

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	深い埋込みのある構造物と地盤との動的相互作用特性の評価
Title(English)	
著者(和文)	内山正次
Author(English)	
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第3271号, 授与年月日:1999年2月28日, 学位の種別:論文博士, 審査員:
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第3271号, Conferred date:1999/2/28, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

深い埋込みのある構造物と地盤との
動的相互作用特性の評価

内 山 正 次

論文概要

本論文は「深い埋込みのある構造物と地盤との動的相互作用特性の評価」と題して7章から構成されるものである。本研究は、実原子炉建屋の1/15程度の構造物模型を用いて構造物～地盤連成系の動的相互作用に関する実験に基づく研究について述べるものである。実現象の把握を目的として起振機を用いた上部加振である強制振動実験による構造物～地盤連成系の動的相互作用特性の直接的な抽出を行うとともに下部加振である地震観測による地盤応答を含めた構造物の地震時挙動の把握を行った。いずれも埋込み構造物を対象としているが起振機実験では構造物模型の構築の過程で埋戻し前の状態においても振動実験を行い埋土による影響を実験的に把握した。さらに構造物と地盤との動的相互作用の結果生ずる地震時増分土圧を把握するために構造物基礎底面と地下部側面に土圧計を設置して、地下壁の設計に深く関与する土圧分布の把握を行った。とくに側面の地震時増分土圧は通常用いられている鉛直下方SH波入力の解析では説明し得ない現象が出現しており、その起因を解明した。振動実験、地震観測とも水平方向のみならず、上下方向の動的相互作用特性にも着目した。

振動実験、地震観測で得られた実現象に対し構造物～地盤連成系に着目したシミュレーション解析により解析モデルの適用性について考察した。解析では実験結果と観測結果との比較検討も重要であるが、解析法の検証に供する貴重な材料が得られており、従来用いられているS/Rモデル、格子型モデル等の多質点モデルに加え、有限要素モデルである軸対称FEMモデル、2次元FEMモデル、3次元FEMモデルや、波動境界モデルである薄層要素法モデル、境界要素法モデル等の各種解析モデルやFEM、境界要素を組み合わせたハイブリットモデルなどを適用した。

またシミュレーション解析を行う過程で、振動実験から得られる逆算動的インピーダンスと振動アドミッタンスなどによる理論解との比較、2次元FEMと3次元FEMとの比較、敷地地盤や埋土の地盤物性評価における各種地盤調査の有用性、動的インピーダンス評価における振動数依存性をそのまま用いる精算解法と簡略化した近似解法の比較等についても考察し、ここで行った一連の振動実験・地震観測とその解析的検討の成果に基づき、深く埋込まれた構造物～地盤連成系の地震時の振動性状を解明すると共に実用的な解析手法を確立した。以下に本論文の概要を述べる。

第1章では、本研究を実施するに際してのこの研究分野の全般的な背景と本研究の目的を示した。さらに、本論文の全体構成および本論文をまとめるにあたり参考とした既往の研究論文の内容についてまとめている。

第2章では、本研究を実施するために行った構造物模型の振動実験・地震観測の全体概要を示し、起振機を用いた強制振動実験結果とそのシミュレーション解析結果について考察している。まず、敷地地盤において標準貫入試験、PS検層、密度検層、地表面弾性波探査等による地盤調査により地質構造及び地盤定数を把握した。地盤調査結果に基づき、

構造物模型の規模、埋込み深さ、地震観測時の構造物と自由地盤系の観測点位置等を決定している。埋込み構造物の構築では実機と同様に敷地地盤の掘削を行って構造物模型を製作し、川砂で埋戻している。埋土のまきだし厚や転圧による有効な締固め工法について述べ、解析評価に必要な埋土の物性把握も実施している。振動実験は埋戻し前と埋戻し後に水平ならびに上下加振を実施しているが、第2章では水平加振結果のみ報告し、上下加振結果は第6章で述べている。埋戻し前後の振動実験結果から、構造物を埋込むことにより側面地盤の拘束が増し、1次共振振動数が10.7Hzから12.3Hzへと高くなった。埋戻し前後の1次共振振動数の比から構造物回りの剛性の増分を見ると、4割増し程度であるが構造物の共振振幅が埋戻し前に比較して、埋戻し後では1/2~1/4に減少した。これは埋戻しにより構造物底面からの振動エネルギー逸散の他に地下部側面からのエネルギー逸散を含めた減衰がかなり大きくなっていることを示している。振動実験のうち、埋戻し前の測定結果に基づき、構造物～地盤連成系の基本的な動特性を把握するため構造物ならびに地盤の複素剛性評価を行った。構造物の剛性は実部、虚部とも振動数依存性が殆ど認められなかったが、地盤ばねは明らかに振動数依存性を示し、田治見博士の振動アドミッタンス理論と比較した結果実験値とよく対応した。

振動実験結果のシミュレーション解析は、上部加振によって発生する振動エネルギーが基礎版底面や地下部側面から周辺地盤に3次元的に逸散することを考慮して、解析モデルの設定には3次元領域で質点化した格子型モデルによる構造物～地盤連成系解析モデルを採用した。さらに地盤の解析領域外へのエネルギー逸散も考慮して、周辺地盤境界は粘性減衰 $C = \rho \cdot V \cdot A$ で評価される粘性境界とした。埋戻し前後とも振幅の大きい構造物部分では共振・位相曲線とも良好な結果が得られ、地盤についても実験値と傾向はよく一致した。地盤を質点系ではあるが、多質点で置換すれば構造物に対する地盤の動的挙動をかなり適切に表現できることが分かった。

第3章では振動実験終了後、引き続き実施した地震観測の概要ならびに観測記録と地震諸元を示すとともに観測記録のシミュレーション解析結果について考察している。地震観測は構造物各床、構造物直下の地中、埋土と構造物より10m離れた自由地盤鉛直アレーで構成されており、サーボ型加速度計を用いて行っている。地震時における構造物の応答は地盤振動特性に大きく影響されることから、観測記録のシミュレーション解析に先だって鉛直アレー記録を用いた地盤系応答特性を調べ、地盤のP S検層結果から得られた応答特性との比較検討を行っている。その結果、ピーク振幅は1次より2次のピーク振幅のほうが大きく、3次でも1次と同程度あり高次になってもあまり小さくならない傾向が確認された。

地震観測のシミュレーション解析は振動実験解析と同様に構造物～地盤連成系格子型モデルで行い構造物、地盤について観測値との比較結果から格子型モデルの耐震設計モデルとしての適用性の検討評価について示している。ただし、地震観測のシミュレーション解析では下部加振であり構造物周辺の地盤と自由地盤の相対的な挙動の差は少ないことが予想され、モデル化では入力方向について2次元領域のみ考慮している。シミュレーション解析で得られた最大加速度分布ならびに加速度応答スペクトルは、構造物、地盤とも観測

値とよく一致した。

減衰特性を定性的、定量的に評価するため、岩盤深部の観測記録を用いて表層／地中の応答特性を詳細に検討した。その結果、固有周期が規則的に現われており、そのピーク振幅をみると高次になっても振幅がほぼ一定の高次減少型の減衰特性を示し、減衰項に質量 M に比例する減衰係数 β を用いた外部減衰を適用すると良く現象が説明できることが分かった。そこで、地中の入力位置以浅と以深の地盤物性を等価均質地盤とする二層地盤を想定し、上層と下層のインピーダンス比 α を用いて外部減衰係数 β を評価する式を提案した。インピーダンス比 α が $0.1 \sim 1.0$ に及ぶ広い範囲で適用できることを確認した。

第4章では前章まで述べた構造物模型を対象にしたが、地下部側面土圧の埋設のため埋土を掘削し再度埋戻し工事を行っており、あらたに振動実験を行った結果とそれ以降の地震観測記録を対象とした。前章まで述べた振動実験はアナログ計測に基づいたデータ処理で行ったが再度実施した振動実験では相関技術を導入して精度の良いデータ処理による実験結果を得ることができた。これを機に、地盤を連続体として扱おう軸対称 FEM により、構造物模型の埋戻し前後の振動実験の解析と観測記録のシミュレーション解析を行った。さらに、薄層要素法、境界要素法により構造物模型の埋込み部分の動的地盤剛性を求め振動実験結果との比較検討を行なうと共に軸対称 FEM 解析で用いた観測記録のシミュレーション解析を行ない薄層要素法と境界要素法の検証を行った。

軸対称 FEM モデル化にあたり、構造物は平面形状が正方形の構造物であり円筒座標系に置き換える場合円筒の半径は面積が等価となる半径とした。軸対称 FEM モデルの地盤境界は解析領域外への波動の逸散を考慮した粘性境界を採用した。軸対称 FEM モデルの地盤上に構造物模型の底面と同じ大きさの無質量剛基礎を水平と回転加振を行ない、解析的に求められた動的インピーダンスを実験結果の逆算で求めた動的インピーダンスと比較した。その結果、水平ならびに回転の動的インピーダンス特性を表現することができた。埋戻し前のシミュレーション解析結果では1次共振振動数と振幅特性は概ね実験値と一致した。埋戻し後の解析は埋戻し前の解析モデルに埋土部分のみ組み込んだ解析モデルにより行なった。解析結果は1次共振振動数については実験値を再現していたが振幅はやや小さくなった。

地震応答解析は実験解析モデルを用いて行なった。地盤の減衰定数は格子型モデルで用いた外部減衰を併用し、同じ値を仮定した。最大加速度分布ならびに $h = 0.05$ の加速度応答スペクトルの比較では解析結果は観測結果をよく再現することが確認された。

薄層要素法による解析は地盤を自由地盤と同じとし、構造物模型の埋込み部分と地盤が結合する節点を埋込み部分の地盤容積内に空間的に配置する容積法に、薄層要素法による点加振解を適用して動的インピーダンスを求めた。構造物は格子型モデルに用いた質点系モデルで埋込み部分は剛体とし、薄層要素法により求めた動的インピーダンスで支持した。振動実験のシミュレーション解析結果として、構造物各部の共振曲線および位相曲線で比較したが、低振動数領域において地下階床および1階床の位相遅れが実験結果に比べてやや大きいことを除けば、実験結果をよく再現した。地震観測の解析では構造物模型より 10m 離れた遠方地盤の観測波を自由地盤の波として評価した。最大加速度分布、加速度応

答スペクトルを比較した結果、軸対称FEMの解析と入力方法が異なるが、解析値と観測値は軸対称FEMの解析に比べ良い対応を示した。

境界要素法による解析は半無限弾性地盤に剛基礎が埋込まれているものとし、境界要素法により無質量埋込み剛基礎の動的インピーダンスを求めた。構造物は薄層要素法と同じく格子型モデルに用いた質点系モデルで埋込み部分を剛体とした。共振曲線および位相曲線で比較したが、構造物下部において実験値と多少差があり、構造物の1次共振振動数が高くなっている。これは地盤剛性を若干剛めに評価しているためと思われるが、実験値の定性的傾向はほぼ再現していた。地震観測解析では最大加速度分布、加速度応答スペクトルを比較したが、薄層要素法による解析と同様の結果が得られ、解析値と観測値は比較的良い対応を示した。

第5章では地震時の地下壁側面の動的増分土圧の計測のための土圧計設置方法と観測記録の分析ならびにシミュレーション解析について述べている。埋土部分を掘削し、地下壁側面に土圧計を設置して再度前回と同様に密度管理しながら川砂で埋戻しており、解析評価に必要な埋土の物性把握も実施している。埋戻し工事途中の地下壁側面に作用する静止土圧の変化についても示している。地下壁に作用する地震時土圧を把握するため、壁面に平面的に土圧計を配置して地震観測を行った。3次元効果が顕著に現われる振動実験のシミュレーション解析を3次元FEMモデルにより行い、実験値と良く一致する結果が得られた。そこで、2次元FEMと3次元FEMにより地震時土圧を求め実測値と比較した。土圧の3次元FEMによる解析結果は実測値をよく再現していた。ただし、実施設計でよく用いられる2次元FEMモデルでは安全側の評価となることが分かった。

地震観測では多くの地震波が記録されており、構造物地下部外壁に作用する地震時側面土圧は、相対する側面位置においてかならずしも逆位相ではなく、構造物の1次共振振動数よりも低振動数領域で顕著にみられる同位相土圧と、構造物の1次共振振動数近傍またはそれ以上の振動数領域で発生する逆位相土圧の合成波形となっていることが分かった。これより地震動の構造物への入力がかならずしもSH波的な伝播ではなく、地中の同一レベルにおける振幅・位相の差やSV波斜め入射の影響が土圧観測に顕著に現われているものと考えた。まず、観測記録から求めた多入力による解析を試みた。構造物と地盤の応答値を時刻歴波形やスペクトルで比較しても一様入力と多入力の結果に差がほとんど認められなかったが、相対する側面土圧については一様入力では全ての振動数範囲で逆位相となっているのに対し、多入力では観測記録と同様に低振動数成分で同位相となっていることが確認された。

次にSV波斜め入射による影響を見るために、構造物、埋土、周辺地盤の一部を2次元FEMで、支持地盤を一様地盤として2次元BEMで評価したBEM-FEMハイブリット・モデルで検討した。入射角 $\theta=0^\circ$ の場合、応答最大土圧値は観測値と比較的によく一致したが、観測波にみられる低振動数成分および相対する側面の土圧の位相については全く表せない。地震波が入射角をもつ場合、入射角 θ が $10^\circ \sim 15^\circ$ を越えると、相対する側面の低振動数の同位相土圧についてはその傾向をよく捉えているが、入射角に比例して土圧値が過大になるとともに、逆位相で現れる高振動数成分については表せない。入射角 θ が

5° ~10° 程度の場合、土圧波形の時刻歴変化については、比較的低振動数の土圧、逆位相の低振動数成分及び土圧の絶対値とも観測値とよい対応を示した。またこの程度の入射角は、地震波の入射角として一般的と考えられる値とも対応している。これより構造物～地盤連成系モデルで多入力や入射角の小さいSV波による影響は構造物と地盤の応答にはあまり大きくないが相対する土圧の位相特性には大きいことが分かった。

第6章では構造物模型で行なわれた上下方向の振動実験および上下動地震観測から得られたデータの分析と解析的検討について述べている。実験結果は構造物各部、周辺地盤と底面土圧について埋戻し前後の共振曲線で示し、埋込みによる地盤の拘束効果について考察している。また水平加振と同様、質点系モデルにより実測値を用いて基礎底面地盤の逆算動的インピーダンスを求め、シミュレーション解析のための予備検討を行っている。

実験結果のシミュレーション解析は軸対称FEMモデルと底面を振動アドミッタンスばね、側面をNovakばねで評価した質点系モデルを適用して行った。軸対称FEMモデルでは埋戻し前後とも、構造物～地盤連成系の上下方向の動的相互作用に関連すると考えられるピークが振幅、位相とも良く表現された。質点系モデルによる解析では軸対称FEMでは表現された低振動数域の振動数特性は、必ずしもシミュレートできていない部分があるが、R階の共振ピークを含め全体的な傾向は捉えられている。

地震観測シミュレーション解析は振動実験同様、軸対称FEMモデルと質点系モデルを用いて行った。入力地震動については軸対称FEMモデル、質点系モデルとも自由地盤表層の観測点をコントロール・ポイントとした。各観測点とも全体的な時刻歴波形の形状は良く対応したものとなっている。加速度応答スペクトルでみると、R階では軸対称FEM、質点系モデルともに高振動数側で若干大きいのが、概ね観測結果と対応していた。質点系モデルについては振動アドミッタンスばね、Novakばねの振動数依存性をそのまま用いた精算法と簡略化した近似解法の比較についても考察している。

地震時には上下動と同時に水平動が作用し、構造物のロッキングによる構造物端部の上下動の増加が考えられる。そこで上下動成分に含まれる構造物のロッキングを検討するため、地震観測記録の分析を行った。基礎版端部／中央部の応答倍率を見ると、ロッキング成分は構造物の水平方向の1次共振振動数である12Hz付近に若干認められるが、全振動数領域においてほぼ応答倍率は1.0であり、基礎版端部において中央部と比べ著しい上下動の増加はないことが分かった。また、時刻歴波形から構造物基礎版を剛体と仮定してロッキング成分のみ抽出すると、振動実験の固有振動数に近い12Hz、17Hz前後に対応するピークが認められることが分かった。構造物の上下動は上下動入力による上下動応答のみならず、構造物の端では水平動入力による構造物のロッキングによる上下動成分の応答も含まれる。そこで水平動が作用した場合の構造物模型のロッキングによる上下動成分の増加量を考慮した解析を行った。水平動入力による基礎端部における上下動は、上下動入力による基礎の上下動に比べかなり小さく、水平動と上下動の入力を考慮した解析結果は、上下動のみを考慮した解析結果と大きな差はないことがわかった。

第7章では、各章で得られた結果を要約し、結論を示している。

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 論文の構成	4
1.3 既往の研究	7
1.3.1 埋込みを考慮した構造物の動特性に関する研究	7
1.3.2 地震時土圧の動特性に関する研究	17
1.3.3 地震時における構造物上下動特性に関する研究	23
第2章 振動実験による埋込み効果の評価	29
2.1 はじめに	29
2.2 敷地地盤と地盤調査	30
2.2.1 調査内容	30
2.2.2 調査結果	30
2.3 構造物模型	36
2.4 埋戻し工事と埋土地盤調査	37
2.4.1 埋戻し工事	37
2.4.2 静止土圧測定	37
2.4.3 弾性波探査	37
2.5 振動実験結果	40
2.5.1 実験方法と測定点配置	40
2.5.2 実験結果	44
2.6 振動実験結果の解析	54
2.6.1 実験結果に基づく構造物～地盤系複素ばね評価	54
2.6.2 振動実験シミュレーション解析	63
2.7 まとめ	73
第3章 埋込み構造物の地震時挙動と地盤減衰評価	75
3.1 はじめに	75
3.2 地震観測概要	75
3.2.1 観測機器と観測点配置	75
3.2.2 地震観測記録	76
3.3 地震観測結果の解析	79
3.3.1 地盤の応答特性	79
3.3.2 地震観測シミュレーション解析	82

3.4	鉛直アレー観測に基づく地盤減衰評価	92
3.4.1	観測記録による地盤系応答特性の評価	92
3.4.2	波動逸散減衰評価	97
3.5	まとめ	100
第4章	埋込みを考慮した各種解析法の評価	101
4.1	はじめに	101
4.2	地下壁側面土圧増設にともなう振動実験・地震観測	101
4.3	スウェイ・ロッキング (S/R) モデルによる解析	105
4.3.1	実験結果に基づく変位と回転角の応答評価	105
4.3.2	逆算動的インピーダンス評価	112
4.4	軸対称FEMによる解析	115
4.4.1	解析方法	115
4.4.2	解析モデルと解析条件	117
4.4.3	振動実験解析	118
4.4.4	地震観測解析	130
4.5	薄層要素法による解析	139
4.5.1	解析方法	139
4.5.2	解析モデルと解析条件	149
4.5.3	振動実験解析	155
4.5.4	地震観測解析	159
4.6	境界要素法による解析	165
4.6.1	解析方法	165
4.6.2	解析モデルと解析条件	169
4.6.3	振動実験解析	171
4.6.4	地震観測解析	171
4.7	まとめ	178
第5章	地下壁に作用する地震時増分土圧の評価	181
5.1	はじめに	181
5.2	地下壁側面の土圧計設置	181
5.2.1	土圧計設置と埋戻し方法	181
5.2.2	静止土圧の実測	182
5.3	地震時土圧の3次元効果に関する検討	185
5.3.1	解析方法	185
5.3.2	解析モデルと解析条件	186
5.3.3	解析結果	192

5.4	地震時側面土圧の位相特性に関する検討	202
5.4.1	土圧観測記録の分析	202
5.4.2	観測記録に基づく多入力地震動による評価	209
5.4.3	S V波の斜め入射による評価	222
5.5	まとめ	242
第6章	振動実験・地震観測による上下動評価	243
6.1	はじめに	243
6.2	振動実験結果および地震観測記録の分析	243
6.2.1	振動実験結果	243
6.2.2	地震観測記録の分析	253
6.3	振動実験シミュレーション解析	256
6.3.1	解析方法	256
6.3.2	解析モデルと解析条件	256
6.3.3	振動実験シミュレーション	263
6.4	地震観測シミュレーション解析	273
6.4.1	解析方法	273
6.4.2	解析モデルと解析条件	273
6.4.3	地震観測シミュレーション	276
6.5	構造物のロッキングと上下動の関係に関する検討	284
6.5.1	地震観測記録の分析	284
6.5.2	ロッキングを考慮した地震応答解析	285
6.6	まとめ	289
第7章	結論	291
	参考文献	297
	付録 解析手法の特徴と評価	309
	発表論文	313
	謝辞	323

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

近年、地震学の急速な進歩により地震発生メカニズムが解明されつつあり、どの地域にどのような規模の地震が発生するかという予測が精力的になされ、特に東海地震の発生の指摘を受け行政も本格的に取り組むに至った。しかしながら対象となる地震は地球を覆っているプレートの活動によって生ずるプレート境界地震が主で、これすらも発生時期の予測は極めて困難である。ましてや記憶に新しい兵庫県南部地震（平成7年，M7.2）のような活断層に起因する内陸地震は時期はいうまでもなく地域、規模を含めその予測は不可能と云ってよい。逆にいえば活断層に覆われているわが国においては、何時でも、何処でも地震被害に見舞われる可能性があるといえる。

過去にさかのぼってみると、古代からの文献を集大成した「大日本地震資料」によれば地震の記録が初めて現れるのは西暦416年である。古くから「地盤が悪いと、地震被害が大きい」といわれているのは地震国であるがゆえにその体験に基づき形成されたものと思われる。その結果「家が地震で壊れないためには、地盤のよいところを選ぶ」という常識が古くからあった。事実、古来から重要建築物である神社仏閣などは、例外なく地盤のよいところを選んで建てられている。このように建物の被害と地盤条件が深い関係にあることは歴史的にも古くから認められており、ことに震害の調査がくわしく行われるようになった関東大地震（大正12年，M7.9）以後は被害のあった地震のたびごとに、地盤の条件と被害との関係について報告されている。しかしながら、多くは定性的な傾向を示すに止まり、耐震設計に反映させるまでには至らなかった。地震時における建築構造物の設計にあたっては定量的なデータに基づく構造的な安全性を確保する必要がある。

大正9年12月に制定された市街地建築物法は関東大地震を契機として大正13年に大幅に改正され、初めての耐震設計法である水平設計震度0.1が定められている。その後、震度階Ⅶ（激震）の新設の要因となった福井地震（昭和23年，M7.3）では7階建鉄筋コンクリート造デパートの崩壊があるなど設計震度の見直しが行なわれ、昭和25年に建築基準法が制定されている。水平設計震度は従来の2倍にあたる0.2が定められて現在に至っている。この間、砂地盤液状化によるアパート転倒、タンクの被害をもたらした新潟地震（昭和39年，M7.5）、鉄筋コンクリート造校舎の破壊等により新RC規準（昭和46年）制定の元となった十勝沖地震（昭和43年，M7.9）、新興住宅、ブロック塀の被害に見舞われた宮城県沖地震（昭和53年，M7.4）を経て、昭和56年に建築基準法の大幅な改正が行なわれ、現行の耐震設計手法である新耐震設計法が施行された。この新耐震設計法は従来の設計法である許容応力度設計法に加え、建築物の構造種別、層間変形角、保有水平耐力の確認等を行う二次設計を導入するなど、世界でも最高水準の耐震基準として整備されている。このように地震災害のたびに新たな教訓を得てきており、事実兵庫県南部地震においても新耐震設計法の制定以降に建てられた建築構造物の被害が少ないことから耐震設計の条件として定量的に安全性を考えることが最も基本的かつ重要であることが分かる。

構造物を設置する場合、地盤との相対的な関係は千差万別である。比較的硬い洪積地盤

に建てた場合、比較的柔らかい沖積地盤に建てた場合、地表面に起伏がある場合、また同じ地盤の地表面に直接建てた場合、地下室がある場合、軟弱地盤で杭基礎を設けた場合等がある。下方には硬い地震基盤（S波の速度で3.0km/s相当）があり、地震動は震源から地震基盤へ、地震基盤から表層地盤へ、さらに表層地盤から構造物へと伝播してくる。すなわち地震基盤における地震動が特定でき、基盤から表層地盤の応答、表層地盤と構造物の関係が明らかになれば地震時の構造物の挙動を解析的に把握することが可能となる。すでに最も高い安全性が要求されるわが国の原子炉施設の耐震設計ではこのような手法が取り入れられている。そのため、原子炉施設の耐震設計を行うに際しては、設計用最強地震及び設計用限界地震の2種を考慮することになっている。設計用最強地震は、基準地震動S1をもたらす地震であり、歴史地震の生起状況及び、近い将来敷地に影響を与えるおそれのある活動度の高い活断層から選定される。設計用限界地震は、基準地震動S2をもたらす地震であり、敷地周辺の活断層の性質及び地震地帯構造に基づき工学的見地からの検討を加え選定する。この基準地震動は敷地の解放基盤表面で設定するよう、「審査指針」（発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針：原子力安全委員会，昭和56年7月20日）により定められている。この解放基盤表面とは、基盤（概ね第三紀層及びそれ以前の堅牢な岩盤であって、著しい風化を受けていないもの）面上の表層や構造物がないものと仮定した上で、基盤面に著しい高低差がなく、ほぼ水平であって相当な広がりのある基盤（S波の速度 $V_s = 0.7\text{km/s}$ 相当以上の値を有する硬質地盤）の表面をいう。基盤における地震動の策定には露頭基盤において得られた強震記録が多く収集されれば直接地震時の挙動が明らかとなる有力なデータとなるが、露頭基盤でも風化や地形の影響を強く受け地震学的に基盤と見做し難い場合が多い。このような場合、表層で得られた地震記録を観測された地盤の振動特性を用いて基盤位置まで下げて求めたりすることが行われる。また地震が多いわが国でも常に加速度の大きい地震が観測されるわけではなくマグニチュードの小さい中小地震から波形合成法により半経験的に推定したり、マグニチュード、震源距離をパラメータとした回帰分析によって外挿して求めている。あるいは、断層モデル等の理論的な方法により推定することもある。

いずれにしても何らかの手法で設定された基盤に入力される地震動が同じであっても地盤の厚さ、硬軟、地形、建物の存在の仕方などによって、真に構造物に有効に作用する地震力は異なってくる。すなわち地震時には構造物が地盤の振動を受けて振動するとともに構造物の振動がまた地盤の振動に変化を与えることになる。このように地盤の振動と構造物の振動が相互に影響し干渉しあう作用を地盤と構造物の動的相互作用という。しかしながら動的相互作用の影響の度合は構造物の特性と地盤特性との相対関係によりもたらされるものであり、同じ重量、剛性を持つ構造物でも地盤が硬ければ動的相互作用は少ないが、地盤が柔らかければ動的相互作用が大きいことになる。

このように地震時における構造物の挙動は地盤の硬軟により程度の差はあれ動的相互作用の影響を受ける。本研究の対象となる原子炉建屋に代表される大型の剛構造物は一般の建築構造物に比較して動的相互作用特性を考慮した耐震解析が必要不可欠である。とくに地盤安定性の観点から岩盤立地が義務付けられているわが国では、地域によっては軟質な第四紀堆積層が厚く岩盤を覆っているため深い埋込みを有する構造物となる。埋込み構造

物では底面地盤のみならず地下壁側面と多くは人工的に埋戻される周辺地盤との動的相互作用も考慮に入れる必要がある。このような点をふまえ、参考文献²⁴⁾⁻²⁵⁾に整理されているように現状においては多数の解析モデルが提案され、用いられている。構造物～地盤系の動的相互作用モデルとしては地盤の取り扱いにより大きく2種に分けられる。スウェイ・ロッキングモデルに代表される分離モデルと格子型モデルに代表される直結モデルである。応答解析の目的によりこれらのモデルは使い分けがなされているが、いずれも実構造物、実地盤を解析モデルに変換する過程でかなり単純化されたものとなっている。ここで最も重要なことはこれらの解析モデルが実現象をどの程度合理的に説明し得るかということである。

本研究は以上述べた背景に基づき、実原子炉建屋の1/15程度の構造物模型ではあるが地下部分が3mで地上部が4mの、全高が7mで、地下部分の平面が6m×6m、地上部が3.1m×3.1mの比較的大型の構造物模型を用いた振動実験と地震観測結果ならびにその解析検討について述べるものである。実現象の把握を目的として起振機を用いた上部加振である強制振動実験による構造物～地盤系の動的相互作用特性の直接的な抽出を行うとともに下部加振である地震観測による地盤応答を含めた構造物の地震時挙動の把握を行う。振動実験、地震観測とも水平方向のみならず、上下方向の動的相互作用特性にも着目した。さらに構造物と地盤との動的相互作用の結果生ずる地震時増分土圧を把握するために地下部側面に土圧計を設置して、地下壁の設計に深く関与する側面土圧分布の把握を行う。

振動実験、地震観測で得られた実現象に対し構造物～地盤連成に着目したシミュレーション解析により解析モデルの適用性について考察する。解析では実験結果、観測結果との比較検討も重要であるが、解析法の検証に供する貴重な材料が得られており、従来用いられているS/Rモデル、格子型モデル等の多質点モデルに加え、有限要素モデルである軸対称FEMモデル、2次元FEMモデル、3次元FEMモデルや、波動境界モデルである薄層要素法モデル、境界要素法モデル等の各種解析モデルやFEM、境界要素を組み合わせたハイブリットモデルなどを適用し、設計モデルや各種解析モデルを検証する。

またシミュレーション解析を行う過程で、振動実験から得られる逆算動的インピーダンスと振動アドミッタンス等による理論解との比較、2次元FEMと3次元FEMとの比較、敷地地盤や埋戻し土の地盤物性評価における各種地盤調査の有用性、動的インピーダンス評価における振動数依存性をそのまま用いる精算解法と簡略化した近似解法の比較等についても考察し、深く埋込まれた構造物と地盤との動的相互作用特性に関する種々の課題を解明することを目的としている。

1.2 論文の構成

構造物～地盤連成系の動的相互作用特性に関する実験に基づく研究は文献調査によるとこれまで数多くなされており、相応の成果が上げられているが実験条件の制約により定性的、定量的な評価にはまだ研究の余地がある。たとえば模型地盤を用いた振動台実験等では動的相互作用に関する種々のパラメータの設定が容易でありかつ再現性のある実験が可能である反面、有限境界での波動の反射による影響の問題、実地盤の有する複雑な性状を模擬することの困難さ等が挙げられる。また実地盤においても埋込みがなく地盤上に剛基礎や構造物を設置して行う場合が多く原子炉建屋のような剛な構造物が深く埋込まれた場合を模擬した実験研究は数少ない。本研究は、深く埋込まれた構造物の地震時挙動を把握することを目的として実地盤に構築された実原子炉建屋の1/15程度の比較的大型の構造物模型を対象に構造物と地盤との動的相互作用特性の評価について述べるものである。

本論文では起振機を用いた上部加振による振動実験と下部加振である地震観測から得られた実測結果を分析し、さらにそのシミュレーション解析により各種解析手法の妥当性を検証すべく、第1章「序論」、第2章「振動実験による埋込み効果の評価」、第3章「埋込み構造物の地震時挙動と地盤減衰評価」、第4章「埋込みを考慮した各種解析法の評価」、第5章「地下壁に作用する地震時増分土圧の評価」、第6章「振動実験・地震観測による上下動評価」、第7章「結論」に分けて論じている。

以下、本論文の構成にしたがって、各章の内容を概説する。

第1章では、本研究を実施するに際してのこの研究分野の全般的な背景と本研究の目的を示し、遂行するために設定した本論文の全体構成および本論文をまとめるにあたり参考とした既往の研究論文の内容についてまとめている。

第2章では、深く埋込まれた構造物の実現象に基づく動的相互作用の解明のため実施した振動実験・地震観測の全体概要を示すと共に起振機を用いた強制振動実験結果とそのシミュレーション解析結果について考察している。実験結果は構造物模型各部と地盤の共振・位相曲線で示し、埋戻し前後の比較より埋込みによる地盤の拘束効果が構造物～地盤連成系振動数、地盤減衰に及ぼす影響について述べている。実験結果の解析評価では質点系S/Rモデルを用いて埋戻し前の構造物模型と基礎底面地盤の逆算動的インピーダンスを求め、シミュレーション解析のための予備検討を行っている。動的インピーダンスについては田治見の振動アドミッタンスによる理論値との比較結果も示している。実験結果のシミュレーション解析は構造物模型については曲げせん断棒要素とし、周辺地盤は複数の土柱で理想化した格子型モデルと呼ばれる多質点系の振動モデルを適用して行い、埋戻し前後の実験値との比較結果を示している。

第3章では振動実験終了後、引き続き実施した地震観測の概要ならびに観測記録と地震諸元を示すとともに観測記録のシミュレーション解析結果について考察している。地震観測のシミュレーション解析は振動実験解析と同様に構造物～地盤連成系格子型モデルで行い構造物模型、地盤について観測値との比較結果から格子型モデルの耐震設計モデルとしての適用性の検討評価について示している。また、参考文献⁴¹⁾⁻⁴²⁾等によると地震時の地

盤の応答倍率から高次減少型の減衰特性が報告されているが定量的評価にはいたっていない。そこで種々の地盤物性を有する観測記録に基づく地盤減衰に関する定性的・定量的評価手法について述べている。

第2章、第3章の解析評価では格子型モデルによる構造物と地盤応答の妥当性を確認したことを述べている。しかしながら、埋込まれた地下部と周辺地盤との動的相互作用の結果生ずる土圧については一側面中央の深さ方向に3測点のみで検討に十分な土圧計測点とはいえ、再度埋土を掘削し地下壁側面に土圧計を設置して埋戻し前後の振動実験を改めて精度のよいデータ処理により行い引き続き地震観測を実施している。

第4章ではこれを機に地盤を連続体として扱う種々の解析法により実験・観測結果のシミュレーション解析を行いその適用性について考察している。まず、地盤を連続体に置換する解析モデルとして3次元効果が容易に考慮できる軸対称FEMにより埋戻し前後の振動実験と観測記録のシミュレーション解析結果を示し、軸対称FEMの有用性について述べている。さらに地盤を自由地盤と同じとし、剛基礎と仮定した埋込み部分の地盤容積内に薄層要素法による点加振解を適用して動的インピーダンスを求める手法と半無限弾性地盤に剛基礎が埋込まれているものとして境界要素法でモデル化し、動的インピーダンスを求める手法を観測記録のシミュレーション解析に適用した結果について述べている。

第5章では地震時の地下壁側面の動的増分土圧の計測のための土圧計設置方法と観測記録の分析とシミュレーション解析について述べている。観測土圧分布から地盤を3次元でモデル化する必要性が示唆されており、3次元FEMモデルによりシミュレーション解析を行なったことを述べている。さらに実機の耐震設計モデルとして実用上2次元FEMが用いられることが多く、ここでは観測記録と対比しながら2次元FEMと3次元FEMの比較検討結果についても示している。また観測された相対する地下壁側面の土圧で、通常地震応答解析で行なわれる鉛直下方のSH波の入力では説明し得ない同位相の傾向がみられた。参考文献⁸⁶⁾に示す地下タンク、参考文献⁸⁷⁾⁻⁹⁸⁾に示す地下変電所などでも同様な傾向が指摘されているが、その解析的な評価はなされていない。そこで2種類の地震入力方法を仮定して位相特性に関する解析検討について述べている。1つは多入力解析による評価であり、同じ深さレベルの2観測点の実測値より任意の入力点を解析的に内外挿し、多入力として与える手法である。もう1つは2次元FEMモデルと2次元BEMを組み合わせたハイブリッドモデルを用い、SV波の入射角をパラメータとして位相に着目した応答特性について考察している。

文献調査によると原子力発電所施設のように重要機器を含む構造物においては、水平動のみならず上下動の把握は重要な課題であると指摘されている。しかしながら、実機設計対応の解析的検討が多く、実構造物や構造物模型などの振動実験、地震観測に基づく動的相互作用特性に関する研究は数少ない。

第6章では構造物模型で行なわれた上下方向の振動実験および上下動に着目した地震観測から得られたデータの分析と解析的検討について述べている。地震観測記録については地盤系、構造物～地盤系、構造物系の応答倍率を求め、基本的な特性について考察している。シミュレーション解析は軸対称FEMモデルと質点系モデルを適用して行っている。また地震時において剛構造物端部の上下動には水平動入力によるロッキング成分も含まれ

ると考えられ、ロッキングを考慮した地震応答解析について観測値と比較して考察している。

第7章ではこの研究の目的と方法を改めて明示して各章で得られた結果を要約し、研究全体を通してまとめられる結論について述べている。

図1.2-1に本論文の構成フローを示す。

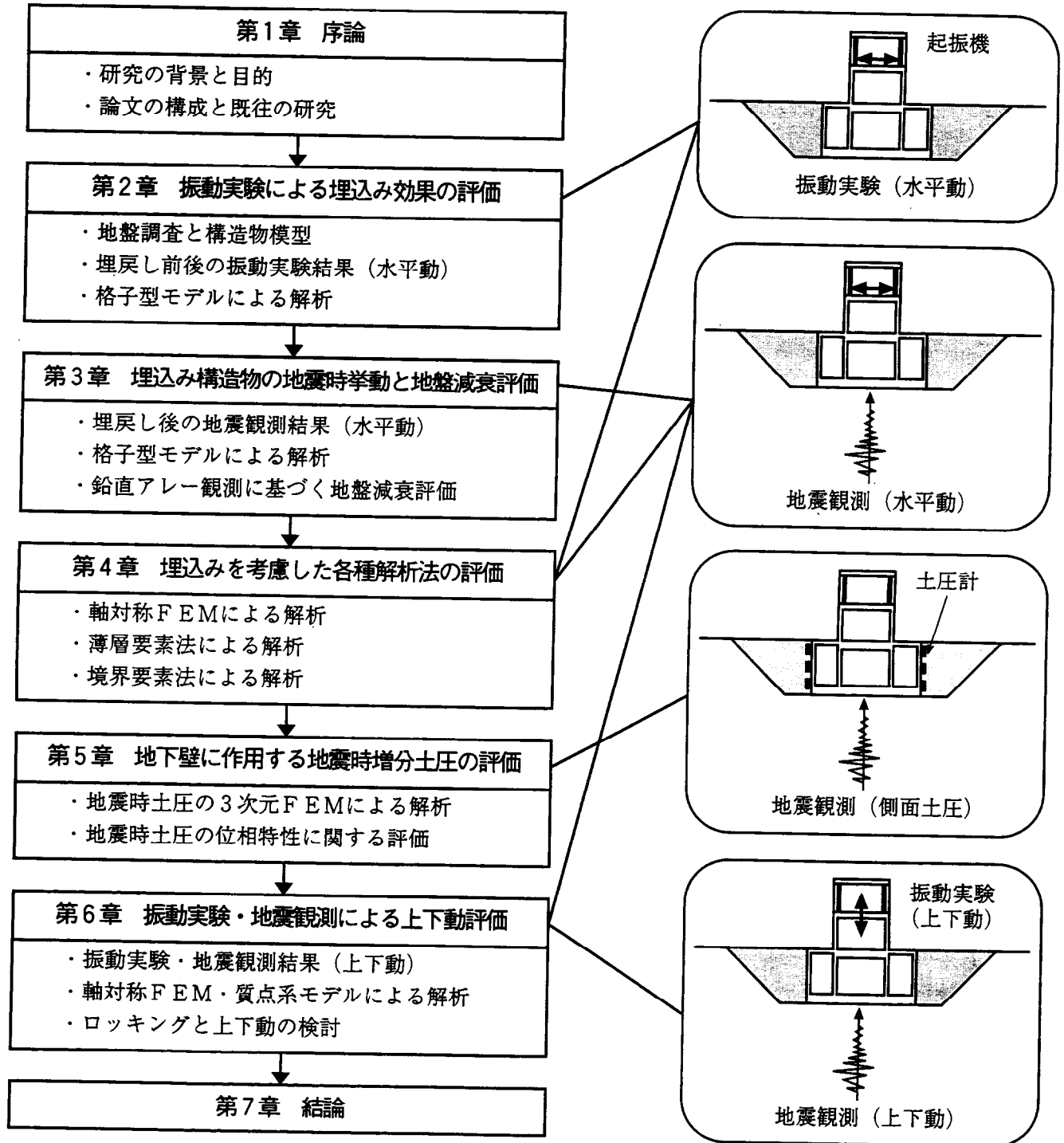


図1.2-1 本論文の構成フロー

1.3 既往の研究

本研究を遂行するにあたり、参考とした既往研究を本論文の構成に従い次の3項目に大別して整理した。

埋込み構造物の振動実験・地震観測についてまとめた第2章、第3章、第4章に関連する“①埋込みを考慮した構造物の動特性に関する研究”、地震時の土圧性状に着目した第5章に関連する“②地震時土圧の動特性に関する研究”、埋込み構造物の上下動に着目した第6章に関連する“③地震時における構造物上下動特性に関する研究”である。それぞれの項目について既往研究の成果の概要を示す。

1.3.1 埋込みを考慮した構造物の動特性に関する研究

(1) 構造物～地盤連成系の振動実験、地震観測による検討

構造物～地盤連成系の動特性を明らかにするための最も基本的な研究と考えられるのは力学的に見てできるだけ簡明なモデルを実際の地盤に適用して振動実験や地震観測等を行い、実現象を把握することであろう。安井，寺村，瀬尾ら¹⁾は地盤上の円形基礎（半径1.2m，重量9.2ton）を起振機によって加振した時の基礎の周辺地盤の3次元的な広がりをもつ領域の振動性状を詳細に検討することを目的として水平・上下加振時の基礎の共振特性、基礎底面の動土圧分布、周辺地盤の加速度分布を求めBoussinesq型の動的土圧分布とRayleigh波発生を確認している。同様の研究として、竹内，風間，横田，箕輪ら²⁾は関東ローム層を対象に同様な起振機実験を行い加振力レベルによる地盤の非線形性、地下逸散減衰の波動理論との対応について述べている。政尾，田治見，鈴木ら³⁾は地盤中に剛な物体がある場合に地震動のような慣性力が作用する時の著者等の解析解の適用範囲や精度を確かめるため、水平動変位が優性となるように板バネによって支持された剛体を埋込み、振動実験を行っている。加振レベルにより地盤の剛性低下を考慮するとよくシミュレートできることが報告されている。

また、政尾，河田ら⁴⁾⁻⁵⁾は底面積5m×5m、高さ3.75mの試験体を地中に埋込み、起振機による振動実験と等価集中系モデルならびに有限要素法、薄層要素法による解析検討について述べている。実験では試験体底面と側面の土圧合力計による土圧計測、根入れ深さをパラメーターとした埋土の影響把握に着目している。埋込みが深くなると見掛けのばね定数、減衰が増加すること、埋込みが浅いと加振力増加による非線形性が認められることが報告されている。解析では埋込みによる側面抵抗の増加についてはいずれの解析モデルでも現象をよく説明し得るが逸散減衰の増加については境界を水平ローラーとした有限要素法に難点があることが指摘されている。さらに政尾，平澤ら⁶⁾⁻⁸⁾は地震時の動特性を把握するために試験体上部に1.25mだけコンクリートでかさ上げして、地震観測とシミュレーション解析を行っている。等価集中系モデルによる解析によると加振方向と平行な側面からの減衰（Love波の伝播方向への減衰）の有無は上部加振では大きく影響するが地震時のような下部加振では差がないことが示されている。このことは有限要素法による解析で2次元と3次元を比較しているが両者の差が少ないことから裏付けられる。本論文におい

でも、構造物模型の振動実験や地震観測のシミュレーション解析を行っている。上部加振では、周辺地盤に振動エネルギーが逸散する影響を3次元的な効果を考慮した地盤のモデル化を行い、さらに地盤境界に粘性境界を仮定して実験結果を再現し、下部加振では、ある程度地盤の領域を広くモデル化すれば2次元モデルで地震記録を再現している。

新田，吉村，永井⁹⁾は原子炉建屋のような剛性が高くマッシブな構造物の地盤との動的相互作用問題について、基礎の埋込み深さ及び側方土の振動特性に与える影響を、動的サブストラクチャーの観点すなわち剛基礎のみの応答と構造物に働く慣性力による応答の両面から検討することを目的として縮小試験体による振動台実験を行っている。ここで、低振動数域では構造物の応答、基礎の水平入力動は、基礎を埋込むことにより抑えられるが地盤の2次振動数付近では、逆に大きくなる結果を得ている。

藤森，和泉，角田，秋野¹⁰⁾はBWR型原子炉建屋を模擬した大型模型試験体（縮尺率約1/10）を用いた振動実験結果より、地盤への逸散減衰効果と埋土の有無、支持地盤の硬軟との関係について調べている。その結果、基礎を地中に埋込むことにより、逸散減衰の効果が增大すること、その効果は試験体側方埋土への表面波成分によること、また、支持地盤が軟質であるほうが逸散減衰の効果が大きいことなどの結果を示している。同じ試験体を対象として福岡，和泉，宮本，大塚¹¹⁾⁻¹³⁾は振動試験結果より、埋込みが深くなるにつれ、動的インピーダンスの実部・虚部は増大し、試験体の応答振幅の顕著な低下と固有振動数の増加が認められていること、さらに平面ひずみ仮定から求めた側面ばねを考慮したS/Rモデル及び軸対称FEMモデルとも埋込み効果を評価する手法として有効であることを確認している。以上は構造物模型の振動実験シミュレーション解析により構造物～地盤連成系解析モデルの検証を行っているが、浜田，井口¹⁴⁾は一辺が10mと16m角の大型基礎模型の振動実験結果から実験的に求められたインピーダンス関数から地盤定数を同定し、予め得られている地盤定数と比較することにより、実地盤に対する同定の可能性について検討している。インピーダンス関数の結果に及ぼす因子としては、地盤の層厚、密度、ポアソン比、減衰定数があるがS波速度以外の物性値は既知として、各層のS波速度のみを同定の対象としている。その結果、同定精度は基礎が大きい場合ほど向上すること、地盤の層数に関しては多い方がよいとは言えないとしている。

大塚，宮本ら¹⁵⁾は文献¹⁰⁾⁻¹³⁾を対象とした大型模型試験体の地震観測記録から求めた基礎入力動と軸対称FEMによるシミュレーション解析を比較し、埋込みの有無が基礎入力動に及ぼす影響を検討している。その結果、埋込みがある場合の水平、回転方向の基礎入力動は、表層地盤の固有振動数ではその増幅効果により増加すること、高振動数域では水平成分は低減するが回転成分は増加することが、観測結果及び解析結果の双方から認められることが確認されている。

花里，田治見，松本，色摩¹⁶⁾は地盤～構造物連成系の地震時挙動の把握と動的相互作用解析の妥当性の検証を目的として、砂礫地盤上に建設された原子炉建屋の1/4縮小模型構造物を対象に、構造部基礎の埋戻し前後の振動実験と地震観測に関する国際協同研究の成果として各種動的解析手法のブラインド解析結果について述べている。国際的にも3次元解析が建屋の耐震検討で行われるようになりつつあることが反映されS/Rモデルや有限要素法など実際の構造物の耐震設計に用いられる手法から、ハイブリット法や薄層要素法な

と新たに研究開発された手法まで多種類の方法が適用されている。解析結果と観測記録のピーク振動数に明らかな差がみられ、この原因としては構造物や埋土の剛性の問題、さらに構造物の応答にともなう近傍地盤の非線形性などを指摘している。本論文においても軸対称FEMモデルで埋戻し前の振動実験解析で実験結果をよく再現したが、埋土を入れた解析では固有値は再現しているものの振幅に若干差がみられた。

(2)原子炉建屋の振動実験、地震観測による検討

原子力発電施設のなかで、耐震上最も重要な原子炉建屋は振動性状の互いに異なる様々な構造体、機器等が混在しており一般の構造物に比べてかなり複雑である。振動実験、地震観測を実機に適用して振動特性を把握することは耐震設計の精度および信頼性向上に繋がる重要な研究であろう。武藤、大松沢ら¹⁷⁾⁻¹⁸⁾は商業用BWR型原子炉建屋の起振機による強制振動実験、地震観測とシミュレーション解析についてのべている。振動実験では原子炉建屋は剛構造的に設計されており、1次共振振動では基礎のロッキングが支配的であること、地下逸散による減衰が支配的であること、鉄骨屋根がコンクリート構造物に対して動的吸振器作用を及ぼすこと、構造物とシールドウォール間の面内変形が見られたことなど実現象を踏まえた解析モデルの構築に必要な知見が得られている。地震観測記録の解析では振動実験解析モデルに基礎版で観測された加速度記録を入力として行い観測値とよい一致を見ている。以上より、地盤、コンクリート、内部機器の減衰定数を材料別に与えた各部減衰系振動モデルで複雑な原子炉建屋の振動挙動を表現できることを実証している。また武藤、内田ら¹⁹⁾⁻²⁰⁾は支持地盤が軟岩に属する砂質泥岩と硬岩である頁岩の異種地盤上の原子炉建屋の振動実験結果を比較し、軟岩では硬岩に比べ共振モードに占める基礎の水平および回転動の割合が大きく、そのため共振周期、減衰定数が大きくなることを指摘している。武藤、林ら²¹⁾⁻²³⁾は同建屋に対し地震観測記録のシミュレーション解析を行い、時刻歴波形、最大加速度分布、加速度応答スペクトルで比較しているが軟岩の場合はほぼよい対応を示しているものの、硬岩の場合は減衰定数評価にやや難点が見られた。軟岩では構造物の弾性変形が小さく、地盤の剛性、減衰の評価が妥当であれば構造物～地盤連成特性をよく説明できるが、硬岩では構造物の弾性変形が大きく構造物の剛性、減衰の評価が重要となることを示唆している。

(3)構造物～地盤連成解析に関する解析モデルの検討

本論文の第2章、第3章の実験・観測の解析では主に多質点からなる格子型モデルによっているが、埋込み構造物の有する複雑な形状や層方向、深さ方向に物性が変化する地盤をそのまま連成モデルに置換できる利点がある。池田、河村、萩尾、山田²⁴⁾⁻²⁵⁾は構造物～地盤連成系の各種解析モデルを用いて計算を行い、実記録との対応を含め、それぞれのモデルの特徴を明らかにしている。その中で大きく分離モデルと直結モデルの2種類に大別し、図1.3-1に示すような分類をしている。

これらのモデルに対して特徴を抽出すべく、入力位置の設定、境界条件、不整形地盤への適合等10項目にわたる評価項目について整理し全体的には直結モデルの方が分離モデルよりも優れているとしている。中でも集約モデルが多く項目でよい評価を得ているが埋土

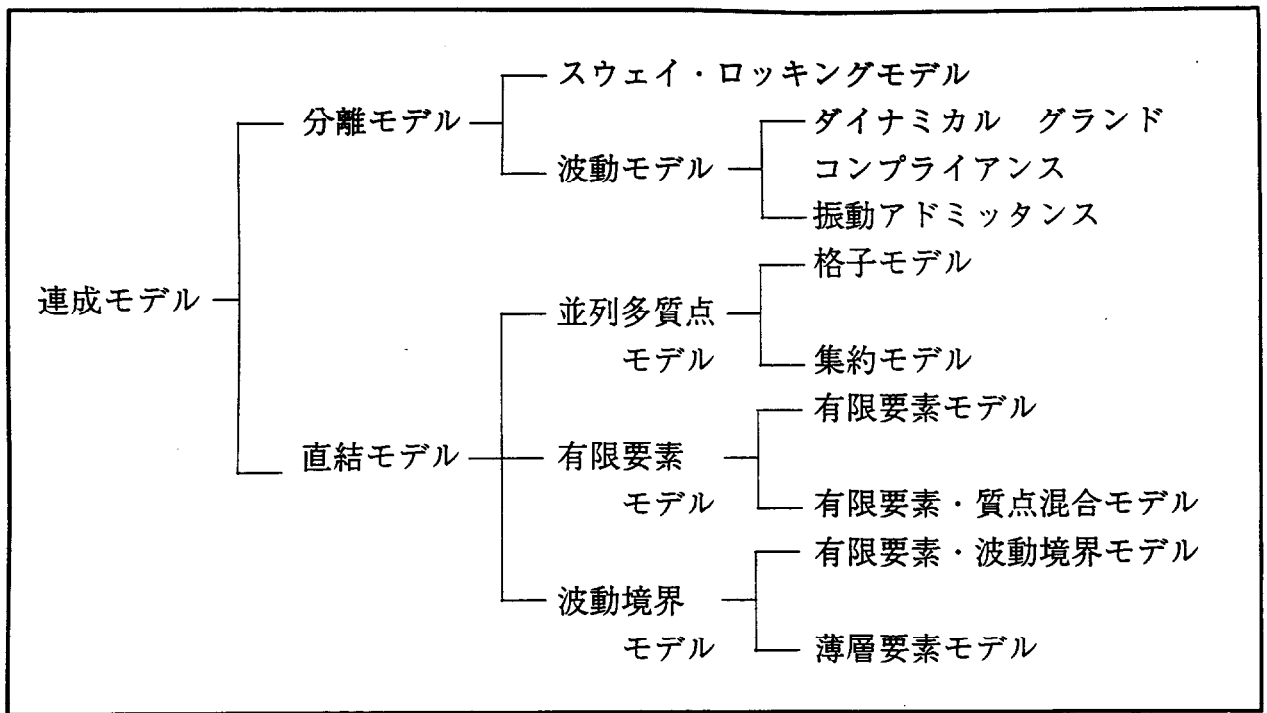


図1.3-1連成モデルの分類²⁴⁾

を有する構造物を対象とした場合は格子モデルの方が適合性があるとしているが著者らも指摘しているように実際の適用にあたってはモデルの使用目的や適用範囲等の条件が限定されるため、その条件の中でどのモデルが適切であるかを決定すべきであろう。

武藤，金山ら²⁶⁾⁻²⁷⁾は原子力発電所の設計上有用な振動解析モデルとして格子型モデルを提案しており²⁸⁾地震観測のシミュレーション解析でその妥当性を示している²⁹⁾。同様に、H.Tanaka,M.Nakahara³⁰⁾も宮城県沖地震で観測されたBWR型原子炉建屋のシミュレーション解析で格子型モデルの検証を行っている。このモデルは実際の地盤への埋込み効果や地層の変化を比較的簡単に取入れられると共に、地盤の任意位置で定義される設計用地震動にも直接的に対応できる特徴を有している。ここでは地盤の境界条件の観点から、地盤の側方、奥行き、底面における粘性境界の有無に関するパラメータを用いた地震応答解析を行っている。構造物の振動の影響が消滅するとみなせる範囲まで地盤モデルの領域をとれば、粘性境界の影響は地盤部分ではほとんどなく構造物でも高々1割程度としている。また金山，丹羽ら³¹⁾は構造物～地盤相互作用に関する基礎的な性状を構造物～地盤模型の振動台実験により調べ、さらに格子型モデルによる解析結果との対応を試みている。振動台実験では地盤模型は有限境界となり、周辺や下部からの波動の反射により半無限体の実地盤とは対応しない欠点があるが、ここでは実験技術上可能な範囲で構造物模型に比べ地盤模型を大きくしている。しかしながら境界条件の制約のため通常半無限仮定では生じない複雑な立体振動が励起されるため、解析では全体の応答からいわゆる"Site Response"を差し引いた動的相互作用分のみを抽出して実験結果と解析結果を比較している。これより両者はよい対応を示し、格子型モデルの有用性を確認している。金山，小鹿³²⁾は以上述べた格子型モデルを埋込み構造物によく適用されているFEM系の解析解(FLUSHに

よる)と比較して、格子型モデルの離散化の検証を行っている。解析には80m×80mの平面を持つBWR-MARK II型の原子炉建屋を想定し、構造物は約20mの埋込みを有しその周辺に埋土があるとしている。格子型モデルとFLUSHモデルを比較すると、面内遠方境界が、それぞれ粘性境界と伝達境界であること、また回転ばねについては、格子型モデルを用いる場合は半無限地盤上の理論解であるのに対し、FLUSHは、有限深さになっている点などが異なるという条件の差はあるが、応答特性、地震応答、床応答スペクトルいずれの面でもよく一致していることが確認された。

S/Rモデルは構造物～地盤連成系解析モデルとして最も簡易なモデルであるが埋込みを有する構造物の場合、側面地盤の剛性と入力地震動の評価に難点があり地盤を離散化する格子型モデルやFEMモデルが多く適用されてきた。近年側面地盤の影響を考慮したS/Rモデルが提案されている。吉田, 土方ら³³⁾⁻³⁴⁾は表層の波動エネルギーがある程度支持地盤にも逃げていく効果を取り入れた側面地盤ばねの誘導を行い、そのばねを用いた埋込みS/RモデルとNovakの側面ばねを用いる従来の埋込みS/Rモデルの解析例を示し、軸対称FEM解析の結果との比較検討を行っている。その結果、連成系の固有振動数よりも、表層の1次共振振動数がかなり小さい場合には、従来の埋込みS/Rモデルは、地下部でやや大きめのせん断力を与える傾向にあるが、提案した側面ばねを用いると軸対称FEMの結果に近くなることを示している。また、表層の1次共振振動数が高くなると、従来の埋込みS/Rモデルも軸対称FEMの結果とよい対応を与えるとしている。このような埋込みS/Rモデルは軟質岩盤の場合は数多くの検討例があるが、藤田, 本橋ら³⁵⁾は埋込みS/Rモデルの硬質岩盤における適用性について検討している。軸対称FEMとの比較から硬質岩盤に建つ構造物に対しても埋込みS/Rモデルにより構造物の応答が評価できるとしているが、構造物条件、地盤条件によっては埋込みS/Rモデルによる構造物の応答は、過大になる場合があることを示している。この過大評価について中村, 成川ら³⁶⁾は埋込みS/Rモデルの特性検討を行い、その原因がNovakばねによる側面ばね評価にあることを指摘している。そこで、花村, 成川ら³⁷⁾は表層地盤については吉田, 土方ら³³⁾⁻³⁴⁾の提案している側面ばねを用い、岩盤部に埋め込まれている場合にはNovakばねを用いることで軸対称FEMモデルの解析結果と良い対応を示すことを述べている。同様の研究として池田, 下村³⁸⁾はNovakばねが地盤の3次元性を充分には表現し得ないとし、特に支持地盤に比べて剛性の低い表層に埋込まれた構造物は地盤の振動特性を強く受けるがこの影響も考慮されない。そこで、支持地盤を半無限均質弾性体と見做し、表層地盤との波動インピーダンス比を考慮した側面地盤ばねの簡易計算法を示している。Novakばねでは支持地盤の拘束効果が表現し得ないため実部が極端に小さくなっていることを指摘している。また、地盤の非線形考慮まで拡張した研究として、兼近, 紺谷, 永野, 美原³⁹⁾はS/Rモデルで用いられる動的インピーダンスの振動数依存性を考慮した非線形地震応答解析に適用する簡便な方法について提案している。ここでは、相互作用力を振動数領域で求め応答解析は時間領域で計算し、両者の反復計算を実施することにより行っている。適用例として、質点系モデルに複数の強い振動数依存を持つ動的インピーダンスが付加される場合の線形解析及び非線形解析を行い、提案された振動数依存の動的インピーダンスを用いた場合と振動数に依存しない定数化された動的インピーダンスを用いた場合の比較検討

を行ってその有用性を示している。

以上のように最近では簡易なS/Rモデルではあるが、埋込みの影響を評価する解析技術の向上により、埋込みS/Rモデルの研究が多くなっている。

(4)地震記録に基づく地盤振動に関する検討

同一の地盤上で観測された地震記録でもマグニチュードMや震源距離Xの違いにより、その時刻歴波形やスペクトル特性は異なるが、この原因はその地点の地盤特性の変化によるものではなく地震動の特性の差によるものと考えられる。北沢、河村、山田⁴¹⁾は地表面と地中における地震動の同時観測記録のフーリエスペクトル解析から地盤の応答倍率を求める一方、単位面積土柱のせん断型多質点系置換モデルを用いて地中観測記録を入力とする地震応答計算を行い、地表面応答波形と入力波形のフーリエスペクトル比で表される

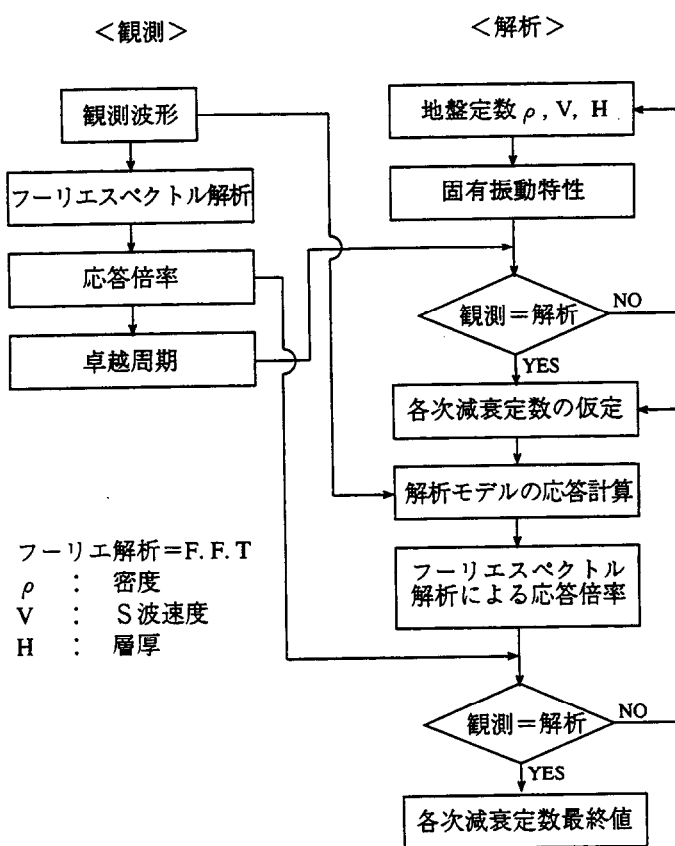


図1.3-2スペクトルフィテング・フローチャート⁴¹⁾

モデルの応答倍率が実測結果と近似するように図1.3-2のフローチャートに示すスペクトルフィテングを行い、地盤の各固有モードに対応する減衰定数を求めている。3種類の海岸埋立て地盤に適用した結果、観測記録と質点系モデル解析の対応から求めた地盤の各次減衰定数は、高次ほど小さい傾向が3種の地盤に共通して指摘された。

北沢、河村、萩尾⁴²⁾はこの高次減少型の成因の意味付けを行うべく観測記録よりバンドパスフィルターで各モードに分解し各モードの最大せん断歪を算出したが平均的な大きさには大差なく、1次におけるかなり大きな減衰値と高次減少型の原因は入力位相差等に

伴う側方への減衰効果やその他の要因に求めざるを得ないとしている。

安井⁴³⁾は表層地盤の下方に広がる硬質地盤を剛基盤と仮定する悪影響を取り除くための簡便な手法を提案している。すなわち表層地盤と下層硬質地盤との波動インピーダンス比に基づく外部粘性減衰を表層自身に与えることにより下方硬質地盤を剛と仮定した悪影響を除去できることを示している。外部粘性減衰は表層地盤の剛基盤に対する相対速度に比例する減衰であり、表層地盤の応答特性の比較から重複反射理論をよく近似していることが示されている。この手法によれば表層地盤の材料減衰を与えれば容易に高次減少型の減衰定数も説明することができると思われる。同様の研究として太田、丹羽ら⁴⁴⁾⁻⁴⁵⁾は散乱波と定義して質量比例減衰を土柱側面に付加して高次減少型の減衰特性を説明している。さらに河村、大石⁴⁶⁾は減衰の高次減少型の原因が地盤の歪レベルや側方へのエネルギー逸散では説明できないことを指摘し、モデル底面からの逸散減衰であるとしている。そのため表層地盤の物性の把握だけでなく基盤のせん断波速度の評価にも注意を要すると結論している。北沢、河村⁴⁷⁾は軟弱地盤及び硬質地盤の地震動観測記録から地盤のモード減衰の高次減少型をマックスウェル型粘弾性モデルの部材減衰を仮定することにより良好な結果を得ている。越田、太田ら⁴⁸⁾は地盤内の波動減衰は材料減衰の他に、波動の散乱に関する減衰は質量比例の外部減衰で表現されるとして、表層地盤と基盤のインピーダンス比で表されるとしている。同様の研究として猪野、山田⁴⁹⁾は実地盤の減衰は、波動エネルギーの散乱、及び媒質の非線形性による2つの要素から成ると仮定し、減衰モデルは媒質の微小要素に対してマックスウェル型+履歴減衰型のモデルを提案している。これより、せん断土槽実験及び実観測記録に見られる地盤減衰の高次減少型を評価している。また、仲田、高橋ら⁵⁰⁾は鉛直アレー観測記録の表層と地中のフーリエスペクトル比と、履歴型の Q^{-1} ($Q^{-1}=2h$)、モデル化した Q^{-1} 、同定した Q^{-1} を用いて計算した地盤増幅率を比較して、履歴減衰を用いた場合、低振動数領域では観測を大幅に上回ることを示し、 Q^{-1} の高振動数領域で減少する傾向を示している。

本論文の第3章で上記の文献等に基づき、地中に入力する場合の表層地盤に与える減衰特性を表層と基盤のインピーダンス比から外部減衰係数を評価する提案式を述べた。

(5)波動論に基づく埋込み構造物の解析に関する検討

近年の解析手法の著しい進歩により、埋込みを有する構造物の地震応答解析手法として格子型モデルやFEMモデル等の手法以外のものが提案されている。その代表的なものとして薄層要素法および境界要素法がある。

薄層要素法は田治見、下村ら⁵¹⁾⁻⁵³⁾の提案によるもので、従来は基礎の運動は均質な半無限弾性地盤上にあるとして解析的に求めてきたが、成層地盤への適用と有限要素の利点を融合させて3次元弾性モデルを解析している。構造物を含む周辺地盤を円筒状の不規則領域として有限要素で置換し、その外側を層状領域により半無限に広がる地層を表現して、その境界の動的な力の釣り合いを満足させるものである。また田治見、下村⁵⁴⁾は3次元有限要素法の膨大な計算量を軽減する目的で地盤を基礎とその直下の土柱からなる部分と周辺部に分け、土柱にはTimoshenko Beamの関係式を適用し、周辺部には3次元波動方程式を適用し、両者の境界で応力と変位の連続性を考慮して接続している。

また、Shimizu, Yamamotoら⁵⁵⁾⁻⁵⁷⁾は薄層要素法における層状領域の定式化、不規則領域および鉛直境界領域行列（エネルギー伝達境界）の定式化、さらに実構造物への適用とシミュレーション解析結果につて述べ、薄層要素法が相互作用解析の手法として妥当であり、その適用範囲も広範囲であることを種々の数値例題で確認している。

さらに田治見, 泉川⁵⁸⁾⁻⁵⁹⁾は任意形状の基礎や基礎版の曲げ剛性などを考慮するときに便利なGreen関数法を適用するため点加振解を求めている。その結果、点加振を空間的に分布させて解くことにより、埋込み基礎～地盤系の動的相互作用における3次元弾性解析が著しく簡易化され、ここでは上下動の場合、水平動とロッキングの連成の場合について解いている。例題として埋込み構造物の上下加振実験（本論文の第6章に示す埋戻し前後の上下加振実験）に適用し、共振振動数に達していないが概ね振幅レベルは合っていることが示されている⁵⁹⁾。本論文の第4章で述べている薄層要素法はこの文献⁵⁹⁾にならって埋込み部分の地盤ばねを求め構造物模型の振動実験、地震観測の解析を行っている。また、田治見, 泉川⁶⁰⁾は3次元薄層法により、埋込み基礎の側面地盤剛性について実用式との対比を行っている。実用式として円形基礎を対象に地盤を水平にスライスして2次元板の解析から求めているNovak式⁶¹⁾と比較した結果、Novak式では側面ばねの実部は小さめに、虚部は大きめに求まることを指摘している。

有限要素法と並んで最近注目を集めている解析法の1つに、積分境界値問題を有限要素的な離散化によって近似的に解く方法⁶²⁾⁻⁶³⁾に基づく境界要素法（BEM）がある。村田, 高橋, 源栄, 釜田ら⁶⁴⁾⁻⁶⁷⁾は任意形状の地盤～構造物系の3次元静的問題および動的問題を解析する目的で、この境界要素法の考えを一般弾性体と半無限弾性体の問題に導入している。境界要素法による半無限静的問題への適用例として図1.3-3に示す埋込み矩形剛基礎の静的地盤ばねを求めている。その結果地盤の全水平ばねはほぼ深さに比例し、全回転ばねは深さの増加に対し放物線状に増加すること、および底面地盤ばねは深さにかかわらずほぼ一定となることを示している。また半無限動的問題については境界要素法の基本解と

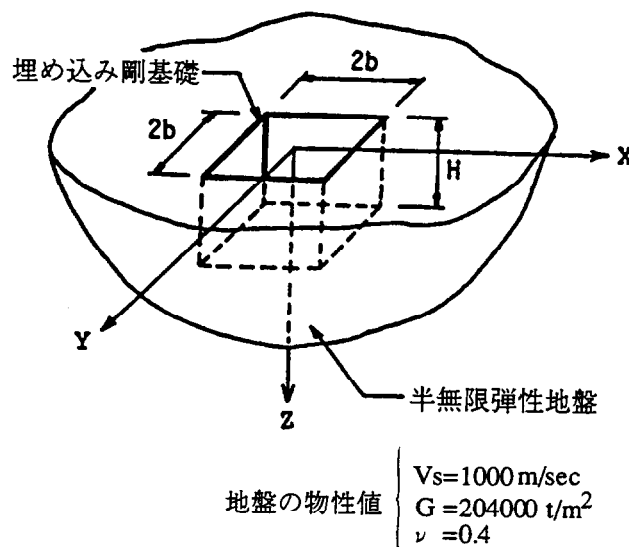


図1.3-3解析対象基礎および地盤⁶⁵⁾

しMindlin解の代わりにKelvin解の重ね合わせ解を用いた略算解の適用の妥当性を示し、この略算解による3次元埋込み矩形剛基礎の動的インピーダンスを基礎底面中心位置において求めている。その結果によれば埋込み深さが深くなるにつれて動的インピーダンスも大きくなるが地盤減衰の量も増えること、埋込み基礎では水平と回転の連成インピーダンスを無視し得ないこと、等が示されている。さらに同じ解析モデルに対して平面SH波入射問題に適用し、最大値を示すSH波の振動数が、埋込み深さおよび入射角度に依存することを指摘し、入射角度を変化させた時に生じるねじれを量的に把握している。中井、福和⁶⁸⁾⁻⁶⁹⁾は2次元地盤地表面上剛基礎および埋込み剛基礎の動的相互作用に境界要素法を用いて、2次元モデルに面外方向の波動逸散効果を取り入れたいわゆる擬似3次元の系に関して理論的な検討を行っている。ここでは2次元地盤の基本方程式に面外に速度比例型粘性減衰の項を加えることによって擬似3次元地盤に対する基本解を誘導している。速度比例型粘性減衰の擬似3次元効果は、その簡便さに比してかなり期待できるが、Rayleigh波の面外逸散を評価できないことにより基盤の影響を大幅に減じる効果があることを指摘している。ここでは構造物の基礎幅の2倍の位置に固定境界がある場合には半無限地盤と見なすことができるとし、FEM解析などのモデル化に際して1つの示唆を与えるものであるとしている。

M.Motosakaら⁷⁰⁾は埋込みを有する構造物を対象として3次元FEMと3次元BEMのハイブリッドモデルによる解析法を用い3次元動的解析を実施してきた。田中、成川、上野、源栄ら⁷¹⁾⁻⁷²⁾は軟岩に埋め込まれた実機原子炉建屋の振動実験結果⁷³⁾に対して上記ハイブリッドモデルを適用したシミュレーション解析について述べている。解析モデルは全体の1/4モデルとし構造物、埋土は3次元FEM要素でモデル化した。支持地盤は構造物、埋土との境界面において3次元BEMモデルに置換し、FEM節点と結合している。その結果、本解析法により高振動数領域に及ぶ共振・位相曲線をよくシミュレーションすることができ、解析法の適用性を確認している。さらに実験結果をより簡略なS/Rモデルで表現することを目的として、構造物を質点系でモデル化し側面部分の動的インピーダンスをNovakの手法により、基礎マット部分の動的インピーダンスをBEMにより算定する集約動的インピーダンスを適切に評価することにより実験結果を再現できることを示している。

本橋、渡辺、源栄、浦尾、釜田⁷⁴⁾は埋込みのある構造物の設計という観点から連成効果を適切に表現できしかもなるべく簡易なモデルの評価手法を提案するために、均質な地盤に深く埋め込まれた構造物を対象に、簡易モデル評価による動的インピーダンス特性、入力特性および応答特性についてBEM詳細モデルによる精解値と比較した結果を示している。図1.3-4に解析対象、簡易モデル、詳細モデルを示す。剛基礎への入力特性、動的インピーダンス（水平、回転）、構造物の重心位置と底面位置での自由地表面に対する応答倍率で比較して、埋め込まれた構造物と地盤との連成効果がある程度表現でき、実用的な解析モデルとして有効性を確認している。

関、栗本、石川、角田⁷⁵⁾は基礎周辺の埋戻し土、その周辺地盤及び基礎直下の地盤を全て境界要素でモデル化する境界要素法により埋込み剛基礎の動的インピーダンスを求め、3次元波動論から求めた基礎底面ばねと、Novakが提案する側面地盤ばねを組み合わせて解析する簡易解析法により求めた動的インピーダンスと比較検討している。その結果、埋

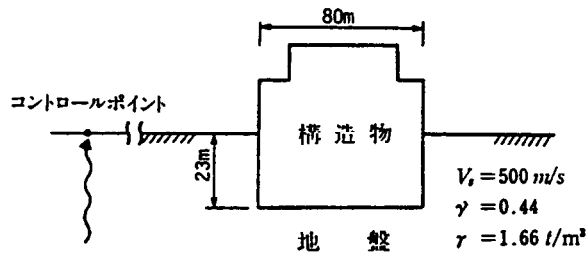


図1 解析対象

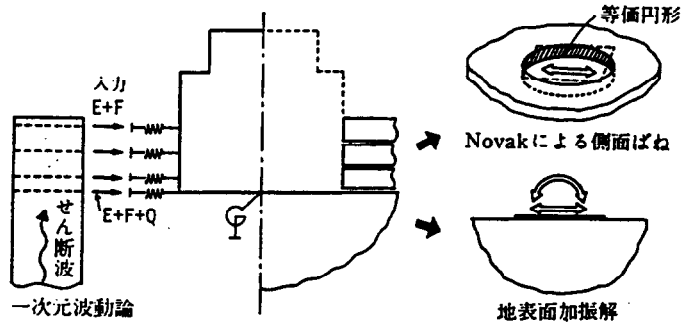


図2 簡易モデル

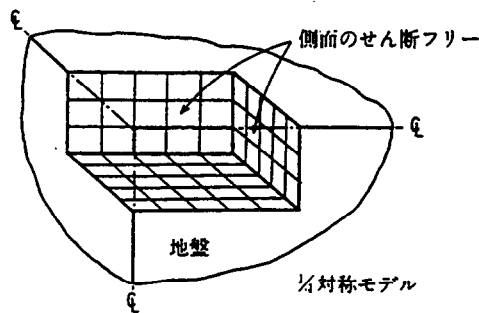


図3 詳細モデル (3次元BEM)

図1.3-4簡易モデル (S/Rモデル) と詳細モデル (3次元BEM) ⁷⁴⁾

土と支持地盤の剛性比が大きい場合には、簡易解析手法で動的インピーダンスをある程度評価可能としているが、剛性比が同じような場合には、側面ばねの実部が過少評価に、虚部が過大評価となる傾向を示している。同様の境界要素法による解析手法を用いて石川、関、栗本、角田⁷⁶⁾は埋込み構造物の底面ばねと側面ばねの分担割合について検討している。その結果、周辺地盤と支持地盤との剛性比が小さい場合には、側面ばねの分担割合が大きく、さらに、地表面基礎の地盤ばねを底面ばねにすると、3次元波動論による結果に比べて過大評価になることを指摘している。

1.3.2 地震時土圧の動特性に関する研究

埋込まれた構造物の地下壁に作用する土圧に関しては、実測も少なく実態はまだ明かにされていない。地震時土圧とは構造物の耐震設計の観点からすれば常時の静止土圧と地震時に生ずる増分土圧（壁面と周辺地盤との相対変位によって生ずる動的土圧）の和と考えるべきであろう。しかしながら、本論文では静止土圧と地震時増分土圧は解析手法のアプローチが大きく異なるため分けて扱い文献を整理している。

(1)地下壁に作用する静止土圧の実測に基づく検討

地下壁に作用する荷重としては、長期荷重としての静止土圧と短期荷重としての地震時動的荷重がある。山下，田中ら⁷⁹⁾⁻⁸⁰⁾は静止土圧の実測とシミュレーション解析について述べている。このなかでは埋込みのある構造物模型の埋戻し工事を行なう際に、埋土の密度及び含水比が一様となるように埋戻し方法を詳細に検討して実施している。埋戻しは3mの深さを12層に分割し25cmずつ砂をまき出し、転圧しながら締め固められている。このとき、埋戻し工事の進行に伴う地下壁側面の土圧分布の変化を実測している。転圧終了直後は地表付近の静止土圧がかなり大きくなっているが、時間が経過すると地表付近では静水圧分布となることが確認された。また、1日間の静止土圧の経時変化と外気温の関係について調べており、温度変化に影響があると思われる地表付近でのみ温度変化に伴って静止土圧が変動し、深くなるとほぼ一定であること、さらに1年間の静止土圧の経時変化では、外気温の変化に伴い静止土圧は深さによらず変動しているが1年経過したらほぼ元の静止土圧となっていることが報告されている。次に2次元平面ひずみFEMモデルをもちいて、測定された静止土圧分布のシミュレーション解析を行っている。解析は埋戻しがない状態を初期状態と考え、埋土にのみ自重を加える自重時解析で行っている。この結果によれば地下壁と埋土の間の摩擦、地下壁の変形、支持地盤の局部変形、さらに埋土の剛性やポアソン比が静止土圧に影響を与えていることを指摘している。

石村，野嶋ら⁸¹⁾はGL-36mまで埋め込まれた原子炉建屋において計測された常時土圧を示すとともに既往の慣用的評価法との比較を行っている。原子炉建屋は第三紀泥岩に岩着され地下壁は埋土に接する部分とその下部の地盤に接する連壁と構造物間に埋戻されたコンクリート材料部分とからなり、土圧計ならびに鉛直応力計で計測されている。埋戻し部の土圧・鉛直応力は、ともに深さ方向に増加する三角形分布であり、鉛直応力は自重応力の計算値より小さいが、土圧は慣用的評価式である $K_0=0.5$ とした分布に対応していた。このことから、埋戻し部の土圧は埋土自体の側方土圧であるとしている。連壁部においては、土圧・鉛直応力とともに深さ方向に減少する分布となっている。これは、ある一定幅の上載荷重をうけた連続体内応力と同様な分布であり、埋土の荷重が伝達したものと考えられるがその値は埋土による土圧値より小さく、地下壁に作用する常時土圧の主要因は埋土であると結論している。

(2)地中に深く埋込まれた構造物の地震観測における土圧の検討

深く埋込まれた構造物の地下壁の周辺地盤との動的相互作用を把握する目的で、地震時土圧もしくは振動実験による動土圧の計測は古くから行なわれている。三浦，佐藤ら

82)-84) は地震時の基礎根入れ部土圧と杭応力に関する動特性を把握するため下部加振である振動台を用いた模型実験を行なっている。実験結果によれば、地盤の固有振動数付近と構造物の固有振動数付近では基礎の動きに対する土圧の作用方向が逆になっており、地盤の固有振動数付近では土圧は基礎への加力（入力）側として作用し、構造物の固有振動数付近では支持（反力）側として作用していることが示されている。同様な研究として、飯場、水野、北川⁸⁵⁾が根入れのある構造物の周辺地盤の硬軟が土圧に与える影響を調べる模型実験を行なっており、同じ結論を得ている。

Kaizu N., Sugi T., Kuwahara H., Suzuki H. ら⁸⁶⁾は地中に埋設されたLNGタンク側壁で観測された地震時土圧に関する検討を行なっている。地震時の時刻歴波形の重ね書きで比較すると、地震時土圧は地下タンク側壁と周辺地盤との相対変位および間隙水圧に対して極めて高い相関があることが示されている。また相対する側壁の土圧の位相関係を把握するため、それぞれを縦軸、横軸にして軌跡を描くと第I象限から第IV象限まで変化しており、相対する側壁の土圧の位相が同位相の場合と逆位相の場合が存在することを示している。図1.3-5に相対する動的土圧の時刻歴波形と軌跡ダイアグラムを示す。

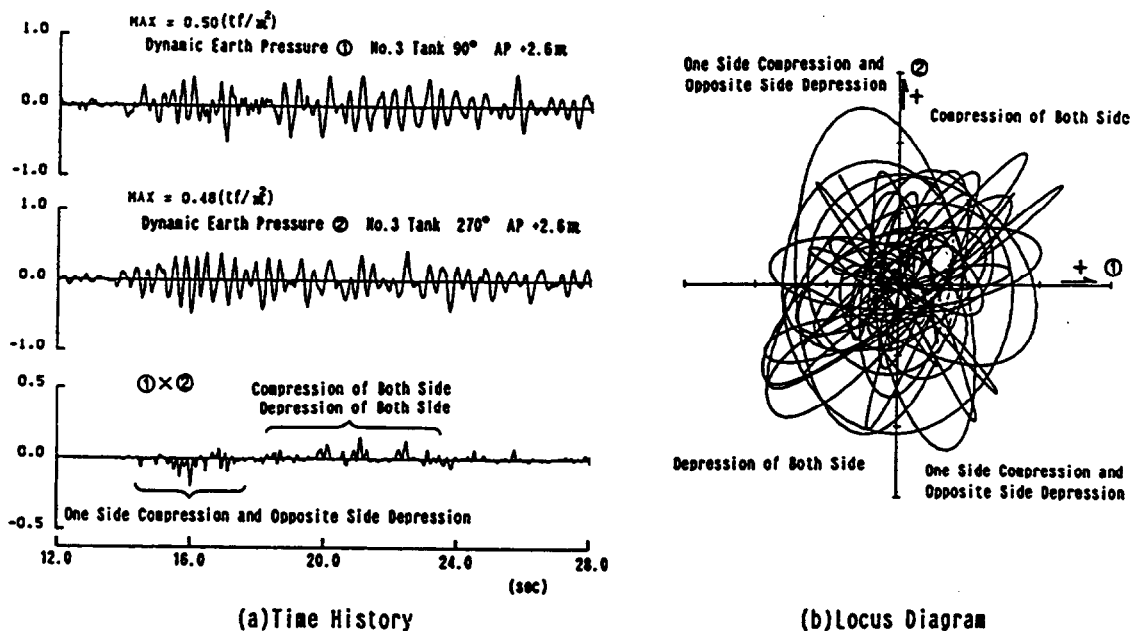


図1.3-5相対する動的土圧の時刻歴波形と軌跡ダイアグラム⁸⁶⁾

有泉、松本、国吉⁸⁷⁾⁻⁹⁰⁾は深い根入れを有する変電所構造物で観測された地震観測記録および連続地中壁の地震時の変動側圧記録の分析結果について述べている。この検討結果によれば、連続地中壁の地表レベル、基礎レベルでの地震時変動側圧記録およびそれらに対応した地盤レベルの速度記録について、各々の最大値で正規化したフーリエスペクトルを求めると、その形状は良い対応を示しており、定性的ではあるが地震時変動側圧と速度には良い相関関係があることを示している。また、相対する側壁の変動土圧を時刻歴波形の重ね書きとオービットで整理すると、地表付近での変動側圧の動きはほぼ逆位相に近い動き（圧縮－引張）を示し、基礎底面付近ではほぼ同位相（圧縮－圧縮、引張－引張）に

なる傾向があること、地表付近での地震時変動側圧の卓越振動数は、低振動数領域では地盤の応答特性に現れる振動数と良い対応を示すが、高振動数領域では地盤に対応した卓越振動数は現れず、ローパスフィルター効果が認められることを指摘している。

同様の研究として四ッ田，増田ら⁹¹⁾⁻⁹³⁾は同種地下構造物の連続地中壁に作用する変動土圧分布と加速度記録との比較・検討を行っている。地震観測は地下構造物内、近傍地盤（連壁より約10m, Near-Field）及び自由地盤（同約100m, Far-Field）の鉛直アレーで構成されている。支持地盤に相当するGL-40mからの加速度応答倍率は Far-Fieldで3倍程度あるが構造物内では1~1.5倍程度となり、地下構造物の埋込み効果が確認されている。静的な常時土圧に対する地震時変動土圧の比の分布はGL-40mで約30Gal程度の地震で地表面付近が80%、深さ10m以下で10%であることが示されている。また相対する地中壁に作用する変動土圧の位相特性ならびに高振動数領域における埋込み構造物のローパスフィルター効果については有泉，松本，国吉ら⁸⁸⁾と同じ結論を得ている。

廣田，石村ら⁹⁴⁾は前報⁸¹⁾に引き続き原子炉建屋の地震時の土圧の発生過程に関する検討を行っている。地震動による特性の差を確認するため、近傍地震と遠方地震に着目し、建屋地下外壁での加速度と土圧を比較している。加速度のフーリエスペクトルをみると遠方地震は低振動数成分が卓越し、近傍地震は高振動数成分が卓越しているのに対し、土圧ではいずれの地震も低振動数成分が卓越しており、土圧に関しては高振動数成分の影響が少ないことを確認している。したがって低振動数成分が卓越した地震では加速度が小さくても比較的大きな土圧が生じるとしている。廣田，石村ら⁹⁵⁾は同原子炉建屋において40m離れた地盤系列の加速度記録と構造物系列の加速度記録から算出された相対変位波形が土圧波形とよく一致していることを示し、これより観測された土圧波形の信頼性の確認および、地震時土圧が地盤と構造物の相対変位挙動に基づいて発生していることを実測で確認している。

杉本，菅原，大宮，鬼丸⁹⁶⁾は同原子炉建屋において1993年2月の能登半島沖地震で観測開始以来、最大の土圧記録が得られたことからこの地震について検討を行っている。構造物から40m離れた地盤系列の加速度波形で主要動部、後続動部が明確に確認でき、それぞれの時間帯でのフーリエスペクトルをみると主要動部では高振動数成分に明瞭なピークが見られるが後続部では全体に低振動数成分が卓越する傾向が顕著である。前者はS波がサイト直下から伝播した成分で、後者は表面波がサイトに到来した成分と推定がなされている。この傾向は土圧波形に関しても同じであり、特に後続部は低振動数成分が多いことに加え高振動数成分がフィルターされ低振動数成分がより強調されたスペクトルとなっていることが確認された。

鬼丸，菅原，杉本，大宮⁹⁷⁾は前報⁹⁶⁾に引き続き設計検討で用いられる2次元FEMにより地震時増分土圧の評価法について検討している。入力地震動はGL-100m、GL-300mの観測記録から求めた上昇波成分を平均して用い、構造物の加速度波形、加速度フーリエスペクトルで解析結果は観測結果と良く対応していることを示している。さらに土圧についても土圧波形、土圧フーリエスペクトル、土圧最大値分布等で良く対応する結果が得られており、地震時土圧評価法としての2次元FEMの妥当性が確認されている。

藤森，和泉，角田，安井⁹⁸⁾は地震応答解析において、構造物が地中に埋め込まれたり、

地震波が斜めに到来したり、表面波が卓越したりすると、基礎部分に入力される地震動と自由地盤の地震動は同じにならないため、入力地震動として有効入力地震動を考慮する必要があると指摘している。そこで剛構造物が地盤に及ぼす力と自由地盤における地震力の差が地震時の動的土圧であるとして、実構造物模型の地震時土圧波形を用いて入力地震動評価について考察し、構造物側面において両面圧縮・両面引張りの状態で地震力が作用する例を示し、それらの傾向が入力損失に関連する地震動特性を反映するものであることを示唆している。

(3)地震時土圧の評価法に関する解析的検討

文献⁹⁷⁾で原子炉建屋の地震時土圧が2次元FEMで評価できることが示されており、ここでは設計検討で良く用いられる2次元FEMにより地震時土圧評価法の検討例について述べる。田中、山下⁹⁹⁾⁻¹⁰¹⁾は幅80mの原子炉建屋について20m,40mの埋込みを有する浅埋め、深埋めの2種のモデルを想定し最大加速度と最大土圧の比較を行っている。浅埋めの場合、構造物側壁の最大加速度と最大土圧では分布形状が異なるが最大土圧を接する地盤のヤング係数で除した基準化土圧の分布は直線的となり最大加速度との相関が高いこと、深埋めでは埋土部分は浅埋めと同様であるが深い部分では異なる性状を示すとしている。そこで構造物の水平変位及び回転角、地盤剛性等のパラメータを導入して浅埋め、深埋めに共通に適用できるとした土圧評価式を提案し、動的解析結果による土圧に比べて安全側の値になることを確認している。

同様な研究として稲垣、中村¹⁰²⁾⁻¹⁰⁵⁾は原子炉建屋地下壁に作用する地震時土圧の評価法についてケーススタディーを行い、簡便な土圧評価式を提案している。解析はBWR建屋を対象に側方地盤の硬軟、埋土の有無、埋込み深さをパラメータとした2次元FEMの地震応答解析を行っている。その結果によれば地震時の増分土圧(P)の作用方向と構造物の慣性力(F)の作用方向は図1.3-6に示す2つに分かれ、(a)の場合を加力側増分土圧、(b)の場合を支持側増分土圧と分類している。特に、構造物の周辺地盤の硬軟によって加力側増分土圧となるか支持側増分土圧となるかは既に三浦、佐藤⁸²⁾⁻⁸⁴⁾や飯場、水

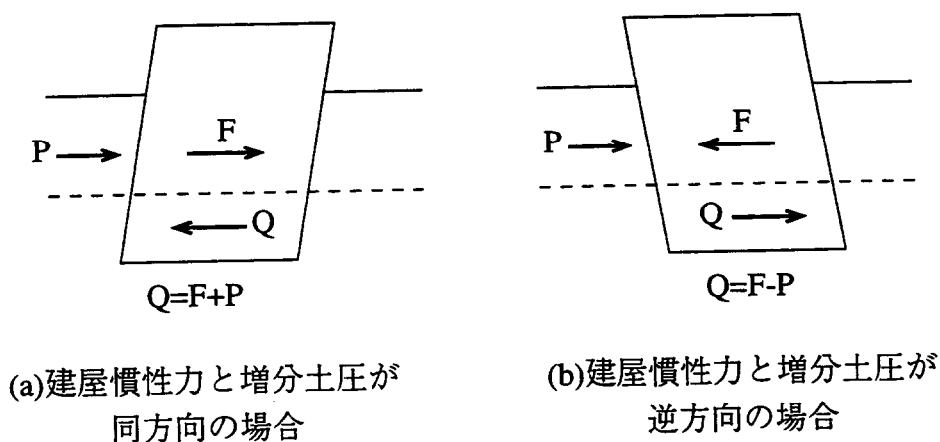


図1.3-6建屋慣性力と増分土圧の作用方向¹⁰²⁾

野、北川⁸⁵⁾の根入れのある基礎～地盤系の模型実験により確認されており、その結果とも整合している。それぞれの場合についてさらに詳細な検討を加えて加力側増分土圧ならびに支持側増分土圧の算定式を評価し、地盤一般部（表層地盤部及び埋土部分）の地震時増分土圧は加力側増分土圧算定式及び支持側増分土圧算定式を包絡した値とすること、また岩盤部については支持側増分土圧算定式を用いた値とすることを提案している。この簡便な土圧評価式の適用性を確認するため代表的なBWR、PWRを対象とした2次元FEMによる地震応答解析結果と比較して設定した評価式が安全側に対応していることから設計上実用的なものであるとしている。

(4) 構造物への入力地震動の位相差（斜め入射）及び多入力に関する検討

一般に構造物の設計に関しては、構造物の平面的な広がりに関係なく、地震時に地盤は同位相で動くことを仮定している。これは一様な地盤中を地震波が鉛直に上昇してきた場合であるが、地震波が構造物に対してある入射角を持っていたり、構造物周辺の地盤の特性のばらつきなどにより必ずしも一様入力であるとは考えにくい。本論文で検討対象としている地震時土圧で相対する側壁の値が同位相や逆位相となる現象が見られ解析的に一様入力では説明し得ないことが分かる。この現象についてはすでに文献^{86),90),93)}に示すように埋込みの深い構造物で地震時に観測されている。ここではこの現象を解析的に解釈するために、入力地震動の位相差及び多入力に関する既往の研究についてその概要をまとめる。山原¹⁰⁶⁾⁻¹⁰⁷⁾は十勝沖地震で学校建築のような平面的に大きな広がりを持つ構造物に被害が多かったことに着目し、余震を利用して構造物、周辺地盤の観測を行い構造物の基礎は同位相、等振幅で動くものではないこと、また構造物基礎の動きは周囲地盤の動きより必ず小さく、その差は地動の振動数が高いほど大きいという傾向を把握している。つぎに地動を調和波形と考え、構造物に対する地震入力として有効な成分を、地動の波長と構造物の長さとの関数として理論的に表し、この方法により実測地動から計算で求めた有効入力波形が、実際に構造物の基礎で観測された波形と良く類似していることを示している。さらに井口¹⁰⁸⁾は田治見による振動アドミッタンスあるいは小堀によるDynamical Ground Complianceを用いて円形または矩形基礎を持つ一層構造物に対してSH波が地表面とある角度で入射した場合の、構造物及び基礎の動特性を混合境界値問題として解いており、水平の場合を中心に論じている。この研究では入力は基礎下の地動を平均化したものと等価なものとしている。これに対し、T.Kobori,Y.Shinozaki¹⁰⁹⁾は円形基礎を持つ一層構造物に対して、SH波の斜め入射の場合の入力動を厳密に評価して応答解析を行っている。また、J.E.Luco and H.L.Wong¹¹⁰⁾は長方形基礎を持つ多層構造物に対して基礎の自由度を回転を含めた6自由度を考え高次振動まで評価している。このなかで対称な構造物においても入射角を持つSH波による振れやレーリー波の入射によるロッキングの卓越が生ずることが指摘されている。一方、地震波は基盤から上の成層性を考えると、表層近くでは鉛直に近い入射角になるといった議論もあり、広がりのある基礎に斜めに入射することによる入力損失とは別に、入力損失を空間的にばらつきのある鉛直入射地震波により、説明しようとする試みがJ.E.Luco and H.L.Wong¹¹¹⁾によりなされている。

以上の文献は構造物をほぼ剛体として扱い、斜め入射によって生ずる位相差入力が構造

物の応答特性に与える影響について論じている。しかしながら平面規模の大きな構造物への入力には構造物基礎の各点において異なっていると考えた方がより現実的であろう。太田、足立、越田、稗圃¹¹²⁾はローム、粘土からなる10~20mの表層に覆われた第三紀中新世の岩盤 ($V_s = 700\text{m/s}$) において、互いに400mから600m前後離れている平面アレー地震観測を行っている。この岩盤上の3測点の応答スペクトルを比較して2秒以上の低振動数では各測点のスペクトルは良く一致するが高振動数領域では測点による差異が大きいことを示している。桜井、高橋、栗原、矢島¹¹³⁾はパイプライン・長大橋梁・大火力発電所など地表に沿って広がりをもつ大型構造物は、地震時に煙突・高層ビルとは異なった挙動を示すことが予想されるとしている。それは、長大構造物は地表面に沿い2次元的な広がりをもっているため、地震時に構造物各部で異なった地震力を受けると共に、慣性力的な力のみならず地盤変形による力を受けるとし、変位多入力系としての構造物の地震応答解析と地震入力について考察している。しかしながら多入力系の強制変位で与えられる場合、構造物の応答を求めるためには入力波の加速度・速度・変位波形を知る必要がある。通常地震観測においては加速度計によることが多く、加速度・速度・変位を同時観測することはまれである。とくに過去に得られた加速度記録から速度、変位を求めるには数値積分によることが多いが、記録計の誤差やデジタル化する際に生ずる誤差等多くの問題がある。中村、多賀、松岡¹¹⁴⁾は地動が基礎の各点で異なる構造物の応答解析を行う場合のとくに入力地震動の精度について考察している。

地震時の相対する地下壁土圧の位相特性の検討には斜め入射の影響を考慮する必要がある。また地震時土圧の実測記録を再現するためには構造物と周辺地盤を詳細にモデル化する必要がある。このような条件を満たす解析手法として構造物の埋込みや周辺地盤の不整形性が考慮でき、さらに土圧評価のための地下壁に接する地盤のモデル化が容易な有限要素法 (FEM) と無限境界からの波動入力が容易な境界積分方程式法 (BIEM) または境界要素法 (BEM) を結合したハイブリット法は有効な解析手法であると言えよう。FEMによる解析では無限境界の処理が問題となり、またBIEMやBEMの場合には無限境界の問題は解決されるが不均質な媒体の解析には不向きである。三田、高梨¹¹⁵⁾⁻¹¹⁶⁾はそれぞれの欠点を補い、かつそれぞれの長所を生かすことのできる解析手法としてFEMとBIEMとの結合解法すなわちハイブリット法を提案し、埋土のある構造物に適用している。同様な研究として佐藤、福和、中井¹¹⁷⁾⁻¹¹⁸⁾はBEMとFEMの結合解法を提案し、入射波として正弦P波、SV波、SH波を与えた不整形地盤の応答特性について考察している。また、田中、成川ら¹¹⁹⁾⁻¹²⁰⁾はFEMとBIEMの結合解法を用いて、主に埋込み深さをパラメータとした剛基礎への入力地動と地盤の動的インピーダンスについて検討している。剛基礎への入力地動は入射角による影響が大きく、地盤の動的インピーダンスは埋込み深さの影響が大きいとしているが、水平動と回転動では影響の度合いがかなり異なることを示している。

1.3.3地震時における構造物上下動特性に関する研究

上下地震動による構造物の地震荷重は、通常、自重の1/3以下と考えられ、耐力に余裕があるとされており、このような観点から上下動に関する研究は多くない。しかしながらスパンの大きい構造物の床板や屋根の上下応答など、上下地震動による影響が無視できない構造物もある。また原子力発電所施設のように重要機器を含む構造物の耐震設計においては、水平地震力のみならず上下地震力の把握は重要な課題である。

(1)上下地震動と水平地震動の特性に関する検討

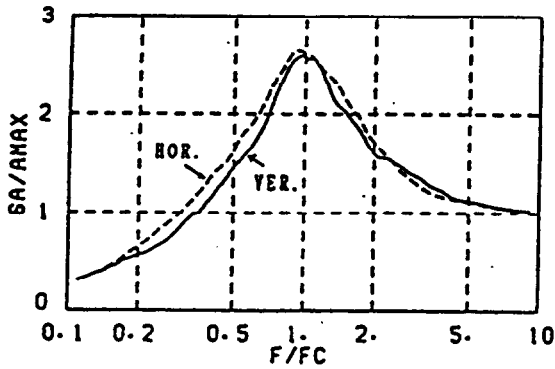
地震動の特性として、一般に最大加速度、応答スペクトル特性、継続時間を含む包絡関数の3要素が挙げられる。ここでは検討の蓄積が多い水平動の最大加速度、応答スペクトルに対する上下動の比について論じた文献を整理した。

石田、渡部、大崎¹²¹⁾⁻¹²²⁾はSMAC型強震計記録の上下動最大加速度 A_V と水平最大加速度 A_H の比 A_V/A_H を確率変数として上下動成分の振幅に影響を及ぼす要因の分析を行っている。この結果、振幅比 A_V/A_H はマグニチュード M 、震央距離 Δ 、震源深さ H の違いによる変化が少ないことから上下動最大振幅を水平動最大振幅に対する比率で考えることができるとしている。また、上下動成分に影響を与える要因のうち、表層地盤への入射角が上下動・水平動の応答倍率に対し入射S波の方が入射P波の場合より大きいことを指摘している。

渡部、藤堂¹²³⁾⁻¹²⁵⁾は水平動に対する上下動の速度応答スペクトルの各振動数での比の平均値は0.15秒より短い振動数では2/3以上となり、特に0.05秒以下では、その比は1に近い。0.15秒から1.5秒の振動数範囲ではほぼ0.45の値をとるとしている。また、地震動の主軸の概念を用いた3次元模擬地震動の作成法について検討し、実地震動の位相を用いることにより実地震動の様相を呈した波形を作成し得ることを示している。

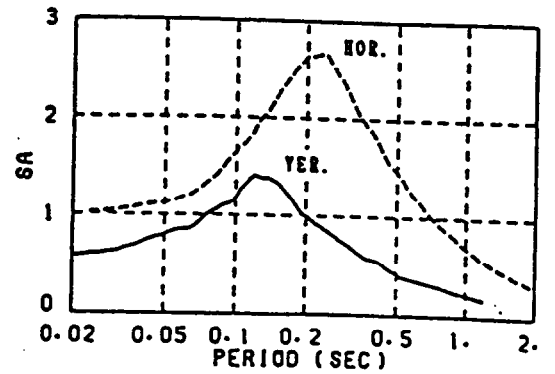
稗圃、太田ら¹²⁶⁾⁻¹²⁸⁾はP波からS波の到達までをP-S部分、S波到達以降をS-C部分として各々の水平・上下最大加速度を整理し、S-C部分では上下動と水平動の最大振幅比はほぼ1.0以下であるが、上下動のP-S部分と水平動のS-C部分の最大振幅比が1.0以上となるのは震央距離が50km以内で水平最大加速度が10Gal以下の地震に見られている。大川、二木、山内¹²⁹⁾は砂礫の堆積が厚い地盤における鉛直アレー観測（最深部GL-60m）の約200個の記録により地震動の増幅と上下・水平比率の検討を行なっている。最上部と最深部の記録から最大加速度振幅の増幅は上下動よりも水平動の方が大きいこと、また上下/水平の比率は深部データの方が大きいことが示されている。応答スペクトルについても振動数領域で見ると全体的に水平動が上下動を上回っているが、極高振動数では上下動が水平動を上回っている。

