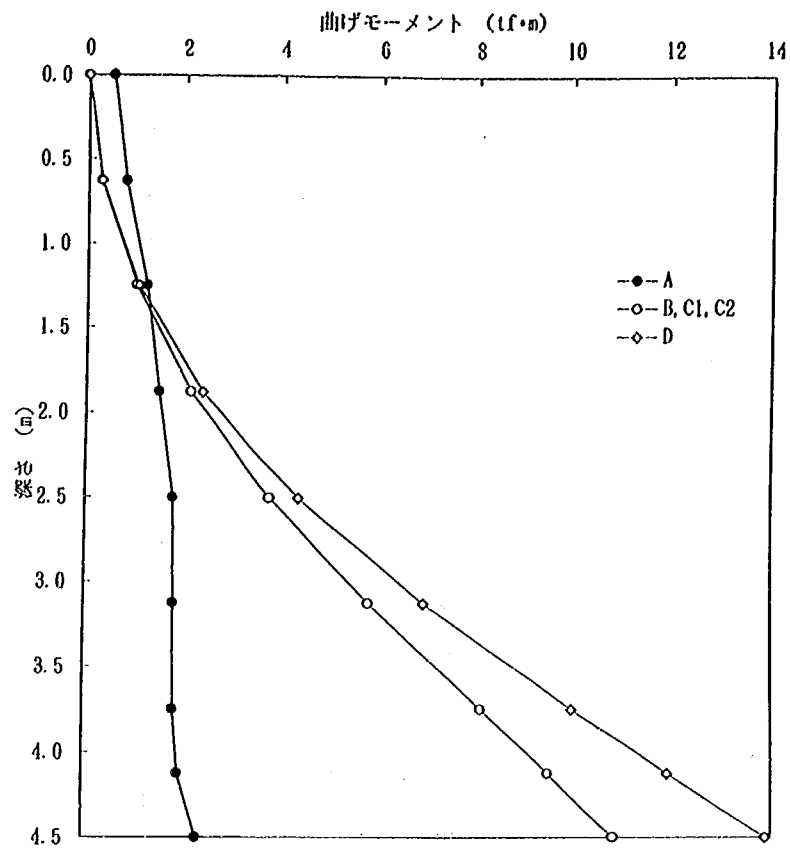


(2) 2.4Hz正弦波入力時

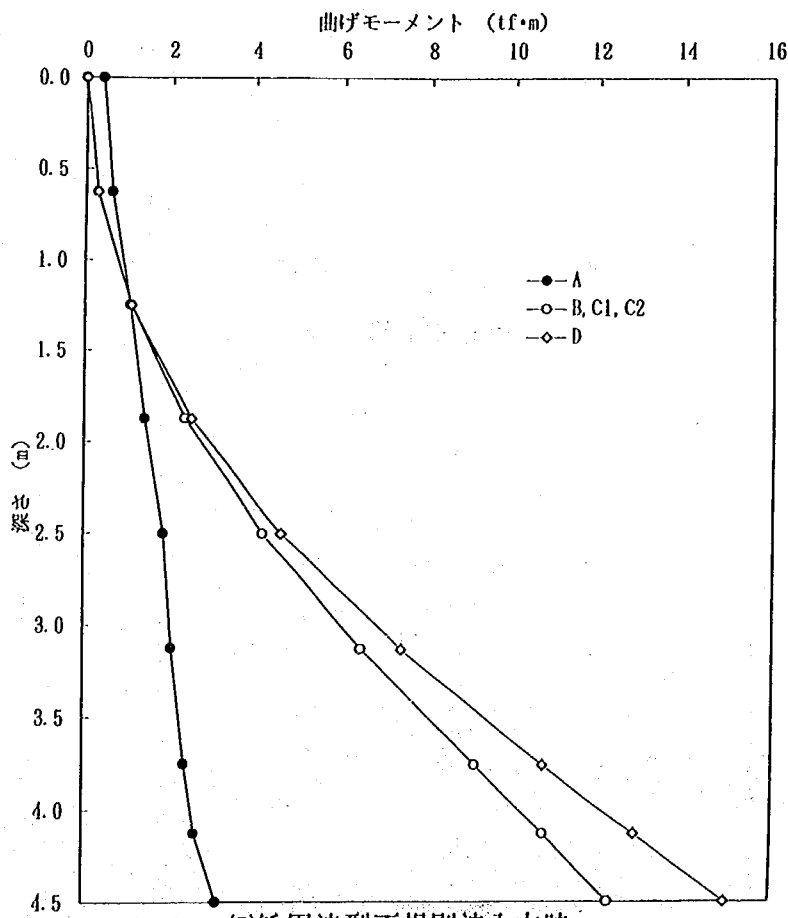


(3) 5Hz正弦波入力時

図8.18 仮想実大モデルの等価線形応答解析における最大曲げモーメントの比較

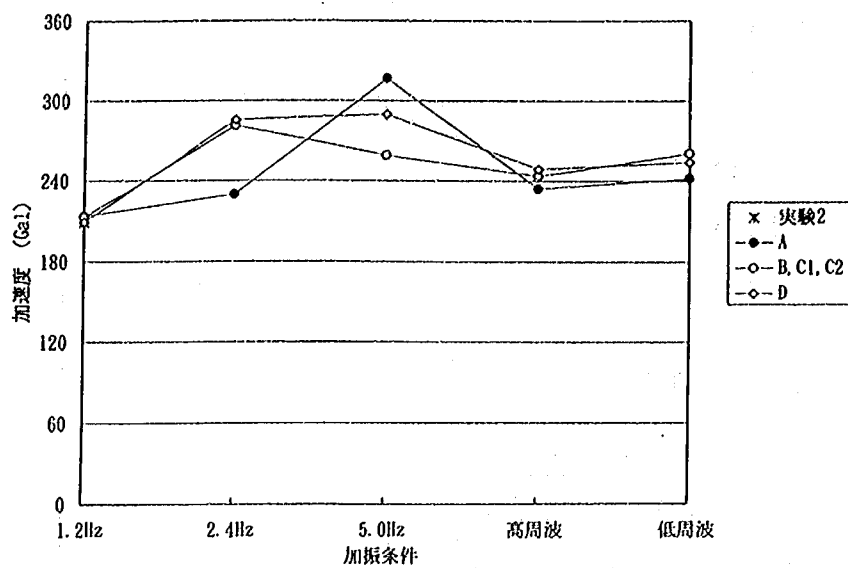


(4)高周波型不規則波入力時

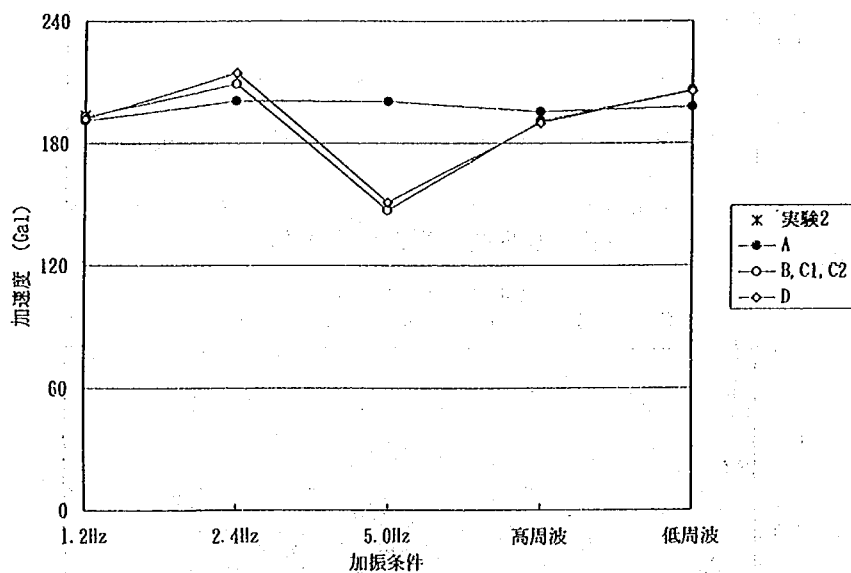


(5)低周波型不規則波入力時

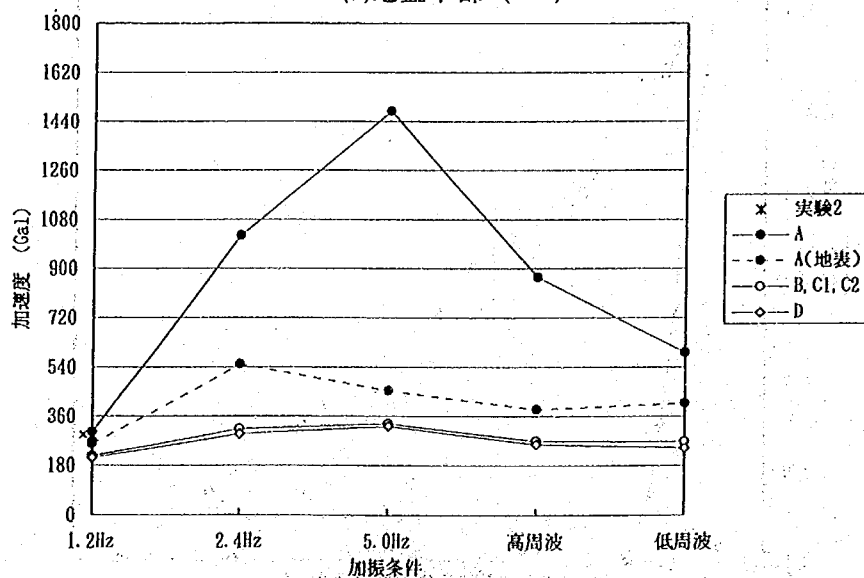
図8.18 仮想実大モデルの等価線形応答解析における最大曲げモーメントの比較



(1)地盤上部 (A1)



(2)地盤下部 (A2)



(3)左側側壁上部 (A4)

図8.19 仮想実大モデルの等価線形応答解析における最大応答加速度の比較

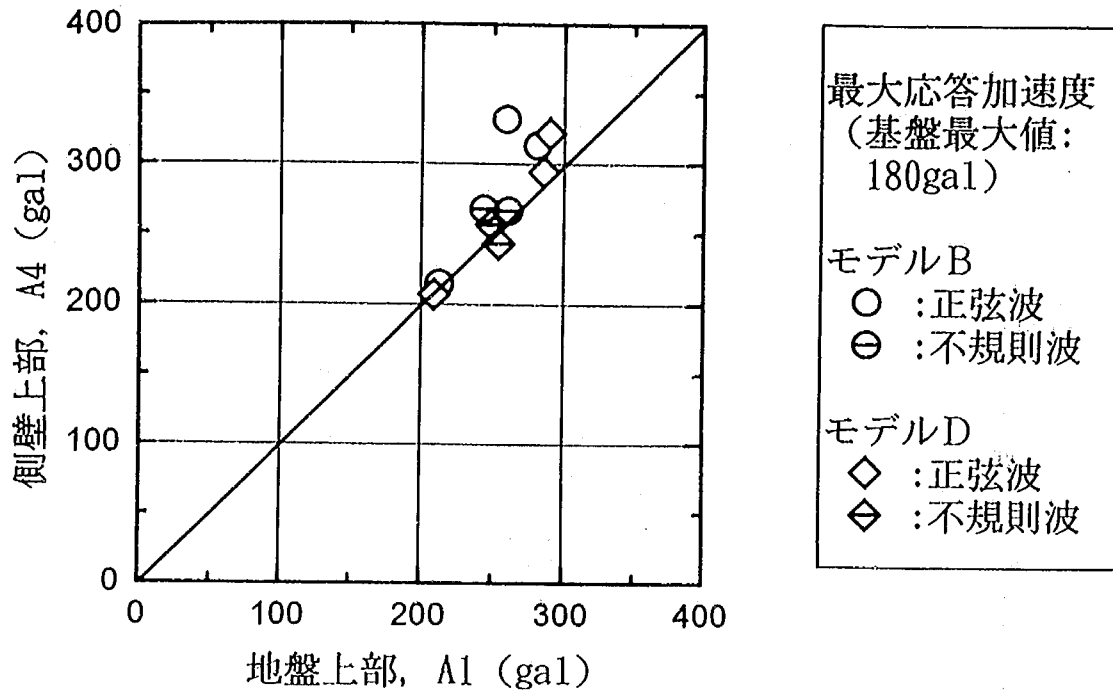
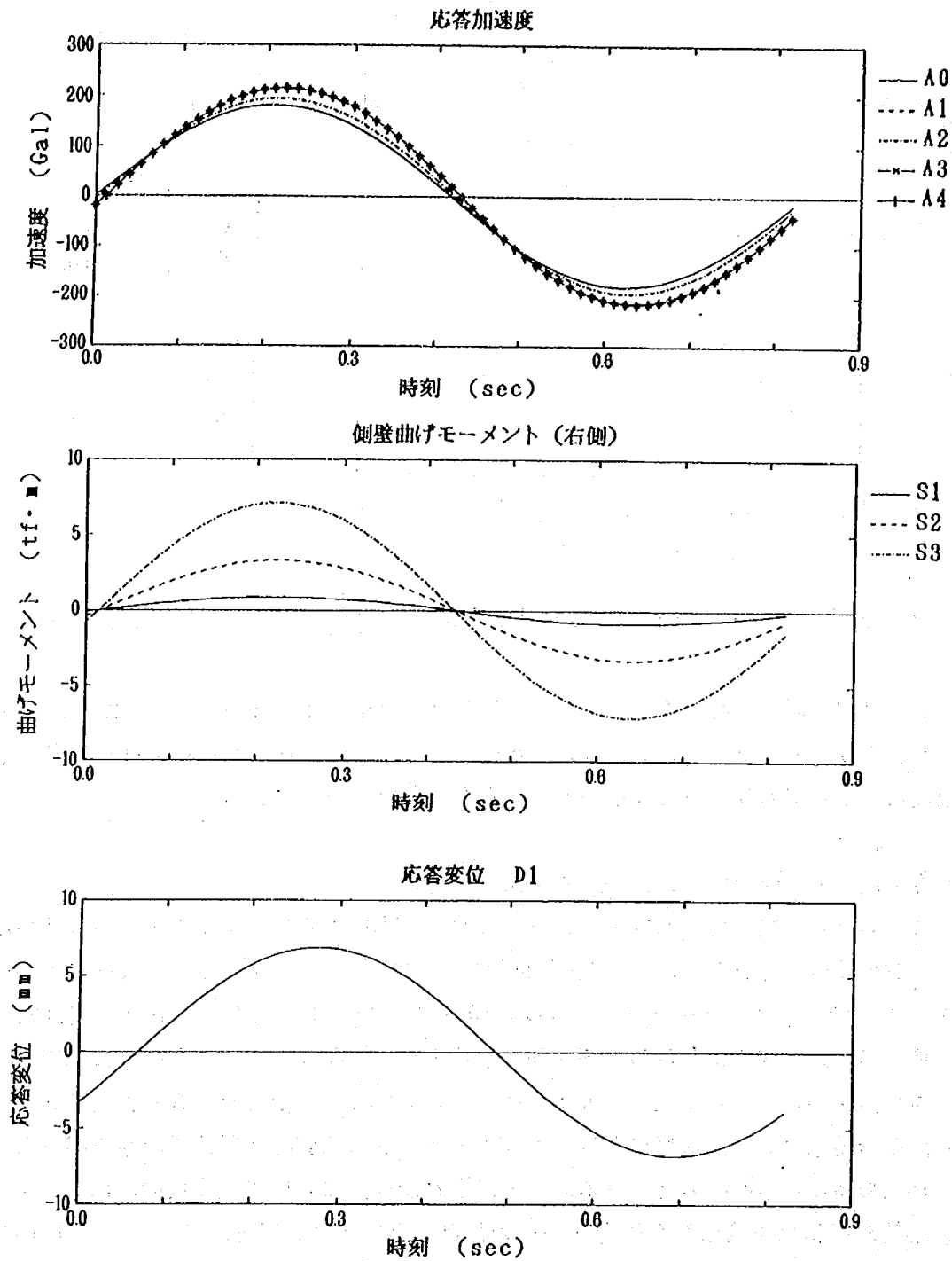


図8.20 モデルBとモデルDにおける地盤上部と側壁上部の応答加速度の比較

なお、図8.21には側壁の曲げモーメントと応答変位の位相特性も合わせて示したが、正弦波加振時には応答加速度と曲げモーメントの最大値がほぼ同時に発揮され、これらに対して応答変位は若干の位相遅れを示しており、不規則波加振時にも同様な傾向が見られる。