以上の文献の内容は、主として観測記録から水平地震動に対する上下地震動の比を最大加速度や応答スペクトルから求めるものであった。これに対し渡部、千葉、藤堂、福沢¹³⁰⁾⁻¹³¹⁾は米国の震源近傍記録を用いて水平地震動と上下地震動のスペクトル形状の比較を行なっている。用いた記録は11地震の61記録で、上下地震動は水平動の主要動部に対応する時間区間に限っており、最大加速度の上下動と水平動の平均的な比率は0.53となった。減衰定数5%の正規化加速度応答スペクトルで検討したところマグニチュード、距離およ



9A(f/fc) の平均スペクトル

図1.3-7 周期・振幅を規準化した水平地震動
と上下地震動の平均応答スペクトル ¹³¹⁾



平均的な上下動と水平動の
SA(T) の関係

図1.3-8 水平地震動と上下地震動の
平均応答スペクトルの関係 ¹³¹⁾

び地盤種別の依存性は認められない。そこで、61記録の上下成分、水平成分各々について振動数毎に平均スペクトルを求めると上下のピーク振動数は水平のピーク振動数のほぼ2倍であることが示されている。この振動数は地盤の卓越振動数に対応すると考えられるが、この値が1となるように振動数をずらし水平と上下の平均を求めて重ねると、図1.3-7に示すようによく一致することが分かった。これより、上下地震動として水平地震動と独立に考えていた記録が振動数と振幅を正規化すれば類似のスペクトル形状となることが示され、また、上下と水平のピーク振動数の比はせん断波速度 V_s と縦波速度 V_p の比に近いことから、データの豊富な水平動のスペクトル形状が分かれば上下動の推定が可能であるとしている。図1.3-8に平均的な水平動と上下動の応答スペクトルの関係を示す。

横田, 柴, 岡田, 片岡¹³²⁾はせん断波速度 V_s が500m/s前後の硬質な地盤中で得られた震央距離100km以内を震源とする51地震の上下動記録を選びマグニチュードMと震源距離Xによる重回帰分析を行い上下動応答スペクトルを求め水平動と比較している。上下動の応答スペクトルは、全体的に水平動の約1/2~1/3程度であり、周期1秒以上ではその差が大きくなることを示している。植竹, 菅原, 大島ら¹³³⁾⁻¹³⁵⁾は地震基盤から地表に至るまでの鉛直アレー観測記録を用いて上下地震動に関する地盤増幅特性について検討を行なっている。その結果によれば、上下地震動は上下方向に伝播するP波の影響が大きく、地震基盤から地表までのスペクトル応答倍率はP波の鉛直入射による1次元波動論の応答倍率と良い対応を示すことが示された。また、基盤位置での直達S波初動以前、以後での上下地震動のパワーを比較すると直達S波初動以前のパワーは以後に比べて小さいことが分かった。すなわち、上下地震動で対象とするP波は震源からの直達P波ではなく、直達S波以後に現れるP波とすべきであろう。以上のことから、水平地震動と上下地震動の差は入射したS波がS波のまま伝播するか、P波に変換されて伝播するかの差であり、加速度最大値やスペクトル振幅の違いは、地震基盤での変換の割合と表層地盤の応答特性に依存すると考えられる。

このように上下動の主要動は、震源から伝播してきたS波の走時に近いことが分かる。渡辺, 佐藤ら¹³⁶⁾は厚い堆積層が存在する場合このS変換P波が水平主要動よりも速く到

達し、上下動成分をより複雑にしているとして、簡単な波線理論に基づく走時解析を行ない主要動の立ち上がり部分を形成する波に関する考察を行なっている。同様な研究として野畑，若松，安井¹³⁷⁾は首都圏内の観測点でS変換P波と水平主要動部分の時間差について検討し、約1～2秒程度であること、またこの時間差はサイト直下の地盤構造を反映したものと考えP S検層結果との比較を行ない良く対応していることを述べている。

(2)原子炉建屋の上下動応答解析モデルに関する検討

原子炉建屋は、耐震安全性の観点から一般の建築物に比較して極めて厳しい条件のもとで耐震設計が行なわれており、十分な耐震安全余裕度を有している。しかしながら上下動に関する検討はあまりなされていない。千葉，藤堂ら¹³⁸⁾⁻¹⁴⁰⁾はBWR型原子炉建屋を対象に地盤と構造物との動的相互作用効果及び基礎版の剛性評価による影響について解析的に検討している。合理的かつ簡易なモデルを策定するため、基本となるモデルとして基礎版の柔性を考慮したFEMモデルを設定し、波動論から得られる動的インピーダンスで評価した質点系モデルと比較している。さらに動的インピーダンスを簡略化した解析モデル（例えば実部・虚部が一定）が上下動応答解析モデルとして使用可能であるかを検討している。その結果、原子炉建屋の応答値を対象とする場合にはかなり単純化したモデルでもその応答性状を把握することは可能であるが、床応答スペクトルを対象とする場合には基礎版の柔性を考慮しさらに基礎版の変形性状に影響を与えると考えられる構造体をモデル化する必要があるとしている。同様の研究として加藤，内山ら¹⁴¹⁾⁻¹⁴²⁾がBWR型原子炉建屋の上下動について構造物～地盤連成系の動的インピーダンスの振動数依存性と基礎版の変形を考慮した解析により、ほぼ同様な結論を得ている。また、PWR型原子炉建屋を対象に基礎版の剛性評価について詳細な検討を行なっている研究として田中，戸村，山本，村野¹⁴³⁾が剛基礎モデル、分割基礎モデル、FEM基礎モデルを設定し、構造物をPCCV，I/C，E/Bの3本棒でモデル化した解析を行なっている。解析モデルは対称性を考慮して使用済燃料プール側の1/4部分をモデル化範囲としている。剛基礎モデルは基礎版を1質点の剛体、FEM基礎モデルは面外変形の考慮できる平板要素、分割基礎モデルは構造的に独立しているPCCV，I/C，E/Bに対応して3つのブロックに分割している。いずれも地盤ばねは波動論に基づく周波数依存ばねとしている。基礎版剛性の評価の違いによる地盤に対する上下伝達関数を比較した結果、PCCV頂部及びI/Cの床スラブのピーク値は基礎版柔性を考慮した方が小さくなっている。また、上下応答の影響が最も大きいと考えられる鉄骨屋根スラブは、基礎版のモデル化の違いによる影響はなかった。

基礎柔性の影響について古和田，前田，松村，政尾¹⁴⁴⁾はPWR型原子炉建屋の上下動地震観測シミュレーション解析で基礎柔性考慮の有無を比較し、低振動数領域では殆ど差はないが25Hz以上の高振動数領域で基礎柔性を考慮した場合は観測記録をよく再現できるとしている。

(3)原子炉建屋の地震時上下動に関する検討

原子力発電所は、その重要性から動的解析を取り入れた設計が行なわれているが、上下方向の地震動については、観測記録が少なかったことなどにより、現在に至るまで安全な

評価となるように策定した静的地震力による設計が行なわれている。しかしながら、近年における原子炉建屋の地震観測データの蓄積と解析技術の発達により、上下動の設計にも動的解析を取り入れて合理化を図ろうとする気運が高まっている。以下において地震記録に基づく上下動の検討について述べる。

稲垣，真下ら¹⁴⁵⁾はBWR型原子炉建屋ならびに地盤で観測された46地震の振動数分析により構造物～地盤連成系の卓越振動数 $f_1=3\text{Hz}$ ， $f_2=13\text{Hz}$ ， $f_3=18\text{Hz}$ を得ている。1次は動的相互作用に関係した固有振動数であり、2次が耐震壁の軸伸縮に関係した構造物の1次に相当する振動数、3次が構造物頂部の増幅が顕著で基礎とは逆位相となるモード形状を示す振動数であることが確認されている。真下，中村ら¹⁴⁶⁾⁻¹⁴⁷⁾は同構造物の主要耐震壁(O/B, I/B, S/W)とペデスタルを独立にモデル化した質点系の4本棒モデルと、それらを1本に集約した1本棒モデルで地震記録のシミュレーション解析を行なっている。その結果、主要耐震壁間の連成効果等、詳細な検討を行なうためには4本棒モデルのようなモデル化を行なう必要があるが、構造物全体の上下動特性を把握するには、主要耐震壁を1本に集約した簡易な解析モデルで十分であるとの結論を得ている。本文の解析では埋込みを考慮していないが、渡辺，渡部，加藤，松下¹⁴⁸⁾はBWR型原子炉建屋を対象として、埋込み効果を評価した上で観測記録に基づく地震応答解析を行ない、上下方向における解析方法について検討している。地盤の解析モデルは、基礎を面積等価な円形に置換し軸対称FEMにモデル化している。埋込み剛基礎で側面地盤考慮の有無、地表面剛基礎の3ケースで動的インピーダンスと地表面に対する入力動で比較したが基礎の側面の影響はあまり大きくないことが分かった。また動的相互作用を考慮した解析モデルは観測記録と比較的良く対応することも確認されている。

田辺，真下，兼近，佐藤¹⁴⁹⁾⁻¹⁵⁰⁾は硬質岩盤に支持されたBWR型4プラント、硬々質岩盤に支持されたPWR型2プラントの地震観測記録を対象として、同一の解析手法を用いた上下動のシミュレーション解析を行なっている。解析モデルは構造物部分の剛性を主要壁の上下方向軸剛性で評価し、動的インピーダンスは振動アドミッタンスの理論解としている。ここでは、構造物の埋込み効果は考慮していないが最大加速度、振動数特性に関して概ね観測記録を模擬できることが分かった。そこで、谷本，田辺，柏崎，石崎¹⁵¹⁾は上記6プラントの中で埋込みが最も深いプラントを対象に埋込みを考慮したモデルと無視したモデルを用いて上下地震応答解析を行い埋込み効果について検討している。解析モデルは擬似3次元FEMモデルと簡便な上下ばねモデルの2種類とし、上下ばねモデルは基礎底面以深の地盤を成層補正し、基礎底面は振動アドミッタンス理論、側面はNovakの方法によりばね評価している。入力に対する構造物頂部の応答倍率、構造物の最大加速度分布、構造物頂部の加速度応答スペクトル等で比較すると埋込み有無の差は小さいことが分かった。さらに以上の結果を考察するため均質な地盤中に埋込まれた無質量剛基礎の水平と上下方向の動的インピーダンス及び有効入力を求め、埋込みの無い剛基礎と比較した結果、水平については埋込み有無の差は大きいですが上下では変化が少なくシミュレーション結果と整合していることが確認された。

久野，本橋，水野ら¹⁵²⁾⁻¹⁵⁴⁾はBWR型原子炉建屋と周辺地盤で観測された地震記録について地盤系及び構造物系の解析で得られた知見に基づき構造物～地盤連成系の上下動シ

ミュレーション解析を行っている。解析モデルは構造物を質点系、地盤を底面振動アドミッタンス理論、側面Novakばねで評価し、また、地盤の切り欠き効果を考慮するため構造物周辺地盤モデルの構造物基礎版下端位置の軸応力を基に評価した切り欠き力を考慮している。解析結果は最大加速度、加速度時刻歴波形、加速度応答スペクトルとも概ね観測記録を再現している。

古和田，松村ら¹⁵⁵⁾はPWR型原子炉建屋の地震観測記録を用いて水平動入力によるロッキング振動が上下動応答に及ぼす影響について検討している。上下動入力のみでの応答及び水平動によるロッキング上下動と上下動入力による上下動を合成した応答を時刻歴波形ならびに基礎の上下動に対する応答倍率で比較している。その結果によれば、剛基礎による上下動入力のみでの応答で大略的な振動性状は説明できるとしている。

西山，杉山，柏崎¹⁵⁶⁾は原子力発電サイトの地震観測記録を用いて水平応答と上下応答による組合せ法の検討を行っている。水平及び上下地震動により構造物部位に生じる最大の応答応力を組合せて構造物の断面設計を行う場合、組合せ法としてSRSS法及び組合せ係数法がある。ここでは1質点系モデルに対して水平・上下同時入力の応答解析結果とSRSS法及び組合せ係数法（係数值0.4）を比較しSRSS法及び組合せ係数法は平均的に約1割程度同時入力より大きく、ほぼ同時入力の最大値を模擬できるとしている。

第2章 振動実験による埋込み効果の評価

2.1 はじめに

深く埋込まれた構造物の地震時動的相互作用特性を把握することを目的として計画された振動実験及び地震観測による一連の実験的研究は大別して次の3項目からなる。その全体概要を図2.1-1に示す。

- ① 構造物周辺の埋戻し前の強制振動実験
- ② 構造物周辺の埋戻し後の強制振動実験
- ③ 構造物及び周辺地盤の地震観測

強制振動実験は構造物周辺の埋戻し前後で行ない、その実験結果を比較検討することにより、構造物におよぼす埋込みの影響を調べるとともに、引き続き実施する地震観測で得られる記録の解析・検討に供するための資料を得ることを目的として行った。埋戻し前振動実験は、構造物模型構築後約1ヶ月の養生期間をおき、2階床に起振機を設置して強制振動実験を行った。その後埋戻し工事を行い、再度埋戻し後の振動実験を行った。

第2章では、はじめに実験的研究を行う前提条件となる敷地地盤の概要と地盤調査結果、構造物模型の構築、埋戻し工事について述べる。つぎに起振機による強制振動実験結果とそのシミュレーション解析結果について考察した。振動実験は水平、上下加振を行ったが、第2章では水平加振について述べ、上下加振結果とその解析は第6章で述べる。

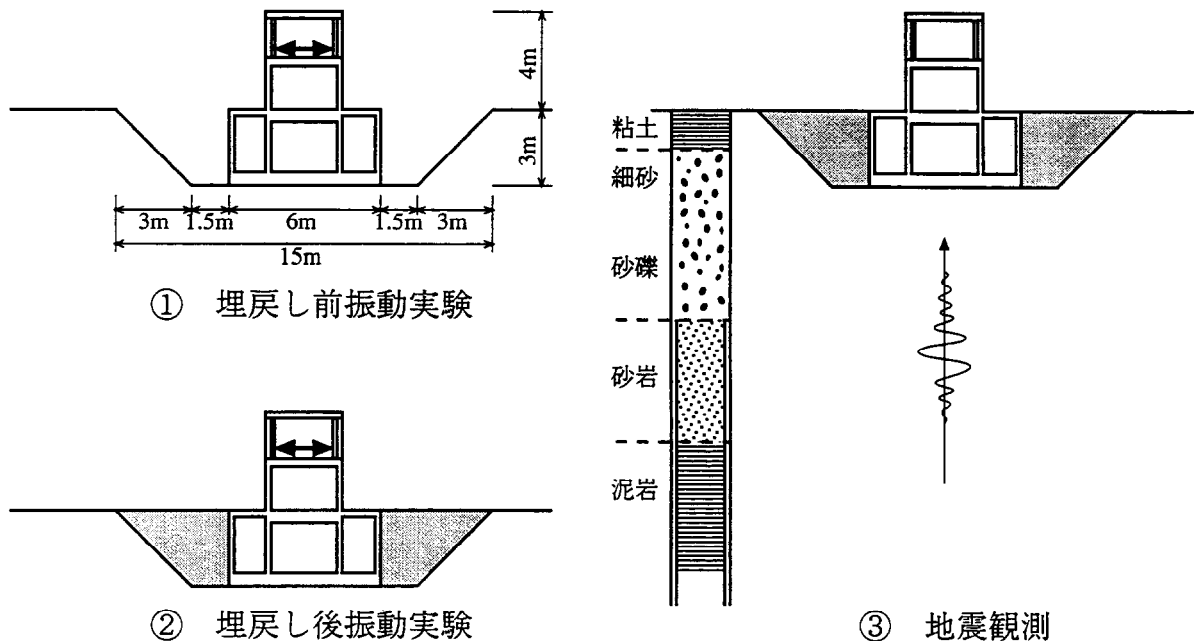


図 2.1-1 振動実験・地震観測概要

2.2 敷地地盤と地盤調査

構造物模型を用いた振動実験と地震観測を実施した敷地は、比較的地震多発地域である福島県南部の太平洋沿岸に位置する標高約+30mのほぼ平坦な台地である。構造物模型の構築に先立ち、当該敷地の地盤調査を行った。まずGL-35mまで調査ボーリングを行い、その土質柱状図に基づき構造物模型の位置、地震観測孔の位置、深さを決定した。表2.2-1にボーリング孔一覧を、図2.2-1に構造物模型位置とボーリング孔配置を示す。

調査内容と調査結果を以下に述べる。

2.2.1 調査内容

(1)調査ボーリング (No.1, No.1')

No.1及びNo.1'は地質調査用のボーリングであり、No.1孔はGL-30m、No.1'孔はGL-35mまで、1m毎に標準貫入試験を実施した。掘進完了後、No.1孔でP S検層を実施した。

(2)ノンコアボーリング (発破孔, No.2,3,4,5,6,7)

弾性波探査でP波を起震させる発破孔としてφ86mmのボーリングを実施し、硬質塩化ビニールパイプを孔底まで挿入設置した。φ147mmは地震計設置用であり、崩壊を起こしやすいため、掘進完了後、硬質塩化ビニールパイプを孔底まで挿入設置した。

(3)コアボーリング (No.8)

室内試験に供するためには、コア径は最低110mmを必要とするため、ダブル・コア・チューブの内径を120mmとした。そのため、外径を147mmとして掘進した。土質試験に供するため、本孔において砂礫層及び未固結砂岩層の不攪乱試料を採取した。

2.2.2 調査結果

(1)地形及び地質

調査地点は、標高約+30mの平坦な場所である。構成する地層は第三紀富岡層に属する泥岩と砂岩の互層及びその上部の堆積層よりなっている。調査孔 (No.1, No.1') 及びコアボーリング孔 (No.8) のコア判定による地層の詳細は以下の通りである。

図2.2-2に3孔のボーリング調査で得られた地質断面図を示す。地質断面から当該敷地はほぼ成層構造をなしていることが分かる。また地層境界はほぼ平坦であるため3孔を合わせた地質について述べる。深度数値は調査孔No.1を使用する。

ボーリング調査から得られた当敷地の地層は大別して第四紀に属する粘土層と砂礫層、及び第三紀に属する砂岩層、泥岩層に分類される。深度による分布状況はGL-0m～-1.6m間が粘土層、GL-1.6m～-8.6m間が砂礫層で第四紀に属するものである。GL-8.6m～-13.5m間が砂岩層、GL-13.5m～-21.0m間が泥岩層であり、以深はGL-30mまで砂岩と泥岩の互層をなしており第三紀に属している。

表 2.2-1 ボーリング孔一覧

孔番	孔径	掘進長	種別	記事
発破孔	86mm	3.0m	ノンコアボーリング	P波起震用孔
No.1	〃	30.0m	調査ボーリング	貫入試験併用調査孔
No.1'	〃	35.0m	〃	〃
No.2	147mm	23.5m	ノンコアボーリング	地震計設置孔
No.3	〃	13.5m	〃	〃
No.4	〃	8.6m	〃	〃
No.5	〃	3.0m	〃	〃
No.6	〃	4.0m	〃	〃
No.7	〃	9.1m	〃	〃
No.8	〃	30.0m	コアボーリング	土質試験用試料採取孔

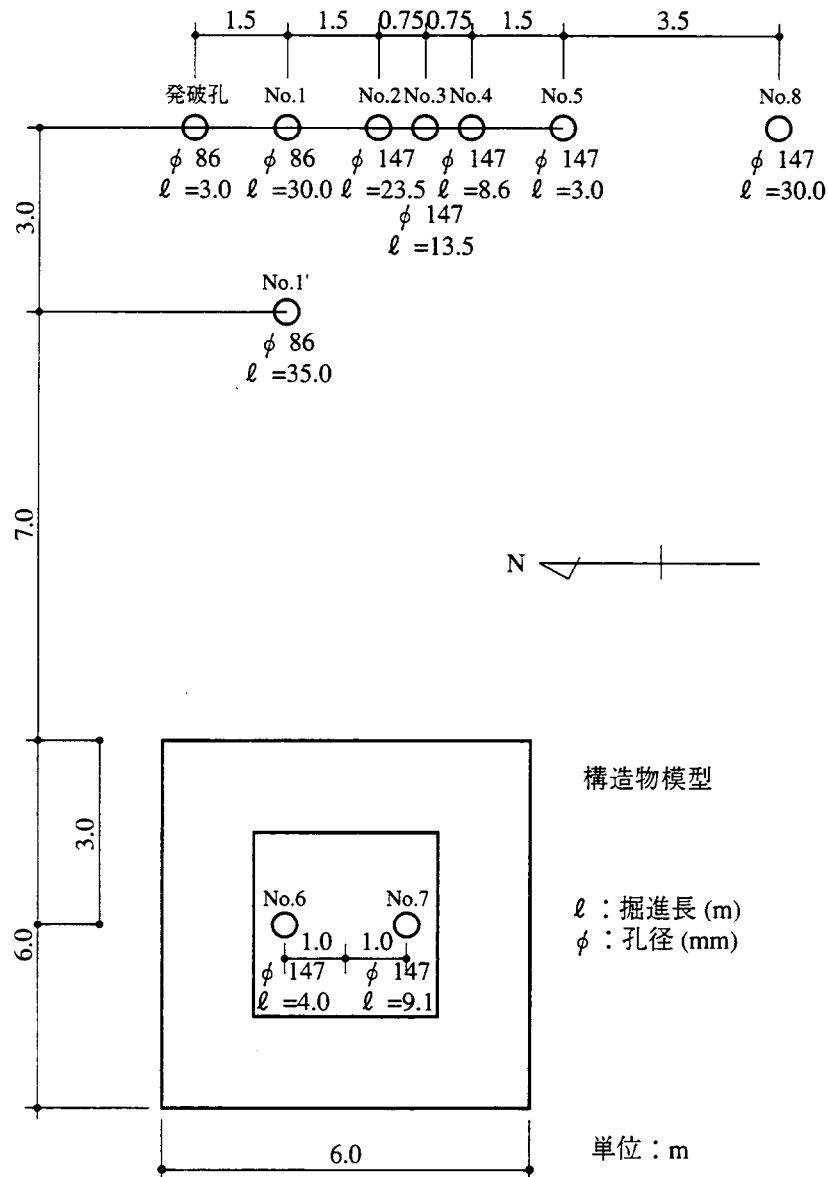


図 2.2-1 ボーリング配置

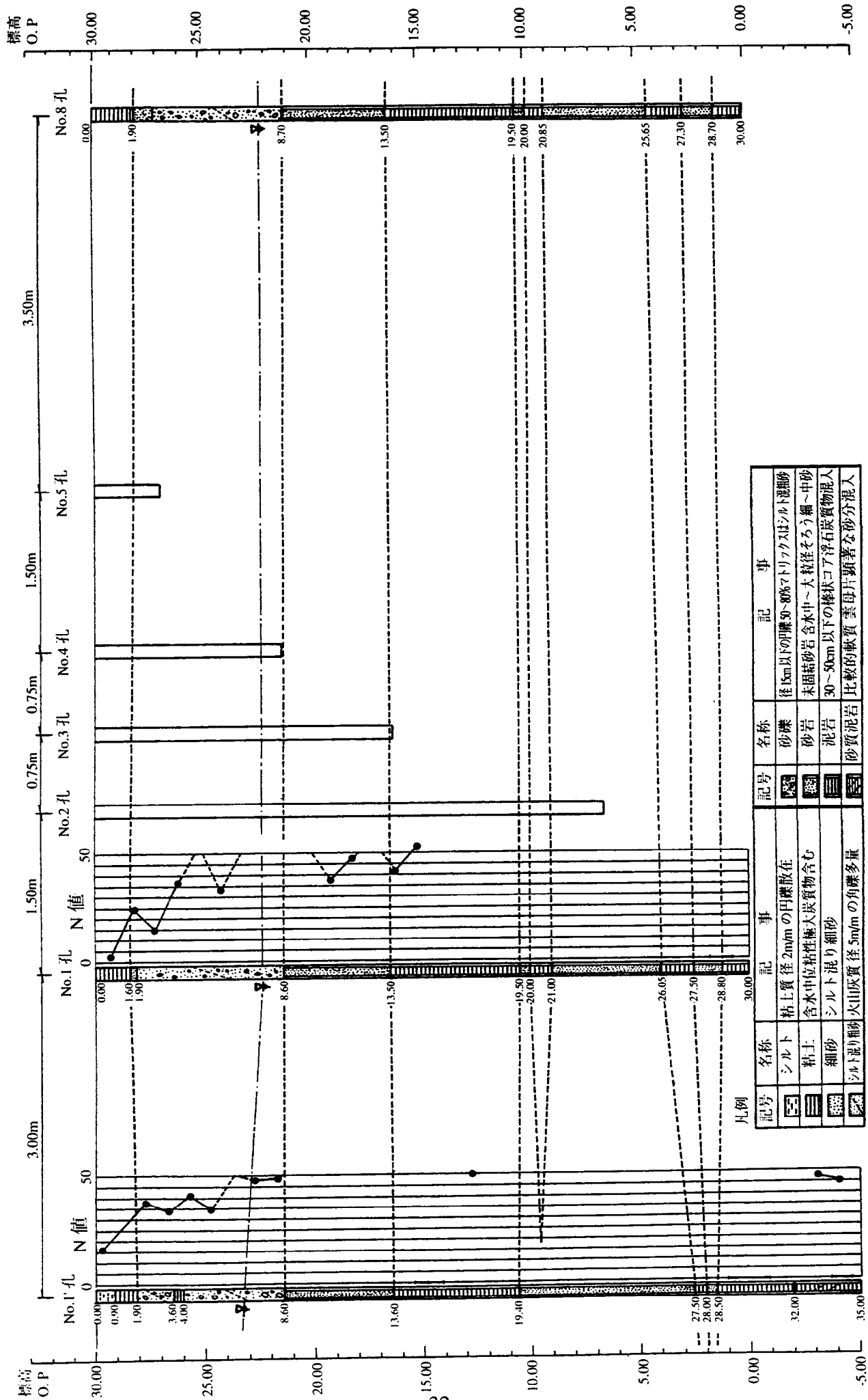


図 2.2-2 地質断面図

2) P S 検層

P S 検層の測定方法と測定結果を以下に示す。

a. 測定方法

地表面及びNo.1測定孔付近に掘削した発破孔内で弾性波を発生させ、測定孔内に設置した感震器で受震してその伝播時間を測定した。起震方法はP波測定とS波測定に分けて以下のように行った。測定概要を図2.2-3に示す。

P波：No.1測定孔より1.5m離れた発破孔内の深度2.8m及び18.3mでエアガンによりP波を発生させる。（エアガン：30～100kg/cm²の高圧空気を水中に瞬時に放出して、空気が水中で急膨張するときに弾性波を発生させる装置）

S波：No.1測定孔より2m離れた地表面に設置した板に、約400kgの荷重をかけ板の木口をかけやで強打して、板と地面の間にせん断応力をあたえS波を発生させる。

b. 測定結果

前項で示した測定結果を解析し、P波・S波の速度分布を求め表2.2-2に示した。図2.2-4にP S 検層結果にボーリング調査による土質柱状図、N値と共に示した。ポアソン比は次式により、P波速度及びS波速度より算出した。

$$\nu = \frac{(V_p / V_s)^2 - 2}{2 \{ (V_p / V_s)^2 - 1 \}} \quad (2.1)$$

ここで ν : ポアソン比
 V_p : P波速度
 V_s : S波速度

P S 検層結果によると、深度1.6mまでの粘土層では、P波速度が600m/sec、S波速度が170m/secであり、新期洪積世の粘性土によくみられる値である。深度1.6～8.6mの洪積世の砂礫層では、P波速度が600～1200m/sec、S波速度が190～400m/secで、上部と下部では大きな速度差がある。S波速度400m/secの値は洪積世の砂礫層によくみられるが、上部層の190～250m/secは洪積世のゆるい砂層にみられる値であり、砂礫層としてはかなり低い値である。ボーリング結果によると下部層程礫分が多くなっており、上部層と下部層の速度差は礫率の差による。深度8.6～13.5mの砂岩層では、P波速度が1200m/sec、S波速度が320m/secであり、洪積世中～前期の砂層にみられる速度であるが、第三紀鮮新世の富岡層の砂岩としてはかなり低い値である。S波速度の値からみればこの砂岩は古期洪積世の砂層に相当する。深度13.5～21.0mの主として泥岩よりなる層は第三紀鮮新世の富岡層に相当する層であり、P波速度が1600m/sec、S波速度が600m/secで鮮新世の泥岩層にみられる値である。深度21.0～30mの主として砂岩よりなる層ではP波速度が2000m/sec、S波速度が430m/secであり、P波速度は上部の泥岩層に比してかなり大きく鮮新世の砂岩・泥岩の層においては最大値に近い値である。

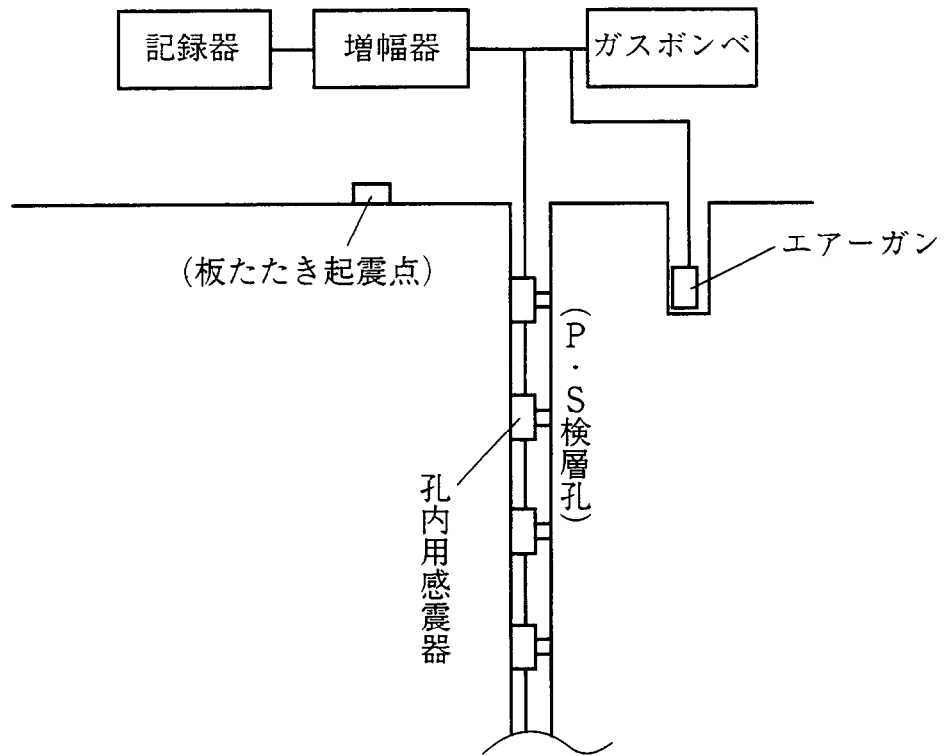


図 2.2-3 測定概要図

表 2.2-2 PS 検層結果

深度(m)	P波速度(m/sec)	S波速度(m/sec)	ポアソン比
0~1.6	600	170	0.456
1.6~5.0		190	0.444
5.0~7.0	1200	250	0.477
7.0~8.6		400	0.438
8.6~13.5		320	0.462
13.5~21.0	1600	600	0.418
21.0~30.0	2000	430	0.476

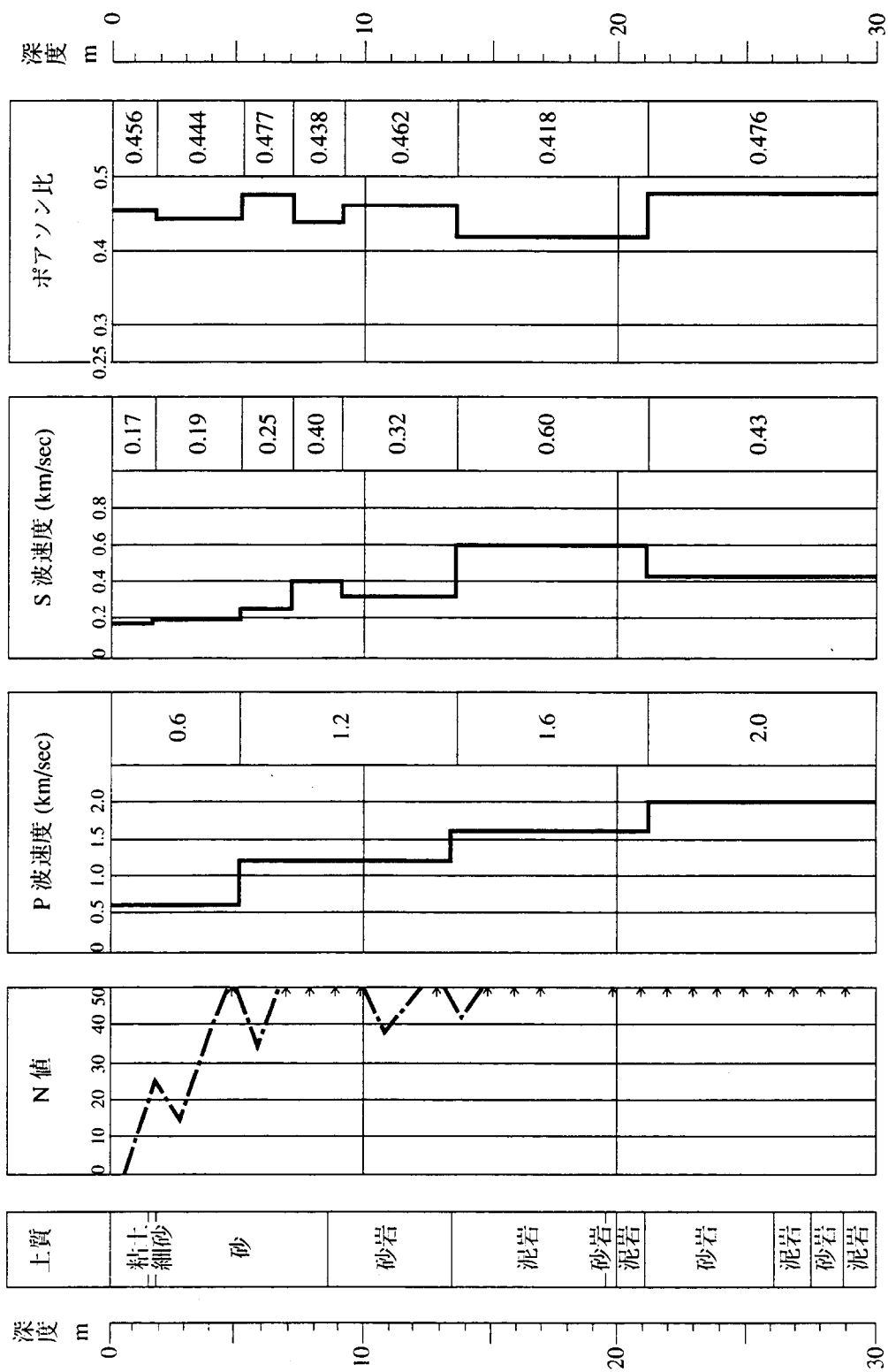


図 2.2-4 弾性波試験結果柱状図

2.3 構造物模型

図2.3-1に構造物模型を示す。その構造は、地下1階、地上2階の鉄筋コンクリート造構造物模型である。構造物模型の寸法は全体の高さが7mで、地下部は3m、地上部は4mである。構造物模型の平面は地下部が6m×6m、地上部が3.1m×3.1mの正方形で、ほぼ左右対称の構造物である。構造的には、地階と1階が壁式構造、2階は4隅でL字型柱によりR階スラブを支持している比較的柔な柱構造となっている。

この構造物を構築するにあたり、図2.3-2に示すごとく地盤を掘削した。根切り深さはGL-3mで根切り底の平面は9m×9mである。法面の傾斜は45度としており、地表部法肩平面は15m×15mとなっている。なお、構造物模型の総重量は約106tonでこれは掘削排土重量のほぼ60%にあたる。

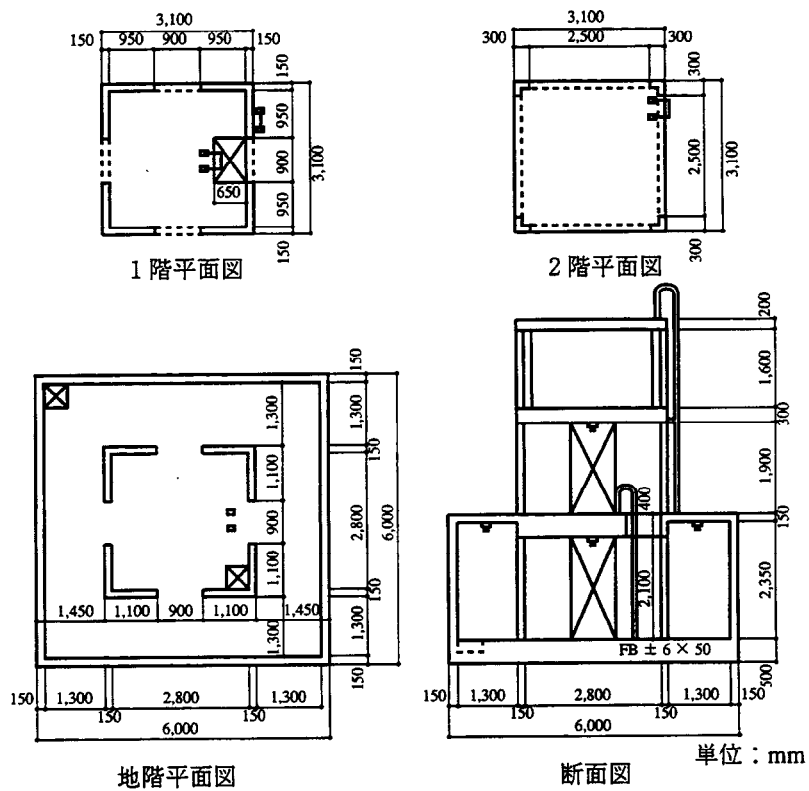


図 2.3-1 構造物模型試験体

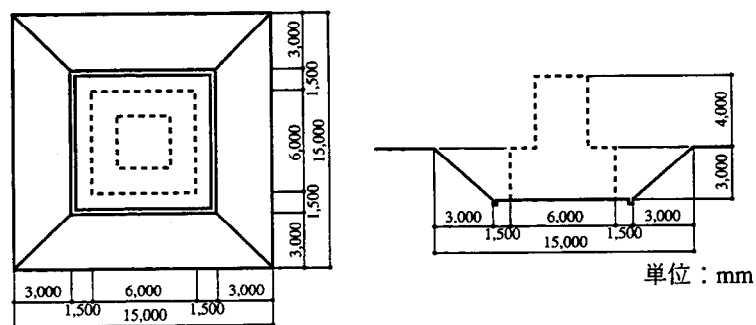


図 2.3-2 周辺地盤掘削状況

2.4 埋戻し工事と埋土地盤調査

2.4.1 埋戻し工事

埋戻し前振動実験終了後、構造物周辺の埋戻し工事を行った。埋土の物性は埋戻し後の振動実験結果に大きく影響し、さらに埋込みのある構造物の動的相互作用特性を評価する際の最も重要な物性の一つである。埋土を出来るだけ均質にするためには埋戻し材料自体が均質であることが望ましく、粒径のそろった川砂を使用し、振動ローラーで転圧した。図2.4-1の転圧土層数と土層厚に示すごとく、まき出し厚30cm、10層に分けて転圧した。振動実験時に、密度が変化しないように十分締め固めるが、埋土の剛性が地山の剛性を超えないようにした。施工管理は砂置換法で砂の密度を測定し、単位体積重量が一様になるように実施した。

2.4.2 静止土圧測定

静止土圧は埋戻し工事中から終了後まで地下壁側面に設置されている土圧計により、壁面に作用する土圧を計測した。各層転圧が終了した段階で土圧を計測し、図2.4-2に示すようにその値を●印で示し、●印の下に転圧層の番号を示した。埋戻し工事終了後の土圧性状は、おおよそ静水圧分布をしており、静止土圧係数 K_0 は0.4~0.5の範囲にあった。一方、理論的静止土圧係数は内部摩擦角 ϕ に応じて変化するJakyの式⁷⁾から推定される。

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2.2)$$

埋土の三軸圧縮試験によれば $\phi = 40^\circ$ であり、(2.2)式の値は

$$K_0 = 0.36 \quad (2.3)$$

となり、実測値は理論値より若干大きくなっている。

2.4.3 弾性波探査

施工後の埋土の剛性を評価するために、屈折法とP S検層の2種の弾性波探査を行った。屈折法の目的は、埋土の平面的な剛性分布の把握であり、P S検層は深度方向の剛性分布をより精度よく把握するためである。

屈折法による弾性波探査は24個のピックアップを0.5mピッチで直線上に配置し、図2.4-3に示すようにI~IVの4測線において測定した。測定結果は図2.4-4にP波・S波速度の断面として示した。

P S検層は図2.4-3に示す位置で行った。予め設置されていた塩化ビニールチューブの測定孔の中のGL-1m、GL-2m、GL-3mの各深度にピックアップを固定し、測定孔から1m離れた地表面で板たたきを行いS波速度 V_s の測定を行った。図2.4-5に結果を示した。

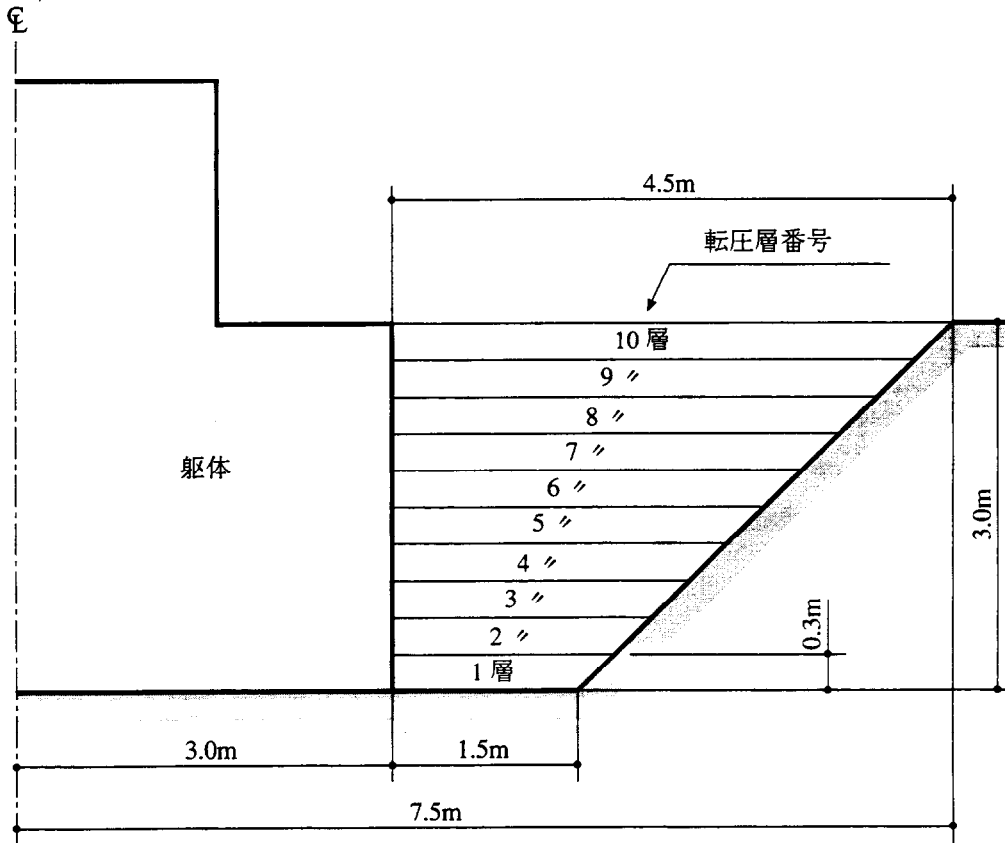


図 2.4-1 埋戻し土の転圧土層数と土層厚

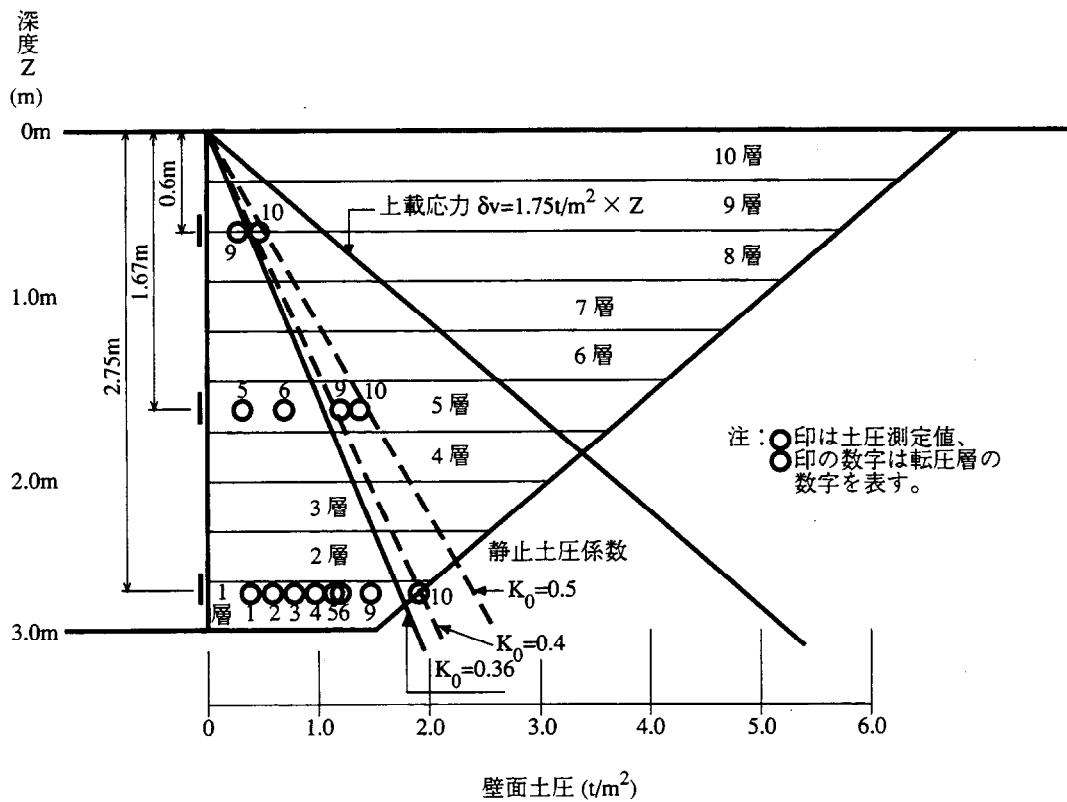


図 2.4-2 壁面土圧測定結果

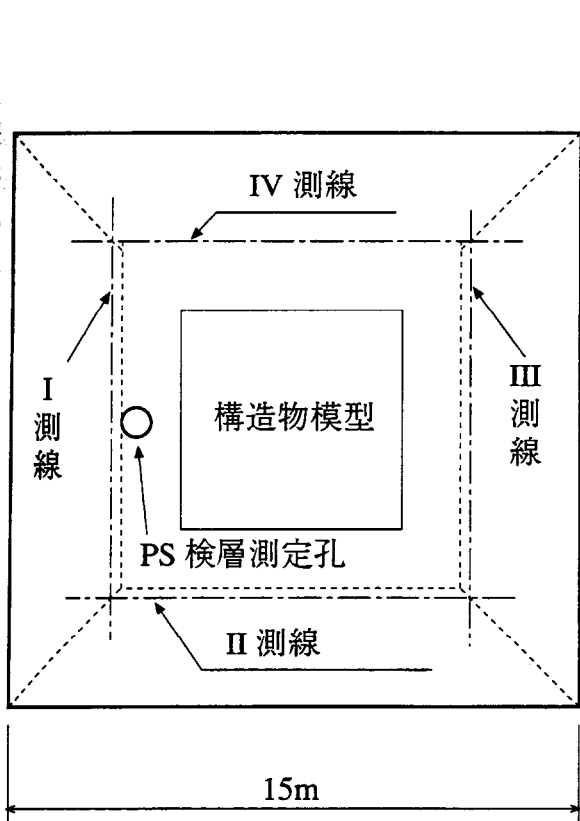


図 2.4-3 屈折法および PS 検層位置

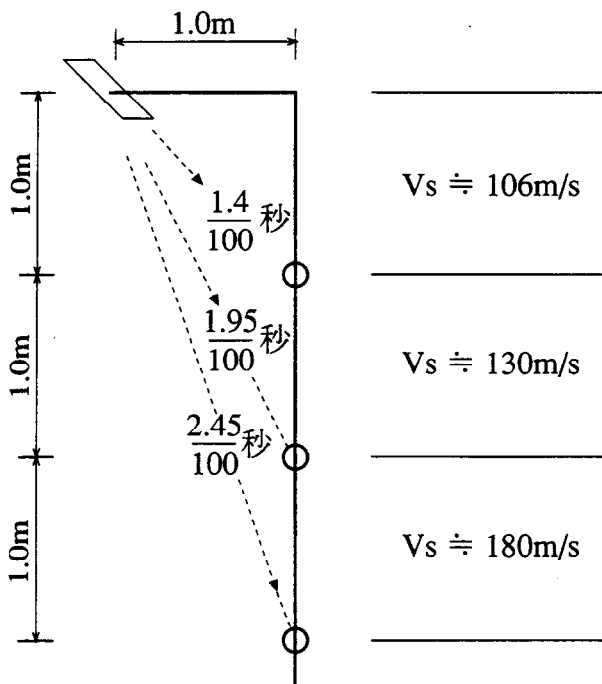


図 2.4-5 PS 検層測定結果

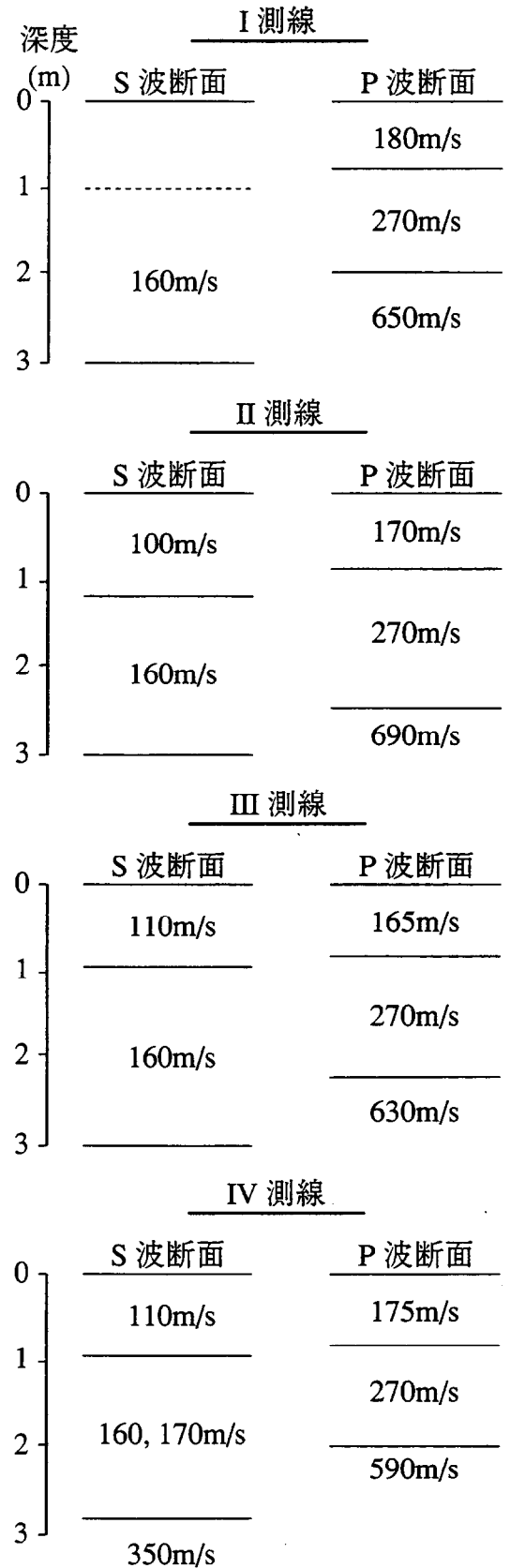


図 2.4-4 屈折波による弾性波探査

2.5 振動実験結果

2.5.1 実験方法と測定点配置

振動実験は起振機を構造物模型の2階床に設置し、水平加振実験を行った。実験に使用した起振機本体を図2.5-1に示す。起振機は不平衡重錘同期反転方式で最大加振力は1tonである。起振機の主仕様は表2.5-1に示す通りである。加振方法は起振機の偏心モーメント (Eccentric Moment, 以下E.Mとする) $15.5\text{kg}\cdot\text{cm}$ (加振振動数範囲1~40Hz)一定とした強制力を与え振動数刻み $\Delta t=0.1\text{Hz}$ を基本とした定常加振実験によった。

測定に用いることのできる水平方向変位計と上下方向変位計の数が全測定点数より少ないため1回の加振で全測定点を測定することが出来ず、基準測定点を共通に計測し、変位計を盛り換えて測定する必要があった。そのためには実験時における応答値の再現性が重要となる。偏心モーメント一定のため、加振力は加振振動数の2乗に比例して増加するが、加振振動数範囲1~40Hzまで連続的に加振可能な $E.M=15.5\text{kg}\cdot\text{cm}$ について予備加振を行い、共振・位相曲線の再現性を確認して本加振を行った。

また、SN比の向上を図るため $E.M=50\text{kg}\cdot\text{cm}$ (加振振動数範囲1~20Hz)一定加振を追加した。さらに埋戻し土を含む地盤の非線形性を調べるために埋戻し後の水平加振は最大加振力3tonの起振機 (加振振動数範囲1~20Hz)を用いて大加振実験を行った。この大加振実験は低振動数領域は $E.M=100\text{kg}\cdot\text{m}$ から加振し、加振力3ton以内になるように偏心モーメントを、 $E.M=50\text{kg}\cdot\text{m}$ 、 $E.M=20\text{kg}\cdot\text{m}$ 、 $E.M=10\text{kg}\cdot\text{m}$ 、 $E.M=4\text{kg}\cdot\text{m}$ と換えながら加振し、共振振動数を含む9.0Hz以降は偏心モーメント $E.M=2\text{kg}\cdot\text{m}$ 一定で行った。

表2.5-2に埋戻し前後の加振内容を示し、図2.5-2に実験時の振動数~加振力特性を示した。測定は構造物と周辺表層地盤に配置した変位計を中心に、地下部底面と地下壁には土圧計、遠方地盤中には速度計も併用した。図2.5-3に各加振時の測定点配置を示した。

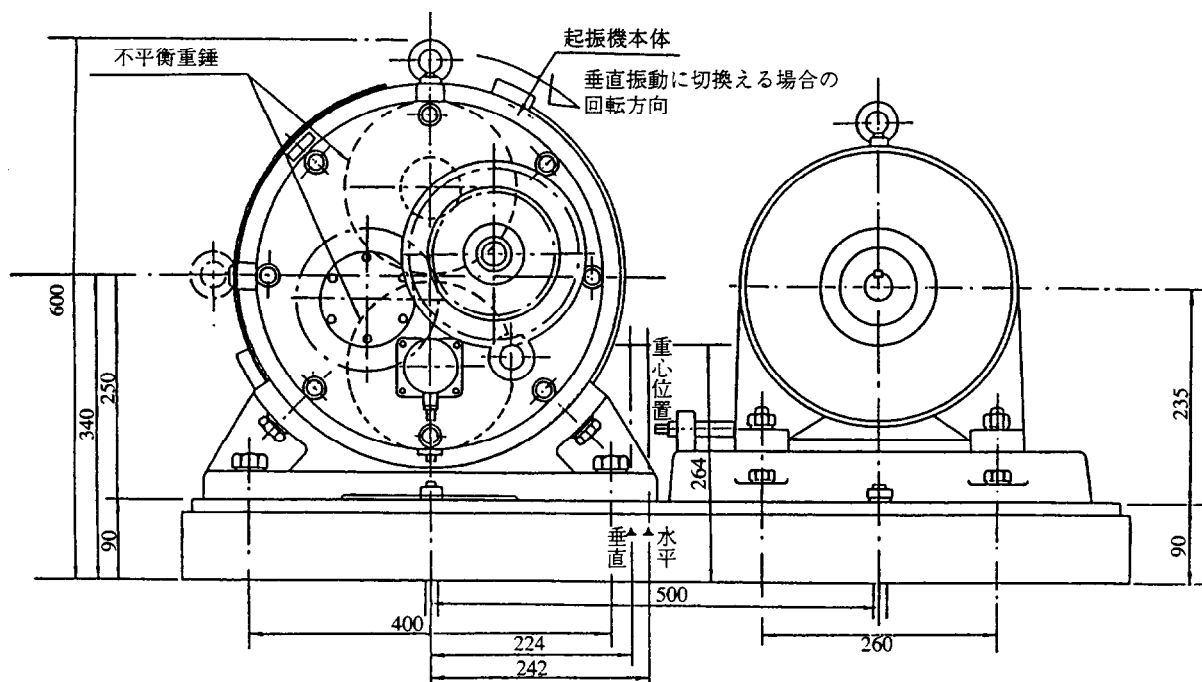


図 2.5-1 起振機本体

表 2.5-1 起振機の主仕様

項目	諸元	
試験機の大きさ	本体	約500×500×500mm
	ベット	約1,050×500×90mm
	駆動装置	約500×700×450mm
試験機の重量	本体	約180kg
	ベット	約100kg
	駆動装置	約130kg
起振方式	不平衡重量起振方式	
起振方向	垂直方向, 水平方向	
起振力波形	正弦波	
振動数変更範囲	2400~120cpm	
最大起振力	1000kg	
最大不平衡モーメント	50kg・cm	

表2.5-2 水平加振実験実施内容

埋土の有無	起振機	偏心モーメント	加振振動数範囲
無	中型	15.5kg・cm	1～40Hz
		50.0kg・cm	1～20Hz
有	中型	15.5kg・cm	1～40Hz
		50.0kg・cm	1～20Hz
	大型	*) 2～100kg・m	1～20Hz

*) 水平加振力が $\approx 1.5 \sim 3.0$ tonになる様偏心モーメントを調整

$$F = \frac{W_r}{G} (2\pi f)^2$$

F : 加振力 kg
 W_r : 偏心モーメント kg・m
 G : 重力加速度 9.8m/sec²
 f : 振動数 Hz

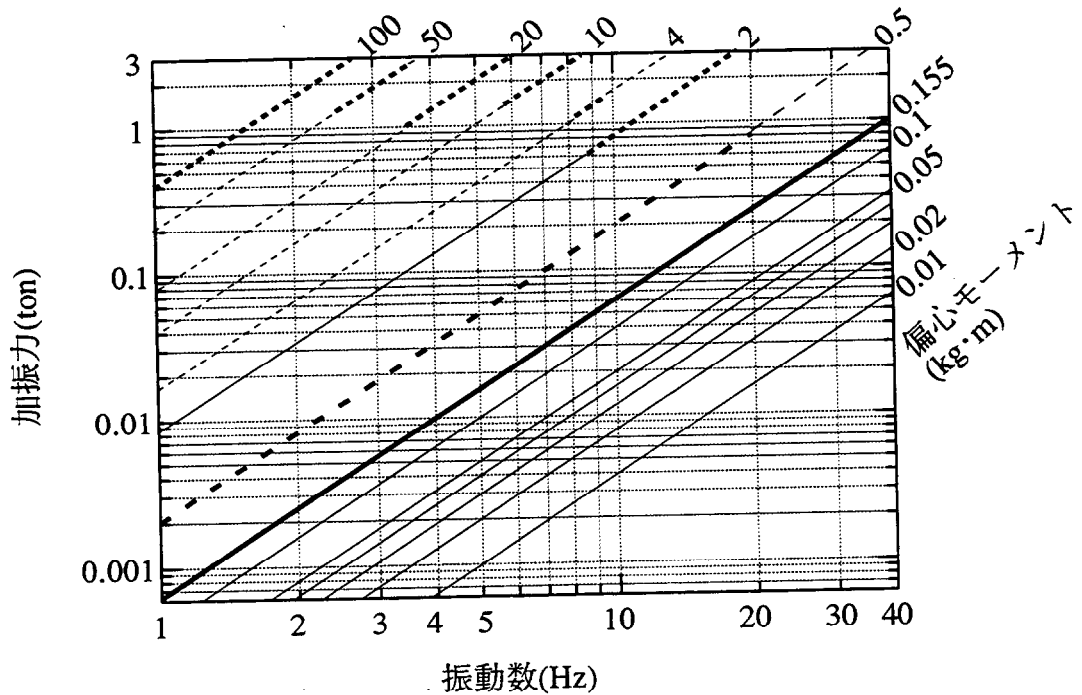


図2.5-2 振動数－加振力特性

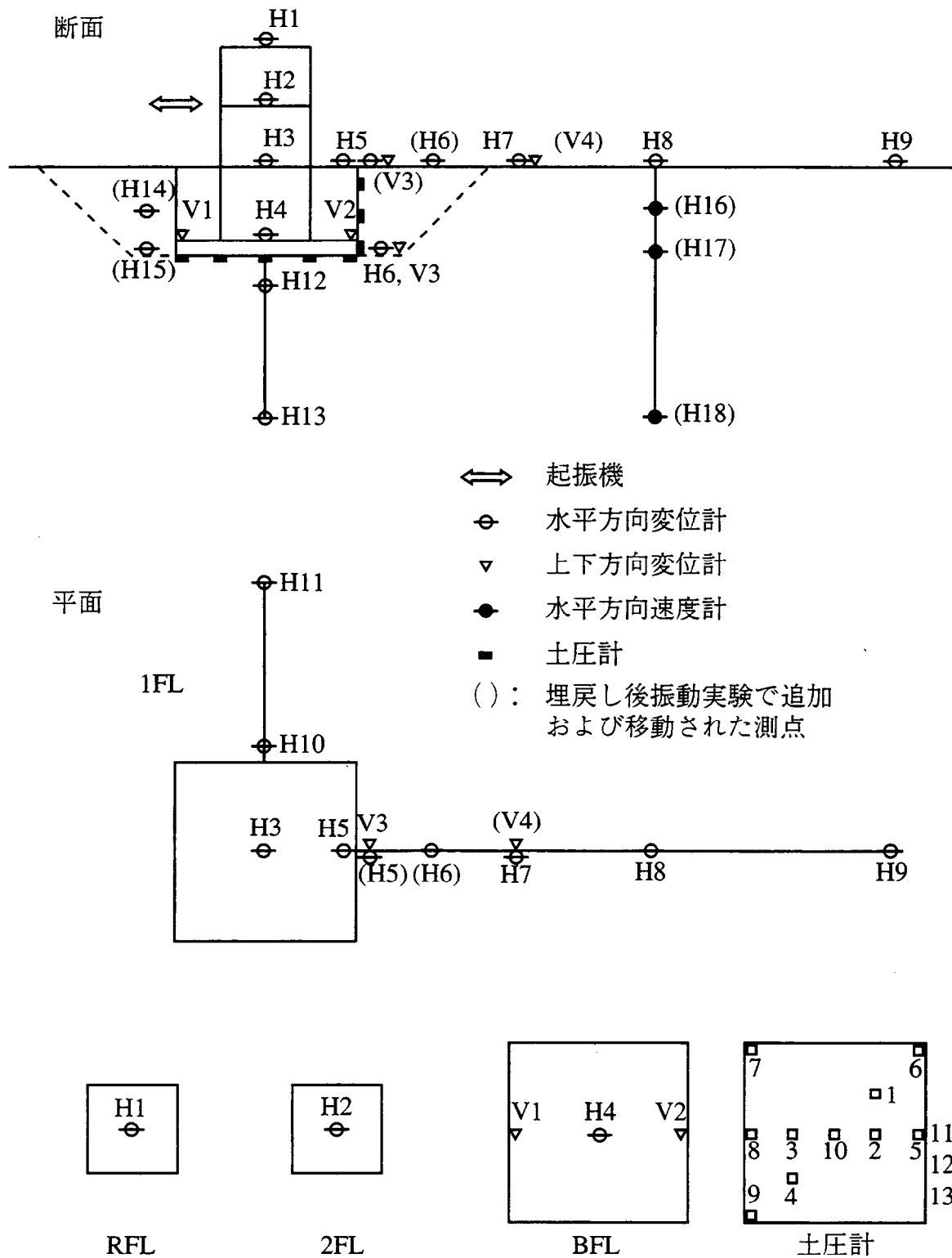


図 2.5-3 水平加振実験測定点

2.5.2 実験結果

(1)埋戻し前振動実験結果

図2.5-4に起振機の偏心モーメント $E.M=15.5\text{kg}\cdot\text{cm}$ 一定加振による構造物各部の応答値である共振曲線と起振力に対する応答の位相遅れ角である位相曲線を示した。共振曲線は起振力が振動数領域で1tonになるように基準化振幅で示した。

構造物～地盤連成系の1次共振振動数は $f_1=10.4\text{Hz}$ 、2次共振振動数は $f_2=16.5\text{Hz}$ となった。2次共振振動数以降は40Hzまで有意な共振ピークはなく、共振・位相曲線は30Hzまで示した。構造物模型は2階の柱構造部分と1階、地階の壁構造からなる剛体部分に分かれており、構造物R階と2階床以下の共振・位相曲線に顕著な差がみられた。低振動数から1次共振振動数の前後までは、加振位置が構造物の上部にあるためロッキングが励起されやすく、構造物の上部になるほど振幅が大きくなる共振曲線となっている。一方、位相曲線は相互にほとんど差は見られず1次共振振動数で 90° の位相遅れとなっている。1次共振振動数を越えると構造物R階と2階床以下の位相は徐々に離れ、2次共振振動数付近で両者の位相差が 180° 、すなわち逆位相となっている。

また、1次共振振動数と2次共振振動数の間の14Hzで2階床以下、地下階床までの共振曲線の振幅が極端に小さくなり、ほとんど応答していない。一般の建築構造物のように剛性分布や重量分布が急激に変化しない場合、振動モードが移行するときの共振曲線にはなだらかな谷が現れる。この構造物模型の場合、総重量約106tonに対して最上層スラブはわずか5ton程度であり、95%以上の重量を2階床以下の壁構造部分が占めている。剛性も2階は柔な柱構造となっているため柔らかく最上層の固有振動数が14Hzとなっているものと思われる。14Hzで2階床以下の振幅が極端に小さくなるのは最上層部分の共振による吸振効果によるものである。またこの谷の深さは最上層の減衰が小さいことにも起因する。

図2.5-5に $E.M=15.5\text{kg}\cdot\text{cm}$ と $E.M=50\text{kg}\cdot\text{cm}$ 加振時の共振曲線の比較を示す。加振力の増加にともない、1次共振振動数は $f_1=10.2\text{Hz}$ 、2次共振振動数は $f_2=16.3\text{Hz}$ となった。加振力は約3倍となり、加振力の差による共振振動数の若干の低下が見られるが加振レベルによる差はあまり顕著でないといえる。

共振曲線から $1/\sqrt{2}$ 法で求めた1次共振ピークの減衰定数は構造物R階で $h=3.9\%$ 、2階床以下の剛体部分で $h=4.3\%$ となる。構造物模型は最上層を除き、壁構造からなる剛構造物が地盤調査結果に示したように $V_s=190\text{m/sec}$ の比較的柔らかい洪積砂礫層で支持されている。したがって、この1次共振ピークは地盤の剛性の影響を強く受けた構造物～地盤連成系の固有振動数であり、減衰定数も地盤への逸散減衰の影響を大きく受ける。鉄筋コンクリートの微小ひずみレベルの材料減衰は文献^{(157)~(158)}によると1.0~2.0%程度であり、実験から得られた減衰定数は構造物底面から地盤に逸散する地下逸散減衰の寄与が大きいものといえる。図2.5-6に1次共振振動数における地下階基礎版の上下変位成分の振動モードを実振幅で示した。地下階は外部と内部に壁が配置されており、基礎版の面外変形は壁の面内剛性におさえられるため基礎版の弾性変形はほとんどみられなかった。図2.5-7に基礎版底面の土圧分布を実振幅で示した。土圧分布で見ると接地圧分布は三角形分布よりも基礎版の端部に近付くと大きくなる剛版分布の傾向がみられた。

基準化振幅
 ($\times 10^{-6}\text{m/ton}$)

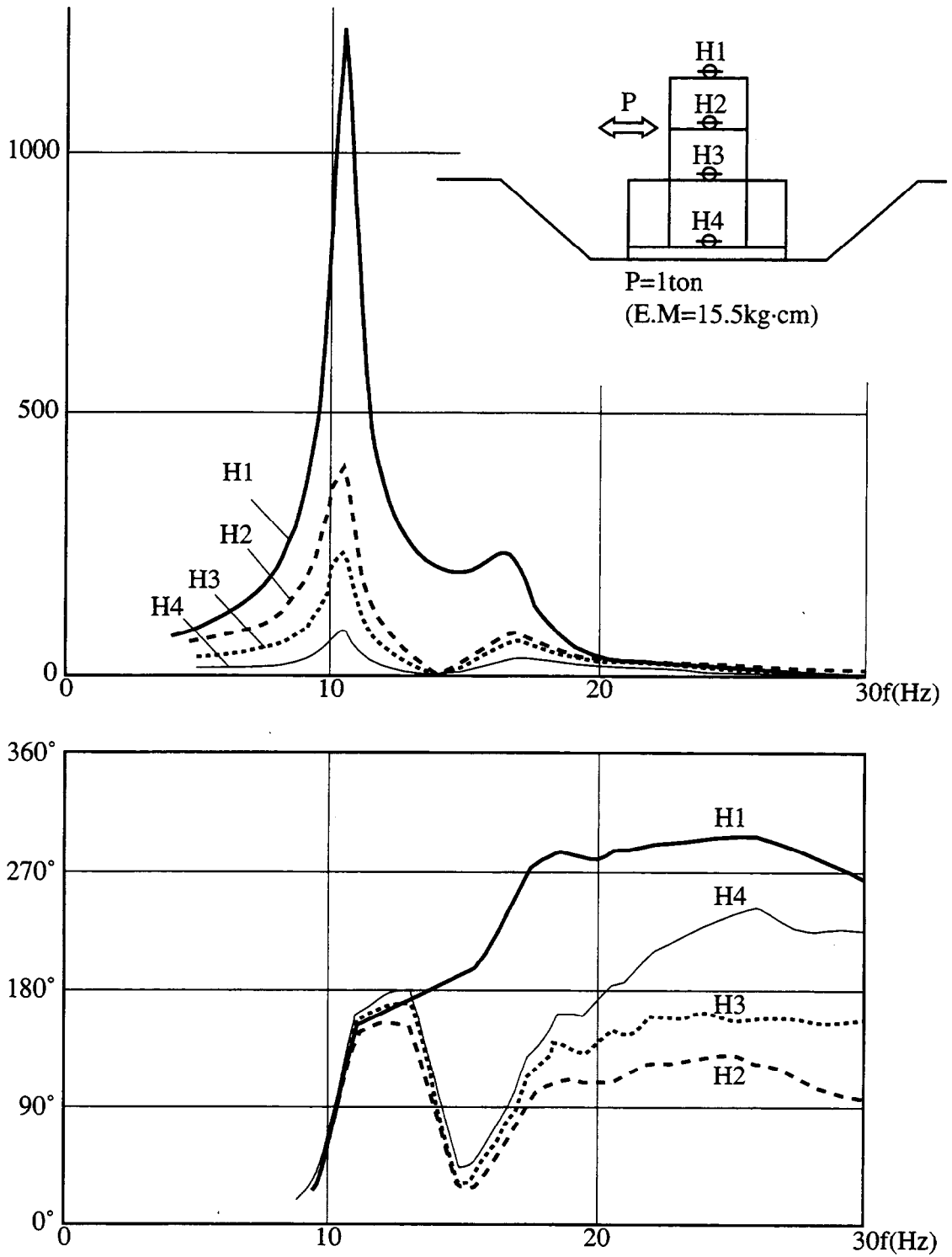


図 2.5-4 共振・位相曲線 (埋戻し前)

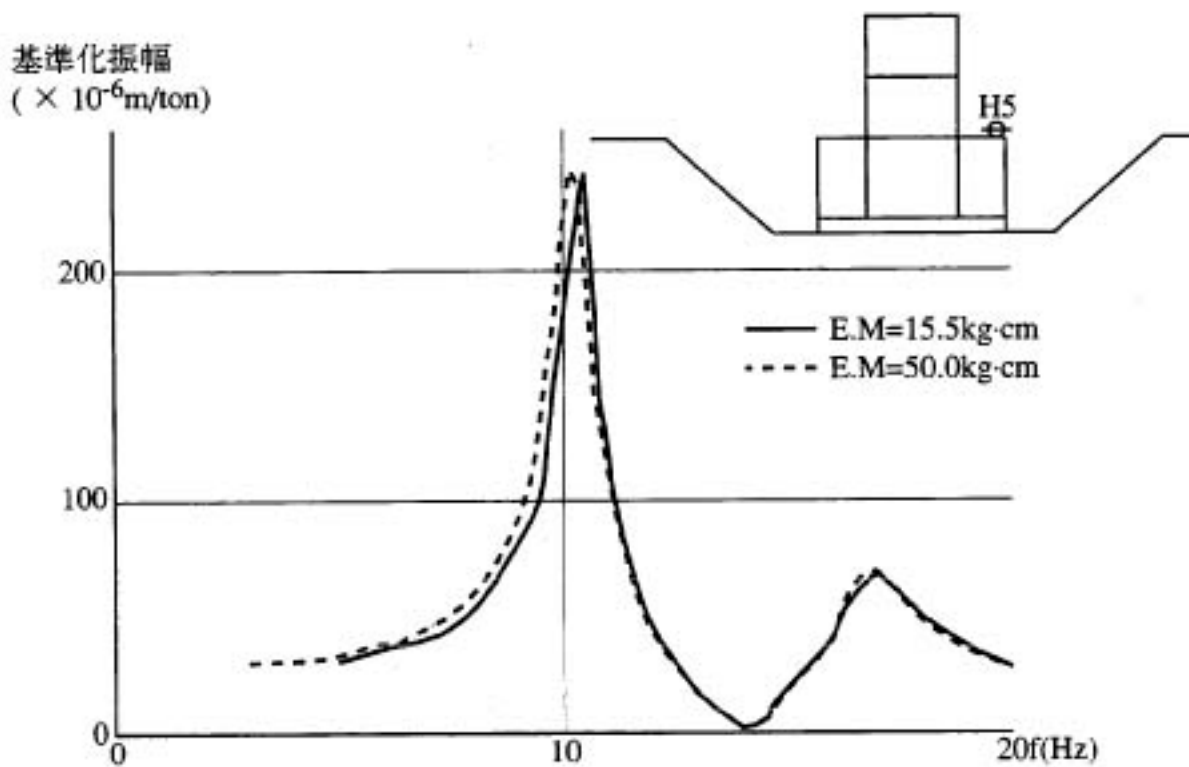
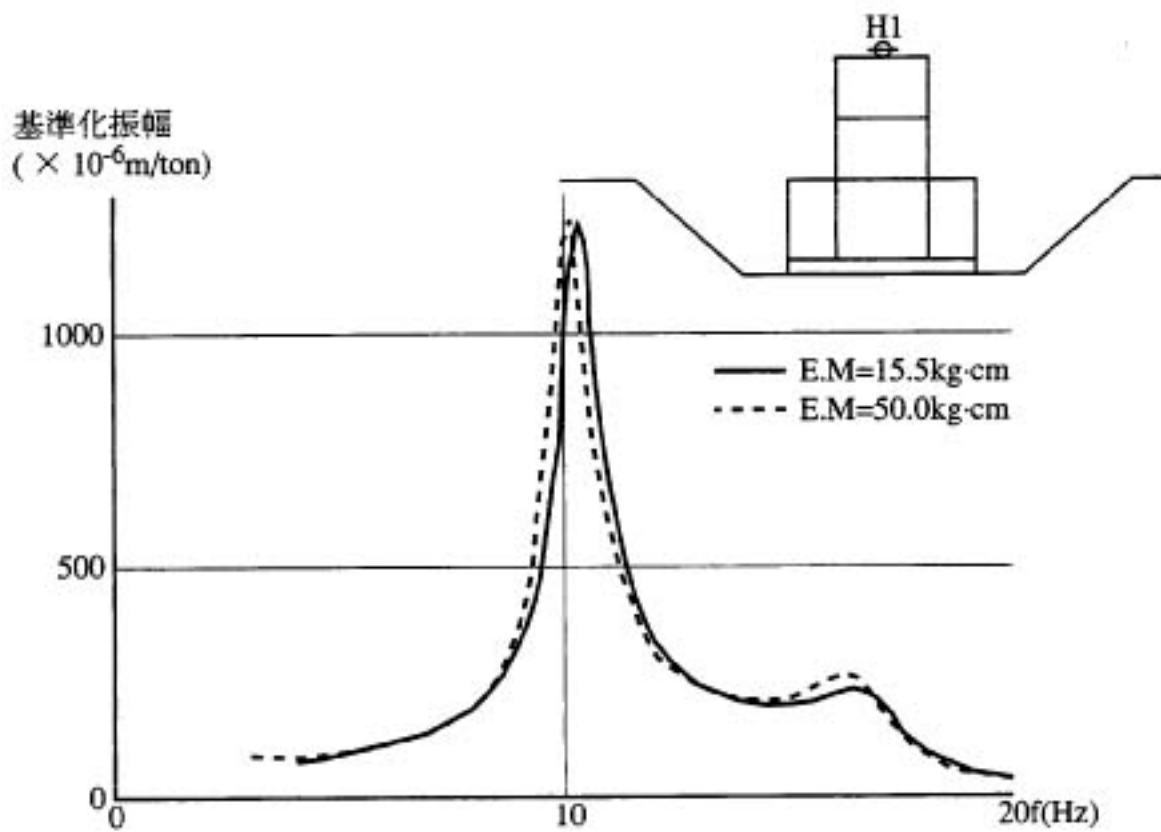


図 2.5-5 加振力の差による比較 (埋戻し前)

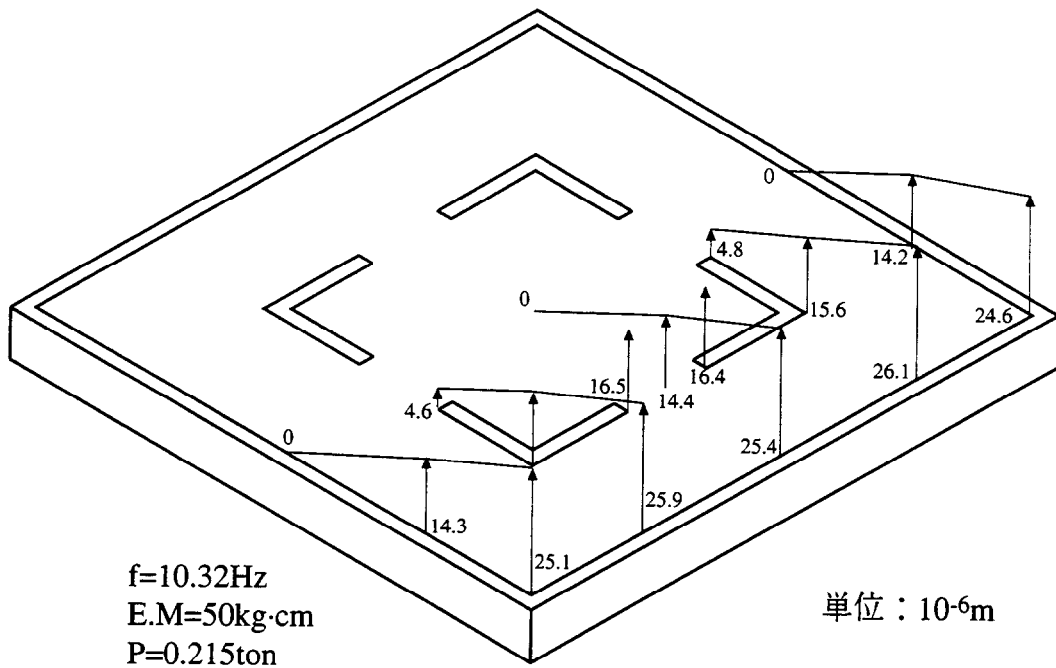


図 2.5-6 基礎版上下成分振動モード（実振幅）

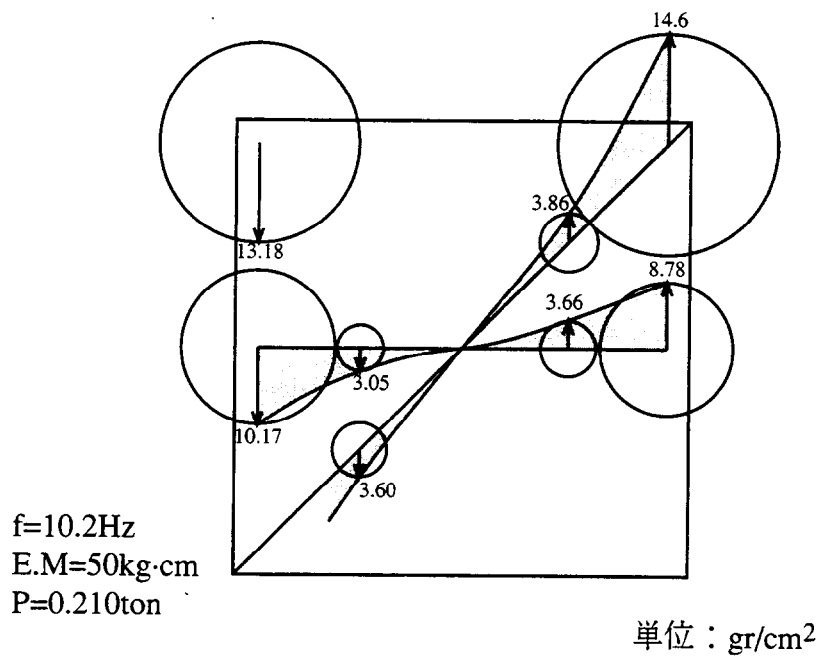


図 2.5-7 基礎版底面土圧分布（実振幅）

(2)埋戻し後振動実験結果

図2.5-8に埋戻し前の加振条件と同じく偏心モーメント $E.M=15.5\text{kg}\cdot\text{cm}$ 一定加振による起振機実験結果を示した。共振曲線を見ると、埋戻しにより構造物回りの剛性の増加が認められ、構造物～地盤連成系の1次共振振動数は $f_1=12.3\text{Hz}$ となった。また、埋戻し前にみられた2次共振振動数 16.5Hz に対応した共振はなくなり、位相曲線も埋戻し前に比較して2階床以下の剛体部分の位相遅れが平坦である。構造物R階と2階床以下の共振・位相曲線に顕著な差がみられた。低振動数から1次共振振動数の前後までは、埋戻し前ほど顕著ではないが、ロッキングが励起された共振曲線となっている。位相曲線はR階、2階床については相互にほとんど差は見られず1次共振振動数で 90° となっているが、1階床、地下階基礎と加振位置より離れるにしたがって位相遅れが大きくなっていることが分かる。これは構造物が埋込まれることにより、周辺地盤へ逸散する振動エネルギーが地下部側面からも生じ、減衰性が増すことによる。1次共振振動数を越えるとR階と2階床以下の位相は徐々に離れ、 17Hz 付近でR階と2階床の位相差が 180° 、すなわち逆位相となっている。1階床、地下階基礎は2階床に対して一定の位相遅れを保ったまま変化する。 17Hz 付近は位相遅れが平坦になっていることから減衰が大きいことが分かる。したがって2次モードを呈しているが明瞭なピークとならない。

埋戻し前と同様に、1次共振振動数から2次共振振動数に移行する途中の 14.5Hz で2階床以下地下階床までの振幅が極端に小さくなり、ほとんど応答していない。これは最上層の固有振動数が 14.5Hz となっており、その吸振効果によるものと考えられる。この吸振点は埋戻し前は 14.0Hz であったが埋戻し後は 14.5Hz と若干上昇している。吸振点は最上層の共振点を意味することから、この原因としては埋込みにより構造物が地盤に拘束され最上層の振幅が小さくなるため、微小ひずみ領域ではあるが最上層部分の剛性が高くなり固有振動数が、高くなったものと思われる。

図2.5-9にR階と2階床の $E.M=15.5\text{kg}\cdot\text{cm}$ 、 $E.M=50\text{kg}\cdot\text{cm}$ 、 $E.M=200\text{kg}\cdot\text{cm}$ 一定加振時の共振曲線の比較を示す。加振振動数が 8Hz 付近までは加振レベルによる差は小さいが共振域に入ると加振力が大きくなるにつれ共振振動数が低くなる。1次共振振動数は $f_1=12.3\text{Hz}$ ($E.M=15.5\text{kg}\cdot\text{cm}$) から $f_1=11.8\text{Hz}$ ($E.M=50\text{kg}\cdot\text{cm}$)、 $f_1=10.6\text{Hz}$ ($E.M=200\text{kg}\cdot\text{cm}$) となった。このときの加振力は約3倍と1.3倍である。1次共振振動数の低下のみならず、吸振点の振動数も 14.5Hz から 14.0Hz 、 13.0Hz と低下しており、わずかであるが最上層部分の剛性が低くなり固有振動数が低くなった。

共振曲線から $1/\sqrt{2}$ 法で求めた1次共振ピークの減衰定数は構造物R階で $h=5.7\%$ 、2階床以下の剛体部分で $h=6.6\%$ がえられた。この1次共振ピークは埋戻し前同様、地盤の剛性の影響を強く受けた構造物～地盤連成系の固有振動数に対応しており、減衰定数は構造物基礎部のみならず側面地盤に逸散する地下逸散減衰が埋戻し前に比べさらに増えている。図2.5-10に基礎版底面と地下壁側面の土圧分布を示した。基礎版底面の土圧分布は埋戻し前とほぼ同じ傾向である。側面土圧の分布を見ると地表に近いところが大きく、中間部と基礎部がその $1/2$ の値を示す。地下部はほぼ剛体であり側面と埋土の変位差はロッキングにより直線的に地表に近いところが大きい。埋戻し砂の剛性は深くなるに従い高くなっているため中間部と基礎部の土圧は地表に比べ直線的に小さくなっていない。

基準化振幅
 ($\times 10^{-6}\text{m/ton}$)

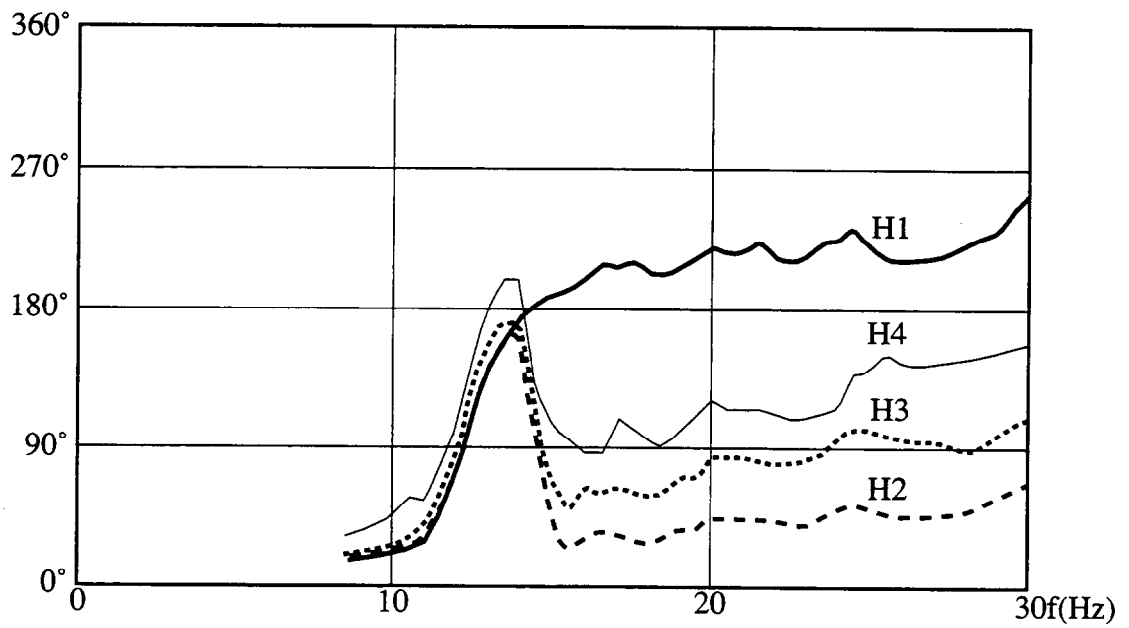
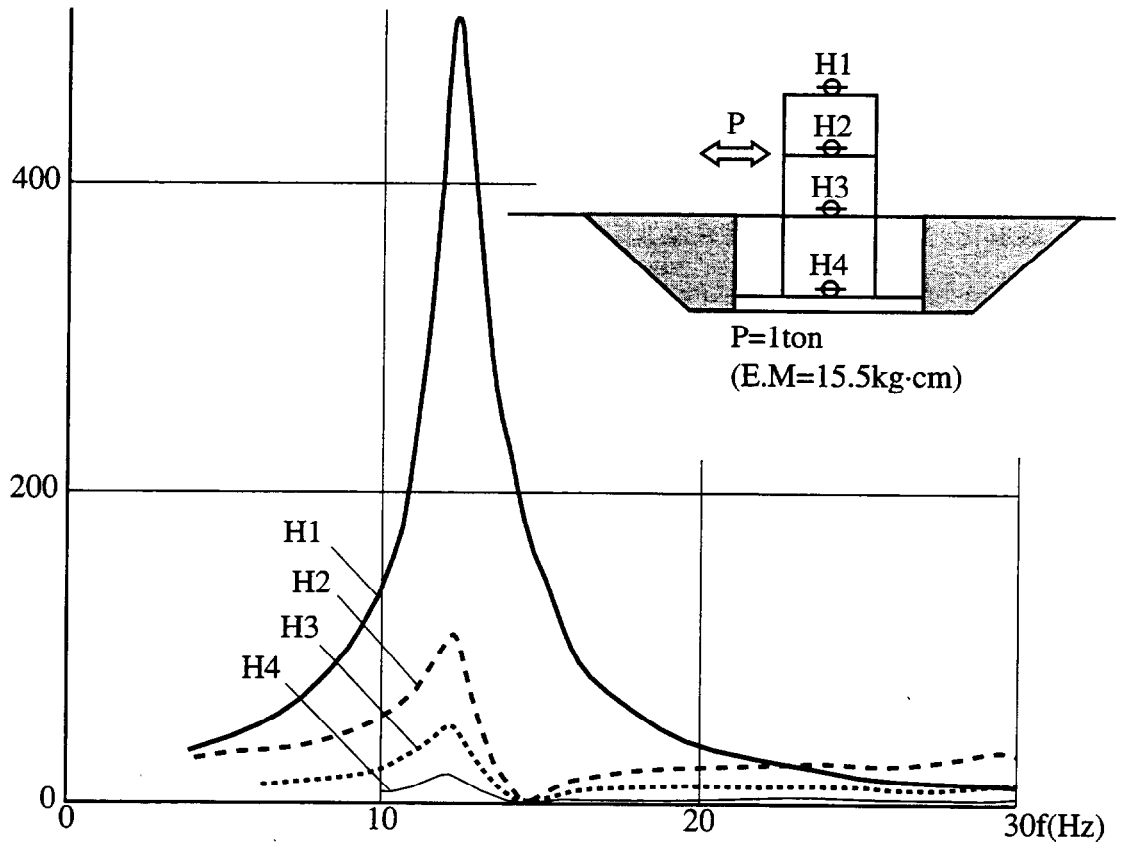
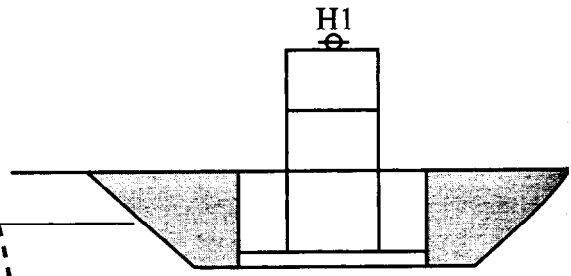
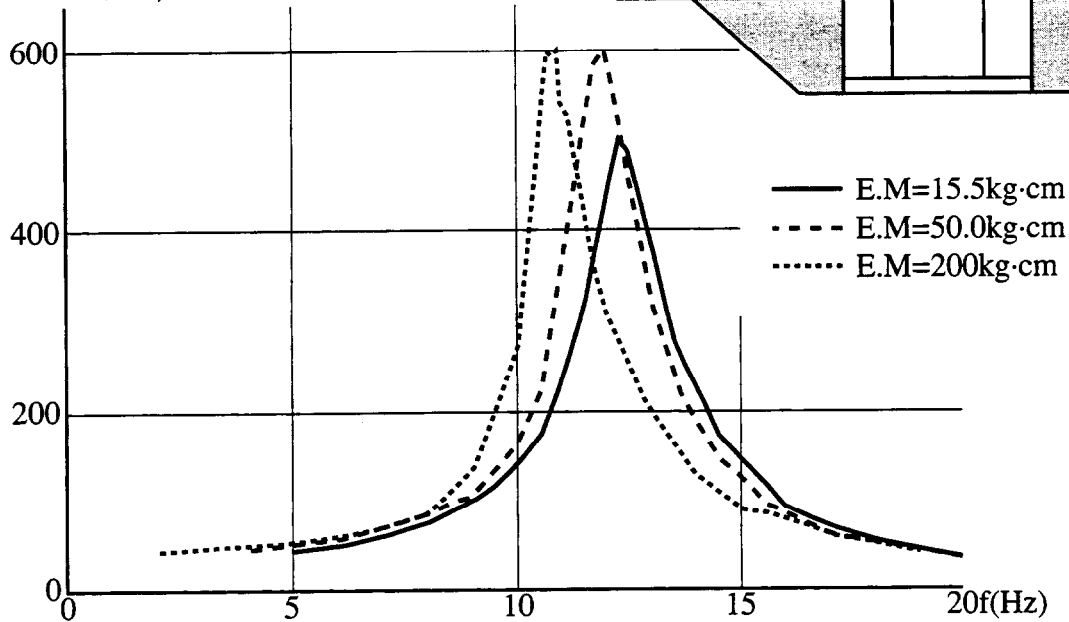


图 2.5-8 共振・位相曲线 (埋戻し後)

基準化振幅
($\times 10^{-6}m/ton$)



基準化振幅
($\times 10^{-6}m/ton$)

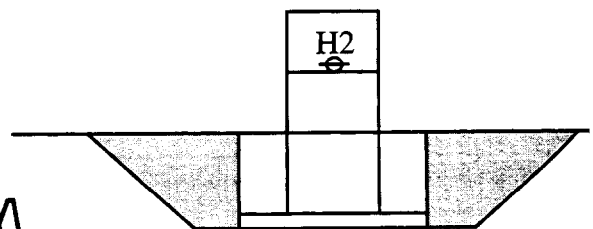
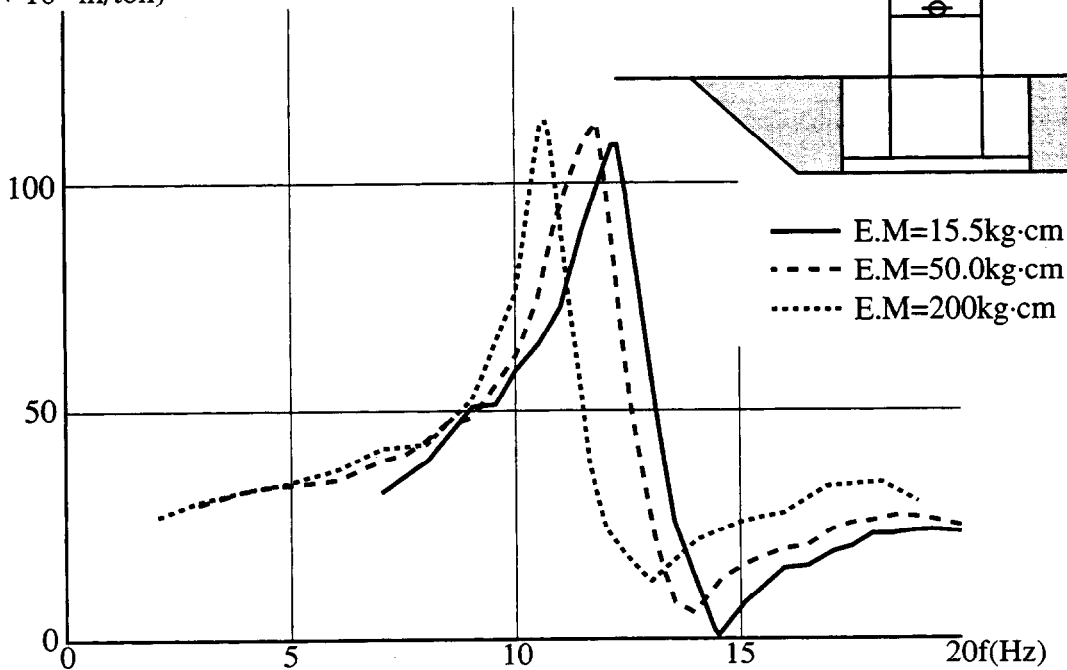
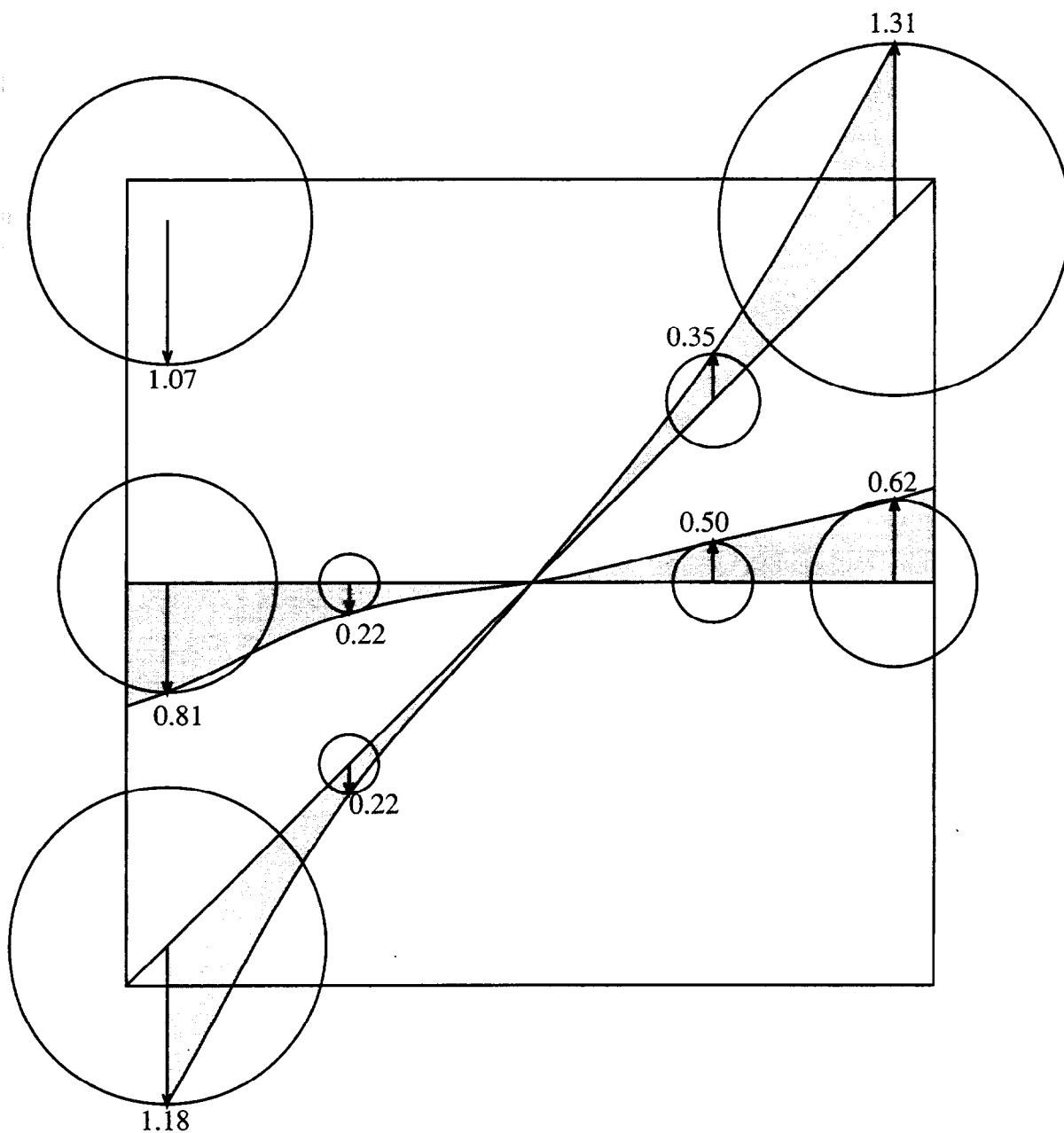
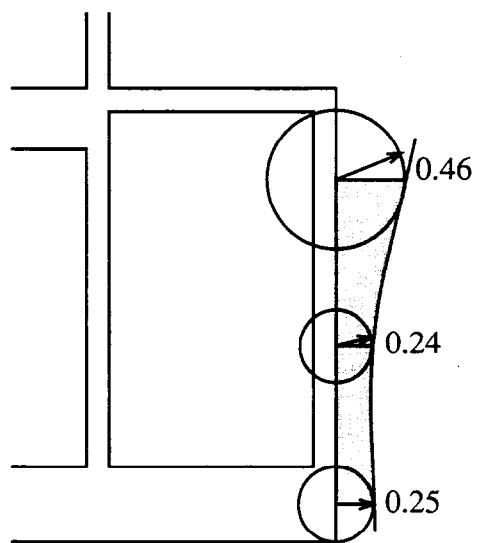


図 2.5-9 加振力の差による比較 (埋戻し後)



$f=12.15\text{Hz}$
 $E.M=15.5\text{kg}\cdot\text{cm}$
 $P=0.092\text{ton}$



单位：g/cm²

图 2.5-10 基礎版底面・地下壁側面土圧分布

(3)埋戻し前後の振動実験結果の比較

埋戻しによる構造物模型の動的相互作用特性の変化をみるため、 $E.M=15.5\text{kg}\cdot\text{cm}$ 加振についてR階と2階床の埋戻し前後の共振曲線を比較して図2.5-11に示した。両者間の顕著な差は、1次共振振動数が 10.4Hz から 12.3Hz になることと共振振幅がR階で約 $1/2$ 、2階床で約 $1/4$ とかなり小さくなることである。また埋戻し後では埋戻し前のR階の共振曲線に見られた 16.5Hz に相当する2次共振振動数がみられなかったが、参考に 17Hz の振動モードを含めて共振時の構造物振動モードを図2.5-12に示した。水平と上下の極性は、水平では右方向、上下では下方向が正(+)である。括弧内に示す値は基準化振幅とR階に対する位相遅れ角である。振動モードに示す細実線は位相角を反時計回りのベクトルで表わし、太線が同時刻の振幅である。破線は同時刻の振幅を結んだモードを示している。埋戻し後では基礎版と1階床の水平変位振幅が相対的に小さく、埋戻し土の構造物模型におよぼす拘束効果が明瞭に認められる。

埋戻しの拘束効果で構造物模型の振幅の減少は一様ではなく、R階で約 $1/2$ 、2階床で約 $1/4$ とその差は大きい。埋戻し前後の実験結果のうち、水平加振時の共振振動数と減衰定数ならびに加振力が 1ton 換算でのR階の共振振幅を表2.5-3にまとめて示した。 $E.M=15.5\text{kg}\cdot\text{cm}$ 加振の場合、埋戻し前後の1次共振振動数の比から建屋回りの剛性の増分をみると4割増し程度となるが共振時振幅はR階で半分以下、2階床では約 $1/4$ となっている。 $E.M=15.5\text{kg}\cdot\text{cm}$ 加振の場合も同様な結果となっており、埋戻しによる拘束効果に加え側面地盤への逸散を含めた減衰がかなり大きくなっている。

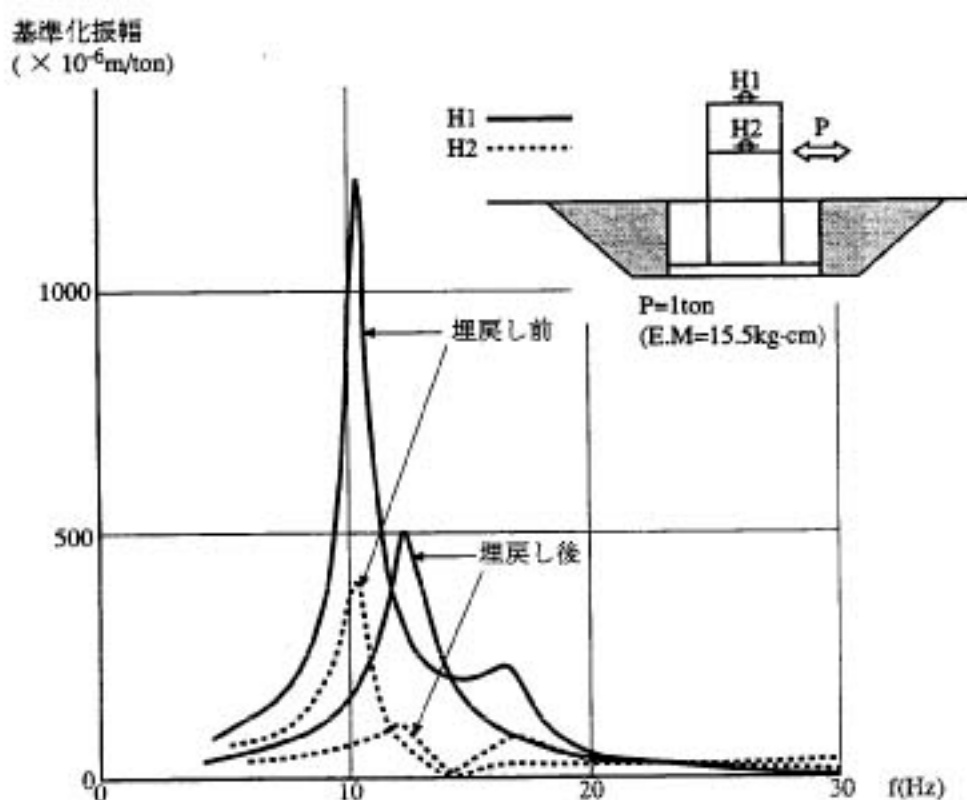
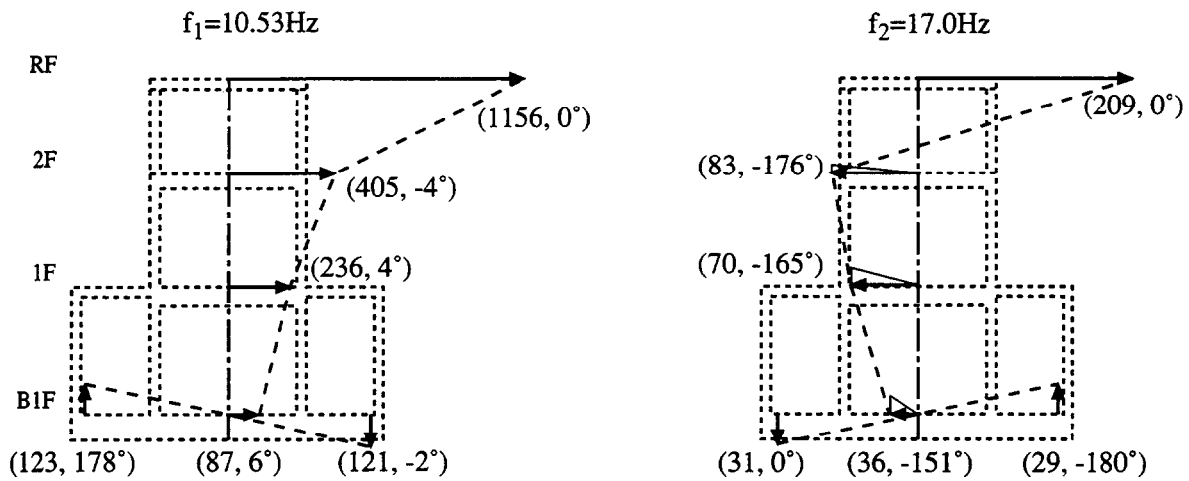
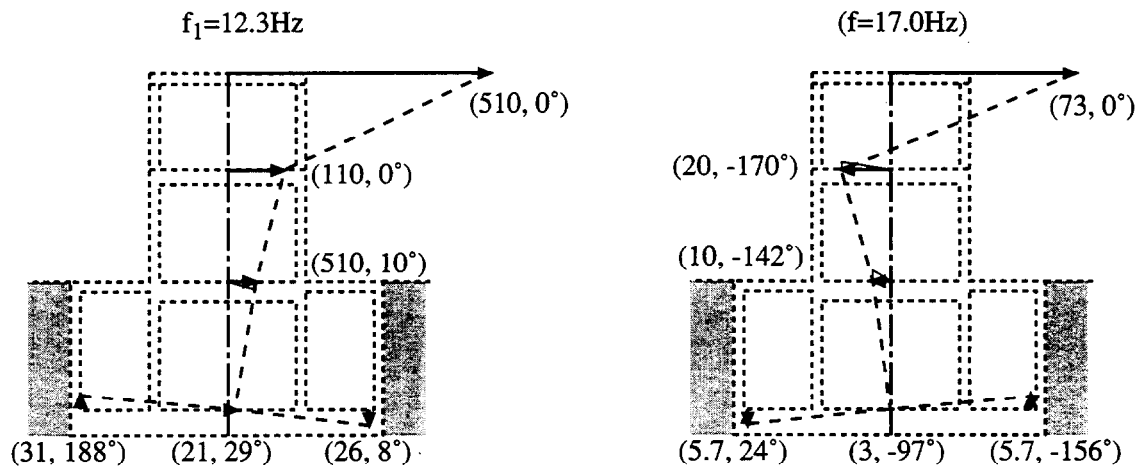


図 2.5-11 埋戻し前後の共振曲線の比較



(a) 埋戻し前



(b) 埋戻し後

(a, b)

a : 最大振幅 ($\times 10^{-6} \text{m/ton}$)
 b : R 階に対する位相遅れ角

図 2.5-12 構造物振動モード (R 階を基準とした同時刻モード)

表 2.5-3 実験結果一覧表

振動実験	偏心モーメント (kgcm)	共振振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	R階最大振幅 (10^{-6}m/ton)	備考
埋戻し前	15.5	10.4	3.9	1247	1次共振振動数
		16.5	—	237	2次共振振動数
	50	10.2	3.9	1255	加振力の差による1次共振振動数の変化が若干みられる
		16.3	—	265	
埋戻し後	15.5	12.3	5.7	510	明瞭なピークは1つ。加振力の差による1次共振振動数の変化が顕著にみられる
	50	11.8	5.7	600	
	200	10.6	5.7	600	

2.6 振動実験結果の解析

2.6.1 実験結果に基づく構造物～地盤系複素ばね評価

強制振動実験のうち、埋戻し前の実験結果に基づき、構造物～地盤連成系の動的相互作用特性を把握するため構造物と地盤の剛性評価を行った。構造物模型は最上層を除き剛な構造物である。その動的相互作用特性は基礎部底面の地盤剛性の影響を大きく受ける。埋戻し前の実験結果を分析することは、構造物～地盤系の剛性・減衰性を明らかにする資料を得るとともに、埋戻し後振動実験結果の評価に供するものと考えられる。

(1) 解析方法

埋戻し前の振動実験結果を対象に、構造物モデルとその基礎部底面に水平ばねと回転ばねで評価した動的インピーダンスを考慮した解析モデルを用いて、構造物の剛性と地盤の動的インピーダンスを振動実験結果から逆算して求める。動的インピーダンスについては理論値との比較・検討を行なう。

(2) 解析モデルと解析条件

解析モデルは図2.6-1に示すように構造物をせん断型の多質点系に、動的インピーダンスを水平ばねと回転ばねで評価したS/R解析モデルを用いた。基礎版を除く構造物の質点の回転慣性は質点位置では考慮せず、全て基礎版の回転慣性に算入した。表2.6-1に構造物の諸元を示す。

解析条件を次に示す。

- i) 構造物模型は4質点、5自由度とし、等価せん断型とする。
- ii) 構造物の剛性と動的インピーダンスは複素ばねとする。
- iii) 基礎版は剛体として厚みを考慮し、水平ばねは基礎版下端に、回転ばねは基礎版重心と結ぶ。
- iv) 構造物の質点は、各床の重心とし剛床仮定とする。ただし基礎版は評価対象地下壁を含めた重心位置とする。
- v) 解析に用いる実験値は各床の上端で測定されているが、回転による影響を無視して各質点位置の実験値とする。ただし基礎版は剛体として厚みを考慮しており、上端の実験値から質点位置に変換した。

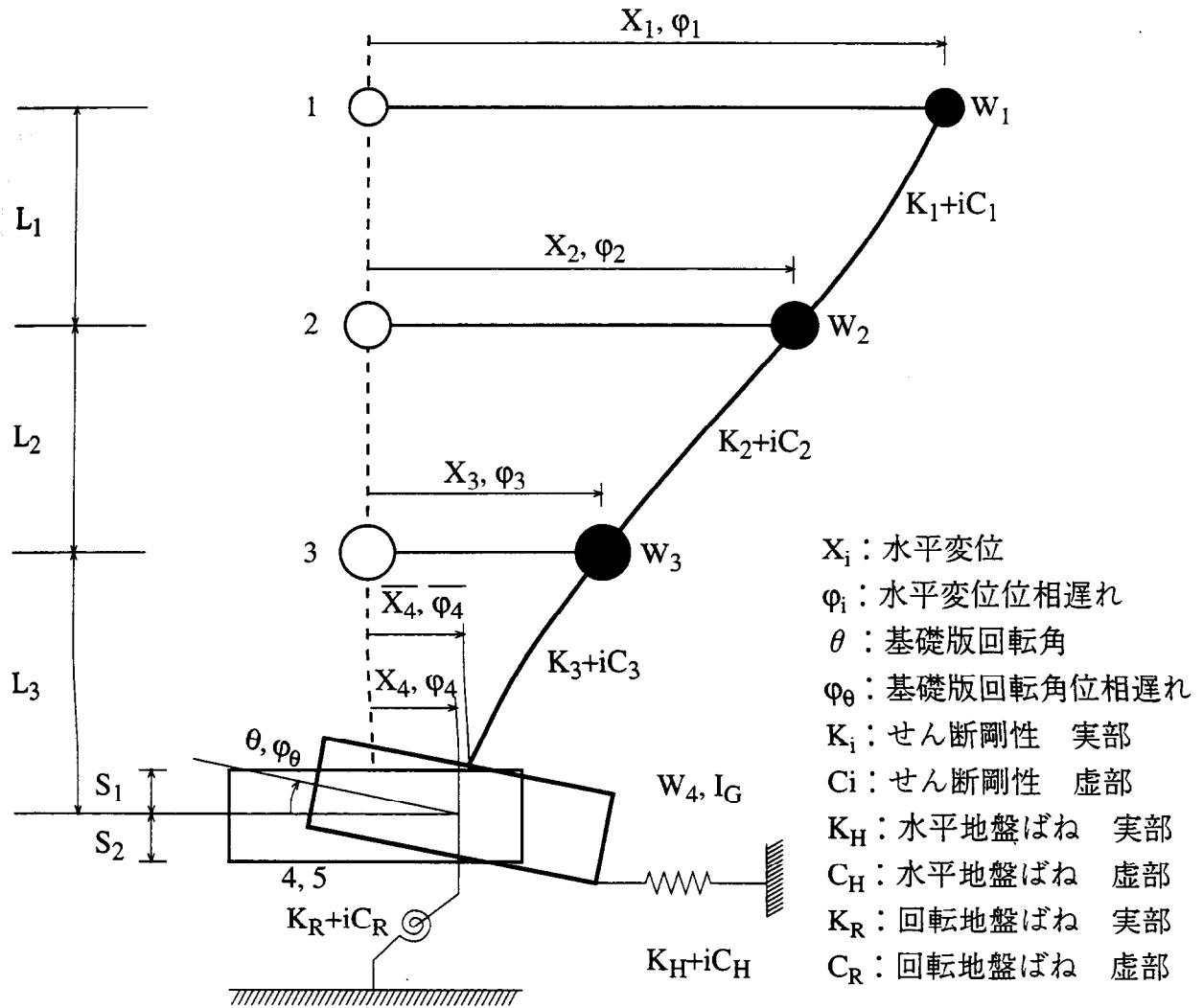


図 2.6-1 解析モデル

表 2.6-1 構造物諸元

質点番号	諸元	階高	重量、回転慣性
1		$L_1=185\text{cm}$	$W_1=5.30\text{ton}$
2		$L_2=225\text{cm}$	$W_2=10.41\text{ton}$
3		$L_3=238\text{cm}$	$W_3=35.04\text{ton}$
4		$S_1=8\text{cm}$	$W_4=55.40\text{ton}$
5		$S_2=42\text{cm}$	$I_G=1.87 \times 10^6 \text{t}\cdot\text{cm}^2$

(3) 複素ばねの評価の方法

図2.6-1の解析モデルより次の運動方程式が得られる。

$$m_1\ddot{x}_1+(K_1+iC_1)(x_1-x_2-l_1\theta)=0 \quad (2.4)$$

$$m_2\ddot{x}_2+(K_2+iC_2)(x_2-x_3-l_2\theta)-(K_1+iC_1)(x_1-x_2-l_1\theta)=p \quad (2.5)$$

$$m_3\ddot{x}_3+(K_3+iC_3)(x_3-x_4-l_3\theta)-(K_2+iC_2)(x_2-x_3-l_2\theta)=0 \quad (2.6)$$

$$m_4\ddot{x}_4+(K_H+iC_H)(x_4-S_2\theta)-(K_3+iC_3)(x_3-x_4-l_3\theta)=0 \quad (2.7)$$

$$\begin{aligned} & I_G\ddot{\theta}+(K_R+iC_R)\theta-(K_H+iC_H)(x_4-S_2\theta)S_2 \\ & -(K_3+iC_3)(x_3-x_4-l_3\theta)l_3-(K_2+iC_2)(x_2-x_3-l_2\theta)l_2-(K_1+iC_1)(x_1-x_2-l_1\theta)l_1=0 \end{aligned} \quad (2.8)$$

マトリックスで表すと次式となる。

$$[M]\{\ddot{x}\}+[K]+i[C]\{x\}=\{P\} \quad (2.9)$$

次に示すマトリックスおよびベクトルは既知量である。

[M]：質量マトリックス {P}：荷重ベクトル {x}：変位ベクトル

$$[M]=\begin{bmatrix} m_1 & & & & & \\ & m_2 & & & & \\ & & m_3 & & & \\ & & & m_4 & & \\ & & & & I_G & \\ & & & & & \end{bmatrix} \quad \{P\}=\begin{pmatrix} 0 \\ p \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad \{x\}=\begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \\ \theta \end{pmatrix}$$

ただし、{x}のうち基礎版重心の測定値は無いため、基礎版上端と基礎版の回転角の測定値から基礎版の厚みを考慮して算定し、実験値とした。

(2.4)式で

$$x_1=X_1e^{i(\omega t-\varphi_1)} \quad (2.10)$$

$$x_2=X_2e^{i(\omega t-\varphi_2)} \quad (2.11)$$

$$\theta=\Theta e^{i(\omega t-\varphi_\theta)} \quad (2.12)$$

を代入し、 $e^{i\omega t}$ で除して整理すると次式となる。

$$-\omega^2m_1X_1e^{-i\varphi_1}+(K_1+iC_1)(X_1e^{-i\varphi_1}-X_2e^{-i\varphi_2}-l_1\Theta e^{-i\varphi_\theta})=0 \quad (2.13)$$

さらに、 $e^{-i\varphi_1} = \cos\varphi_1 - i\sin\varphi_1$ ($e^{-i\varphi_2}, e^{-i\varphi_\theta}$)を代入すると

$$-\omega^2 m_1 X_1 (\cos\varphi_1 - i\sin\varphi_1) + (K_1 + iC_1)(X_1 \cos\varphi_1 - iX_1 \sin\varphi_1 - X_2 \cos\varphi_2 + iX_2 \sin\varphi_2 - l_1 \Theta \cos\varphi_\theta + il_1 \Theta \sin\varphi_\theta) = 0 \quad (2.14)$$

上式で実部と虚部はそれぞれ0となり次の2式が得られる。

実部：

$$(X_1 \cos\varphi_1 - X_2 \cos\varphi_2 - l_1 \Theta \cos\varphi_\theta) K_1 + (X_1 \sin\varphi_1 - X_2 \cos\varphi_2 - l_1 \Theta \sin\varphi_\theta) C_1 = \omega^2 m_1 X_1 \cos\varphi_1 \quad (2.15)$$

虚部：

$$(-X_1 \sin\varphi_1 + X_2 \sin\varphi_2 + l_1 \Theta \sin\varphi_\theta) K_1 + (X_1 \cos\varphi_1 - X_2 \cos\varphi_2 - l_1 \Theta \cos\varphi_\theta) C_1 = -\omega^2 m_1 X_1 \sin\varphi_1 \quad (2.16)$$

同様に $p = Pe^{i\omega t}$ として(2.5)～(2.8)式に既知量を代入し、図2.6-2に示す一般化した解析モデルに対して整理すると次式が得られる。

$$\begin{bmatrix}
 1 & 2 & & N & \theta \\
 A_1 & & & & \\
 -A_1 & A_2 & & & \\
 & -A_2 & \dots & & \\
 & & \dots & A_{N-1} & \\
 & & & -A_{N-1} & A_N \\
 -A_1 l_1 & -A_2 l_2 & \dots & -A_N l_N & A_\theta
 \end{bmatrix}
 \begin{Bmatrix}
 B_1 \\
 B_2 \\
 B_3 \\
 \vdots \\
 B_N \\
 B_\theta
 \end{Bmatrix}
 =
 \begin{Bmatrix}
 Q_1 \\
 Q_2 \\
 Q_3 \\
 \vdots \\
 Q_N \\
 Q_\theta
 \end{Bmatrix} \quad (2.17)$$

図2.6-2

$$A_i = \begin{bmatrix}
 X_i \cos\varphi_i & X_i \sin\varphi_i \\
 X_{i+1} \cos\varphi_{i+1} & -X_{i+1} \sin\varphi_{i+1} \\
 -l_i \Theta \cos\varphi_\theta & -l_i \Theta \sin\varphi_\theta \\
 -X_i \sin\varphi_i & X_i \cos\varphi_i \\
 X_{i+1} \sin\varphi_{i+1} & -X_{i+1} \cos\varphi_{i+1} \\
 l_i \Theta \sin\varphi_\theta & -l_i \Theta \cos\varphi_\theta
 \end{bmatrix} \quad B_i = \begin{Bmatrix} K_i \\ C_i \end{Bmatrix} \quad (i=1 \sim N-1)$$

$$A_N = \begin{bmatrix} X_N \cos \varphi_N & X_N \sin \varphi_N \\ -l_N \Theta \cos \varphi_\theta & -l_N \Theta \sin \varphi_\theta \\ -X_N \sin \varphi_N & X_N \cos \varphi_N \\ l_N \Theta \sin \varphi_\theta & -l_N \Theta \cos \varphi_\theta \end{bmatrix}$$

$$B_N = \begin{Bmatrix} -\frac{K_H}{C_H} \end{Bmatrix}$$

$$A_\theta = \begin{bmatrix} \Theta \cos \varphi_\theta & \Theta \sin \varphi_\theta \\ l_N \Theta \sin \varphi_\theta & -l_N \Theta \cos \varphi_\theta \end{bmatrix}$$

$$B_\theta = \begin{Bmatrix} -\frac{K_R}{C_R} \end{Bmatrix}$$

$$Q_i = \begin{Bmatrix} \omega^2 m_i X_i \cos \varphi_i \\ -\omega^2 m_i X_i \sin \varphi_i \end{Bmatrix} \left(\begin{array}{l} \text{但し起振力の作用する質点では} \\ \omega^2 m_i X_i \cos \varphi_i = \omega^2 m_i X_i \cos \varphi_i + P \text{ となる。} \end{array} \right)$$

$$Q_\theta = \begin{Bmatrix} \omega^2 I_G \Theta \cos \varphi_\theta \\ -\omega^2 I_G \Theta \sin \varphi_\theta \end{Bmatrix}$$

(2.17)式でベクトル{B}が未知数であり、変形して次式が得られる。

$$\{B\} = [A]^{-1} \{Q\} \quad (2.18)$$

(2.18)式より振動数依存の{B}、すなわち構造物ならびに動的インピーダンスが求められる。

(4)解析結果

(2.18)式に実験値を代入し、構造物の複素ばねと動的インピーダンスを求め次の結果を得た。

a. 構造物複素ばね

図2.6-3に構造物複素ばねを示した。構造物2階、1階、地盤の実部 K_1 、 K_2 、 K_3 をみると振動数により若干のバラツキがみられるが、全体的にみればほぼ一定値を示している。虚部は相対変形が大きく測定誤差の影響が比較的小さい2階の C_1 のみを示した。20Hzを越えると値が直線的に増えているが構造物模型の1次、2次の共振振動数が現れる20Hz以下の振動数ではほぼ一定値であり実部と同様に振動数依存性はみられない。

b. 動的インピーダンス

図2.6-4に動的インピーダンスを示した。 K_H 、 C_H および K_R 、 C_R はそれぞれ地盤の水平ばね、回転ばねの実部、虚部である。図中に実験値から算定された値と理論解を比較して示した。基礎版の水平、回転ばねの理論解は田治見博士の振動アドミッタンス理論⁷⁸⁾によるもので、次に示す地盤の物理定数ならびに接地圧分布のパラメータを設定した時の解である。

地盤定数	S波速度	$V_s = 190\text{m/sec}$
		$V_s = 250\text{m/sec}$
	単位体積重量	$\rho = 1.7\text{t/m}^3$
	ポアソン比	$\nu = 0.477$
接地圧分布	Boussinesq分布	
	Uniform(Triangular)分布	

水平ばね実部 K_H をみると実験値は $V_s = 250\text{m/sec}$ の場合のBoussinesq分布とUniform分布の中間に位置し、虚部 C_H は $V_s = 190\text{m/sec}$ 、Uniform分布と $V_s = 250\text{m/sec}$ 、Uniform分布に近い。回転ばね実部 K_R では $V_s = 250\text{m/sec}$ 、Triangular分布に近く、虚部 C_R でも同様な結果を得た。これらの結果より、 $V_s = 250\text{m/sec}$ 、Uniform(Triangular)分布の場合が全体的によく実験値と対応している。表2.2-2に示したP S 検層結果によれば、構造物模型は $V_s = 190\text{m/sec}$ の地盤に設置されている。これは構造物模型が掘削された底面に設置されていることや、地盤のS波速度も深くなると徐々に $V_s = 250\text{m/sec}$ よりも速くなっていることによる。

構造物の剛性は振動数依存性がほとんど認められなかったが、動的インピーダンスは明らかに振動数依存性を示している。実験値より算定した動的インピーダンスは種々の要因によりバラツキがあるが平均的に曲線で近似して図2.6-5に示した。推定された解析結果の値の妥当性の確認のため構造物の剛性は振動数に対して一定と仮定し、動的インピーダンスを図2.6-5に示した値でシミュレーション解析を行うと図2.6-6に示したように実験値と解析値は極めてよく一致する。

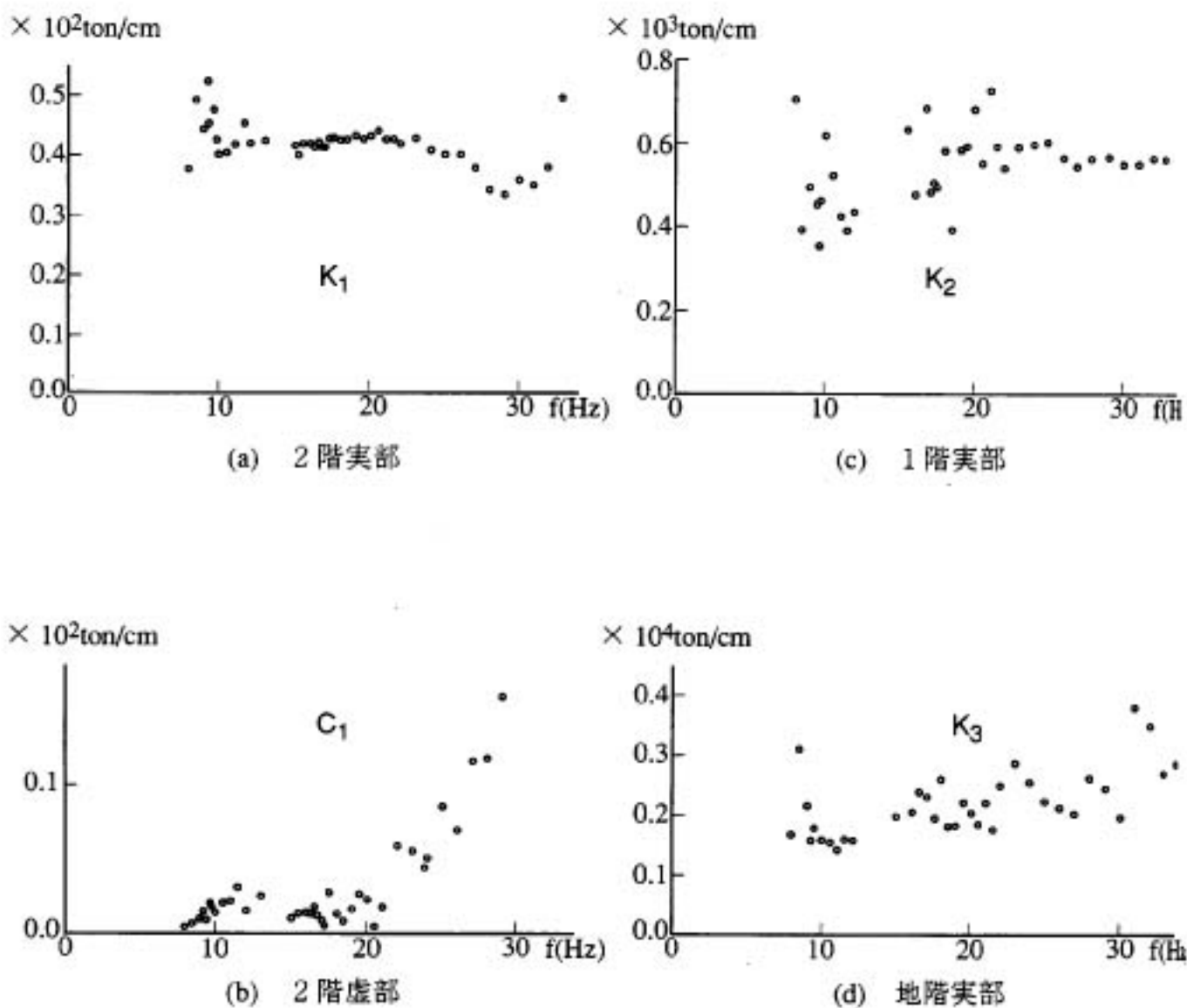
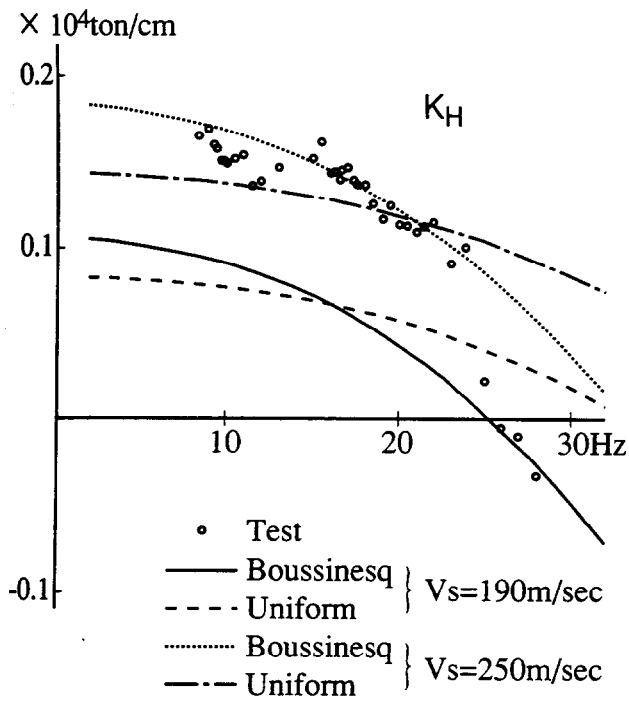
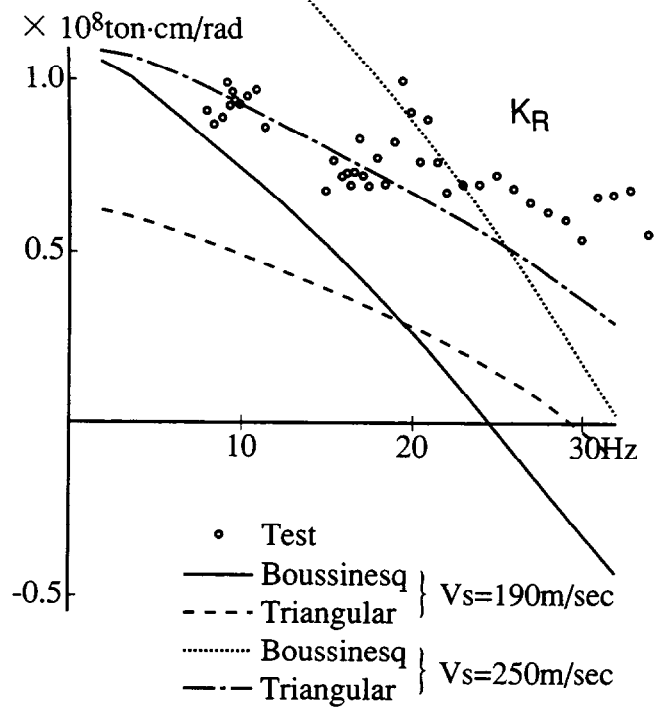


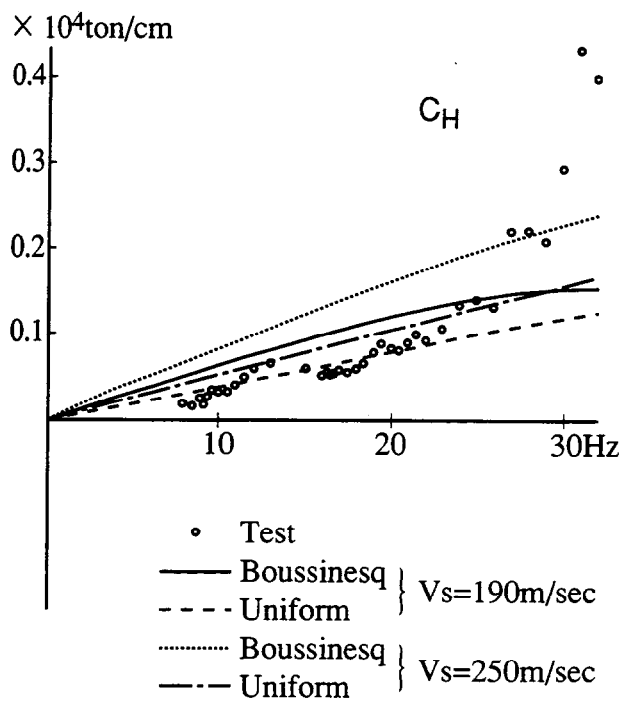
図 2.6-3 構造物模型等価せん断ばね



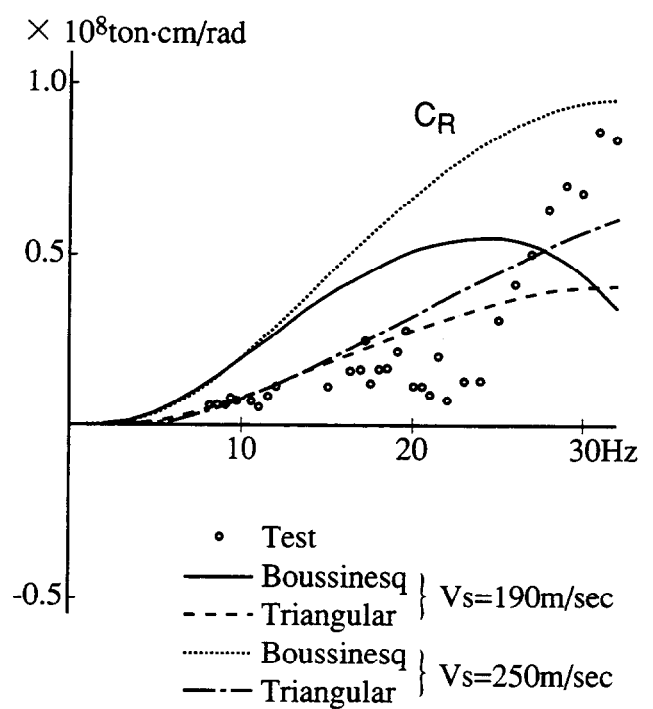
(a) 水平ばね実部



(c) 回転ばね実部



(b) 水平ばね虚部



(d) 回転ばね虚部

図 2.6-4 構造物模型底面の動的インピーダンス

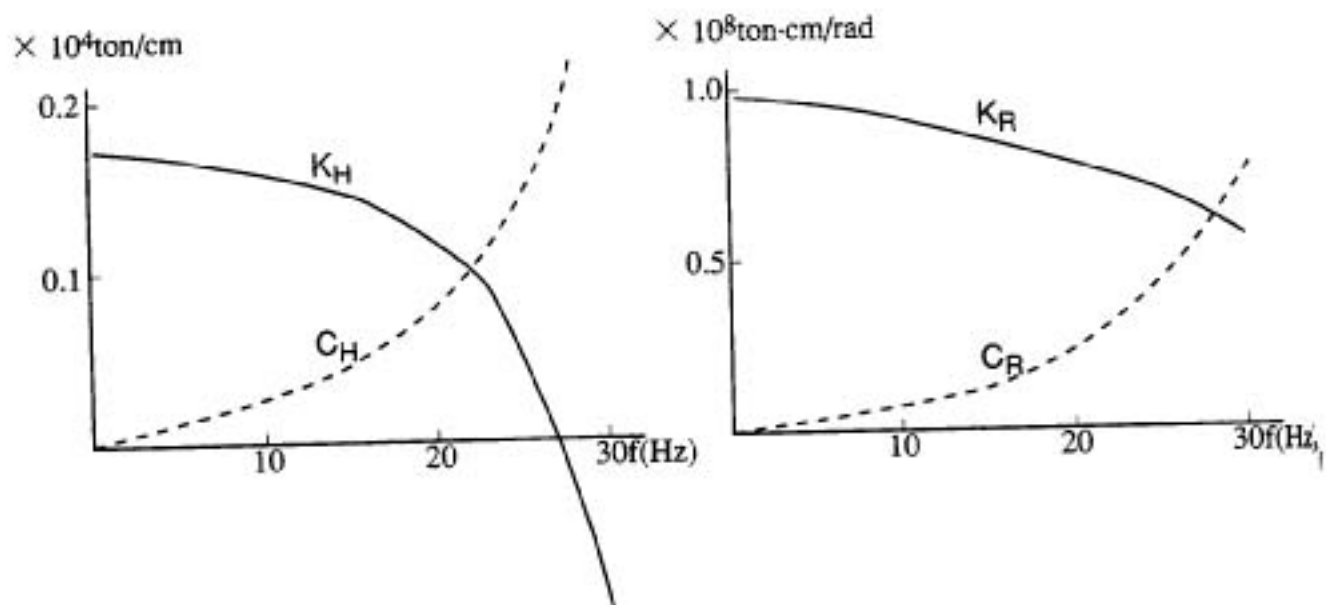


図 2.6-5 実験値より算定された構造物底面動的インピーダンスの近似曲線

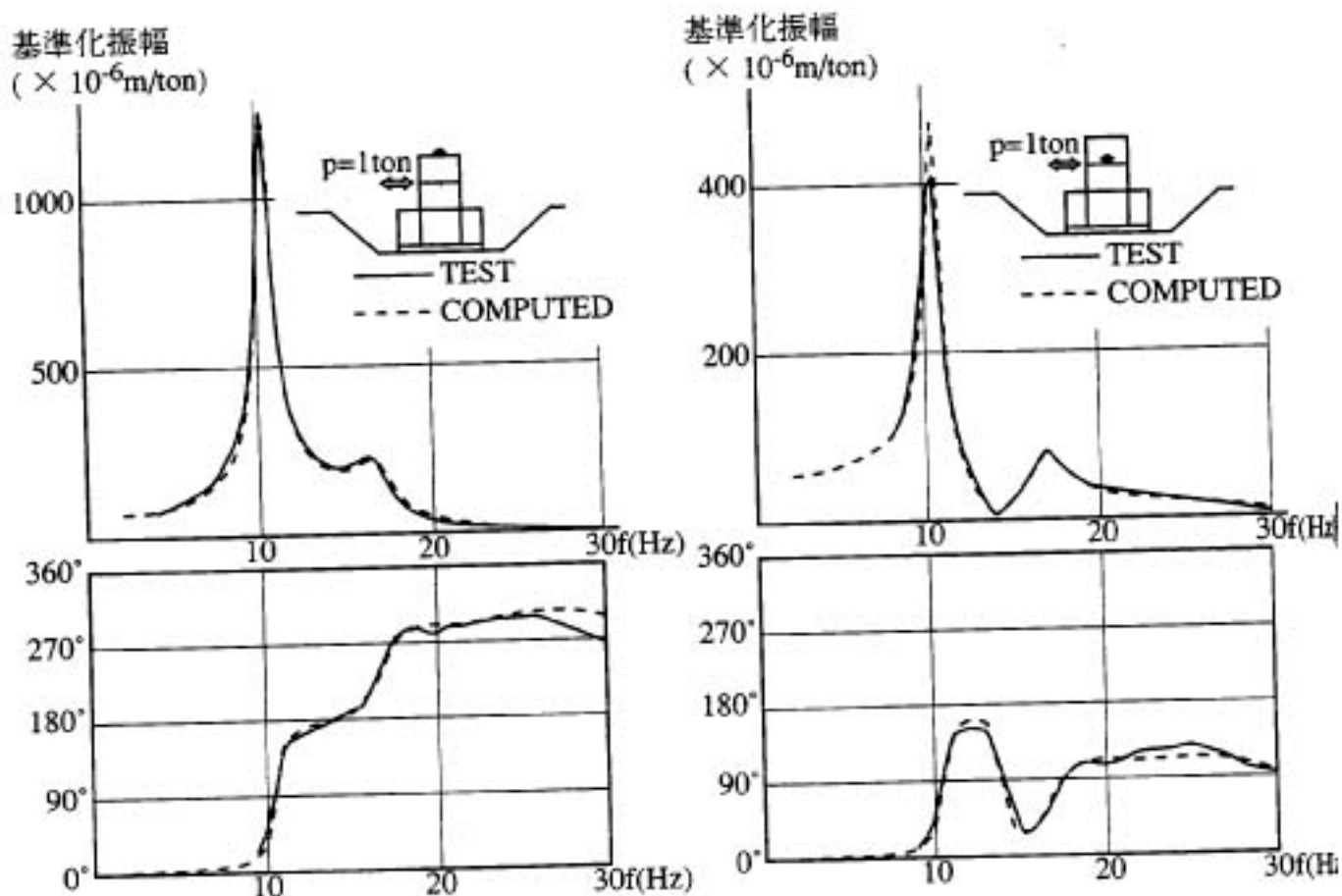


図 2.6-6 シミュレーション解析結果 (埋戻し前)

2.6.2 振動実験シミュレーション解析

構造物模型の構築に先だって実施した敷地の地盤調査結果、構造物模型の諸元、埋戻し工事後に実施した埋土の地盤調査結果に基づき解析モデルを設定して埋戻し前後の振動実験結果のシミュレーション解析を行った。

(1)解析方法

振動実験は構造物模型を加振して構造物～地盤連成系の動的相互作用特性を調べることを目的としており、加振によって発生する振動エネルギーは基礎版底面や地下部側面から周辺地盤に3次元的に逸散することになる。そこで解析には地盤を3次元領域で質点化した格子型モデルによる構造物～地盤連成解析モデルを採用する。

(2)解析モデルと解析条件

格子型モデルでは地盤が離散化されてモデル化されるため構造物は質点系にモデル化する必要がある。図2.6-7に質点化する構造物の領域分割を示し、図2.6-8に断面二次モーメント算定領域を示す。この領域ごとに重量、回転慣性、断面二次モーメントを算定する。せん断剛性については2階が柱構造、1階が広い開口部を有する壁式構造、地階内側が1階と同じで外側とはスラブで連結されている構造であり、その算定には実験結果から得られた各階のせん断ばねより等価せん断断面積 A_{eq} を求める。表2.6-2に構造物模型諸元を示す。図2.6-9に埋戻し前の解析モデルと周辺地盤の諸元を示す。地盤定数はP S検層結果に基づき算定したが、図2.6-4に示す動的インピーダンス評価で構造物直下が $V_s=250\text{m/sec}$ で説明できる結果を得ており、図2.6-9に示す修正を加えている。図2.6-10には埋戻し後の解析モデルと埋土部分の地盤定数を示す。解析モデルは埋戻し前の解析モデルに埋土部分の質点を加えたのみで、周辺地盤の諸元は両モデルとも共通の値を用いている。

解析条件を以下に示す。

- i)地盤は3次元領域で質点系モデルに置換した。ただし変位の自由度は加振方向のみ考える。地盤の深さはS波速度が $V_s=600\text{m/sec}$ となるGL-13.5mの泥岩層までモデル化した。
- ii)構造物は曲げせん断系、地盤の剛性はモデル図に示すように加振方向は平面ひずみ問題とした軸方向ばね、加振と直交方向はせん断ばねで評価する。
- iii)回転ばねは剛床仮定の基礎版重心位置の質点と結ぶ。回転ばねは振動数依存性の複素ばねとし、実験結果の分析より求められた図2.6-5に示す値を用いる。
- iv)有限な3次元領域でモデル化された地盤の外側への波動エネルギー逸散を考慮して、地盤の解析モデル化上の境界面に、図2.6-9～10に示すように粘性減衰 $C = \rho \cdot V_s \cdot A$ 、 $C = \rho \cdot V_p \cdot A$ で評価されるダッシュポットを付加する。
- v)減衰定数は材料減衰とし、構造物に $h=0.025$ 、周辺地盤に $h=0.05$ を仮定する。
- vi)埋土のモデル化は地山の層分割に合わせて3層とし、減衰定数は材料減衰とし、値は $h=0.10$ とする。

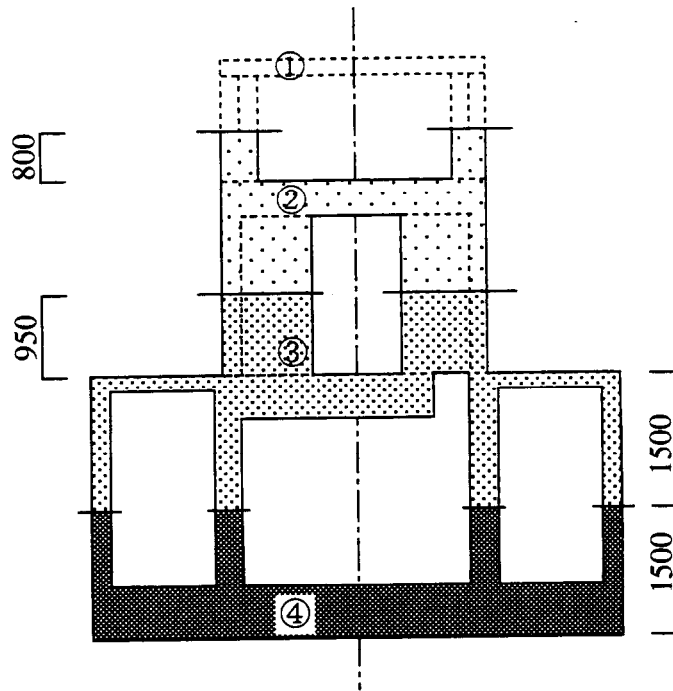


図2.6-7 領域分割

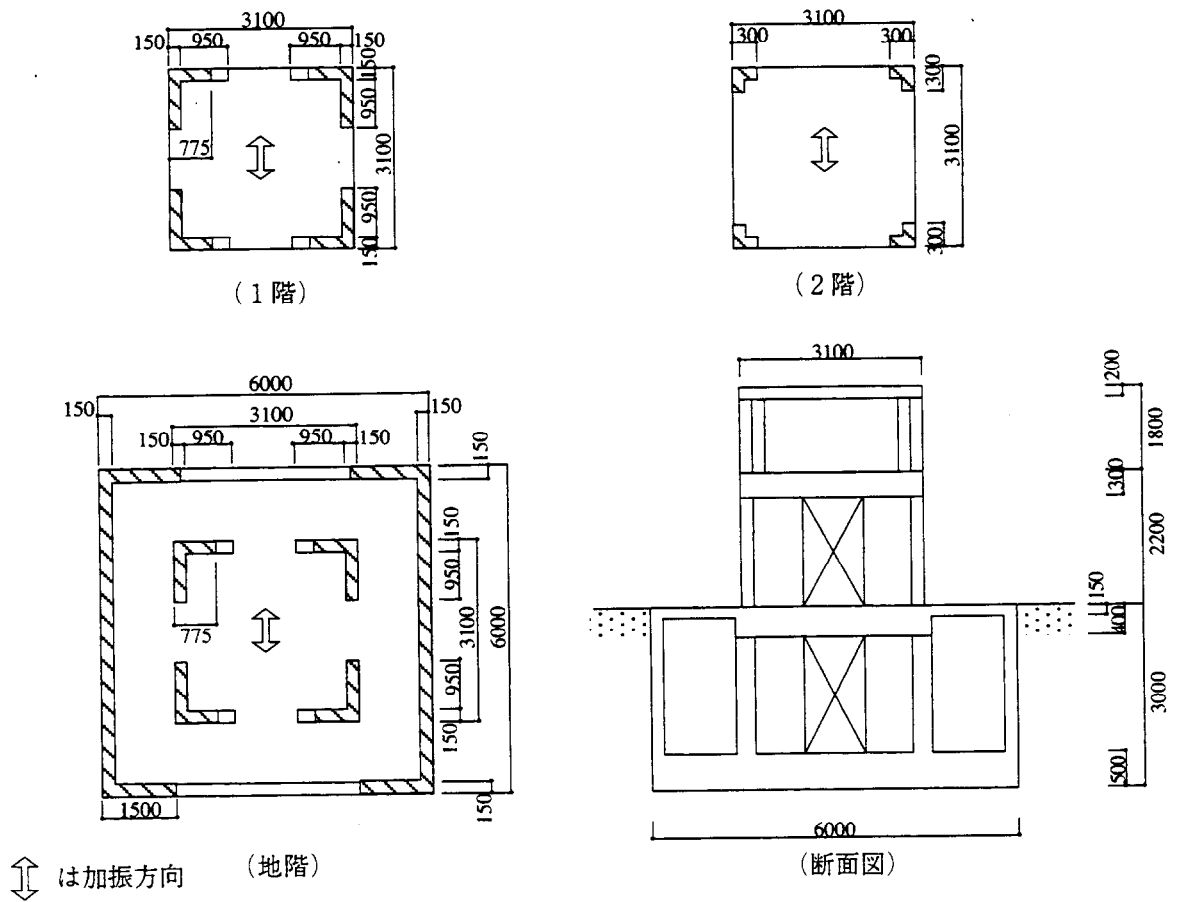


図2.6-8 断面二次モーメント算定領域 (斜線部分)

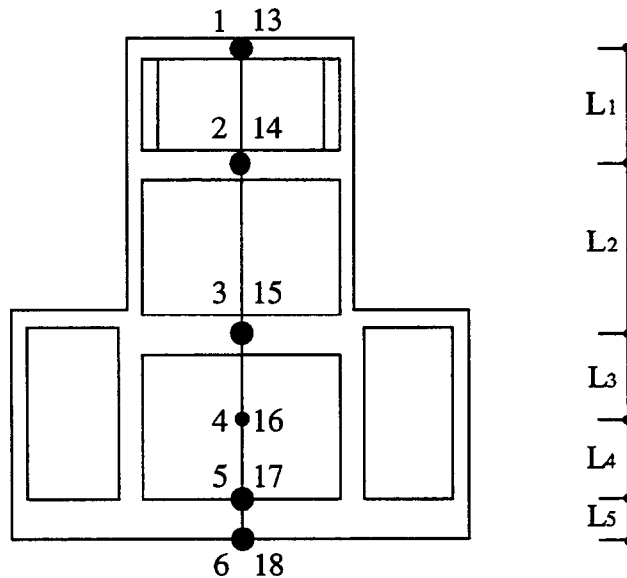
表2.6-2 構造物模型諸元

自由度 番号	諸元	高さ	断面二次 モーメント	等価せん断 断面積	重量	回転慣性
		H (cm)	I (cm ⁴)	A _{eq} (cm ²)	W (ton)	I _G (ton·cm ²)
1,(13)		L ₁ =185	5.29×10 ⁷	86.3	5.13	4.92×10 ⁴
2,(14)		L ₂ =225	1.02×10 ⁸	1400.0	10.25	1.24×10 ⁵
3,(15)		L ₃ =119	1.02×10 ⁸	5950.0	35.59	1.26×10 ⁶
4,(16)		L ₄ =119	1.02×10 ⁸	5950.0	△	△
5,(17)		L ₅ =42	9.02×10 ⁹	360000.0	54.58	1.89×10 ⁶
6,(18)		—	—	—	△	△

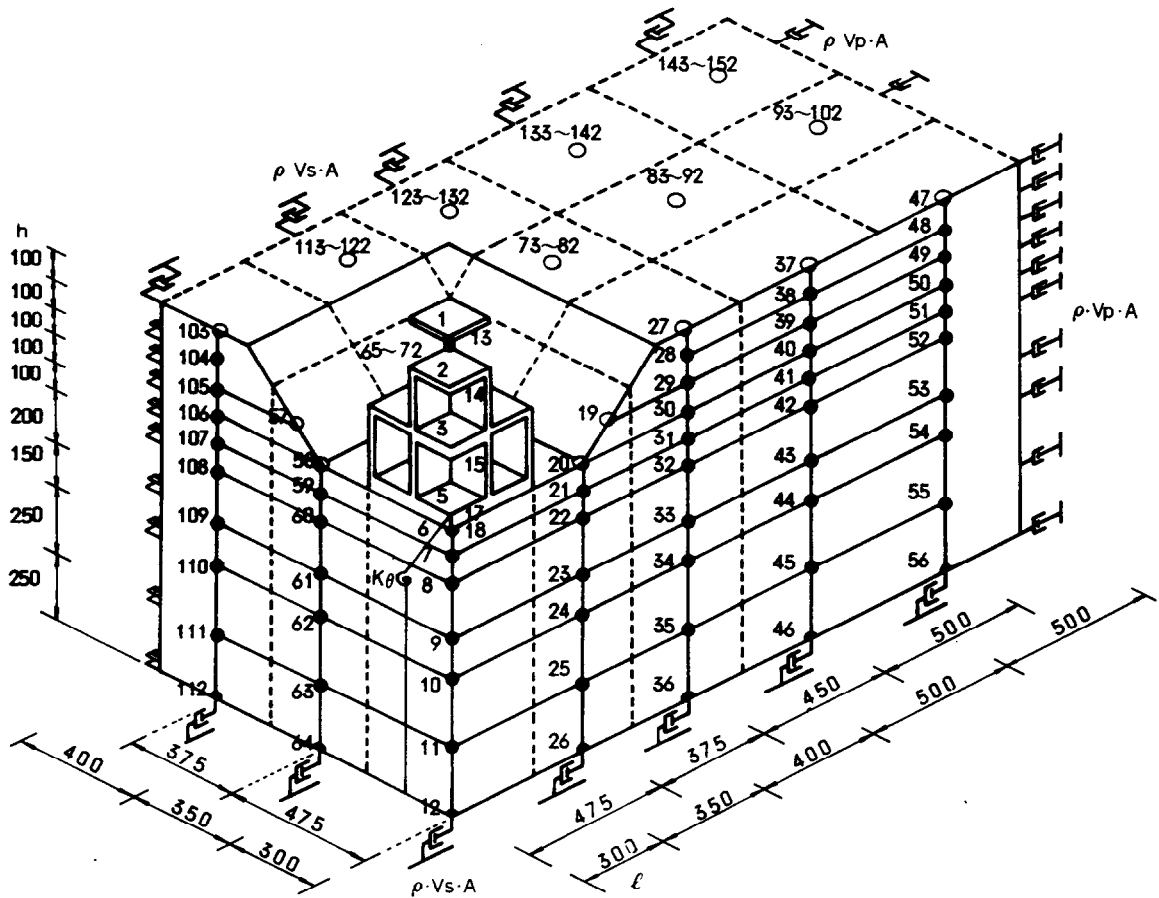
E=210ton/cm²

△：仮想質点

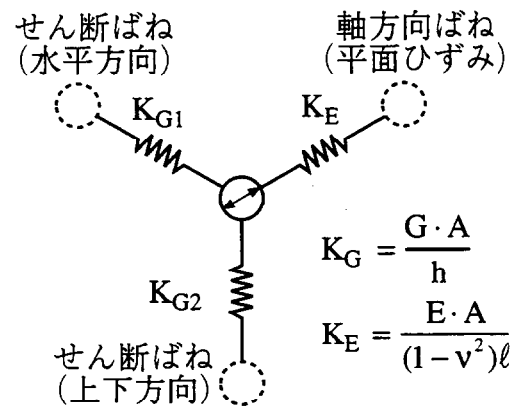
G=90ton/cm²



注) 質点4,(16)は地盤の質点と結ぶため、質点6,(18)は基礎版の厚みを考慮するために、仮想質点を設けた。

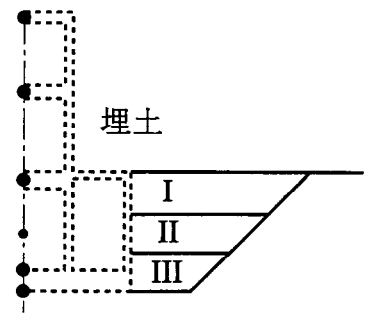
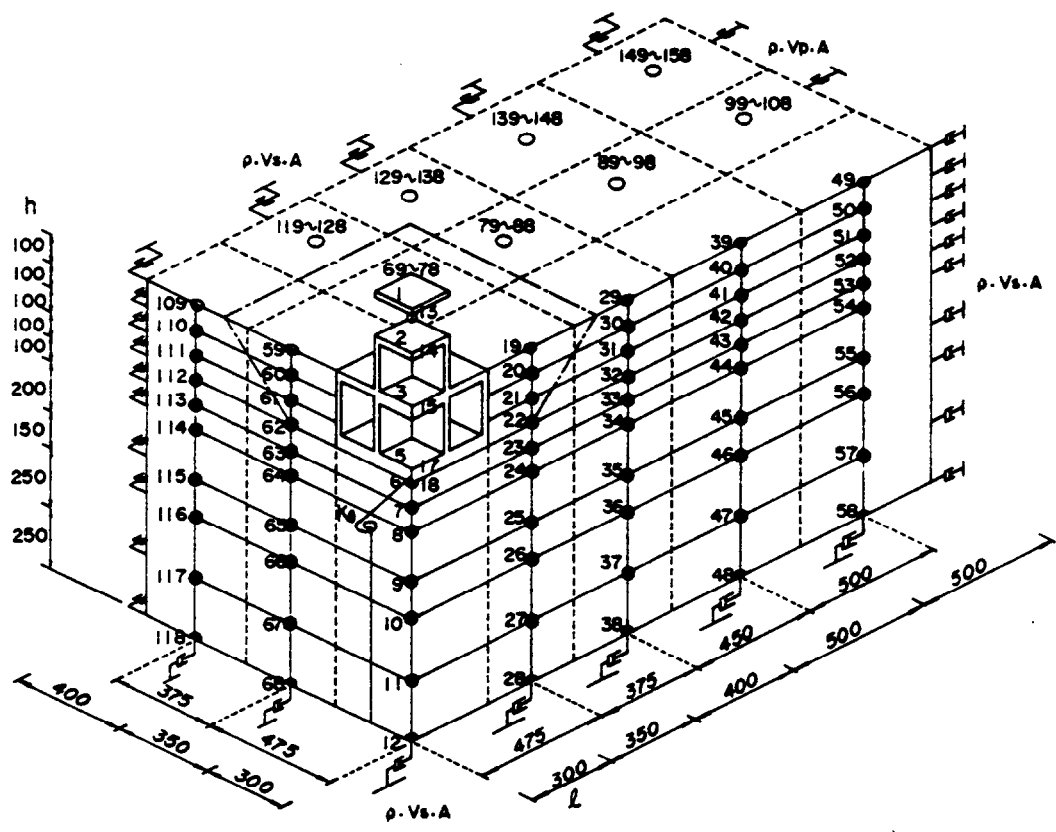


h (m)	Vs (m/sec)	G (ton/cm ²)	v ポアソン比
1.0	170	0.442	0.456
1.0	180	0.534	0.456
1.0	190	0.626	0.444
1.0	(190)200	0.694	0.444
1.0	(190)300	1.561	0.444
2.0	(250)320	1.776	0.477
1.5	400	2.776	0.438
2.5	320	1.776	0.462
2.5	320	1.776	0.462
-	600	6.245	0.418



h : 地盤の深さ方向質点間距離
 l : 水平方向質点間距離
 () : PS検層結果の値、他層はPS検層結果と同じ値

図 2.6-9 埋戻し前解析モデルと解析用地盤諸元



	Vs (m/sec)	G (ton/cm ²)	v ポアソン比	ρ (t/m ³)	H (m)
I	100	0.168	0.3	1.65	1.0
II	130	0.285	0.3	1.65	1.0
III	180	0.546	0.3	1.65	1.0

図 2.6-10 埋戻し後解析モデルと埋土諸元

(3) 解析結果

a. 埋戻し前

図2.6-11に構造物および地中、周辺地盤を対比して、共振曲線と位相曲線を示した。

図2.6-12に構造物～地盤連成系の1次、2次共振振動数における振動モードの解析結果を実験値と比較して示した。振動モードは位相は考慮せず最大値で比較した。解析結果は実験値とよく一致した。地盤を多質点系に置換してその外周に振動エネルギーの逸散を考慮したダッシュポットを付けたモデル化で構造物に対する地盤の動的挙動を適切に表現できることが分かった。またモデル化された地盤系の1次固有振動数は6Hz前後であるが、解析結果にはこの振動数に対応する共振ピークは現れず、実験結果とよく対応している。地盤を3次元領域にとり、かつ地盤の境界面で振動エネルギーの逸散を考慮した効果が現れていると考えられる。しかしながら基礎版下の地中、法尻では位相曲線は一致しているが、振幅に若干、実験値との差がある。その理由として次の点が指摘される。

- i)振動モードに見られるように、地中、周辺地盤は構造物部分の振幅に対して極端に小さく多質点に置換しているとはいえ地盤の局所的な挙動を見るには限界がある。
- ii)基礎版下の地中の変位は特に実験値との差は顕著であるが、回転ばねは直接基盤と結んでおり、一方地盤の質点は水平1自由度のみ考慮しているため基礎部の回転による影響が解析結果では見込まれない。

しかしながら振幅の大きい構造物部分では位相特性を含めて良好な結果が得られ、地盤についても実験値と傾向はよく一致している。

b. 埋戻し後

図2.6-13に構造物および地中、周辺地盤を対比して、共振曲線と位相曲線を示した。

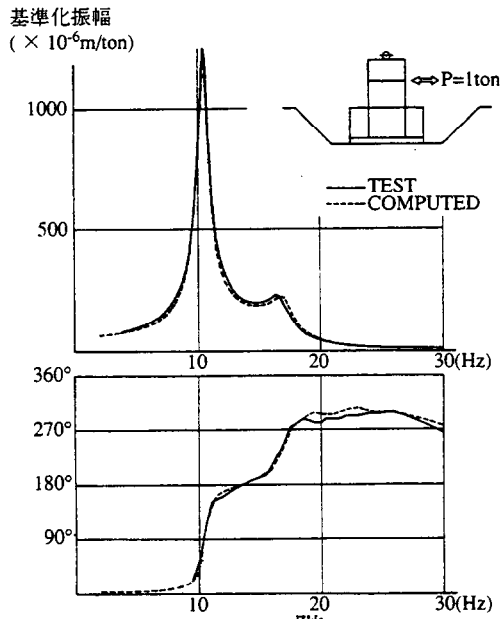
図2.6-14に構造物～地盤連成系の1次共振振動数における振動モードの解析結果を実験値と比較して示した。振動モードは位相は考慮せず最大値で比較した。解析結果は実験値とよく一致した。埋戻し前実験解析と同様に振幅の大きい構造物最上層、基礎版端部の上下動成分等は比較的实验値と一致しているが、地中ならびに周辺地盤では差が見られる。

c. 考察

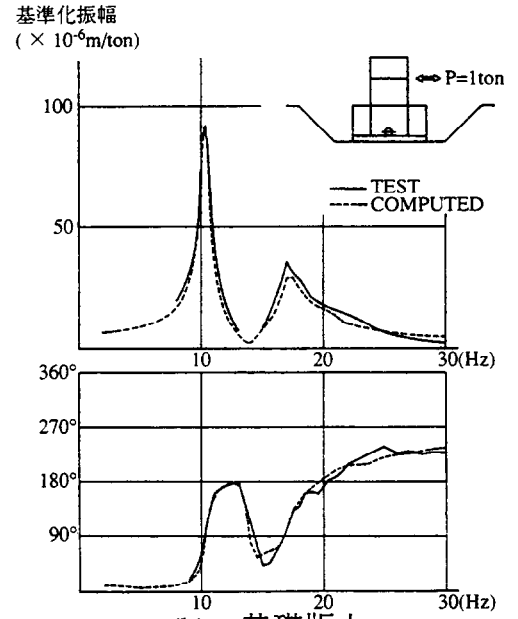
構造物に及ぼす埋戻しの影響をより明瞭に把握するため、構造物の主な測点での埋戻し前後の実験値とその解析結果を比較して図2.6-15に示す。これらの結果より次のことが言える。

- i)解析に用いた多質点系構造物～地盤連成解析モデルにより振動実験で得られた共振・位相曲線、共振振動数での振動モードを良く再現出来る。
- ii)高振動数領域になると、構造物部分に比較して周辺地盤では解析結果と実験値の合致度がやや悪くなる。

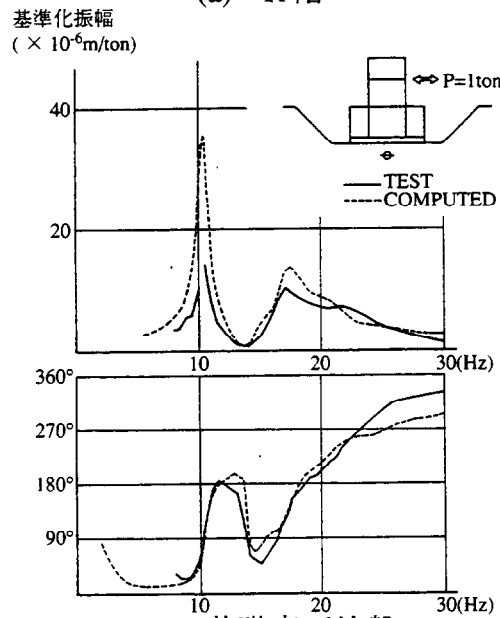
iii)埋戻しにより構造物の拘束効果、減衰性の増加が顕著に認められ、構造物の埋込み効果は非常に大きいことが実験および解析の双方から確かめられた。



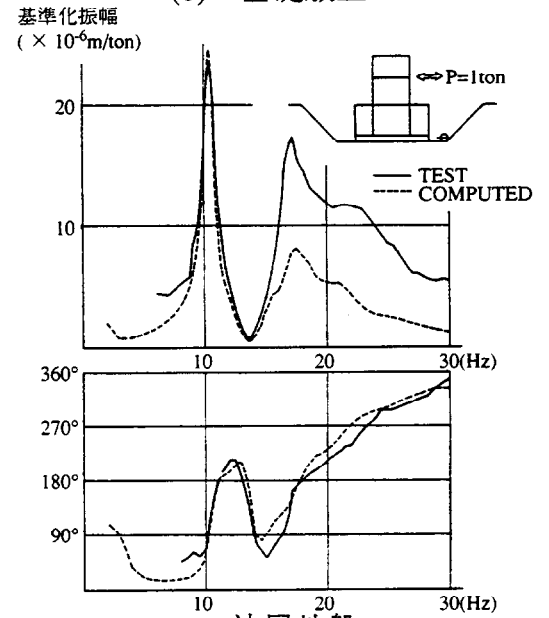
(a) R階



(b) 基礎版上



(c) 基礎直下地盤



(d) 法尻地盤

図 2.6-11 共振・位相曲線 (埋戻し前)

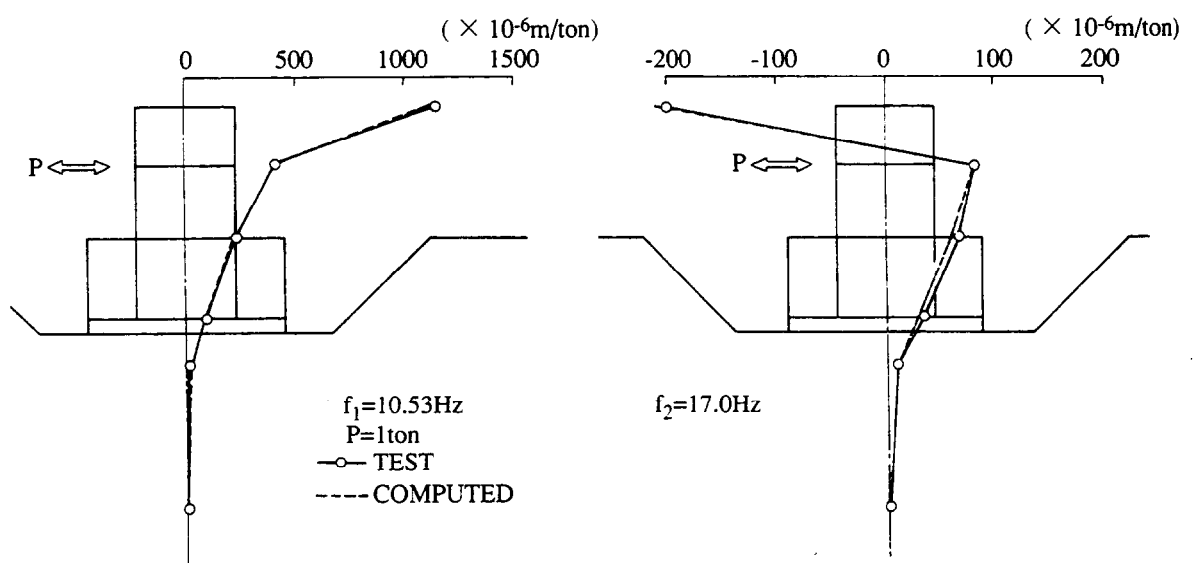


図 2.6-12 振動モード (埋戻し前)

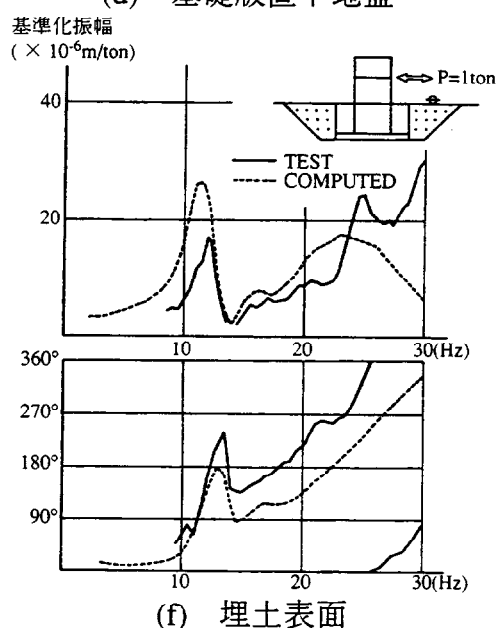
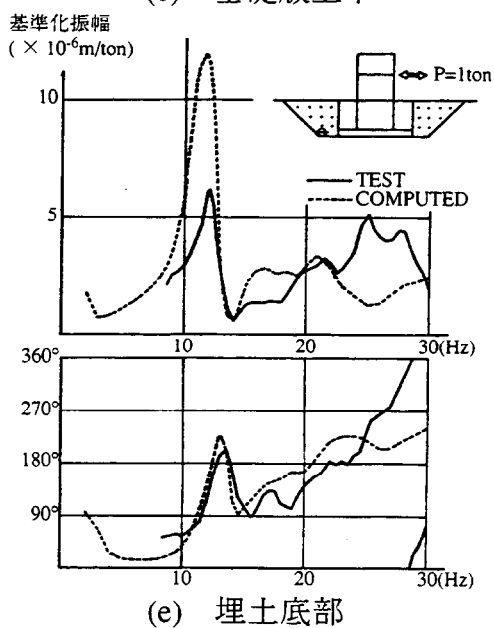
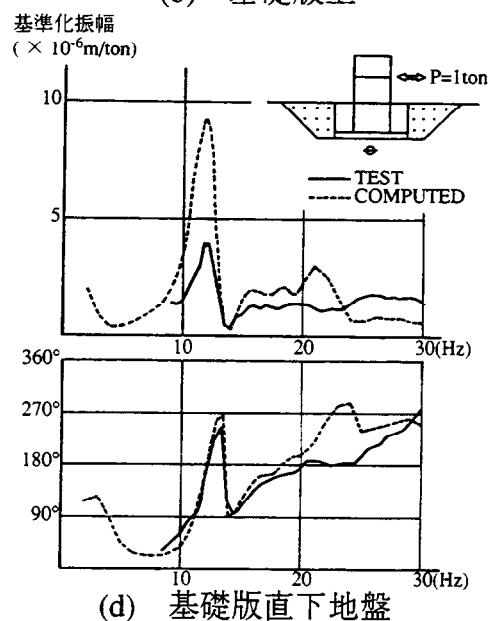
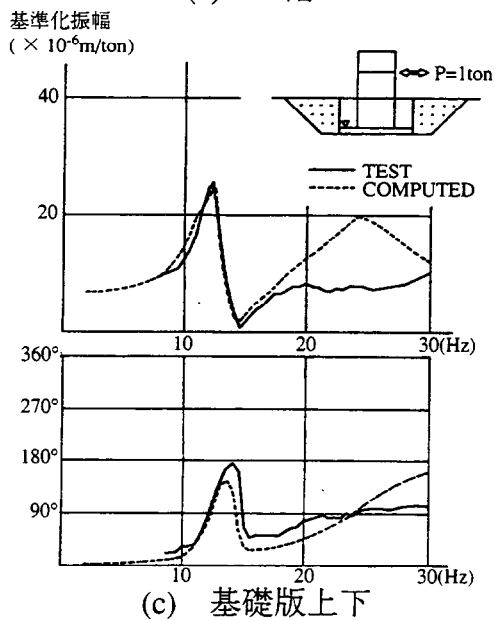
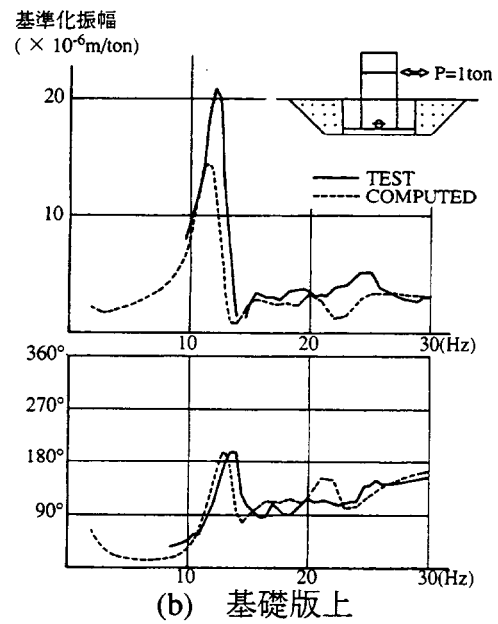
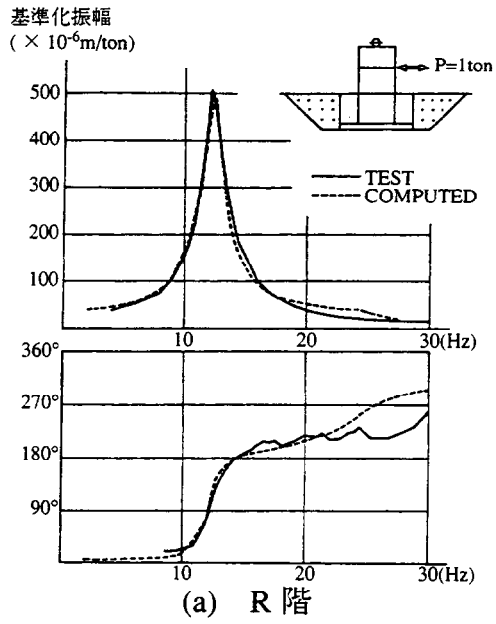


図 2.6-13 共振・位相曲線 (埋戻し後)

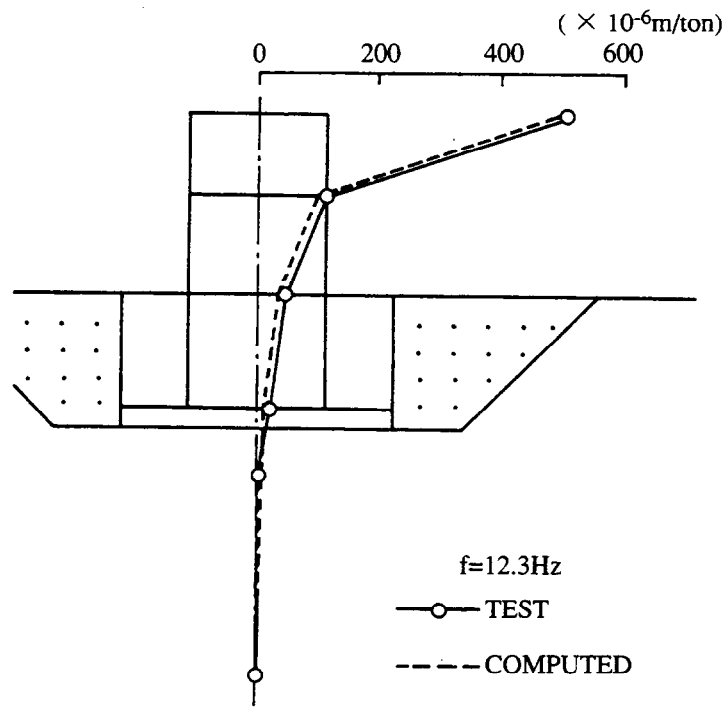


図 2.6-14 振動モード (埋戻し後)

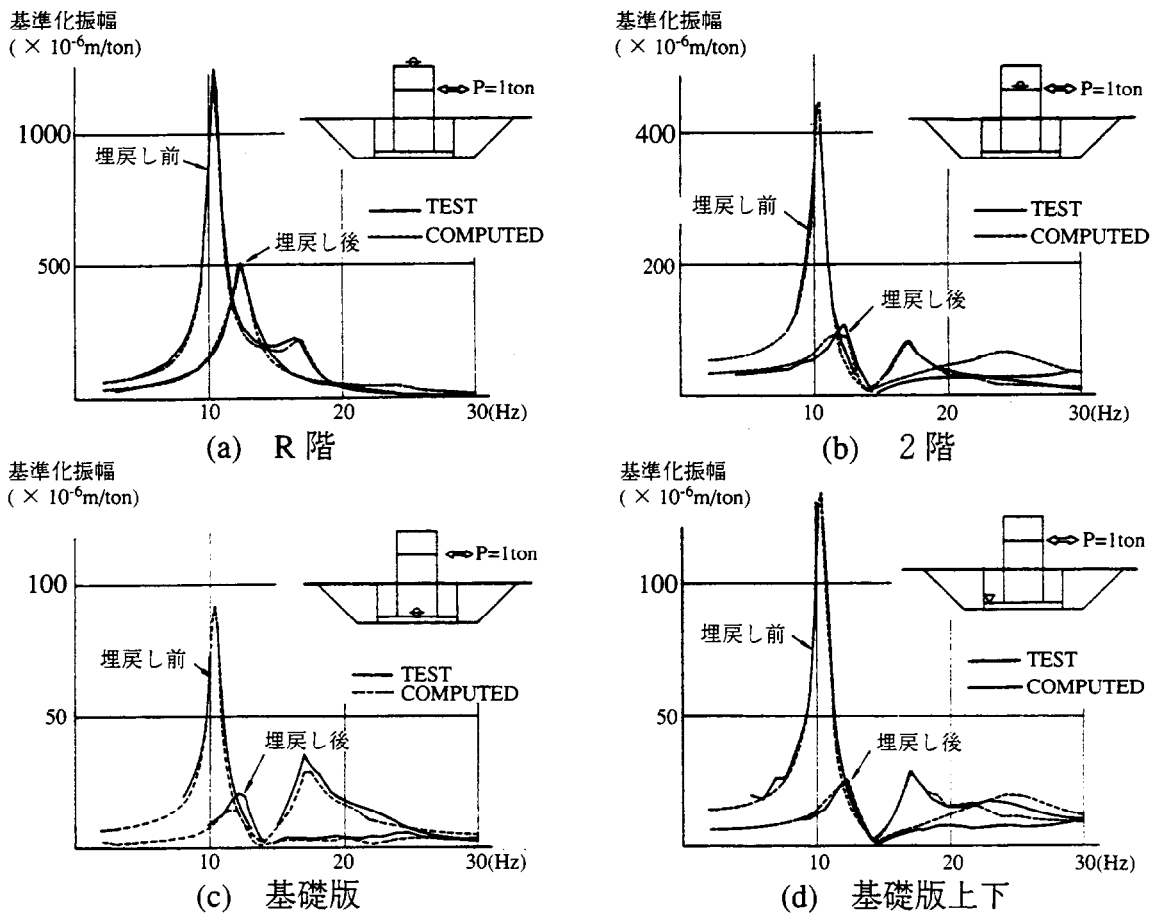


図 2.6-15 埋戻し前後の比較

2.7 まとめ

第2章では深く埋込まれた構造物の動的相互作用特性の解明のために行った構造物模型を用いた実験的研究の全体概要を示すと共に、地盤調査、起振機による強制振動実験結果とそのシミュレーション解析結果について述べた。

構造物模型の構築にあたり当該敷地の地盤調査を行った。まず、GL-35mまでの調査ボーリングを行い、その土質柱状図より当該敷地の地層は大別して第四紀に属する粘土層、砂礫層及び第三紀に属する砂岩層、泥岩層に分類される。この地盤調査結果に基づき構造物模型の位置と地震観測孔の位置と深さを決めた。

地盤物性を把握するためにGL-30mまでP S検層を行った。S波速度はGL0m~-1.6mの粘土層では170m/sec、GL-1.6m~-8.6mの洪積の砂礫層では190m/sec~400m/sec、GL-8.6m~-13.5mの砂岩層では320m/sec、GL-13.5m~-21.0mの泥岩層では600m/sec、GL-21.0m~-30mの主として砂岩からなる層では430m/secであった。P波速度はGL0m~-5.0mでは600m/sec、GL-5.0m~-13.5mでは1200m/sec、GL-13.5m~-21.0mでは1600m/sec、GL-21.0m~-30mでは2000m/secであった。

構造物模型は原子炉建屋の約1/15程度に相当し、地下部が3m、地上部が4mの全高が7mで、地下部分の平面が6m×6m、地上部が3.1m×3.1mの構造物模型で洪積砂礫層で支持されている。構造物模型は埋込み深さが構造物の幅の半分程度の原子炉建屋を模擬している。振動実験は構造物模型の構築後、埋戻し前と埋戻し後の2回行った。

埋戻し前後の振動実験結果から、構造物模型を埋込むことにより側面地盤の拘束が増し、1次共振振動数が10.4Hzから12.3Hzへと高くなった。埋戻し前後の1次共振振動数の比から構造物模型回りの剛性の増分を見ると、4割増し程度であるが構造物の共振振幅が埋戻し前に比較して、埋戻し後では1/2~1/4に減少した。これは埋戻しにより構造物模型底面からの振動エネルギー逸散の他に地下部側面からのエネルギー逸散を含めた減衰が大きくなっていることを示している。

振動実験のうち、埋戻し前の測定結果に基づき、構造物~地盤連成系の基本的な動的相互作用特性を把握するため構造物模型と地盤の動的インピーダンスを評価した。構造物模型の剛性の実部、虚部は振動数依存性が殆ど認められなかったが、動的インピーダンスは明らかに振動数依存性を示した。この動的インピーダンスと田治見博士の振動アドミッタンス理論を比較した結果、 $V_s=250\text{m/sec}$ で接地圧分布がUniform(Triangular)分布の条件が実験値とよく対応した。この $V_s=250\text{m/sec}$ と構造物模型の構築前に行った地盤のP S検層結果の支持地盤の $V_s=190\text{m/sec}$ との違いは、構造物模型が掘削された底面に構築されていることや、地盤のS波速度も深い層では $V_s=250\text{m/sec}$ よりも速くなっていることによる。

振動実験結果のシミュレーション解析は、上部加振によって発生する振動エネルギーが基礎版底面や地下部側面から周辺地盤に3次元的に逸散することを考慮して、解析モデルは3次元領域で質点化した格子型モデルによる構造物~地盤連成解析モデルを採用した。埋戻し前の解析では地盤定数はP S検層結果に基づき算定したが、実験値から求めた動的インピーダンス評価で構造物直下が $V_s=250\text{m/sec}$ で説明できる結果を得ており、構造物

模型より下層の4mの地盤のせん断波速度を $V_s = 190\text{m/sec} \sim 250\text{m/sec}$ から $V_s = 200\text{m/sec} \sim 320\text{m/sec}$ に修正した。埋戻し後の解析は埋戻し前の解析モデルに埋土の地盤調査に基づく質点ならびに剛性を加えたのみで周辺地盤の諸元は両モデルとも共通の値を用いている。埋戻し前後とも振幅の大きい構造物部分では共振・位相曲線とも良好な結果が得られ、地盤についても実験値と傾向はよく一致した。地盤を多質点系に置換してその外周に振動エネルギーの逸散を考慮したダッシュポットを付けたモデル化で構造物に対する地盤の動的挙動を適切に表現できることが分かった。

第3章 埋込み構造物の地震時挙動と地盤減衰評価

3.1 はじめに

第2章では深く埋込まれた構造物模型の動的相互作用特性を把握するために実施した実験的研究の内、全体計画、地盤調査、実験対象構造物模型、埋戻し方法等、本研究の前提条件となるべき項目について述べた。さらに起振機を用いた構造物模型上部加振による埋戻し前後の振動実験と構造物～地盤連成解析モデルを用いたシミュレーション解析について述べた。構造物～地盤系の動的相互作用問題におけるグラウンド・コンプライアンスや振動アドミッタンスに代表される理論的な研究を、模型であるが実地盤上に構築した構造物の振動実験によって実証的に検討評価するとともに、地盤調査等により得られた地盤定数をそのまま適用可能な格子型モデルによって離散化された質点系モデルを採用することにより、実験結果を説明することが出来た。第3章では振動実験終了後実施した、構造物模型及び周辺地盤の地震観測の概要を述べるとともに観測記録波を用いた解析検討結果を示す。地震観測では水平動と上下動の観測も行っているが、上下動の記録波とその解析については上下動用にさらに追加した観測点を含め第6章で述べる。本章では主に水平動に着目した。まず、地盤の地震時応答特性を把握するために観測記録波に基づいて地盤系の応答特性を調べ、下部加振に対する構造物～地盤系の動的相互作用特性に着目したシミュレーション解析を行い、上部加振結果とあわせて格子型モデルの耐震設計モデルとしての適用性を検討・評価した。また、地震時における構造物の応答は上部加振問題の慣性の相互作用と下部加振問題の入力の相互作用の和で表わされる。深く埋め込まれた構造物では後者の入力の相互作用の影響が大きく、このために地盤の地震時応答特性の把握は重要である。そこで鉛直アレー観測記録に基づいて、地盤応答に大きく影響する地盤減衰評価について検討した。

3.2 地震観測概要

3.2.1 観測機器と観測点配置

埋戻し後の構造物模型の振動実験が終了した後、地震観測を実施した。観測点は図3.2-1に示すごとく構造物模型、基礎版直下地盤、埋戻し土、構造物端より10m離れた自由地盤系である。設置した地震計は埋設型のサーボ型加速度計で26成分とし、2台のデータレコーダーによる自動記録方式を採用した。観測方向は起振機実験の加振方向の延長線上に自由地盤系観測点があるEW方向を主としているが、構造物2階床、地盤の表層(GL-0.5m)、地中最深部(GL-23.5m)についてはNSとUD方向を加えて3成分とした。地盤系は地震時における地盤の応答特性を詳細に把握するためGL-0.5m～GL-23.5m間でGL-3.0m、GL-8.5m、GL-13.5mの3ヶ所に加速度計を設置した。GL-3.0mは構造物模型の基礎底面位置、GL-8.5mは砂岩層上部であり、かつ構造物模型基礎版直下の深い観測点位置、GL-13.5mは泥岩層上部とした。

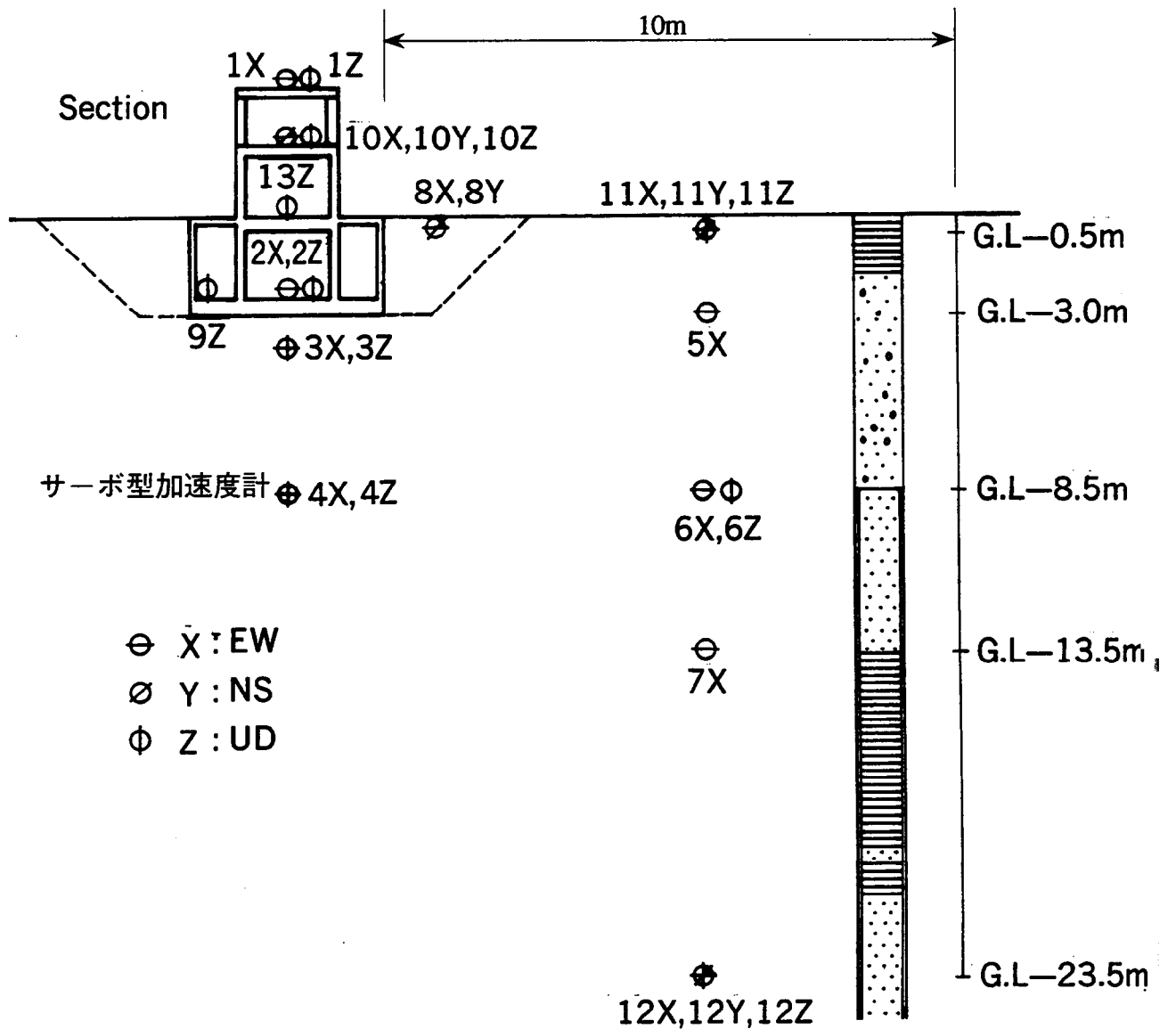


図 3.2-1 地震観測点設置図

3.2.2 地震観測記録

観測地震のうち、数値化して分析・検討した地震波の諸元を表3.2-1に示す。マグニチュード $M=5\sim 6$ 程度の中小規模の地震が多く、観測地点が福島県沿岸であるため、福島県沖とその周辺に震源地を有する地震が比較的大きな加速度となっている。震源距離はNo.8を除き50~200kmに分布しており、その位置ならびに震源深さとあわせて図3.2-2に示した。構造物とその直下地盤、周辺地盤における水平成分（EW方向）の最大加速度分布を図3.2-3に示す。構造物模型は剛な壁式構造であるが、最上層は柱構造で比較的柔らかく、振動実験結果で明らかかなように選択性のある固有の振動数特性を有し、入力地震動の振動数特性により異なるが2階床の最大加速度に対して最上階は2~4倍の増幅がみられる。地盤系は最深観測点からの表層の応答倍率は2~3倍である。また、地下階の加速度は表層に比べて2割程度小さい。ただしNo.8地震は震央距離が約700km近い遠距離地震であり長周期成分が顕著で、構造物模型、周辺地盤ともほぼ同じ挙動を示している。

表 3.2-1 記録地震波諸元

No.	地震発生日時 (TIME)	震源地	北緯 東経	深さ (km)	震央距離 (km)	M	α_{max} GL-0.5m (gal)
1	1976.06.06 (23h 01')	埼玉県東部	36°03' 139°40'	70	195	4.8	4.6
2	1976.10.06 (20h 38')	福島県沖	37°04' 141°25'	70	52	5.9	47.1
3	1976.12.22 (00h 07')	福島県沖	37°01' 141°13'	50	48	4.6	29.0
4	1976.12.29 (23h 37')	群馬県北部	36°38' 139°10'	130	187	5.8	11.6
5	1977.04.19 (15h 15')	茨城県沿岸	36°28' 140°37'	60	112	5.1	9.3
6	1977.02.06 (05h 45')	福島県沖	37°17' 141°42'	40	61	4.6	5.9
7	1978.02.20 (13h 10')	宮城県沖	38°45' 142°12'	50	180	6.7	53.9
8	1978.03.07 (11h 49')	中部地方南方沖	32°09' 137°45'	440	658	7.6	25.7

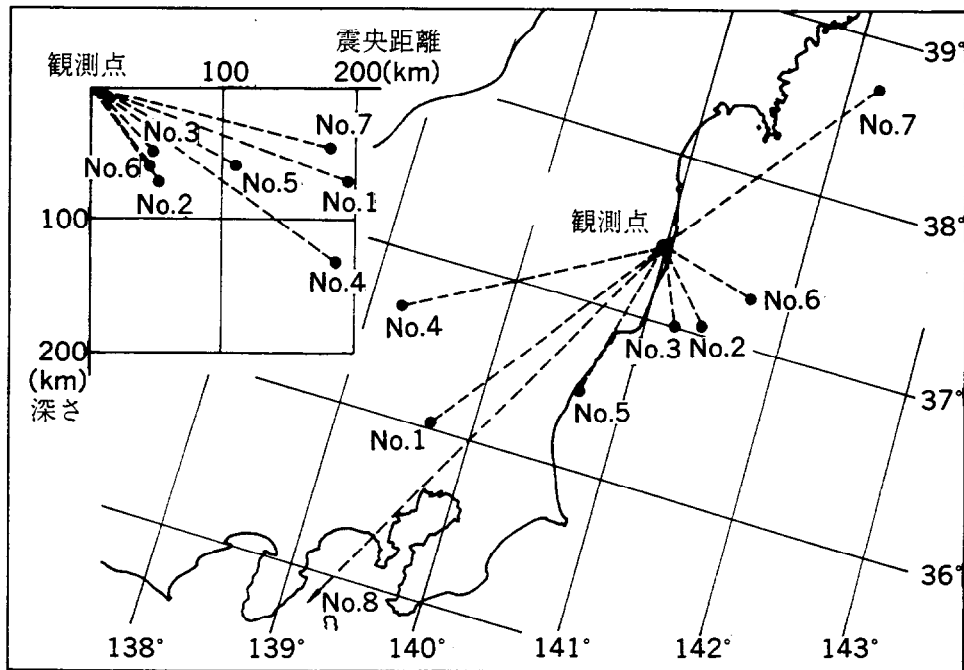


図 3.2-2 地震波震源位置

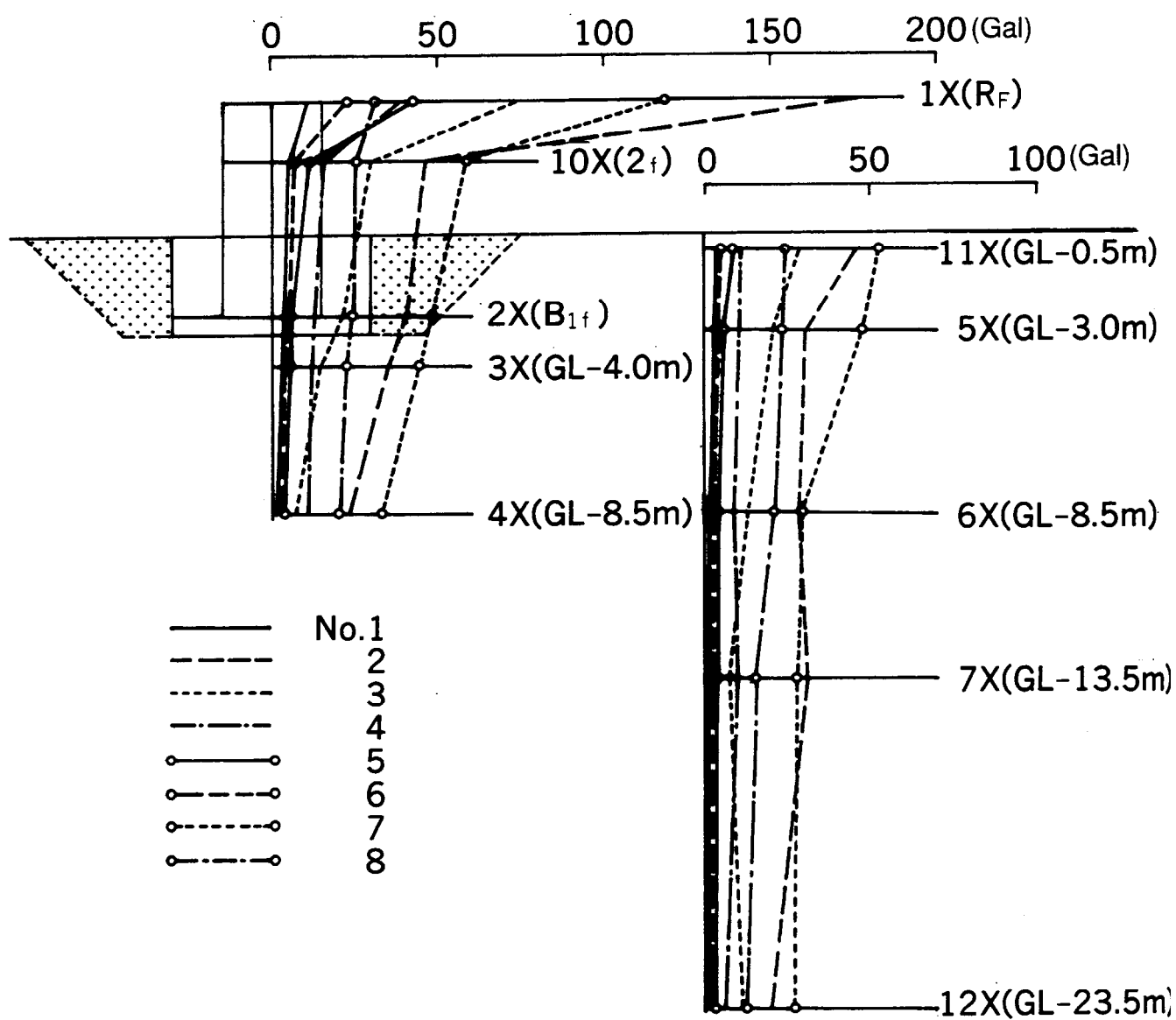
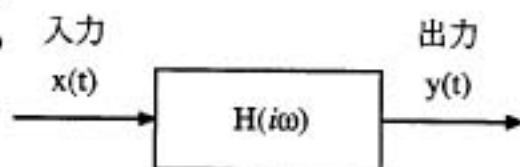


图 3.2-3 最大加速度分布

3.3 地震観測結果の解析

3.3.1 地盤の応答特性

構造物～地盤連成系モデルによる地震応答解析を行うにあたり、まず自由地盤の観測波を用いて地盤の応答特性を調べた。ここでは表3.2-1に示した8個の記録地震波について自己回帰モデルのあてはめ(Auto Regressive Model fitting)⁴⁰⁾によるスペクトル解析を行った。時系列ランダム変動の振動数解析にはパワースペクトル解析やフーリエスペクトル解析等があるが、いずれもスペクトル値の変動が激しくハニングやハミング等の平滑化を行っているが、いわゆる乱れが大きく適正なピーク値を評価することが困難である。ここで用いた自己回帰モデルのあてはめ法は時系列ランダム変動に対し最良の線形予測を与える式を求め、これからパワースペクトル密度関数を求めるものである。すなわち、右図の応答倍率 $H(i\omega)$ を求めるには次式を用いることになる。



$$H(i\omega) = \frac{P_{yy}(i\omega)}{P_{xx}(i\omega)} \quad (3.1)$$

ここで $P_{xx}(i\omega)$: 入力のパワースペクトル
 $P_{yy}(i\omega)$: 出力のパワースペクトル

図3.3-1に自己回帰モデルのあてはめ法のフローチャートを示す。

(3.1)式に示す出力と入力のスペクトル比より応答倍率を求め図3.3-2に示す。図3.3-2a),b)は入力をGL-23.5m、出力をGL-0.5mとした場合のEW、NS方向の応答倍率であり、図3.3-2c)は入力をGL-8.5m、出力をGL-0.5mとした場合のEW方向の結果である。各ケースとも深さに応じた地盤系の低次の固有振動数が明瞭に把握できる。地盤系の主な応答倍率は次の通りである。

- i) GL-23.5m以浅の地盤の応答倍率は、NS、EW方向ともほぼ同様な傾向であり、 $f_1 = 4.5\text{Hz}$ 、 $f_2 = 11 \sim 12\text{Hz}$ 、 $f_3 = 16 \sim 17\text{Hz}$ 付近にピークがみられる。応答倍率は1次より2次のピーク振幅のほうが大きく、3次でも1次と同程度あり高次になってもあまり小さくならない傾向が確認された。
- ii) GL-8.5m以浅では $f_1 = 9.0\text{Hz}$ 、 $f_2 = 22.0\text{Hz}$ にピークがみられる。