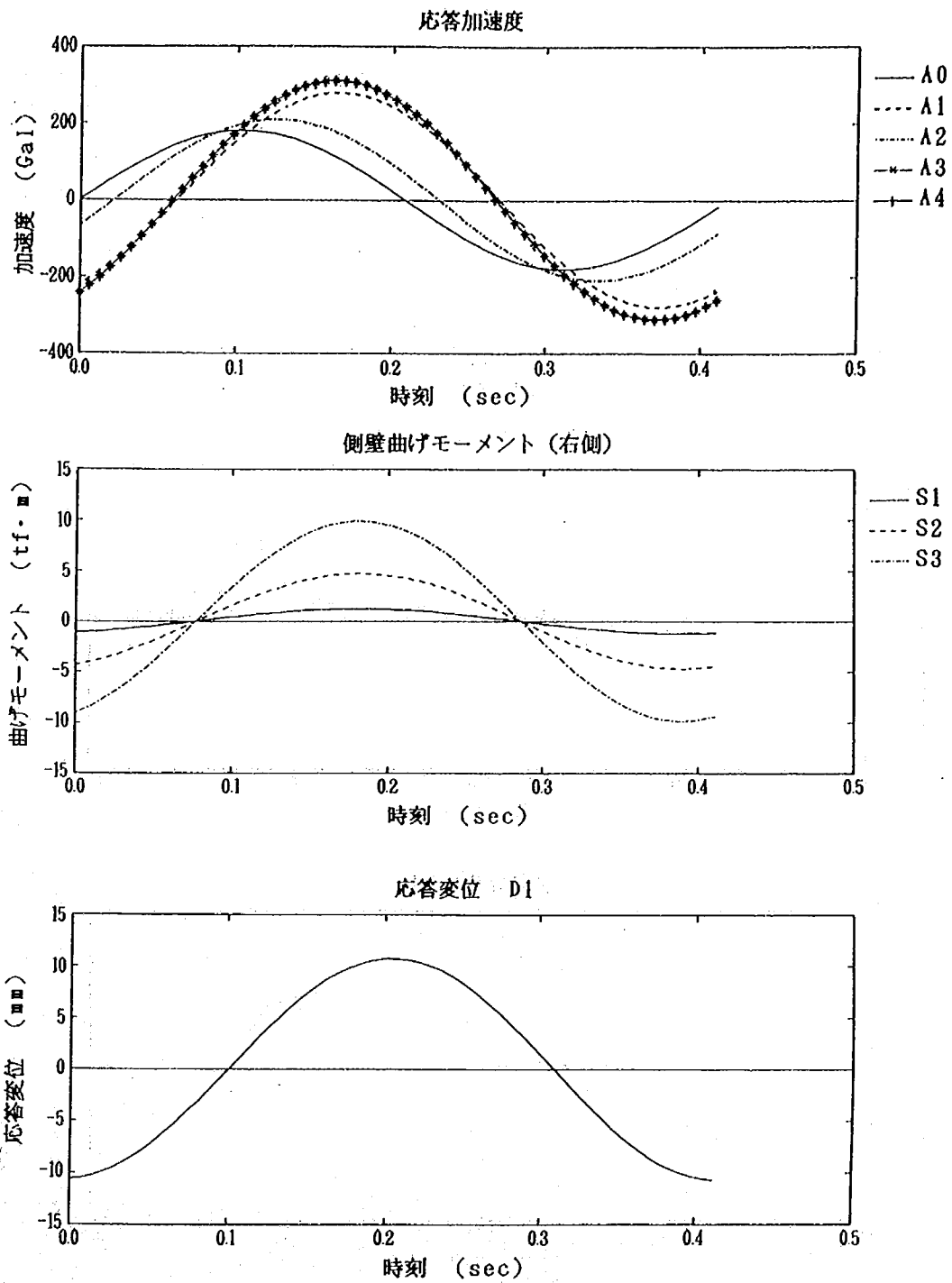
(2) 応答変位法と地震時土圧公式に基づく手法との比較

モデルBにおける側壁の最大曲げモーメントと側壁に作用する最大水平土圧（地震時の増分）の深度方向分布の比較をそれぞれ図8.22及び図8.23に示す。曲げモーメントは全般的に等価線形応答解析（図中の凡例では“FLUSH”と表記）のほうが大きめの値を示した。これは、等価線形応答解析では、地表面に近い浅部における土圧が他の手法よりもかなり大きかったことに起因すると考えられる。逆に、深部における土圧は、静水圧的な三角形分布を仮定した地震時土圧公式のほうが大きくなり、その結果として、深部における曲げモーメントは地震時土圧公式が等価線形解析と同程度かそれ以上の値になったと考えられる。一方、応答変位法において重複反射法による水平地盤部の一次元応答解析結果を適用した場合（図中の凡例では“SHAKE”と表記）には、土圧の分布形状が等価線形応答解析と比較的よく一致したが、土圧の大きさ自体は小さめに評価されており、その結果として、曲げモーメントが各深度において等価線形応答解析よりも10～20%程度小さくなったと考えられる。さらに、応答変位法において地盤の水平変位分布を正弦曲線で近似した場合（図中の凡例では“cos”と表記）を、近似しない場合と比較すると、土圧分布が地震時土圧公式と同様な三角形分布に近づいて中間深度付近における土圧が大きめに評価され、その結果として、曲げモーメントも中間深度以深では大きくなった（5Hzの正弦波入力時を除く）。