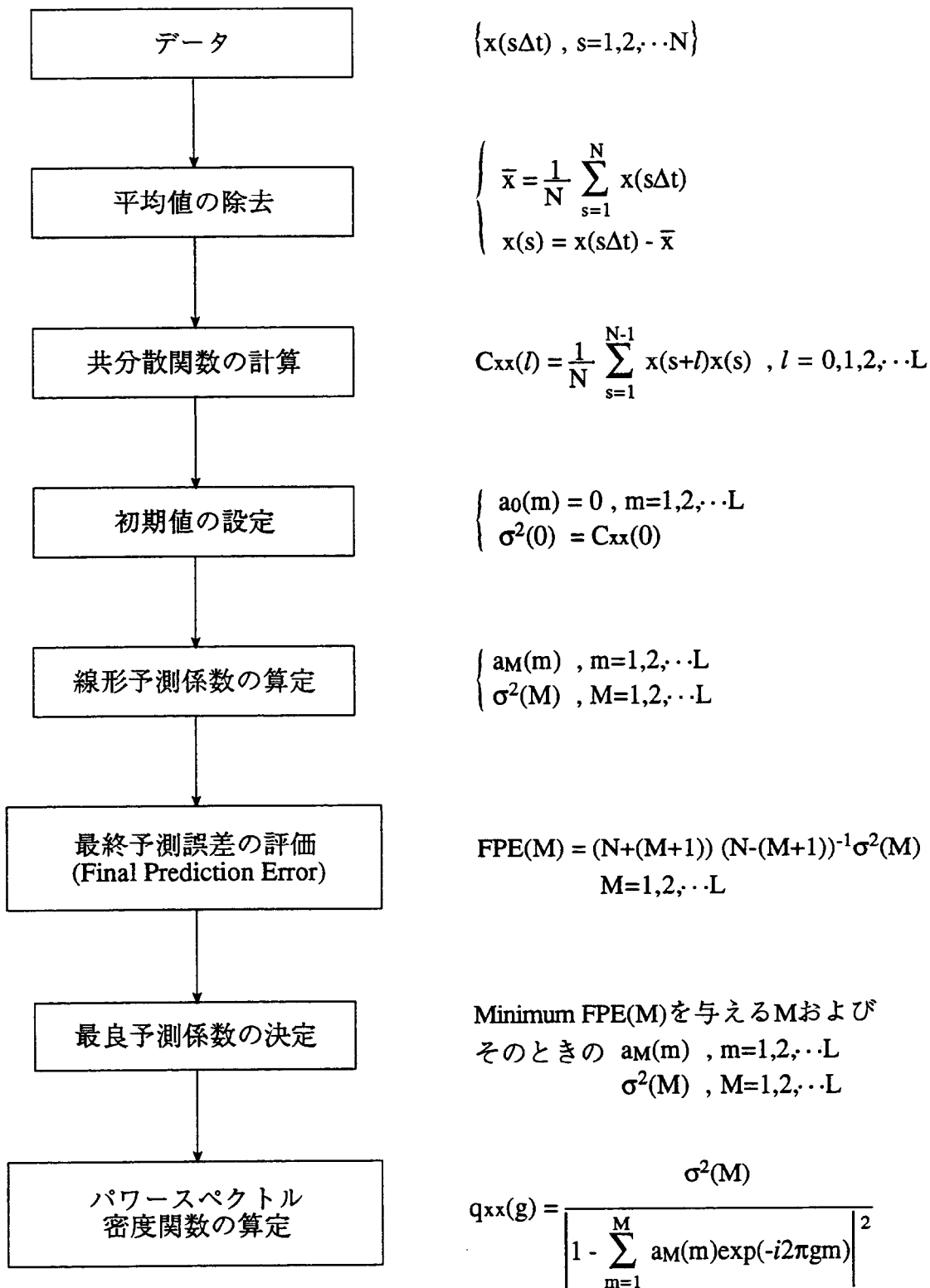
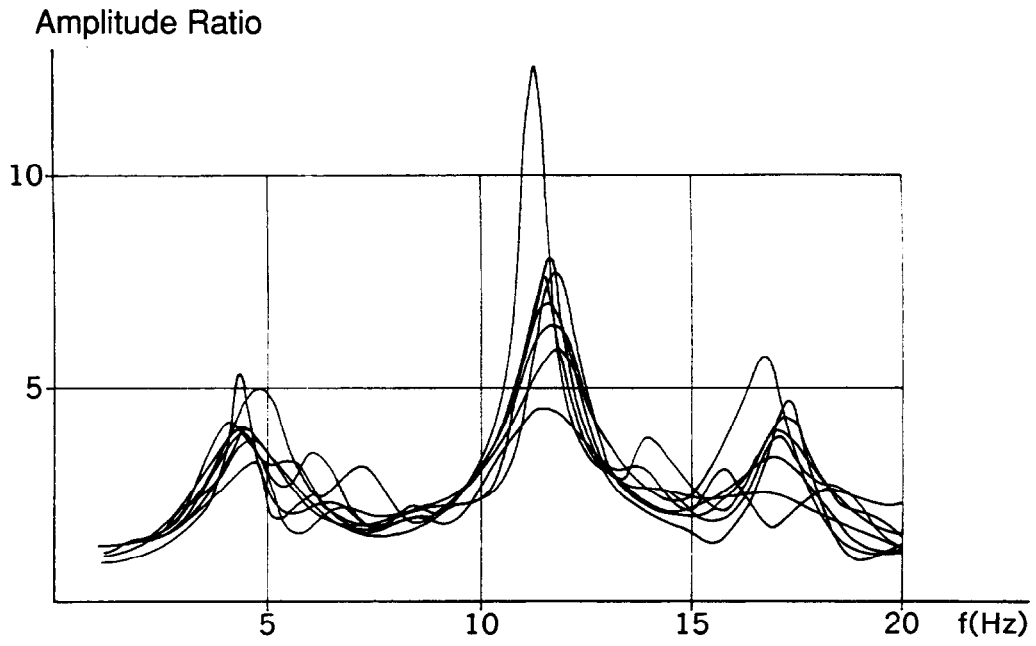
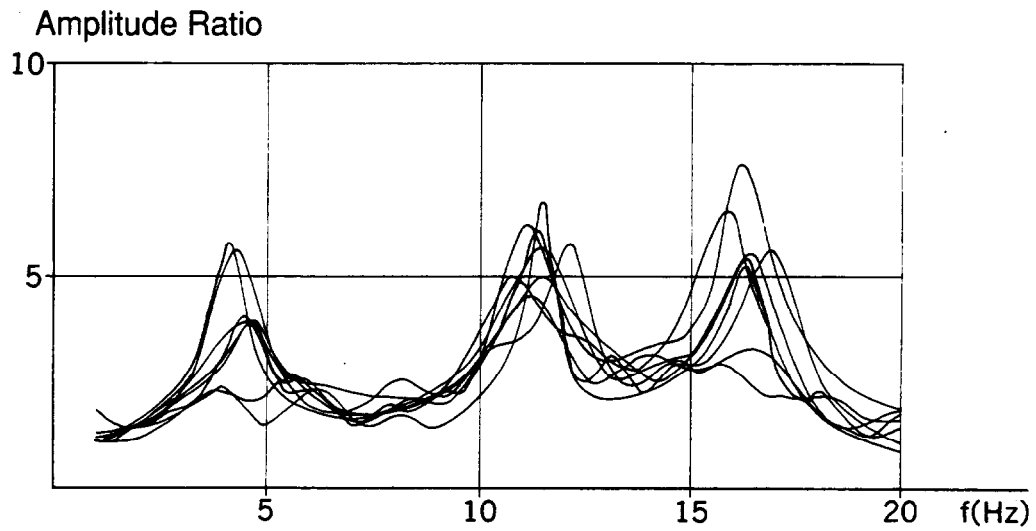


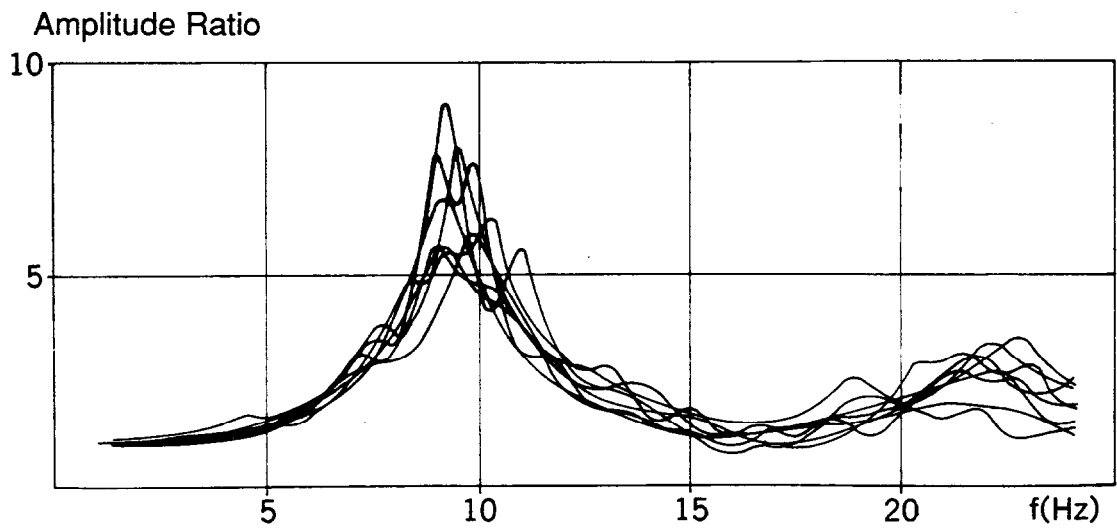
図3.3-1 自己回帰モデルのあてはめ法フローチャート



(a) GL-0.5/GL-23.5 (EW 方向)



(b) GL-0.5/GL-23.5 (NS 方向)



(c) GL-0.5/GL-8.5 (EW 方向)

图 3.3-2 地盘系応答倍率

3.3.2 地震観測シミュレーション解析

構造物～地盤系動的相互作用で地震動入力を想定した下部入力では、構造物の応答に及ぼす地盤の応答特性の影響が大きいことはすでに述べた。前節で示したように地盤系の応答特性は地震の震源方向、規模にかかわらず、サイト固有の地盤特性によって決まることが分かった。そこで振動実験解析で採用した地盤定数を基本として、地震観測記録から得られた地盤の応答倍率と比較・検討しながら格子型モデルと同様なモデル化により観測記録のシミュレーション解析を行った。解析対象として表3.2-1に示した8地震で最も加速度記録の大きい1978年2月20日宮城県沖地震を選び、地震動入力位置として観測記録のあるGL-8.5mとGL-23.5mの2ケースを設定した。

(1)GL-8.5m入力による解析

a. 地盤物理定数の評価

表3.3-1にGL-13.5m以浅の地盤定数を示す。表中の原位置試験結果は構造物模型の構築前に実施したP S検層から得られた値であり、解析用諸元ケース1は第2章で示した振動実験解析に用いた値である。GL-3.0m～GL-7.0m間でS波速度を共振曲線のピーク振動数が実験結果に最も良く一致するように修正を加えた値である。ここで解析対象地震記録波を用いて地盤系応答倍率を調べた。図3.3-3の実線は記録波より得られた応答倍率であり、点線は表3.3-1に示したケース1による応答倍率であるが、ピーク振動数、振幅とも差がみられる。記録波による応答倍率に近い地盤モデルを設定するため、ケース1のS波速度を全体的に約6%増してケース2とした。図3.3-3の破線で示すごとく観測値と良く近似させることが出来た。S波速度の修正前後の地盤定数を用いて行った地震応答解析の最大加速度分布は図3.3-4に示す通り解析用諸元ケース2を用いれば観測値との一致度が良くなる。図3.3-5は表層(GL-0.5m)の観測値とケース2による解析値の加速度応答スペクトルの比較であるが、短周期領域においても観測値の傾向と良く合っている。

b. 解析モデルと解析条件

振動実験解析は起振機による上部加振であり地盤は3次元領域でモデル化し、さらに地盤の周辺境界に粘性減衰 $C = \rho \cdot V \cdot A$ で評価される粘性境界を考慮した。地震波による解析は記録波を実動(E+F)として直接、モデル下端境界に入力するため地盤は2次元領域で扱い粘性境界は設けていない。図3.3-6に解析モデルを示す。解析条件は次の通りである。

- i) 地盤は2次元領域をとり、構造物～地盤連成系解析モデルとしているが、質点の自由度は水平一方向とした。
- ii) 構造物模型は曲げせん断系、地盤は質点間をせん断ばね及び軸方向ばねで結んだ。構造物模型、埋戻し砂の剛性は振動実験のシミュレーションで用いた値とし、地盤定数は表3.3-1のケース2とした。
- iii) 構造物模型の基礎版は剛体とし、回転ばねは振動実験シミュレーション解析と同様に

基礎版重心と結んだ。振動実験解析では回転ばねに振動数依存性を考慮しているが本解析では構造物～地盤系1次振動数に相当する値を振動数領域で一定として用いた。

iv) 減衰定数はひずみエネルギー比例型とし、建屋 $h=0.025$ 、地盤 $h=0.12$ 、埋戻し砂 $h=0.15$ 、回転ばね $h=0.10$ を与えた。

c. 解析結果

図3.3-7に最大加速度分布を示したが構造物模型、地盤とも観測値との一致度が良い。図3.3-8にR階(1X)、2階床(10X)、表層(11X)、地中(5X)における時刻歴波形ならびに加速度応答スペクトルの比較を示す。構造物模型、地盤とも観測値と良く対応しており、ここで用いた連成解析モデルの妥当性を示している。

表3.3-1地盤定数

原位置試験結果			解析用諸元			
			ケース 1		ケース 2	
Vs (m/sec)	ρ (t/m ³)	H (m)	Vs (m/sec)	G (ton/cm ²)	Vs (m/sec)	G (ton/cm ²)
170	1.5	1.0	170	0.442	180	0.496
		1.0	180	0.534	190	0.589
190	1.7	1.0	190	0.626	200	0.694
		1.0	200	0.694	265	1.218
		1.0	300	1.561	265	1.218
250	1.7	2.0	320	1.776	339	1.994
400	1.7	1.5	400	2.776	424	3.119
320	1.7	2.5	320	1.776	339	1.994
		2.5	320	1.776	339	1.994

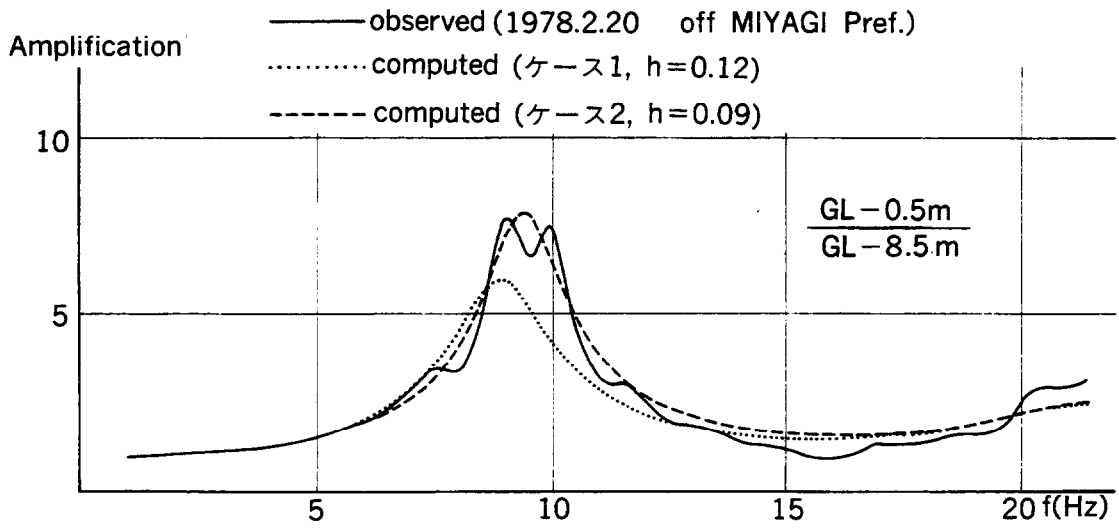


図 3.3-3 地盤の応答倍率

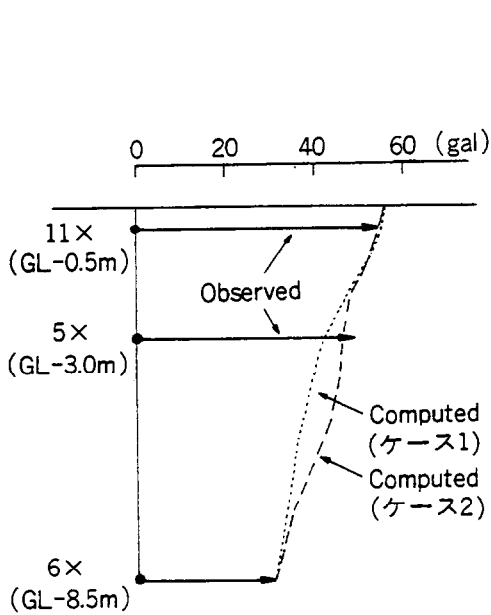


図 3.3-4 最大加速度分布

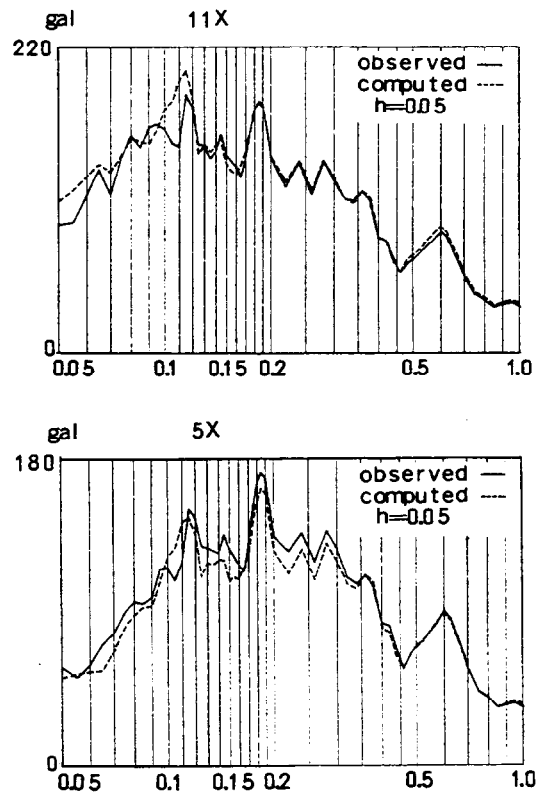


図 3.3-5 加速度応答スペクトル (ケース2)

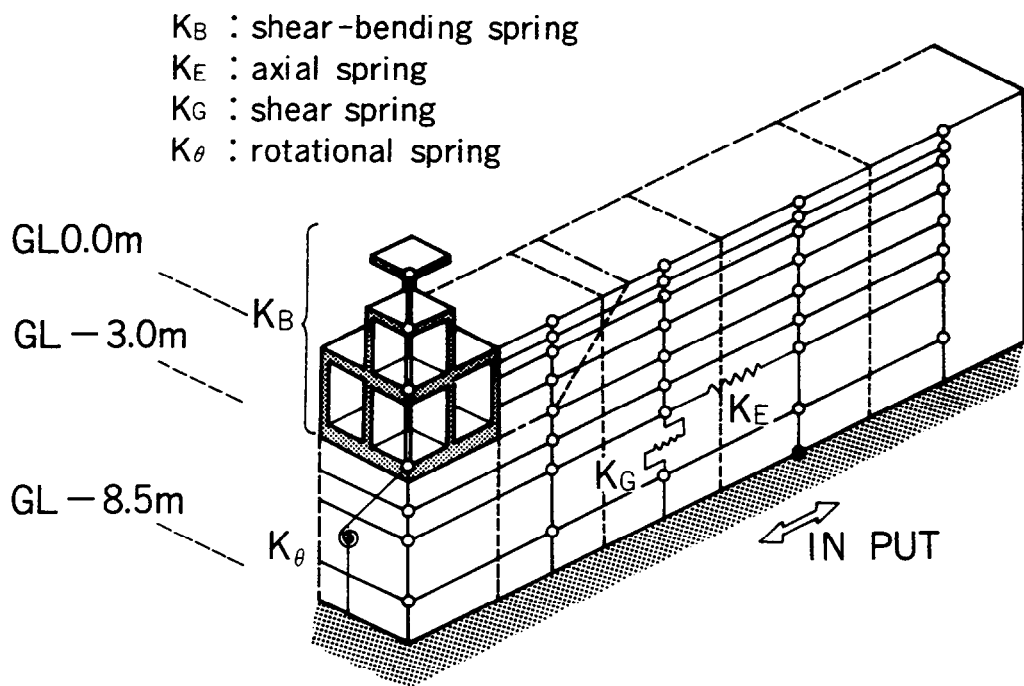


図 3.3-6 構造物～地盤連成系解析モデル

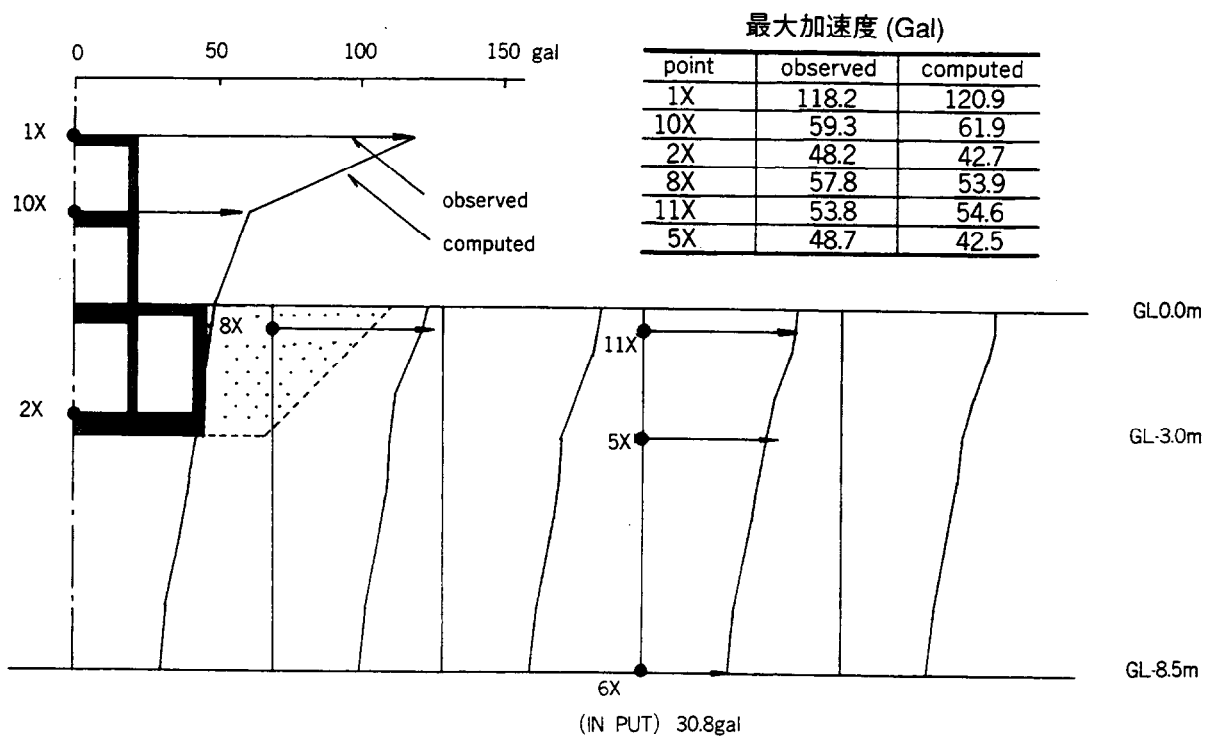
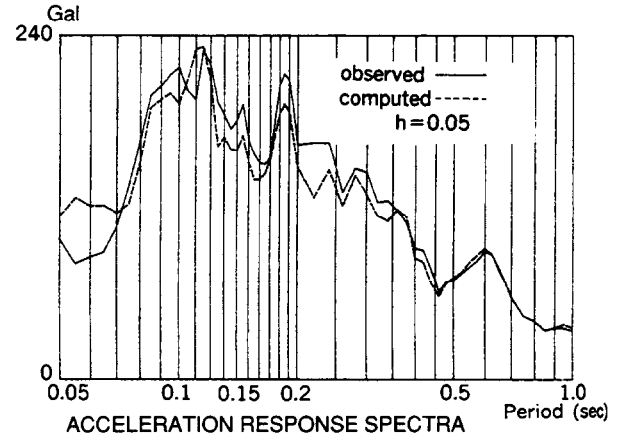
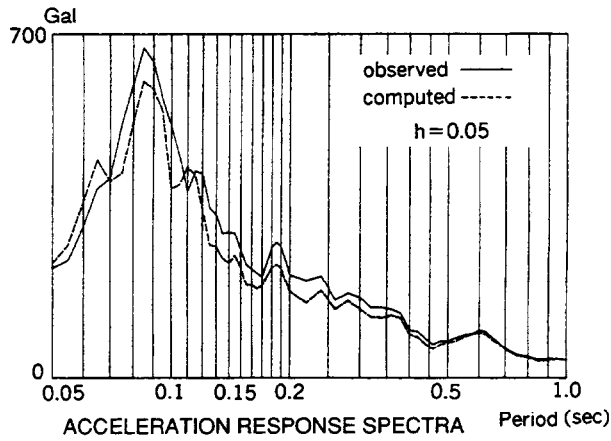
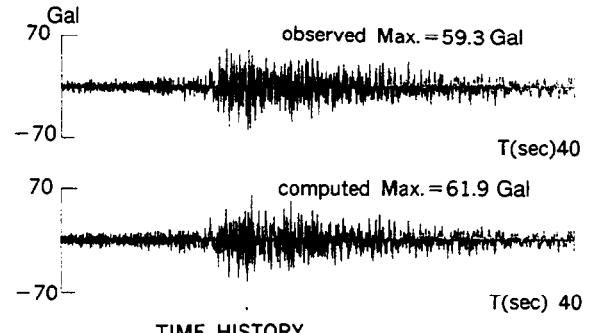
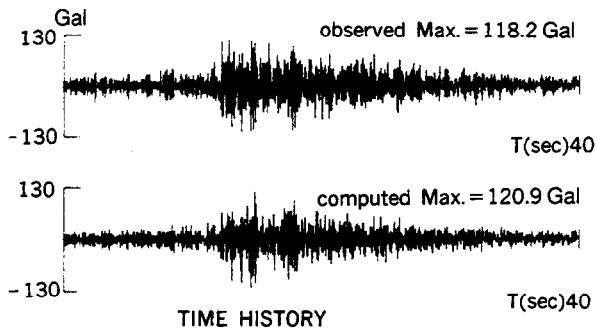
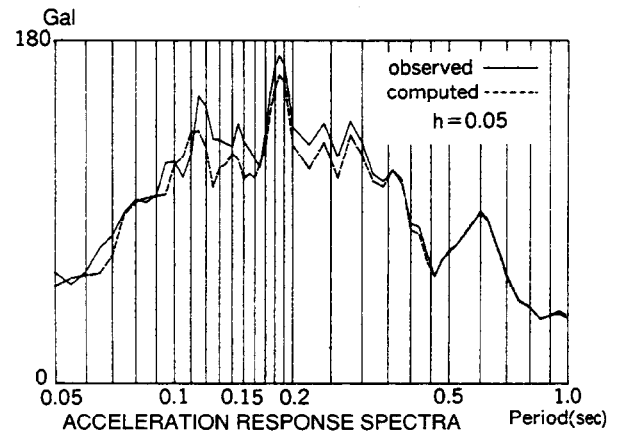
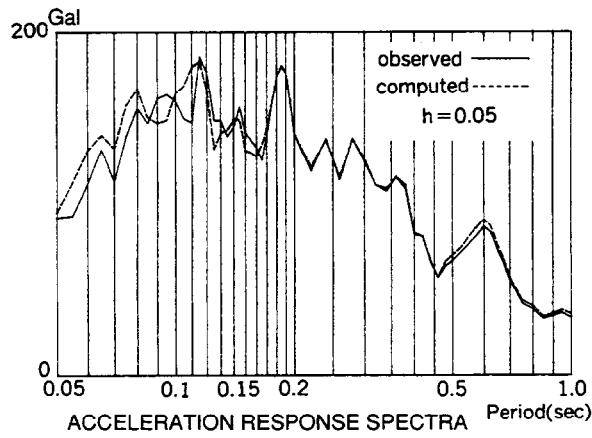
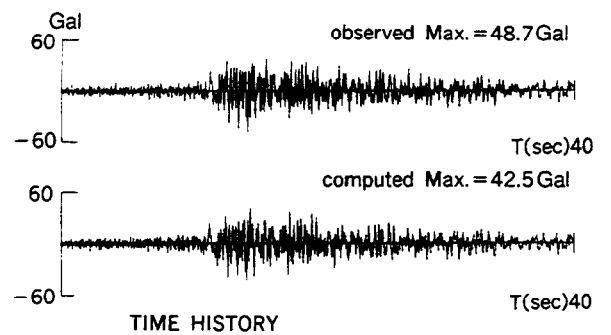
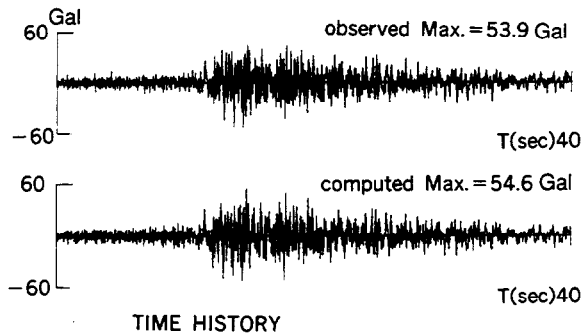


図 3.3-7 最大加速度分布



(a) 1X 観測点

(b) 10X 観測点



(c) 11X 観測点

(d) 5X 観測点

図 3.3-8 時刻歴波形および加速度応答スペクトル

(2)GL-23.5m入力による解析

a. 地盤定数の評価

GL-8.5m入力の解析では地盤減衰を材料減衰としたが、地盤の応答倍率が $f=20\text{Hz}$ 以下では1次共振振動数しか卓越しておらず、観測結果から得られた応答特性を良く説明できた。しかしながらGL-23.5m入力モデルでは減衰は高次減少型の傾向を示しており材料減衰だけではうまく説明できない。そこで材料減衰に加えて高次になるに従って減衰値が小さくなる外部減衰を併用した。解析対象とした1978年2月20日宮城県沖地震と解析モデルの応答倍率を、図3.3-9に比較して示した。地盤定数は表3.3-2に示したが、GL-8.5m以浅は表3.3-1のケース2をそのまま用いGL-8.5m以深は1次共振振動数が観測値に一致するよう若干の修正を加えた。解析では材料減衰として $h=0.01$ 、外部減衰として1次振動数で $h=0.15$ となる減衰を与えた。1次共振振動数、3次共振振動数では観測値と良く一致し、2次共振振動数の振幅には差があるが2次の振幅が1次、3次より大きくなる傾向はとらえているとあって良い。

図3.3-10に地盤系の地震応答解析結果を示した。最大加速度分布をみると地表(11X)では観測値と良く一致しているが地中(5X,6X)の結果は若干差がみられる。各深さ別による加速度応答スペクトルでは概ね傾向は一致している。

b. 解析モデルと解析条件

解析モデルはGL-8.5m入力モデルの深さをGL-23.5mまでの領域とした格子型モデルである。従って解析条件はほぼ同じであるが、地盤減衰は地盤系地震応答解析と同様に材料減衰と外部減衰を併用し、値もそのまま用いた。

c. 解析結果

図3.3-11に最大加速度分布を示した。入力位置はかなり深くなっているが構造物、地盤系とも観測値との一致度が良い。図3.3-12に主要な観測点における加速度応答スペクトルの比較を示した。構造物2階(10X)の $T=0.09\text{sec}$ 付近で観測値との差がみられるが、他の観測点では両者の対応は良い傾向を示している。 $T=0.09\text{sec}$ は図3.3-9に示すように2次の共振振動数に対応し、観測値と解析値の応答倍率に差がある振動数でありその影響である。

表3.3-2 地盤物理定数

原位置試験結果		解析用諸元				
Vs (m/sec)	ρ (t/m ³)	Vs (m/sec)	G (ton/cm ²)	ν ポアソン比	ρ (t/m ³)	H (m)
170	1.5	180	0.496	0.456	1.5	1.0
		190	0.589	0.456	1.6	1.0
190	1.7	200	0.694	0.444	1.7	1.0
		265	1.218	0.444	1.7	1.0
		265	1.218	0.444	1.7	1.0
250	1.7	339	1.996	0.477	1.7	2.0
400	1.7	424	3.119	0.438	1.7	1.5
320	1.7	346	2.077	0.462	1.7	2.5
		346	2.077	0.462	1.7	2.5
600	1.7	473	3.881	0.418	1.7	2.5
		473	3.881	0.418	1.7	2.5
		473	3.881	0.418	1.7	2.5
430	1.7	451	3.528	0.476	1.7	2.5

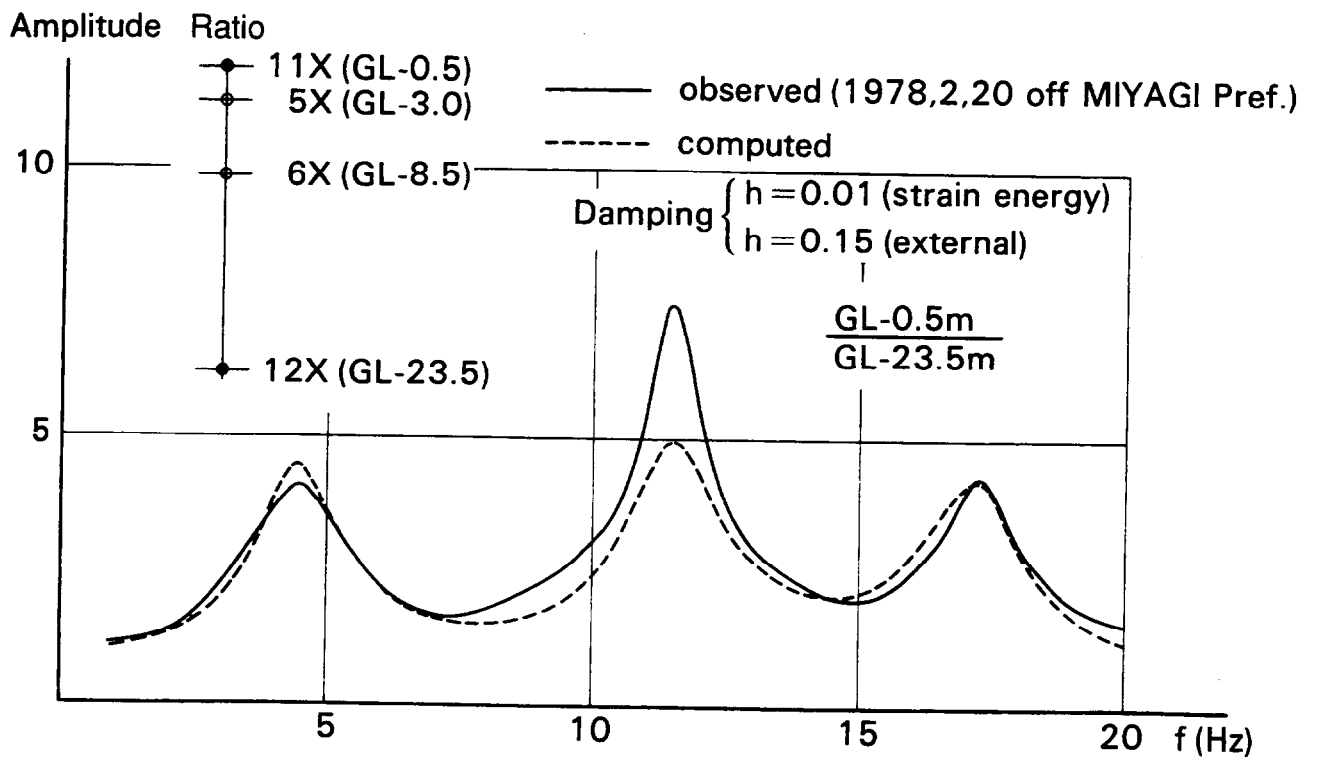


図 3.3-9 地盤系応答倍率

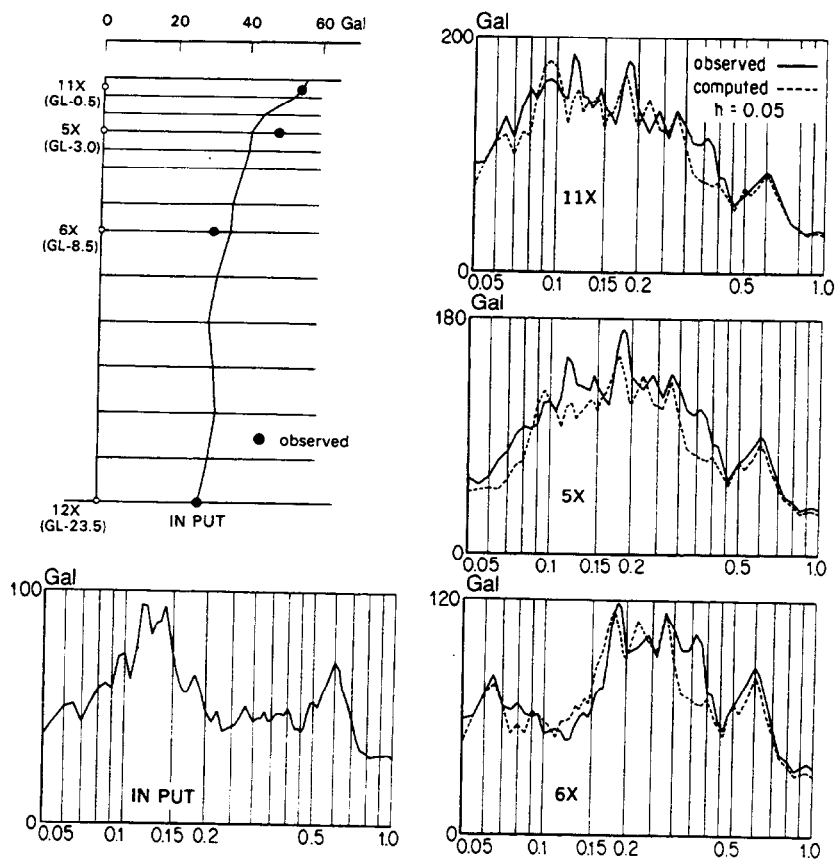


図 3.3-10 最大加速度分布と加速度応答スペクトル

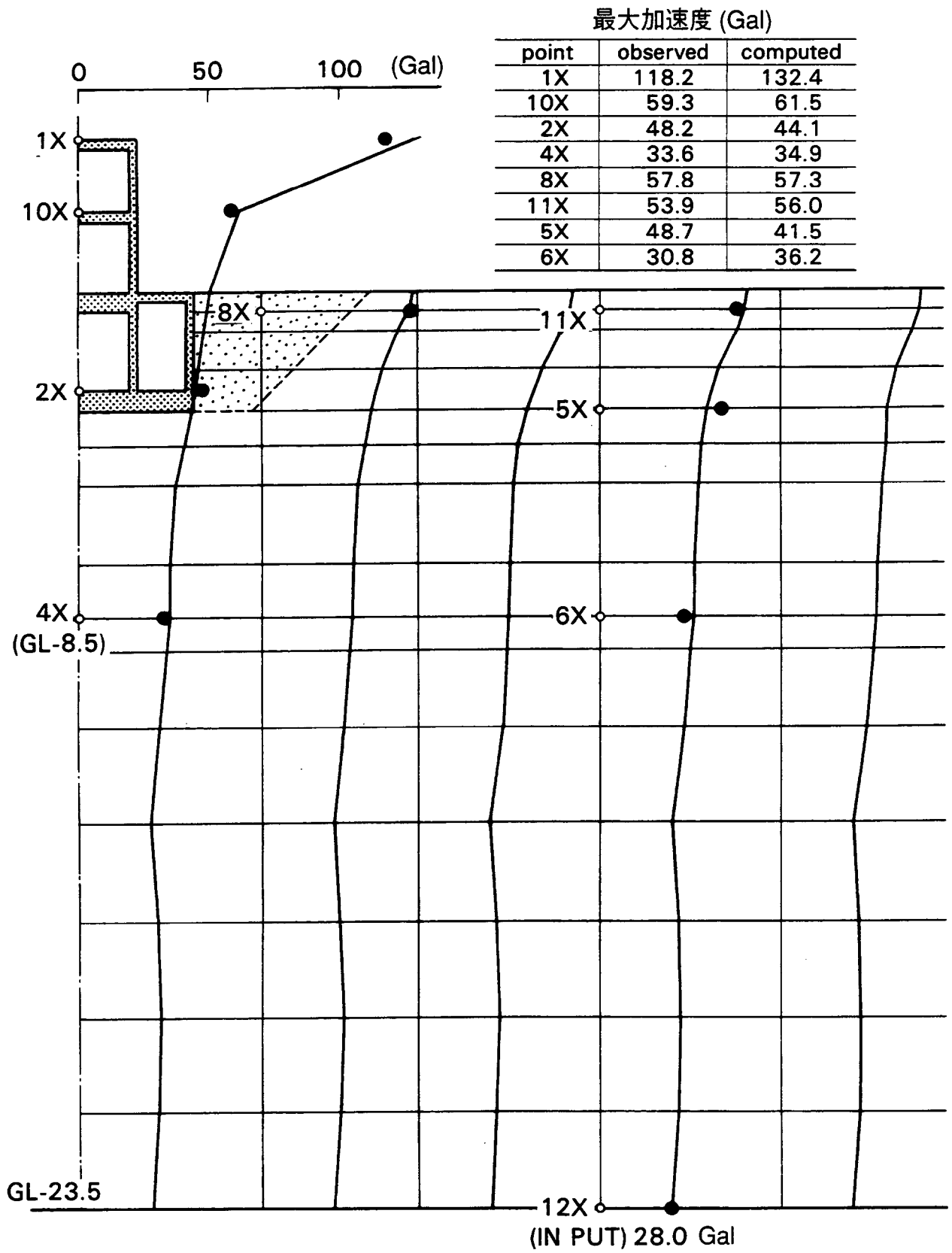
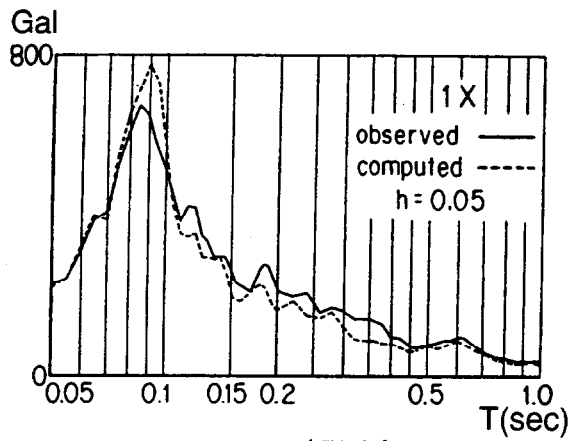
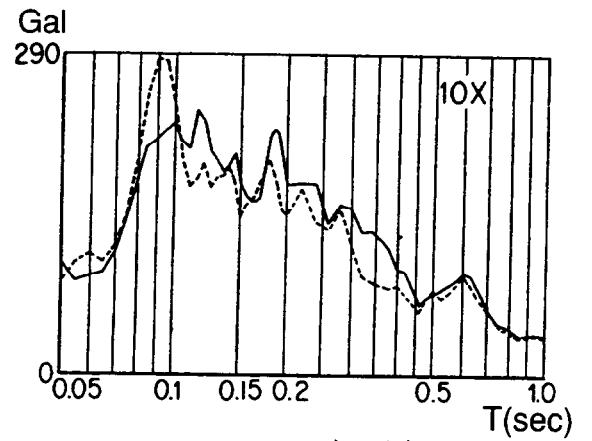


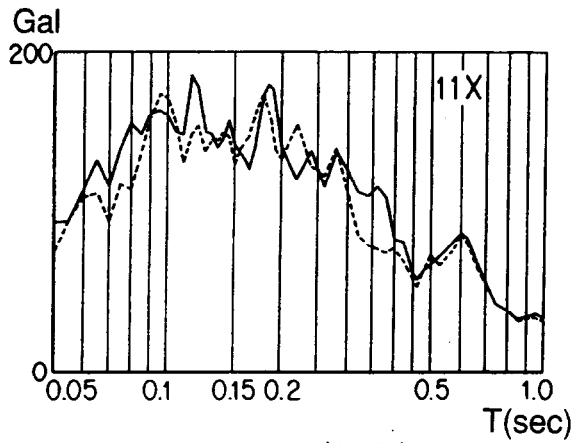
图 3.3-11 最大加速度分布



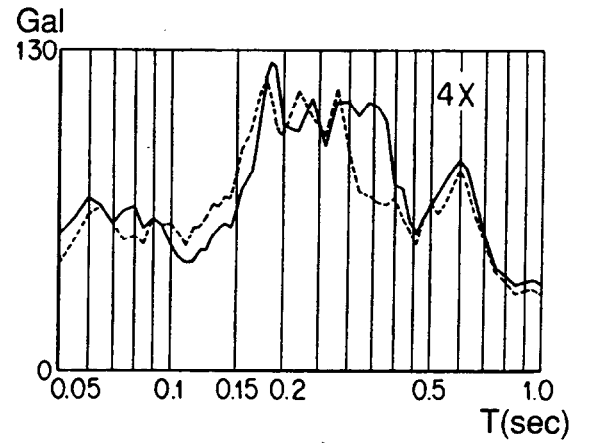
(a) 1X 観測点



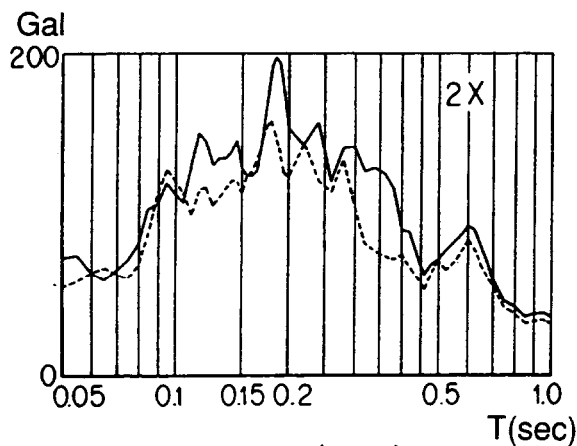
(b) 10X 観測点



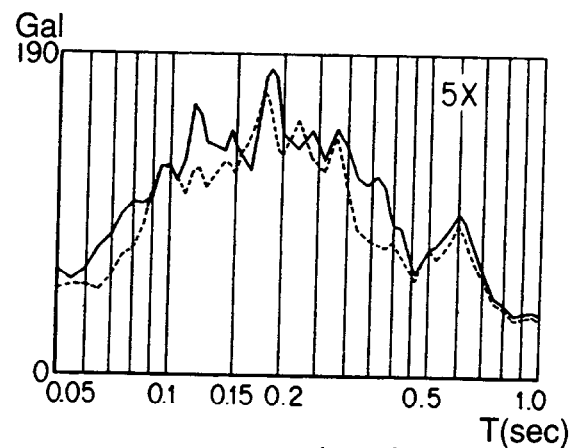
(c) 11X 観測点



(d) 4X 観測点



(e) 2X 観測点



(f) 5X 観測点

図 3.3-12 加速度応答スペクトル

3.4 鉛直アレー観測に基づく地盤減衰評価

地震時において構造物への入力地震動は地盤の応答特性に大きく依存することは、前節で述べた通りである。本節は岩盤深部まで観測点を有する鉛直アレー観測記録に基づいて地盤系応答特性を求め、地盤減衰を定性的、定量的に評価した。

3.4.1 観測記録による地盤系応答特性の評価

(1)岩盤深部の地震観測

岩盤深部の地震観測の実施にあたり、地中地震計の埋設位置を判断することと観測記録の解析用資料に供する目的でGL-240mまでボーリング調査を行い、あわせてP S 検層、密度検層を行った。ボーリングは構造物模型より10m離れた位置である。図3.4-1に地盤調査結果を示す。上位より第四紀の粘土、砂礫、細砂、第三紀の泥岩と砂岩の互層という地層構成である。P S 検層結果からはGL-30m以深の地層で徐々にS波速度が増加している程度で、特に明瞭な波動インピーダンスの差はみられず、GL-100m、GL-200m付近であるGL-96.8m、GL-202mの深度に地中地震計を埋設した。

地震計埋設後13波の観測記録が得られ、図3.4-2に震央分布とマグニチュードを示す。鉛直アレー観測では表層近くは密に地震計が埋設されているが100m、200m厚の地盤の応答特性を明らかにする目的でGL-0.5m、GL-96.8m、GL-202m位置の観測記録を用いて応答倍率を求めた。図3.4-3にGL-0.5m/GL-202m (E W 方向) の応答倍率を13波重ねて示す。f=0~10Hzの領域において1次から8次まで規則的にピークが現れる単純な応答倍率である。これはS波速度構造にみられるように表層の浅い部分を除き全層にわたって $V_s=500\sim 650\text{m/sec}$ と徐々に変化する程度であり、比較的均質な地層構成に起因すると考えられる。図中に示した矢印はS波速度から評価される解析モデルの共振振動数であるが、1次が若干の差異を有するものの概ね良く対応しており、P S 検層による地盤定数の評価の妥当性が裏付けられた。観測値の応答倍率のピーク振幅をみると高次に至っても振幅比がほぼ一定の高次減少型の減衰特性を示している。

(2)地盤減衰評価

高次減少型の減衰特性を定量的に把握するため13波の中から表3.4-1に示す4地震について詳細な検討を行った。4地震のE W 方向についてGL-0.5m/GL-202m、GL-0.5m/GL-96.8mの応答倍率を比較して図3.4-4に示した。また、各地震の共振振幅比より各次減衰定数を求めて図3.4-5にプロットした。これより高次減少型の減衰性を有する外部減衰を考えた。GL-202m以浅で1次減衰定数は不明瞭であるため2次以上の減衰定数に着目するとGL-202m以浅、GL-96.8m以浅とも同じ次数の減衰定数が同じ値を示していることがわかる。外部減衰を仮定して2次減衰定数を7%、8%と仮定した場合と、6%として材料減衰を1%加えた場合の振動数領域の値を図3.4-5に示した。いずれも観測値の傾向を良くあらわしている。そこで地盤材料に関する材料減衰はひずみレベルが小さいことから考慮せず、 $h_2=7\%$ の場合について1次元波動理論により応答倍率を求め図3.4-4に示した。

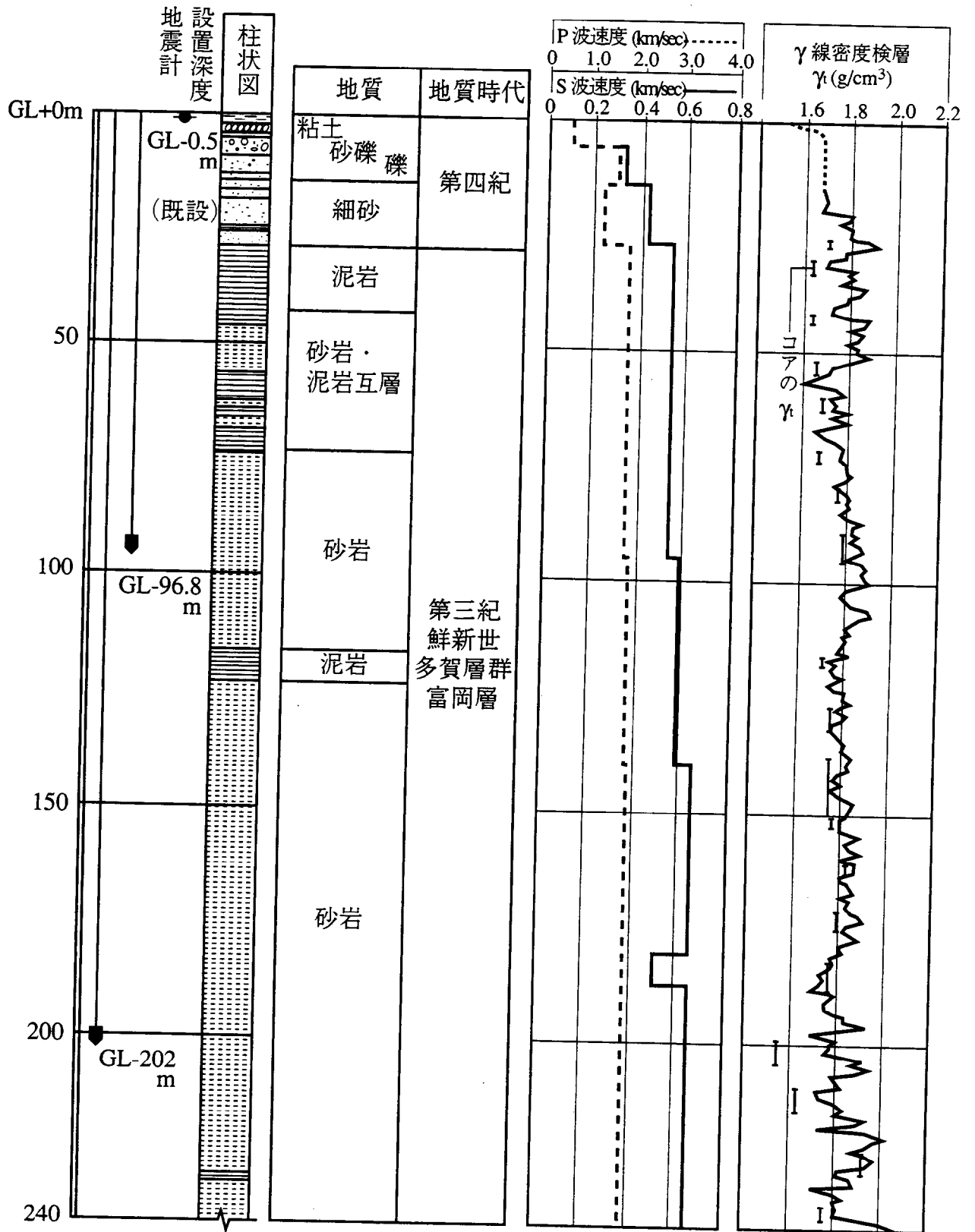


図 3.4-1 地盤調査結果

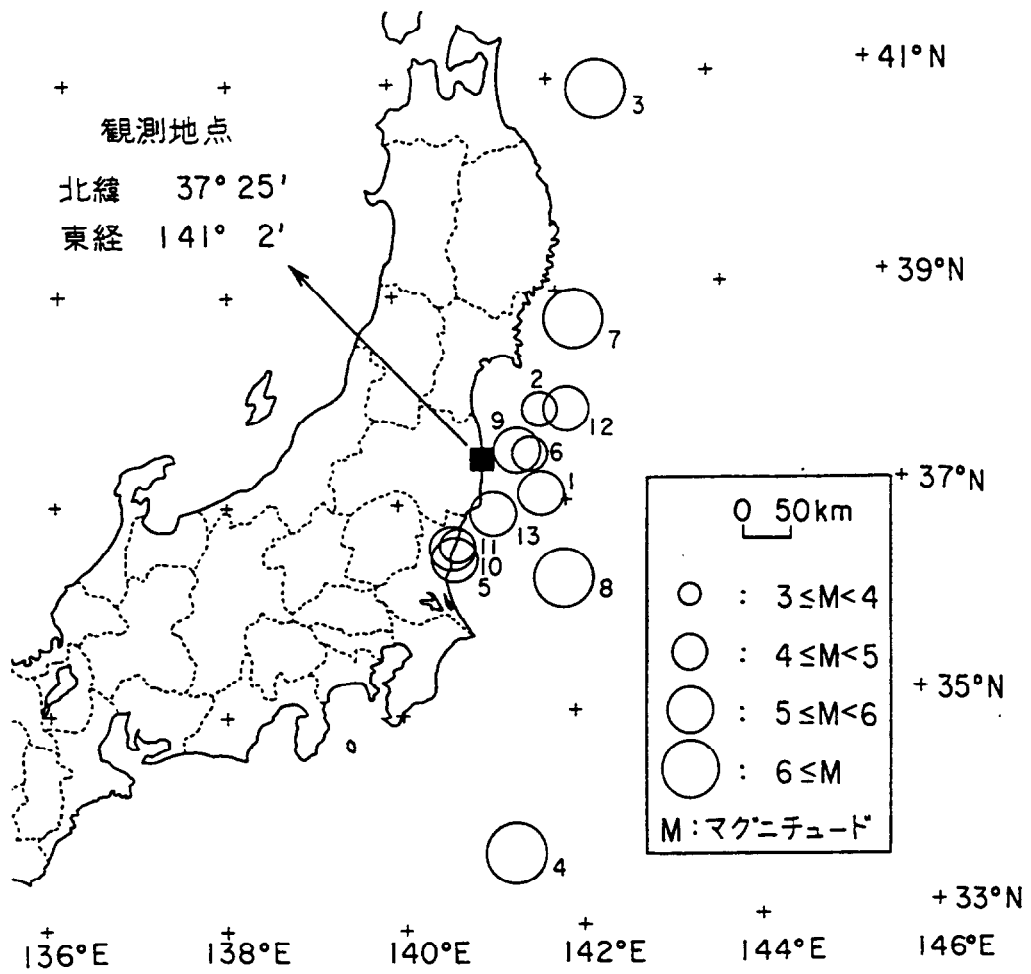


図 3.4-2 観測記録波震央分布

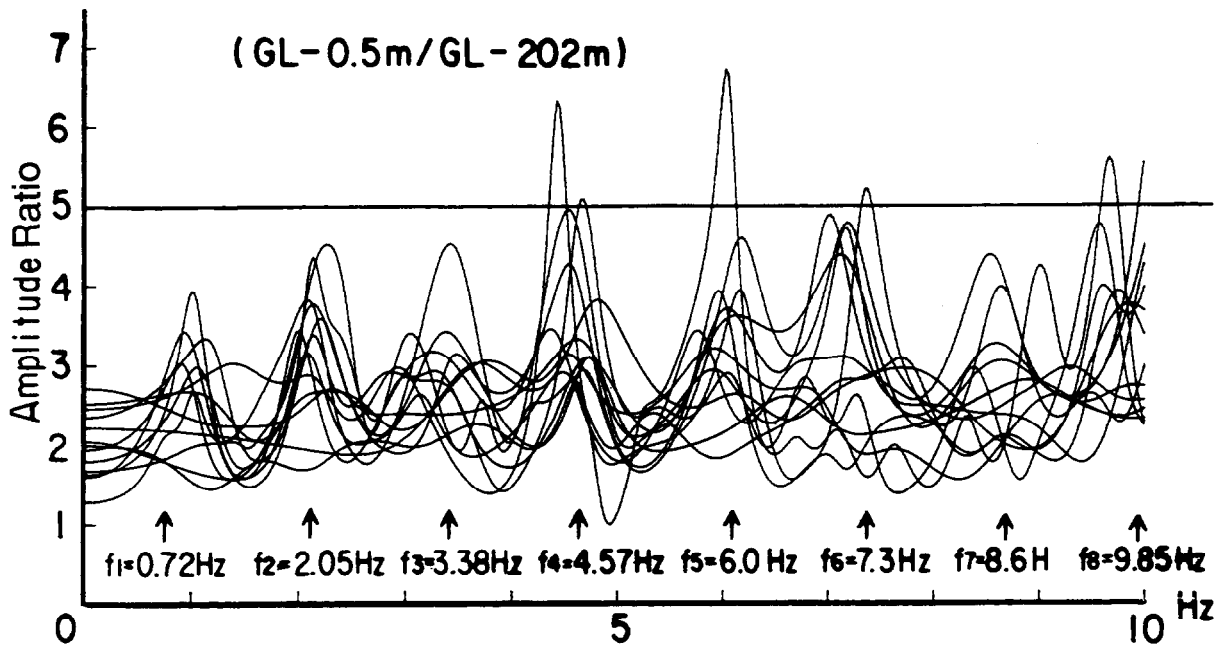


図 3.4-3 地盤系応答倍率 (13 地震)

表 3.4-1 解析対象地震波諸元

No.	地震発生日時	震源地	北緯 東経	M	深さ (km)	震源距離 (km)	震央距離 (km)
3	1981.12.2 15h24'	青森県東方沖	40° 53' 142° 36'	6.2	60	411	408
7	1982.6.1 5h13'	宮城県沖	38° 44' 142° 11'	6.3	40	182	178
9	1982.9.14 3h03'	福島県沖	37° 30' 141° 25'	5.0	60	70	37
10	1982.11.10 8h37'	茨城県沿岸	36° 34' 140° 38'	5.1	100	142	101

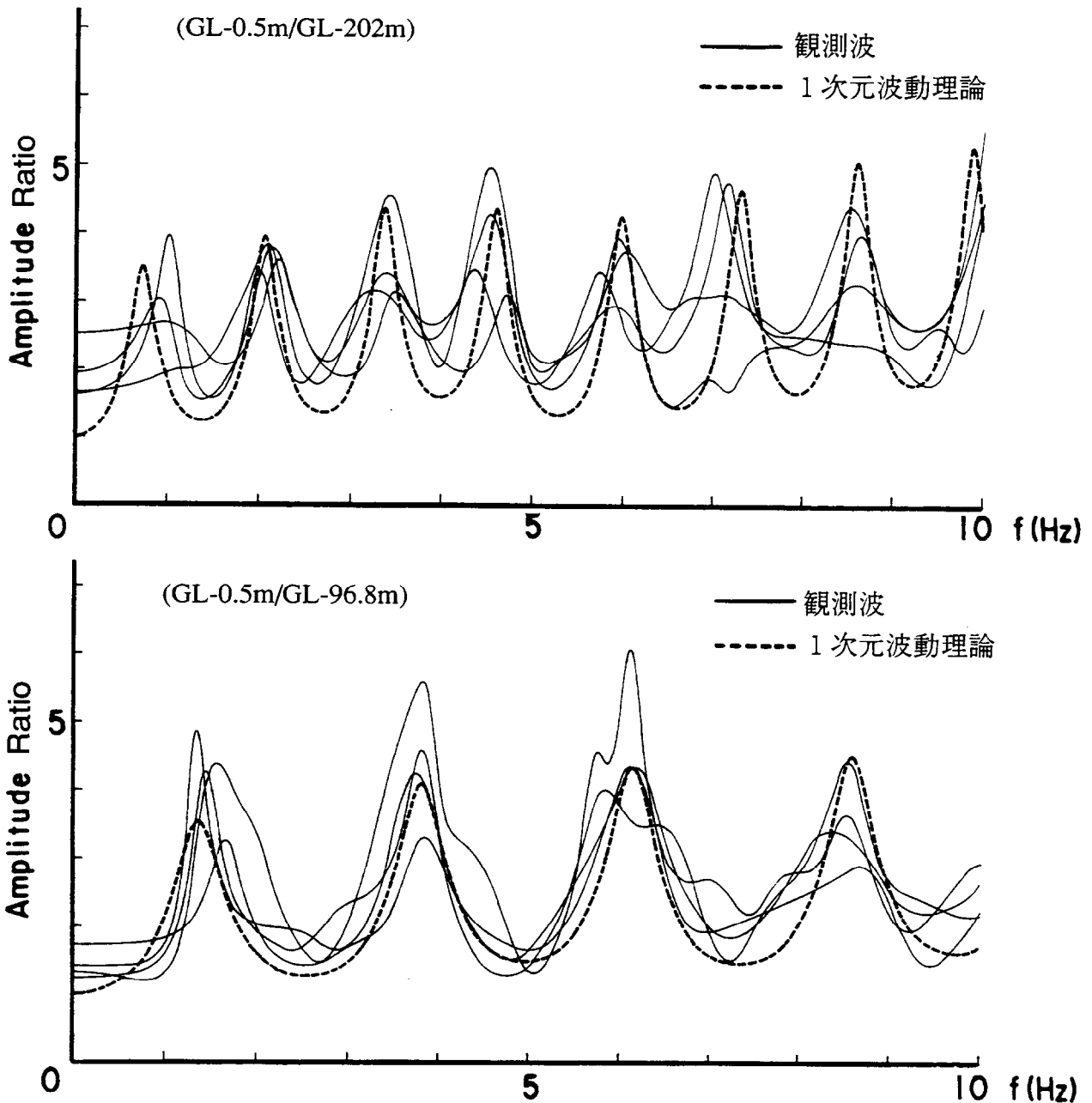
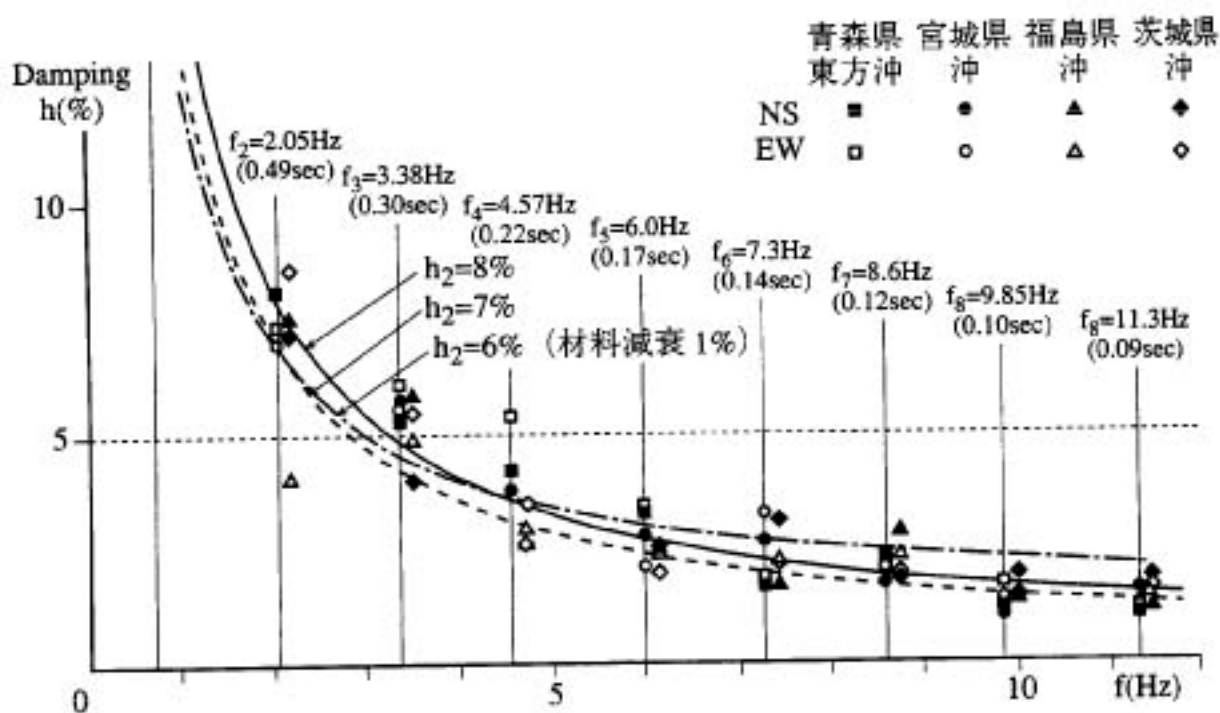
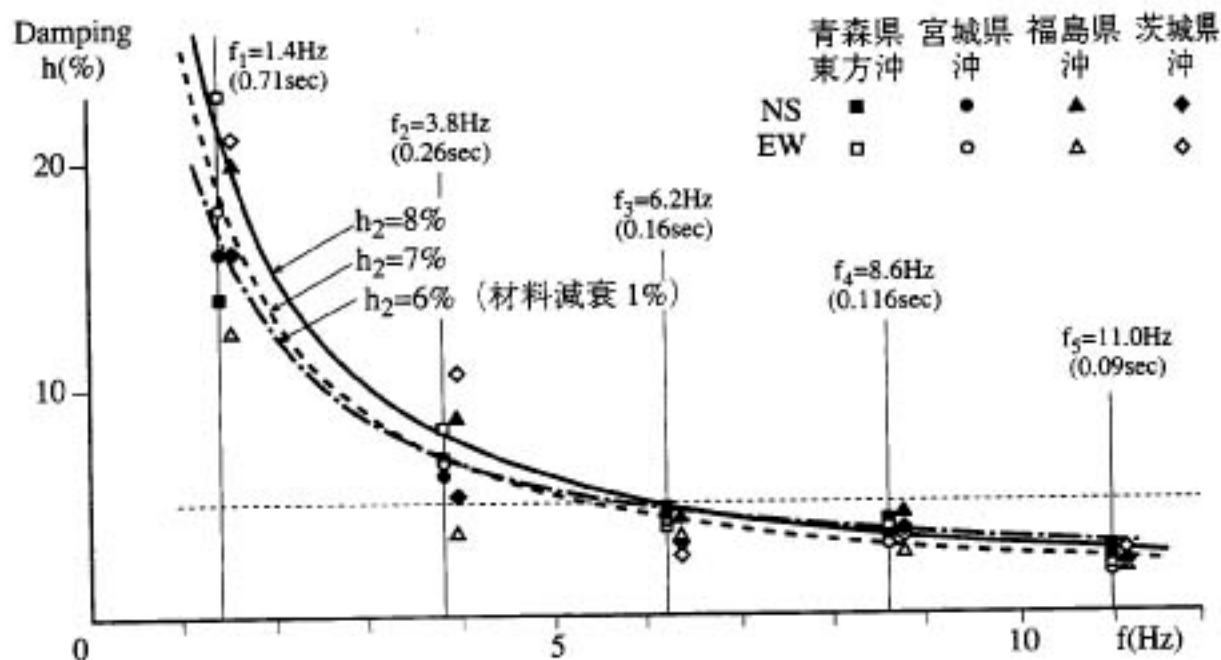


図 3.4-4 地盤系応答倍率 (4 地震)



(a) GL-0.5m/GL-202m



(b) GL-0.5m/GL-96.8m

図 3.4-5 各次減衰定数

GL-0.5m/GL-202m、GL-0.5m/GL-96.8mとも解析値は観測結果を良く再現している。h₂=7%を用いたことは減衰項を次のように仮定することになる。

$$M(\ddot{x}+\ddot{y})+C\dot{x}+Kx = 0 \quad (3.1)$$

減衰を外部減衰のみと考え、質量に比例する係数を β と仮定すると減衰項Cならびに各次減衰h_iは次式となる。

$$C = \beta M \quad (3.2)$$

$$h_i = \beta/2\omega_i \quad (3.3)$$

ここで GL-0.5m/GL-202mの場合

$$\omega_2 = 2\pi f_2 = 2\pi \times 2.05$$

$$h_2 = 0.07$$

$$\therefore \beta = 1.803 \text{ (1/sec)}$$

GL-0.5m/GL-96.8mの場合

$$\omega_2 = 2\pi f_2 = 2\pi \times 3.80$$

$$h_2 = 0.07$$

$$\therefore \beta = 3.343 \text{ (1/sec)}$$

すなわち、当該サイトの観測記録波から地盤の減衰を評価すると、外部減衰項の質量に比例する係数 β は地層が厚くなると小さな値となる。この理由は次節で検討する。

3.4.2 波動逸散減衰評価

地盤減衰に外部減衰を適用すると良く現象が説明できることがわかった。鉛直アレー記録があればその解析により外部減衰係数が求まるが、地盤の厚さ、せん断波速度等にその係数が依存することとなる。そこでこの係数は地盤剛性、層厚に関連するものと考えた。すなわち、地盤を地中観測点を境界とする二層構造と仮定して外部減衰係数 β を次式とする。 α は上層と下層のインピーダンス比($\rho_1 V_{s1} / \rho_2 V_{s2}$)であるが、 ρ の比はほぼ1.0に近いと仮定し、ここでは V_{s} の比とした。

$$\beta = A \cdot \frac{V_{s1}}{L} \quad (3.4)$$

$$\alpha = \frac{V_{s1}}{V_{s2}} \quad (3.5)$$

ここで

V_{s1}	:	上層のせん断波速度
V_{s2}	:	下層のせん断波速度
L	:	表層厚
A	:	定数

地盤系伝達特性評価で用いた諸定数を(3.4)、(3.5)式の関係で整理して表3.4-2に示した。これより表層厚が2倍になると β は約1/2となるが定数Aはほぼ同じである。

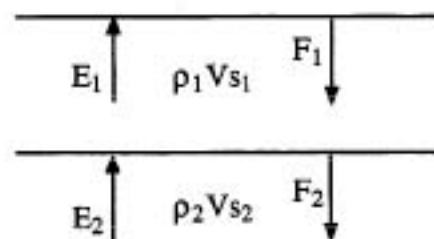
表3.4-2解析用諸元

	β (1/sec)	V_{s1}/L (1/sec)	A	α
GL-96.8m入力	3.343	522/96.8	0.620	0.89
GL-202m入力	1.803	585/202	0.623	0.90

注) V_{s1} は1次元波動理論で得られた1次周期より1/4波長則で求めた等価せん断波速度である。

ここで文献⁴⁵⁾より各種地盤について同様に整理し、表3.4-3に示した。表中のAと α の関係を図3.4-6の●印で示した。○印は表3.4-5から得られた値である。これよりAの値は α に依存する傾向があることがわかる。

右図のような二層地盤の増幅特性を考えると、地盤の減衰定数を0としても下層の入射波に対する表層は共振しても有限である。これは下層に逸散するエネルギーがあるため、逸散に対するエネルギーを等価減衰定数であらわせば次式となる。



$$h_s = \frac{1}{(2S-1)\pi} \log_e \left| \frac{1+\alpha}{1-\alpha} \right| \quad S: \text{次数} \quad (3.6)$$

$$h_1 = \frac{1}{\pi} \log_e \left| \frac{1+\alpha}{1-\alpha} \right| \quad (3.7)$$

本解析で用いられている外部減衰係数 β と h_1 の関係は次式によってあらわされる。

$$h_1 = \frac{\beta}{2\omega_1} = \frac{A}{2\omega_1} \cdot \frac{V_{s1}}{L} = \frac{A}{\pi} \quad (3.8)$$

(3.7)式は下層の入射波の2倍(2E₂)に対する表層の応答に係わる減衰定数であるが(3.8)式は下層の(E₂+F₂)に対する表層の応答に係わる減衰定数に相当するもので、かなり異なる。しかしエネルギー逸散の特性としてインピーダンス比に関連が深いものと考え、Aを次式であらわした。

$$A = a \cdot \log_e \left| \frac{1+\alpha}{1-\alpha} \right| \quad (a: \text{補正係数}) \quad (3.9)$$

図3.4-6に補正係数aを0.15~0.25の範囲で示したが、記録波から得られるAと良く対応している。補正係数aの物理的な解釈は検討を要するが、想定地盤の減衰量を地盤のインピーダンス比で評価できることがわかった。

表 3.4-3 各種地盤諸元

略称	L (m)	T ₁ (sec)	V _{s1} (m/s)	h ₁ (%)	β (1/sec)	V _{s1} /L (1/sec)	A	α
ING	12	0.21	229	5.9	3.53	19.10	0.18	0.47
GO	85	1.30	262	5.8	0.56	3.08	0.18	0.50
TYS	38	1.10	132	4.3	0.49	3.47	0.14	0.27
SBU	60	0.52	463	14.0	3.39	7.72	0.44	0.78
KNZ	120	0.83	576	25.6	3.78	4.80	0.79	0.92
UYS	41	1.03	158	6.5	0.80	3.85	0.28	0.35
OJI	30	0.73	164	4.0	0.69	5.47	0.13	0.41
OKY	20	1.00	80	4.9	0.62	4.00	0.16	0.12
NSN	30	0.37	324	6.4	2.17	10.80	0.20	0.47
TS5	26.5	0.57	186	6.4	1.41	7.02	0.20	0.41
FM1	8.5	0.11	305	10.1	11.40	35.90	0.31	0.70
FM2	23.5	0.22	420	14.2	8.00	17.90	0.45	0.76

L : 表層厚
 T₁ : 表層 1 次周期
 V_{s1} : 表層 S 波速度

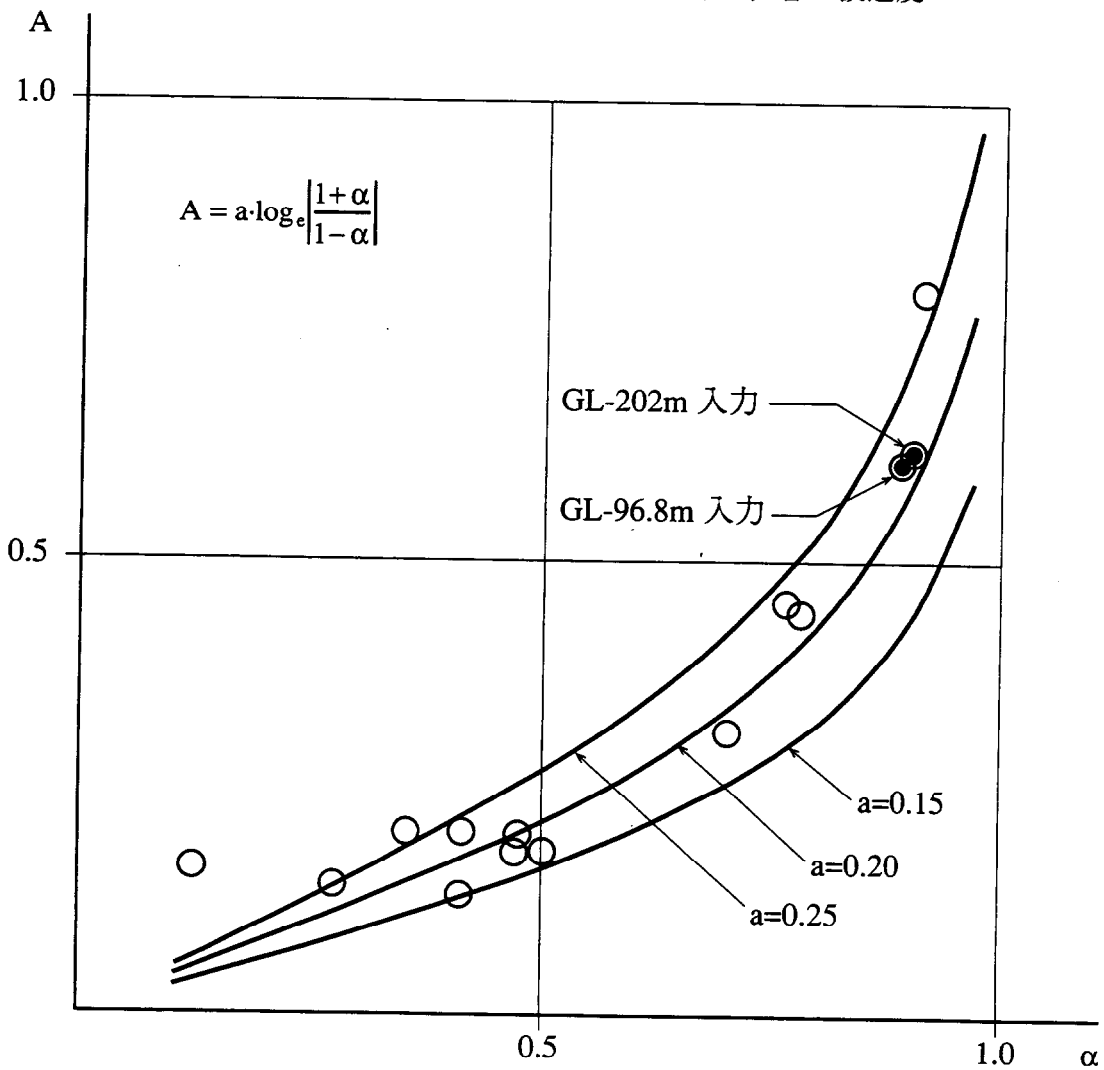


図 3.4-6 波動逸散とインピーダンス比

3.5 まとめ

第3章は振動実験終了後、引続き実施した地震観測結果とそのシミュレーション解析について述べた。観測点は構造物模型の各階と構造物模型より10m離れた自由地盤系である。自由地盤の地震観測は地盤の応答特性を把握するため表層と地中4ヶ所で行った（最深部はGL-23.5m）。

構造物～地盤連成系モデルによる地震応答解析を行なうにあたり、自由地盤の観測波を用いて地盤の応答特性を調べた。観測地震のうち、震央距離・震源方向の異なる比較的加速度の大きな地震を含む8地震を対象に、GL-0.5m/GL-23.5mとGL-0.5m/GL-8.5mの地盤系応答倍率を求めた。GL-23.5m以浅の地盤の応答倍率はNS、EW方向ともほぼ同様な傾向であり、 $f_1 = 4.5\text{Hz}$ 、 $f_2 = 11 \sim 12\text{Hz}$ 、 $f_3 = 16 \sim 17\text{Hz}$ 付近にピークがみられた。振幅特性は1次より2次のピーク振幅のほうが大きく、3次でも1次と同程度あり高次になってもあまり小さくならない傾向が確認された。GL-8.5m以浅では $f_1 = 9.0\text{Hz}$ 、 $f_2 = 22.0\text{Hz}$ にピークがみられた。地盤系の応答特性は地震の震源方向、規模にかかわらず、サイト固有の地盤特性によって決まることが分かった。そこで振動実験解析で採用した地盤定数を基本として、格子型モデルにより観測記録のシミュレーション解析を行った。地震動入力位置として観測記録のあるGL-8.5mとGL-23.5mの2ケースを設定した。

振動実験解析は起振機による上部加振であり地盤は3次元領域でモデル化し、さらに地盤の周辺境界で粘性減衰 $C = \rho \cdot V \cdot A$ で評価される粘性境界を考慮した。地震波による解析は記録波を実動（E+F）として直接、モデル下端境界に入力するため地盤は2次元領域で扱い粘性境界は設けていない。GL-8.5m入力ならびにGL-23.5m入力によるシミュレーション解析で得られた最大加速度分布ならびに加速度応答スペクトルは、構造物模型、地盤とも観測値とよく一致した。ただし、GL-23.5m入力では地盤の応答特性にみられるように高次減少型の減衰を与える必要があり、地盤減衰に外部減衰を併用した。

減衰特性を定性的、定量的に評価するため、GL-0.5m, GL-96.8m, GL-202m位置の観測記録を用いてGL-0.5m/GL-96.8mとGL-0.5m/GL-202mの応答倍率を求めた。ピーク振幅をみると高次になっても振幅がほぼ一定の高次減少型の減衰特性を示し、減衰に外部減衰を適用すると良く現象が説明できることが分かった。減衰を外部減衰のみと考えると運動方程式の速度に比例する減衰項は $C = \beta M$ となり、各次減衰は $h_i = \beta / 2\omega_i$ となる。

ここで、二層地盤の応答特性を考えると、地盤の減衰定数を0としても下層の入射波に対す表層は共振しても有限である。これは下層に逸散するエネルギーがあるためで、逸散に対するエネルギーを等価減衰定数であらわせば二層地盤のインピーダンス比 a を用いて次式となる。

$$h_s = \frac{1}{(2S-1)\pi} \log_{10} \left| \frac{1+a}{1-a} \right| \quad h_1 = \frac{1}{\pi} \log_{10} \left| \frac{1+a}{1-a} \right|$$

外部減衰係数 β と h_1 の関係は次式で評価できる。（ a : 補正係数）

$$h_1 = \frac{\beta}{2\omega_1} = \frac{A}{\pi} \quad A = a \cdot \log_{10} \left| \frac{1+a}{1-a} \right|$$

種々の観測記録波の解析から補正係数 a は0.15～0.25の範囲であることが分かった。

第4章 埋込みを考慮した各種解析法の評価

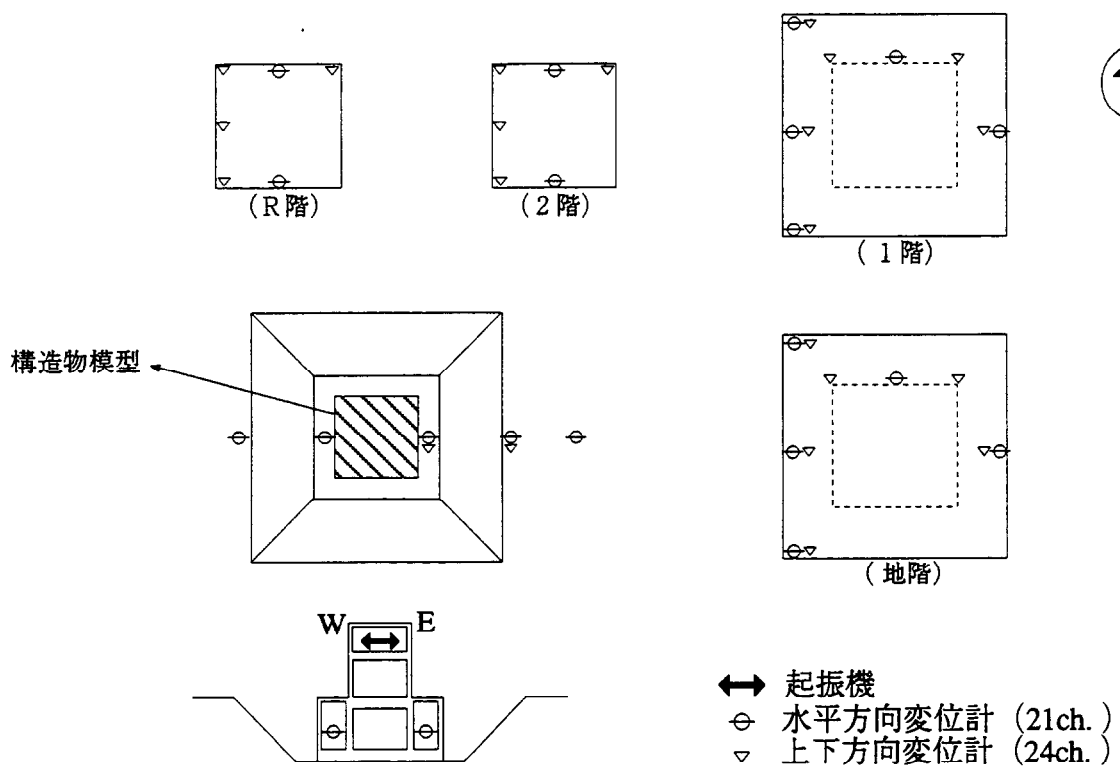
4.1 はじめに

深く埋込まれた構造物模型について第2章では強制振動実験、第3章では地震観測に着目した一連の実験・観測結果とその解析より、現象把握と実用的解析手法の確立のための検討を行い、格子型モデルによる多質点系構造物～地盤連成系解析モデルの妥当性を実測値に基づき確認した。しかしながら、前章までは構造物模型と地盤の質点化された応答（たとえば振動実験では変位、地震観測では加速度）を解析対象としており、構造物の埋込まれた地下部と周辺地盤との動的相互作用の結果生ずる土圧については適切な評価を得るに至っていない。そこで埋込まれた地下壁に作用する地震時土圧の動特性を調べる目的で、当該構造物模型を対象に埋土部分を掘削し、地下壁側面に土圧計を設置して埋戻し前後の振動実験を行い、引き続き地震観測を実施した。ここで振動実験を同構造物模型に対して行った理由は再度埋戻し工事を行っているため、あらためて埋土の地盤定数を把握したうえで動的相互作用特性の解明に供するデータを得ることにある。第2章で述べた振動実験はアナログ計測によるデータ処理で行わざるを得なかったが、本章で述べる振動実験は相関技術を導入し、MIKシステムを適用した精度の良いデータ処理による実験結果を得ることができた。これを機に、地盤を連続体として扱おう軸対称FEMにより、構造物模型の埋戻し前後の振動実験の解析と観測記録のシミュレーションを行う。さらに、薄層要素法、境界要素法により構造物模型の埋込み部分の動的インピーダンスを求め振動実験結果との比較検討を行なうと共に軸対称FEM解析で用いた観測記録のシミュレーションを行ない各種解析法の検証を行う。なお、土圧計の設置方法や埋戻し方法とあらためて実施した振動実験・地震観測の分析とその解析的検討は第5章で述べる。

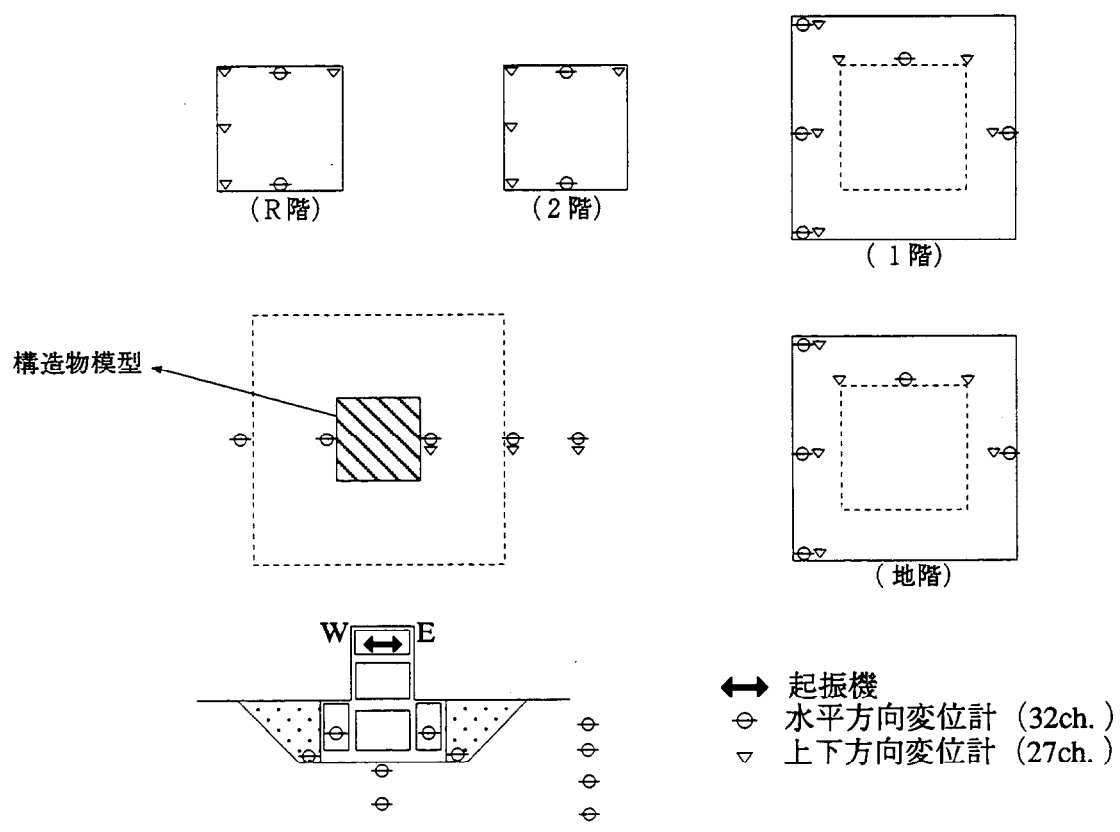
4.2 地下壁側面土圧増設にともなう振動実験・地震観測

土圧計設置のため既設構造物模型の埋土部分を掘削し、土圧計設置後また埋戻した。そこで、第2章で示した振動実験結果との連続性を確認することと、以後の振動実験結果、地震観測記録の解析に供するデータを得る目的で埋戻し前後の振動実験をあらためて行なった。前回の振動実験はアナログ記録で収録された実験値を人力で読取り共振・位相曲線を作成しているが、今回は計測技術の向上にともない、相互相関技術を導入したコンピュータ処理による計測を行なった。

振動実験は水平2方向（EW、NS）で行なったが、主な検討対象方向であるEW方向の埋戻し前後の測定点配置を図4.2-1に示す。表4.2-1に実験内容を、図4.2-2に実験時の振動数～加振力特性を示す。また、埋土については地表面弾性波探査とPS検層による地盤調査を行なっており測定位置、測定結果を図4.2-3に示す。実験結果は埋戻し前後とも第2章で示した前回の結果とほぼ同じ結果が得られており、4.3節以降の解析検討ではあらたに行なった実験結果を対象とする。



(a) 埋戻し前



(b) 埋戻し後

図 4.2-1 振動実験における計測点配置図

表4.2-1 水平加振実験実施内容

埋土の有無	起振機	偏心モーメント	加振振動数範囲
無	中型 (NS,EW加振)	15.5kg·cm	5~30Hz
有	中型 (NS,EW加振)	15.5kg·cm	5~30Hz

$$F = \frac{W_r}{G} (2\pi f)^2$$

- F : 加振力 kg
 W_r : 偏心モーメント kg·m
 G : 重力加速度 9.8m/sec²
 f : 振動数 Hz

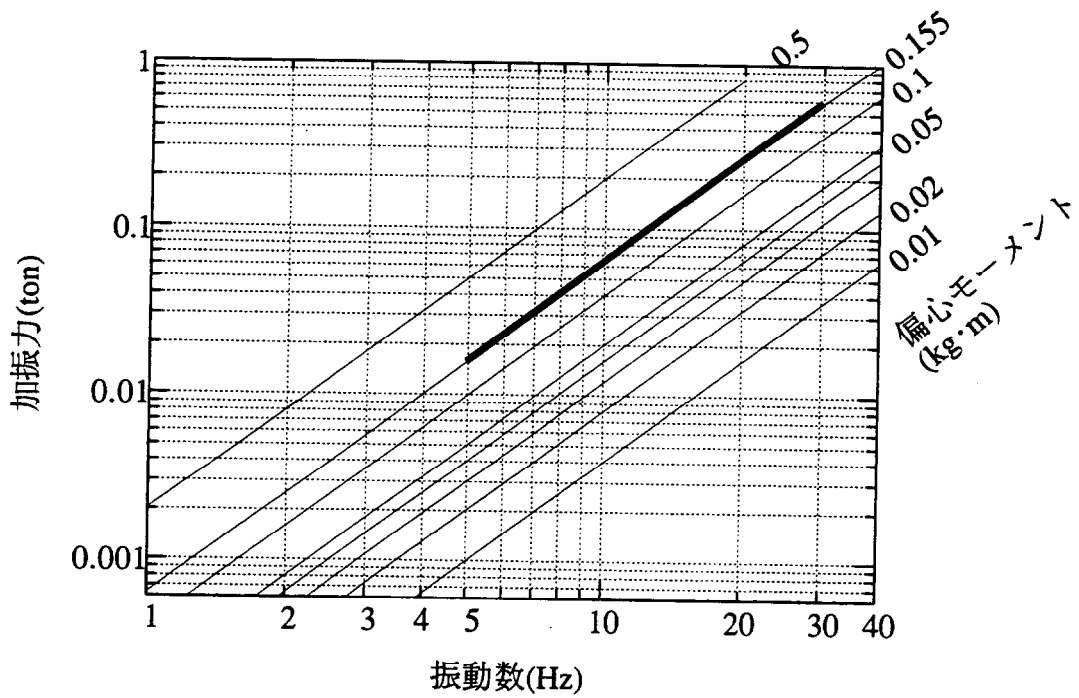


図4.2-2 振動数-加振力特性

弾性波探査結果

測線 深度	北測線		南測線		東測線		西測線	
	P波 (m/s)	S波 (m/s)	P波 (m/s)	S波 (m/s)	P波 (m/s)	S波 (m/s)	P波 (m/s)	S波 (m/s)
0.0 ~ 0.5m	130	80	140	90	130	90	120	90
0.5 ~ 1.0m	200	100	200	120	180	100	200	90
1.0 ~ 1.5m	200	100	200	120	180	100	200	90

PS検層結果

位置 深度	北孔		南孔		東孔		西孔	
	P波 (m/s)	S波 (m/s)	P波 (m/s)	S波 (m/s)	P波 (m/s)	S波 (m/s)	P波 (m/s)	S波 (m/s)
0.0 ~ 0.5m	120	80	160	90	140	90	110	80
0.5 ~ 1.0m	240	90	200	110	190	100	210	80
1.0 ~ 1.5m	210	90	230	110	230	110	250	120
1.5 ~ 2.0m	260	120	220	140	220	100	230	120
2.0 ~ 2.5m	320	130	320	110	340	120	230	120
2.5 ~ 3.0m	290	120	260	150	190	120	240	150

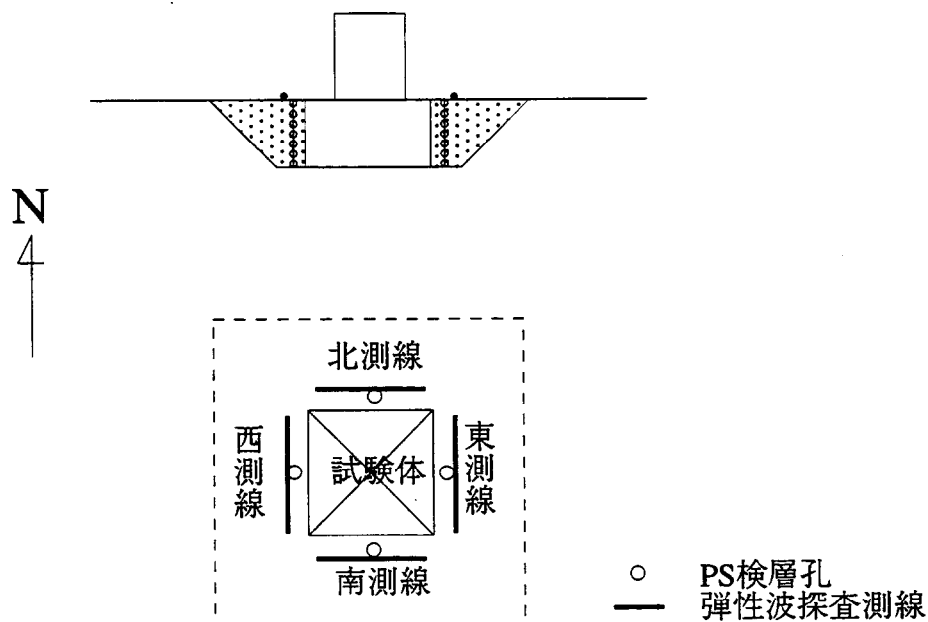


図4.2-3 埋戻し土の地盤調査結果

4.3 スウェイ・ロッキング(S/R)モデルによる解析

4.3.1 実験結果に基づく変位と回転角の応答評価

各階の加振方向の変位は各階に設置した変位計の計測値の平均値により評価した。また、各階の回転角の評価は図4.3-1に示すように加振直交通りの上下変位(W_A, W_B, W_D, W_E)を平均値評価した後に、次の方法で行った。

(1) 2階、R階の回転角 θ

$$\theta^{(r)} = \frac{1}{2X_1} (W_B \cos \beta_B - W_D \cos \beta_D) \quad (4.1)$$

$$\theta^{(i)} = \frac{1}{2X_1} (W_B \sin \beta_B - W_D \sin \beta_D) \quad (4.2)$$

ここで(r), (i)は実部、虚部を示す。

振幅

$$\theta = \sqrt{\theta^{(r)^2} + \theta^{(i)^2}} \quad (4.3)$$

位相

$$\beta_\theta = \tan^{-1} \frac{\theta^{(i)}}{\theta^{(r)}} \quad (4.4)$$

(2) 地下階、1階の回転角 θ

地下階と1階に関しては、図4.3-1に示すように上下変位の計測された通り芯が4通り(W_A, W_B, W_D, W_E)ある。これらの階の回転角 θ は、最小二乗法により次の如く求めた。

回転角 θ による上下変位 W は

$$W = x\theta + b \quad (4.5)$$

となる。この変位の振幅 W と位相 β_θ を考慮して複素数表示すれば

$$W^{(r)} = x\theta \cos \beta_\theta + b^{(r)} \quad (4.6)$$

$$W^{(i)} = -x\theta \sin \beta_\theta + b^{(i)} \quad (4.7)$$

となる。(4.6)式の左辺に実験値を代入して右辺との差の二乗和を求めると、

$$E^{(r)} = \sum_{i=1}^4 \left[W_i \cos \beta_i - x_i \theta \cos \beta_\theta - b^{(r)} \right]^2 \quad (4.8)$$

ここに W_i, β_i : i 通りの上下変位の振幅と位相の実験値
 x_i : i 通りの座標軸

となる。(4.8)式の誤差の二乗和が最小となる $\theta \cos \beta \theta$ 、 $b^{(r)}$ を求めると

$$\frac{\partial E^{(r)}}{\partial(\theta \cos \beta \theta)} = 0, \quad \frac{\partial E^{(r)}}{\partial b^{(r)}} = 0 \quad (4.9)$$

より、(4.10)式の連立方程式が得られる。

$$\begin{bmatrix} \sum_{i=1}^4 x_i^2 & \sum_{i=1}^4 x_i \\ \sum_{i=1}^4 x_i & 4 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \theta \cos \beta \theta \\ b^{(r)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sum_{i=1}^4 x_i W_i \cos \beta_i \\ \sum_{i=1}^4 W_i \cos \beta_i \end{pmatrix} \quad (4.10)$$

同様に、(4.7)式に関して

$$\begin{bmatrix} \sum_{i=1}^4 x_i^2 & \sum_{i=1}^4 x_i \\ \sum_{i=1}^4 x_i & 4 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \theta \sin \beta \theta \\ b^{(i)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \sum_{i=1}^4 x_i W_i \sin \beta_i \\ \sum_{i=1}^4 W_i \sin \beta_i \end{pmatrix} \quad (4.11)$$

となる。(4.10)式と(4.11)式の連立方程式を解くことにより、各階の回転角 θ が求まる。

図4.3-2～図4.3-5は上記の方法で定めた各階の水平変位と回転角の共振・位相曲線である。R階の共振・位相曲線についての共振振動数、減衰定数(1/√2法)および共振時振幅を一覧にして表4.3-1に示す。埋戻すことにより、共振振動数が高くなり減衰定数が増す傾向がある。特に回転角に関して、埋戻しによる減衰定数の増加、共振振幅の低下が著しく、当該構造物模型においては埋戻し効果は回転(ロッキング)成分に顕著に現れる。