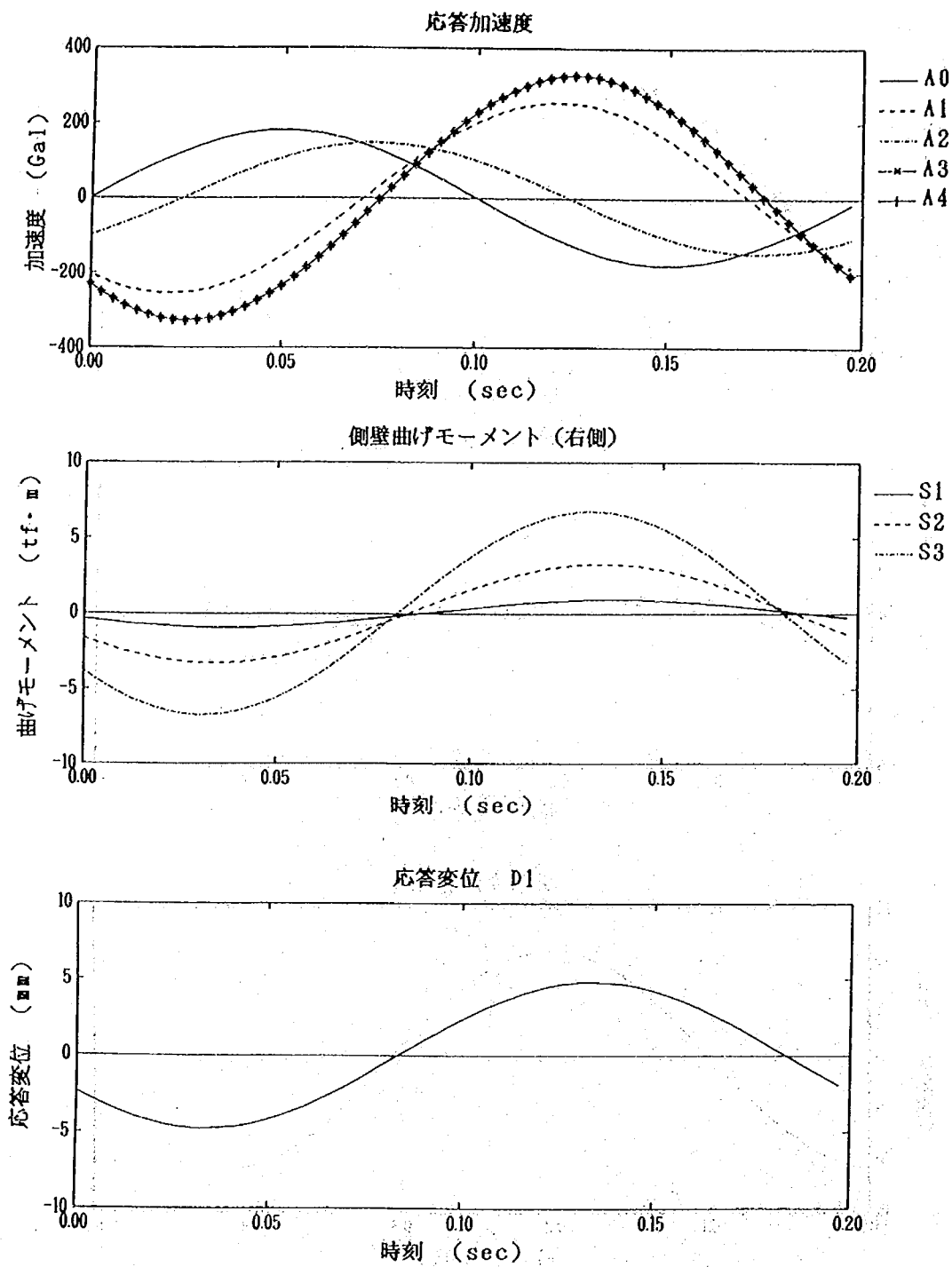
(1) 1.2Hz正弦波入力時

図8.21 モデルBの解析結果の位相特性



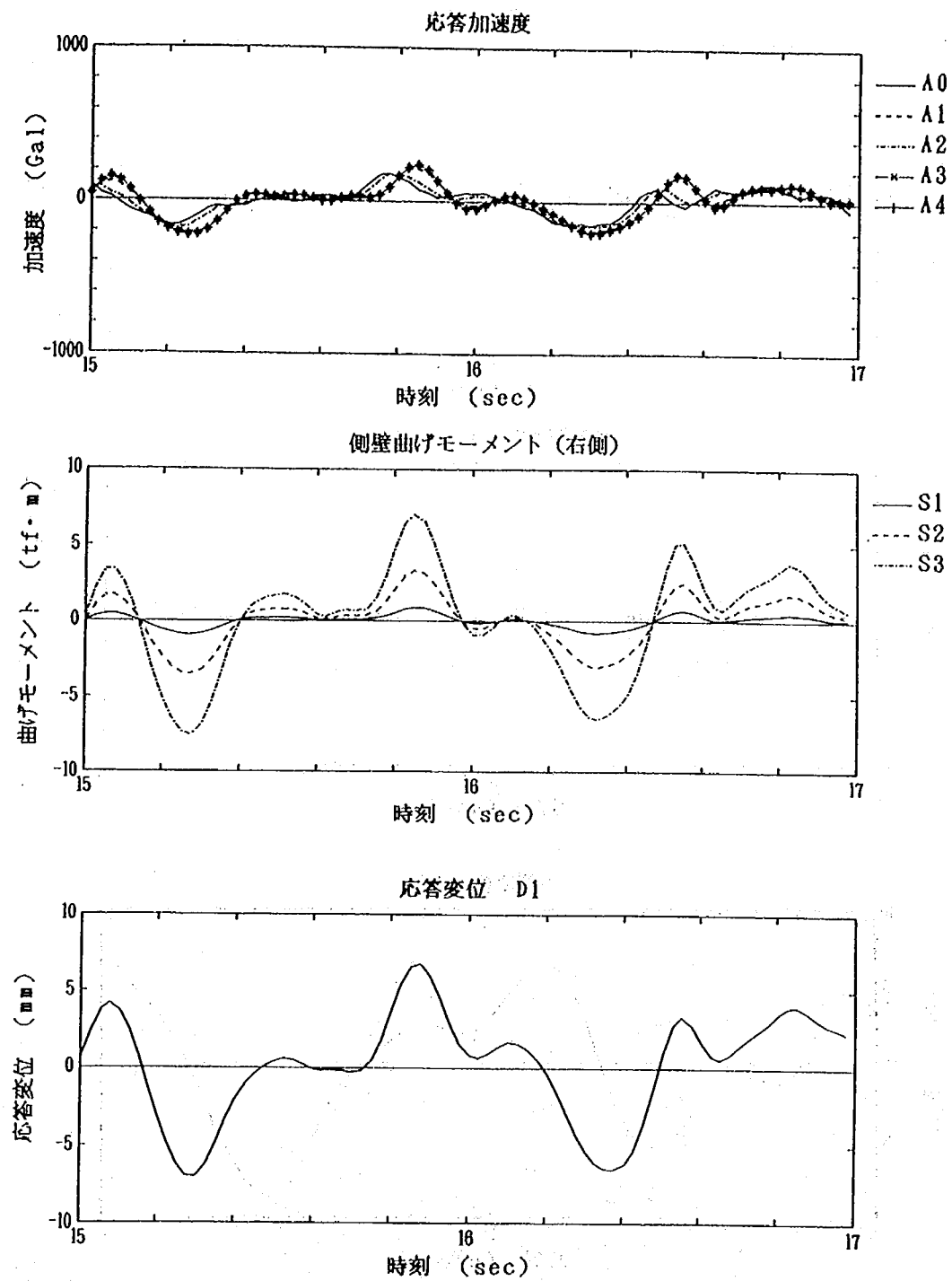
(2)2.4Hz正弦波入力時

図8.21 モデルBの解析結果の位相特性



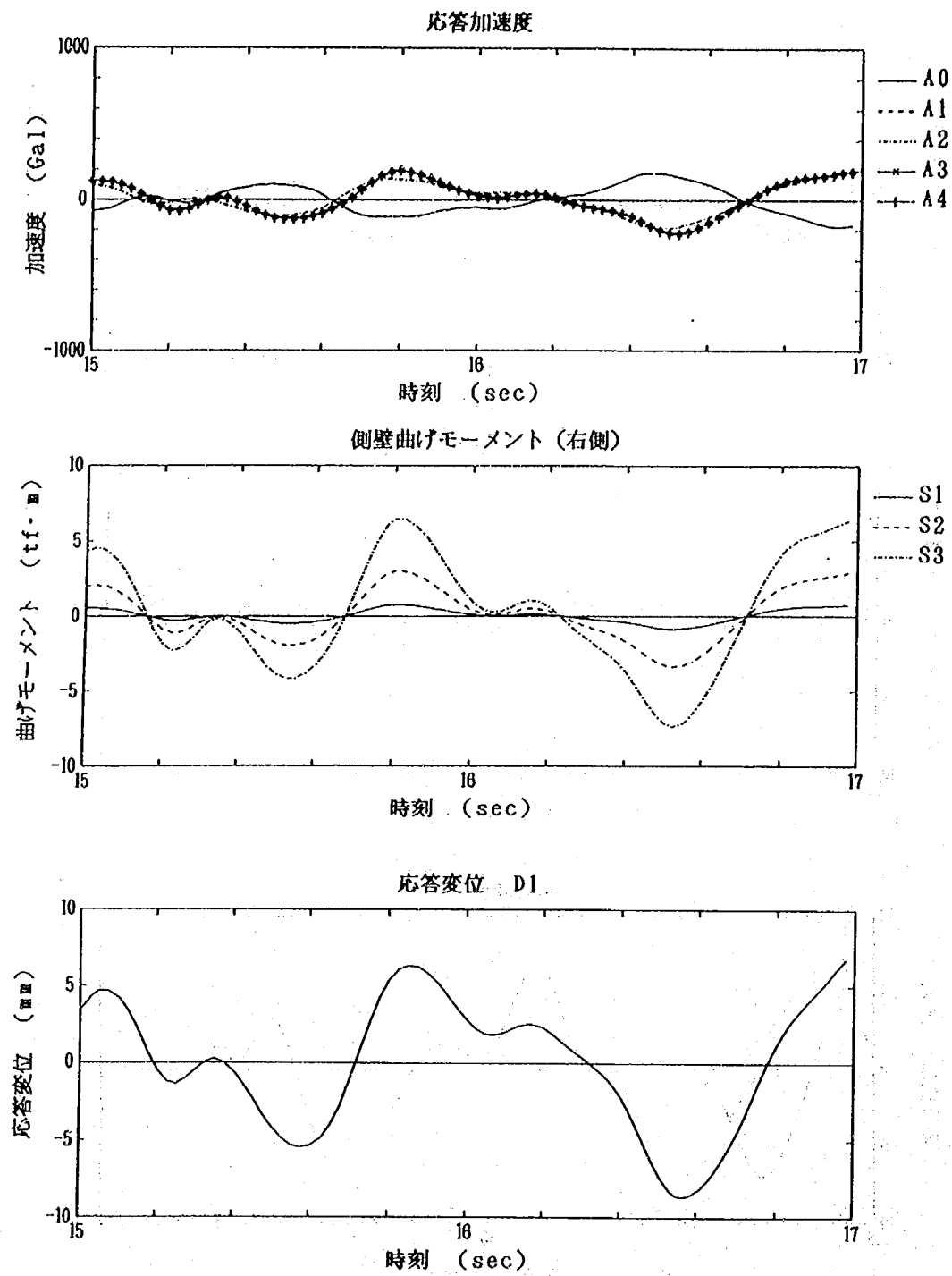
(3)5Hz正弦波入力時

図8.21 モデルBの解析結果の位相特性



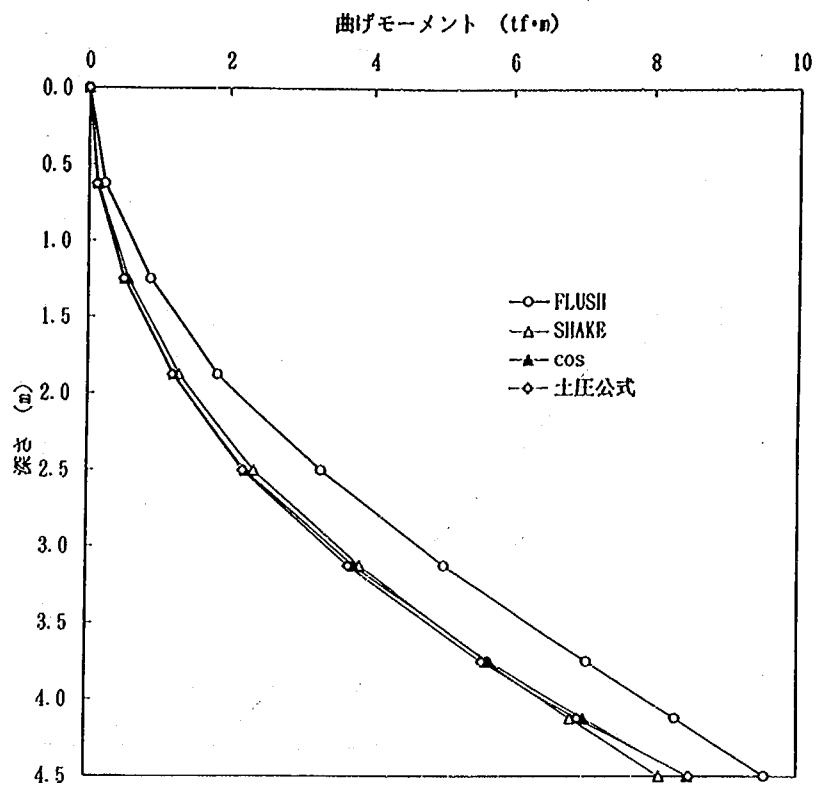
(4)高周波型不規則波入力時

図8.21 モデルBの解析結果の位相特性

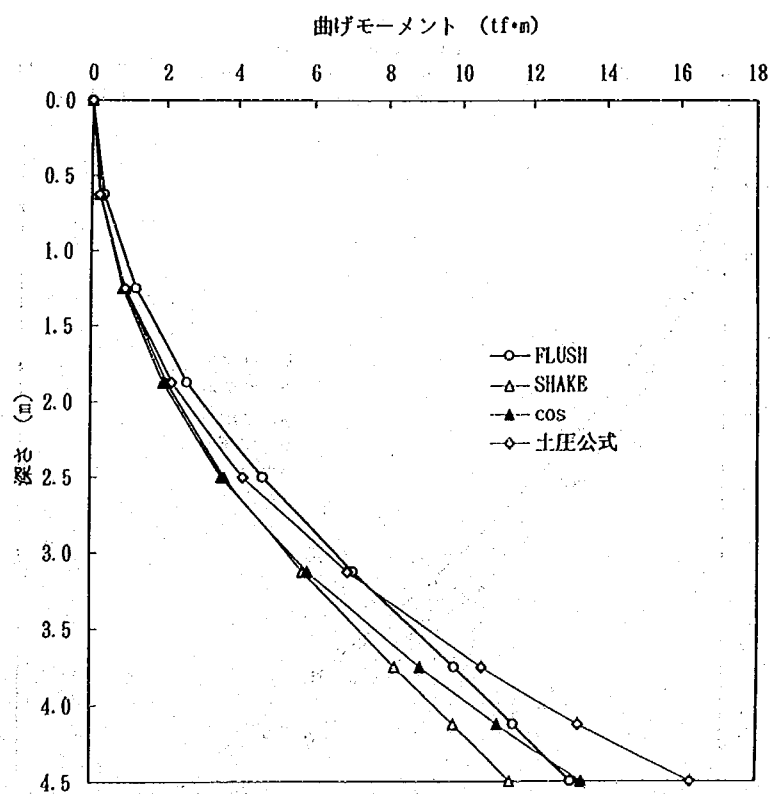


(5)低周波型不規則波入力時

図8.21 モデルBの解析結果の位相特性

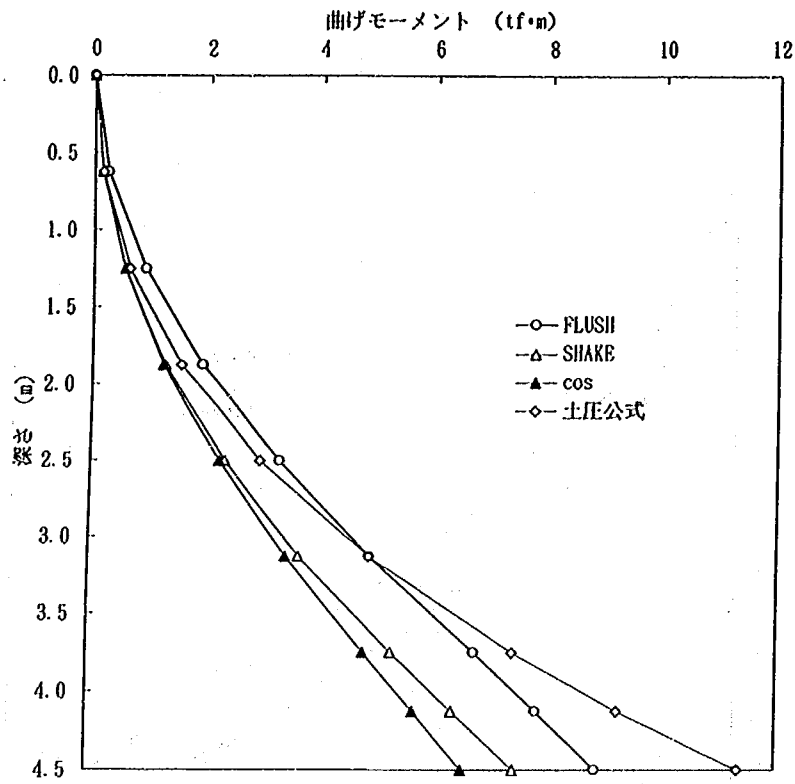


(1) 1.2Hz正弦波入力時

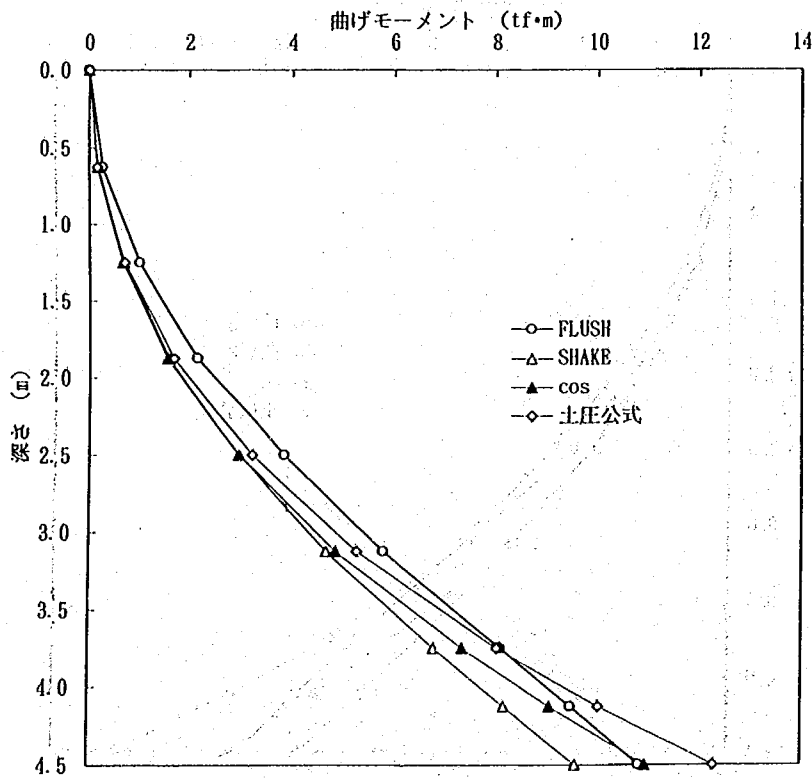


(2) 2.4Hz正弦波入力時

図8.22 モデルBの最大曲げモーメントの深度方向分布

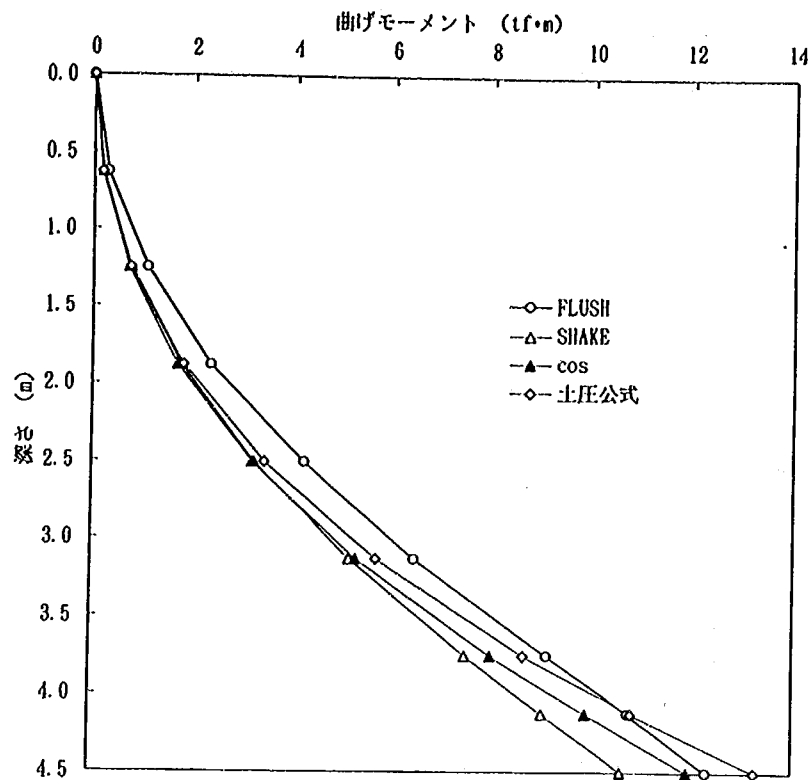


(3)5Hz正弦波入力時



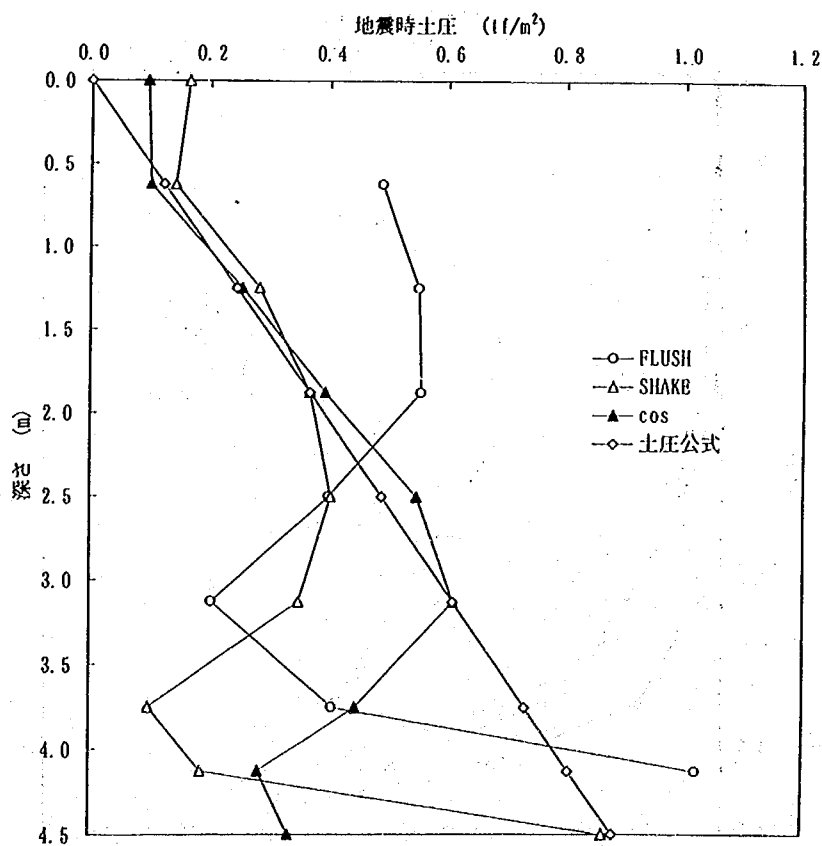
(4)高周波型不規則波入力時

図8.22 モデルBの最大曲げモーメントの深度方向分布



(5)低周波型不規則波入力時

図8.22 モデルBの最大曲げモーメントの深度方向分布



(1)1.2Hz正弦波入力時

図8.23 モデルBの水平土圧の深度方向分布

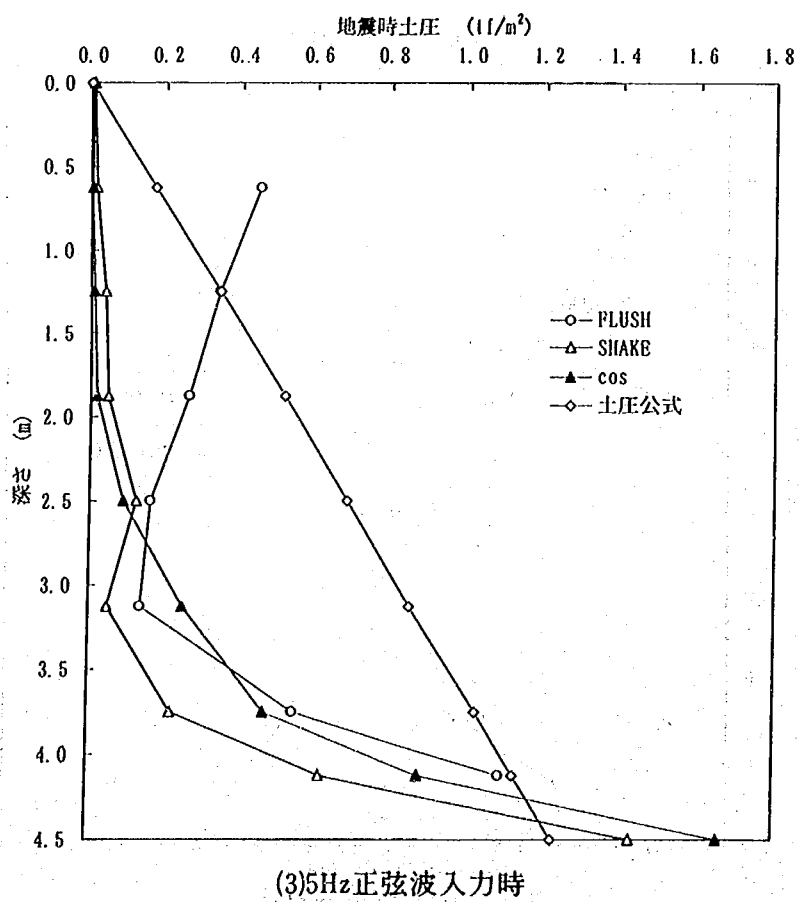
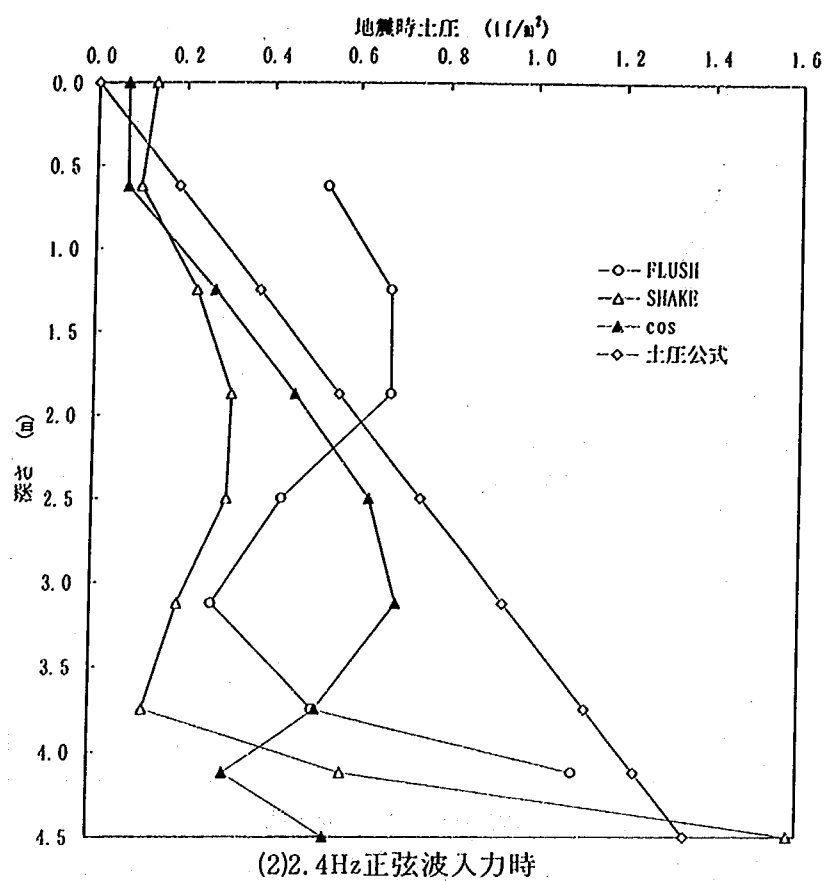