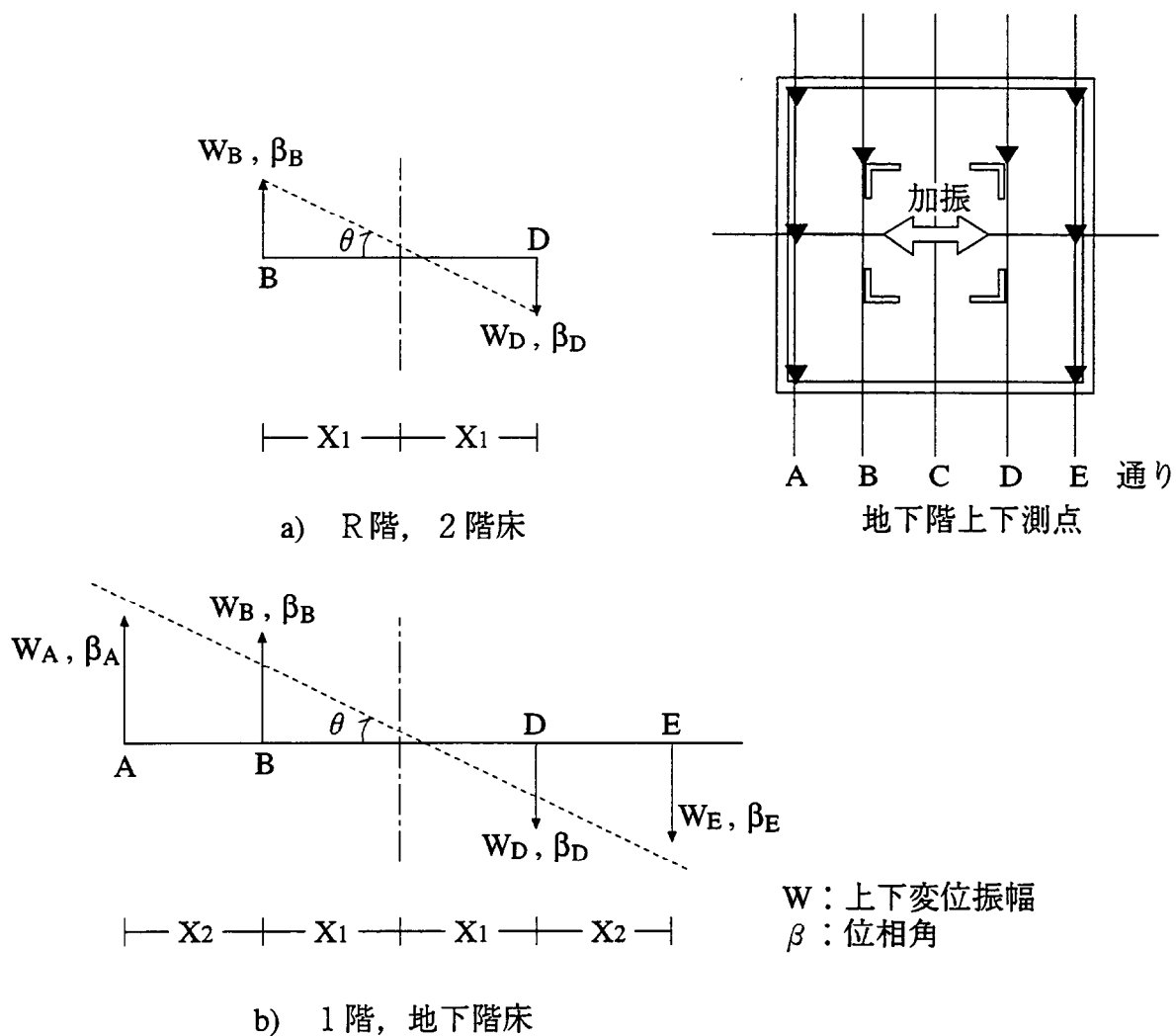


図 4.3-1 各階床の回転角 θ

表4.3-1 埋戻し前と後の振動特性

	水平変位			回転角		
	f_1 (Hz)	h_1 (%)	a $\times 10^{-6} \text{m/t}$	f_1 (Hz)	h_1 (%)	a $\times 10^{-6} \text{rad/t}$
埋戻し前	10.6	4.0	978	10.6	4.0	68.8
埋戻し後	12.4	5.7	464	12.0	7.1	9.6
埋戻し後 埋戻し前	1.17	1.43	0.47	1.13	1.78	0.14

f_1 : 1次共振振動数
 h_1 : 1次減衰定数 ($1/\sqrt{2}$ 法)
 a : 1次共振振幅 (R階)

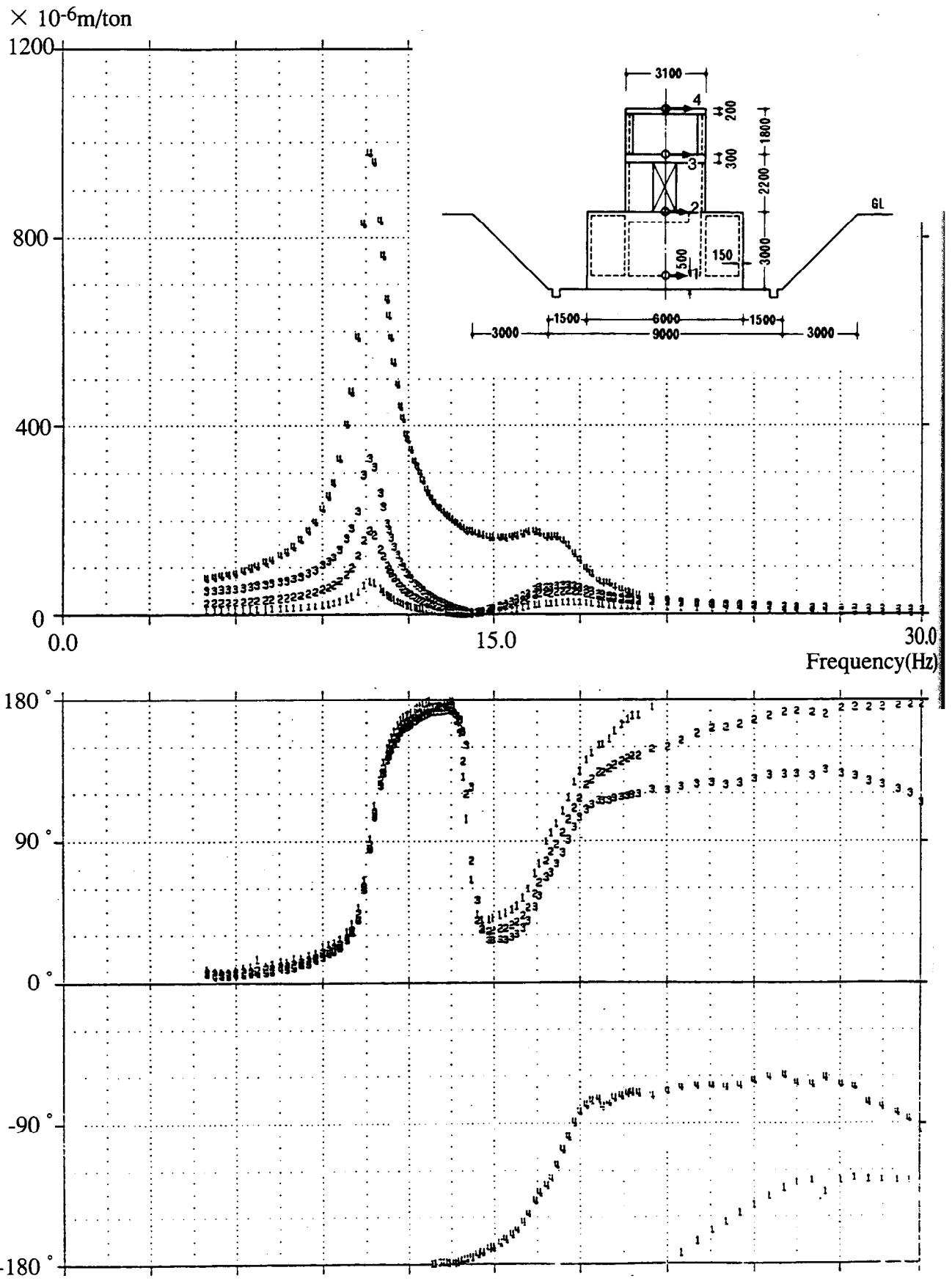


図 4.3-2 変位の共振・位相曲線 (埋戻前、EW 加振)

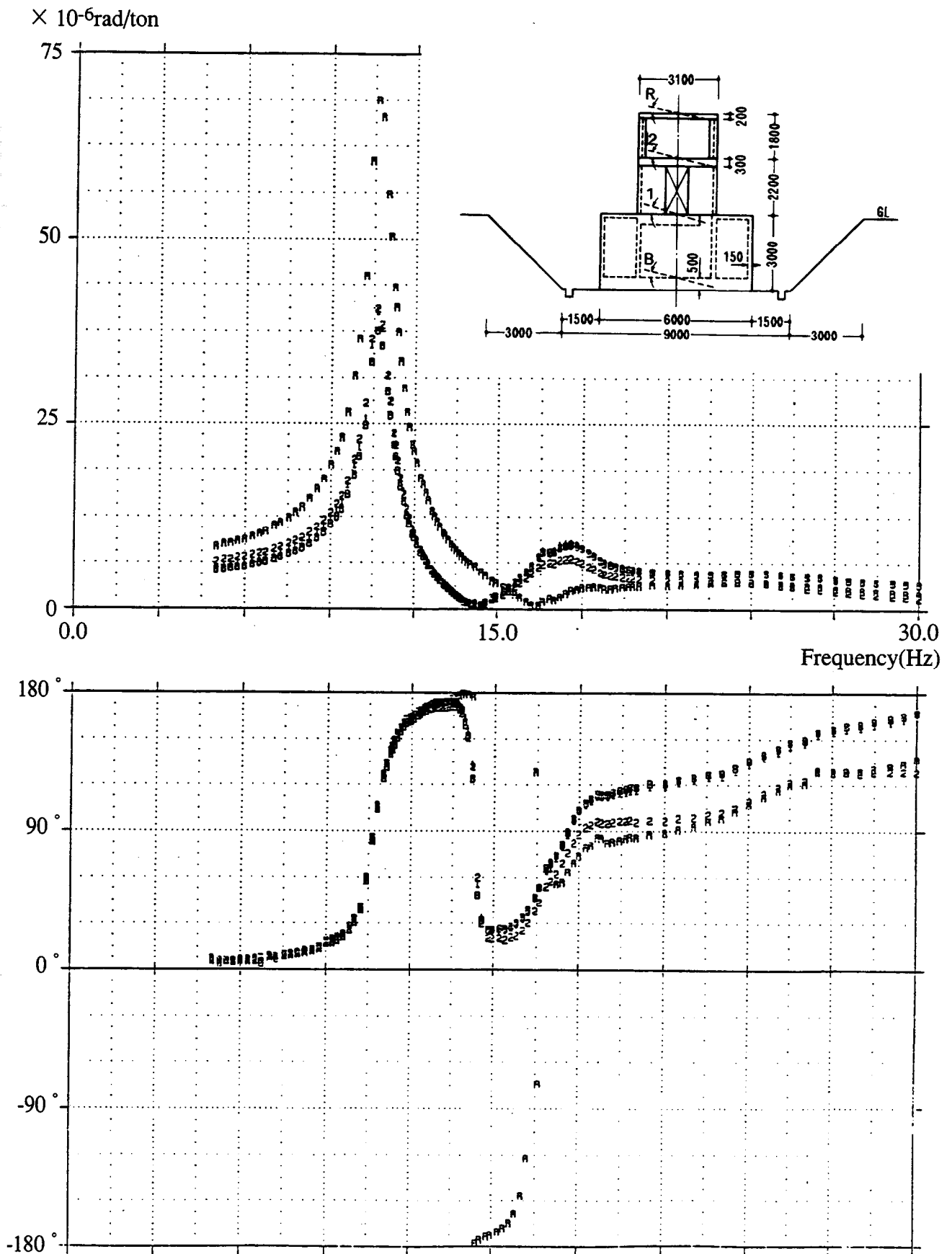


図 4.3-3 回転角の共振・位相曲線（埋戻前、EW 加振）

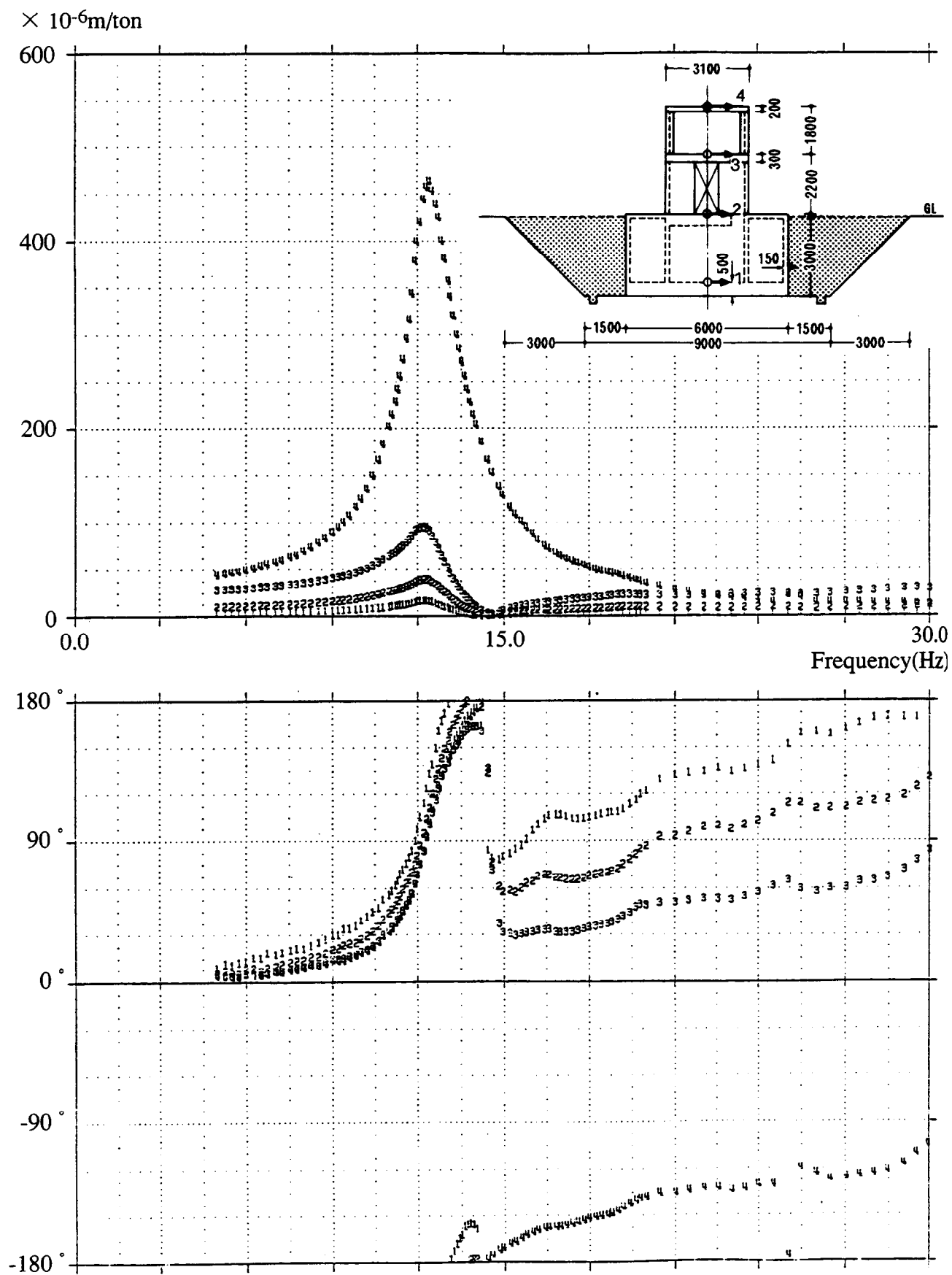


図 4.3-4 変位の共振・位相曲線（埋戻後、EW 加振）

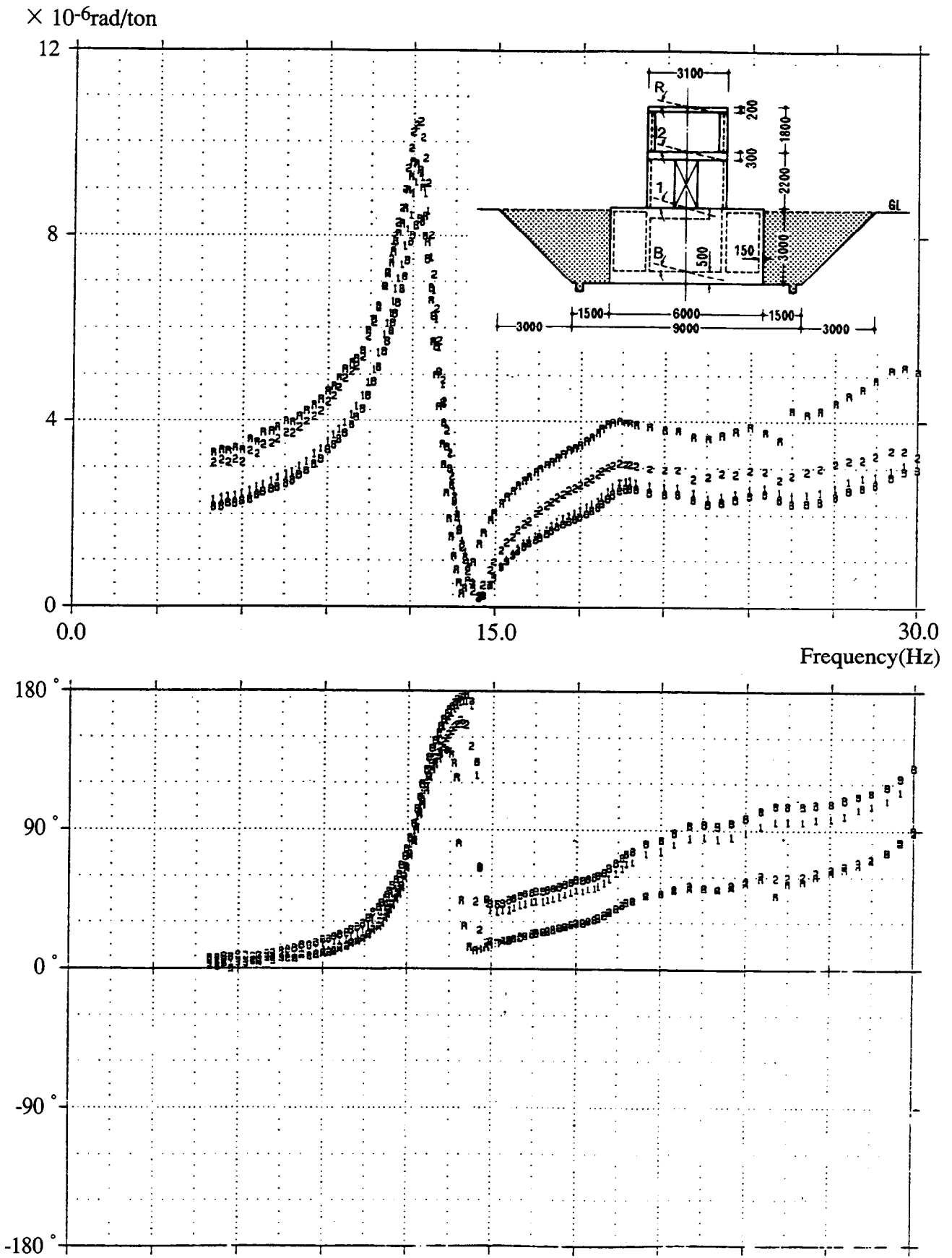


図 4.3-5 回転角の共振・位相曲線（埋戻後、EW 加振）

4.3.2 逆算動的インピーダンス評価

各階の水平変位と回転角を用いて動的インピーダンスの算定を行った。構造物モデルのモデル化は4質点で行うが、質点重量、回転慣性モーメント、重心位置を図4.3-6、表4.3-2に示す。構造物モデルが図4.3-6のように基礎底面に取り付けられた水平ばね K_H 、回転ばね K_R の動的インピーダンスで支持されているとして、これらのばね値を実験結果より逆算した。

構造物モデル全体の運動方程式は

$$\sum_{i=1}^4 m_i \left\{ \ddot{u}_i - \ddot{\theta}_i (d_i - e_i) \right\} + K_H (u_1 - \theta_1 d_1) = P \quad (4.12)$$

$$\sum_{i=1}^4 I_i \ddot{\theta}_i + m_i \left\{ \ddot{u}_i - \ddot{\theta}_i (d_i - e_i) \right\} e_i + K_R \theta_1 = Ph_f \quad (4.13)$$

- m_i : 各質点の質量
- I_i : 各質点の回転慣性質量
- e_i : 基礎底面からの重心高さ
- d_i : 基礎底面からの計測点高さ
- u_i : 各質点の変位
- θ_i : 各質点の回転角
- K_H : 水平動的インピーダンス
- K_R : 回転動的インピーダンス
- P : 加振力
- h_f : 基礎底面からの加振力高さ

となる。従って、 K_H 、 K_R は

$$K_H = \frac{1}{u_1 - \theta_1 d_1} \left[P + \omega^2 \sum_{i=1}^4 m_i \left\{ u_i - \theta_i (d_i - e_i) \right\} \right] \quad (4.14)$$

$$K_R = \frac{1}{\theta_1} \left[Ph_f + \omega^2 \sum_{i=1}^4 \left[I_i \theta_i + m_i \left\{ u_i - \theta_i (d_i - e_i) \right\} e_i \right] \right] \quad (4.15)$$

となる。(4.14)式と(4.15)式へ先に求めた各階の変位と回転角と位相を考慮して代入すれば K_H 、 K_R が求まる。図4.3-7～図4.3-8に逆算動的インピーダンスを示した。剛性に関連するばねの実部は埋込みにより2倍程度増加し、また減衰に関する虚部は著しく増大することがわかる。

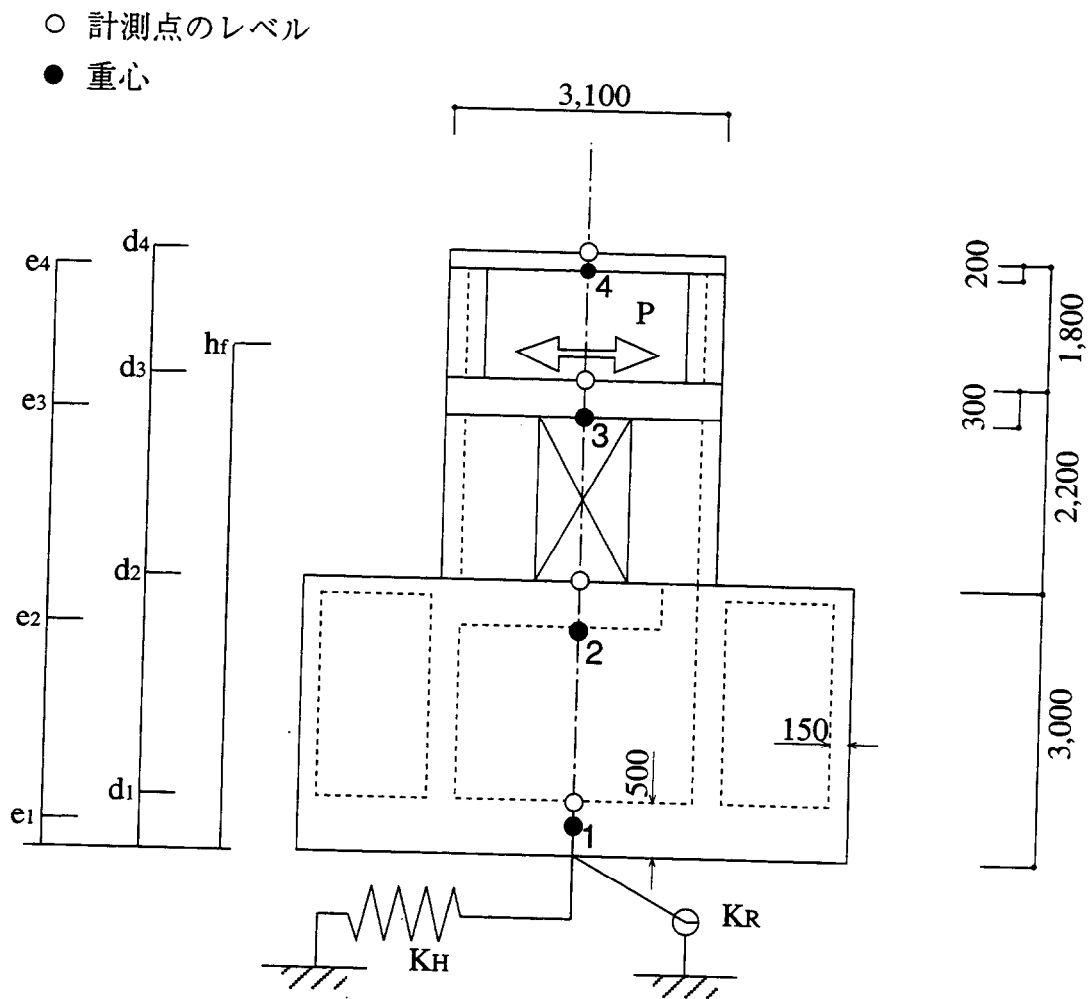


図 4.3-6 重心高さと構造物模型計測点レベル

表4.3-2 質点の諸元

質点 番号	重心高 e_i (m)	計測点高 d_i (m)	質点重量 W_i (t)	重心回りの回転慣性 モーメント J_i ($t \cdot m^2$)
4	6.85	7.00	5.13	4.92
3	4.91	5.20	10.25	12.43
2	2.62	3.00	35.59	126.34
1	0.41	0.50	54.58	189.31

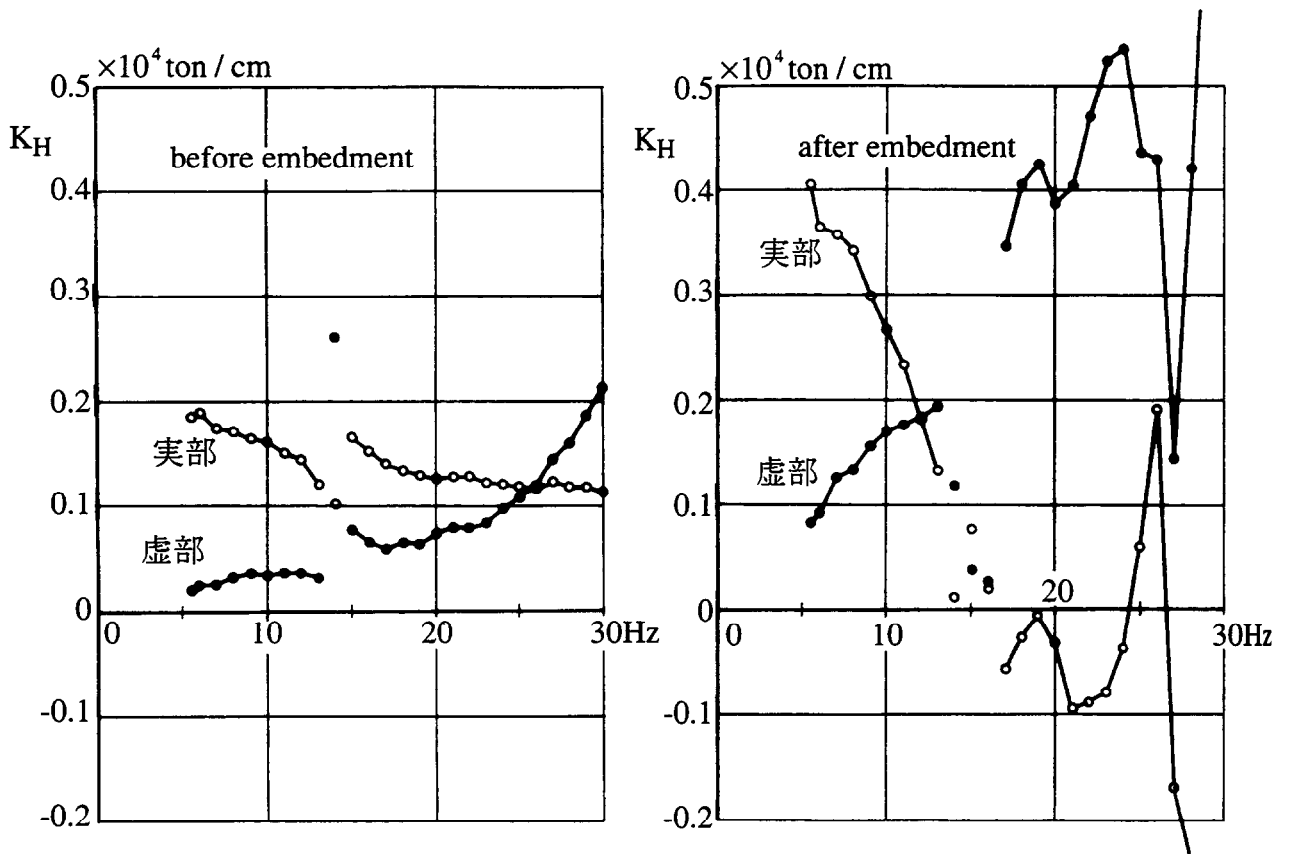


図 4.3-7 地盤の水平複素ばね K_H

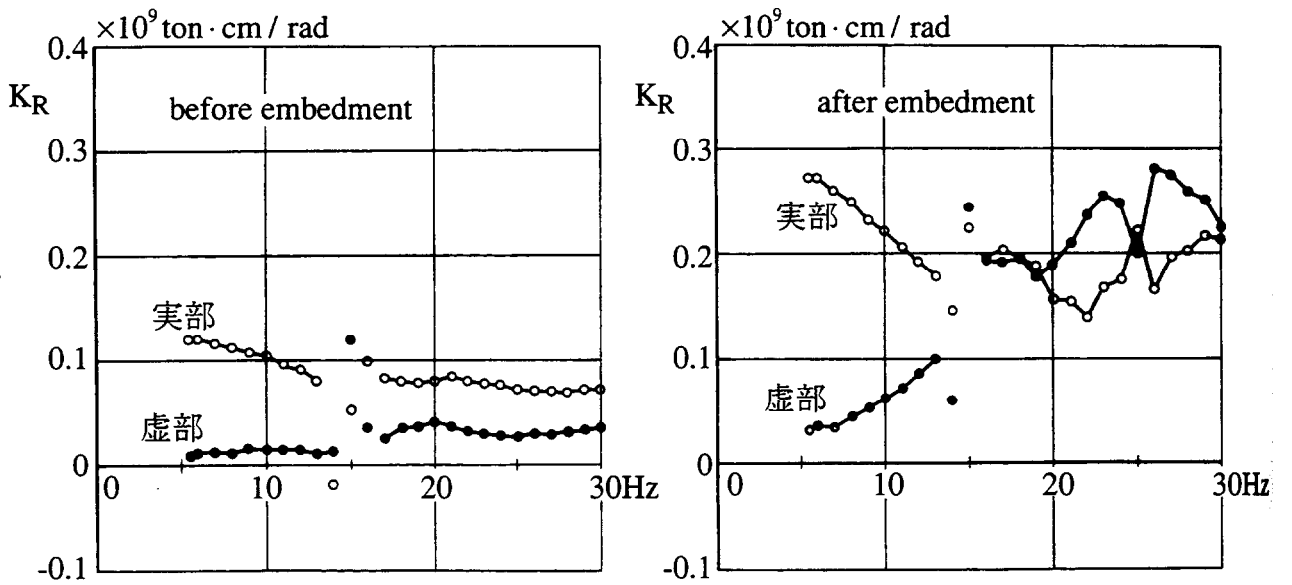


図 4.3-8 地盤の回転複素ばね K_R

4.4 軸対称FEMによる解析

4.4.1 解析方法

振動実験は上部加振であり、その構造物～地盤連成系動的相互作用特性には地盤の3次元効果が含まれている。本節では地盤の3次元効果を考慮できる解析法の1つである軸対称FEMモデルを用いた埋戻し前後の振動実験の解析を行なった。また地震応答解析は埋戻し後振動実験解析モデルをそのまま用いた。

(1)解析の概要

軸対称FEMによるシミュレーション解析は、以下の順で行なった。

a. 埋戻し前のスウェイ・ロッキングモデル

実験結果の逆算より得られる埋戻し前の動的インピーダンスで1次共振時の値を軸対称FEM構造物基礎底面に接続し、上部加振の周波数応答解析を行い構造物モデルの妥当性を確認する。

b. 埋戻し前の構造物～地盤全体モデル

埋戻し前の構造物～地盤全体系を周辺粘性境界とした軸対称FEMでモデル化し、上部加振の周波数応答解析を行う。

c. 埋戻し後の構造物～地盤全体モデル

埋戻し前の構造物～地盤全体モデルに、地盤調査で得られた埋土の物性を用いて、埋戻し後の上部加振の周波数応答解析を行う。また地震応答解析は埋戻し後の振動実験解析モデルをそのまま用いる。

(2)数値解析法の概要

シミュレーション解析は周方向展開次数 $n=1$ の軸対称FEM解析により行う。図4.4-1に円筒座標系、図4.4-2に全体座標系と局所座標系を示す。要素は1節点3自由度の4節点要素とし、要素内変位を次のように仮定する。

$$u_r = \sum_{j=1}^4 N_j(\zeta, \eta) u_r^j \cos\theta \quad (4.16)$$

$$u_\theta = -\sum_{j=1}^4 N_j(\zeta, \eta) u_\theta^j \sin\theta \quad (4.17)$$

$$u_z = \sum_{j=1}^4 N_j(\zeta, \eta) u_z^j \cos\theta \quad (4.18)$$

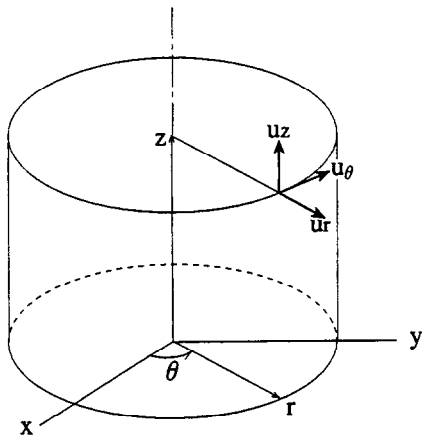


図 4.4-1 円筒座標系

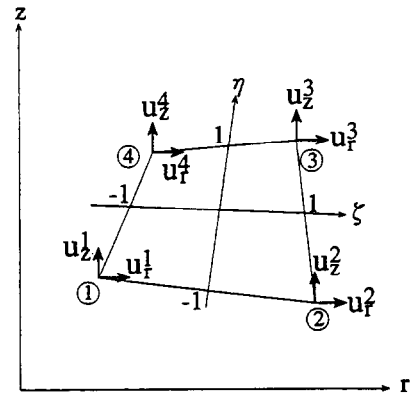


図 4.4-2 全体座標系と局所座標系

形状関数は、

$$\{N_j\} = \frac{1}{4} \begin{pmatrix} (1-\zeta)(1-\eta) \\ (1+\zeta)(1-\eta) \\ (1+\zeta)(1+\eta) \\ (1-\zeta)(1+\eta) \end{pmatrix} \quad (4.19)$$

$\{u_i^j\}$, $\{u_\theta^j\}$, $\{u_z^j\}$ は節点変位である。

上式の形状関数を用いて質量マトリックス、剛性マトリックスを組み立て、更に質量マトリックスを対角化し、減衰を複素剛性の虚部として考慮すると、次の形の運動方程式を得る。

$$[M] \{\ddot{u}\} + ([K_R] + i[K_I]) \{u\} = \{P\} \quad (4.20)$$

$$[K_R] = (1-2h^2) [K] \quad (4.21)$$

$$[K_I] = 2h\sqrt{1-h^2} [K] \quad (4.22)$$

ここに、

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

$[K_R]$: 実部

$[K_I]$: 虚部

$\{P\}$: 荷重ベクトル

$i = \sqrt{-1}$ 、 h は減衰定数である。

4.4.2 解析モデルと解析条件

(1)軸対称 F E M 構造物モデル

構造物模型の平面形状は正方形である。軸対称 F E M で解析するためには円筒座標系に置き換える必要があり、以下のようにモデル化を行なった。

a. 等価断面の設定

正方形断面の軸対称断面への置換は次の方法で行う。

- i) ボックス壁で構成される地下階、1階については有効フランジ幅を1/2と考え、図4.4-3に示す斜線部分の断面二次モーメントを計算し、等価な壁厚の円筒を用いた。その結果を表4.4-1に示す。
- ii) 柱からなる2階については、実験結果より2階部分の固有振動数14.7Hzが確認されており、この振動数に固有振動数が合致する壁厚を解析により決定した。なお円筒の半径は面積が等価となる半径とした。

b. 密度の決定

軸対称 F E M モデルの密度は、構造物模型および軸対称モデルを図4.4-4に示すように4層に分け、構造物模型各層の重量と軸対称モデルの各層の重量が一致するように決定した。

c. スウェイ・ロッキングモデルによる予備解析

解析に用いる等価軸対称モデルは図4.4-5に示すものとした。構造物の軸対称 F E M モデルの妥当性を検討するため、実験結果の逆算より得られる地盤の水平複素ばね K_H 、回転複素ばね K_R を用い、周波数応答解析を行なった。なお、解析では図4.4-6に示すように、基礎版底面の集中ばね K_H 、 K_R の代わりに、ばね反力の合力が等しくなるような円筒方向に分布した水平方向および鉛直方向分布ばね R_H 、 R_V を用いた。周波数応答解析に用いた動的インピーダンスと減衰定数を表4.4-2に示す。なお、周波数応答解析では、地盤剛性、減衰定数は1次共振時相当の値を用い周波数領域で一定とした。図4.4-7に示す解析結果によれば、1次共振時の実験時と良く対応しており軸対称 F E M 構造物モデルの評価の妥当性が確認された。

(2)構造物～地盤全体モデル

前項で設定された構造物の解析モデルに地盤系解析モデルを付加した構造物～地盤全体系モデルを図4.4-8に示す。解析モデルは解析領域外への波動の逸散を考慮した粘性境界を採用し、また掘削された地盤の底面は上載圧の減少による影響を考えゆるみ領域を設けた。表4.4-3に地盤およびゆるみ層の物性を示す。埋戻し後の解析に用いた埋土の物性は P S 検層結果に基づいて定めた値であり、図4.4-9に示すように6層に分け、各層の物性値を表4.4-4に示す。ただし、図4.4-9に示す埋土ではすべてポアソン比 $\nu = 0.3$ とし、さらに図4.4-9に示すように構造物側壁に接する上部3要素のみ $V_s' = 0.5 V_s$ となるゆるみ領域を考慮した。

4.4.3 振動実験解析

(1)埋戻し前

埋戻し前のシミュレーション解析にあたり構造物の応答に大きく影響する構造物直下の地盤物性について次に示すパラメトリックスタディーを行ない、表4.4-3に示す値を得た。

- ①ゆるみ層の有無
- ②ポアソン比の影響
- ③ゆるみ層のせん断波速度の影響

この中でポアソン比 $\nu=0.1$ というかなり小さな値を採用しているが、これは構造物直下に $V_s=110\text{m/sec}$ のゆるみ層を設けた地盤条件に対してポアソン比を変化させた場合の動的インピーダンスを求めたものである。パラメータとして $\nu=0.45$ 、 $\nu=0.40$ 、 $\nu=0.30$ 、 $\nu=0.0$ の4ケースについて行なった。軸対称FEMモデルから得られた動的インピーダンスを実験結果の逆算で求めた動的インピーダンスと比較して図4.4-10(a)~(b)に示す。ポアソン比の増加にともなう動的インピーダンスの増加は水平ばねよりも回転ばねに顕著である。剛体に近い構造物のモード形を支配する重要な要因は水平と回転の占める割合であると考えられる。水平ばねと回転ばねについて実験結果と解析結果を比較すると、構造物模型直下の地盤のポアソン比はかなり小さいと推察される。

図4.4-11に解析結果を示したが1次共振振動数と振幅特性は概ね一致している。

(2)埋戻し後

埋戻し前の解析モデルに埋土部分のみ組み込んだ解析モデルにより埋戻し後振動実験解析を行なった。解析結果を図4.4-12に示したが埋戻し前に比較するとよい結果は得られていない。地盤をFEMで評価する場合、S波速度 V_s 、密度 ρ 、ポアソン比 ν ですべてのモデル化定数が決定されるためシミュレーション解析では埋土や支持地盤等の減衰を含めた地盤物性の値を慎重に評価する必要がある。

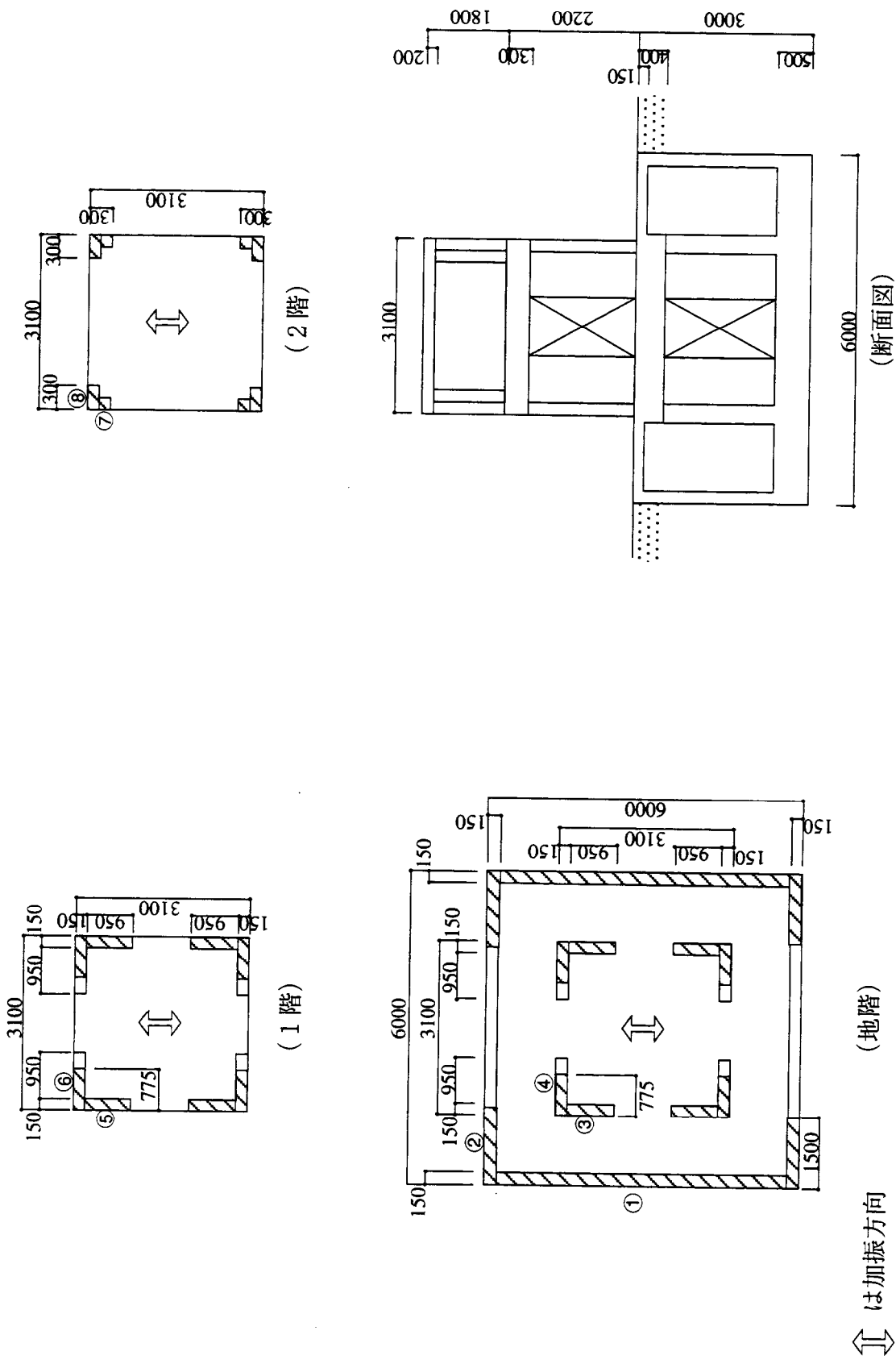
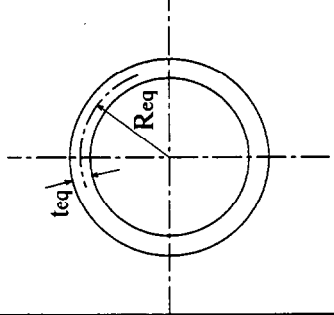
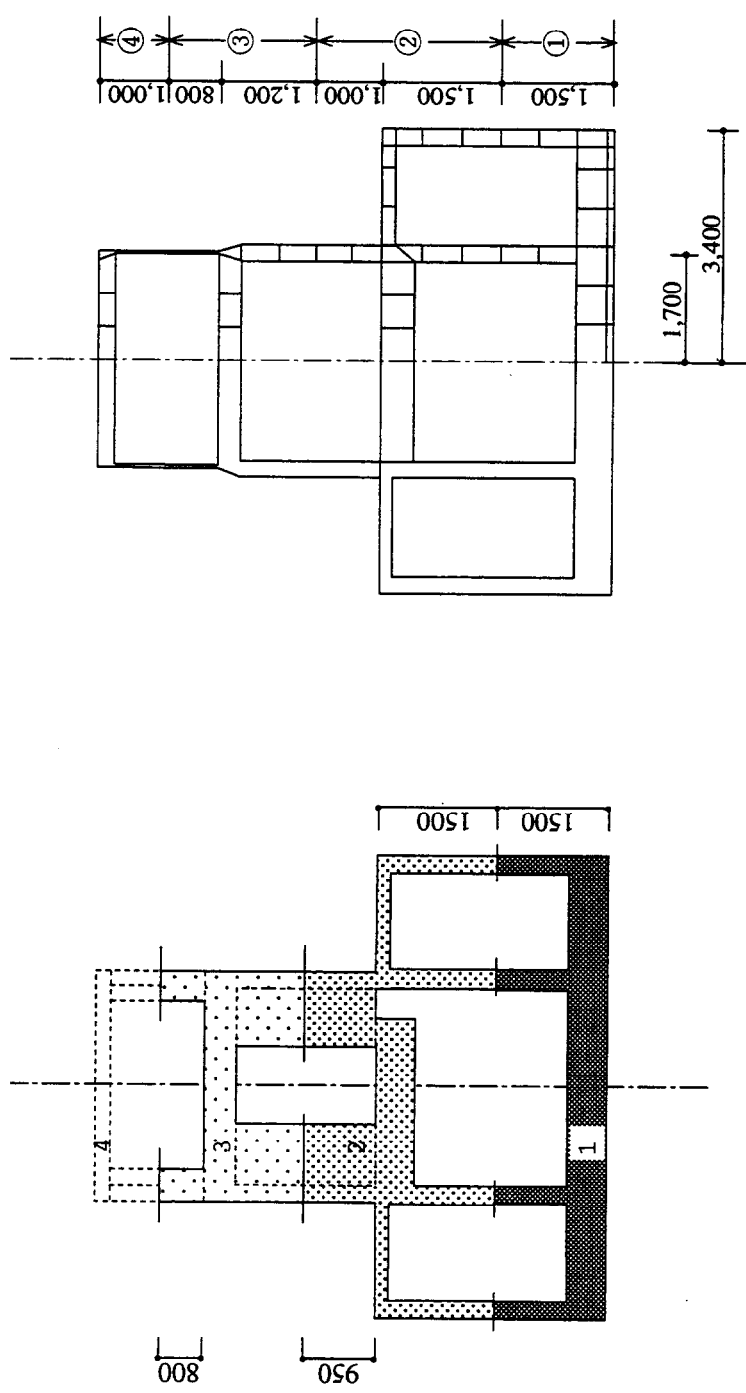


図4.4-3 断面二次モーメント算定領域 (斜線部分)

表4.4-1 等価断面の算定

層	構造物諸元							軸対称FEM諸元			
	部材	幅 (m)	厚さ (m)	断面積 (m ²)	部材断面二次モーメント (m ⁴)	偏心距離 (m)	構造物断面二次モーメント (m ⁴)	等価半径 (m)	等価厚さ (m)	等価断面積 (m ²)	等価断面二次モーメント (m ⁴)
B1F	①	0.15	5.70	0.8550×2	$I_e (= \frac{bh^3}{12})$ 2.3149×2	0	2.3149×2	Req	teq	Aeq	Ieq
	②	1.5	0.15	(0.2250)	$0.42 \times 10^{-3} \times 4$	2.925	1.9254×4				
	小計			1.71			12.33	3.3475	0.105	2.21	12.38
	③	0.15	0.95	0.1425×4	0.0107×4	0.925	0.1326×4				
	④	0.775	0.15	(0.1163)	$0.22 \times 10^{-3} \times 4$	1.475	0.2532×4				
	小計			0.57			1.54	1.70	0.110	1.07	1.54
計			2.28			13.87			3.28	13.92	
1F	⑤	0.15	0.95	0.1425×4	0.0107×4	0.925	0.1326×4				
	⑥	0.775	0.15	(0.1163)	$0.22 \times 10^{-3} \times 4$	1.475	0.2532×4				
	計			0.57			1.54	1.70	0.110	1.07	1.54
2F	⑦	0.15	0.15	0.0225×4	$0.42 \times 10^{-4} \times 4$	1.325	0.0395×4				
	⑧	0.30	0.15	(0.0450)	$0.84 \times 10^{-4} \times 4$	1.475	0.0980×4				
	計			0.09			0.55	1.70	0.036	0.38	0.56



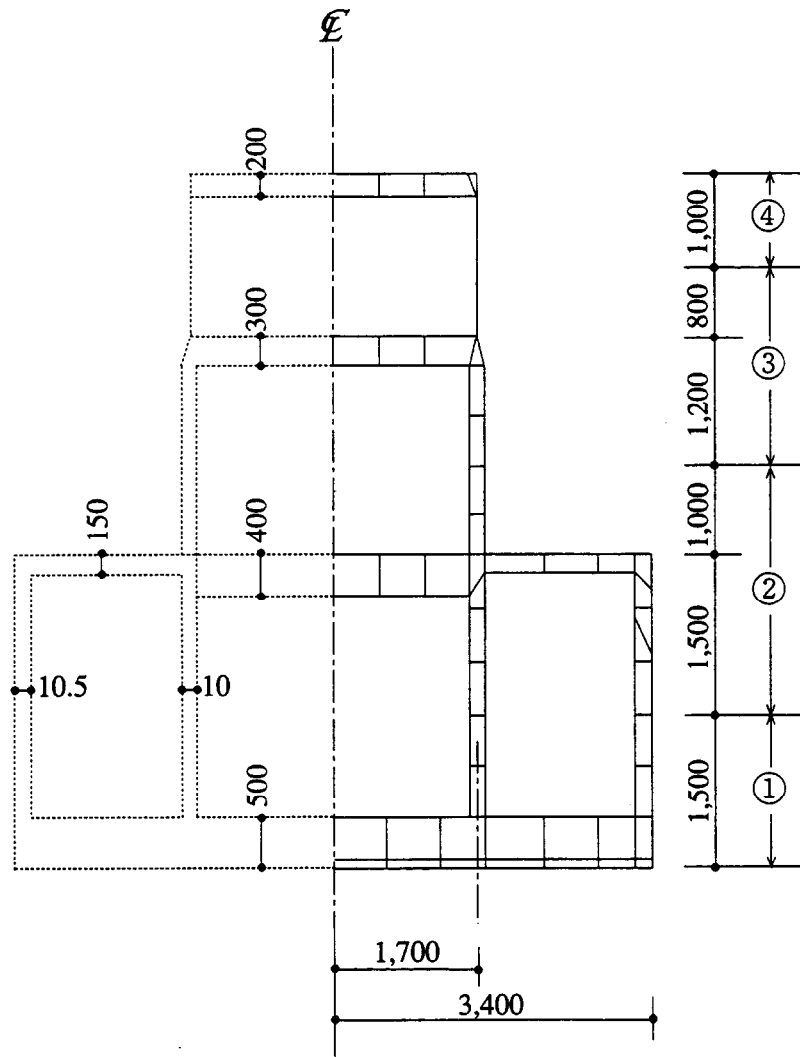


換算質量

i	W _i (t)	V _i (m ³)	γ _i (t/m ³)	ρ _i (t·sec ² /m ⁴)
④	5.131	1.824	2.813	0.287
③	10.246	4.303	2.381	0.243
②	35.590	13.600	2.617	0.267
①	54.576	21.419	2.548	0.260

W_i : 試験体各層の重量
 V_i : 軸対称モデル各層の体積
 γ_i : 軸対称モデル各層の単位体積当たり重量
 ρ_i : 軸対称モデル各層の密度

図4.4-4 試験体の重量分割と解析モデルの換算質量



各層の物性

層	ρ (t·sec ² /m ⁴)	E (ton/cm ²)	ν	h
④	0.287	320	0.167	0.02
③	0.243	320	0.167	0.02
②	0.267	320	0.167	0.02
①	0.260	320	0.167	0.02

ρ : 質量密度
 E : ヤング係数
 ν : ポアソン比
 h : 減衰

図4.4-5 解析モデル構造物部分の諸元

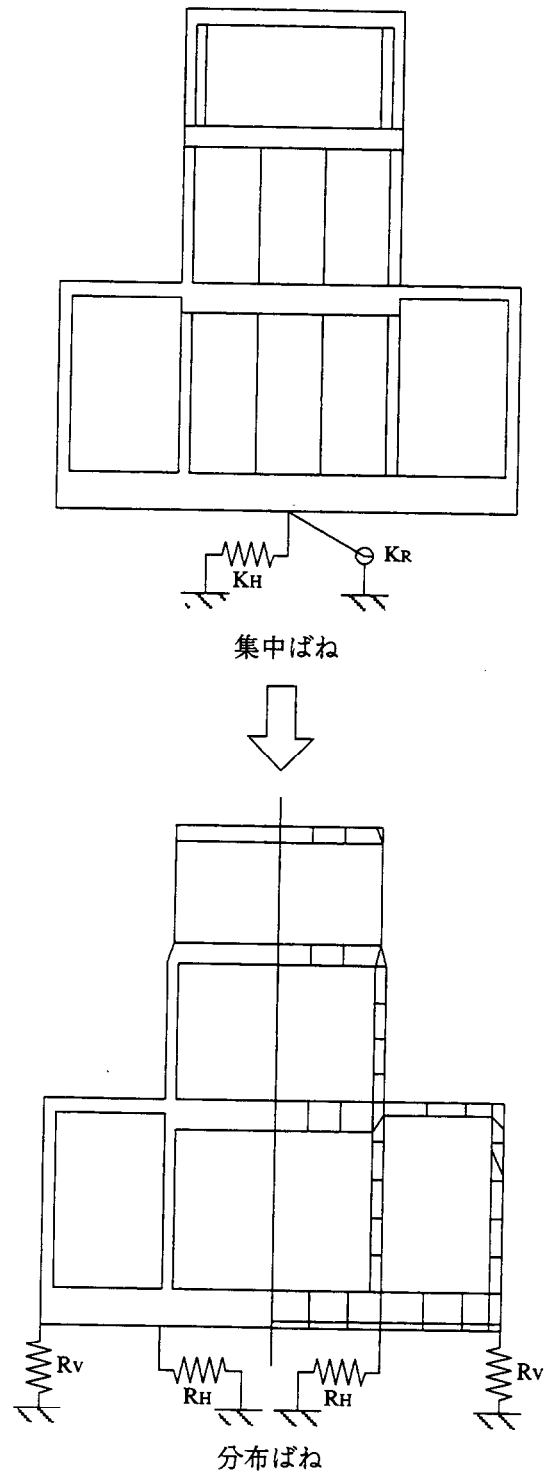


図 4.4-6 軸対称 FEM 検討用解析モデル

表 4.4-2 動的インピーダンスと減衰定数

K_H (ton/cm)	K_R (ton · cm/rad)	h_H (%)	h_R (%)
0.155×10^4	0.942×10^8	8.05	5.25

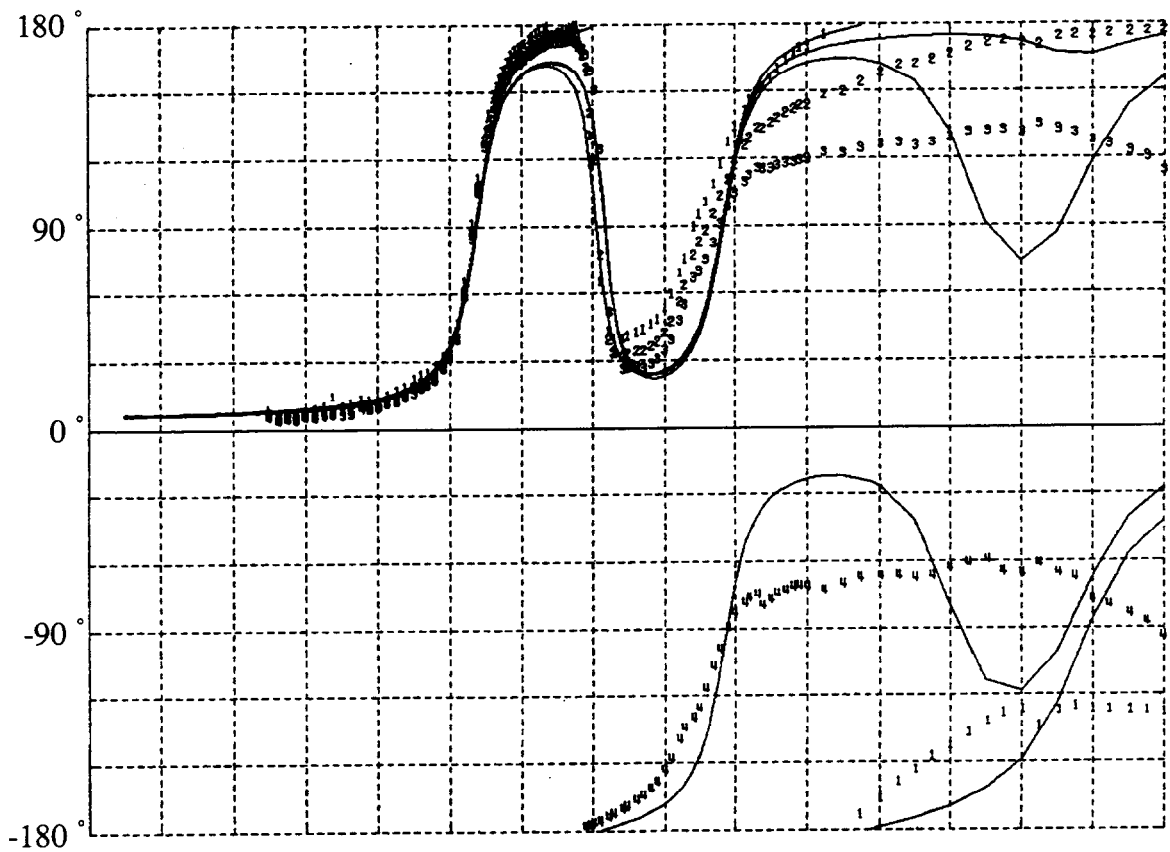
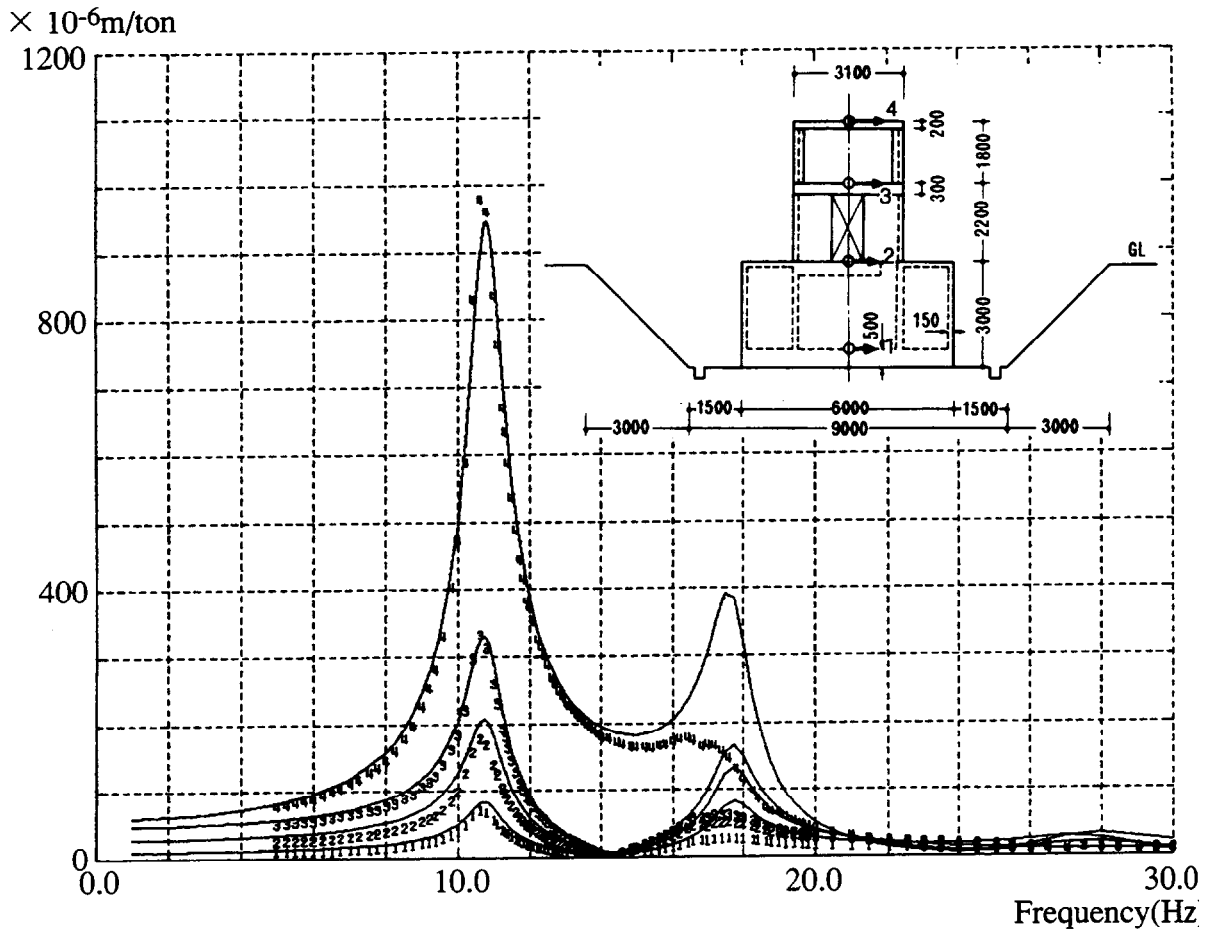


図 4.4-7 スウェイ・ロッキングモデルによる予備解析結果

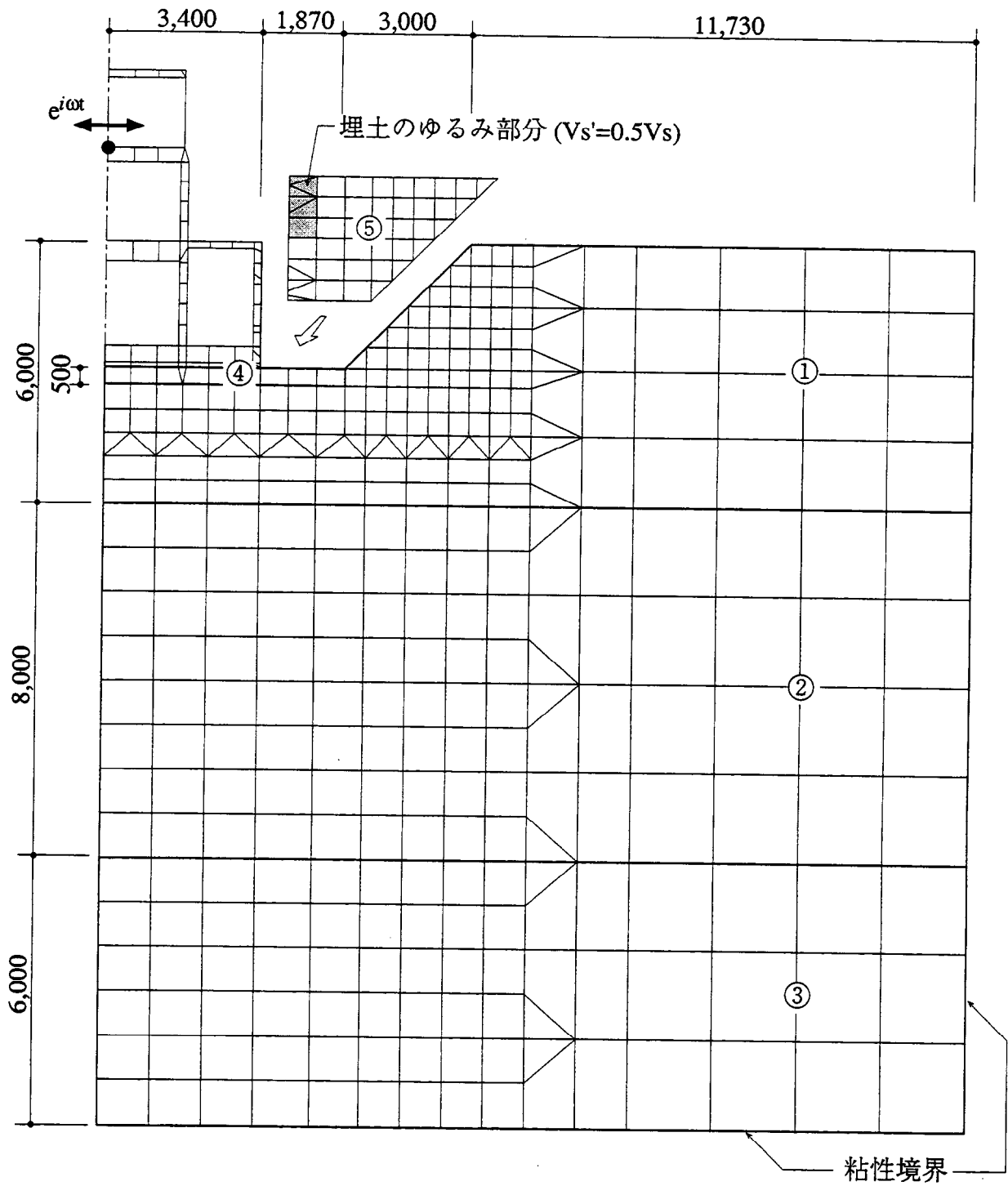


図 4.4-8 建屋—地盤全体系軸対称 FEM モデル (振動実験解析)

表4.4-3 地盤およびゆるみ層の物性

層*	ρ (t sec ² /m ⁴)	Vp (m/sec)	Vs(m/sec)	ν	E(ton/cm ²)	h
①	0.168	500	270	0.294	3.17	0.02
②	0.179	1500	330	0.475	5.75	0.02
③	0.168	1200	430	0.426	8.86	0.02
④	0.168	203	135	0.1	0.674	0.02

*図4.4-8中の層番号に対応 ④：ゆるみ層

表4.4-4 埋土地盤物性

深度 (m)	ρ (t sec ² /m ⁴)	Vp (m/sec)	Vs(m/sec)	ν	E(ton/cm ²)	h
0~0.5	0.181	159	85	0.3	0.340	0.0
0.5~1.0	0.181	168	90	0.3	0.381	0.0
1.0~1.5	0.181	215	115	0.3	0.622	0.0
1.5~2.0	0.181	211	113	0.3	0.601	0.0
2.0~2.5	0.181	224	120	0.3	0.678	0.0
2.5~3.0	0.181	253	135	0.3	0.858	0.0

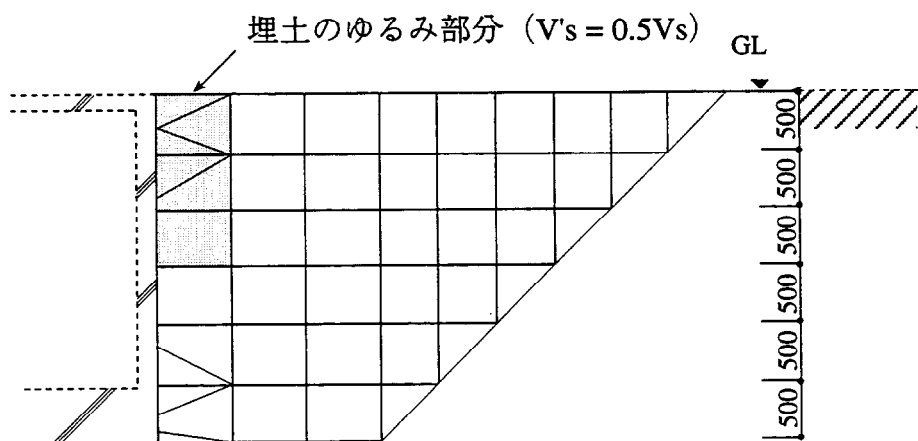
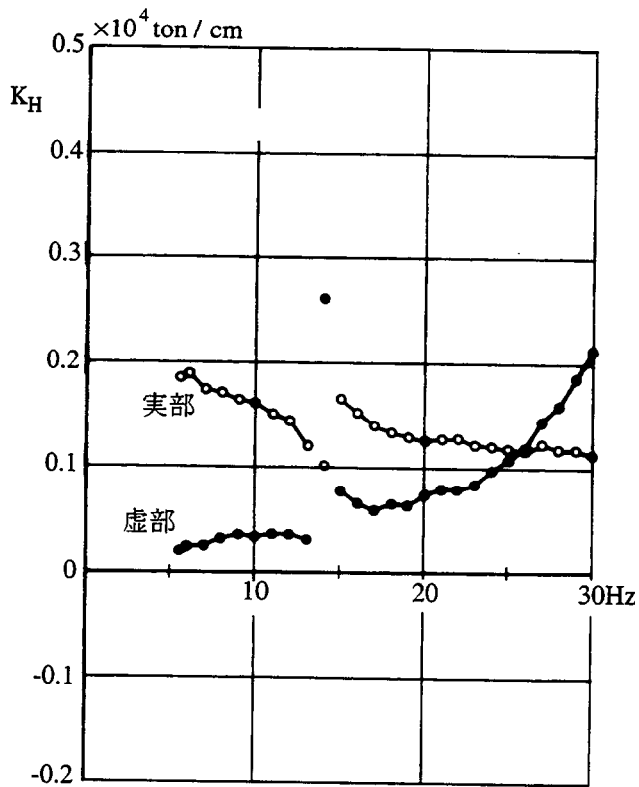
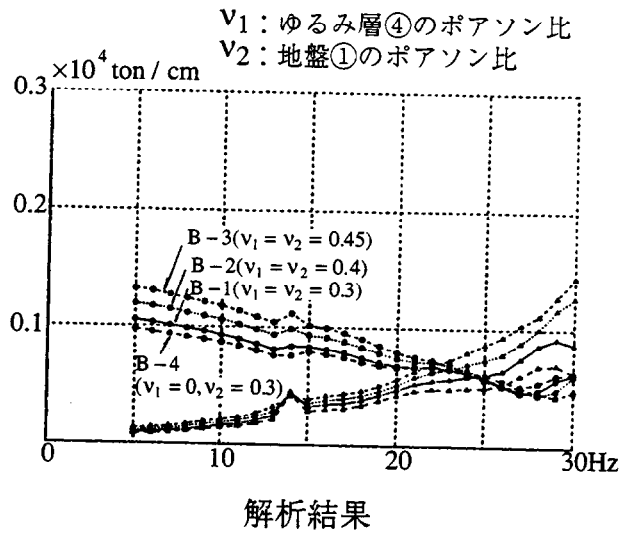


図4.4-9 埋土部分の解析モデル

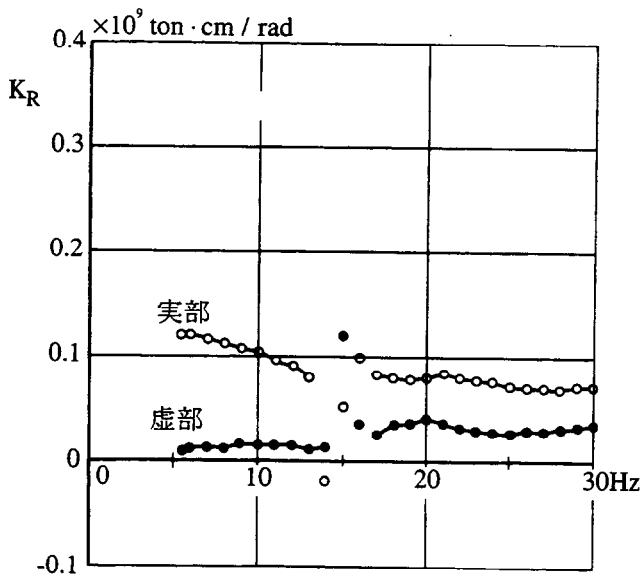


実験結果

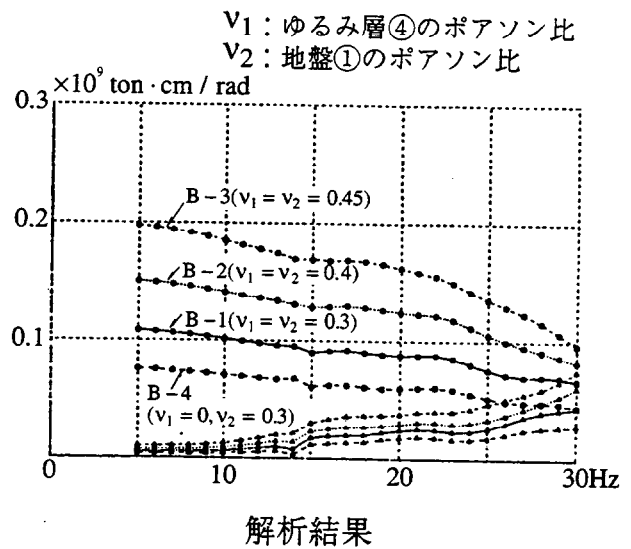


解析結果

(a) 地盤の水平複素ばね K_H



実験結果



解析結果

(b) 地盤の回転複素ばね K_R

図 4.4-10 埋戻し前の動的インピーダンス

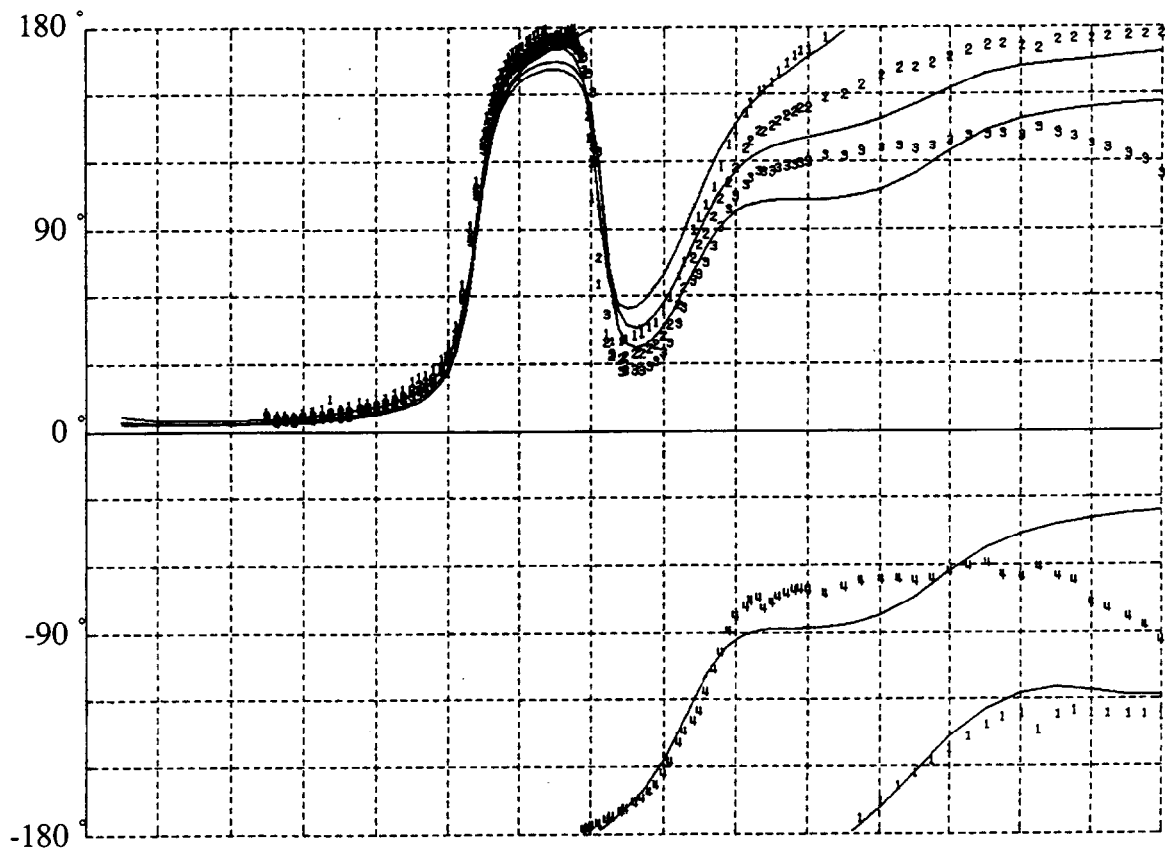
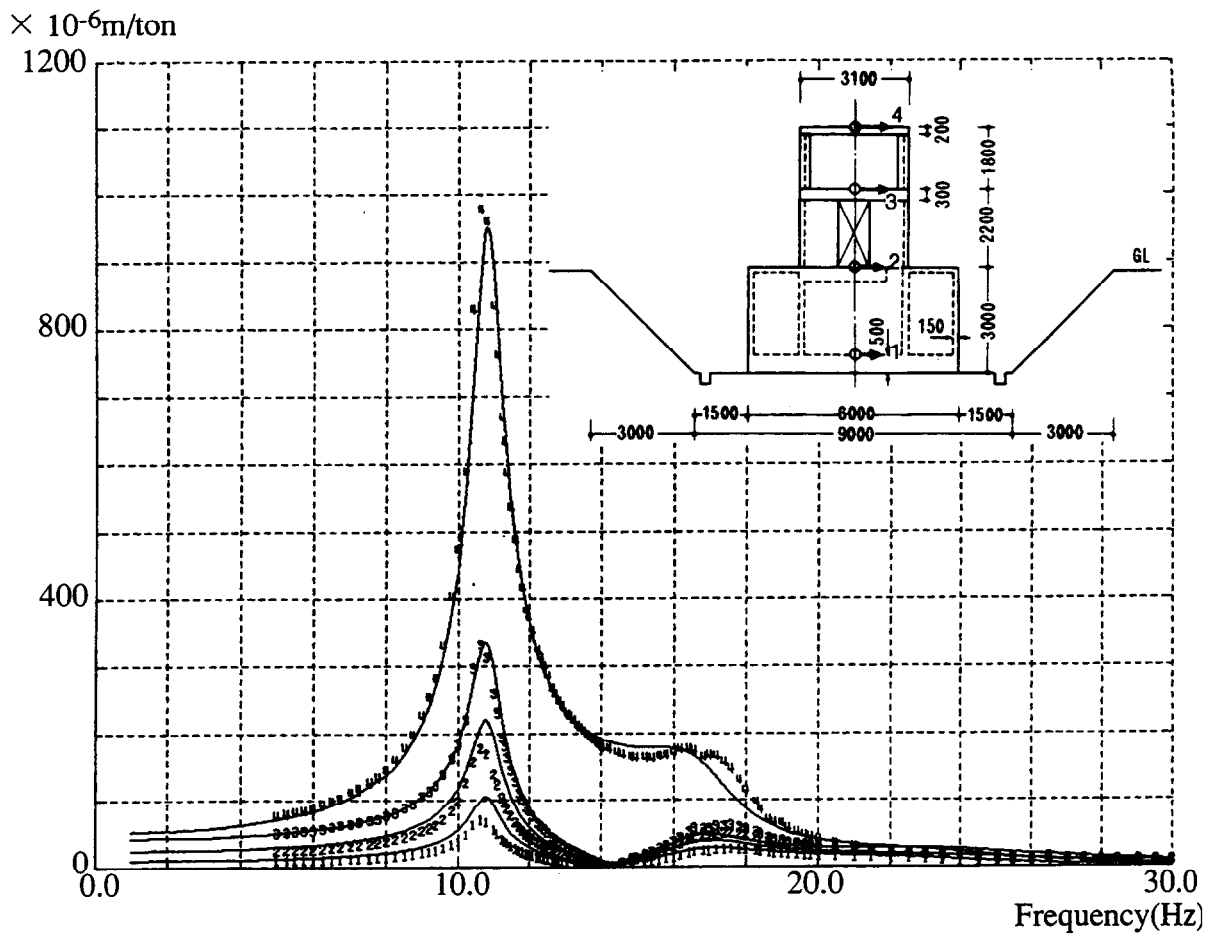


図 4.4-11 埋戻し前シミュレーション解析結果 ($\nu_1=0.1$ 、 $\nu_2=0.294$)

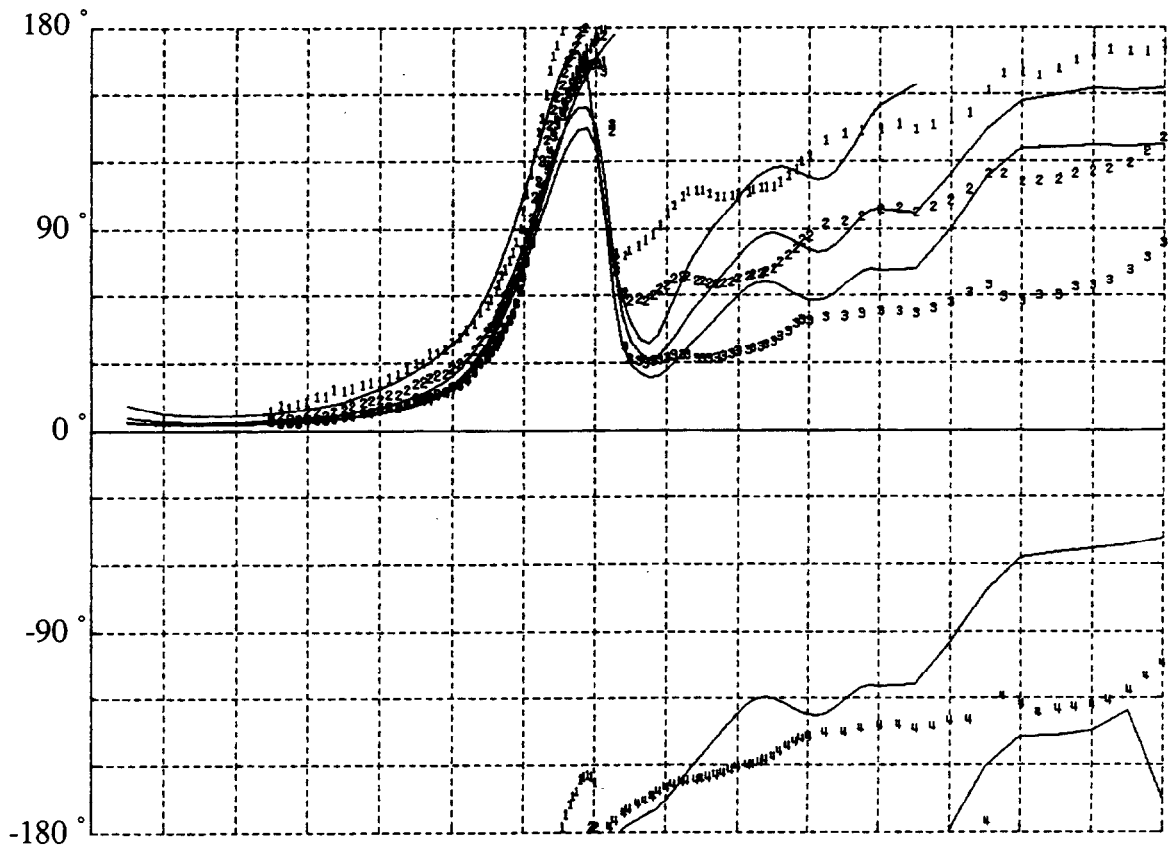
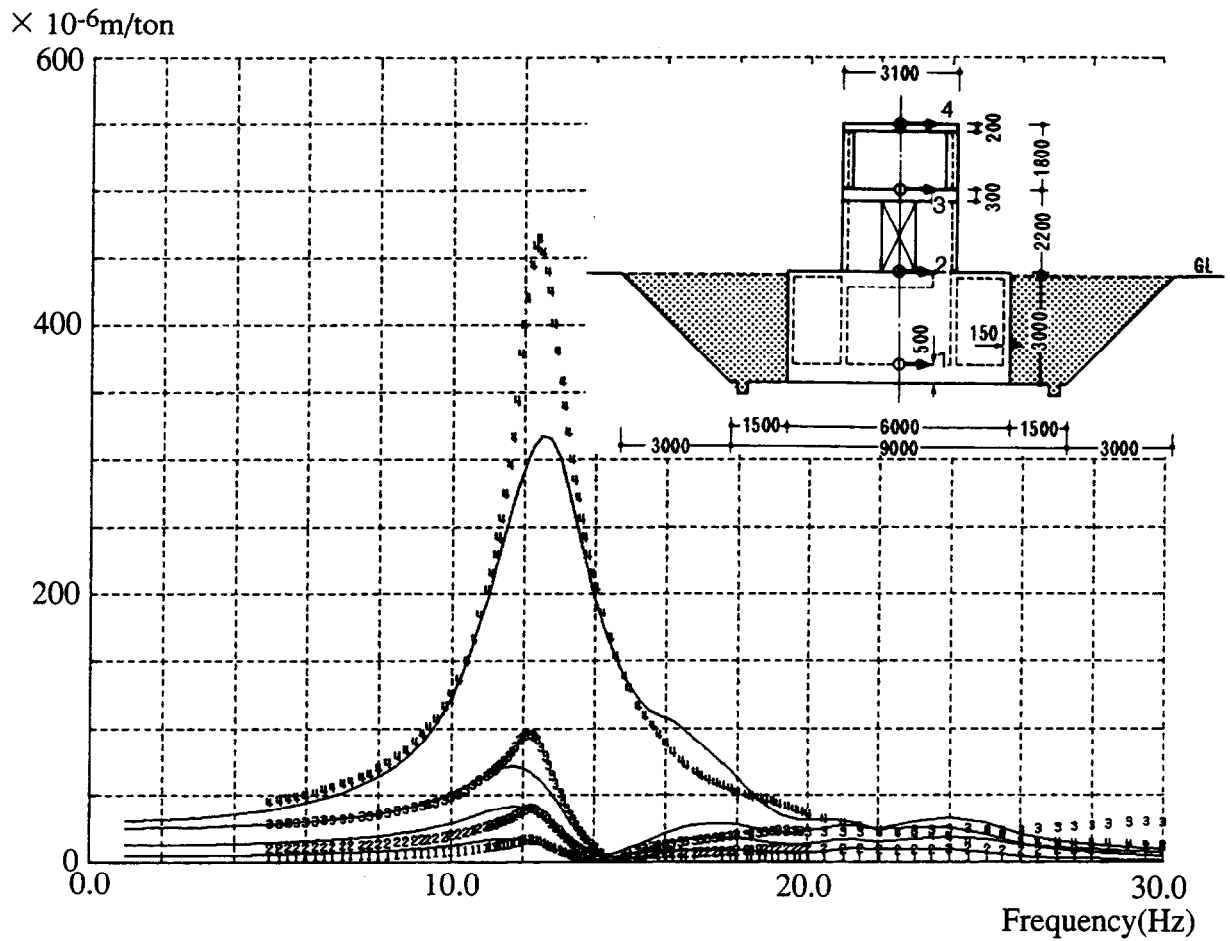


図 4.4-12 埋戻し後シミュレーション解析結果 ($v_1=0.1$ 、 $v_2=0.294$)

4.4.4 地震観測解析

(1)解析モデルと諸元

地震応答解析は4.4.3節の埋戻し後振動実験解析で比較的实验値に近い結果が得られた諸元を用いて行なった。図4.4-13に構造物～地盤連成系モデルの軸対称FEMモデルを示す。振動実験解析モデルと異なる点は地震応答解析時に用いる入力波をGL-23.5m位置の観測波とするため地盤モデルの深さはGL-23.5mまで考慮し、その位置を固定とした（振動実験解析はGL-20.0m位置に粘性境界を仮定した）。地盤、埋土の地盤定数は減衰定数を除き、表4.4-3と表4.4-4示す振動実験解析に用いた値をそのまま用いた。

解析モデルの入力に対する応答倍率を見るために地盤モデルの底面（GL-23.5m位置）に対する応答倍率を求め図4.4-14(a)と(b)に構造物と地盤系の応答特性を示した。応答倍率の計算に用いた地盤の減衰定数は第3章の格子型モデルで用いたように外部減衰を併用し、以下の値を仮定した。

・ 構造物模型	$h = 0.02$	材料減衰
・ 地盤	$h = 0.01$	材料減衰
	$\beta = 8.0 (1/\text{sec})$	外部減衰（地盤1次で $h = 0.15$ ）

地盤系の入力に対する地表の応答倍率(11X/12X)をみると、第3章で示した地震観測記録と同様に高次減少型の特性を有することがわかる。

(2)入力地震波

シミュレーション解析対象地震波は観測記録のうちマグニチュードが大きく、かつ地表の加速度が比較的大きな地震波を選び表4.4-5に示す。観測された地震の震央位置とマグニチュードを図4.4-15に示す。

(3)シミュレーション解析

図4.4-15に示す4地震を対象にシミュレーション解析を行なった。解析結果のうち図4.4-16に構造物と地盤系の最大加速度分布を観測結果と比較して示した。秋田県北部地震(1985.03.29)、福島県東方沖地震(1985.06.19)は構造物、地盤系とも解析値と観測値は比較的良く一致している。福島県東方沖地震(1985.05.11)は地盤系は良く対応しているが構造物の観測値が小さい。福島県沖地震(1985.08.12)は構造物、地盤系とも解析値が小さい傾向となっている。

図4.4-17～図4.4-20に $h = 0.05$ の加速度応答スペクトルの比較で示した。4地震についてそれぞれ構造物の応答(1X、10X、2X)と地表の応答(11X)を示した。全体的な傾向をみると最大加速度分布で良く一致している秋田県北部地震(1985.03.29)、福島県東方沖地震(1985.06.19)は加速度応答スペクトルにおいても比較的良く対応している。

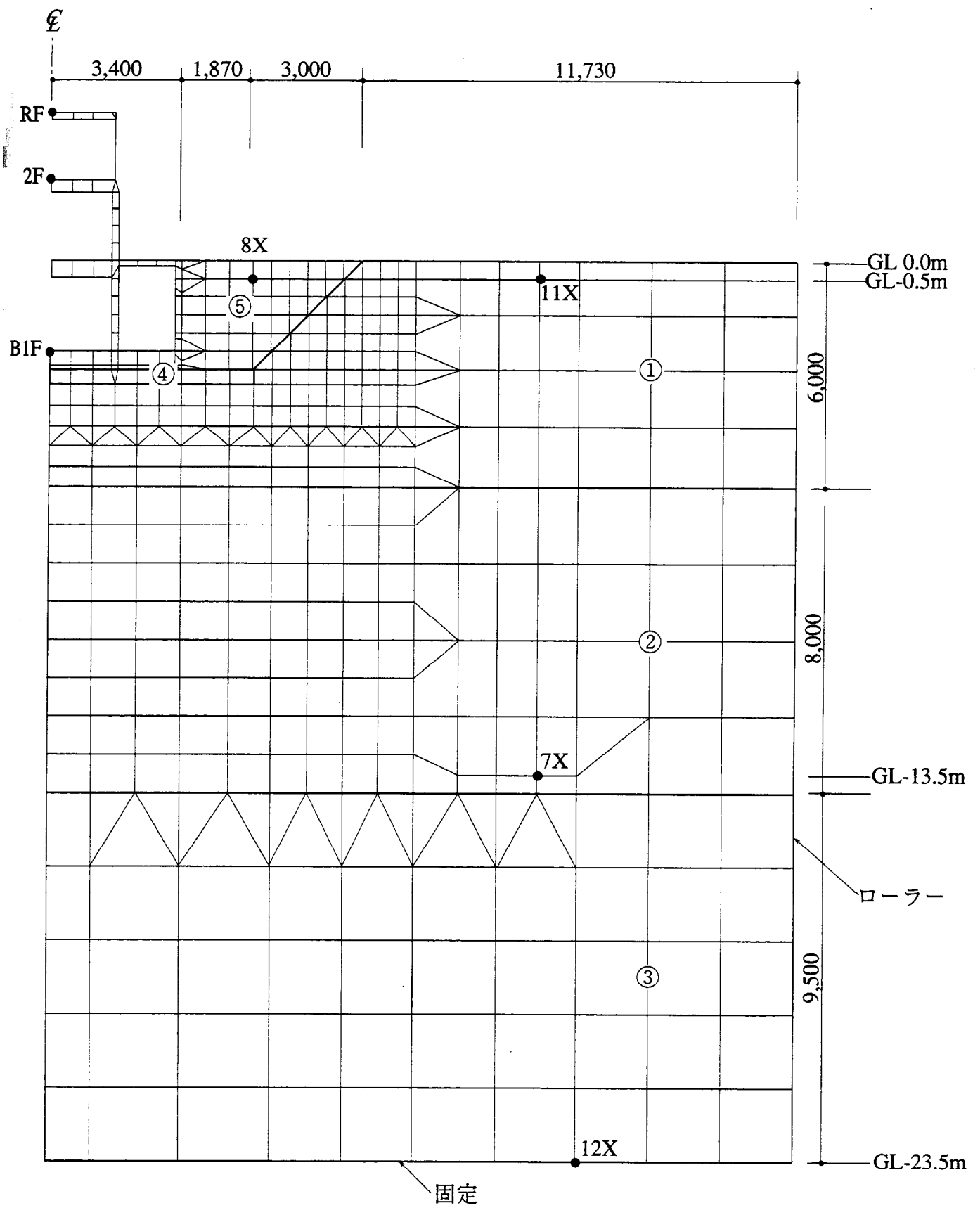
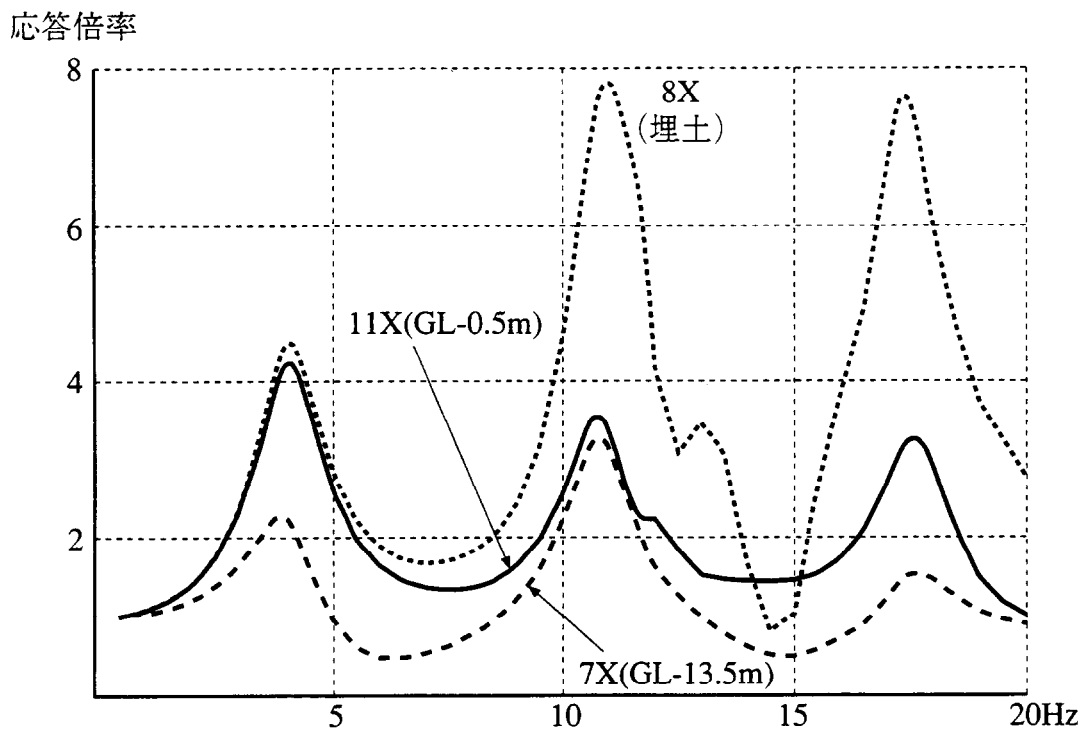
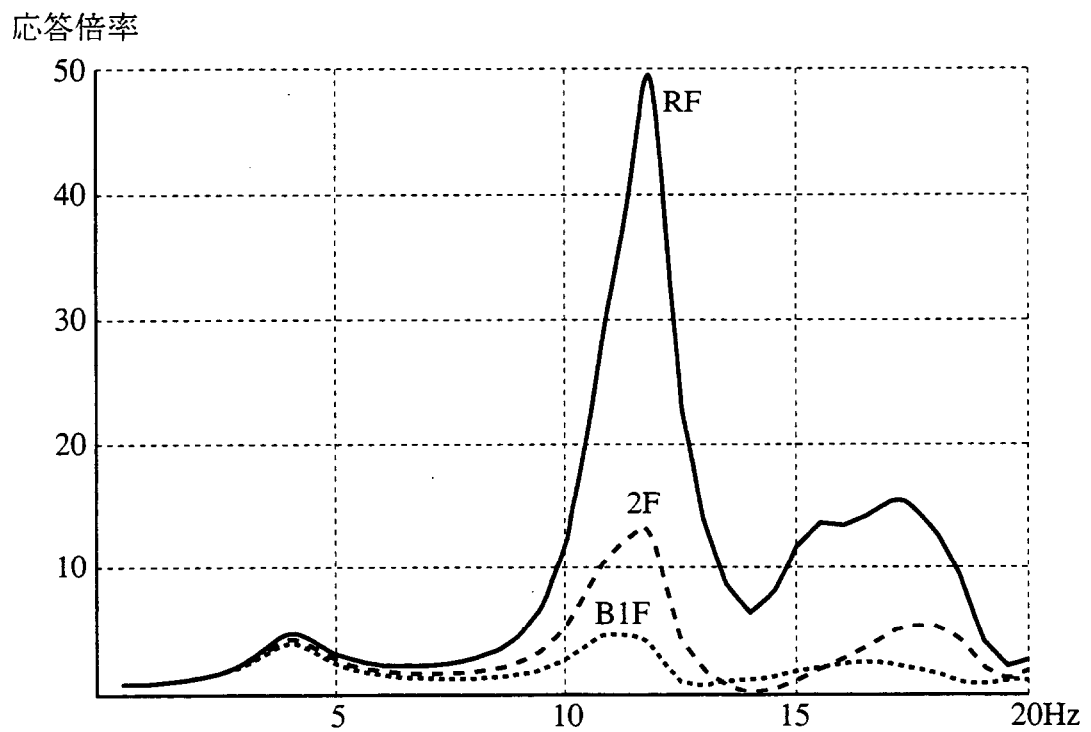


図 4.4-13 構造物-地盤全体系軸対称 FEM モデル (地震観測解析)



(a) 地盤系応答倍率



(b) 構造物系応答倍率

図 4.4-14 軸対称 FEM モデル底面に対する応答倍率

表 4.4-5 観測地震波の諸元

No.	発震日	震央位置	東経 北緯	M	深さ (km)	震央距離 (km)	地表最大値 (Gal)
1	1985.3.29 1:07	秋田県北部	140° 35.2' 40° 17.7'	6.5	164	324	16.1
2	1985.5.11 19:40	福島県東方沖	141° 35.6' 37° 6.1'	5.4	45	142	35.1
3	1985.6.19 20:18	〃	141° 10.3' 37° 6.5'	4.1	54	106	10.1
4	1985.8.12 12:49	福島県沖	141° 55' 37° 43'	6.4	85	60.7	

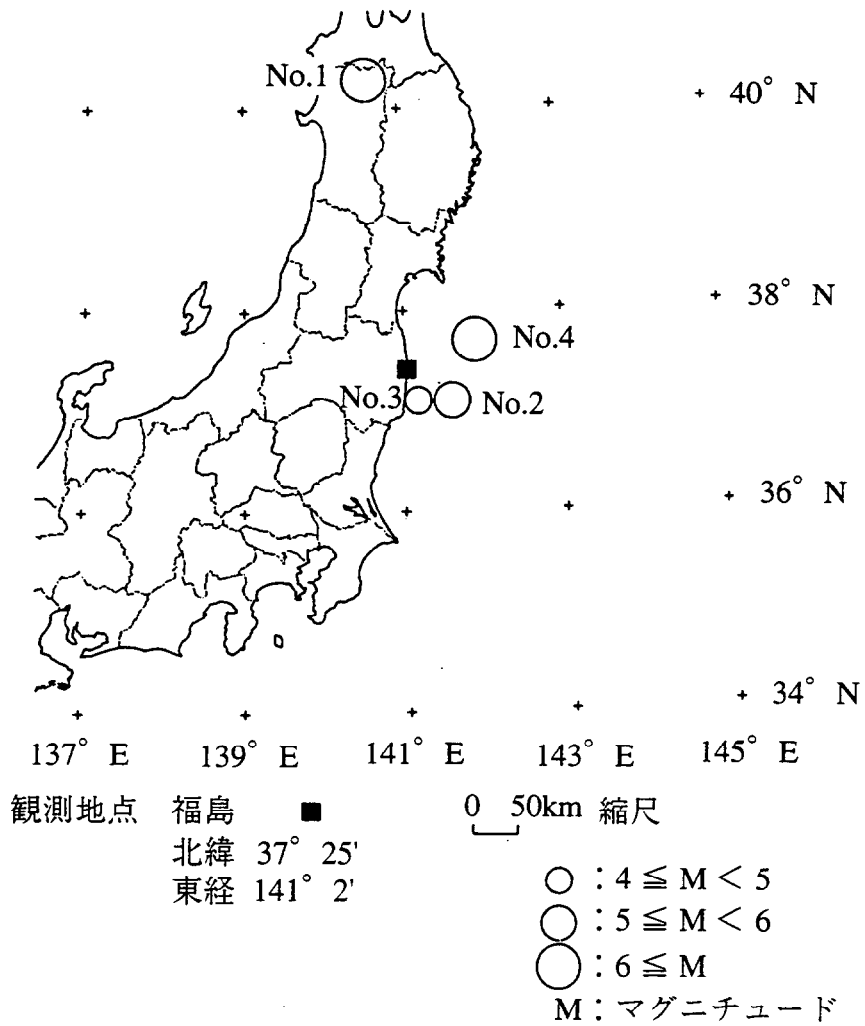
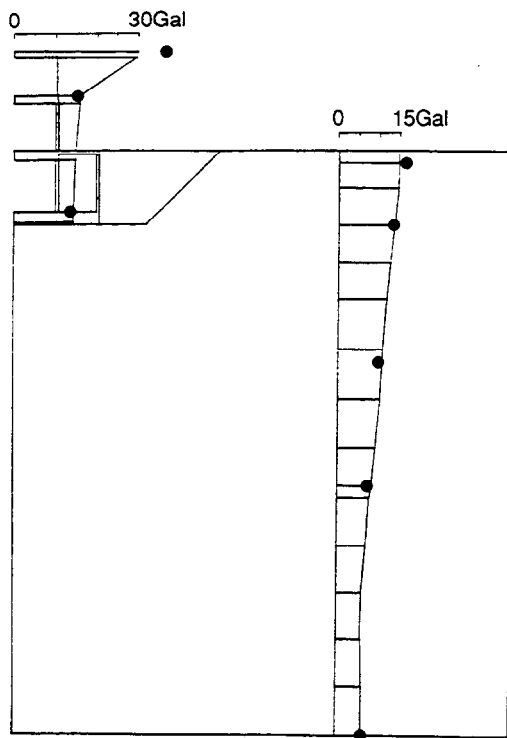
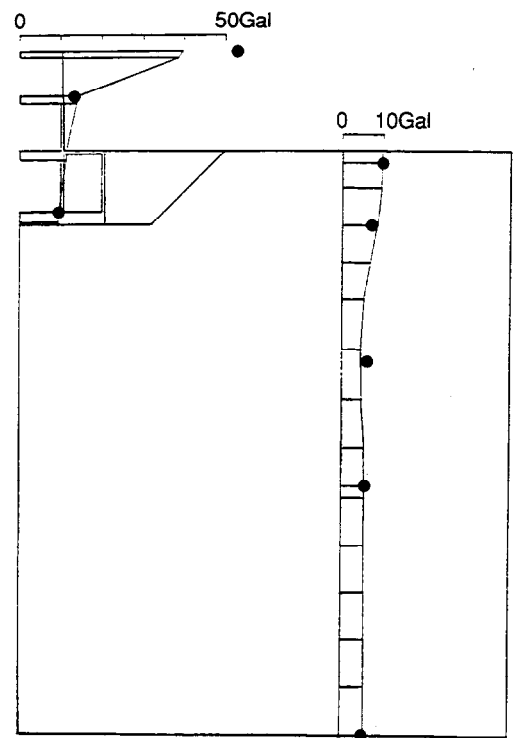


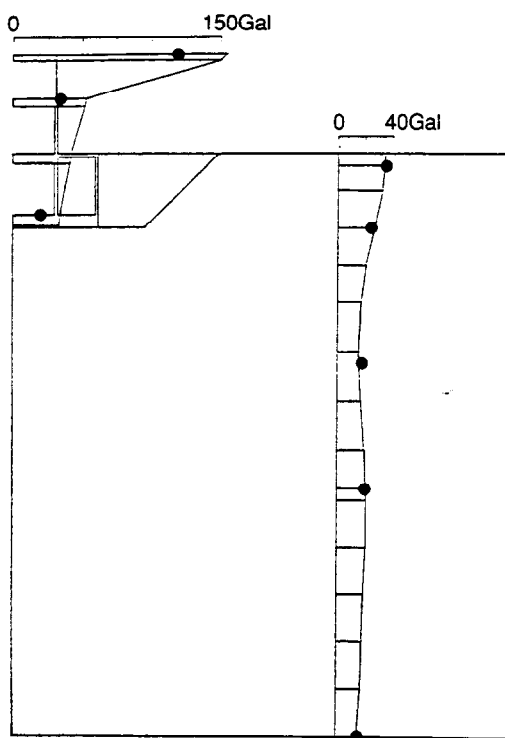
図 4.4-15 震央分布図



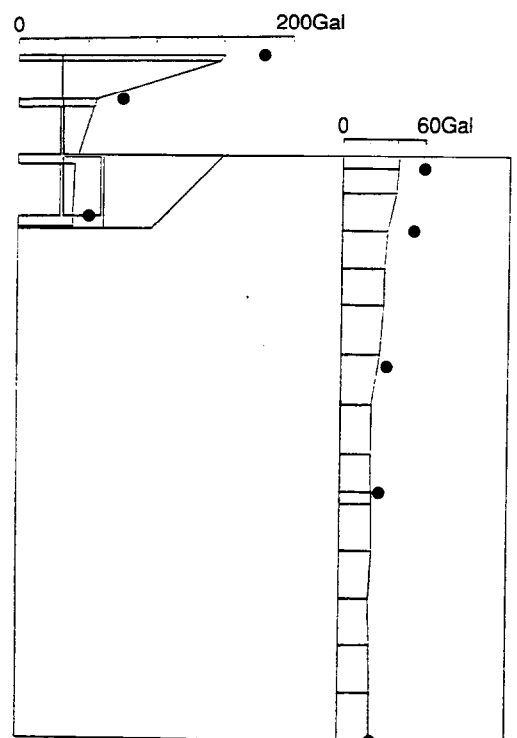
(a) 秋田県北部 (1985.3.29)



(c) 福島県東方沖 (1985.6.19)

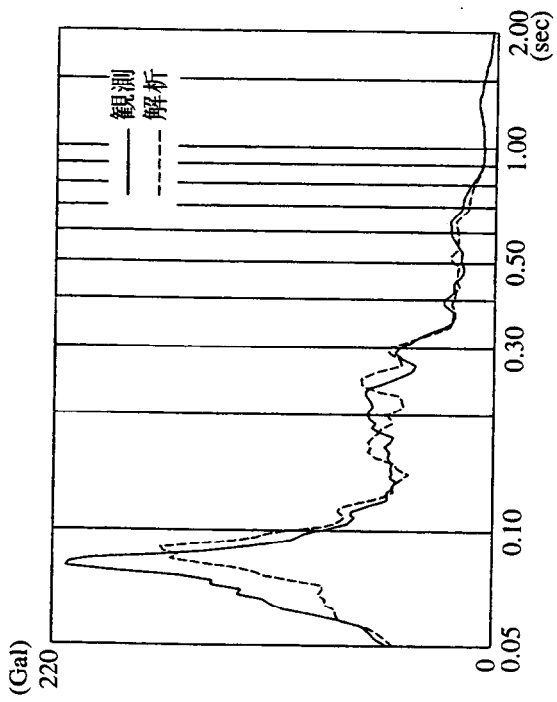


(b) 福島県東方沖 (1985.5.11)

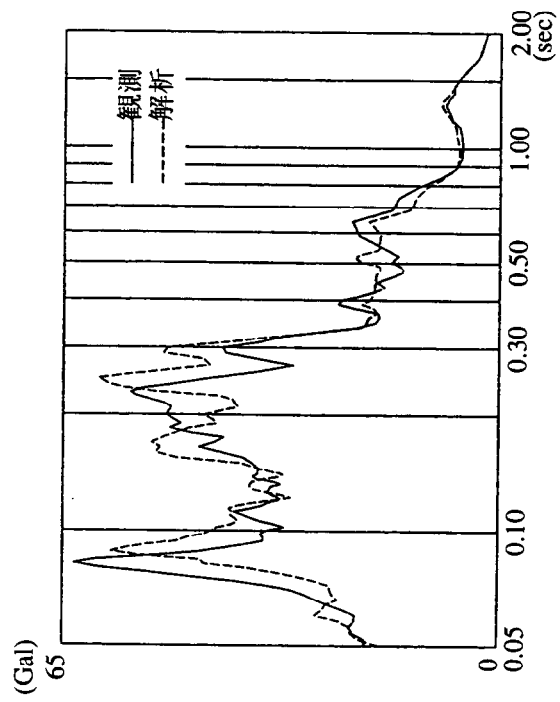


(d) 福島県沖 (1985.8.12)

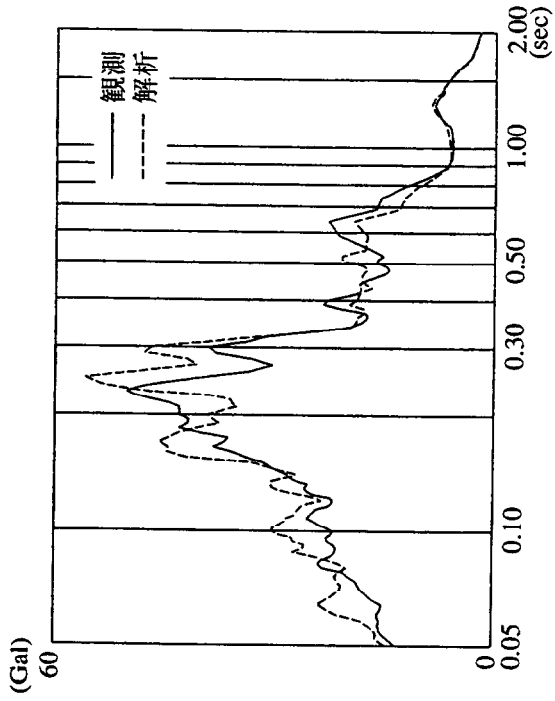
図 4.4-16 最大加速度分布 (軸対称 FEM)



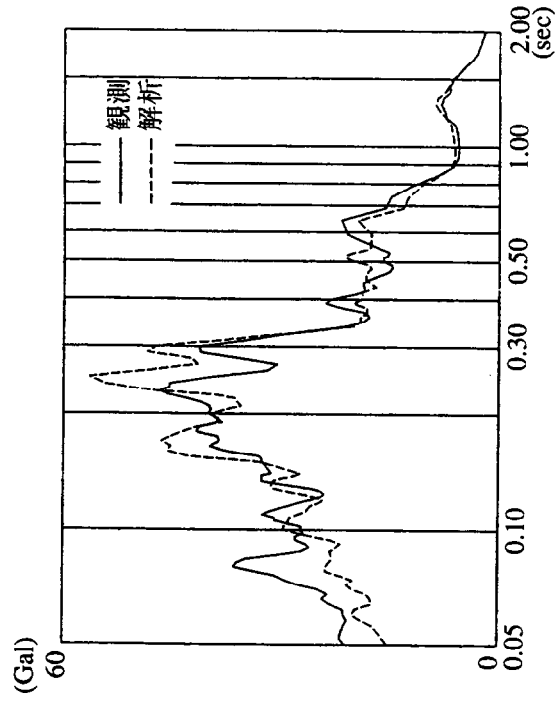
(a) 構造物 R 階 (1X)



(b) 構造物 2 階 (10X)

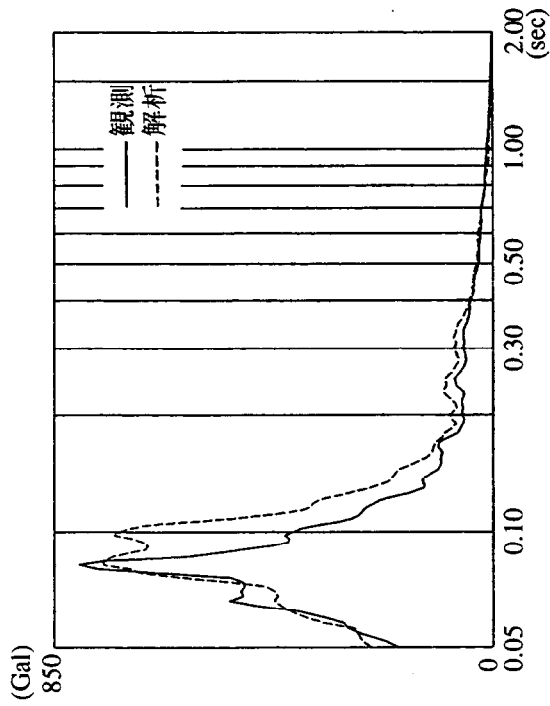


(c) 構造物地階 (2X)

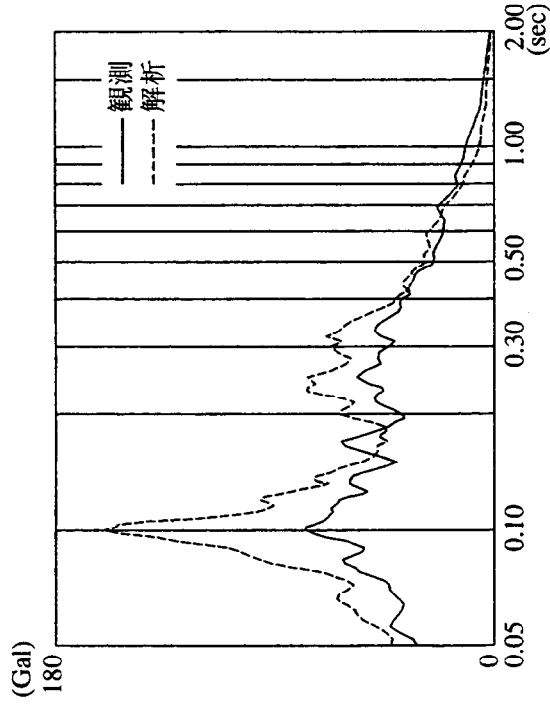


(d) 地盤 GL-0.5m(11X)

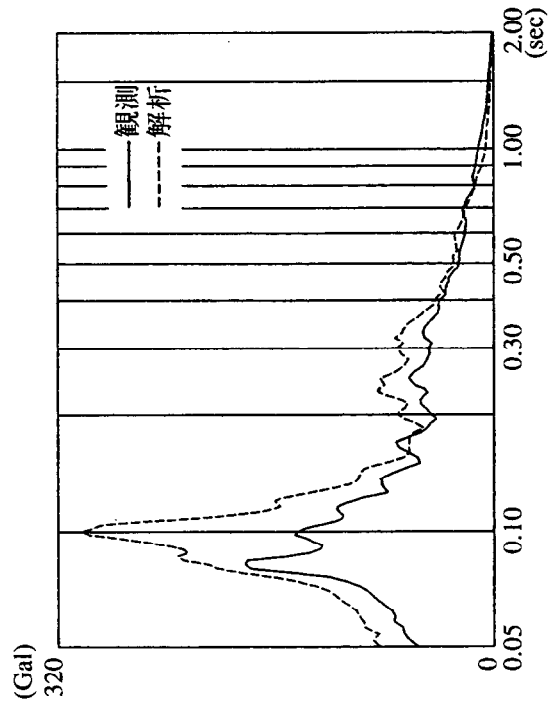
図 4.4-17 加速度応答スペクトル ($h=0.05$) (秋田県北部 1985.3.29)



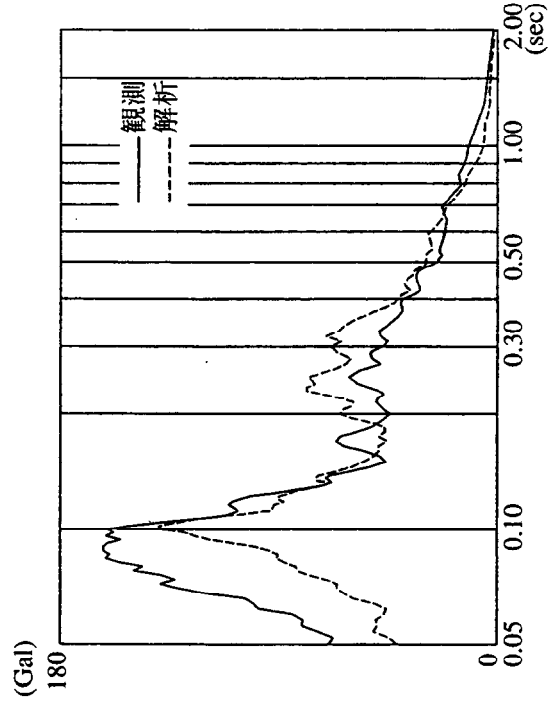
(a) 構造物 R 階 (1X)



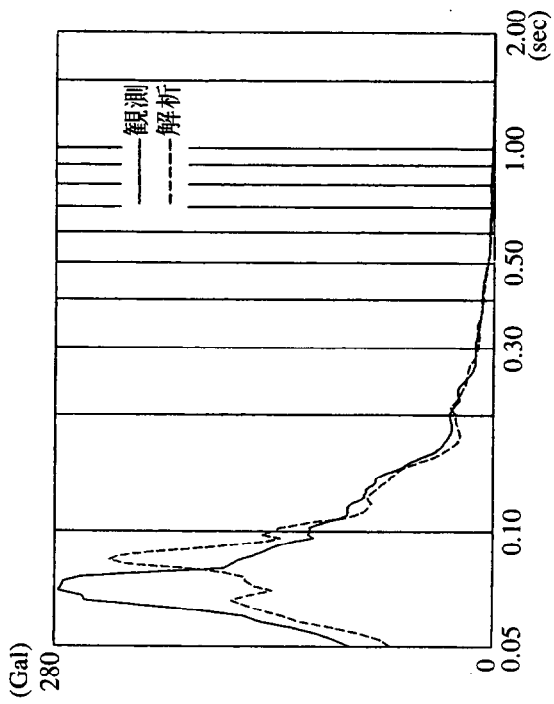
(c) 構造物地階 (2X)



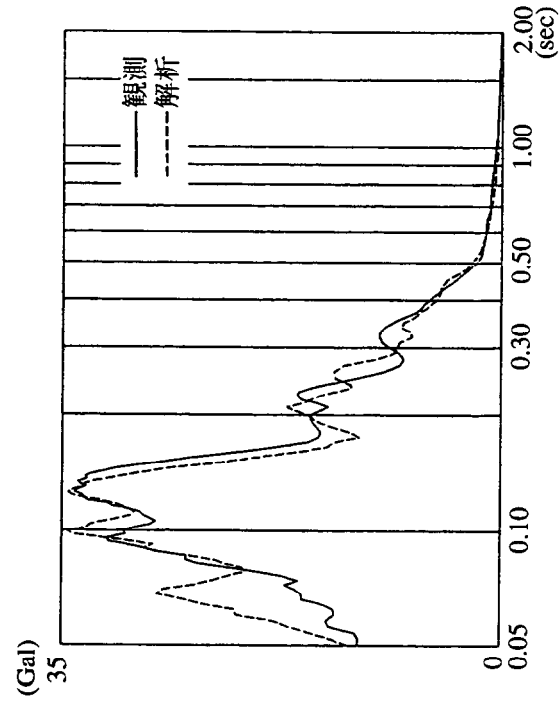
(b) 構造物 2 階 (10X)



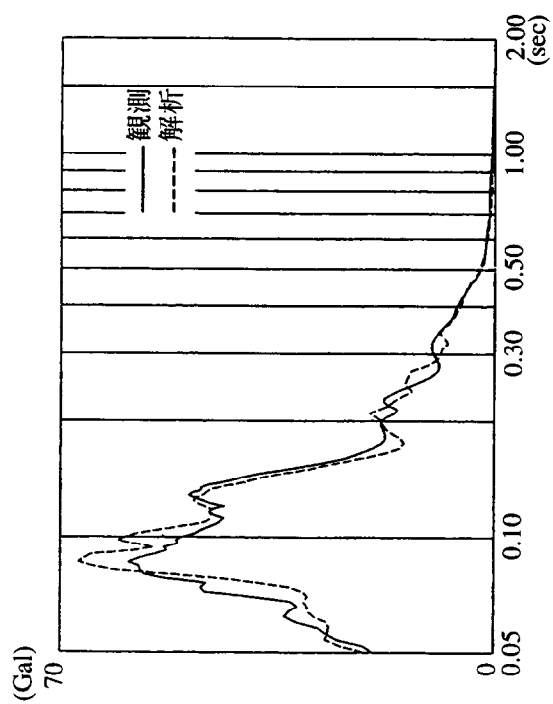
(d) 地盤 GL-0.5m(11X)



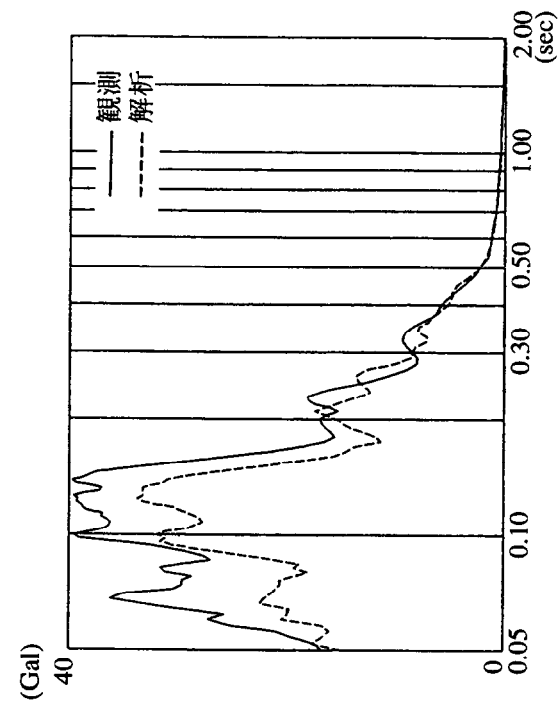
(a) 構造物 R 階 (1X)



(c) 構造物地階 (2X)

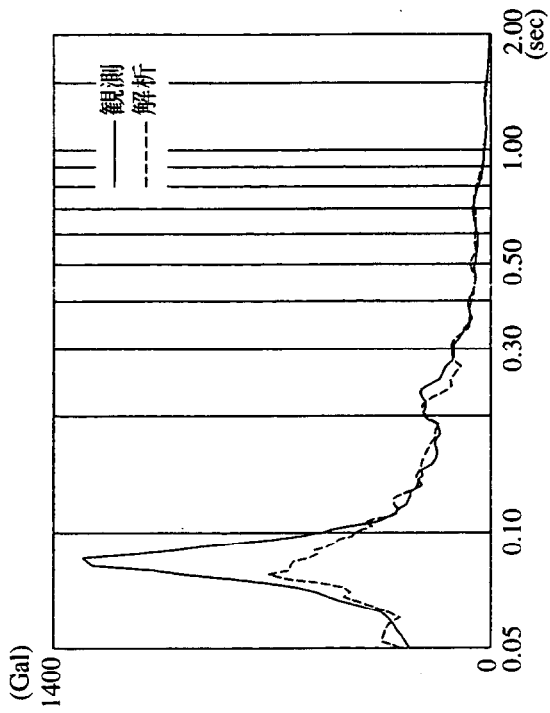


(b) 構造物 2 階 (10X)

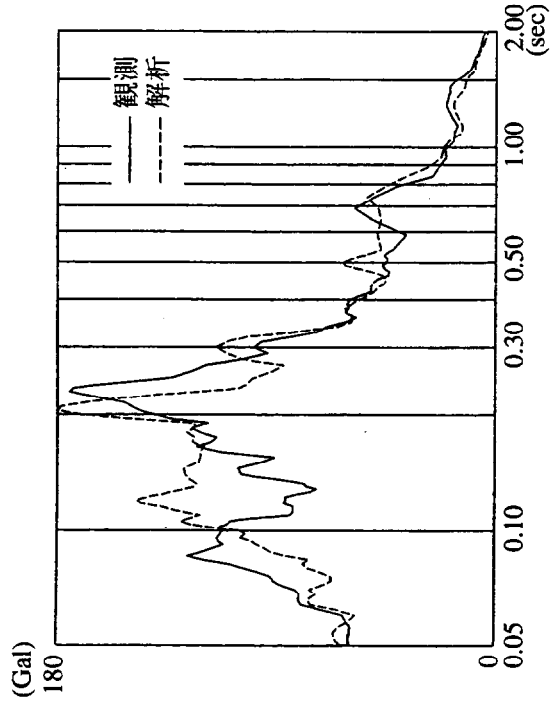


(d) 地盤 GL-0.5m(11X)

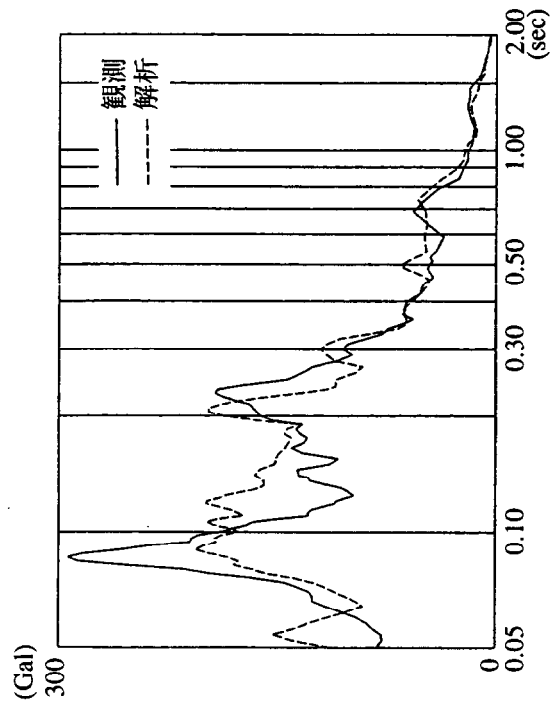
図 4.4-19 加速度応答スペクトル ($h=0.05$) (福島県東方沖 1985.6.19)



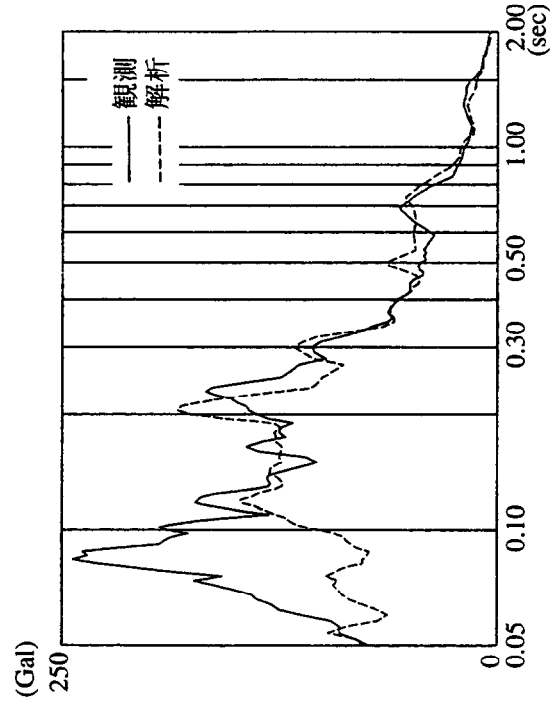
(a) 構造物 R 階 (1X)



(c) 構造物地階 (2X)



(b) 構造物 2 階 (10X)



(d) 地盤 GL-0.5m(11X)

4.5 薄層要素法による解析

4.5.1 解析方法

(1) 概要

解析は、図4.5-1に示すように、地盤を自由地盤と同じとし、構造物模型の埋込み部分と地盤とが結合する節点を埋込み部分の地盤容積内に空間的に配置する容積法によるものとし、薄層要素法による点加振解を適用する。田治見博士の方法⁹⁾にならって動的インピーダンスを求めた。但し、埋込み部分は剛基礎として扱っている。

以下に解析手順の概要を述べる。

- i) 弾性成層地盤を、成層条件及び解析精度を考慮して、多数の水平な層に分割し、薄層要素法を用いてモデル化する。
- ii) 埋込み部分と置き換わる地盤容積内の層境界面をメッシュ分割し、その中央に地盤節点を設ける。
- iii) これらの節点間における荷重-変位関係を点加振解によって求め、さらに、この節点群を剛体変位加振した時の節点力の合力及び合モーメントから、基礎と置き換わる土塊の質量効果を減じて、無質量埋込み剛基礎の動的インピーダンスを求める。
- iv) 自由地盤の同じ節点に作用する入力地動に対し、節点群の変位を0にするような拘束力及び拘束モーメントを求め、これを無質量基礎に作用させた時の変位として基礎入力動を求める。

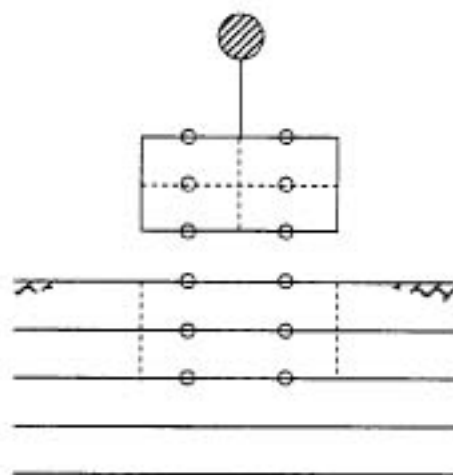


図 4.5-1 解析モデル

(2) 薄層要素法による点加振解の誘導

図4.5-2に示す円筒座標系における3次元弾性体の波動方程式は次式のように表せる。

$$\left. \begin{aligned} (\lambda+2G) \frac{\partial \Theta}{\partial r} - \frac{2G}{r} \frac{\partial \omega_z}{\partial \theta} + 2G \frac{\partial \omega_\theta}{\partial z} &= \rho \frac{\partial^2 u_r}{\partial t^2} \\ (\lambda+2G) \frac{1}{r} \frac{\partial \Theta}{\partial r} - 2G \frac{\partial \omega_r}{\partial z} + 2G \frac{\partial \omega_z}{\partial r} &= \rho \frac{\partial^2 u_\theta}{\partial t^2} \\ (\lambda+2G) \frac{\partial \Theta}{\partial r} - \frac{2G}{r} \frac{\partial}{\partial r} (r \omega_\theta) + 2G \frac{\partial \omega_r}{\partial \theta} &= \rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} \end{aligned} \right\} (4.23)$$

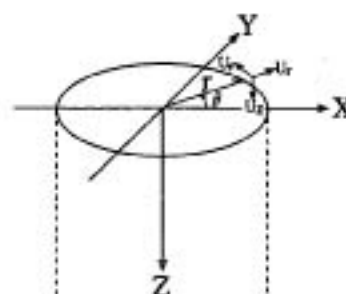


図 4.5-2 円筒座標系

ここで

$$\Theta = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r}(ru_r) + \frac{1}{r} \frac{\partial u_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial u_z}{\partial z}$$

$$2\omega_r = \frac{1}{r} \frac{\partial u_z}{\partial \theta} - \frac{\partial u_\theta}{\partial z}, \quad 2\omega_\theta = \frac{\partial u_r}{\partial z} - \frac{\partial u_z}{\partial r}$$

$$2\omega_z = \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r}(ru_\theta) - \frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial \theta}$$

λ, G : ラーメの定数
 ρ : 密度

この波動方程式の解は、時間項を $e^{i\omega t}$ とすると、次式のように書くことができる。

$$\begin{bmatrix} u_r \\ u_\theta \\ u_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos m\theta & & \\ & \sin m\theta & \\ & & \cos m\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{u}_r \\ \bar{u}_\theta \\ \bar{u}_z \end{bmatrix} e^{i\omega t}$$

$$\begin{bmatrix} \bar{u}_r \\ \bar{u}_\theta \\ \bar{u}_z \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \int_0^\infty \begin{bmatrix} J_{m+1}(\alpha r) - J_{m-1}(\alpha r) & J_{m+1}(\alpha r) + J_{m-1}(\alpha r) \\ J_{m+1}(\alpha r) + J_{m-1}(\alpha r) & J_{m+1}(\alpha r) - J_{m-1}(\alpha r) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix} d\alpha \quad (4.24)$$

$2J_m(\alpha r)$

ここで、 $J_m(\alpha r)$ は m 次のベッセル関数であり、 α は r 方向の波数である。
 また、応力についても次式で表すことができる。

$$\begin{bmatrix} \sigma_{zr} \\ \sigma_{z\theta} \\ \sigma_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos m\theta & & \\ & \sin m\theta & \\ & & \cos m\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{\sigma}_{zr} \\ \bar{\sigma}_{z\theta} \\ \bar{\sigma}_{zz} \end{bmatrix} e^{i\omega t}$$

$$\begin{bmatrix} \bar{\sigma}_{zr} \\ \bar{\sigma}_{z\theta} \\ \bar{\sigma}_{zz} \end{bmatrix} = \frac{1}{2} \int_0^\infty \begin{bmatrix} J_{m+1}(\alpha r) - J_{m-1}(\alpha r) & J_{m+1}(\alpha r) + J_{m-1}(\alpha r) \\ J_{m+1}(\alpha r) + J_{m-1}(\alpha r) & J_{m+1}(\alpha r) - J_{m-1}(\alpha r) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{bmatrix} d\alpha \quad (4.25)$$

$2J_m(\alpha r)$

ここで、 m は θ 方向のフーリエ次数で、上下加振の時 $m=0$ 、水平加振の時 $m=1$ を適用する。
 (4.24), (4.25) 式の変位、応力を用いて、(4.23) 式の波動方程式は次の Z に関する常微分方程式に変換することができる。

$$\left. \begin{aligned} \alpha^2 G u_2 - G \frac{d^2 u_2}{dz^2} &= \rho \omega^2 u_2 \\ \alpha^2 (\lambda + 2G) u_1 - G \frac{d^2 u_1}{dz^2} + \alpha (\lambda + G) \frac{du_3}{dz} &= \rho \omega^2 u_1 \\ -\alpha (\lambda + 2G) \frac{du_1}{dz} - \alpha^2 G u_3 - (\lambda + 2G) \frac{d^2 u_3}{dz^2} &= \rho \omega^2 u_3 \end{aligned} \right\} \quad (4.26)$$

ここで、図4.5-3に示す層厚Hの薄層要素を考え、変位が層内で線形に変化すると仮定する。

$$\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix} = \left(\frac{1}{2} - \frac{Z}{H}\right) \begin{bmatrix} u_{11} \\ u_{21} \\ u_{31} \end{bmatrix} + \left(\frac{1}{2} + \frac{Z}{H}\right) \begin{bmatrix} u_{12} \\ u_{22} \\ u_{32} \end{bmatrix} \quad (4.27)$$

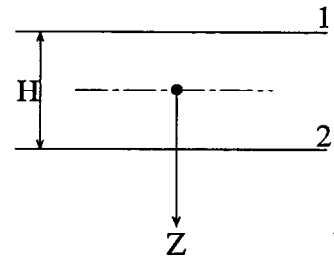


図 4.5-3 薄層要素

この仮定より、(4.26)式は有限要素法におけるガラーキン法を用いて離散化することができ、各層について境界変位と境界応力の関係が得られる。これらの関係を層全体に重ね合わせると、すべての節面における外力ベクトルと変位ベクトルの関係が次式のように得られる。

$$(\beta^2[A_s] + [G_s] - \omega^2[M])\{u_2\} = \{\sigma_2\} \quad (4.28)$$

$$\alpha^2 \begin{bmatrix} [A_p] & \\ & [A_s] \end{bmatrix} + \alpha \begin{bmatrix} & -[B]^T \\ -[B] & \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} [G_s] & \\ & [G_p] \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} [M] & \\ & [M] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{u_1\} \\ \{u_3\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{\sigma_1\} \\ \{\sigma_3\} \end{bmatrix} \quad (4.29)$$

ここで、 $\{u_2\}$ はSH成分、 $\{u_1\} \sim \{u_3\}$ はP-SV成分であり、完全に分離されている。そこで、SH成分に対する波数を改めて β としている。

また、(4.28),(4.29)式の各要素マトリックスは、以下のようなになる。

$$\begin{aligned} [A_s]^e &= \frac{GH}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix}, [G_s]^e = \frac{G}{H} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}, [M]^e = \frac{\rho H}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix}, \\ [A_p]^e &= \frac{(\lambda+2G)H}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix}, [G_p]^e = \frac{\lambda+2G}{H} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix}, [B]^e = \frac{1}{2} \begin{bmatrix} \lambda-G & \lambda+G \\ -(\lambda+2G) & -(\lambda-G) \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (4.30)$$

(4.28),(4.29)式の外力 $\{\sigma_1\} \sim \{\sigma_3\}$ は次のように求めることができる。図4.5-4に示すように第S節面に原点を中心とする半径 r_0 の円を考え、その内部に一様なX方向せん断応力 $\bar{P}_x e^{i\omega t}$ が作用したとき、応力 σ_{zx} は次式のように表せる。

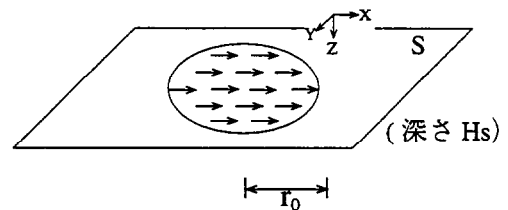


図 4.5-4 応力の釣合い

$$\sigma_{zx}|_{z=H_s} = \begin{cases} -\bar{P}_x & r < r_0 \\ 0 & r > r_0 \end{cases} \quad (4.31)$$

(4.31)式の境界条件は、Bessel関数の積分公式を用いて次のように書ける。

$$\left. \begin{aligned} \overline{\sigma_{zr}}|_{z=H_s} &= -\overline{P_{xro}} \int_0^{\infty} J_1(\alpha r_0) J_0(\alpha r) d\alpha \\ \overline{\sigma_{z\theta}}|_{z=H_s} &= \overline{P_{xro}} \int_0^{\infty} J_1(\alpha r_0) J_0(\alpha r) d\alpha \end{aligned} \right\} \quad (4.32)$$

また、(4.25)式より、

$$\overline{\sigma_{zr}} + \overline{\sigma_{z\theta}} = \int_0^{\infty} (\sigma_1 + \sigma_2) J_2(\alpha r) d\alpha \quad (4.33)$$

(4.32)式と(4.33)式を比較すると、第S節面において、

$$\sigma_{1s} + \sigma_{2s} = 0 \quad (4.34)$$

σ_{1s} の符号に注意して、(4.34)式を(4.25)式に代入すると、

$$\overline{\sigma_{zr}} = \int_0^{\infty} J_0(\alpha r) \sigma_{1s} d\alpha \quad (4.35)$$

(4.35)式と(4.32)式を比較して、(4.34)式を考慮すれば、波数領域におけるS節面に作用する外力として、次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1s} &= -\overline{P_{xro}} J_1(\alpha r_0) \\ \sigma_{2s} &= \overline{P_{xro}} J_1(\alpha r_0) \end{aligned} \right\} \quad (4.36)$$

ここで、 $r_0 \rightarrow 0$ として点加振すると、 $P_x = \pi r_0^2 \overline{P_x}$ とにおいて、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1s} &= -\frac{P_x}{2\pi} \alpha \\ \sigma_{2s} &= \frac{P_x}{2\pi} \alpha \end{aligned} \right\} \quad (4.37)$$

となる。従ってS節面のみ加振した時の外力ベクトルは次式で表すことができる。

$$\left. \begin{aligned} \{\sigma_1\} &= [0, \dots, \sigma_{1s}, 0, \dots, 0]^T \\ \{\sigma_2\} &= [0, \dots, \sigma_{2s}, 0, \dots, 0]^T \\ \{\sigma_3\} &= \{0\} \end{aligned} \right\} \quad (4.38)$$

次に、(4.28),(4.29)式を解くためにモーダル・アナリシスを適用すれば、以下に示すようにして、解が得られる。

(4.28),(4.29)式は、外力ベクトルを{0}とおくと、波数 β, α に対する複素固有値問題となっており、層節面の総数 N に対して、 β について $2N$ 個、 α について $4N$ 個の解が得られるが、無限遠で変位が収束するための条件 $-\pi < \arg(\beta, \alpha) < 0$ より、固有値は β について N 個、 α について $2N$ 個となる。この固有値問題を解くことにより、地盤部分の変位は次のように表すことができる。

$$\left. \begin{aligned} \{u_2\} &= \sum_{k=1}^N \{Y_k\} \cdot q_{k\beta} \\ \{u_1\} &= \sum_{k=1}^{2N} \{X_k\} \cdot q_{k\alpha} + \sum_{k=1}^{2N} \{X_k\} \cdot q'_{k\alpha} \\ \{u_3\} &= \sum_{k=1}^{2N} \{Z_k\} \cdot q_{k\alpha} - \sum_{k=1}^{2N} \{Z_k\} \cdot q'_{k\alpha} \end{aligned} \right\} \quad (4.39)$$

ここで、 $\{Y_k\}$ は固有値 β_k に対する固有ベクトル、 $\{X_k\}, \{Z_k\}$ は固有値 α_k に対する固有ベクトルであり、 $q_{k\beta}, q_{k\alpha}, q'_{k\alpha}$ は一般化座標系である。上式の $\{u_1\} \sim \{u_3\}$ を(4.28), (4.29)式に代入し、モードの直交性を利用すれば、 $q_{k\beta}, q_{k\alpha}, q'_{k\alpha}$ は次式のように求まる。

$$\left. \begin{aligned} q_{k\beta} &= \frac{P_x}{2\pi} \cdot \frac{Y_{sk}}{D_{k\beta}} \cdot \frac{\alpha}{\alpha^2 - \beta_k^2} \\ q_{k\alpha} &= -\frac{P_x}{2\pi} \cdot \frac{Y_s}{D_{k\alpha}} \cdot \frac{\alpha_k \cdot \alpha}{\alpha - \alpha_k} \\ q'_{k\alpha} &= \frac{P_x}{2\pi} \cdot \frac{X_{sk}}{D_{k\alpha}} \cdot \frac{\alpha_k \cdot \alpha}{\alpha + \alpha_k} \end{aligned} \right\} \quad (4.40)$$

$$D_{k\beta} = \{Y_k\}^T [A_s] \{Y_k\}$$

$$\begin{aligned} D_{k\alpha} &= \alpha^2 \{X_k\}^T [A_p] \{X_k\} + \alpha^2 \{Z_k\}^T [A_s] \{Z_k\} \\ &\quad - \{X_k\}^T ([G_s] - \omega^2 [M]) \{X_k\} - \{Z_k\}^T ([G_p] - \omega^2 [M]) \{Z_k\} \end{aligned}$$

次に、(4.39)式を(4.25)式に代入すると、 $\{\bar{U}_r\}, \{\bar{U}_\theta\}, \{\bar{U}_z\}$ は次のように書くことができる。

$$\begin{aligned}
\{\bar{U}_r\} &= -\frac{P_x}{2\pi} \sum_{k=1}^{2N} \{X_k\} \frac{2\alpha_k^2 X_{sk}}{D_{k\alpha}} \phi_1(\alpha_k r) + \frac{P_x}{2\pi} \sum_{k=1}^N \{Y_k\} \frac{Y_{sk}}{D_{k\beta}} \phi_2(\beta_k r) \\
\{\bar{U}_\theta\} &= -\frac{P_x}{2\pi} \sum_{k=1}^{2N} \{X_k\} \frac{2\alpha_k^2 X_{sk}}{D_{k\alpha}} \phi_2(\alpha_k r) + \frac{P_x}{2\pi} \sum_{k=1}^N \{Y_k\} \frac{Y_{sk}}{D_{k\beta}} \phi_1(\beta_k r) \\
\{\bar{U}_z\} &= -\frac{P_x}{2\pi} \sum_{k=1}^{2N} \{Z_k\} \frac{2\alpha_k^2 X_{sk}}{D_{k\alpha}} \phi_3(\alpha_k r)
\end{aligned} \tag{4.41}$$

ここで、

$$\begin{aligned}
\phi_1 &= \frac{1}{2} \int_0^\infty (J_2(x) - J_0(x)) \frac{x}{x^2 - z^2} dx = -\frac{1}{z^2} - i \frac{\pi}{2z} H_1^{(2)}(z) + i \frac{\pi}{2z} H_0^{(2)}(z) \\
\phi_2 &= \frac{1}{2} \int_0^\infty (J_2(x) + J_0(x)) \frac{x}{x^2 - z^2} dx = -\frac{1}{z^2} - i \frac{\pi}{2z} H_1^{(2)}(z) \\
\phi_3 &= \frac{1}{2} \int_0^\infty J_1(x) \frac{x}{x^2 - z^2} dx = -i \frac{\pi}{2z} H_1^{(2)}(z)
\end{aligned}$$

一方、上下方向加振($m=0$)の時も同様にして、最終的に求める変位 $\{U_r\}, \{U_z\}$ は次のように書くことができる。

$$\left. \begin{aligned}
\{U_r\} &= \frac{P_z}{2\pi} \sum_{k=1}^{2N} \{X_k\} \frac{2\alpha_k^2 Z_{sk}}{D_{k\alpha}} \phi_3(\alpha_k r) \\
\{U_z\} &= \frac{P_z}{2\pi} \sum_{k=1}^{2N} \{Z_k\} \frac{2\alpha_k^2 Z_{sk}}{D_{k\alpha}} \phi_4(\alpha_k r)
\end{aligned} \right\} \tag{4.42}$$

ここで、

$$\phi_4 = \int_0^\infty J_0(x) \frac{x}{x^2 - z^2} dx = -i \frac{\pi}{2} H_0^{(2)}(z)$$

次に、以上で得られた円筒座標系での解を直角座標で表す。ここで、S節面上の (X_a, Y_a) 点に正弦波点加振 $(P_x, P_y, P_z) e^{i\omega t}$ が作用したときのr節面上の (x, y) 点における変位 $(U_x, U_y, U_z) e^{i\omega t}$ は次式で表される。

$$\begin{bmatrix} U_x \\ U_y \\ U_z \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} V_1 \cos 2\theta + V_2 & V_1 \sin 2\theta & V_4 \sin \theta \\ V_1 \sin 2\theta & -V_1 \cos 2\theta + V_2 & V_4 \sin \theta \\ -V_3 \cos \theta & -V_3 \sin \theta & V_5 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} P_x \\ P_y \\ P_z \end{bmatrix} \quad (4.43)$$

ここで、

$$\begin{aligned} V_1 &= -\frac{1}{2\pi} \sum_{k=1}^{2N} \frac{X_{rk} \cdot X_{sk}}{D_{k\alpha}} \alpha_k^2 F_1(\alpha_k r) + \frac{1}{4\pi} \sum_{k=1}^N \frac{Y_{rk} \cdot Y_{sk}}{D_{k\beta}} F_1(\beta_k r) \\ V_2 &= \frac{1}{2\pi} \sum_{k=1}^{2N} \frac{X_{rk} \cdot X_{sk}}{D_{k\alpha}} \alpha_k^2 F_2(\alpha_k r) + \frac{1}{4\pi} \sum_{k=1}^N \frac{Y_{rk} \cdot Y_{sk}}{D_{k\beta}} F_2(\beta_k r) \\ V_3 &= \frac{1}{\pi} \sum_{k=1}^{2N} \frac{Z_{rk} \cdot X_{sk}}{D_{k\alpha}} \alpha_k^2 F_3(\alpha_k r) \\ V_4 &= \frac{1}{\pi} \sum_{k=1}^{2N} \frac{X_{rk} \cdot Z_{sk}}{D_{k\alpha}} \alpha_k^2 F_3(\alpha_k r) \\ V_5 &= \frac{1}{\pi} \sum_{k=1}^{2N} \frac{Z_{rk} \cdot X_{sk}}{D_{k\alpha}} \alpha_k^2 F_2(\alpha_k r) \\ r &= \sqrt{(x-x_a)^2 + (y-y_a)^2}, \quad \theta = \tan^{-1}(y-y_a)/(x-x_a) \end{aligned}$$

(3) 地盤節点群の柔性マトリックスの作成

図4.5-5のような埋込み基礎に対し、まず地盤を薄層要素でモデル化する。次に基礎と入れ代わる地盤容積内の節面上に、図4.5-6に示すように節点群を設ける。これらの節点に対し、(4.43)式の点加振解を用いることによりすべての節点間における荷重-変位関係が求められる。

(加振点自身の変位は、面積等価円内を等分布加振した時の中心変位とする)

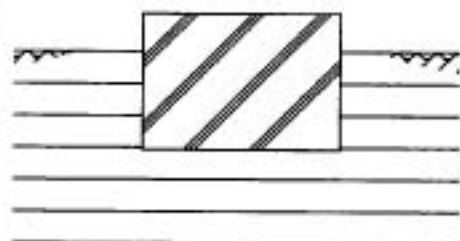


図 4.5-5 埋込み基礎

$$\{U\} = [A(\omega)] \{P\} \quad (4.44)$$

ここで、

$$\{U\} = \begin{bmatrix} \{U_x\} \\ \{U_y\} \\ \{U_z\} \end{bmatrix}, \quad \{P\} = \begin{bmatrix} \{P_x\} \\ \{P_y\} \\ \{P_z\} \end{bmatrix}$$

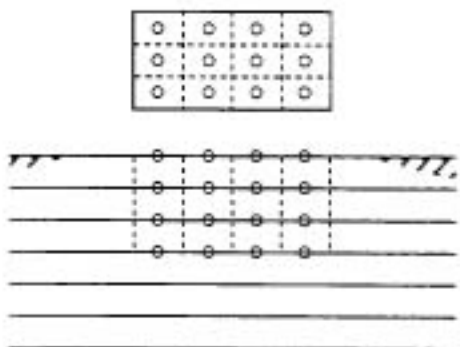


図 4.5-6 地盤節点群

(4)剛基礎の動的地盤剛性

剛基礎がスウェイ・ロッキング運動をする時、その運動は基礎底面の中心におけるX方向水平変位 U_x と基礎底面のY軸まわりの回転角 θ_y によって規定することができる。このとき、図4.5-7に示す。地盤節点群の変位は次式で表される。

$$\{U\} = \{e_x\} \cdot U_x + \{e_\theta\} \cdot \theta_y \quad (4.45)$$

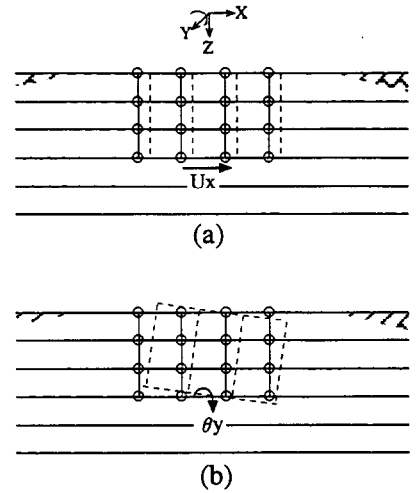


図 4.5-7 節点群の剛体運動

ただし、 θ_y はY軸の正の方向に向かって、反時計まわりを正とする。

ここで、

$$\{e_x\} = \begin{bmatrix} \{1\} \\ \{0\} \\ \{0\} \end{bmatrix}, \quad \{e_\theta\} = \begin{bmatrix} \{H_j\} \\ \{0\} \\ \{l_i\} \end{bmatrix}$$

H_j : 底面から節点 j までの高さ

l_i : 底面中心から節点 i までの距離

スウェイ・ロッキング連成の場合の地盤剛性は、まず単位変形（水平及び回転）を与えた時の節点力の合力及び基礎底面の中心軸まわりのモーメントを求める。この時、基礎と入れ代わる土塊も一様に変位させており、その慣性力も含まれているため、土塊を除いた状態の無質量剛基礎の地盤剛性は、節点力の合力及び合モーメントから排土部分の慣性力を差し引いて得られる。

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{xx} & K_{x\theta} \\ K_{\theta x} & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (4.46)$$

ここで、

$$K_{xx} = \{e_x\}^T [A]^{-1} \{e_x\} + \omega^2 M_s$$

$$K_{\theta x} = \{e_\theta\}^T [A]^{-1} \{e_x\} + \omega^2 M_s \cdot H_G = K_{x\theta}$$

$$K_{\theta\theta} = \{e_\theta\}^T [A]^{-1} \{e_\theta\} + \omega^2 I_s$$

M_s : 排土部分の質量

H_G : 基礎底面から土塊重心までの高さ

I_s : 基礎底面中心まわりの排土部分の回転慣性

(5)有効地震入力

埋込み基礎が地震動を受けるとき、基礎には空間的に不規則な地震動が入力するが、この時基礎に加わる有効入力、基礎を無質量とした時の基礎の運動として与えることができる。この有効入力を求めるには、まず地動に対して基礎を不動とした時の拘束力を求め、次にこの拘束力を解除した時の無質量基礎の運動を求めればよい。

図4.5-6のように、基礎が埋込まれる前の地盤だけの状態で、地動に対して基礎を不動とした時の節点群の拘束力は次式で得られる。

$$\{P\} = [A]^{-1}\{gx\} \quad (4.47)$$

ここに、

$$\{gx\} = \begin{bmatrix} \{U_{gx}\} \\ \{0\} \\ \{0\} \end{bmatrix}$$

$\{U_{gx}\}$ ：地盤節点群に生ずる X 方向水平動

また、剛基礎に対する拘束力は次式となる。

$$\begin{bmatrix} Q_x \\ M_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{ex\}^T [A]^{-1} \{gx\} \\ \{e\theta\}^T [A]^{-1} \{gx\} \end{bmatrix} \quad (4.48)$$

従って、この拘束力を解除した時の無質量剛基礎の運動は、(4.46)式を用いて次式で与えられる。

$$\begin{bmatrix} U_{gx}^* \\ \theta_g^* \end{bmatrix} = [K]^{-1} \begin{bmatrix} Q_x \\ M_y \end{bmatrix} \quad (4.49)$$

(6)地震応答解析

構造物の応答は、(4.46)式のインピーダンス K_S^H 及び(4.49)式の有効入力 U_0 を用いて次の構造物系の運動方程式を解くことにより求まる。

$$\left(\begin{bmatrix} K_{BB}^B & K_{BS}^B \\ K_{SB}^B & K_{SS}^B + K_S^H \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} M_{BB}^B & M_{BS}^B \\ M_{SB}^B & M_{SS}^B \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} U_B^B \\ U_S^B \end{bmatrix} e^{i\omega t} = \begin{bmatrix} 0 \\ K_S^H U_0 \end{bmatrix} \quad (4.50)$$

- K^B : 構造物の剛性行列
- M^B : 構造物の質量行列
- K^H : 地盤の動的剛性行列
- U_0 : 有効入力
- 右下添字B : 構造物内の節点
- " S : 地盤と接する構造物の節点

4.5.2 解析モデルと解析条件

解析は、薄層要素法により求めた埋込み部剛基礎仮定の動的インピーダンスによって支持された4質点の構造物モデルを用いて行った。構造物モデルの質点系モデルを図4.5-8に、構造物モデル諸元を表4.5-1に示す。振動実験解析に必要な動的インピーダンスと地震観測解析における入力評価について以下に示す。

(1)地盤のモデル化

地盤のモデル化については、解析方法に薄層要素法を用いるため、成層地盤の解析が可能になる反面、地盤が平面的に均質であるという仮定があり、その点に留意して地盤のモデル化を行う必要がある。図4.5-9は地盤のモデル化の概念を示したものである。実地盤の埋込み部側方は各層ごとに埋土と地山の2重構造となっているが、解析上はこれを平面的に均質な等価な物性に置き換えてモデル化を行っている。この等価 V_s の算出方法を表4.5-2に示した。表4.5-2の説明図に示すように矩形断面を面積が等しくなるような等価円に置換すると埋土幅 Δr 、構造物モデルの等価円半径 r_0 が求まる。この2重構造の地盤の静的地盤ばねを軸対称FEMにより算定し、その静的地盤ばねが均質とした場合と同一となる等価せん断波速度 V_{se} を求める。その結果より、埋土幅と構造物の等価円半径の比 X ($\Delta r / r_0$)と埋土と表層地盤のせん断波速度の比 β (V_{s1} / V_{s2})から等価せん断波速度 V_{se} を求めた回帰式を表4.5-2中に示す。なお構造物モデル下部の補正層についてはせん断波速度 V_s の補正は行わず、同じ物性のまま無限に続いているとした。解析に用いた地盤物性を表4.5-3に示す。また、薄層要素法の要素分割図を図4.5-10に示す。

(2)入力評価

地震観測解析に用いる入力波は構造物モデルより10m離れた遠方地盤の観測波を自由地盤の波として評価する。図4.5-11に入力の評価方法を示す。解析は図4.5-11(a)に示すように遠方地盤のGL-3.0m(5X)の観測波を自由地盤の波として用いることとしたが、薄層要素法では成層地盤の仮定があり、図4.5-11(b)に示すように解析上のコントロール・ポイントは等価成層地盤の自由地盤のGL-3.0m(5X)の点として評価する必要がある。このため、1次元波動理論(SHAKE)を用いて入力波を等価成層地盤のGL-3.0mの波へと入力変換を行っている。

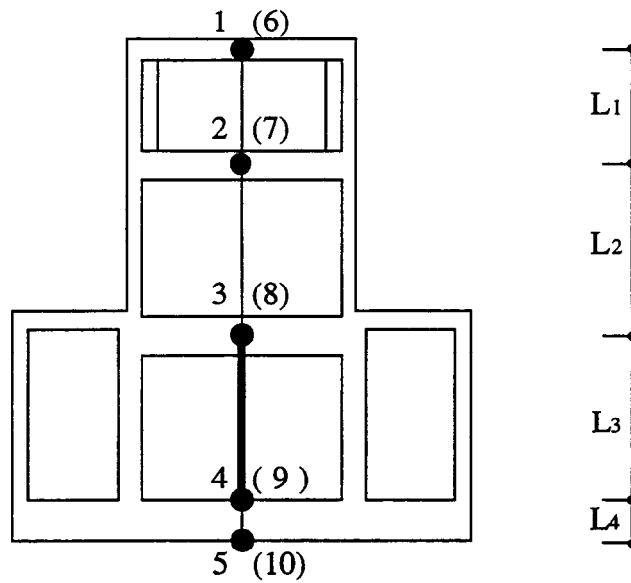


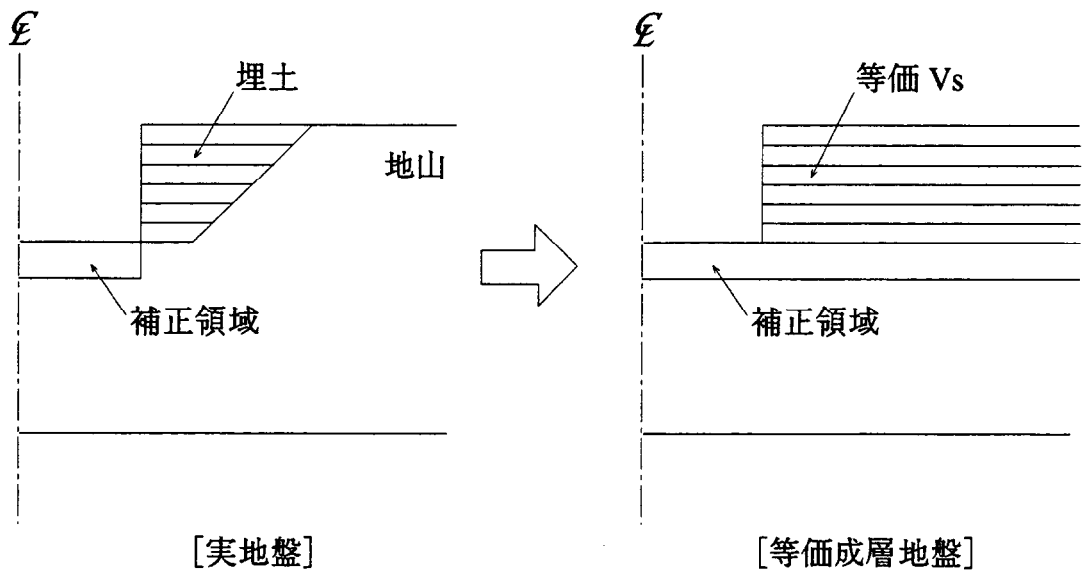
図4.5-8 構造物解析モデル

表4.5-1 構造物諸元

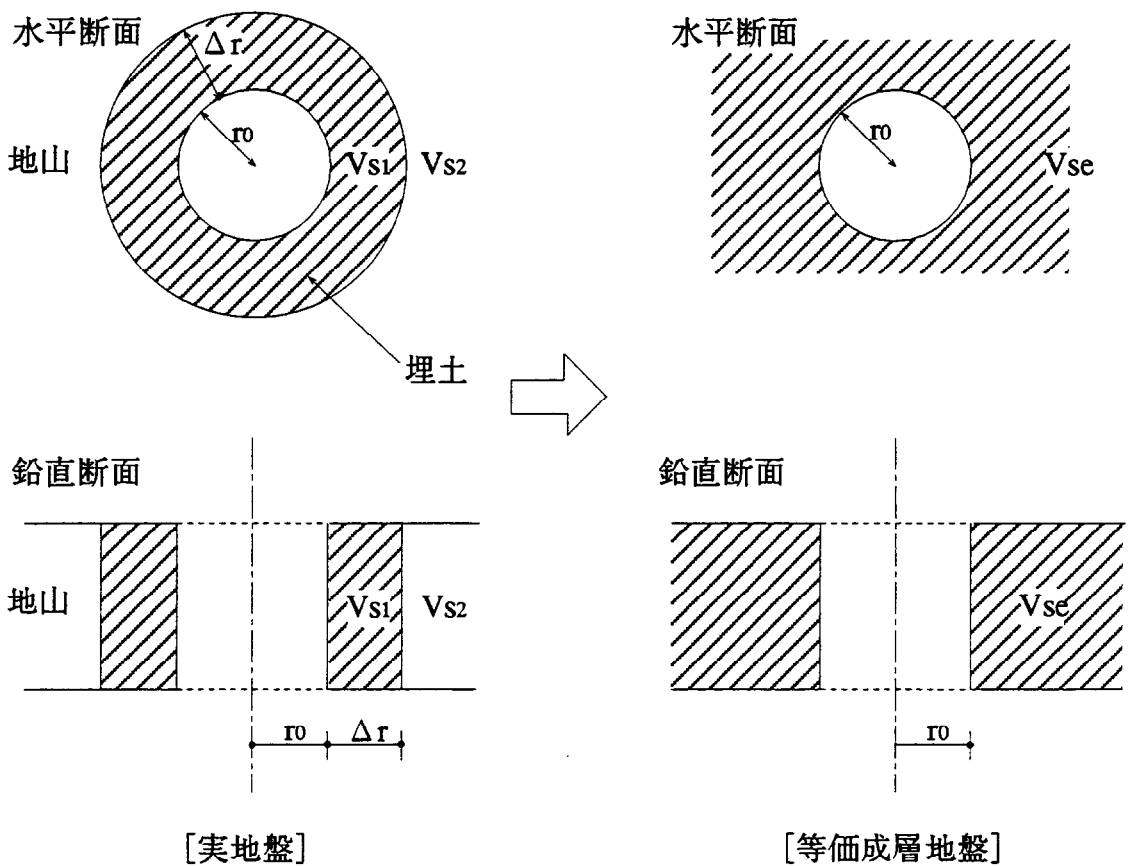
自由度 番号	諸元	高さ	断面二次 モーメント	等価せん断 断面積	重量	回転慣性
		H (cm)	I (cm ⁴)	A _{eq} (cm ²)	W (ton)	I _G (ton·cm ²)
1,(6)		L ₁ =185	5.29×10 ⁷	86.3	5.13	4.92×10 ⁴
2,(7)		L ₂ =225	1.02×10 ⁸	1400.0	10.25	1.24×10 ⁵
3,(8)		L ₃ =238	1.30×10 ⁹ *	5950.0 *	35.59	1.26×10 ⁶
5,(9)		L ₅ =42	9.02×10 ⁹ *	360000.0 *	54.58	1.89×10 ⁶
6,(10)		—	—	—	△	△

* : 地下部分は剛として解析を行った。

△ : 質点5は基礎版の厚みを考慮するための仮想質点



(a) 置換概念図



(b) 等価成層地盤への置換方法 (等価円形断面を仮定)

図 4.5-9 地盤のモデル化

表4.5-2 埋土層の等価Vs算定表

深度 (m)	l (m)	r (m)	Δr = $r-r_0$ (m)	V_{s1} (m/sec)	β = V_{s1}/V_{s2}	$\frac{\alpha}{\zeta}$ ^{*3}	γ	V_{se} (m/sec)
0~ -0.5	7.25	8.18	4.79	85	0.31	0.83 0.66	0.55	149
-0.5~ -1.0	6.75	7.62	4.23	90	0.33	0.81 0.67	0.59	159
-1.0~ -1.5	6.25	7.05	3.66	115	0.43	0.63 0.72	0.72	195
-1.5~ -1.85	5.825	6.57	3.18	110	0.41	0.66 0.72	0.72	195
-1.85~ -2.5	5.325	6.01	2.62	120	0.44	0.61 0.73	0.78	210
-2.5~ -3.0	4.75	5.36	1.97	135	0.50	0.54 0.75	0.85	229

*1) $r_0=3.39m$

*2) $V_{s2}=270m/sec$

*3) α, ζ は下図より算定

注) $l, r, \Delta r, r_0, V_{s1}, V_{s2}$ の意味は下図参照

等価Vs係数 γ の算定法

$$\gamma = V_{se} / V_{s2}$$

V_{se} : 等価Vs

$$\gamma = (1 - \beta) \exp(-\alpha x^\zeta) + \beta$$

$$\beta = V_{s1} / V_{s2}$$

$$x = \Delta r / r_0$$

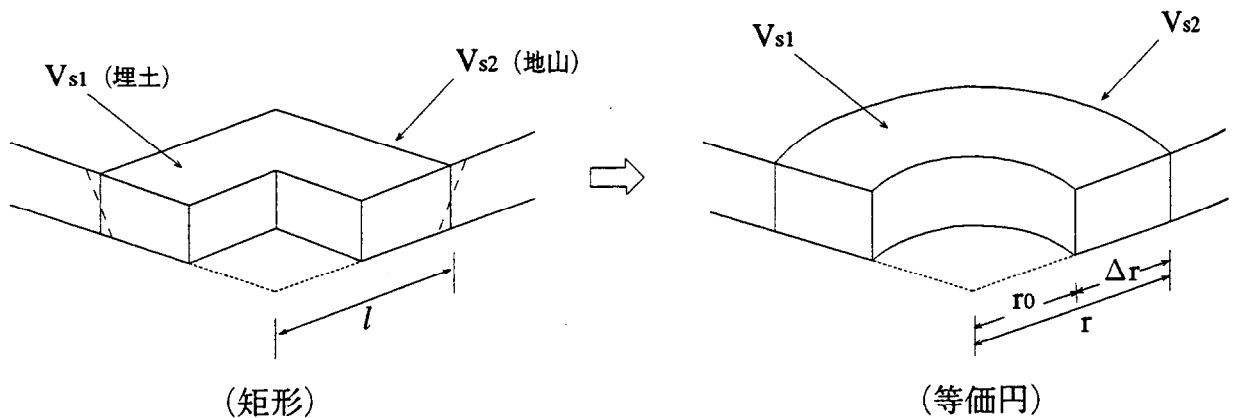
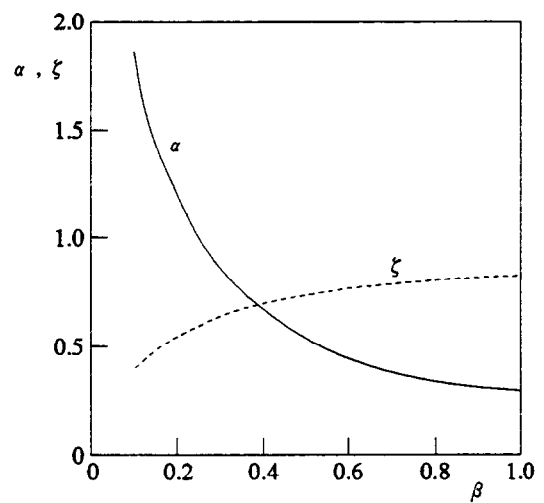


表4.5-3 地盤物性一覧（薄層要素法）

深度 (m)	G (ton/cm ²)	Vs (m/sec)	ν ポアソン比	ρ (t/m ³)	分割
0～-0.5	0.394	149	0.3	1.74	2
-0.5～-1.0	0.446	159	0.3	1.73	2
-1.0～-1.5	0.659	195	0.3	1.70	2
-1.5～-1.85	0.659	195	0.3	1.70	1
-1.85～-2.5	0.760	210	0.3	1.69	2
-2.5～-3.0	0.898	229	0.3	1.68	2
-3.0～-4.0	0.515	175	0.15	1.65	2
-4.0～-6.0	1.23	270	0.294	1.65	2
-6.0～-14.0	1.94	330	0.475	1.75	4
-14.0～-20.0	3.11	430	0.426	1.65	2

減衰は一率2%の複素剛性としている

注：上記埋戻土はPS検層結果のVsを層厚平均したものであり、ポアソン比は一率0.3を用いる。

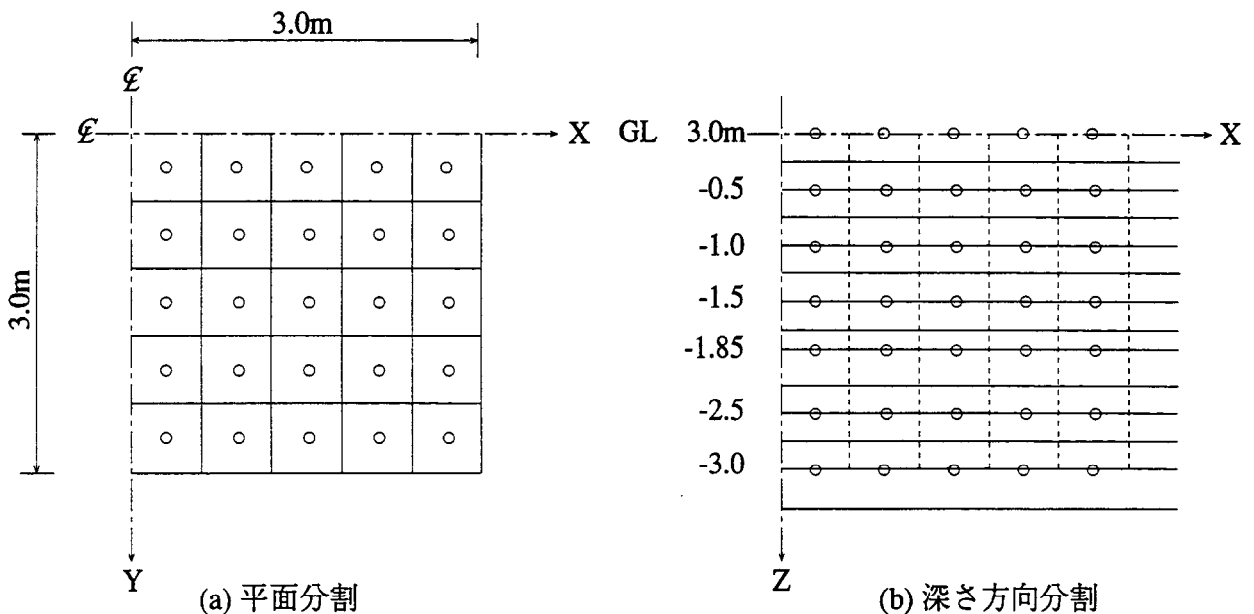
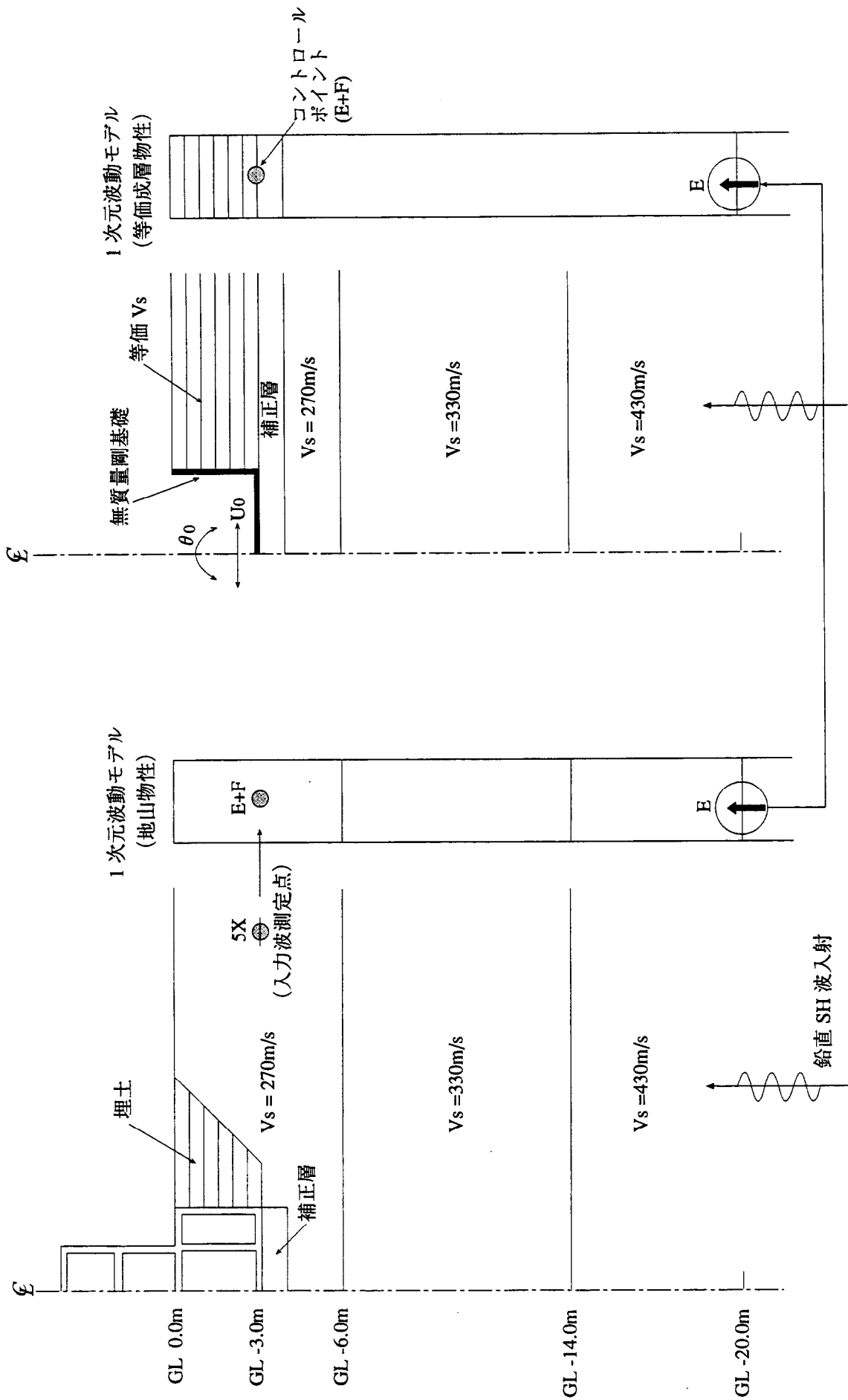


図4.5-10 要素分割図



(b) 等価成層地盤モデル

(a) 実地盤モデル

図 4.5-11 入力の評価 (入力変換)

4.5.3 振動実験解析

薄層要素法により求めた動的インピーダンスと振動実験解析結果について以下に示す。

(1) 動的インピーダンス

図4.5-12に薄層要素法により求めた動的インピーダンス K_{HH} 、 K_{HR} 、 K_{RR} を示す。この動的インピーダンスは水平と回転が連成しており、4.3.2で示した実験結果から逆算した底面に集約した動的インピーダンス K_H 、 K_R とは直接比較することはできない。そこで、薄層要素法により求めた動的インピーダンスを実験値から逆算した動的インピーダンスと等価になるように底面に集約したものを求め実験値と比較して図4.5-13に示す。

ここで、実験結果から求まる逆算動的インピーダンス K_H 、 K_R と薄層要素法より解析的に求まる動的インピーダンス K_{HH} 、 K_{HR} 、 K_{RR} とは以下の関係にある。

逆算地盤ばねは次式から得られる。

$$\begin{pmatrix} K_H \\ K_R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} P \\ u_0 \\ M \\ \theta_0 \end{pmatrix} \quad (4.51)$$

基礎底面位置における釣り合いは

$$\begin{pmatrix} P \\ M \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HR} \\ K_{RH} & K_{RR} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_0 \\ \theta_0 \end{pmatrix} \quad (4.52)$$

より

$$\begin{pmatrix} K_H \\ K_R \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} K_{HH} + K_{HR} \frac{\theta_0}{u_0} \\ K_{RR} + K_{RH} \frac{u_0}{\theta_0} \end{pmatrix} \quad (4.53)$$

ここで P, M : 基礎底面位置におけるせん断力, モーメント
 u_0, θ_0 : 基礎底面位置における水平変位, 回転角

実験値との比較では解析的に求まる動的インピーダンスを(4.53)式により変換して比較した。なお、(4.53)式中の u_0 、 θ_0 は実験値を用いた。水平ばねの虚部と回転ばねの実部が実験値に比べ若干大きくなっているが、傾向的には実験値と概ね一致する結果となっている。

(2) シミュレーション解析結果

振動実験シミュレーション解析の結果として、構造物各部の共振曲線および位相曲線を図4.5-14に示す。解析結果は、低振動数領域において地下階床および1階床の位相遅れが実験結果に比べてやや大きいことを除けば、実験結果をよくシミュレートしている。

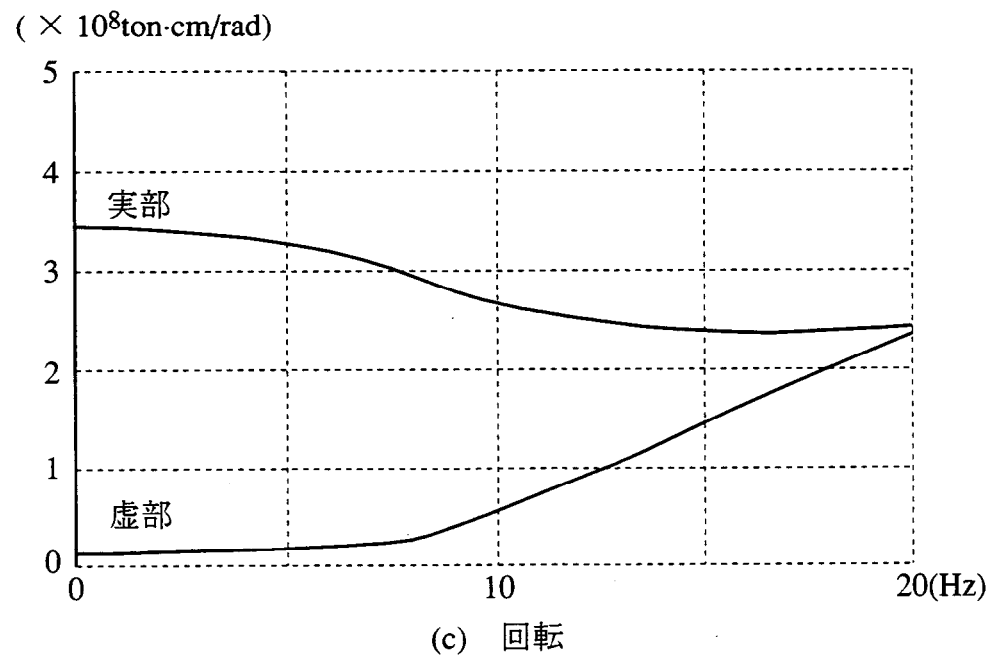
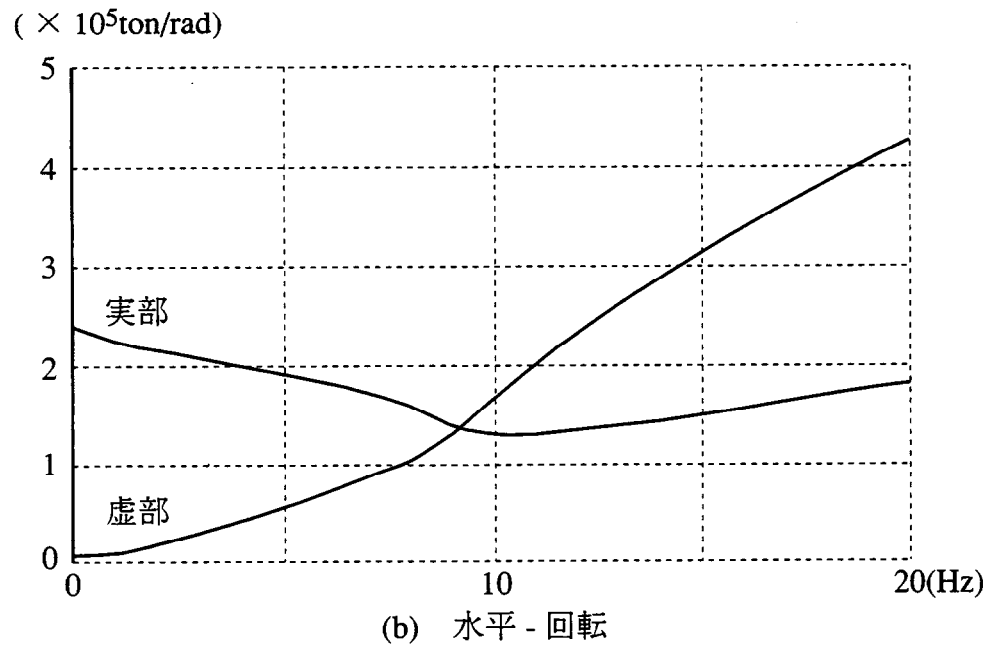
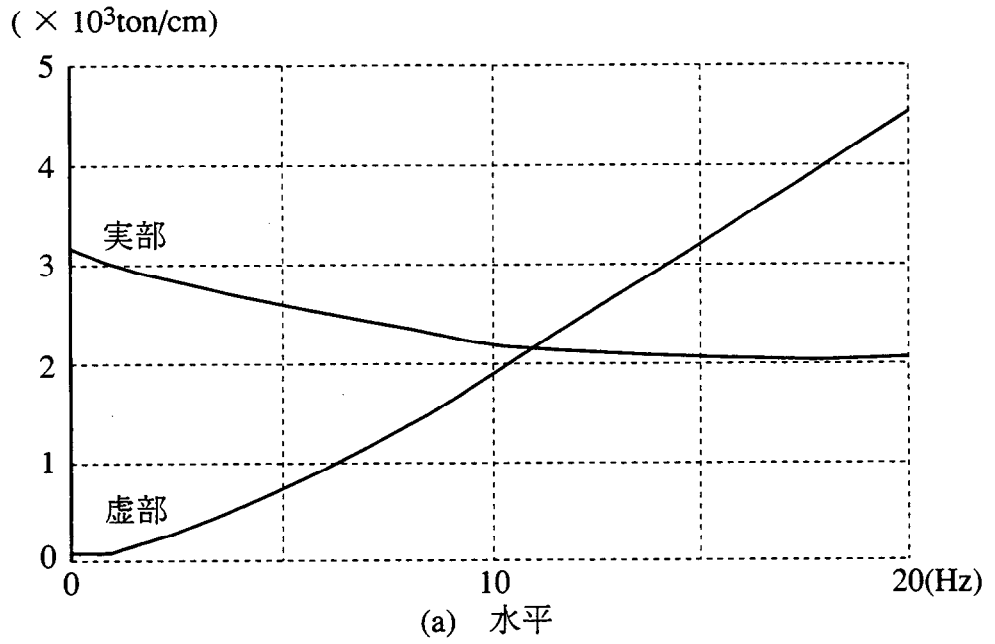
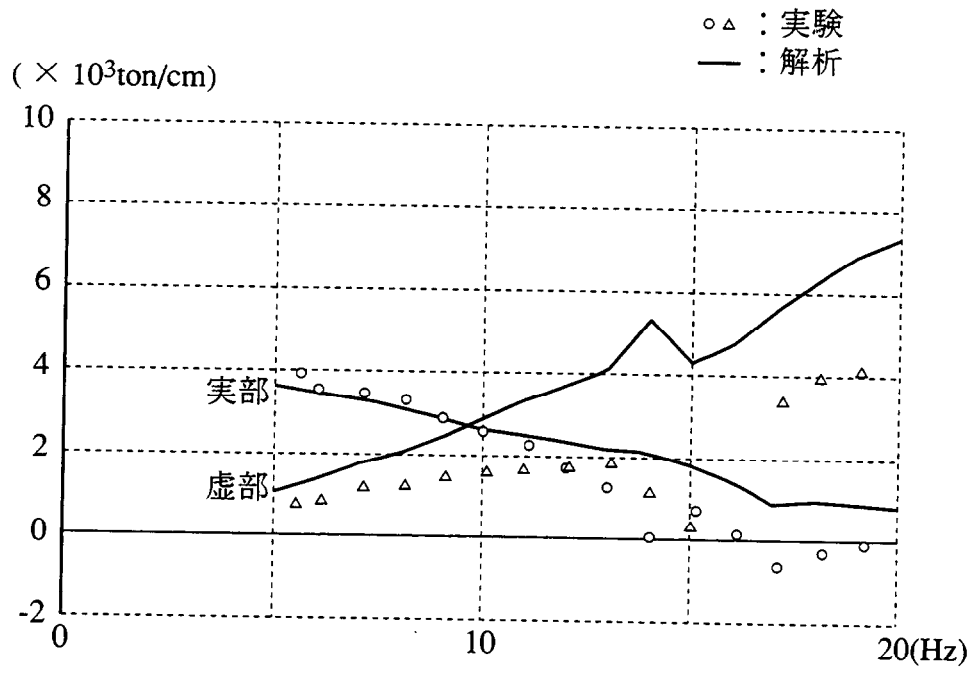
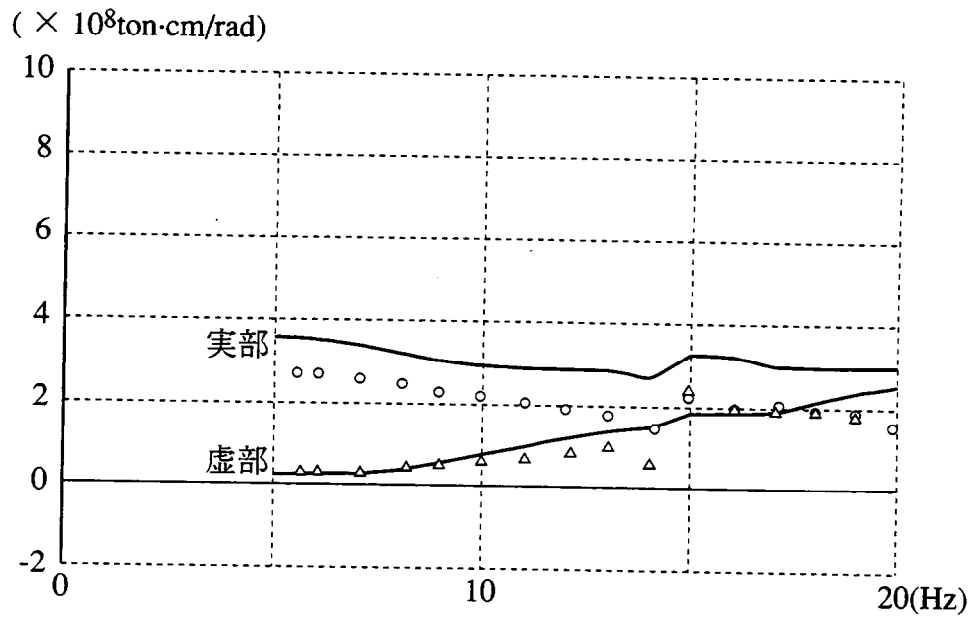


図 4.5-12 動的インピーダンス (薄層要素法)
- 156 -



(a) 水平



(b) 回転

図 4.5-13 逆算動的インピーダンスとの比較

$\times 10^{-6}m/ton$

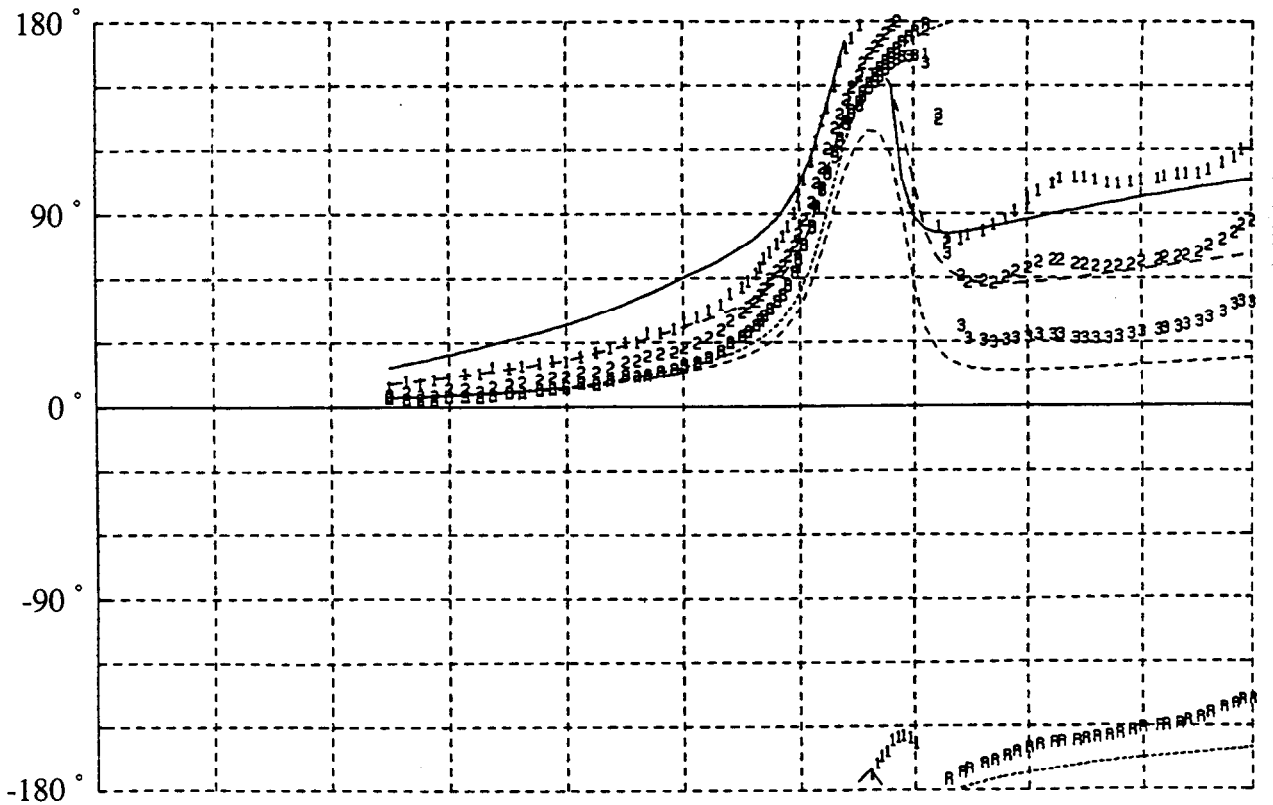
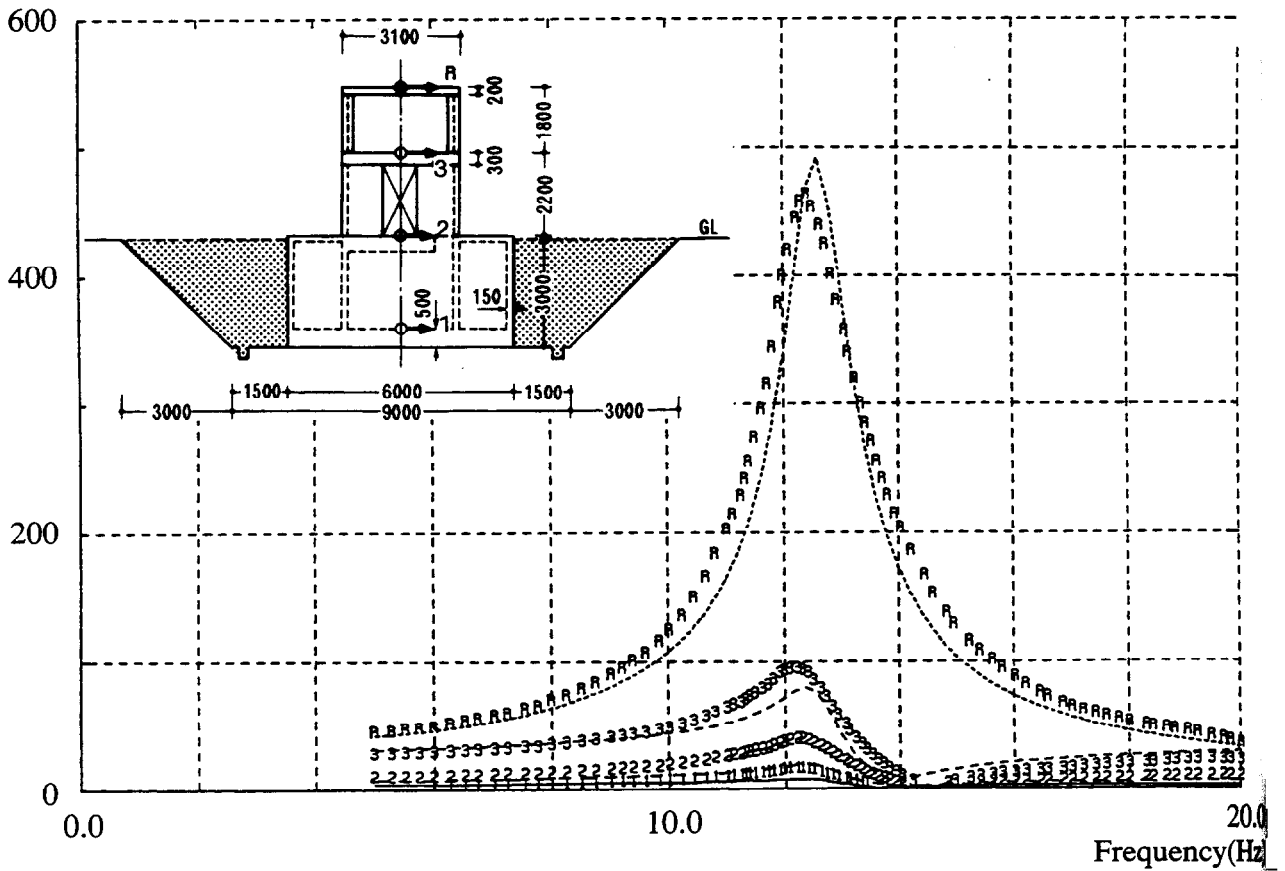


図 4.5-14 構造物各部の共振・位相曲線 (薄層要素法)

4.5.4 地震観測解析

1) 入力波

シミュレーション解析の対象とする地震波は4.4.4の解析で用いた4地震である（表4.4-5参照）。図4.5-11に示した入力の評価方法に従い、コントロール・ポイントとしての観測波を、1次元波動理論(SHAKE)を用いて入力波を等価成層地盤のGL-3.0mの波へと入力変換を行っている。この入力変換によって求めた変換波と、観測より得られている入力波の加速度波形および加速度応答スペクトルを図4.5-15に示す。

2) シミュレーション解析結果

解析結果として、最大加速度分布、加速度応答スペクトルを各地震観測値と比較して以下の図に示す。

図4.5-16 秋田県北部地震(1985.03.29)

図4.5-17 福島県東方沖地震(1985.05.11)

図4.5-18 福島県東方沖地震(1985.06.19)

図4.5-19 福島県沖地震(1985.08.12)

以上の結果より、地震波によってばらつきはあるものの、解析値と観測値は比較的良い対応を示している。特に、秋田県北部地震(1985.03.29)と福島県沖地震(1985.08.12)に対する解析では、観測値と良く一致した結果となっている。

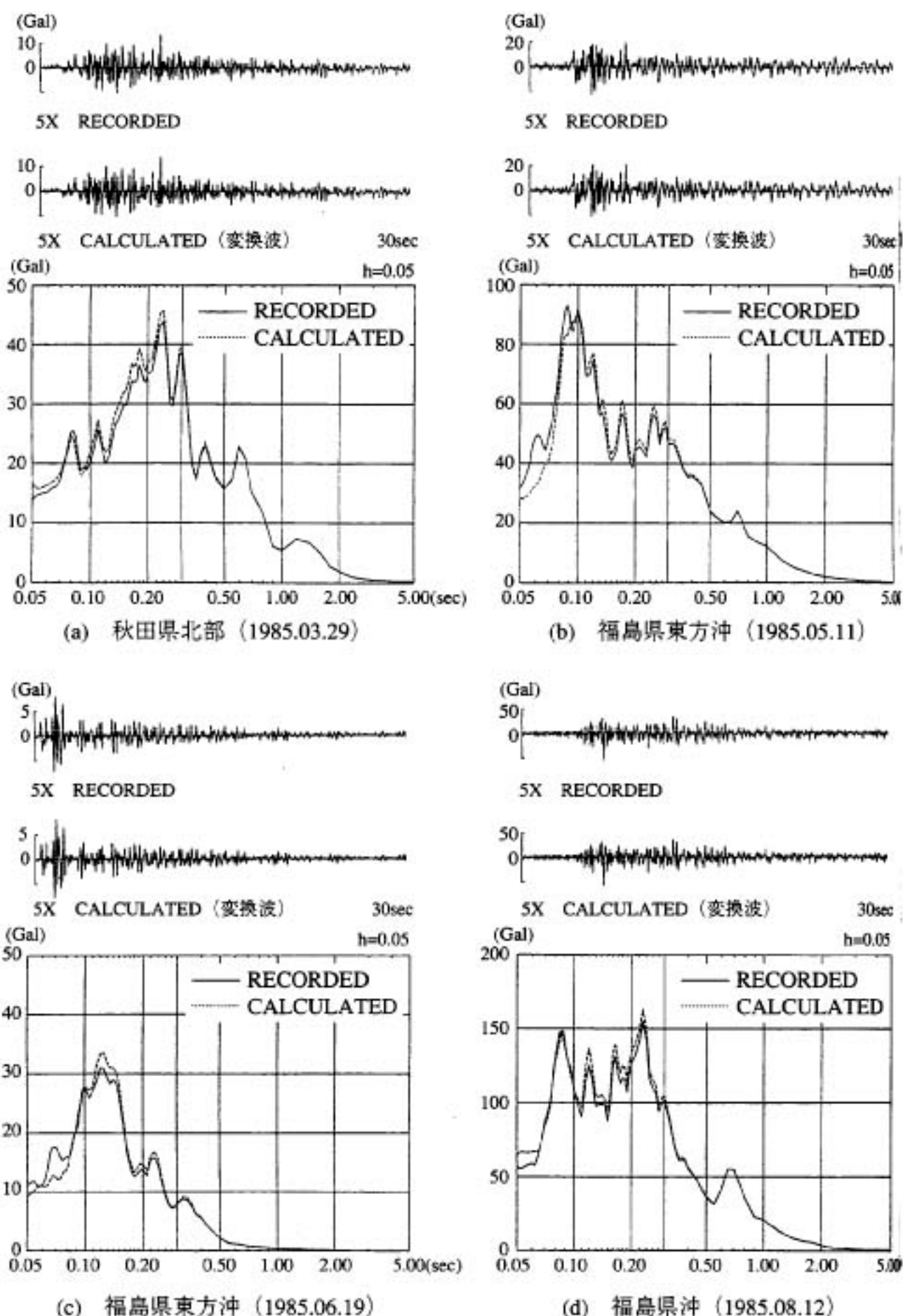
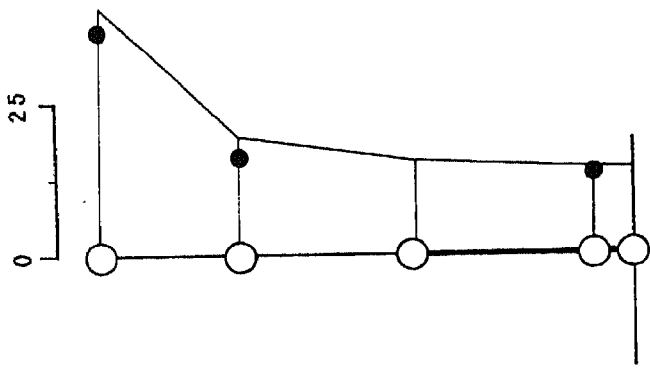
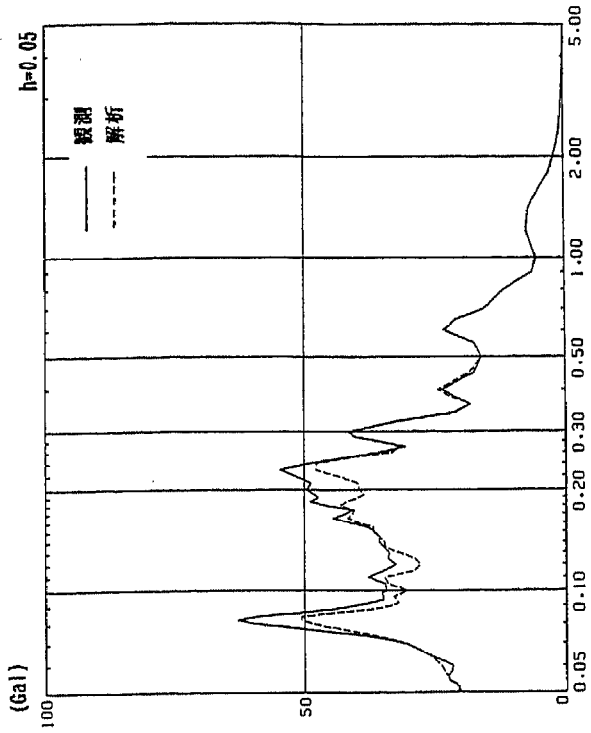