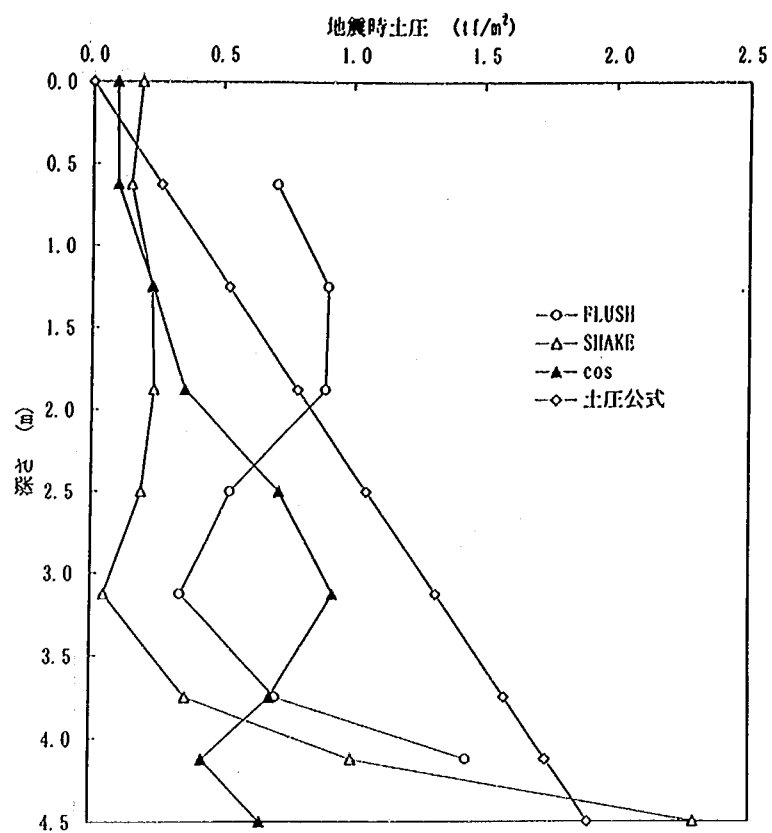
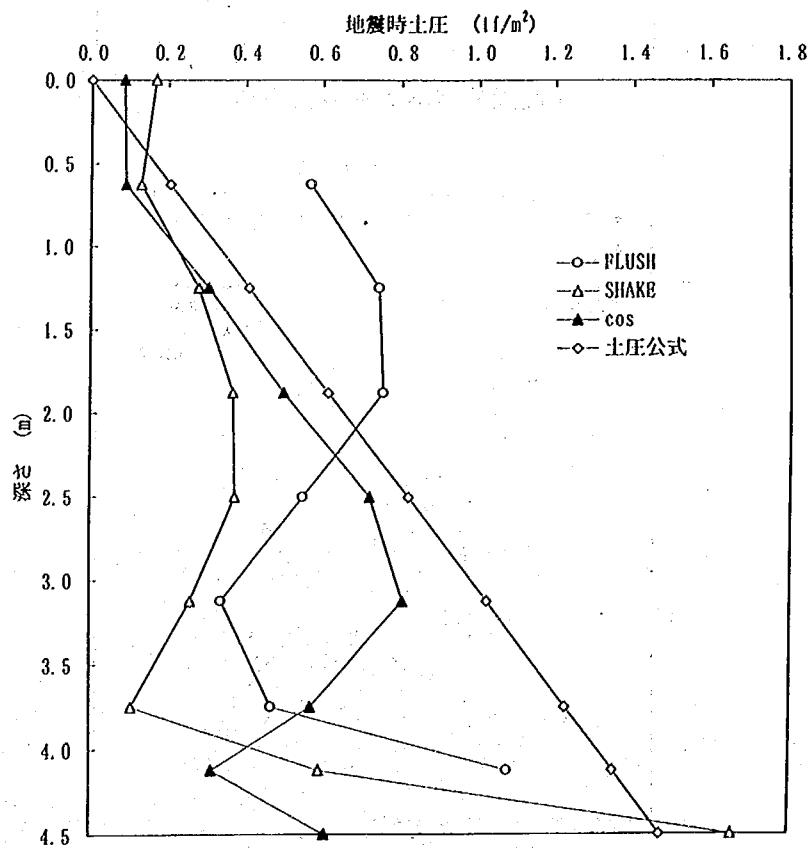


図8.23 モデルBの水平土圧の深度方向分布



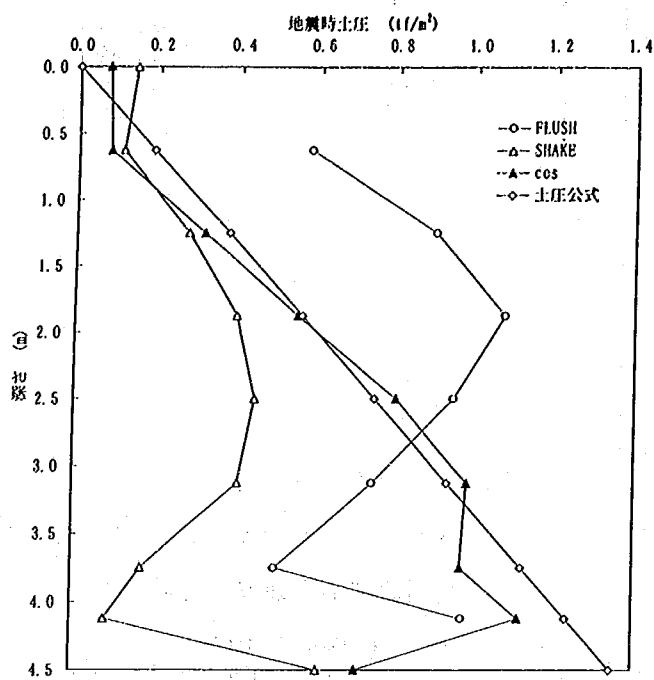
(4)高周波型不規則波入力時



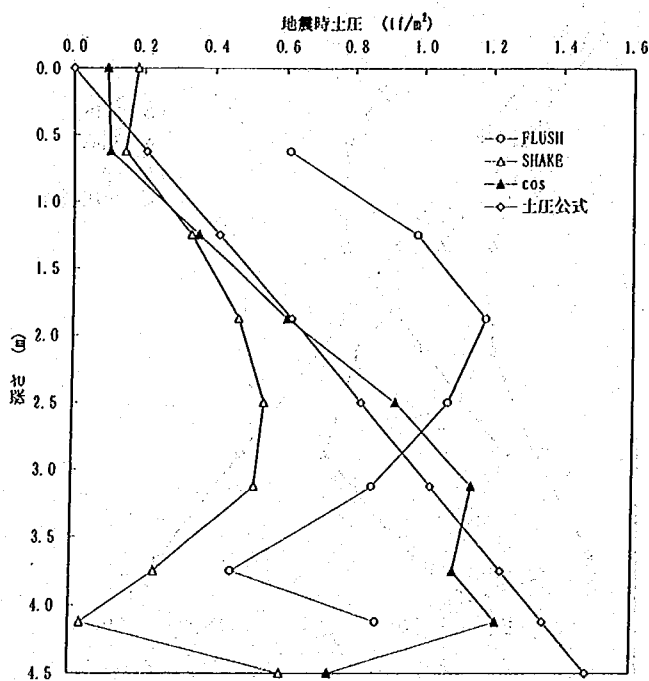
(5)低周波型不規則波入力時

図8.23 モデルBの水平土圧の深度方向分布

以上の傾向は、モデルDの結果においても同様に見られた。ただし、図8.24に示すように、等価線形応答解析で得られた浅部における土圧がモデルBの場合よりもさらに大きくなったため（地震時土圧公式による土圧分布はモデルBもモデルDも同じなので、これを基準として図8.23と比較できる）、曲げモーメントにおける等価線形応答解析と他の手法との差も、図8.25に示すようにモデルBの場合よりも大きくなった。