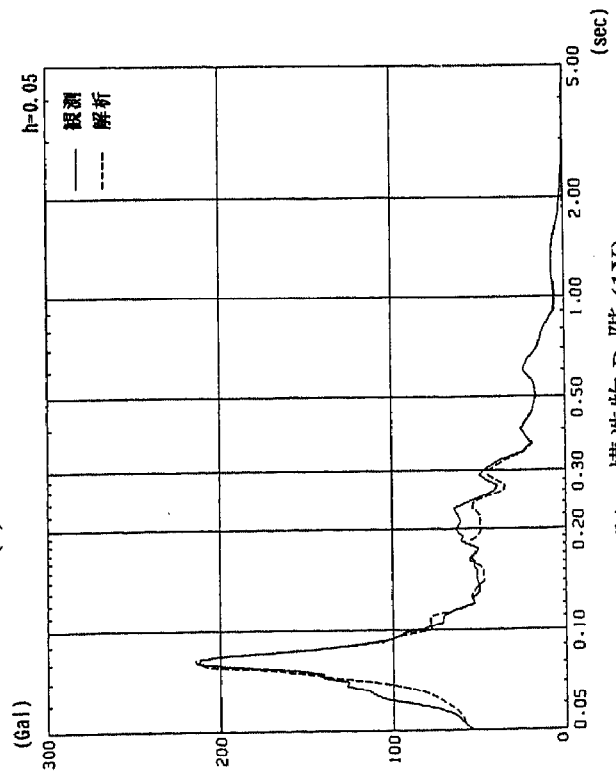
図 4.5-15 入力波 (5X) 及び変換波の加速度波形・加速度応答スペクトル



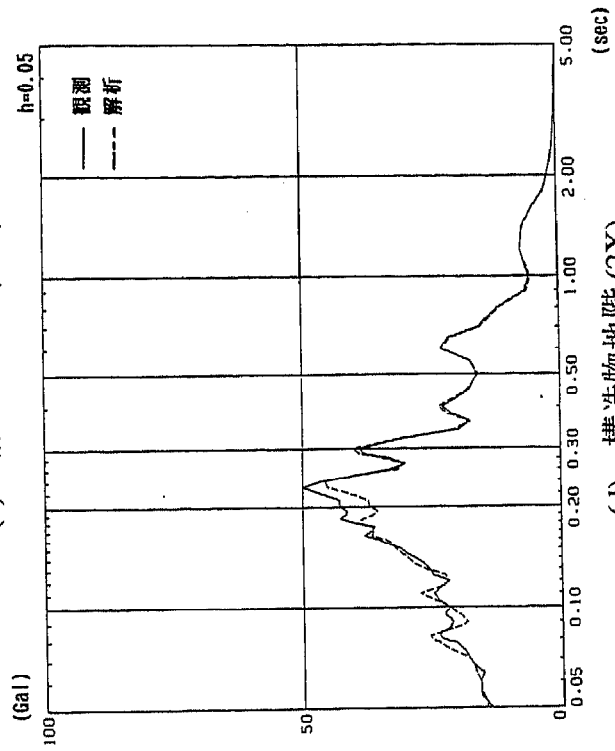
(a) 最大加速度分布



(c) 構造物 2階 (10X)

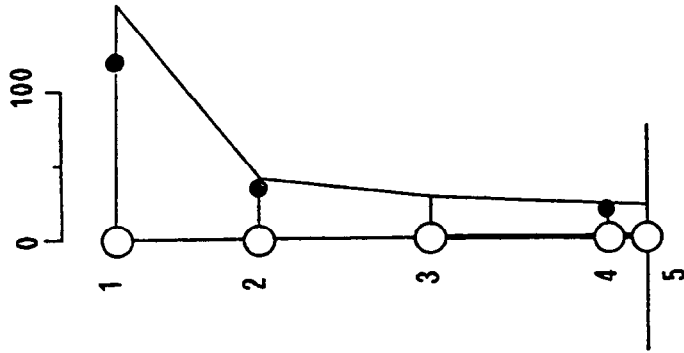


(b) 構造物 R階 (1X)

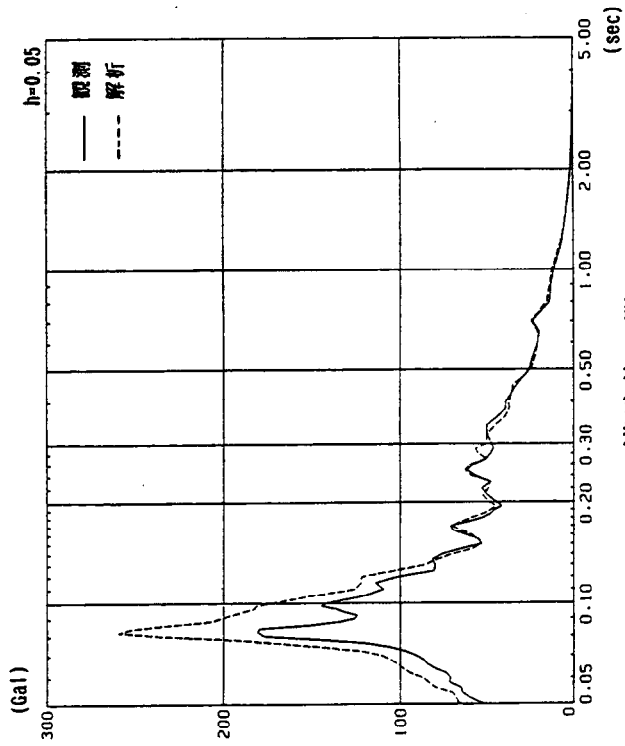


(d) 構造物地階 (2X)

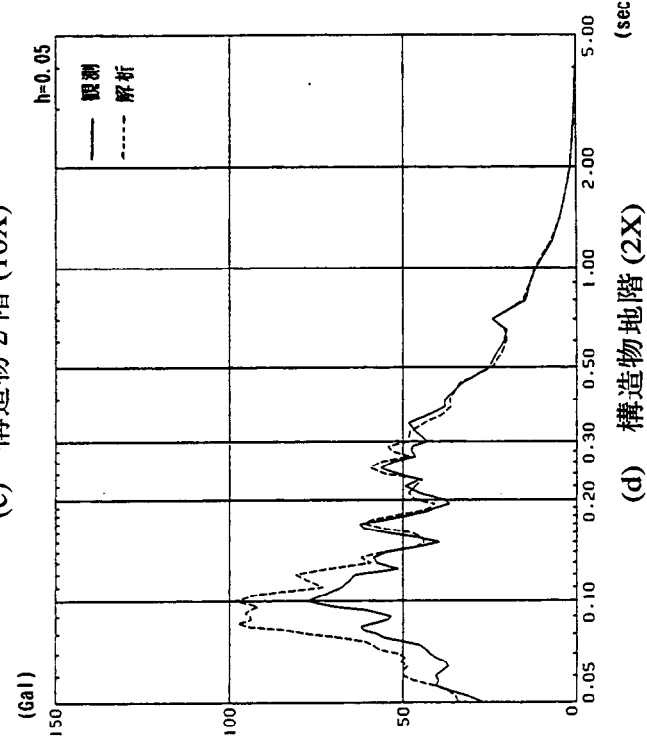
図 4.5-16 最大加速度と加速度応答スペクトル (薄層要素法) (秋田県北部 1985.3.29)



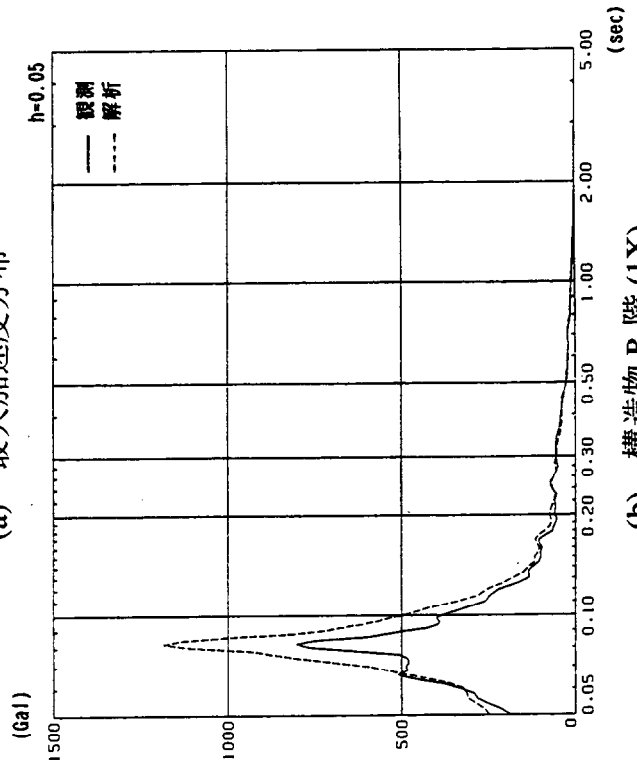
(a) 最大加速度分布



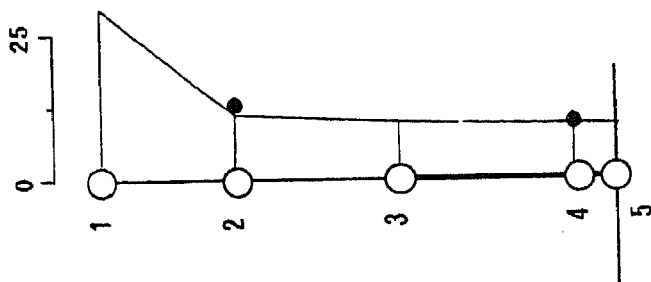
(c) 構造物 2 階 (10X)



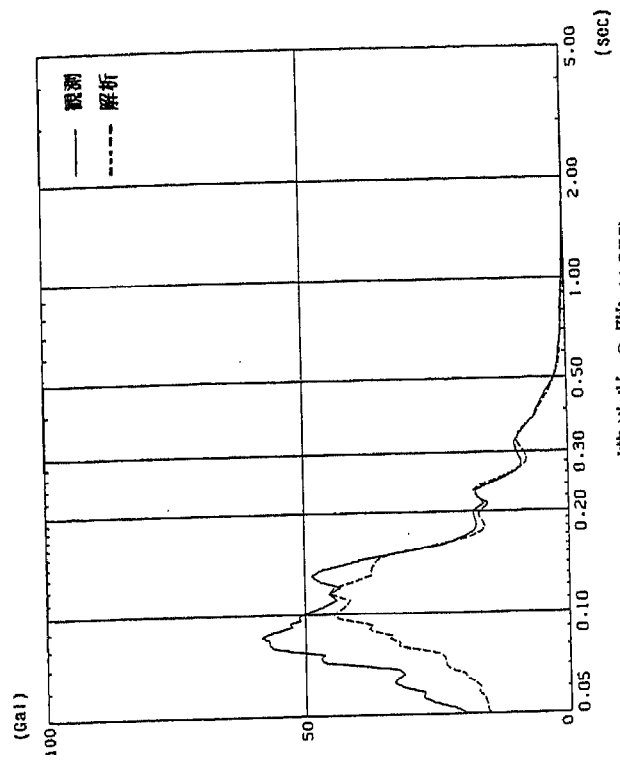
(d) 構造物地階 (2X)



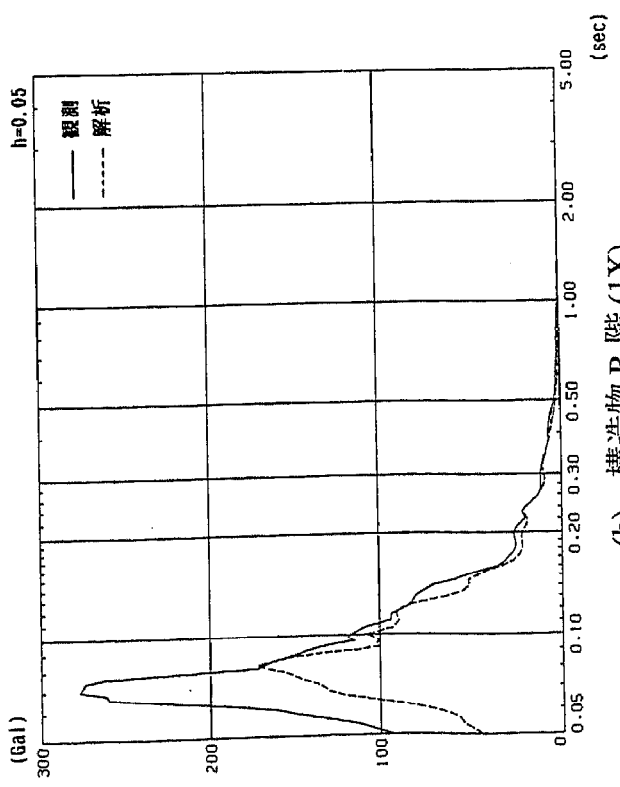
(b) 構造物 R 階 (IX)



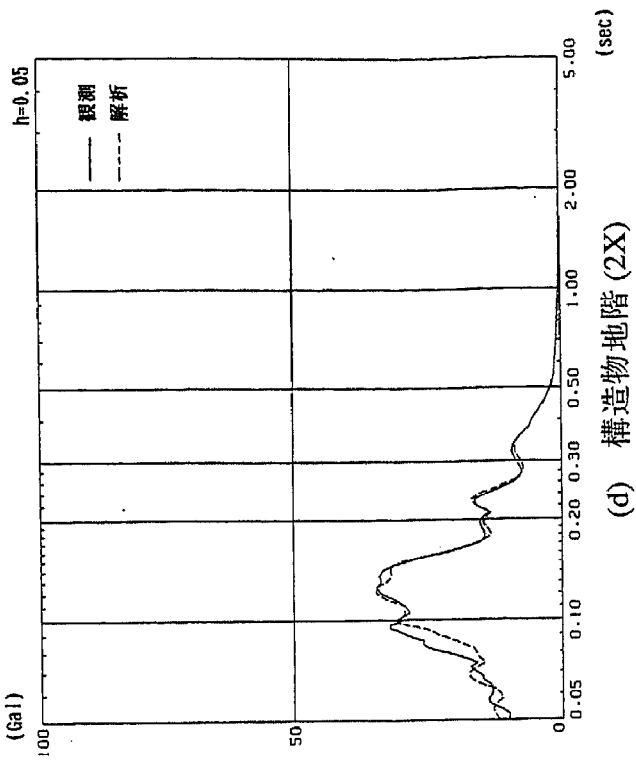
(a) 最大加速度分布



(c) 構造物 2階 (10X)

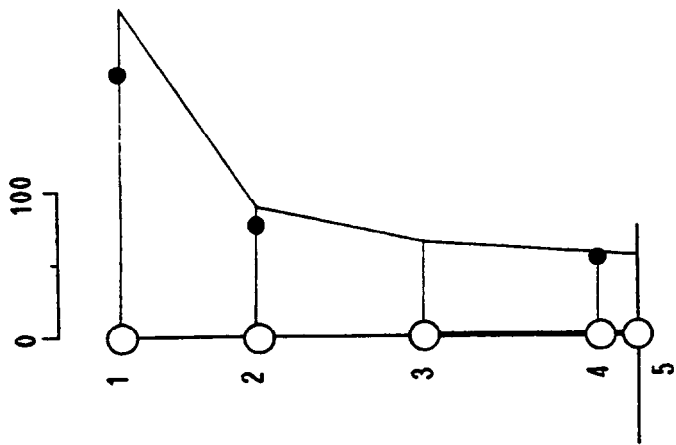


(b) 構造物 R階 (1X)

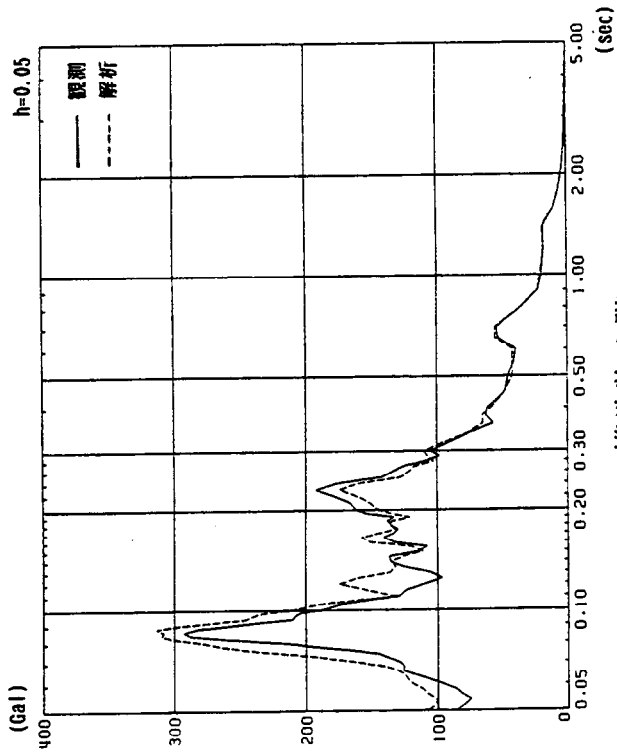


(d) 構造物地階 (2X)

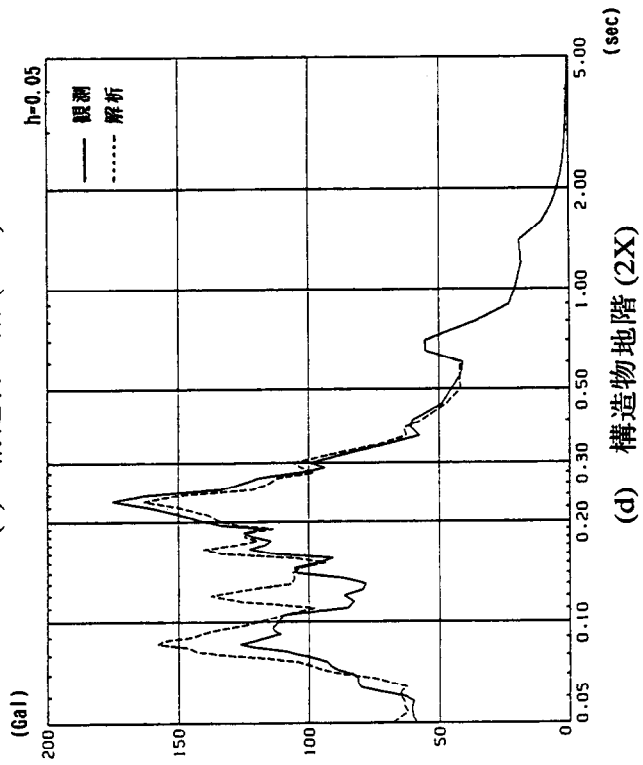
図 4.5-18 最大加速度と加速度応答スペクトル (薄層要素法) (福島県東方沖 1985.6.19)



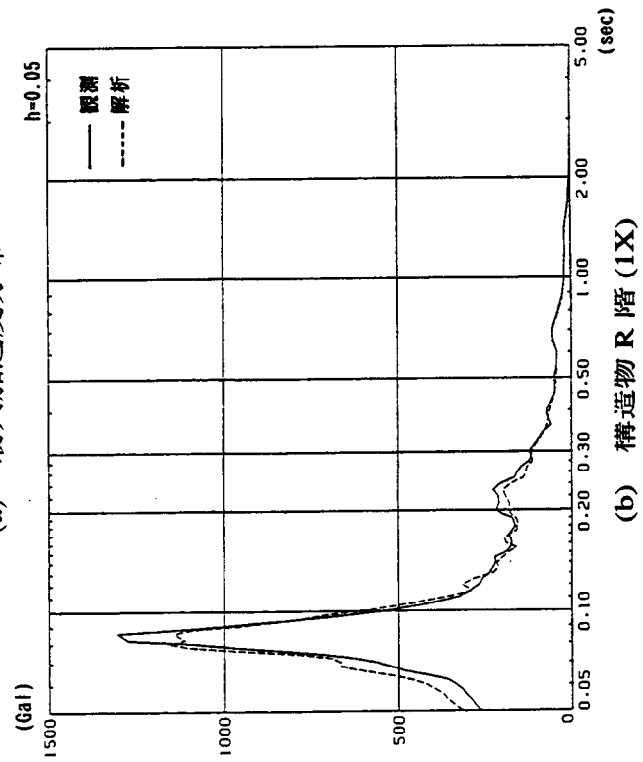
(a) 最大加速度分布



(c) 構造物 2 階 (10X)



(d) 構造物地階 (2X)



(b) 構造物 R 階 (1X)

4.6 境界要素法による解析

4.6.1 解析方法

(1)概要

解析は図4.6-1に示すように、地盤に埋込まれた剛基礎を対象とし、境界要素法によりモデル化を行い、動的インピーダンスを求めた。

以下に解析手順の概要を述べる。

- i)半無限等方均質弾性地盤に剛基礎が埋込まれているものとし、境界要素法でモデル化を行う。
- ii)境界要素法により無質量埋込み剛基礎の動的インピーダンスを求める。
- iii)自由地盤の同じ節点に作用する入力地震動に対し、節点群の変位を0にするような拘束力および拘束モーメントを求め、これを無質量基礎に作用させた時の変位として有効入力を求める。

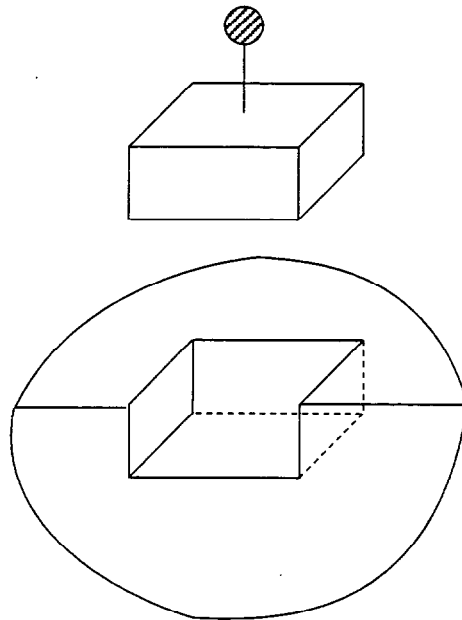


図 4.6-1 解析モデル

(2)境界要素法による加振問題と入射問題の解析

地盤に埋込まれた矩形剛基礎を加振したときの地盤の動的抵抗を求める問題(加振問題)と平面SH波が入射したときの埋込み矩形剛基礎の動的挙動特性を求める問題(入射問題)について境界要素法を用いて解析を行う。

加振問題と入射問題に対する境界Sにおける積分方程式は次式で表される。

$$C_i U_j^i + \int_s q_{jk}^* U_k ds + \int_s U_{jk}^* q_k ds = \begin{cases} 0 & \text{(加振問題)} \\ U_{fj}^i & \text{(入射問題)} \end{cases} \quad (4.54)$$

ここに、 U_{jk}^* 、 q_{jk}^* は変位基本解および表面力基本解であり、 U_k 、 q_k は境界での変位および表面力、 C_i は滑らかな境界では0.5となる定数。また、 U_{fj}^i は成層地盤の境界上の点iのj方向変位を表す。

境界Sを微小要素(境界要素)で分割して(4.54)式を離散化すると次式のような連立一次方程式が得られる。

$$[C]\{U\} + [H]\{U\} - [G]\{Q\} = \begin{cases} \{0\} & \text{(加振問題)} \\ \{U_f\} & \text{(入射問題)} \end{cases} \quad (4.55)$$

ここで表面ベクトル $\{Q\}$ を置換集中力ベクトル $\{P\}$ にする変換行列 $[A]$ を用い、(4.55)式に適用すると次式が得られる。

$$\{P\} = \begin{cases} [A][G]^{-1}[\hat{H}]\{U\} = [K]\{U\} & \text{(加振問題)} \\ [K]\{U\} - [A][G]^{-1}\{U\} = [K]\{U\} - \{D\} & \text{(入射問題)} \end{cases} \quad (4.56)$$

ここに、 $[\hat{H}] = [C] + [H]$

$[K]$: 動的インピーダンス

$\{D\}$: 拘束力 (ドライビングフォース)

式(4.56)に対して境界条件を与えて連立方程式を解けばよい。特に入射問題では、 $\{P\}=0$ としてドライビングフォース $\{D\}$ を外力として得られる変位 $\{U_0\}$ を基礎入力動(Foundation Input Motion)と呼んでいる。

次に剛基礎を対象とする場合の解析式を以下に示す。

剛基礎の変位は3次元問題の場合6自由度で規定されているからこのベクトルを $\{\bar{U}\} = \{\bar{u}_x, \bar{u}_y, \bar{u}_z, \bar{\theta}_x, \bar{\theta}_y, \bar{\theta}_z\}$ とし節点変位ベクトル $\{U\}$ (3N×1) との関係を変換マトリックス $[T]$ を用いて示すと次式となる。

$$\{U\} = [T] \{\bar{U}\} \quad (4.57)$$

同様に、対応する節点力については次式が成立する。

$$\{\bar{P}\} = [T]^T \{P\} \quad (4.58)$$

ここに、変換マトリックス $[T]$ の任意節点 l の3自由度に対応する一部分 $[T_l]$ は、次式のようなマトリックスで表現される。

$$[T_l] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & z_l - z_0 & -(y_l - y_0) \\ 0 & 1 & 0 & -(z_l - z_0) & 0 & x_l - x_0 \\ 0 & 0 & 1 & y_l - y_0 & -(x_l - x_0) & 0 \end{bmatrix} \quad (4.59)$$

ここに、 (x_0, y_0, z_0) : 剛基礎の代表点の座標

(x_l, y_l, z_l) : 任意節点の座標

ここで、式(4.56)の両辺に前から $[T]^T$ をかけて式(4.57)と式(4.58)の関係を適用すると次式が得られる。

$$\{\bar{P}\} = \begin{cases} [T]^T [K] [T] \{\bar{U}\} = [\bar{K}] \{\bar{U}\} \\ [T]^T [K] [T] \{\bar{U}\} - [T]^T \{D\} = [\bar{K}] \{\bar{U}\} - \{\bar{D}\} \end{cases} \quad (4.60)$$

ここに、 $[\bar{K}]$: 剛基礎のインピーダンスマトリックス (6×6)

$\{\bar{D}\}$: 剛基礎のドライビングフォース (6×1)

入射問題では $\{\bar{P}\} = 0$ として剛基礎の剛基礎のドライビングフォース $\{\bar{D}\}$ を外力として連立方程式を解けばよい。得られる変位 $\{\bar{U}_0\}$ が剛基礎の入力地動 (有効入力) である。

(3)地震応答解析

構造物の応答は、(4.60)式のインピーダンス K_S^H 及び有効入力 U_0 を用いて次の構造物系の運動方程式を解くことにより求まる。

$$\left(\begin{bmatrix} K_{BB}^B & K_{BS}^B \\ K_{SB}^B & K_{SS}^B + K_S^H \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} M_{BB}^B & M_{BS}^B \\ M_{SB}^B & M_{SS}^B \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} U_B^B \\ U_S^B \end{bmatrix} e^{i\omega t} = \begin{bmatrix} 0 \\ K_S^H U_0 \end{bmatrix} \quad (4.61)$$

- K^B : 構造物の剛性行列
- M^B : 構造物の質量行列
- K^H : 地盤の動的剛性行列
- U_0 : 有効入力
- 右下添字B : 構造物内の節点
- 〃 S : 地盤と接する構造物の節点

4.6.2 解析モデルと解析条件

解析は、薄層要素法により求めた埋込み部剛基礎仮定の動的インピーダンスによって支持された4質点の構造物モデルを用いて行った。構造物の質点系モデルと構造物模型諸元は、薄層要素法による解析で用いたものと同じとする（図4.5-8、表4.5-1参照）。

(1)地盤のモデル化

地盤モデルは薄層要素法を適用するために置換した等価成層地盤を基に均質地盤化して設定した。境界要素法で用いた地盤定数は以下のように定めた。

i)図4.6-2に示す薄層要素法解析時の地盤定数を基準とする。

ii)ポアソン比は $\nu = 0.3$ とする。

iii)構造物のロッキング動に着目し、構造物下の地盤について構造物半幅までの深さの影響が大きいと仮定して次のように等価 V_p^e 、 V_s^e を求める。

構造物直下の3m間の縦波伝播時間が等しくなるように等価縦波伝播速度 V_p^e を求め、次に、ポアソン比 $\nu = 0.3$ から等価せん断波速度 V_s^e を求めた。

$$V_p^e = \frac{3}{\frac{1}{273} + \frac{2}{500}} = 391.49 \text{ m/s}$$

$$V_s^e = \sqrt{\frac{1-2 \times 0.3}{2(1-0.3)}} \times V_p^e = 209.26 \text{ m/s}$$

iv)埋土を含めた V_s を重みつき平均すると

$$\begin{aligned} \bar{V}_s &= \frac{1}{6} (149 \times 0.5 + 159 \times 0.5 + 195 \times 0.85 + 210 \times 0.65 + 229 \times 0.5 + 209.26 \times 3) \\ &= 199.8 \rightarrow 200 \text{ m/s} \end{aligned}$$

v) ρ も同様に重みつき平均すると

$$\rho = 1.678 \rightarrow 1.70 \text{ t/m}^3$$

このようにして求めた均質化された地盤定数を表4.6-1に、基礎部分の要素分割を図4.6-3に示す。

(2)入力評価

地震観測解析に用いる入力波の評価方法は薄層要素法によるものと同様とした。

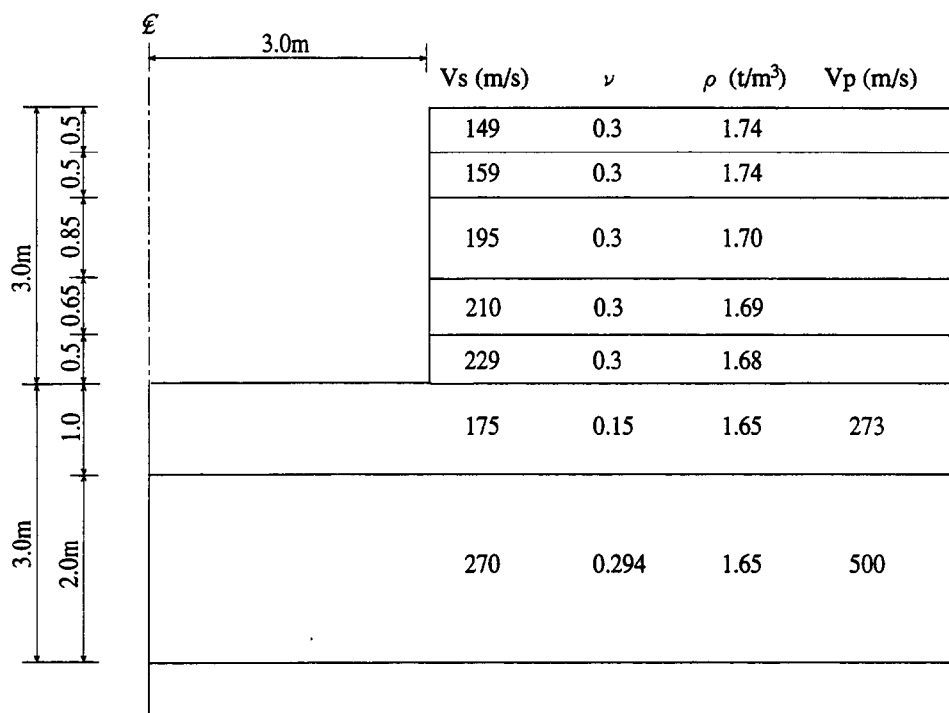


図4.6-2 薄層要素法解析時の地盤定数

表4.6-1 地盤物性一覧 (境界要素法)

G (ton/cm^2)	V_s (m/sec)	ν	ρ (t/m^3)
0.694	200	0.3	1.70

減衰は考慮していない。

注：地盤は均質一様の半無限弾性体地盤で、薄層モデルの値より置換した。

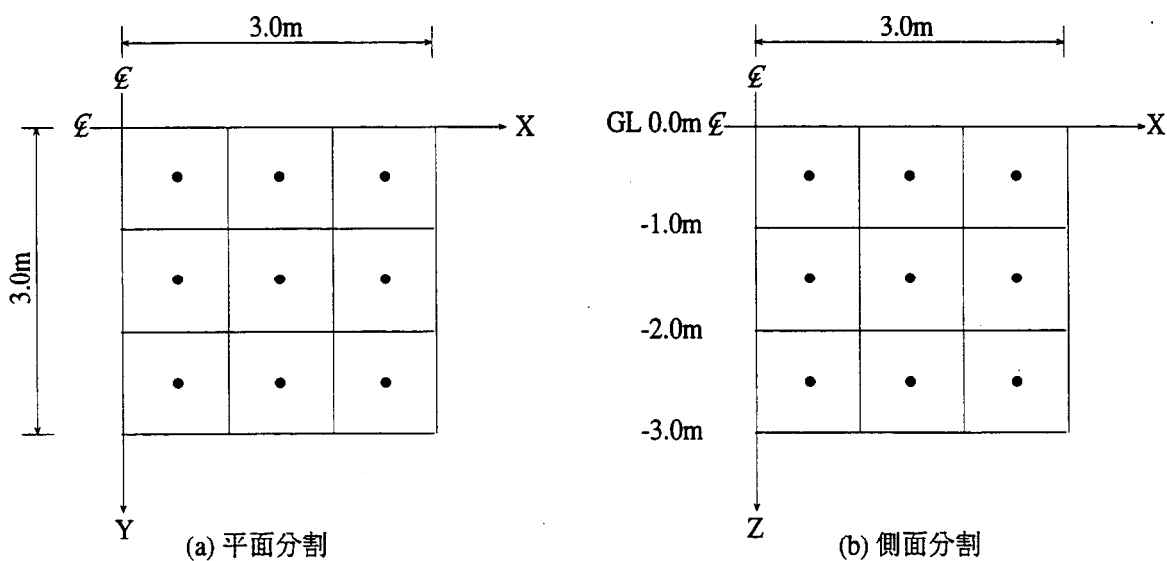


図4.6-3 要素分割

4.6.3 振動実験解析

図4.6-4に境界要素法により求めた動的インピーダンスを示す。図4.5-12の薄層要素法により求めた結果と比較すると、実部は構造物～地盤連成系1次共振振動数である12.4Hz付近で回転がやや大きめではあるが、概ね一致しており、虚部は全振動数領域で大きくなっている。

振動実験シミュレーション解析の結果として、構造物模型各部の共振曲線および位相曲線を図4.6-5に示す。解析結果は特に構造物模型下部において実験値と多少差があり、構造物模型の1次共振振動数が高くなっている。これは地盤剛性を若干剛めに評価しているためと思われる。しかし、実験値の定性的傾向はほぼ表現している。

4.6.4 地震観測解析

入力の評価法については、前節の薄層要素法による解析で用いた手法と同一とし、同じ変換波を入力波として解析する。

解析結果として、最大加速度分布、加速度応答スペクトルを各地震観測値と比較して以下の図に示す。

図4.6-6 秋田県北部地震(1985.03.29)

図4.6-7 福島県東方沖地震(1985.05.11)

図4.6-8 福島県東方沖地震(1985.06.19)

図4.6-9 福島県沖地震(1985.08.12)

以上の結果より、地震波によってばらつきはあるものの、解析値と観測値は比較的良い対応を示している。特に、薄層要素法による解析と同様に、秋田県北部地震(1985.03.29)と福島県沖地震(1985.08.12)に対する解析では、観測値と良く一致した結果となっている。

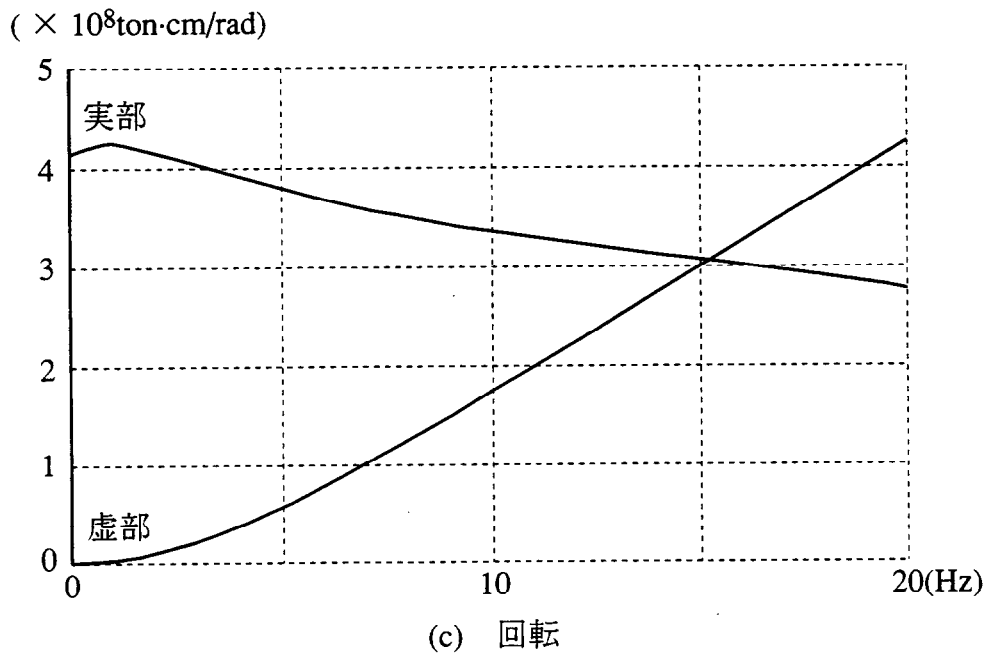
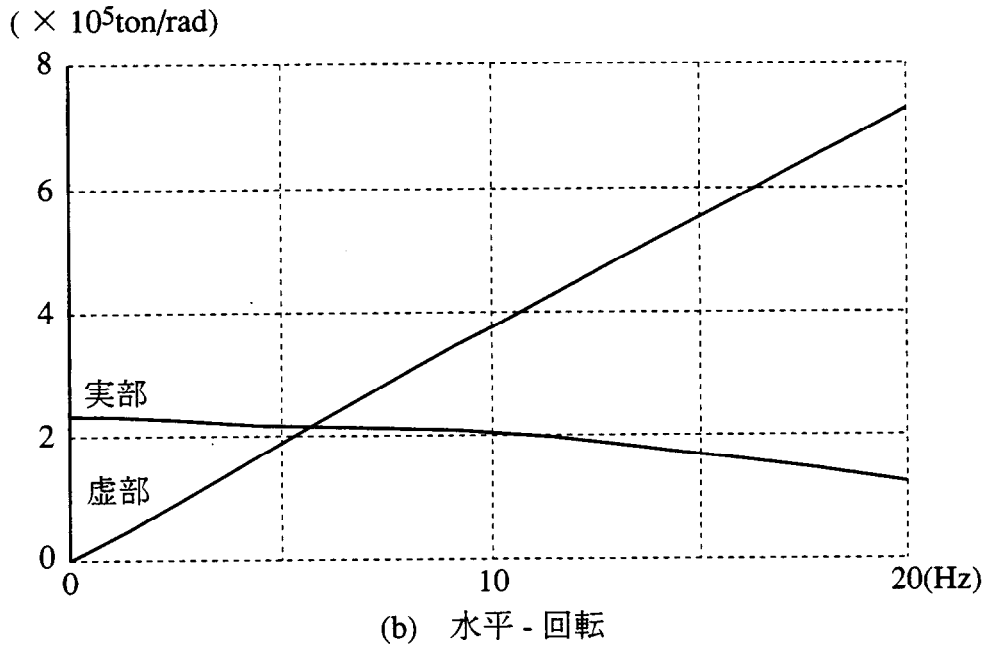
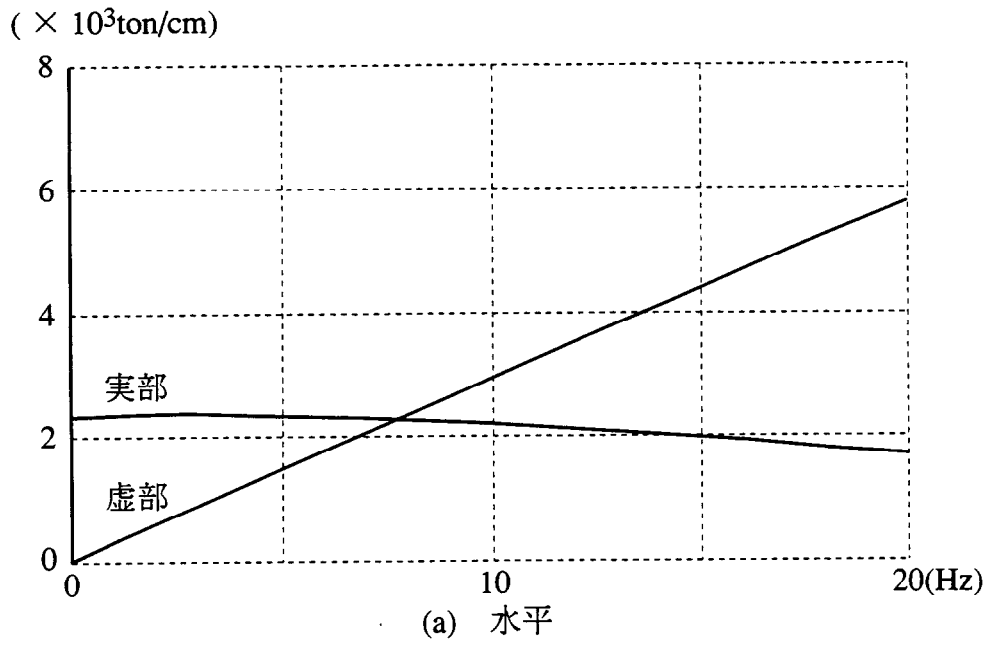


図 4.6-4 動的インピーダンス (境界要素法)

$\times 10^{-6}m/ton$

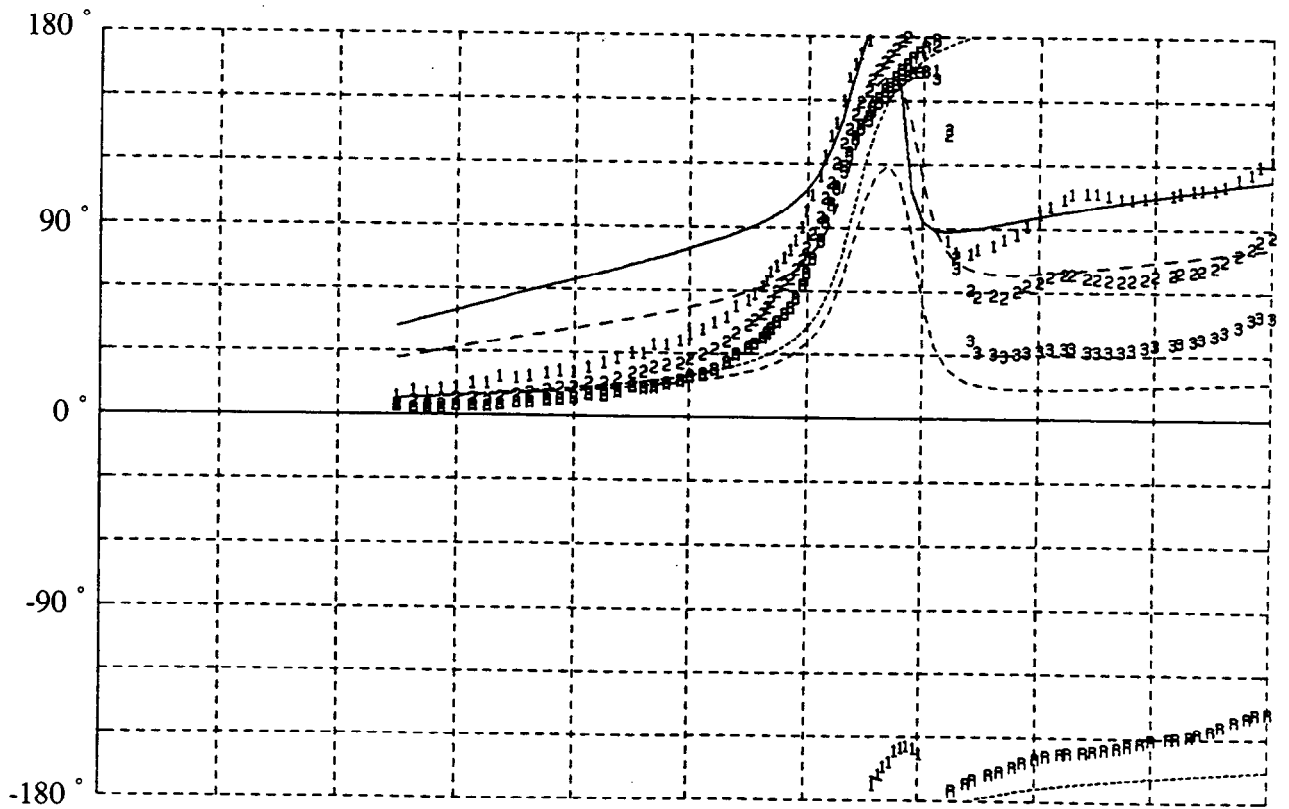
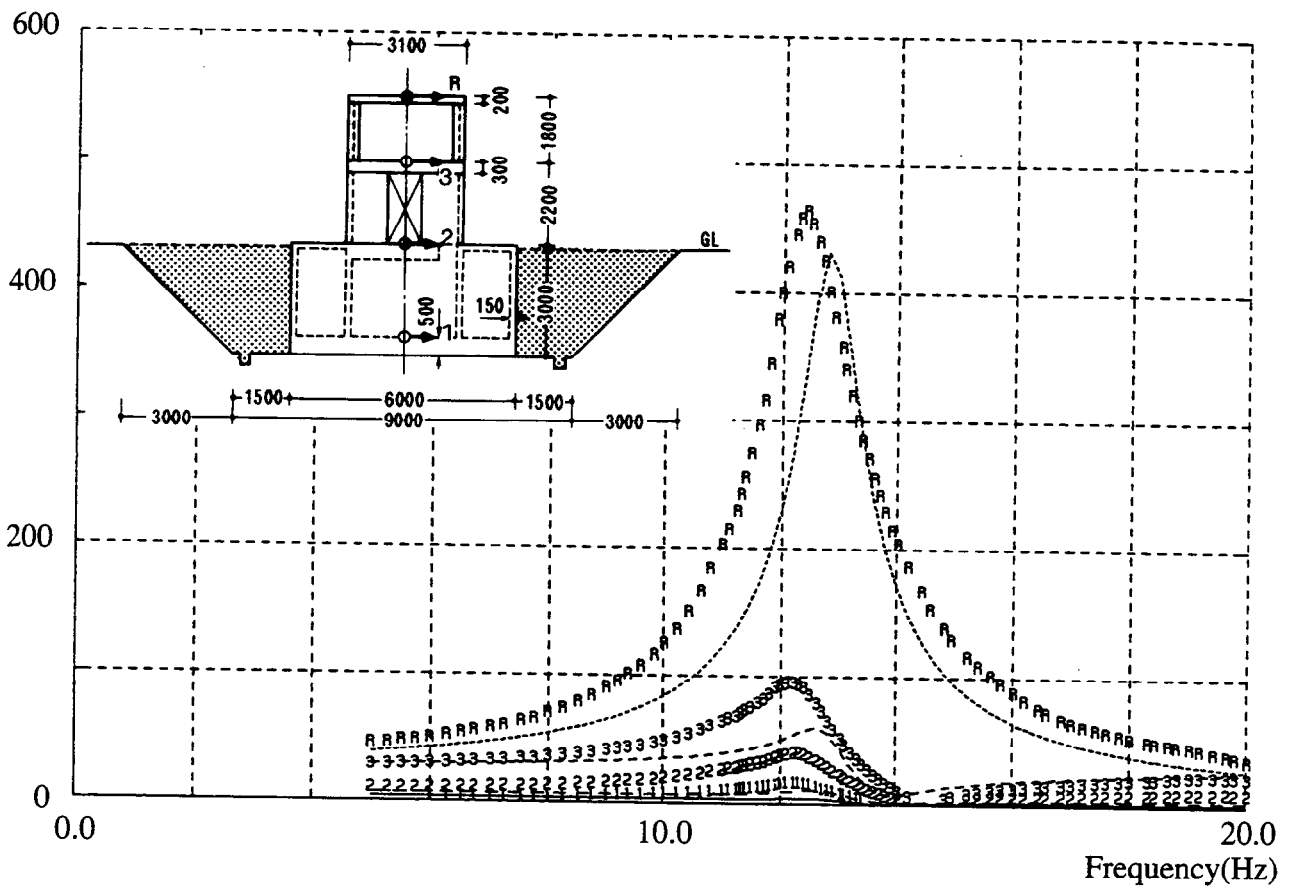
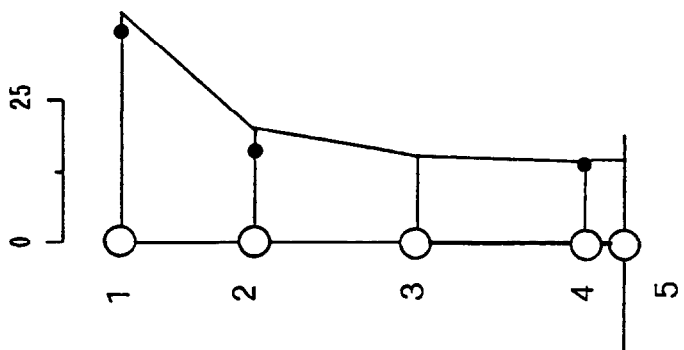
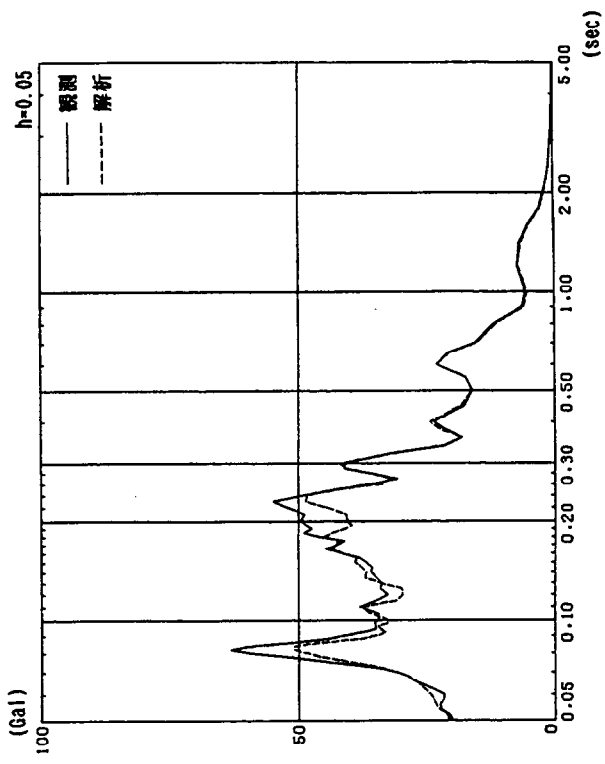


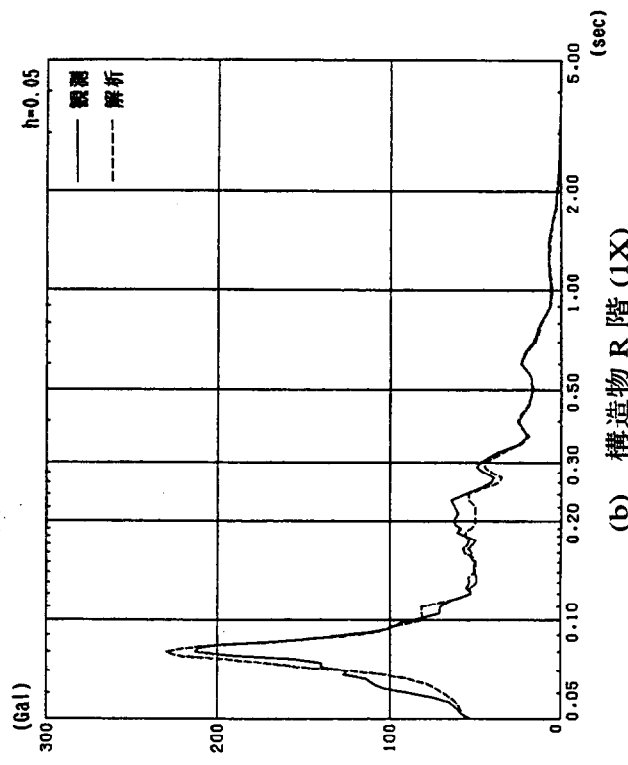
図 4.6-5 構造物各部の共振・位相曲線 (境界要素法)



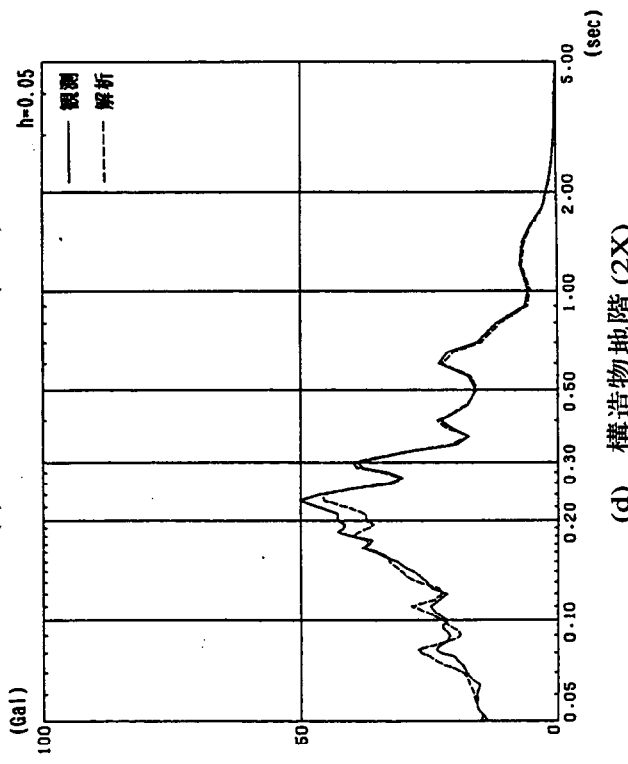
(a) 最大加速度分布



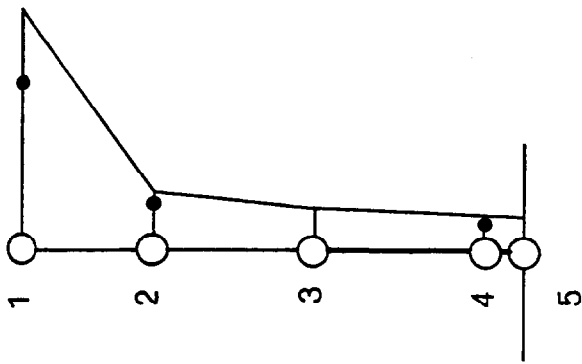
(c) 構造物 2階 (10X)



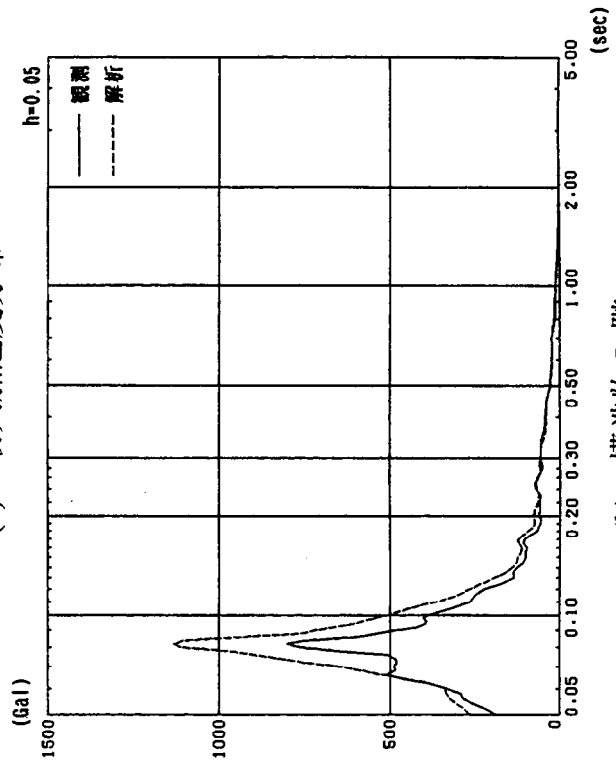
(b) 構造物 R階 (1X)



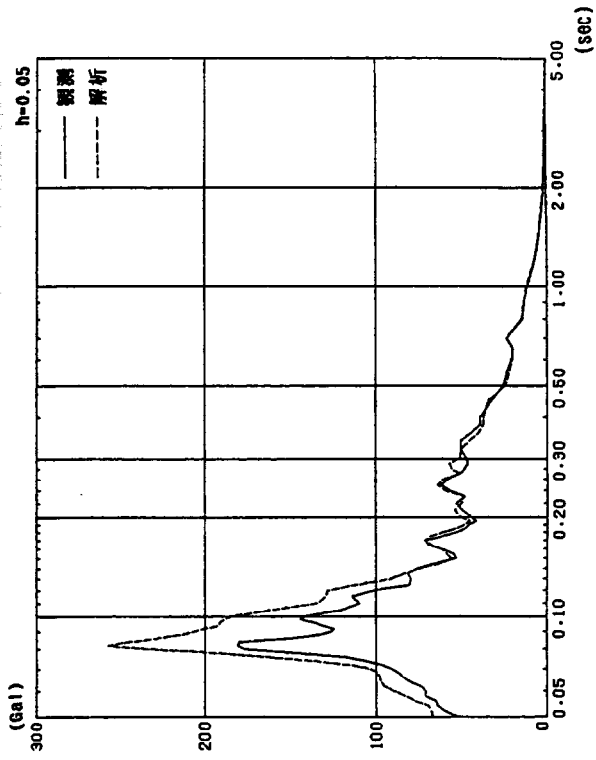
(d) 構造物 2階 (2X)



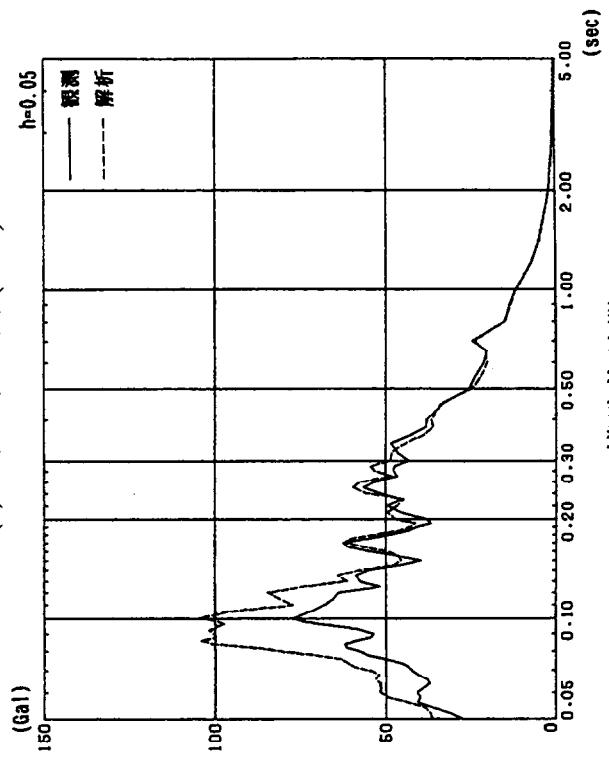
(a) 最大加速度分布



(b) 構造物 R 階 (1X)

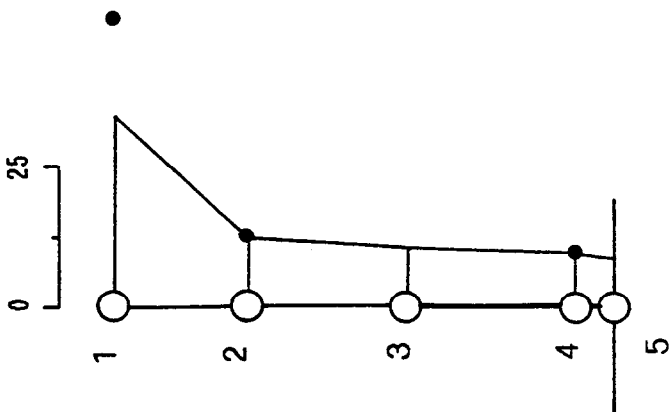


(c) 構造物 2 階 (10X)

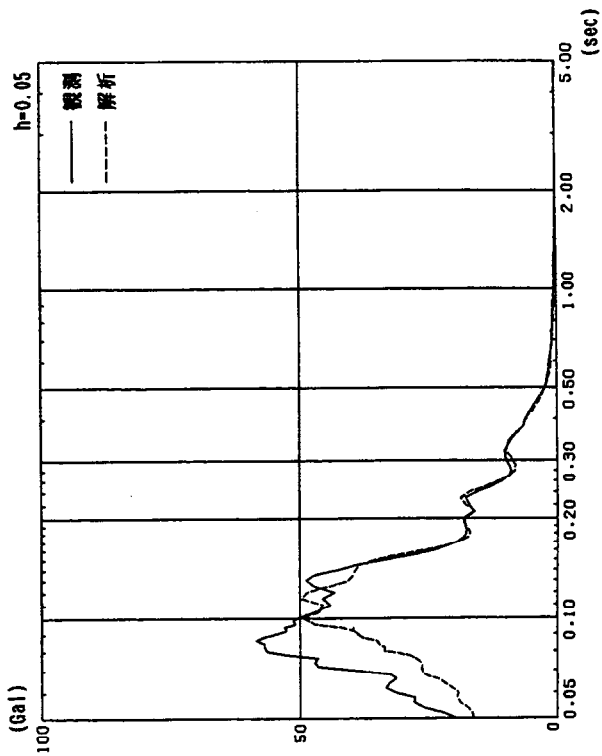


(d) 構造物地階 (2X)

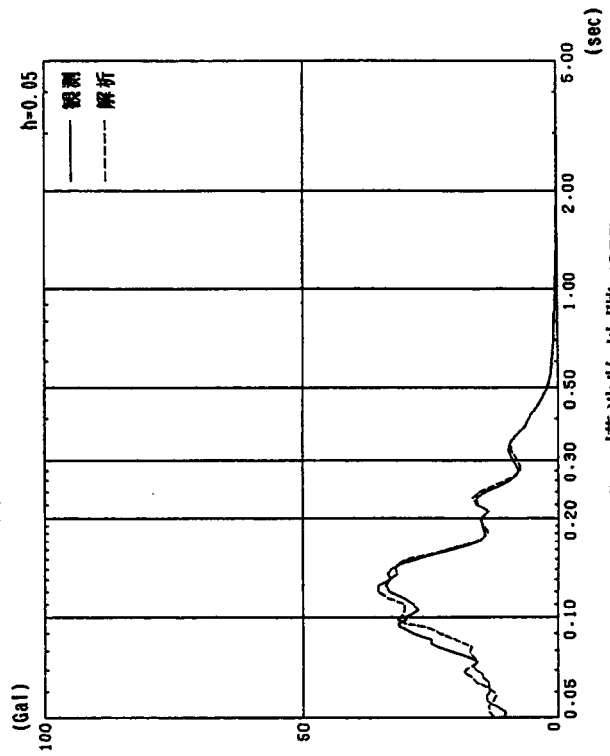
図 4.6-7 最大加速度と加速度応答スペクトル (境界要素法) (福島県東方沖 1985.5.11)



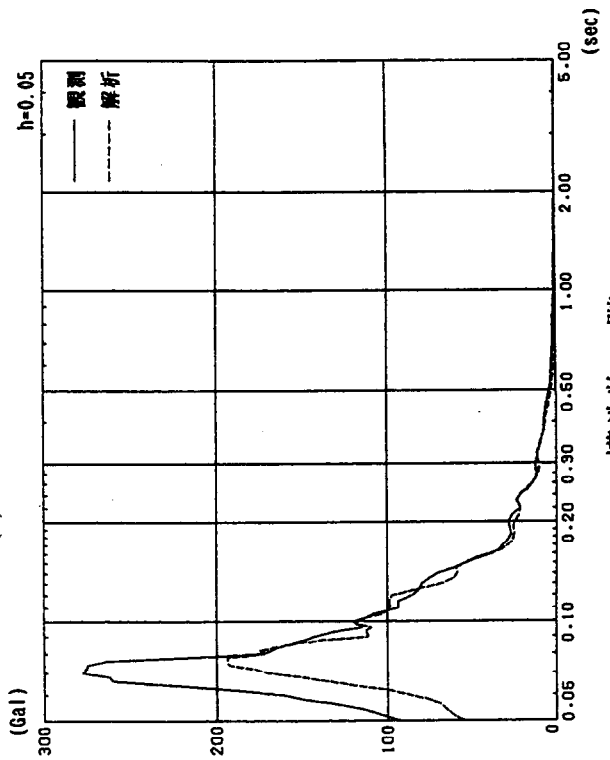
(a) 最大加速度分布



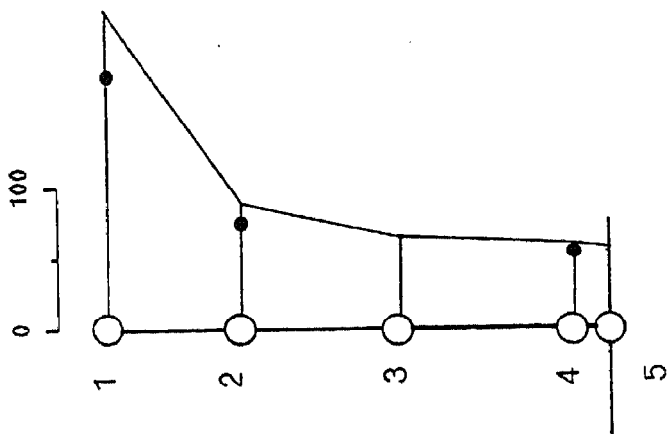
(c) 構造物 2 階 (10X)



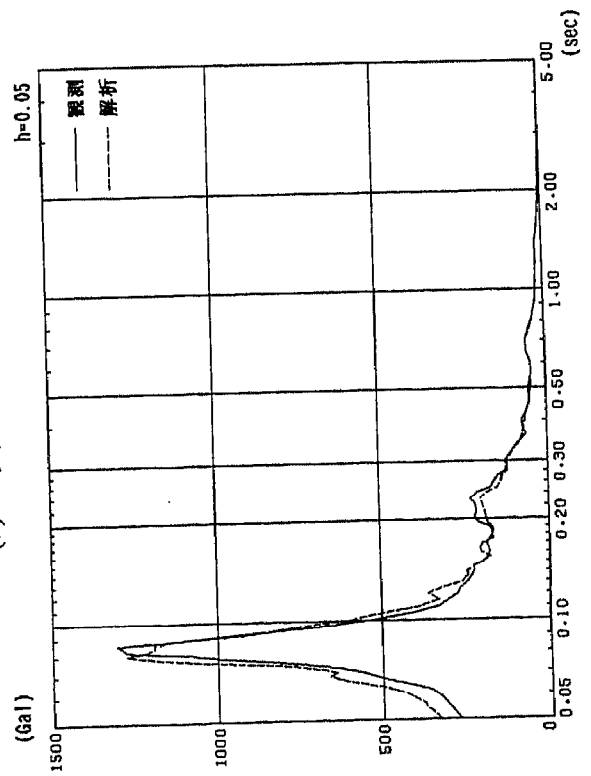
(d) 構造物地階 (2X)



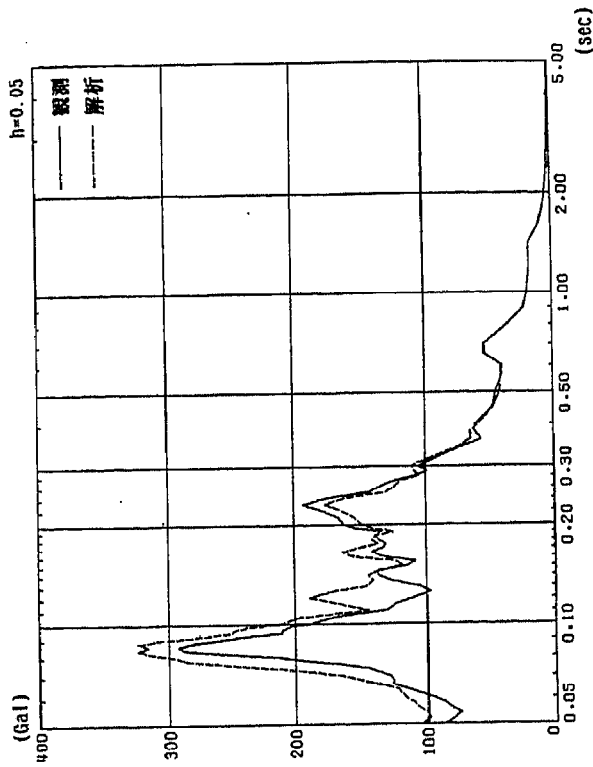
(b) 構造物 R 階 (1X)



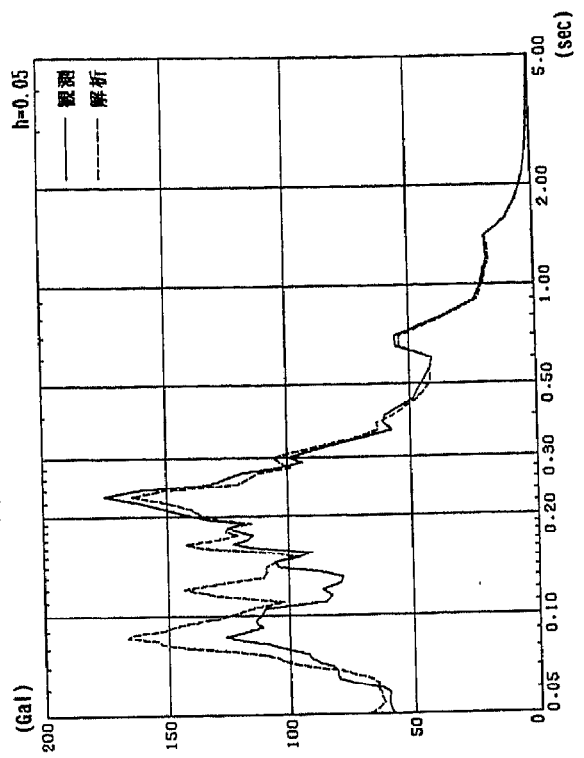
(a) 最大加速度分布



(b) 構造物 R 階 (1X)



(c) 構造物 2 階 (10X)



(d) 構造物地階 (2X)

図 4.6-9 最大加速度と加速度応答スペクトルの (境界要素法) (福島県沖 1985.8.12)

4.7 まとめ

埋込まれた地下壁に作用する地震時土圧の動特性を調べる目的で、当該構造物模型に対して埋土部分を掘削し、地下壁側面に土圧計を設置して埋戻し前後の振動実験を行い、引き続き地震観測を実施した。前章まで述べた振動実験はアナログ計測に基づいたデータ処理で行ったが、4章で述べた振動実験は関連技術を導入して精度の良いデータ処理による実験結果を得ることができた。これを機に、地盤を連続体として扱う軸対称FEMにより、構造物模型の埋戻し前後の振動実験の解析と観測記録のシミュレーションを行った。さらに、薄層要素法、境界要素法により構造物模型の埋込み部分の動的インピーダンスを求め振動実験結果との比較検討を行うとともに軸対称FEM解析で用いた観測記録のシミュレーションを行い薄層要素法と境界要素法の検証を行った。

軸対称FEMのモデル化にあたり、構造物模型は平面形状が正方形であり、円筒座標系に置き換える場合円筒の半径は面積が等価となる半径とした。柱からなる2階については、実験結果より2階部分の固有振動数14.7Hzが確認されており、この振動数に固有振動数が合致する壁厚を解析により決定した。構造物模型の軸対称FEMモデルの妥当性を検討するため実験結果の逆算より得られた動的インピーダンスを用いて周波数応答解析を行った結果、1次共振時の実験結果と良く対応しており軸対称FEMによる構造物模型の評価の妥当性が確認された。

軸対称FEMモデルの地盤境界は解析領域外への波動エネルギーの逸散を考慮した粘性境界を採用した。軸対称FEMモデルの地盤上に構造物模型の底面と同じ大きさの無質量剛基礎を水平と回転加振を行い解析的に求められた動的インピーダンスを実験結果の逆算で求めた動的インピーダンスと比較した。その結果、構造物模型直下の地盤にゆるみ層を設けると水平と回転の動的インピーダンスを表現することができたが地盤のポアソン比は $\nu=0.1$ というかなり小さな値となった。埋戻し前のシミュレーション解析結果では1次共振振動数と振幅は概ね実験値と一致した。埋戻し後の解析は埋戻し前の解析モデルに埋土部分のみ組み込んだ解析モデルにより行った。解析結果は1次共振振動数については実験値を再現していたが振幅はやや小さくなった。地盤をFEMで評価する場合、 ρ 、 V_s 、 ν ですべてのモデル化定数が決定されるためシミュレーション解析では地盤物性の値を慎重に評価する必要がある。

地震応答解析は埋戻し後の実験解析モデルを用いて行ったが実験解析モデルと異なる点は地震応答解析に用いる入力波をGL-23.5m位置の観測波とするため地盤モデルの深さはGL-23.5mまで考慮し、その位置を固定とした（振動実験解析はGL-20.0m位置に粘性境界を仮定した）。地盤の減衰定数は格子型モデルで用いたように外部減衰を併用し同じ値を仮定した。4地震を対象に最大加速度分布と $h=0.05$ の加速度応答スペクトルの比較で示したが、全体的な傾向を見ると解析結果は観測結果を再現しており、特に最大加速度分布が良く一致した2地震は加速度応答スペクトルにおいても比較的良く対応していた。

薄層要素法による解析は地盤を自由地盤と同じとし、構造物模型の埋込み部分と地盤が結合する節点を埋込み部分の地盤容積内に空間的に配置する容積法によるものとし、薄層要素法による点加振解を適用して動的インピーダンスを求めた。構造物模型は格子型モデル

ルに用いた質点系モデルとし、薄層要素法により求めた動的インピーダンスで支持した。ただし、埋込み部分は剛体として扱った。地盤のモデル化については薄層要素法を用いるため、地盤が平面的に均質であるという仮定がある。実地盤の埋込み部側方は各層ごとに埋土と地山の2重構造となっているが、解析上はこれを平面的に均質な等価な物性に置き換えてモデル化を行った。

薄層要素法により求めた動的インピーダンスは水平と回転が連成しており、実験結果から逆算した底面に集約した動的インピーダンスと直接比較することはできない。そこで、薄層要素法により求めた動的インピーダンスを実験値から逆算した動的インピーダンスと等価になるように底面に集約したものを求め実験値と比較した。水平ばねの虚部と回転ばねの実部が実験値に比べ若干大きくなっているが、傾向は実験値と概ね一致する結果となった。振動実験のシミュレーション解析結果として構造物模型各部の共振曲線と位相曲線で比較したが、低振動数領域において地下階床と1階床の位相遅れが実験結果に比べてやや大きいことを除けば、実験結果を良く再現した。

地震観測の解析に用いる入力波は構造物模型より10m離れた遠方地盤の構造物模型底面位置と同じGL-3mの観測波を自由地盤の波として評価した。薄層要素法では成層地盤の仮定があり、コントロール・ポイントは等価成層地盤の自由地盤の波として評価する必要があり、1次元波動理論を用いて入力波を等価成層地盤の波として入力変換を行った。解析結果として最大加速度分布、加速度応答スペクトルを比較した。軸対称FEMの入力方法とは異なるが、解析値と観測値は軸対称FEMの解析に比べ良い対応を示した。

境界要素法による解析は半無限弾性地盤に剛基礎が埋込まれているものとし、境界要素法により無質量埋込み剛基礎の動的インピーダンスを求めた。構造物模型は薄層要素法と同じく格子型モデルに用いた質点系モデルで埋込み部分を剛体とした。地盤モデルは薄層要素法を適用するために置換した等価成層地盤を基に均質地盤化して設定した。

境界要素法により求めた動的インピーダンスは薄層要素法により求めた結果と比較すると、実部は構造物～地盤連成系1次共振振動数付近で回転がやや大きめであるが概ね一致しており、虚部は全振動数領域で大きめの傾向を示した。薄層要素法では地盤の成層性が考慮されているが境界要素法により求めた動的インピーダンスは均質化して設定したことによるものと思われる。振動実験シミュレーション解析の結果として、構造物模型各部の共振曲線と位相曲線で比較したが、構造物模型下部において実験値と多少差があり、構造物模型の1次共振振動数が高くなっている。これは地盤剛性を若干剛めに評価しているためと思われるが、実験値の定性的傾向はほぼ表現していた。

地震観測解析に用いる入力波の評価方法は薄層要素法によるものと同様とした。解析結果として、最大加速度分布、加速度応答スペクトルを比較したが、薄層要素法による解析と同様の結果が得られ、解析値と観測値は比較的良い対応を示した。

第5章 地下壁に作用する地震時増分土圧の評価

5.1 はじめに

前章までは深く埋込まれた構造物の地盤との動的相互作用において水平動入力を受けたときの構造物の応答に着目した実験・解析検討について述べてきた。すなわち、第2章、第3章では構造物模型を対象に起振機を用いた強制振動実験結果と加速度計による地震観測記録を用いて、埋込み構造物の実現象把握と実用的解析手法の1つである質点系に置換した格子型モデルによるシミュレーション解析を行なった。さらに第4章では地盤を連続体として扱い、かつ構造物～地盤連成系の動的相互作用における3次元の影響を精度よく考慮できる軸対称FEM、薄層要素法、境界要素法等の各種解析法の適用性の検討を行ない、主に構造物の応答性状に着目した地震時挙動を把握することができた。第5章では埋込み構造物の地下部と周辺地盤の動的相互作用の結果生じる地震時の増分土圧（以下、土圧という）について土圧計測に基づく実測結果の分析とその解析について述べる。ここで対象とする土圧は地下壁面に対して直交方向の壁に作用する土圧である。構造物の耐震設計において、耐震壁の剛性評価では地震時のせん断応力を受ける壁の面内剛性が重要な要素であるが、地下壁のように地盤と接する部位では地盤の慣性力を直接受けて地下壁の面外方向の局所破壊を引き起こす要因となるばかりでなく、地盤からの慣性力は地下部のせん断壁にも影響を与える。本章では構造物模型の地下部側面に土圧計を設置して地震観測を行ない、その実測結果ならびにシミュレーション解析から土圧の面的な分布性状及び相対する地下壁に作用する土圧の位相特性について述べる。

5.2 地下壁側面の土圧計設置

地下壁に作用する荷重として土圧と水圧がある。このうち土圧に関しては、長期荷重としての静止土圧と、短期荷重としての地震時の土圧の2種類がある。静止土圧や地震時の土圧は地下壁の設計上重要な外力であるが実測例はそれほど多くない。そこで既設構造物模型を用いて埋土を掘削し、地下壁側面に土圧計を設置した後埋戻し工事を行った。その際、埋戻し前後に起振機を用いた強制振動実験を行い、引き続き土圧計測を含む地震観測を行なった。ただし、土圧計測を除く振動実験結果と引き続き実施した地震観測等の解析については第4章に述べた。ここでは地震時の土圧に着目した解析検討について述べる。

5.2.1 土圧計設置と埋戻し方法

構造物模型はすでに砂で埋込まれており、土圧計設置のため地山を残して掘削した。土圧計は図5.2-1に示すように壁面を $\phi 250\text{mm}$ で削孔して土圧計の受圧面と壁面が一致するように設置した。土圧計の仕様を表5.2-1に示す。設置後は表5.2-2⁷⁹⁾の特性を有する砂で埋戻した。埋戻しは3mの深さを12層に分割し1層(25cm)ずつ砂をまき出し、転圧機により5回ずつ転圧して締め固められた。各層の転圧終了後に測定した砂置換法による密度試験結果から埋戻し砂はほぼ一様に締め固められており、平均密度は $\gamma_t=1.78\text{gf/cm}^3$ 、含水比 $w=9.0\%$ であることを確認した。埋戻し終了後に行なったPS検層結果およびポアソン比を

表5.2-3に示す。ポアソン比 ν はほぼ0.10~0.43の間に分布しており平均値は約0.3であった。

5.2.2 静止土圧の実測

土圧計の設置位置を図5.2-2に示す。土圧計は東西南北の各地下壁に合計24ヶ設置した。静止土圧は埋戻し工事中から測定を開始した。埋戻し工事の進行にともなう静止土圧分布の変化を図5.2-3に示す⁷⁹⁾。(a)~(c)は転圧終了直後の静止土圧分布であり、(d)は転圧終了から2日経過した状態の静止土圧分布である。埋戻し工事の進行にともない、地下壁下部の静止土圧は小さくなり、静止土圧分布は静水圧分布にはならないことが分かる。また、転圧終了直後は地表付近の静止土圧がかなり大きくなっているが、時間が経過すると小さくなり、地表付近では静水圧分布となっている。第2章で最初の埋戻し工事に伴う静止土圧を図2.4-2に示しているが、図5.2-3(d)と比較すると地表付近の静水圧分布の傾向はほぼ対応しているが、地下壁下部の静止土圧には差がみられる。静止土圧は締め固めの方法により左右されると考えられる。埋戻し後の埋土の地盤調査による埋土下部のせん断波速度 V_s と比較すると前回は図2.4-5に示すように $V_s=180\text{m/sec}$ 、今回は図4.4-9に示すように $V_s=120\text{m/sec}\sim 134\text{m/sec}$ であった。この剛性の差が影響している可能性はある。

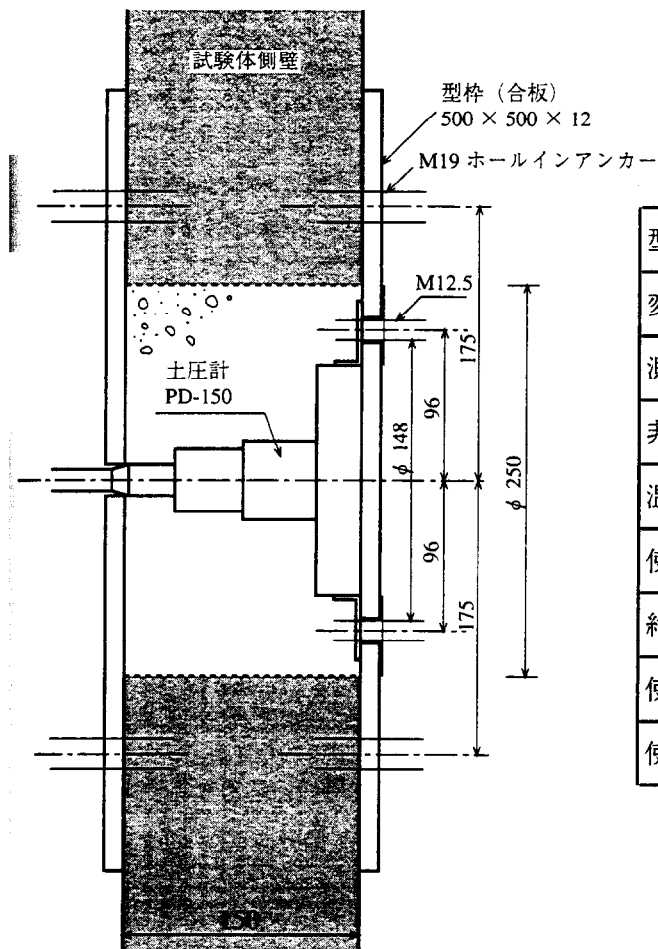


表 5.2-1 土圧計の仕様

型式	PD150
変換方式	3次コイル式差動トランス
測定範囲	1kgf/cm ²
非直線性	1%F.S
温度特性	0.1%/°C
使用温度範囲	-5°C ~ +60°C
絶縁抵抗	50MΩ以上 機器単体
使用コード	6×0.5mm ² クロロプレンシース
使用測定器	MD-1D, MD-2D, AD型増幅器 (動的測定用)

図 5.2-1 側壁土圧計取付け図

表 5.2-2 埋土の諸特性

粒度特性(%)				土粒子比重 Gs	最大・最小密度(gf/cm ³)		最大粒径 (mm)	平均粒径 d ₅₀ (mm)	均等係数 (U _c)
粘土分	シルト分	砂分	礫分		γ _{t dmin}	γ _{t dmax}			
0.5	2.5	32.8	14.2	2.686	1.382	1.724	19.1	0.67	3.67

表 5.2-3 PS 検層結果およびポアソン比

深度(m)	速度(m/sec)		ポアソン比
	P波	S波	
0.0~0.5	140	90	0.15
0.5~1.0	190	100	0.31
1.0~1.5	230	110	0.35
1.5~1.85	220	100	0.37
1.85~2.5	340	120	0.43
2.5~2.85	190	120	0.17

深度(m)	速度(m/sec)		ポアソン比
	P波	S波	
0.0~0.5	110	80	0.10
0.5~1.0	210	80	0.42
1.0~1.5	250	120	0.35
1.5~1.96	230	120	0.31
1.96~2.5	230	120	0.31
2.5~2.96	240	150	0.18

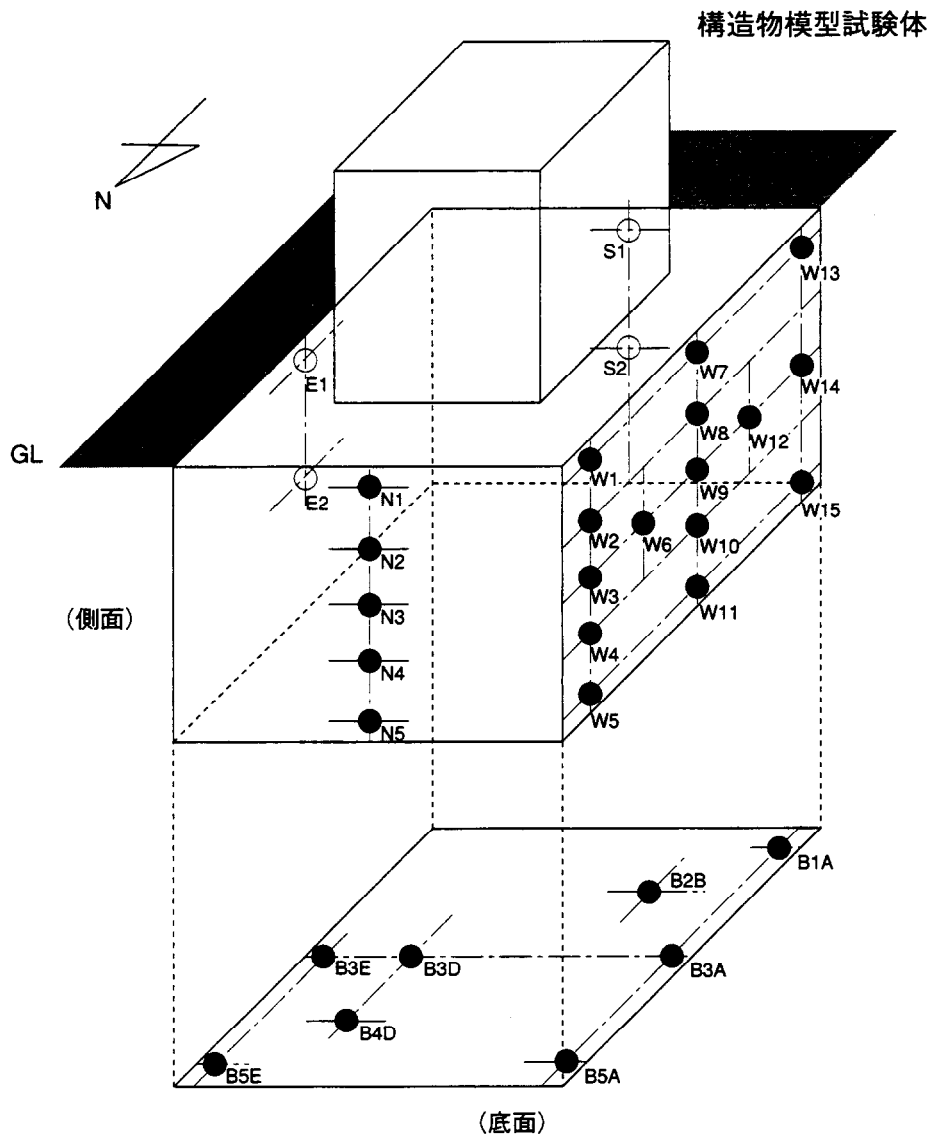


図5.2-2 土圧計設置位置

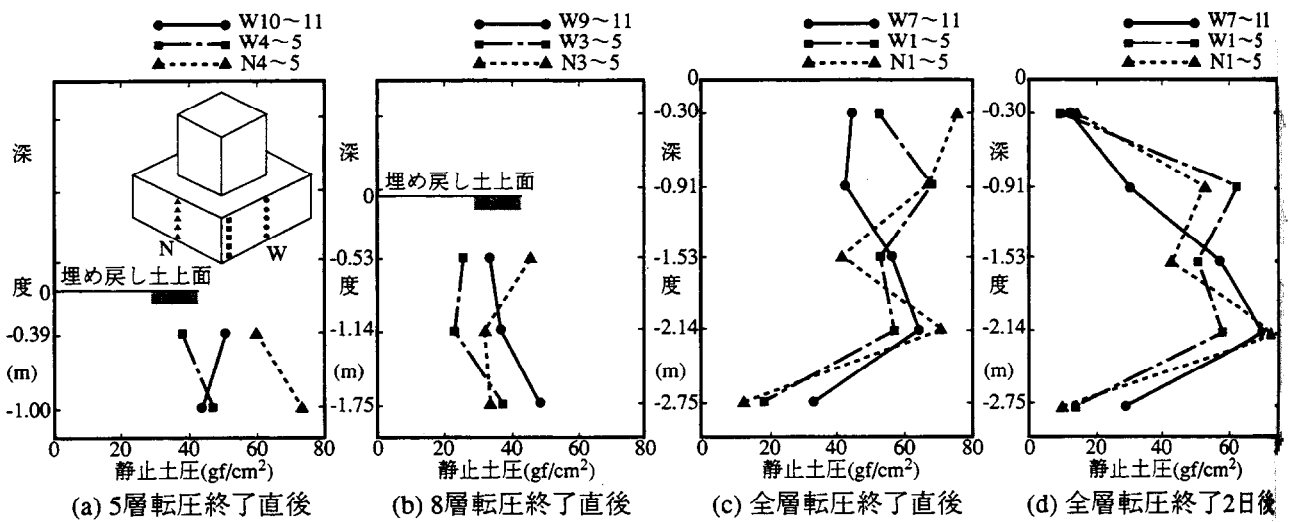


図5.2-3 埋戻し工事の進行に伴う土圧分布の変化

5.3 地震時土圧の3次元効果に関する検討

地盤に深く埋込まれた構造物は3次元的な挙動を示す。したがって前章まで述べてきた構造物～地盤連成系の動的相互作用の検討では構造物から3次元的に逸散する波動エネルギーの挙動を考慮した解析を行なっている。しかしながら、これらの検討は構造物模型の応答に及ぼす影響を取り入れているが、構造物模型の地下部は質点系モデルや剛体に置換されていたり、軸対称FEMでは円筒形にモデル化されている。ここで対象としている構造物模型の地下壁面に作用する地震時の土圧の解析では地盤の3次元評価のみならず、構造物模型も3次元で評価できるモデル化が必要となる。このため、ここでは3次元FEMモデルによる検討を行なう。

5.3.1 解析方法

地下壁に作用する地震時の土圧を把握するため図5.2-2に示すように壁面に平面的に土圧計を配置して地震観測を行った。土圧の面的な分布性状を解析的に捉えるため、3次元FEMモデルを用いて検討する。しかしながら実施設計時に地震時の土圧を動的解析により評価する場合、耐震設計モデルとして実用上2次元FEMが用いられる。そこで構造物模型の振動実験のシミュレーション解析で3次元FEMモデルの妥当性を確認したのち、観測記録を用いた2次元FEM、3次元FEMによる地震応答解析を行い、実測結果と解析結果を比較して土圧の3次元効果の検討を行なう。図5.3-1に検討フローを示す。

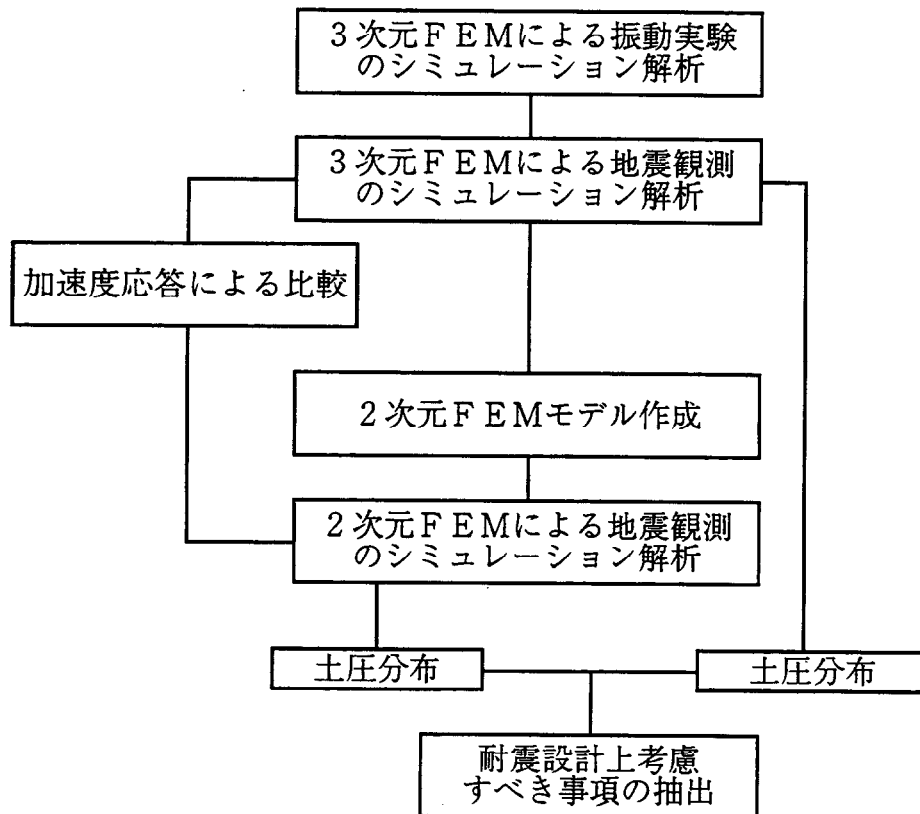


図5.3-1 検討フロー

5.3.2 解析モデルと解析条件

(1)振動実験解析（3次元FEMモデル）

構造物模型と地盤を含めた3次元FEMモデルによる解析は1/4対称モデルで行なう。図5.3-2に構造物～地盤系全体のFEMモデルの要素分割を、図5.3-3に構造物模型と近傍地盤の要素分割を示す。地盤はソリッド要素を用いる。また、構造物模型の各部位の要素は図5.3-4に示すように、基礎版はソリッド要素を、床スラブおよび壁はシェル要素を、2階柱は曲げせん断ビーム要素を用いるものとする。また、西面側壁の要素分割と土圧計位置の対応を図5.3-5に示す。土圧計位置は要素の中心位置に対応させた要素分割とし、ソリッド要素の要素中心の応力を土圧の値とする。地盤の境界面には、粘性境界としてのダッシュポットを付ける。

解析条件を以下に示す。

- i)解析は埋戻し前と埋戻し後の2ケース行なう。
- ii)減衰定数は材料減衰とし、構造物模型に $h=0.02$ 、地盤に $h=0.02$ を仮定する。
- iii)構造物模型直下および埋戻し底の下に層厚100cmの補正領域を仮定する。補正領域には、以下の物性値を与える。
補正領域： $V_s = 175\text{m/sec}$ 、ポアソン比 $\nu = 0.15$
- iv)埋土はPS検層結果のせん断波速度を基に厚さ平均とし、またポアソン比は一律 $\nu = 0.3$ として、各要素に与える。

図5.3-6に補正領域と埋土を、表5.3-1に構造物模型および補正領域・埋土を含む地盤の物性値を一覧にして示す。

(2)地震観測解析（2次元FEM、3次元FEMモデル）

2次元FEMモデルの解析は1/2対称モデルで行なう。図5.3-7に2次元FEMモデルの要素分割を示す。解析では図5.3-8に示すごとく2種類の境界条件を有するモデルを設定した。すなわち構造物模型部分の面外ダンパーを考慮しない場合（Case-1）と、3次元FEMモデルと比較する観点から構造物模型面外からの逸散を考慮した場合（Case-2）である。

3次元FEMモデルによる振動実験解析では地盤モデルの底面境界はダッシュポットを付けているが、地震観測の解析では2次元FEM、3次元FEMモデルとも地盤モデル底面にGL-23.5mの観測値を実動（E+F）として入力し、同時に自由地盤の単位土柱の応答を求め、面内、面外ダンパーを介して両モデルに入力する。解析に用いた減衰定数は以下の値とした。

・構造物模型	$h = 0.02$	材料減衰
・地盤	$h = 0.01$	材料減衰
	$\beta = 8.0 (1/\text{sec})$	外部減衰（地盤1次で $h = 0.15$ ）