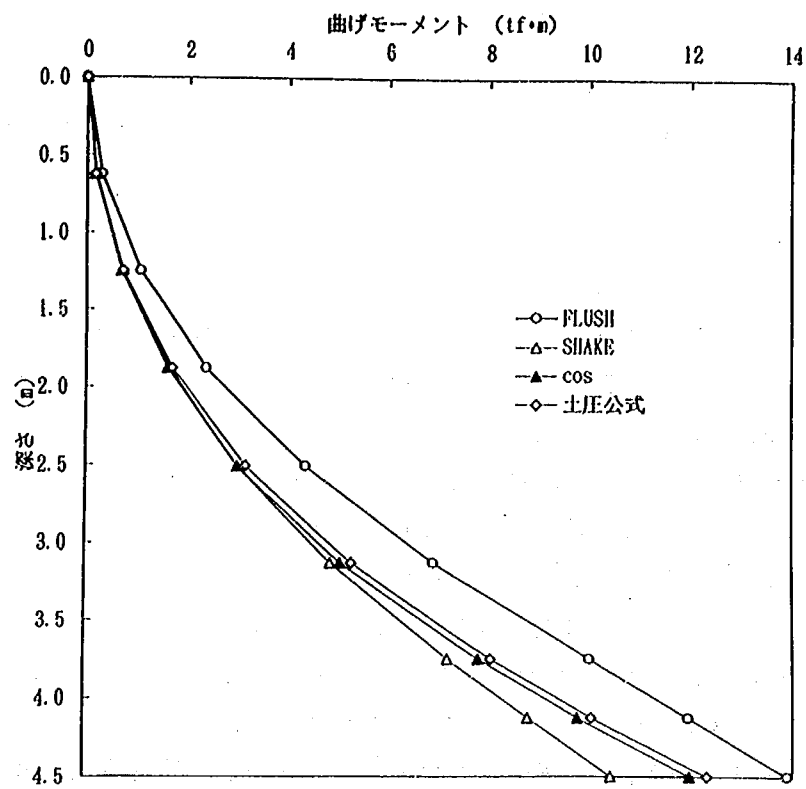


(1)高周波型不規則波入力時

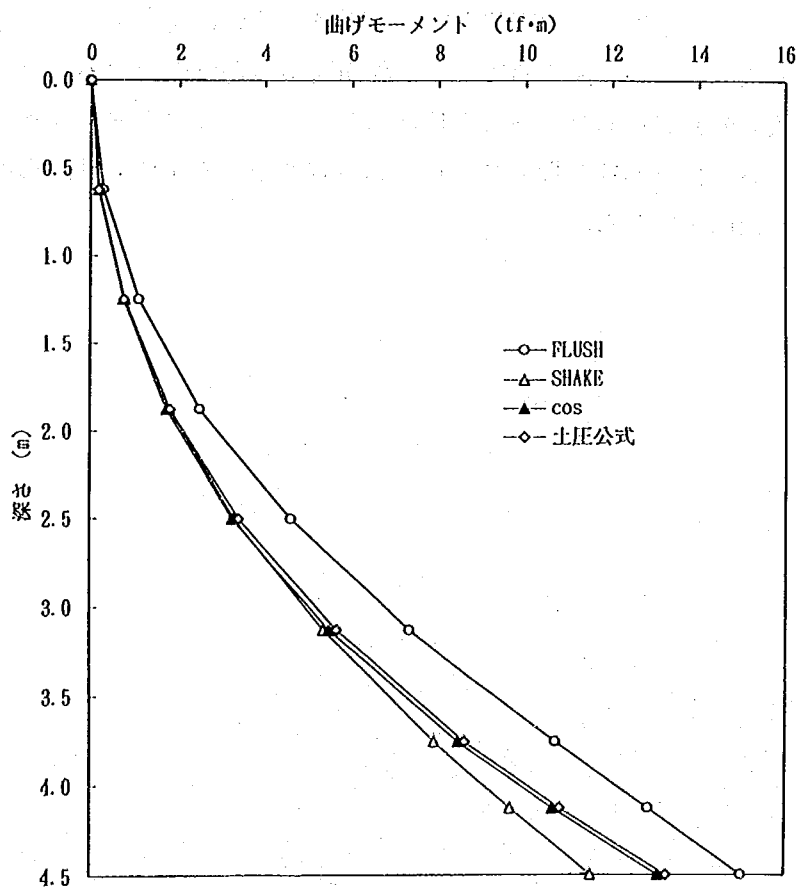


(2)低周波型不規則波入力時

図8.24 モデルDの水平土圧の深度方向分布



(1)高周波型不規則波入力時



(2)低周波型不規則波入力時

図8.25 モデルDの最大曲げモーメントの深度方向分布

8.4 まとめ

動的遠心模型実験と仮想実大モデルを対象とした数値解析結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 遠心場における乾燥地盤中の半地下構造物模型の加振実験を対象とした等価線形応答解析によるシミュレーションでは、地盤のせん断弾性係数の設定を既往の実験結果 6.3 よりも 20% 低減させた場合に、模型側壁の最大曲げモーメントの解析値が、正弦波加振時には実測値の 1~2 倍程度となり、不規則波加振時にはそれ以上に過大評価された。ただし、応答の位相特性については、解析値と実測値の間に相違が見られた。
- 2) 仮想実大モデルを対象とした等価線形応答解析では、構造物の曲げ剛性と質量の設定が側壁の曲げモーメントに最も強く影響を及ぼした。これらを実物よりも小さく設定した場合を対象として、地盤の側方の境界条件を変えた検討を実施したが、曲げモーメントに顕著な影響は現れなかった。さらに、構造物を実物の条件に近づけた場合には、側壁とその周辺地盤がほぼ同一の加速度応答を示し、これらが最大のときに側壁の曲げモーメントも最大となった。なお、この場合には、構造物の幅が曲げモーメントに及ぼす影響は比較的小さかった。
- 3) 2) で構造物を実物相当に設定した場合について、応答変位法と地震時土圧公式に基づく 2 通りの簡易計算により得られた側壁の曲げモーメントは、等価線形応答解析結果よりも過小評価される傾向を示した。これは、土圧の分布形状とその大きさの違いに起因すると考えられ、等価線形応答解析では地盤の浅部において大きめの土圧が作用する点が特徴的であった。重複反射法による水平地盤部の一次元応答解析結果を応答変位法における地盤の水平変位分布として用いた場合の曲げモーメントは等価線形応答解析よりも 10~20% 程度小さくなり、構造物の幅を大きくするとさらに差が広がる傾向を示した。

9. 全体のまとめ及び今後の課題

掘削道路のような半地下構造物の側壁に作用する土圧の特性と、その評価法を明らかにするために実施した検討結果をまとめると、以下のようになる。

- 1) 既往の研究の整理結果によれば、飽和砂地盤に対する物部・岡部式の適用性は必ずしも明らかにされていない。透水性の高い飽和砂地盤が液状化しない場合、及び砂地盤が完全に液状化した場合には動水圧公式が適用できるが、液状化に至る過程での土圧の評価方法は確立されていない。これらの場合には、有限要素法による等価線形応答解析の適用も難しい。また、既往の模型実験では、不規則波加振時の土圧の特性と、飽和砂地盤に対する応答変位法の適用性が、必ずしも明らかにされていない。
- 2) 今回実施した正弦波・不規則波を用いた重力場での振動台実験では、水平飽和砂地盤中で過剰間隙水圧が発生する場合の土圧の漸増成分を、有効応力で定義した土圧係数が常時と変わらないものとして算定することができた。盛土がある場合にも、同様な手法が適用できると考えられる。また、このときの土圧の動的振幅は、動水圧公式を拡張することにより、設計上安全側の評価として算定することができた。ただし、盛土がある場合の盛土側土圧の動的振幅の位相特性は、動水圧公式で想定しているものとは異なっていた。
- 3) 今回の振動台実験では、乾燥砂地盤から作用する土圧が極大となる時点の位相特性は、物部・岡部式の地震時主働土圧の状態とは地盤の慣性力の向きが逆になり、土槽の側面の影響を受けている可能性が考えられた。掘削道路模型の重心位置が低い場合の荷重計による土圧合力の実測最大増分は、地震時と常時の主働土圧の差として算定した計算値とほぼ同程度か、それ以下の大きさであった。盛土がある場合には、荷重計による土圧合力は盛土側のほうがおおむね大きくなったが、位相特性は盛土がない場合と変わらなかった。
- 4) 動的遠心模型実験により、比較的高い拘束圧下で掘削道路模型の側壁に作用する曲げひずみを直接測定した結果として、応答に位相差の生じる場合があること、逆算した土圧成分の位相特性は前述した振動台実験結果と対応すること、及び飽和砂地盤の実験では、拡張した動水圧公式を用いた曲げモーメントの計算値が実測値をおおむね上回ることを示した。ただし、後述する5)の結果によれば、今回用いた掘削道路模型の曲げ剛性と質量は実物よりも著しく小さく、実物の挙動が実験では必ずしも再現されていないと考えられる。
- 5) 乾燥砂地盤の動的遠心模型実験結果を対象とした等価線形応答解析による模型側壁の曲げモーメントの解析値は、今回設定した解析条件のもとでは、正弦波加振時には実測値の1～2倍程度となり、不規則波加振時にはそれ以上に過大評価された。仮想実大モデルを対象とした等価線形応答解析では、掘削道路の曲げ剛性と質量の影響が強く現れ、これらを実物の条件に近づけた場合には、応答変位法と地震時土圧公式に基づく2通りの簡易計算のほうが等価線形応答解析より

も曲げモーメントを小さめに評価する傾向を示した。

今後の課題として、以下のような項目が挙げられる。

- ・ 模型実験における測定精度の向上
- ・ 数値解析における適切な地盤物性の設定方法の検討
- ・ 極めて大規模な地震動が作用した場合の土圧算定手法と構造物の変位・変形量の算定手法の開発

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針，pp.70-71，1987.
- 2) 建設省土木研究所：平成7年兵庫県南部地震土木研究所被害調査速報，土木研究所資料第3362号，1995.
- 3) 龍岡文夫，古関潤一，館山勝：盛土・擁壁の被害，阪神大震災調査報告，第30回地盤工学研究発表会特別セッション，1995.
- 4) 1)と同じ，p.25.
- 5) 日本道路協会：道路土工—軟弱地盤対策工指針，pp.78-80，1986.
- 6) 古賀泰之，古関潤一，森下義，高橋晃浩：掘削道路の地震時浮上がりに関する検討，土木研究所資料第3008号，1991.
- 7) 古関潤一：液状化と掘削道路の浮上がりに関する安定性の確率的評価法に関する検討，土木研究所資料第3172号，1993.
- 8) 大原資生：地震時土圧研究の現況と課題，土木学会誌，1979年5月号，pp.2-8，1979.
- 9) 物部長穂：地震上下動に関する考察並びに振動雑論，土木学会誌，第10巻第5号，pp.1063-1094，1924.
- 10) Okabe, S. : General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam, 土木学会誌，第10巻第6号，pp.1277-1323，1924.
- 11) 土質工学会：土質工学ハンドブック，pp.275-279，1982.
- 12) Ishibashi, I., Matsuzawa, H. and Kawamura, M. : Generalized Apparent Seismic Coefficient for Dynamic Lateral Earth Pressure Determination, Proc. of 2nd International Conference of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, pp. (6-33)-(6-42), 1985.
- 13) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，pp.219-220，1989.
- 14) Westergaard, H. M. : Water Pressure on Dams during Earthquakes, Trans. of A. S. C. E., Vol. 98, 1933.
- 15) 塩尻弘雄：地震時のダムへの動水圧について，大ダム，No.99，pp.71-85，1982.
- 16) 岡本舜三，田村重四郎：軟弱層内での管路の振動実験について，生産研究，第19巻第12号，pp.25-27，1967.
- 17) Tamura, C., Okamoto, S. and Hamada, M. : Dynamic Behavior of a Submerged Tunnel during Earthquakes, Report of the Institute of Industrial Science, the University of Tokyo, Vol.24, No.5, 1975.

- 18) 土木学会：沈埋トンネル耐震設計指針（案），土木学会沈埋トンネル耐震設計研究委員会，1975.
- 19) 建設省土木研究所：新耐震設計法（案），土木研究所資料第1185号，1978.
- 20) 日本道路協会：駐車場設計・施工指針 同解説，1992.
- 21) 日本道路協会：共同溝設計指針，1986.
- 22) 栗林栄一，川島一彦，柴田松雄，宮田忠明：応答変位法による地中構造物横断面の耐震設計法および最終耐力に関する研究，土木研究所資料第1253号，1977.
- 23) 立石章：応答変位法における地震荷重の作用方法に関する研究，土木学会論文集，第441号，1992.
- 24) 岡部三郎：土圧一般論並びに擁壁耐震安定に関する実験，土木学会誌，第12巻第1号，pp. 123-131，1926.
- 25) 松尾春雄：擁壁に作用する地震時土圧の分布状態に関する実験的研究，土木学会誌，第27巻第2号，pp. 83-106，1941.
- 26) 大原資生，前原博，永田洋文：地震時主働土圧について，土と基礎，Vol. 18, No. 2, pp. 27-35，1970.
- 27) Ichihara, M. and Matsuzawa, H. : Earth Pressure during Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 13, No. 4, pp. 75-86, 1973.
- 28) 当麻純一，国生剛治，岩楯敏広：非岩着地中構造物の耐震設計に関する研究（その1）—模型振動実験による地盤・ダクト系の動的応答の解明—，電力中央研究所研究報告383023，1984.
- 29) 岩楯敏広：地中構造物の耐震性に関する研究，電力中央研究所，総合報告307，1985.
- 30) 風間基樹，稲富隆昌：根入れのある剛体構造物の地震時安定性に関する解析的研究，港湾技術研究所報告，第25巻第3号，pp. 71-124，1986.
- 31) 風間基樹，稲富隆昌，大塚幸次：剛体ケーソンに作用する動的土圧に関する模型振動実験，第22回土質工学研究発表会，pp. 1333-1336，1987.
- 32) 風間基樹，稲富隆昌，大塚幸次：剛体ケーソンに作用する動的土圧に関する模型振動実験（第二報），第23回土質工学研究発表会，pp. 839-842，1988.
- 33) 稲富隆昌，風間基樹，大塚幸次，薄井治利：剛体—地盤ばねモデルによる動的土圧のシミュレーション，第24回土質工学研究発表会，pp. 965-968，1989.
- 34) 松澤宏，多賀直恒，今岡克也，加藤雅丈：構造物根入れ部に対する地震時水平支持機構に関する研究，第22回土質工学研究発表会，pp. 703-704，1987.
- 35) 原昭夫，堀越清規，内藤幸雄，鈴木康嗣，藤本信夫：埋め込みを有する建屋の地震時土圧に関する実験と解析，第22回土質工学研究発表会，pp. 705-708，1987.
- 36) 渡辺啓行，末広俊夫：地中ダクト側壁動土圧に関する実験的検討，埼玉大学工学部建設系研究報告，第20巻，pp. 47-64，1990.
- 37) 渡辺啓行，末広俊夫：数値実験による地中ダクトの動的水平直土圧の評価，埼玉大学工学部建設系研究報告，第20巻，pp. 65-86，1990.
- 38) 渡辺啓行：地中ダクトの地震時動土圧の理論，埼玉大学工学部建設系研究報告，第20巻，pp. 87-109，1990.
- 39) 早崎詩生，斉藤邦夫，竹村次朗，木村孟：遠心力場における擁壁の振動実験，第22回土質工

- 学研究発表会, pp.1327-1328, 1987.
- 40) 篠原弘之, 小池十一, 荒川辰雄, 姫野賢治, 木村孟: 重力式擁壁の地震時安定性について, 第23回土質工学研究発表会, pp.991-994, 1988.
 - 41) 松尾春雄, 大原資生: 水に飽和された土の振動圧力, 土木学会誌, Vol.40, No.6, pp.11-15, 1955.
 - 42) 畑野正: 固定壁に対する砂の振動圧, 土木学会論文集, 第80号, pp.43-50, 1962.
 - 43) 大原資生: 岸壁裏込間けき水による動水圧について, 土木学会論文集, 第87号, pp.9-14, 1962.
 - 44) 石井靖丸, 土田肇, 古部哲兵: 振動時の飽和砂の土圧と間隙動水圧に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第2巻第2号, pp.25-71, 1963.
 - 45) 土田肇: 振動により流動化した砂層が壁体に及ぼす圧力, 土と基礎, Vol.16, No.5, pp.3-10, 1968.
 - 46) 建設省土木研究所ほか: 耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その3), 共同研究報告書第23号, 1988.
 - 47) 建設省土木研究所ほか: 耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その4), 共同研究報告書第31号, 1989.
 - 48) 建設省土木研究所ほか: 耐震地盤改良工法に関する共同研究報告書(その5), 共同研究報告書第52号, 1991.
 - 49) 佐藤正義, 社本康広, 張建民, 吉成勝美: 液状化過程における全側方応力の変化(3) —遠心力場の振動台実験による検討—, 第29回土質工学研究発表会, pp.813-814, 1994.
 - 50) Ikuta, Y., Maruoka, M., Mitoya, T. and Naganou, M.: Record of Lateral Pressure Taken during Earthquake, Soils and Foundations, Vol.19, No.4, pp.85-92, 1979.
 - 51) Fukuoka, M., Akatsu, T., Katagiri, S., Iseda, T., Shimazu, A. and Nakagaki, M.: Earth Pressure Measurements on Retaining Walls, Proc. of 9th ICSMFE, Case History Volume, pp.237-296, 1981.
 - 52) 福岡正巳: 擁壁の動土圧と耐震設計, 土と基礎, Vol.28, No.8, pp.17-24, 1980.
 - 53) 嶋津晃臣, 藤川昌幸, 中田公基, 嶋田功, 足立賢一: 実大擁壁実験—逆T型擁壁—, 土木研究所資料第2183号, 1985.
 - 54) 浜田政則: 大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析, 土木学会論文報告集, 第273号, pp.1-14, 1978.
 - 55) Clough, G. W. and Fragaszy, R. F.: A Study of Earth Loadings on Floodway Retaining Structures in the 1971 San Fernando Valley Earthquake, Proc. of 6th World Conf. on Earthquake Engineering, Vol.3, pp.2455-2460, 1977.
 - 56) Richard, J. R. and Elms, D. G.: Seismic Behavior of Gravity Retaining Walls, ASCE, Vol.105, GT4, pp.449-464, 1978.
 - 57) Whitman, R. V. and Liao, S.: Seismic Design of Gravity Retaining Walls, US Army Corps of Engineers, Miscellaneous Paper GL-85-1, 1985.
 - 58) Ebeling, R. M. and Morrison, Jr. E. E.: The Seismic Design of Waterfront Retaining

Structures, US Army Technical Report, ITL-92-11, 1992.

- 59) Arulanandan, K. Scott, R. F. (eds.): Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Proc. of Int. Conf., 1993.
- 60) Fukushima, S. and Tatsuoka, F.: Strength and Deformation Characteristics of Saturated Sand at Extremely Low Pressures, Soils and Foundations, Vol.24, No.4, pp.30-48, 1984.
- 61) Koga, Y. and Matsuo, O.: Shaking Table Tests of Embankments Resting on Liquefiable Sandy Ground, Soils and Foundations, Vol.30, No.4, pp.162-174, 1990.
- 62) 13)と同じ, pp.221-222.
- 63) 佐藤正義:遠心力場における振動台実験と地盤の動的変形特性に関する研究, 土木学会論文集, No.499/Ⅲ-28, pp.207-216, 1994.
- 64) 足立紀尚, 龍岡文夫:土の力学(Ⅲ), 新体系土木工学18, 技報堂, pp.211-232, 1981.
- 65) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S.: Strength and Deformation Characteristics of Sand in Plane Strain Compression at Extremely Low Pressures, Soils and Foundations, Vol.26, No.1, pp.65-84, 1986.

掘削道路に作用する地震時土
圧に関する検討

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3438号
平成8年4月(1996)

地震防災部長

古賀泰之*

地震防災部 動土質研究室 室長

松尾 修

地震防災部 動土質研究室 主任研究員

古関潤一**

地震防災部 動土質研究室 研究員

高橋晃浩***

*現 (財)先端建設技術センター 先端建設技術研究所研究第3部 部長

現 東京大学 生産技術研究所 助教授 *現 関東地方建設局 常陸工事事務所

要 旨 掘削道路のような半地下構造物の側壁に作用する土圧の特性とその評価法に関して、既往の研究の整理と模型実験及び数値解析を実施した。飽和砂地盤中で過剰間隙水圧が発生する場合の土圧の漸増成分と動的振幅の算定方法を定式化し、その妥当性を明らかにするとともに、盛土がある場合の影響や、乾燥砂地盤から作用する土圧の位相特性について検討した。また、等価線形応答解析、応答変位法、及び地震時土圧公式(物部・岡部式)を利用した土圧算定法の適用性に関する比較検討を行った。

キーワード: 掘削道路, 砂地盤, 地震時土圧, 模型実験, 等価線形応答解析, 応答変位法

郵便はがき

50円切手
をはって
下さい。

305□□

茨城県つくば市旭一番地

建設省土木研究所

地震防災部動土質研究室 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



○

土木研究所資料第3438号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 ⑩

土木研究所資料第3438号

○