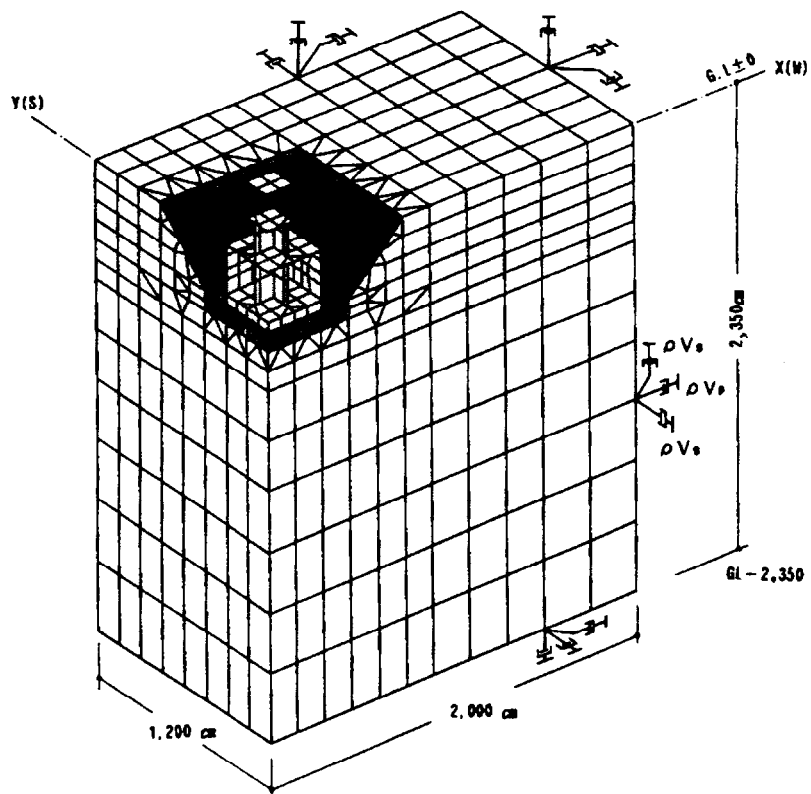


图 5.3-2 構造物—地盤系全体要素分割図

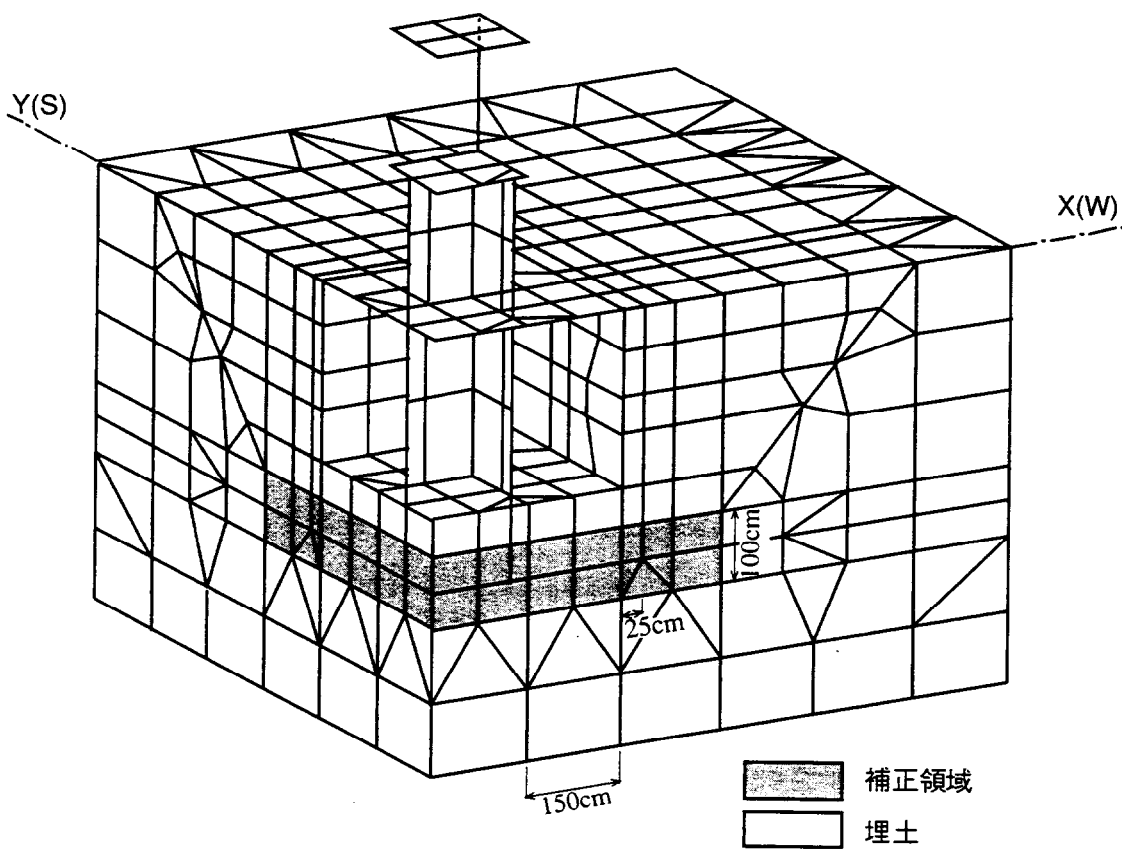


图 5.3-3 構造物近傍要素分割図

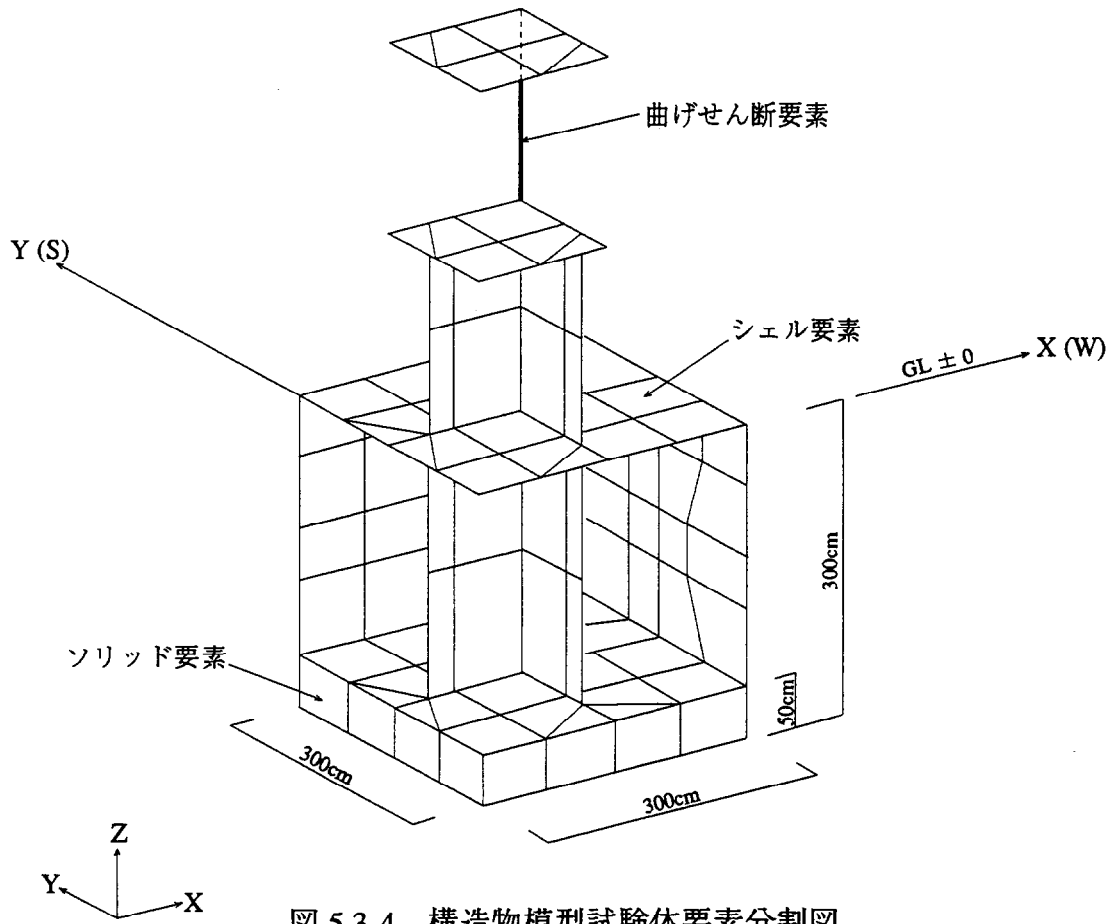


図 5.3-4 構造物模型試験体要素分割図

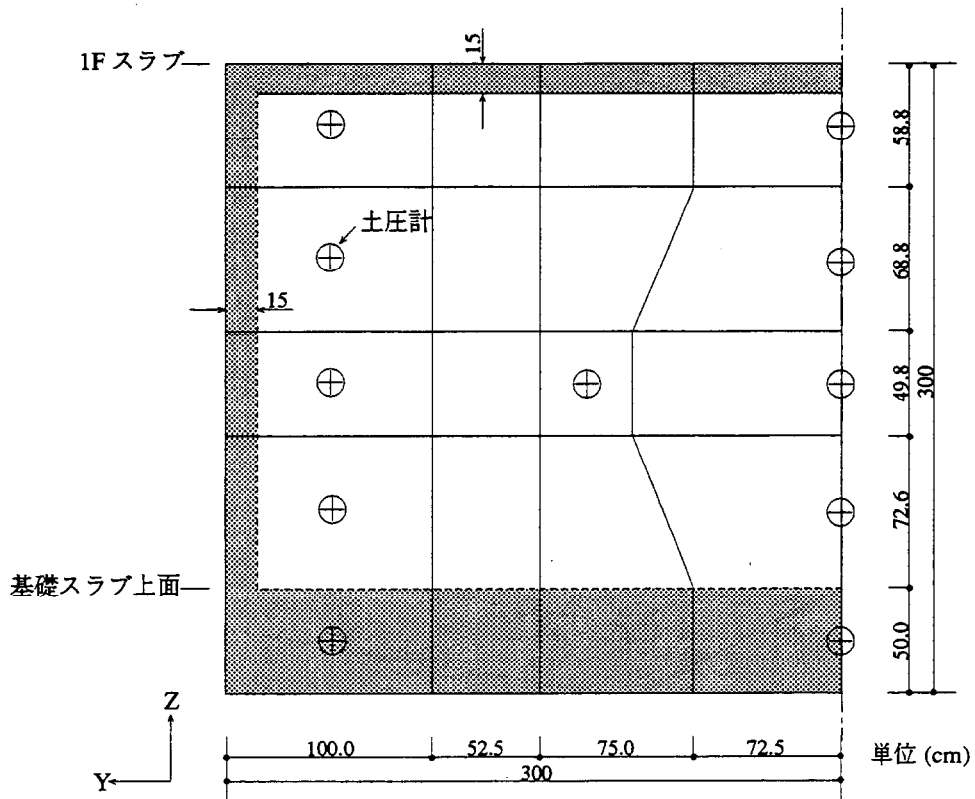


図 5.3-5 加振直交壁 (W 側壁) の FEM 要素分割と土圧計設置位置

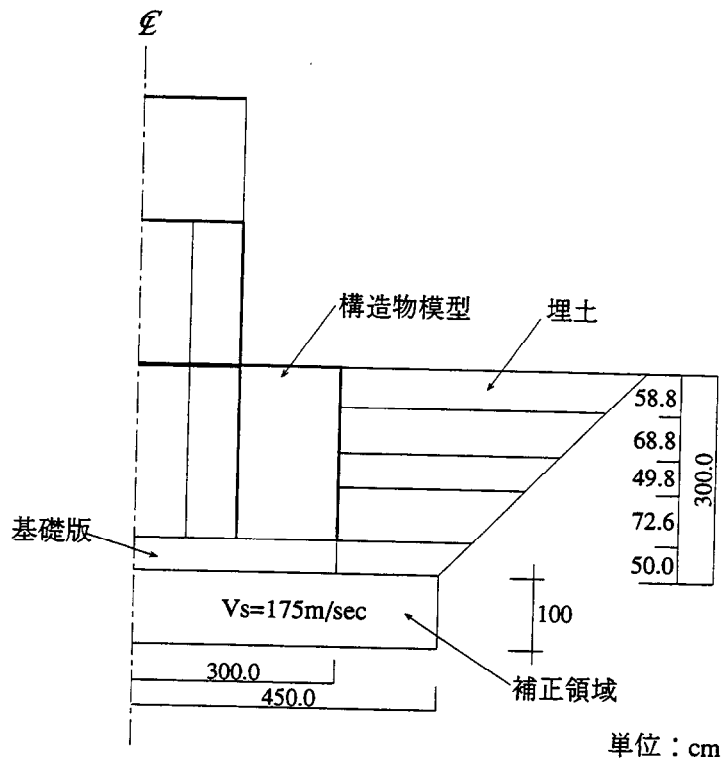


図 5.3-6 補正領域と埋土

表5.3-1 物性一覧

		ヤング係数 E (ton/cm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 ρ (t/m ³)	せん断波速度 Vs (m/sec)	
試験体		320	0.167	2.4	—	
地盤	補正領域	1.28	0.15	1.78	175	
	埋土	GL±0~-58.8cm	0.348	0.3	1.78	86
		GL-58.8~-127.6cm	0.471	0.3	1.78	100
		GL-127.6~-177.4cm	0.590	0.3	1.78	112
		GL-177.4~-250.0cm	0.666	0.3	1.78	119
		GL-250.0~-300.0cm	0.858	0.3	1.78	135
	GL±0~-600cm	3.17	0.294	1.65	270	
	GL-600~-1400cm	5.75	0.475	1.75	330	
	GL-1400~-2350cm	8.86	0.426	1.65	430	

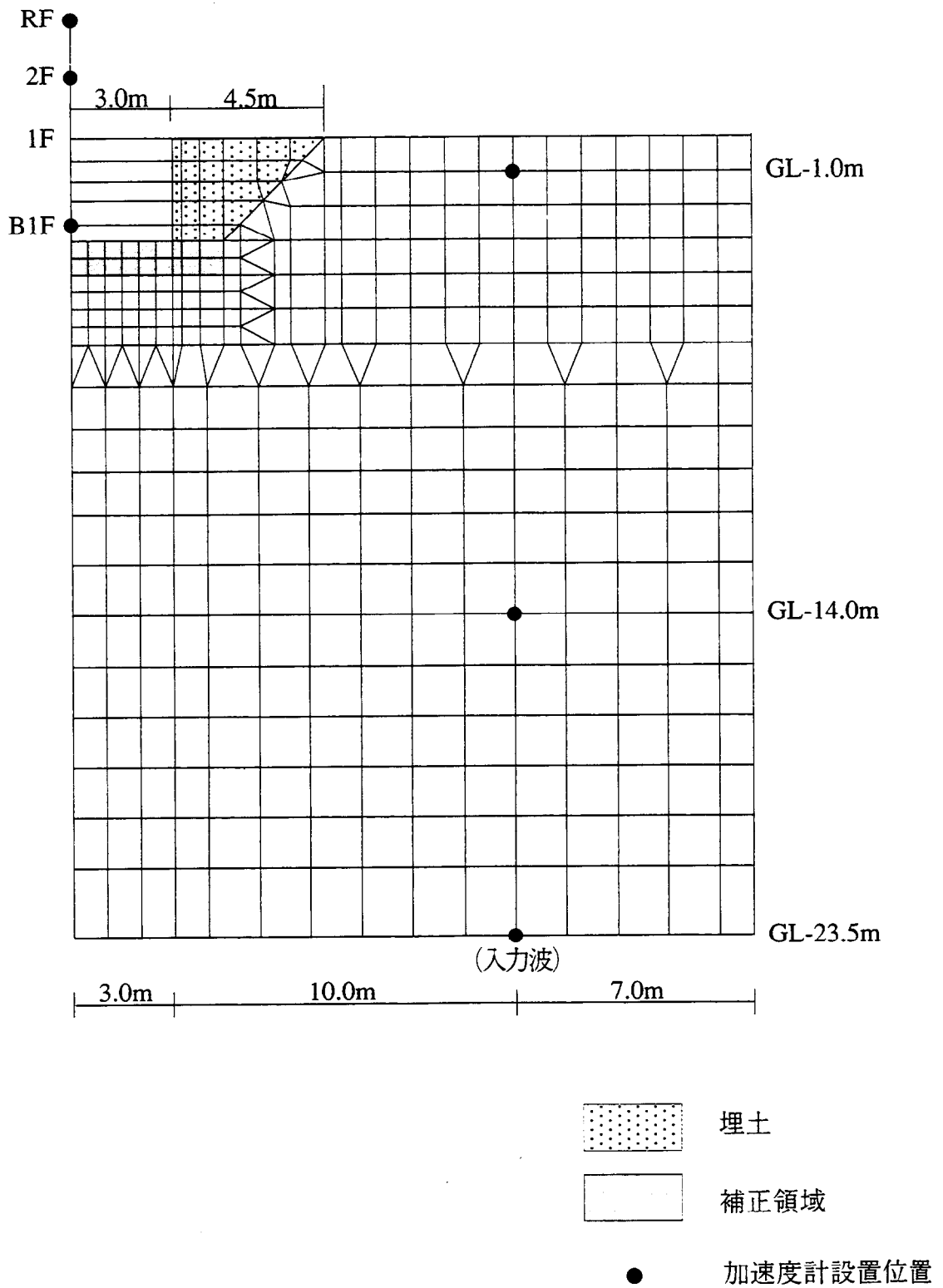
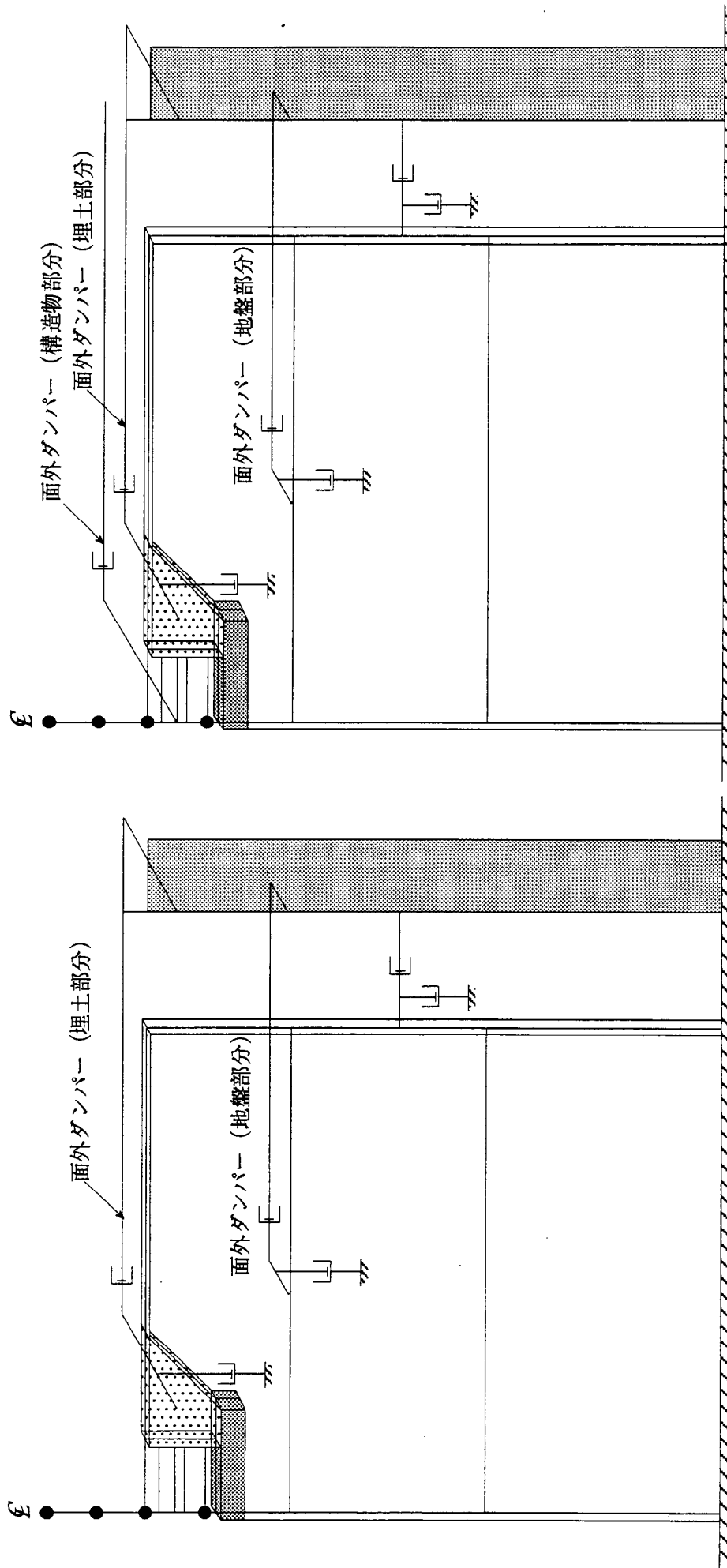


図 5.3-7 2次元 FEM モデル要素分割図



a) 構造物面外ダンパー無し CASE-1
 b) 構造物面外ダンパー有り CASE-2

図 5.3-8 2次元 FEM モデル面外ダンパー

5.3.3 解析結果

(1)振動実験解析

図5.3-1に示した検討フローに従い、3次元FEMによる土圧の検討を行う前に3次元FEMモデルの妥当性をみるため、埋戻し前後の振動実験結果のシミュレーション解析を行った。ここでは、埋戻し前振動実験結果のシミュレーション解析が実験値と一致するように図5.3-3に示す構造物模型近傍の補正領域に関するパラメータスタディを行い、図5.3-6に示す補正領域の物性値を決めている。これより図5.3-9と図5.3-10に示す共振曲線、位相曲線が得られた。実験値と解析値は極めて良く一致しており3次元FEMモデルの妥当性を確認した。

(2)地震応答解析

a. 構造物模型の応答

地震時動土圧を見る前に、2次元FEMモデルと3次元FEMモデルによる地震時の構造物模型の応答に着目したシミュレーション解析を行った。対象地震波は表5.3-2に示す3地震とした。地震の規模はM=6.5前後であるが、深さ、震央距離に差があり、自由地盤の地表で約20Gal、60Gal、120Galとなる加速度レベルにかなりの差が見られる地震である。

解析は2次元FEMモデル、3次元FEMモデルとも5.3.2の解析条件に示したようにGL-23.5mの観測記録を入力地震動とした。さらに、自由地盤の応答もダンパーを介して入力している。図5.3-11～図5.3-13に地下階床の時刻歴波形と加速度応答スペクトル(h=0.05)を観測値と比較して示した。2次元FEMモデルで構造物模型の面外ダンパーの有無による影響は、ダンパーを介して構造物への入力を増大させたり、地盤への逸散減衰効果によって構造物模型の応答を減衰させたりするため、構造物模型の地震時応答へ及ぼす影響の定性的な把握は難しい。しかしながら当該構造物模型においては構造物模型の面外ダンパーの影響は小さい。2次元FEMモデルと3次元FEMモデルの解析値はほぼ対応している。また観測値と2次元FEMモデル、3次元FEMモデルの解析値の一致度は概ね良い傾向を示している。

表5.3-2観測記録波の諸元

No.	発震日	震央位置	東経 北緯	M	深さ (km)	震央距離 (km)	地表最大値 (Gal)
1	1985. 3.29 01:07	秋田県北部	140°35.2' 40° 17.7'	6.5	164	322	16.1
2	1985. 8.12 19:40	福島県沖	141°53.7' 37°06.1'	6.4	52	82	60.7
3	1987. 4. 7 20:18	福島県沖	141°54.0' 37°17.0'	6.6	37	78	124.9

$\times 10^{-6}m/ton$

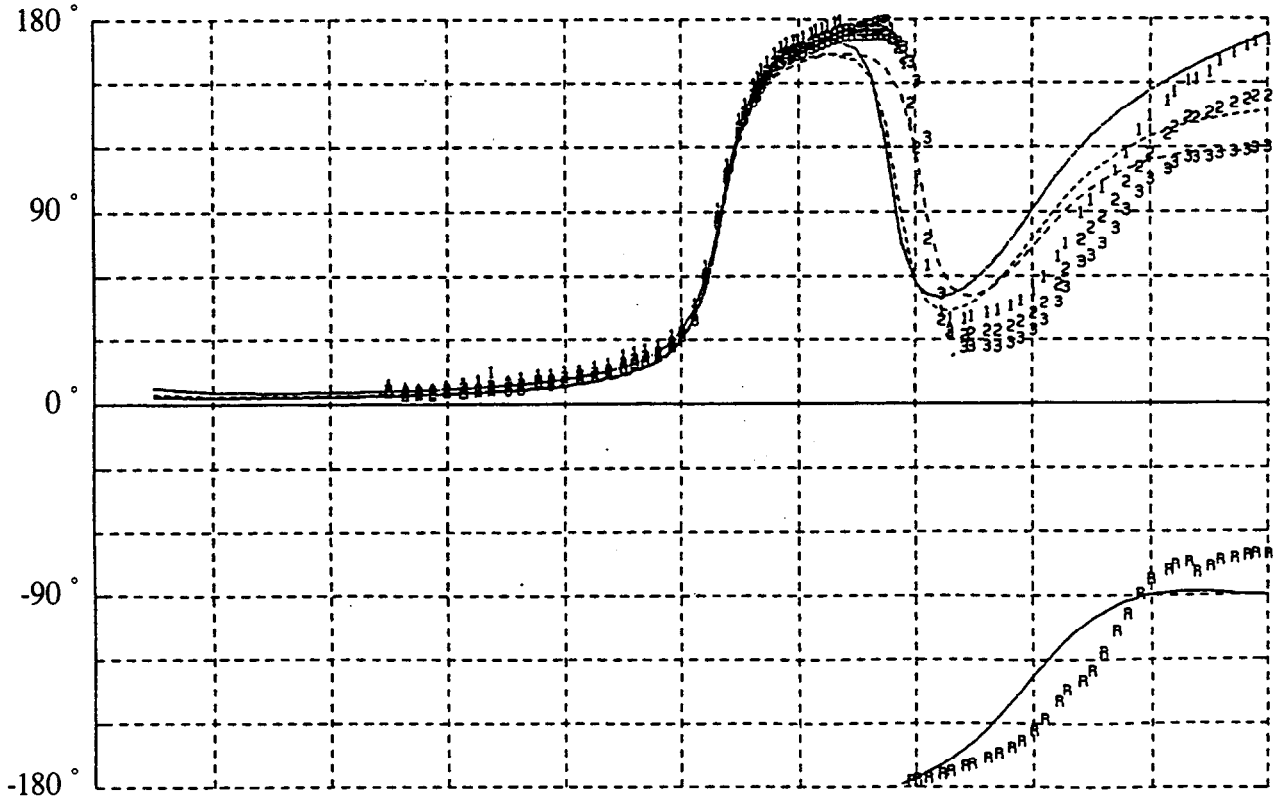
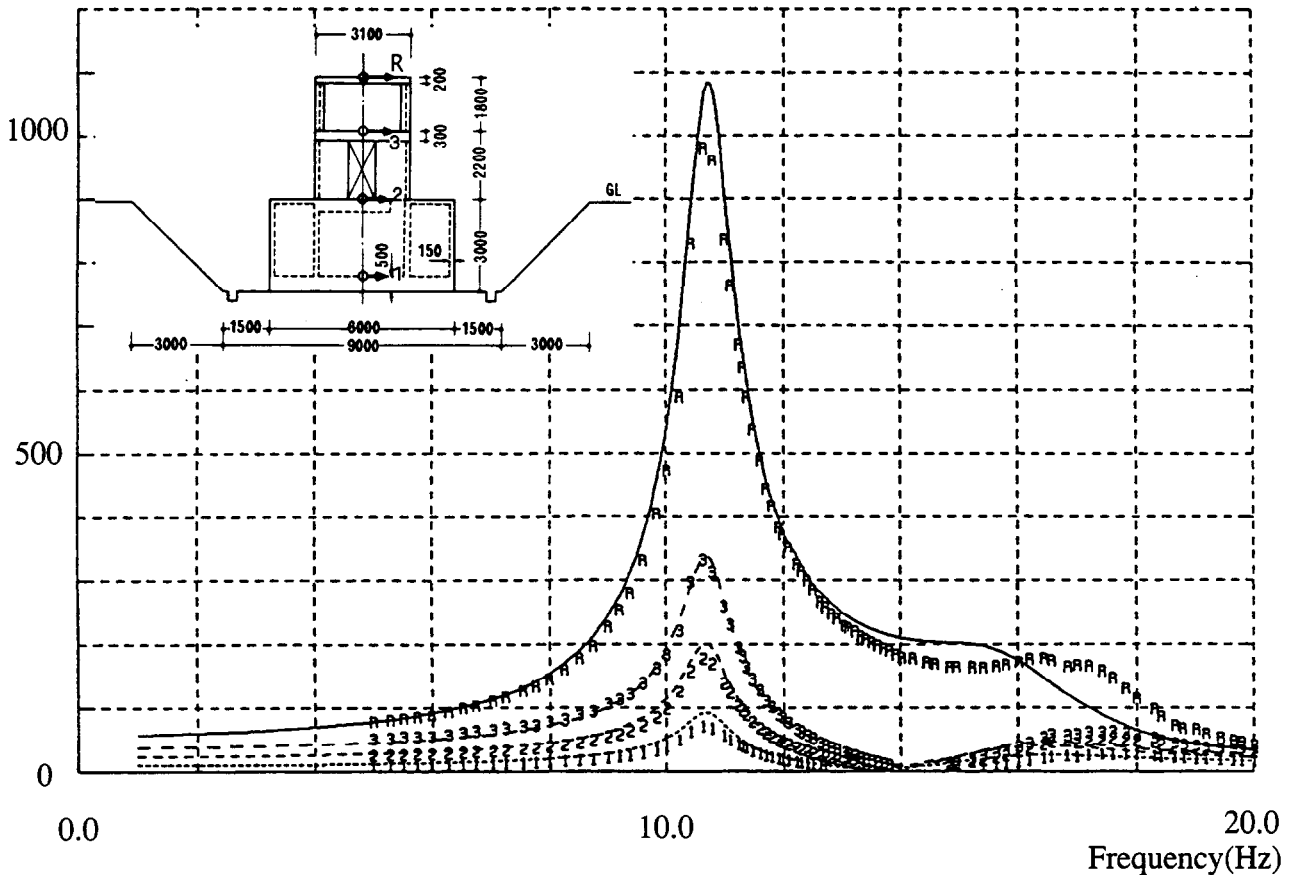


図 5.3-9 埋戻し前共振・位相曲線 (3次元 FEM)

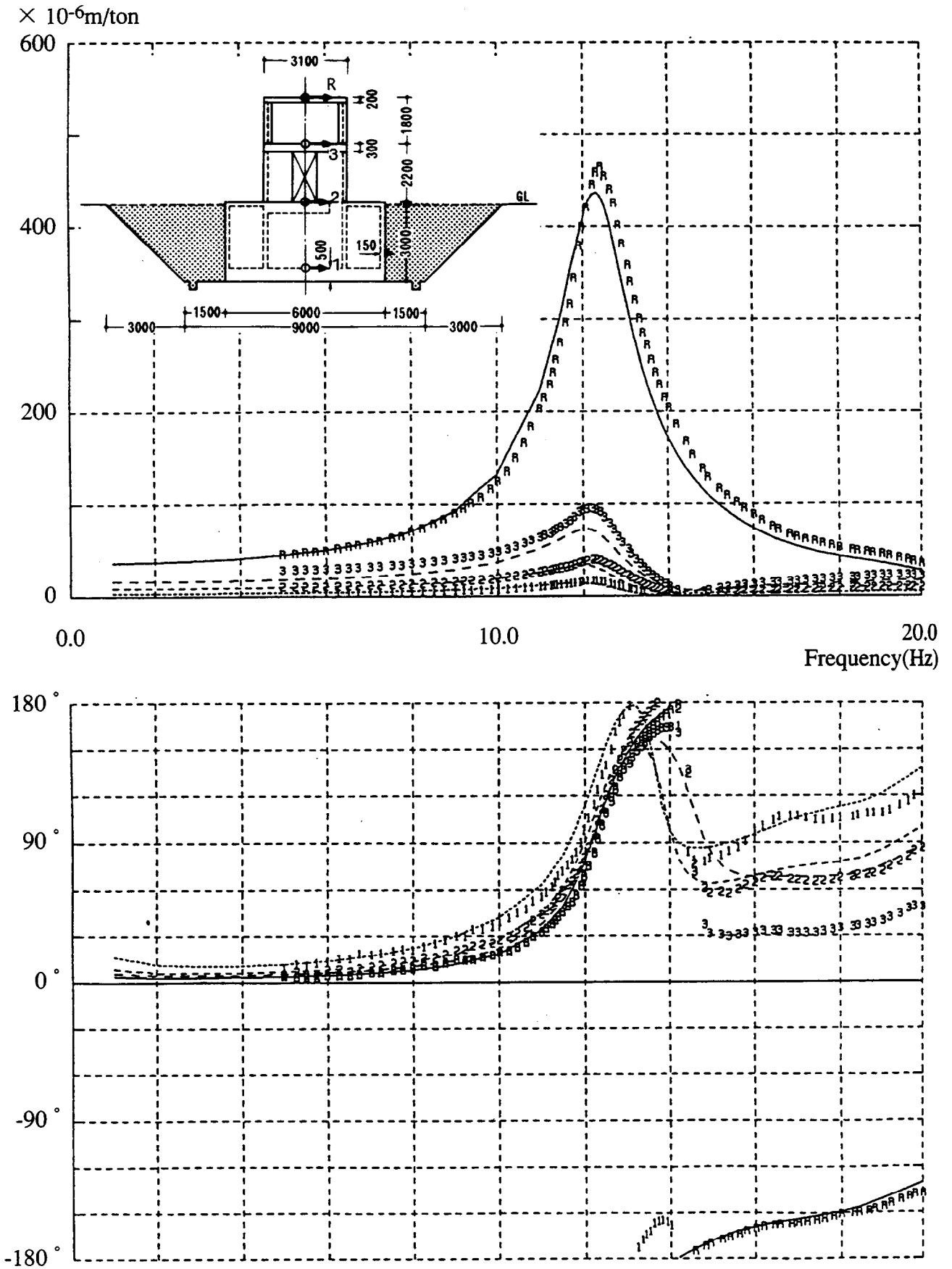
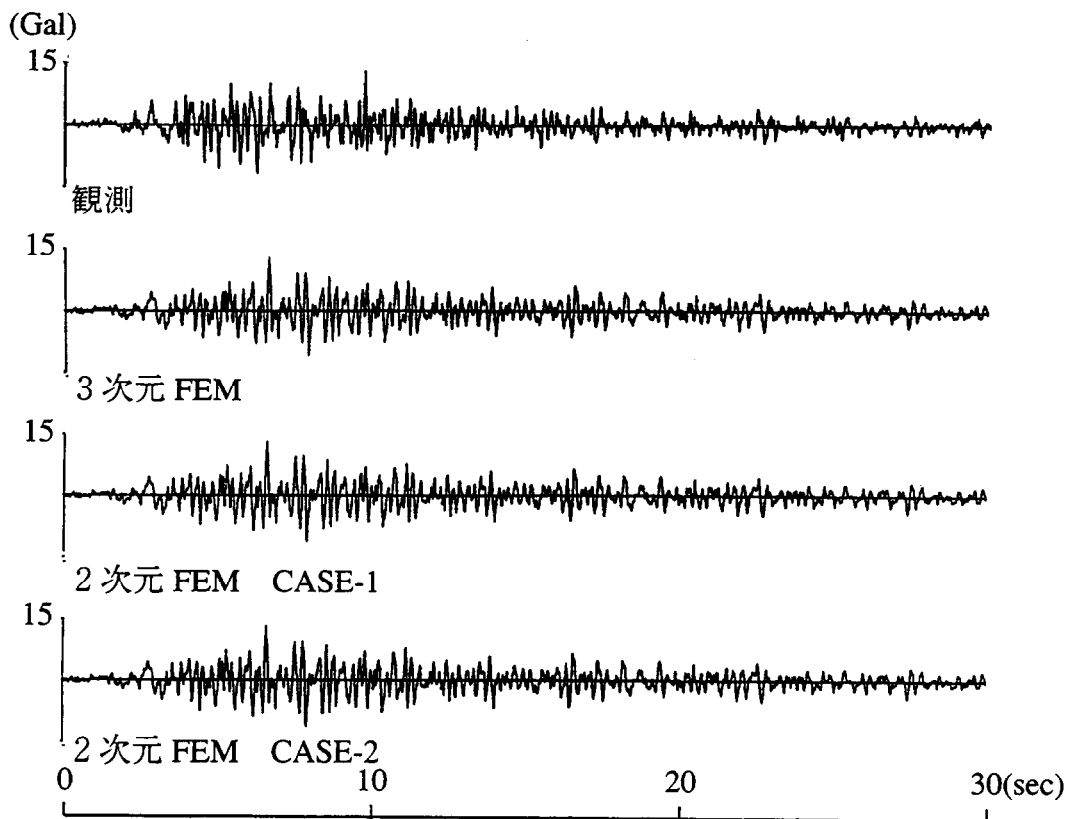
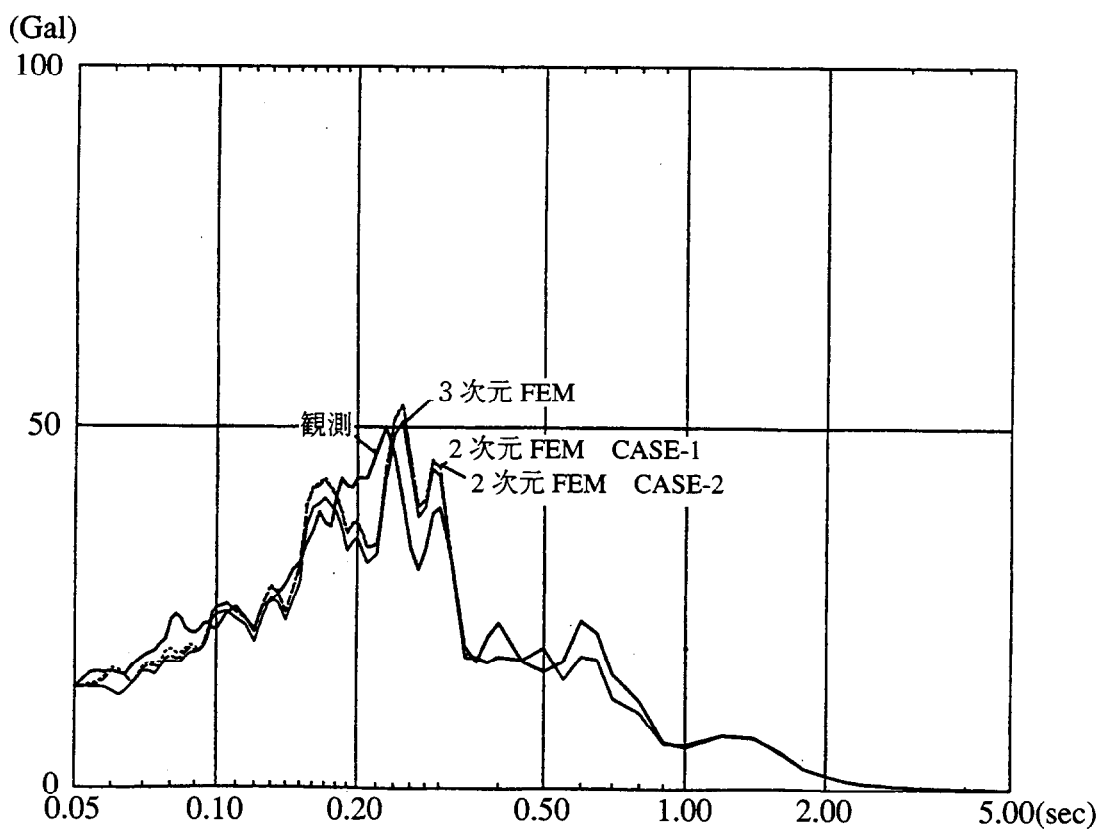


图 5.3-10 埋戻し後共振・位相曲線 (3次元 FEM)

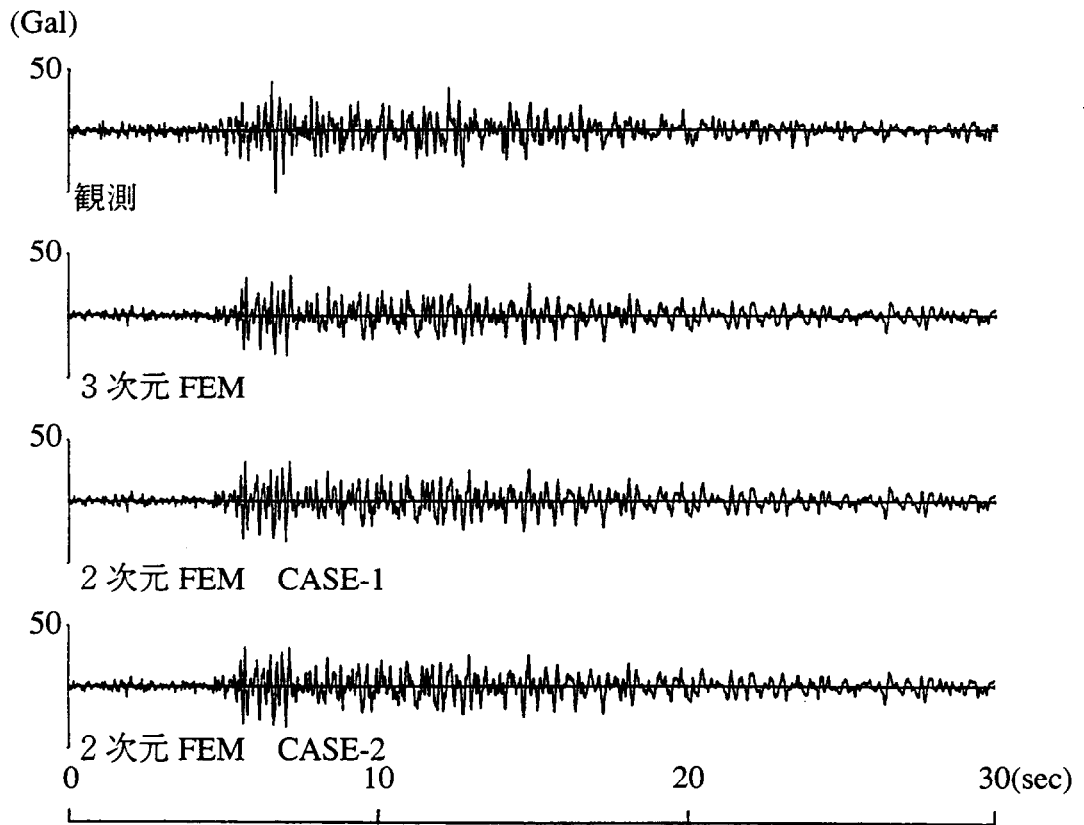


(a) 時刻歴波形

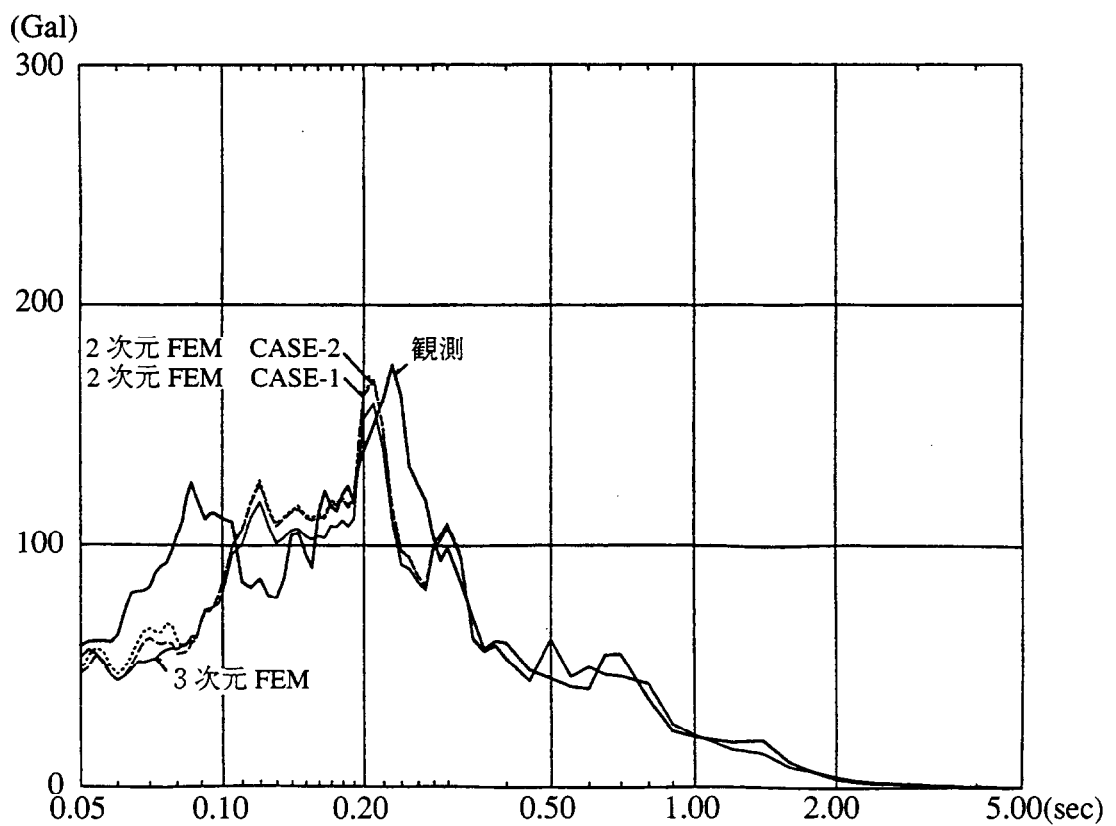


(b) 加速度応答スペクトル 秋田県北部 85.03.29 B1F

図 5.3-11 2次元 FEM と 3次元 FEM の比較 (秋田県北部 1985.3.29 B1F)

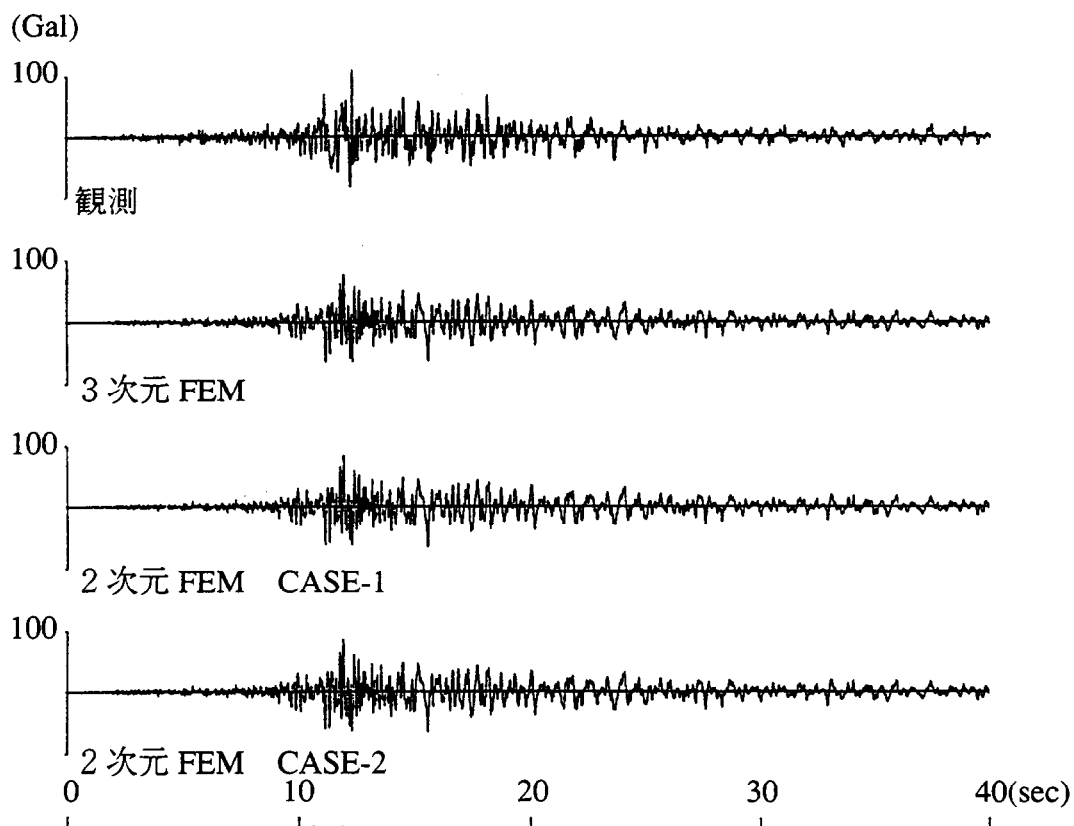


(a) 時刻歴波形

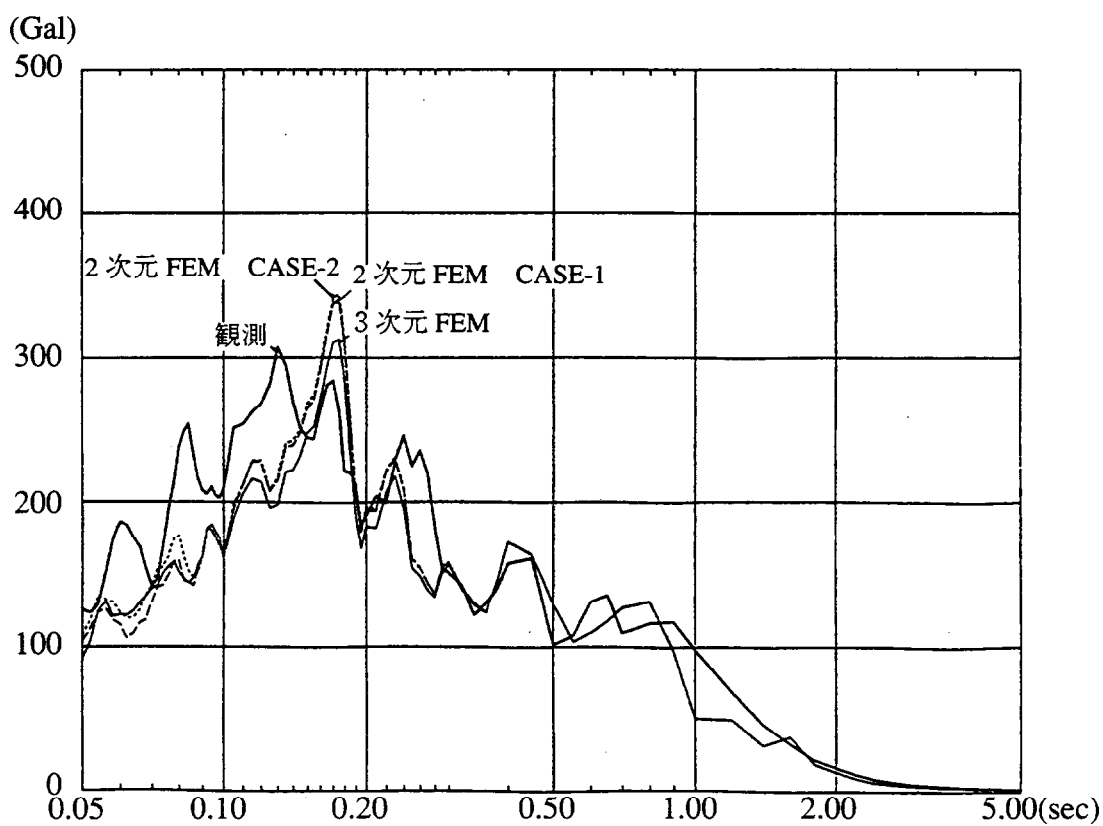


(b) 加速度応答スペクトル 福島県沖 85.08.12 B1F

図 5.3-12 2次元 FEM と 3次元 FEM の比較 (福島県沖 1985.8.12 B1F)



(a) 時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル 福島県沖 87.04.07 B1F

図 5.3-13 2次元 FEM と 3次元 FEM の比較 (福島県沖 1987.4.7 B1F)

b. 最大土圧分布

2次元FEMモデルの境界条件2種（構造物模型面外ダンパーの有無）と3次元FEMモデルの解析値と観測値の最大土圧分布を図5.3-14～図5.3-16に示した。

以下に、解析値ならびに観測値の比較結果を示す。

- i)各図中(a)に2次元FEMモデルと3次元FEMモデルの比較を示したが、3次元FEMモデルでは壁の端が大きく、中央に向かって小さくなる。2次元FEMモデルと比較すると3次元FEMモデルの壁端の大きい分布よりさらに大きな値を示す。
- ii)各図中(b)～(c)に3次元FEMモデルと観測値を比較したが中央部、端部ともかなり良い対応を示している。
- iii)各図中(d)～(f)に①層目、③層目、⑤層目の水平断面における解析値を比較したがいずれも3次元FEMモデルと観測値の対応は良い。2次元FEMモデルは3次元FEMモデルで大きい端部より若干大きい値を示している。したがって壁中央部では2次元FEMモデルによる動土圧は3次元FEMモデルならびに観測値の動土圧よりかなり大きな値を示している。

(3)考察

地震時の地下部外壁に作用する土圧を2次元FEMモデルで評価する妥当性を構造物模型における実地震観測記録の3次元FEMモデルによるシミュレーション解析を介して検討し、次に示す結果が得られた。

- i)3次元効果が顕著に現れる振動実験のシミュレーション解析を3次元FEMモデルにより行い、実験値と良く一致する結果が得られた。
- ii)2次元FEMモデルで構造物模型の面外ダンパーの有と無の2モデルを設定し、3次元FEMモデルと同じ定数を用いて観測記録波のシミュレーション解析を行い構造物模型の加速度応答スペクトルで比較した。2次元FEMモデルで面外ダンパーの影響は少ないことが分かった。また3次元FEMモデルともほぼ等価な応答値を示し、かつ観測結果とも概ねよい傾向が得られた。
- iii)地下壁の土圧の面的な分布は3次元FEM解析によると両端で大きく中央で小さくなる傾向が得られ観測値と対応している。
- iv)2次元FEMモデルで評価される土圧は、3次元FEMモデルで土圧が大きくなる地下壁の端部の土圧よりさらに大きくなっており、また全体的に観測値よりも大きな値を示している。また中央部においても3次元FEMモデルより2次元FEMモデルの土圧は大きい。

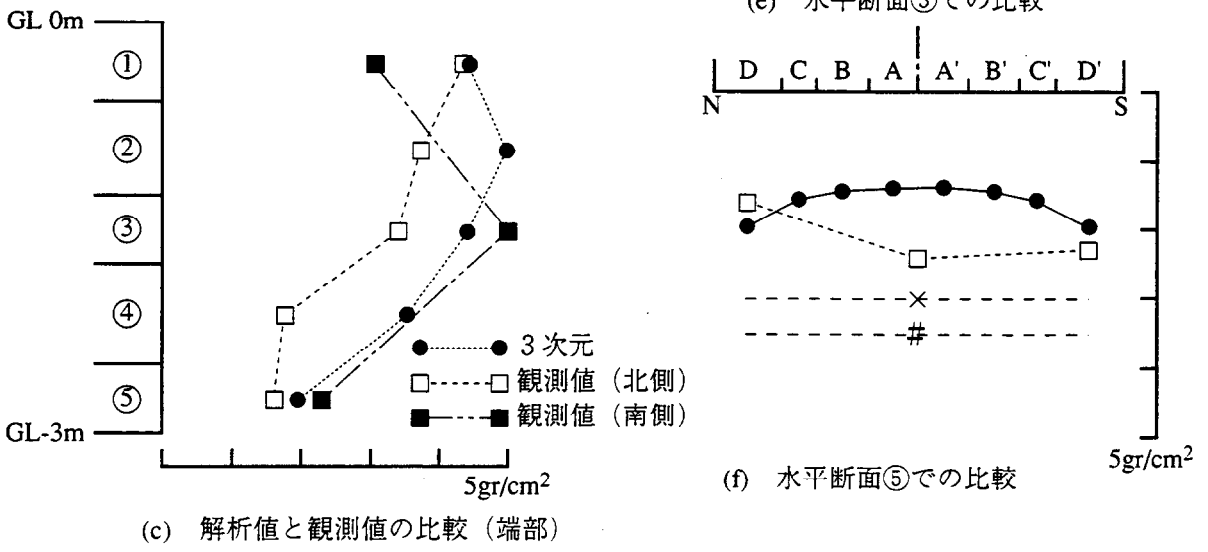
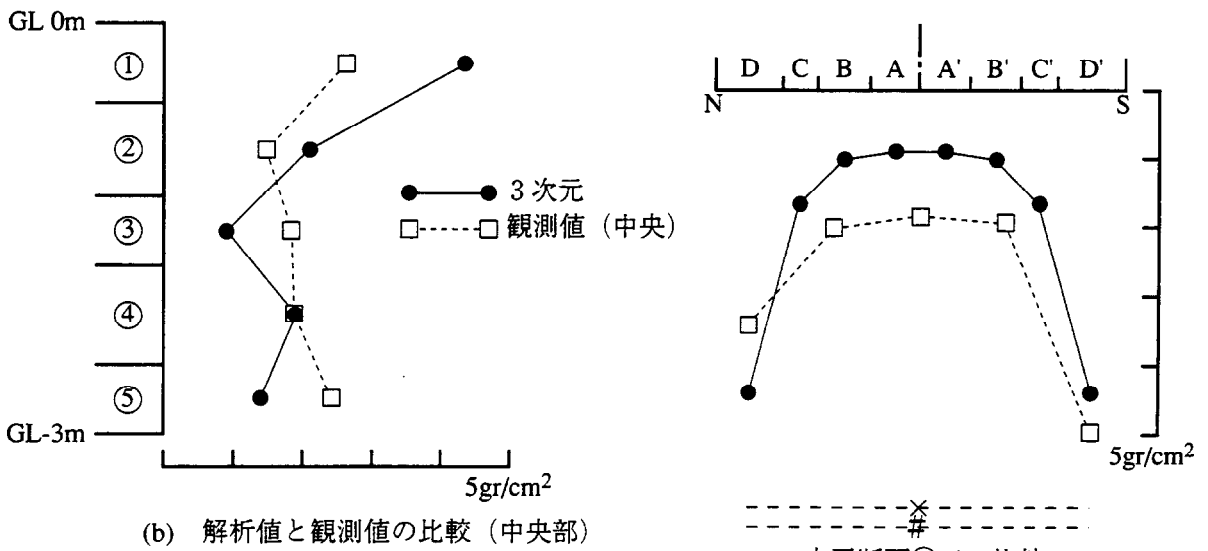
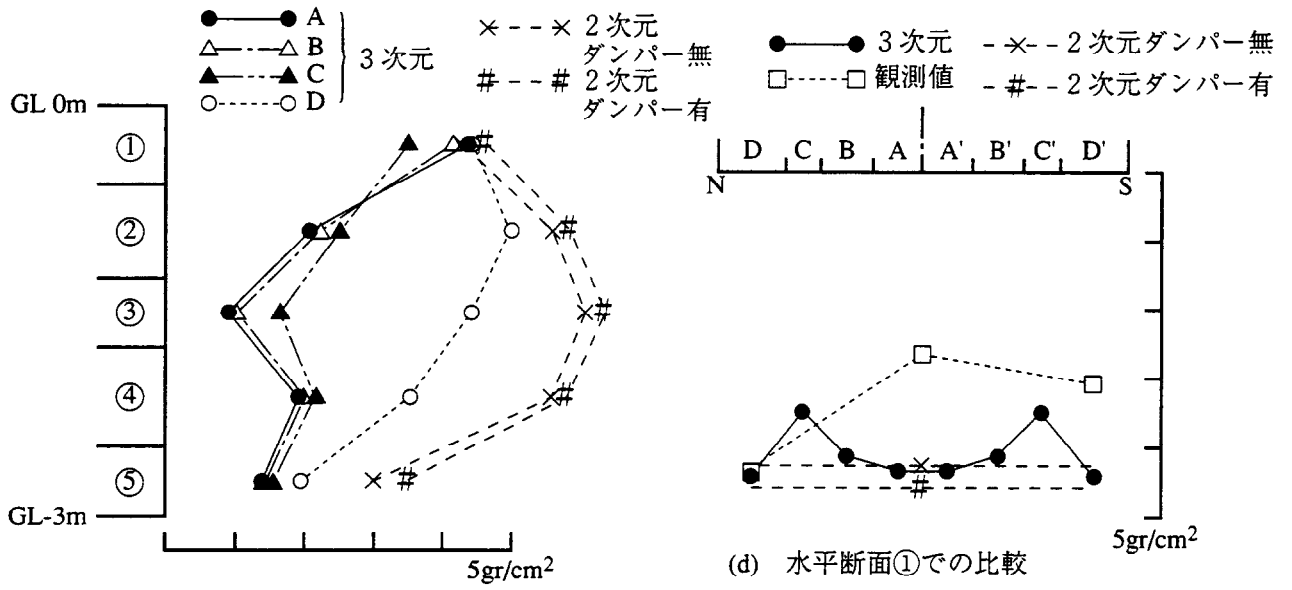
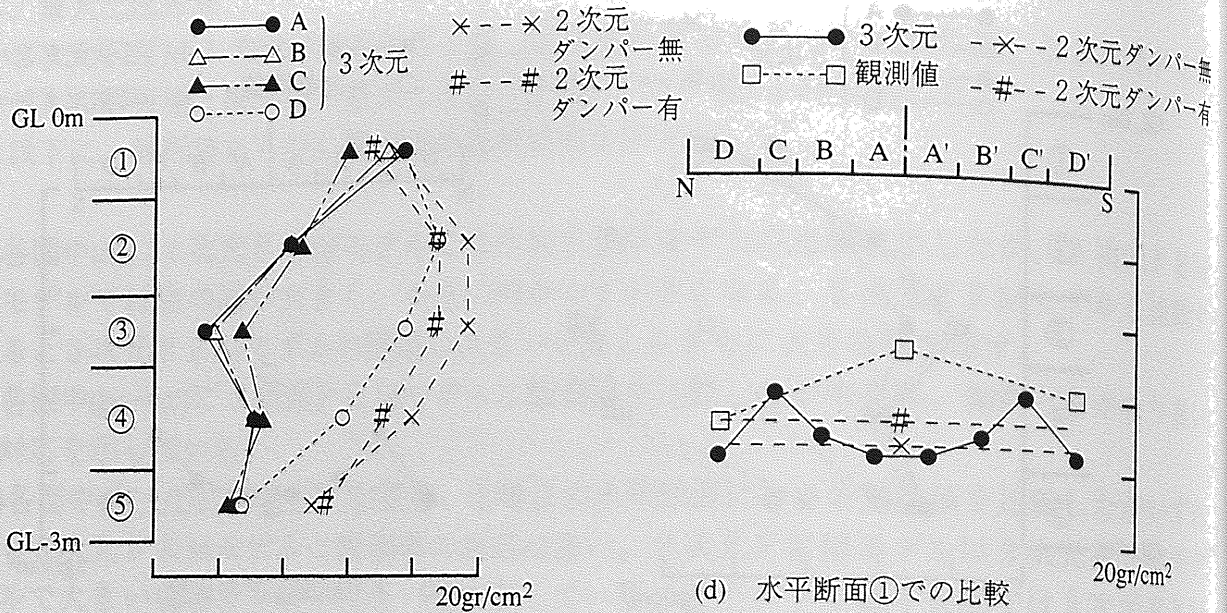
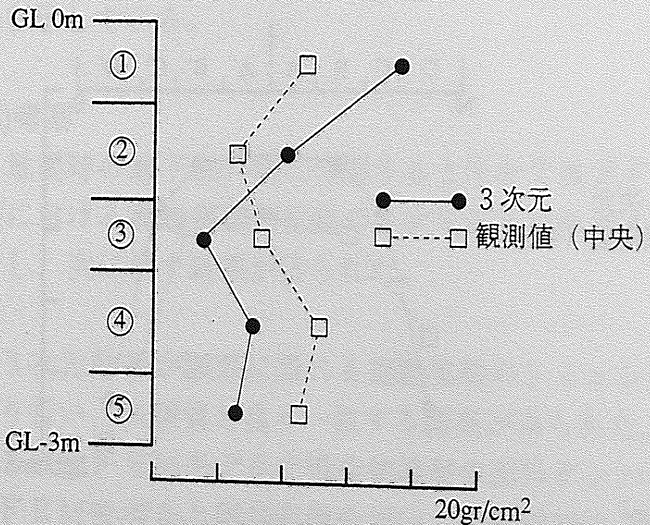


図 5.3-14 最大土圧分布 (秋田県北部 1985.03.29)

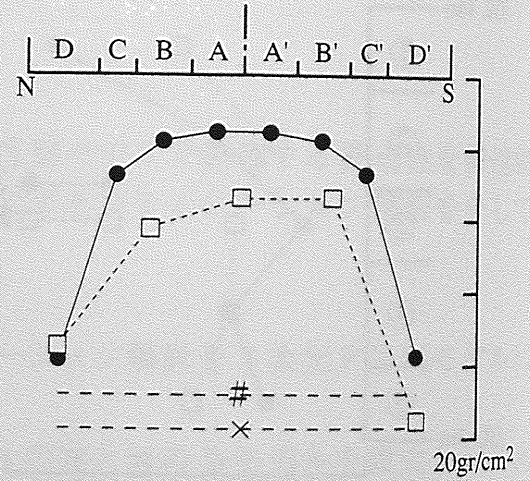


(a) 2次元、3次元の比較

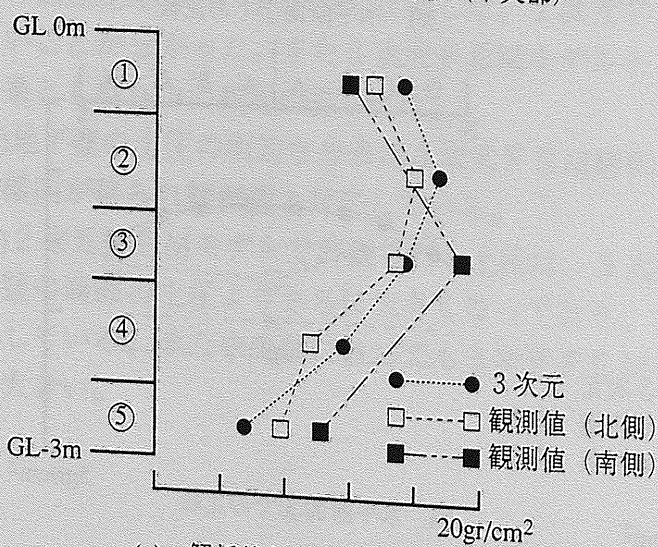
(d) 水平断面①での比較



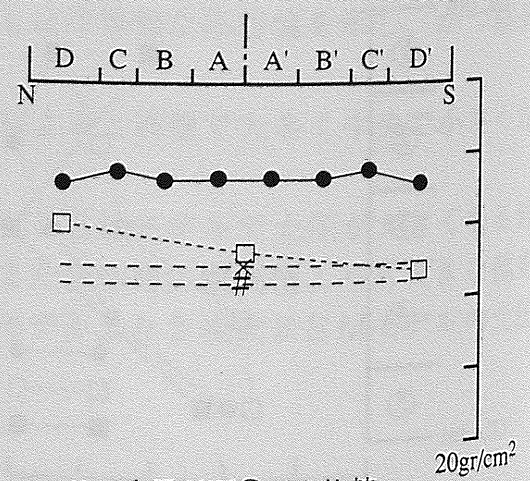
(b) 解析値と観測値の比較 (中央部)



(e) 水平断面③での比較

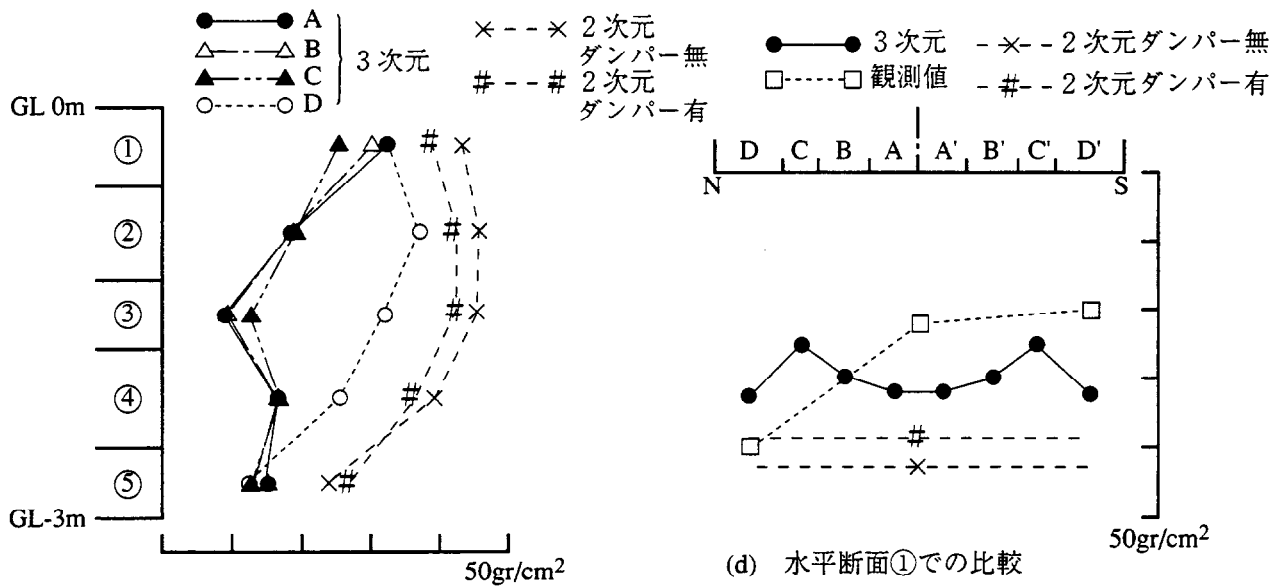


(c) 解析値と観測値の比較 (端部)



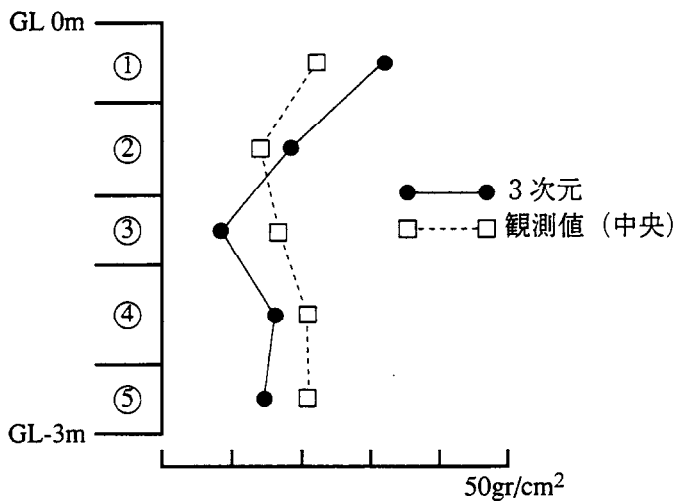
(f) 水平断面⑤での比較

図 5.3-15 最大土圧分布 (福島県沖 1985.08.12)

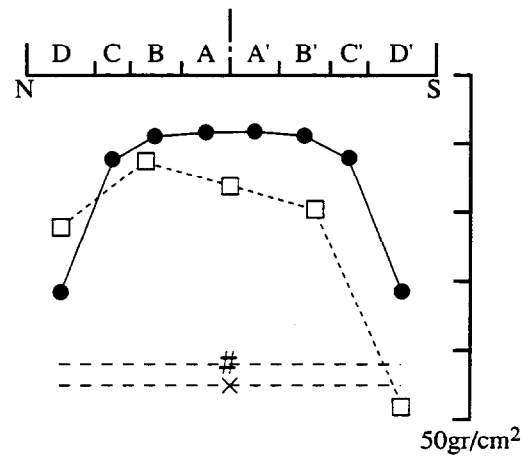


(a) 2次元、3次元の比較

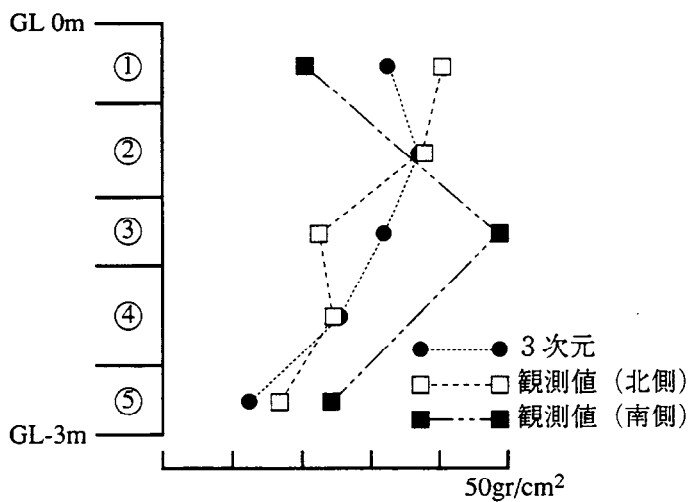
(d) 水平断面①での比較



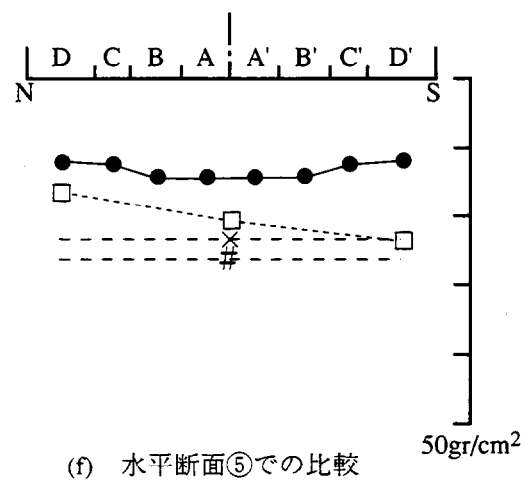
(b) 解析値と観測値の比較 (中央部)



(e) 水平断面③での比較



(c) 解析値と観測値の比較 (端部)



(f) 水平断面⑤での比較

図 5.3-16 最大土圧分布 (福島県沖 1987.04.07)

5.4 地震時側面土圧の位相特性に関する検討

原子力発電所等に代表される埋込みのある大型構造物の設計に関しては、高度な地震応答解析法が種々用いられているが、その耐震設計の重要性に鑑み、その実証性を深めるために多くの研究がなされている。これらの一環として埋込みの深い実構造物やそれを模擬した構造物模型に土圧計を設置し、地震時の土圧観測が行なわれているが^{86),98)}、観測された相対する地下部側面の土圧は、通常地震応答解析では表し得ない同位相を示すことが指摘されている^{86),98)}。そのため、以下において構造物模型を対象とした地震時の土圧の観測記録の分析と解析的検討結果について述べる。

5.4.1 土圧観測記録の分析

地震観測では多くの地震波が記録されており種々検討がなされた。地震時の土圧の最大値およびその分布に関しては、鉛直下方から伝わる一様な地震波が伝播する解析条件で説明可能であるが、同位相で生じている相対する地下部側面の土圧の時刻歴特性に関しては、この解析条件では説明が不可能である。

(1)土圧記録最大値分布

1985年8月12日福島県沖地震(M=6.4、 Δ =82km、D=52km)で観測された側面と底面の地震時の土圧記録の最大値分布を図5.4-1に示す。地表で50~60Galの最大加速度に対して側面で20gr/cm²、底面でも20gr/cm²程度の土圧になっている。その分布についてみると、壁面の中央が小さく端部が大きくなる傾向を示している。この現象については、前節で述べた土圧の3次元効果に関する検討によると、これらの土圧の値とその傾向とも一様入力による3次元FEM解析により、かなりよい対応が得られることが分かった。

(2)土圧記録の時刻歴特性

前記の地震で得られた土圧記録に関し、相対する側面土圧の時刻歴波形の主要動部分と後半部分の各2ヶ所を拡大し、重ね書きして図5.4-2(N S方向)、図5.4-3(E W方向)に示す。また同様に、側面土圧と底面土圧を重ね書きしたものを図5.4-4に示す。これらの結果は以下のようにまとめられる。

- i) 図5.4-2と図5.4-3に示すN S方向(N 1, S 1)とE W方向(W 7, E 1)の相対する側面土圧は、かならずしも逆位相(圧縮-引張)ではなく、比較的低振動数の同位相(圧縮-圧縮、引張-引張)の土圧が顕著に現れ、その傾向は主要動以後に特に強い。地震の後半では実体波はほぼ減衰しており表面波が卓越しているものと考えられ、構造物の加速度応答は小さいが比較的大きな側面土圧が同位相で生じている。
- ii) 波形を拡大した前半の①, ②を詳細に見ると、全体的に同位相となっている低振動数成分の波に、部分的に逆位相の傾向が強い高振動数成分が含まれている。これは構造物~地盤系の動的相互作用において構造物模型の慣性力が大きく、周辺地盤の震動より相対的に構造物模型が大きく震動するためと考えられる。

iii) 構造物模型の1次共振振動数付近では振動実験から分かるようにロッキング成分が卓越する。この場合、図5.4-4に示す側面土圧(W7)と底面土圧(B3A)の関係は図5.2-2に示す土圧計設置位置から同位相となる。地震の拡大波形①をみると土圧値の大きくなる高振動数成分で同位相の傾向が見られるがあまり明瞭ではない。主要動部分の②をみても側面土圧と底面土圧の相関関係は認められない。特に地震の後半になると、相対する側面位置に見られるような相関関係は見られず、ロッキング成分を含む上下動が地下部側面の土圧に及ぼす影響は小さいと考えられる。

(3) 土圧記録の振動数特性

1984年12月19日福島県沖地震(M=5.3、 $\Delta=72\text{km}$ 、 $D=44\text{km}$)を対象に土圧の振動数特性を調べた。構造物模型の側面土圧のフーリエスペクトルを図5.4-5に示す。また、構造物模型の1次共振振動数付近を含めて低振動数側と高振動数側の4組の振動数帯域を選びバンドパスフィルターを通した。図5.4-6にバンド幅2.0~3.0Hzとした時の相対する側面土圧(EW方向)の時刻歴波形例を比較して示した。最大値、振幅包絡形ともほぼ同じであり、明瞭な同位相となっていることが分かる。相対する土圧の位相関係をより明確にするため、バンドパスフィルター処理後の相対する側面位置どうしのオービットを図5.4-7に示した。構造物模型の1次共振振動数より低振動数域のバンド幅2.0~3.0Hzでは、いずれも相対する面において同位相となっているが、バンド幅18.0~19.0HzではNS方向、EW方向とも逆位相となっている。また、構造物模型の1次共振振動数近傍のバンド幅10.5~11.5Hz、13.5~14.5Hzでは、NS、EWの方向により差はあるが、ほぼその中間的傾向を示す。しかし振動数に応じて一様の傾向を示すとは限らず、同位相、逆位相が振動数に応じて交互に現れたり、構造物模型の1次共振振動数近傍でも同位相の土圧が現れるなど明確な傾向を持たず、過渡的な現象が現れているものと考えられる。

(4) 考察

構造物模型の地下部外壁に作用する土圧は、相対する側面位置においてかならずしも逆位相ではなく、構造物模型の1次共振振動数よりも低振動数領域で顕著にみられる同位相土圧と、構造物模型の1次共振振動数近傍またはそれ以上の振動数領域で発生する逆位相土圧の合成波形となっていることが分かる。これより地震動の構造物模型への入力がかんならずしも鉛直入射のSH波的な伝播ではなく、SH波やSV波の斜め入射、また入射地震波が空間的に変動する影響が土圧観測結果に現れているものと考えられる。

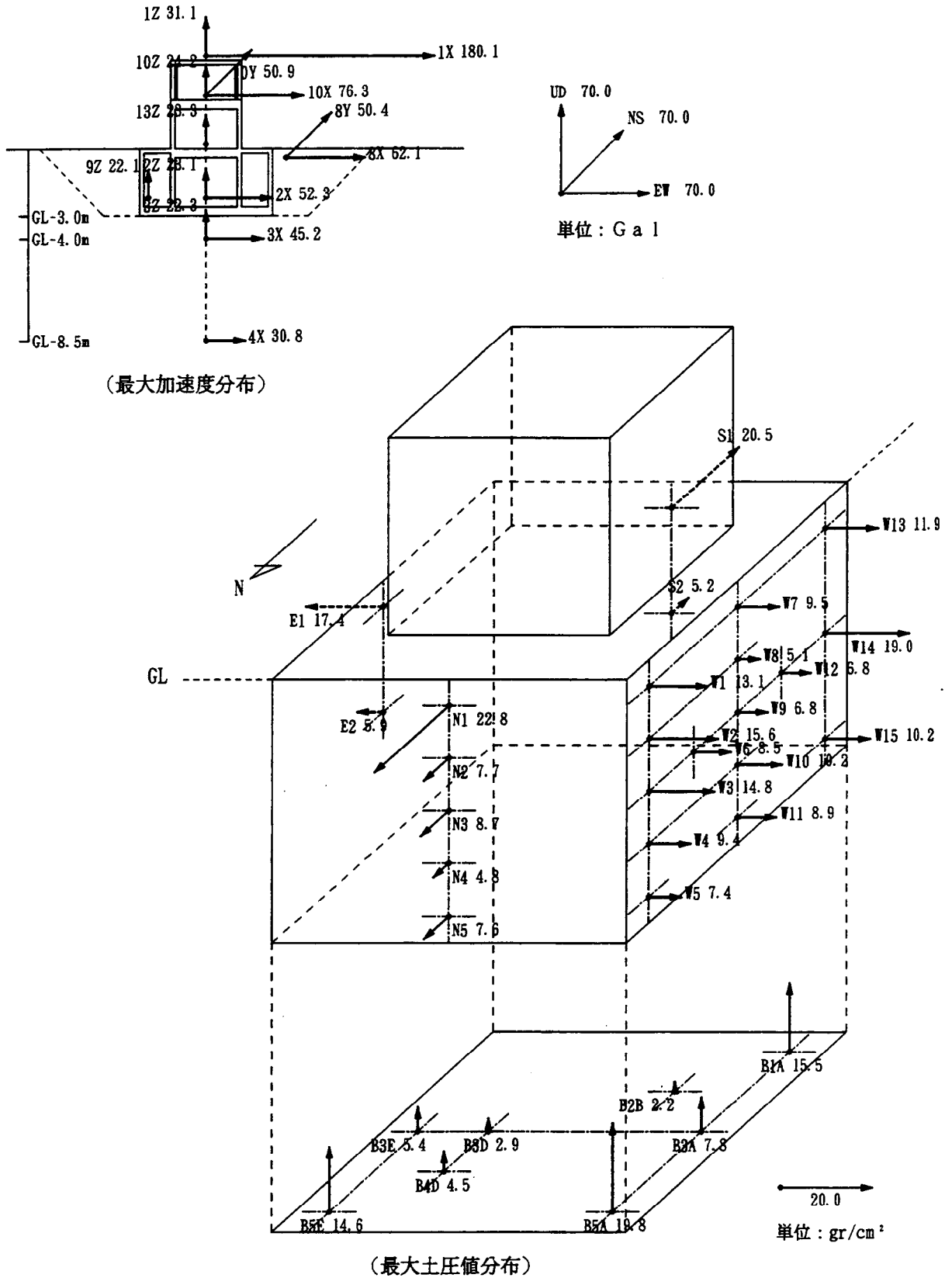


図 5.4-1 地震時土圧記録の最大値分布 (福島県沖 1985. 8.12)

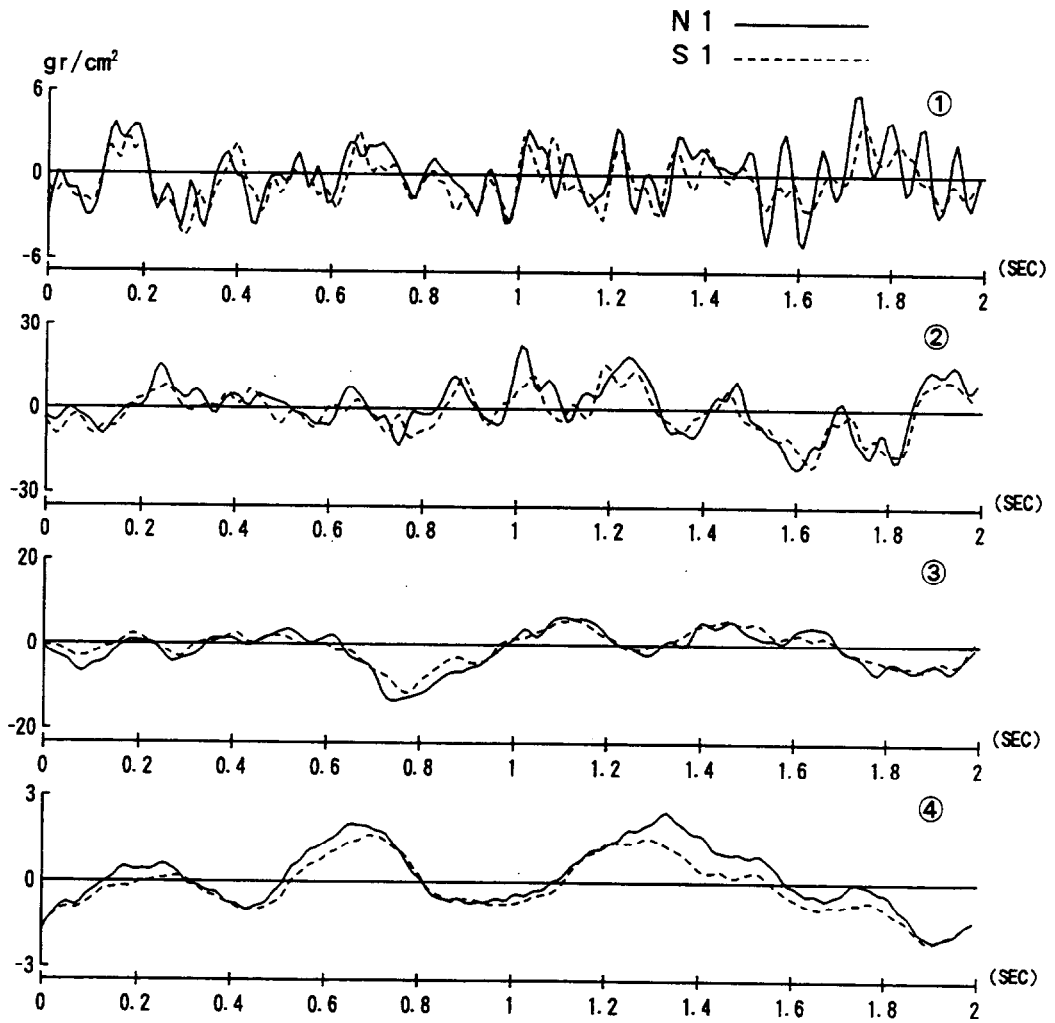
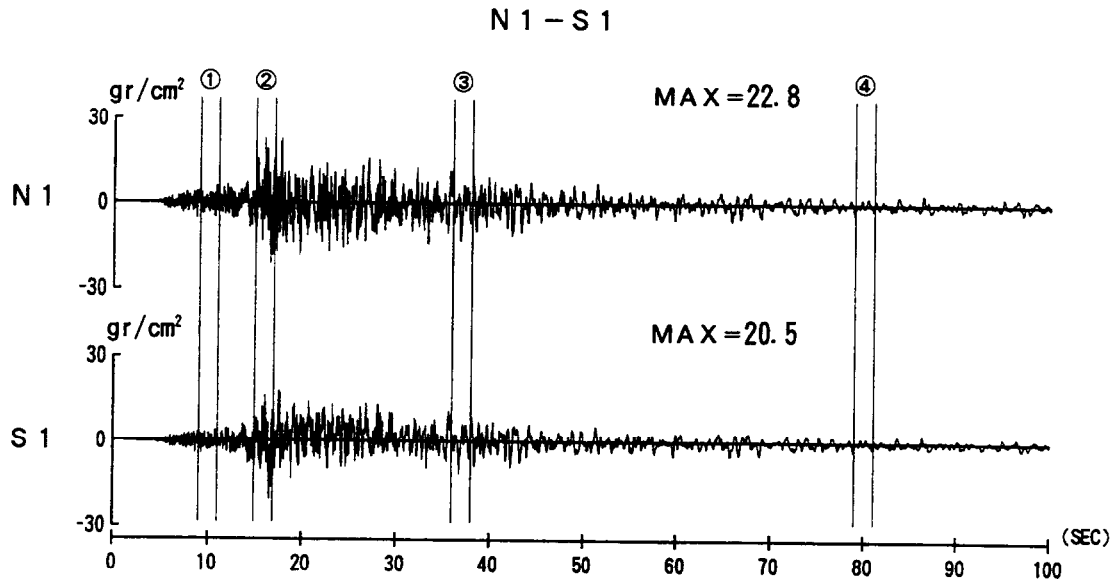


図 5.4-2 土圧記録の重ね書き (NS 方向)

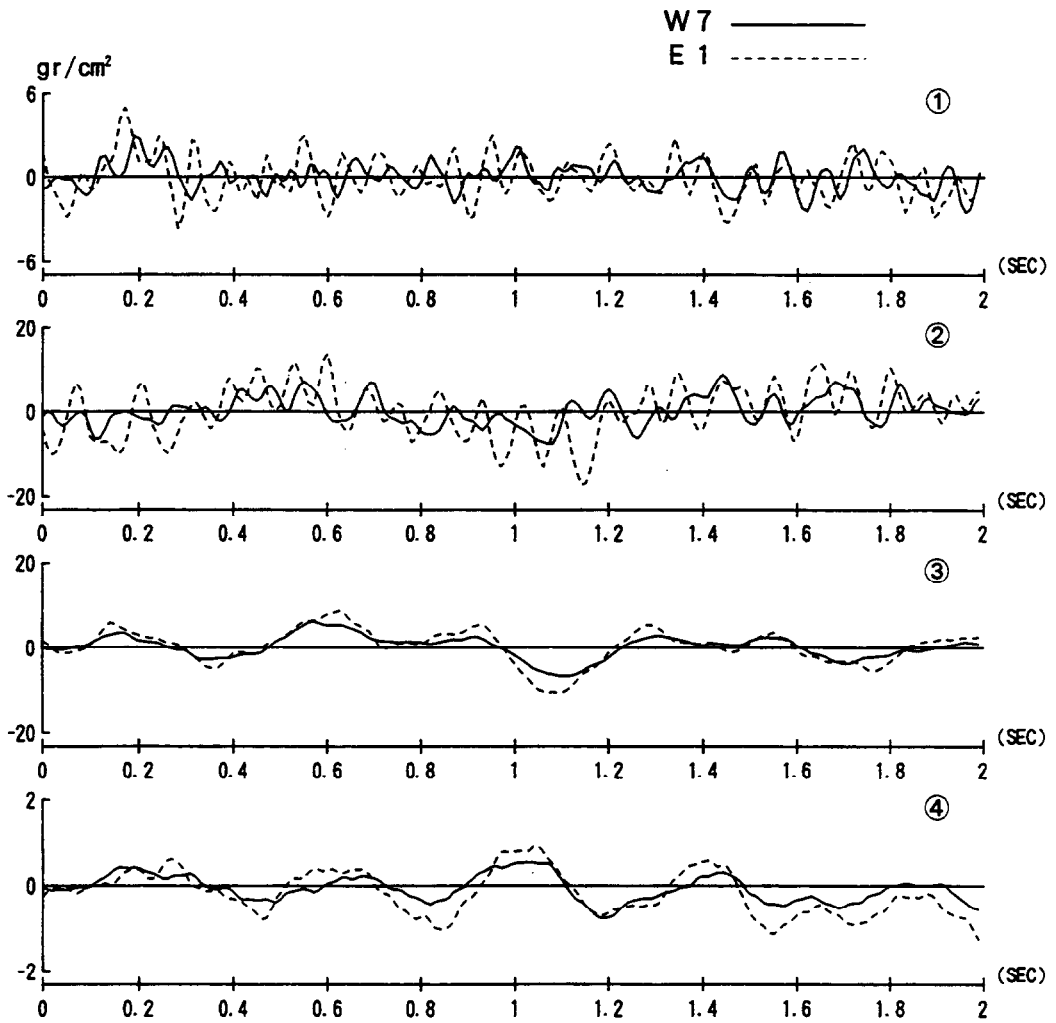
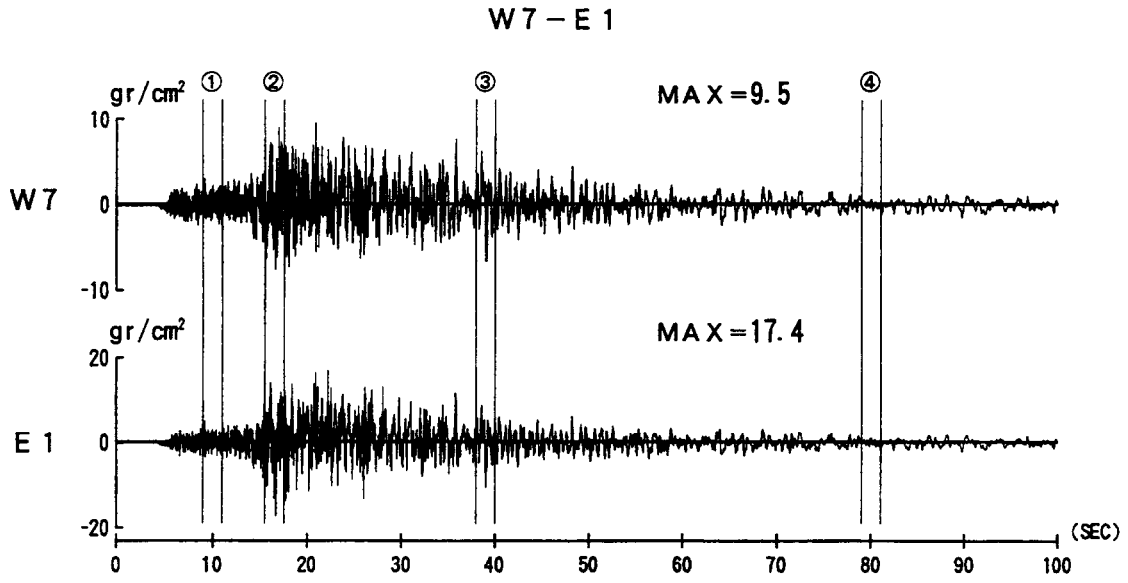


図 5.4-3 土圧記録の重ね書き (EW 方向)

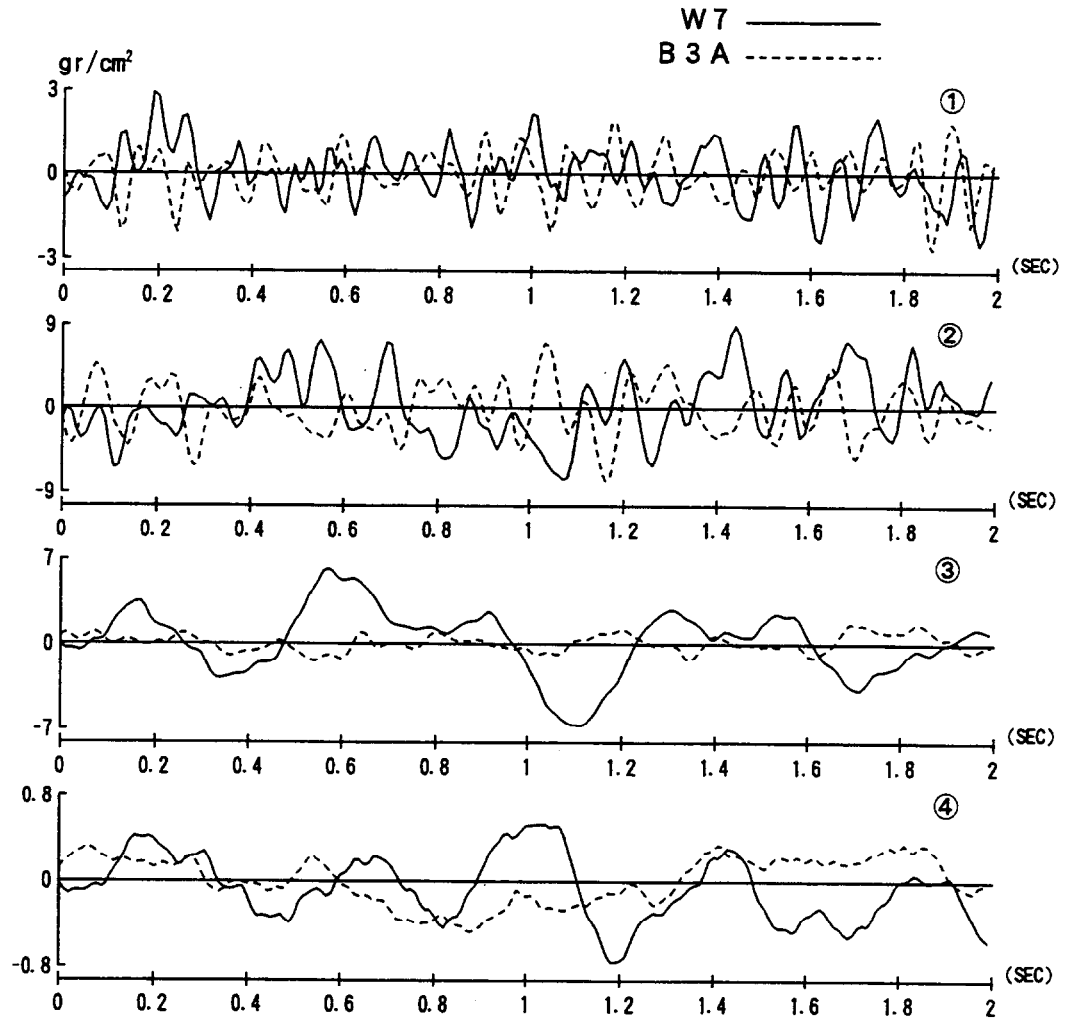
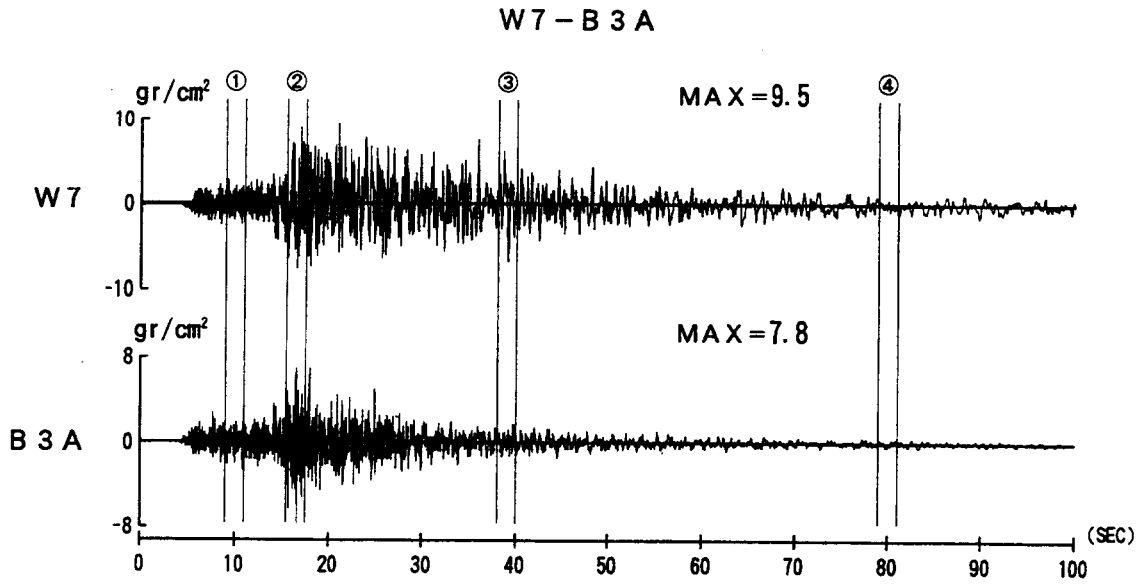


図 5.4.4 土圧記録の重ね書き (水平-上下)

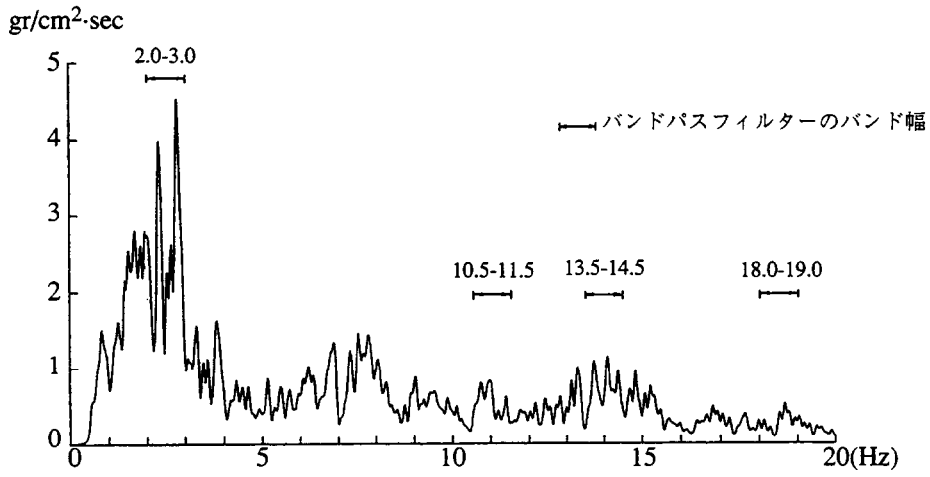


図 5.4-5 側面土圧 (W7) のフーリエスペクトル

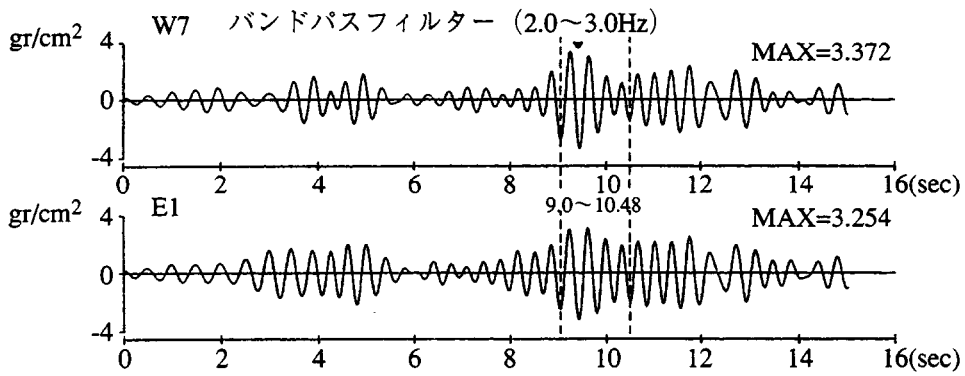


図 5.4-6 バンドパスフィルター処理後の時刻歴波形

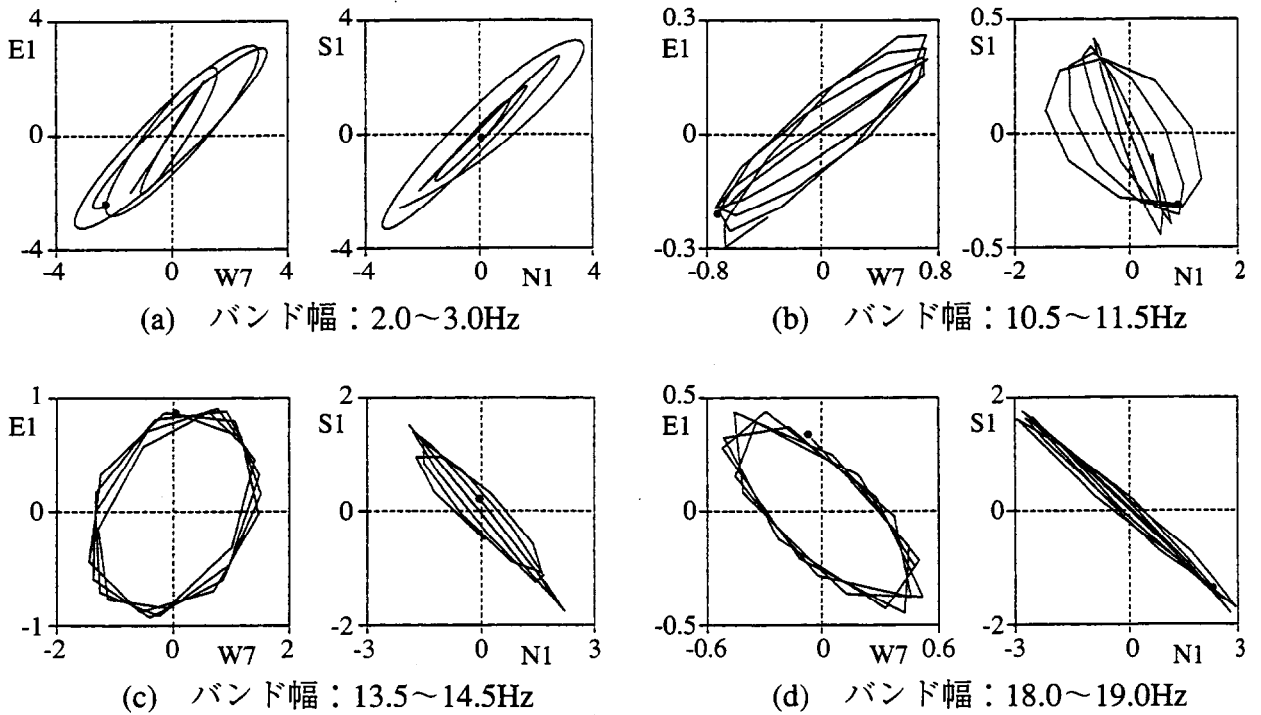


図 5.4-7 側面对称位置のオービット

5.4.2 観測記録に基づく多入力地震動による評価

構造物～地盤連成系解析モデルによる地震応答解析を行なう場合、一般には工学的基盤または解析モデルの底面に一様な入力地震動を想定している。しかしながら種々のアレー地震観測記録など¹¹²⁾により明らかにされているように地震動の振幅、位相特性は平面的な位置の違いにより互いに差がみられる。このように振幅・位相に差を有する地震波を考えた場合、一様な入力では説明し得ない構造物模型の地下部側面における相対する地震時の土圧の同位相特性を説明できる可能性を考えて、2観測点で観測された実記録から地震動を推定し、これらを入力とした多入力解析を行なった。

(1)解析方法

通常地震動が鉛直方向から平面的に一様入力すると仮定して行なうが、ここでは振幅および位相も一様ではなく、入力地点により異なる地震動が入力されると考える。解析対象とした構造物模型の地震観測では構造物の直下の観測点(4X)ならびにその観測点より13.0m離れた自由地盤系の観測点(6X)の2ヶ所にGL-8.5mの深さで水平方向(EW)の加速度計が設置されている。そこでGL-8.5m以浅の構造物～地盤連成系解析モデルを作成し、2観測点で観測された実記録から同じ深さの任意の地点の地震動を推定し、これらを入力とした多入力解析を行う。

(2)解析モデルと解析条件

図5.4-8に解析モデルを示す。この解析モデルは地盤を2次元FEMモデルとする構造物～地盤連成系解析モデルである。解析ではGL-8.5mの深さ位置に地点によって異なる地震動を入力するため、地盤メッシュを入力位置に対応させる必要がある。また、構造物～地盤連成系解析モデルは対称であるが入力が一様でないため、対称条件は適用できず地震応答解析は2次元FEMの全体モデルで行う。

解析条件は次の通りである。

- i) 構造物模型は曲げせん断型質点モデル、埋土および周辺地盤は2次元FEMとした。また、解析は地盤の観測結果があるEW方向に対して行う。
- ii) 水平方向は構造物模型を中心に40mをモデル化し、境界側面は粘性境界とする。
- iii) 深さ方向は観測点が設置されているGL-8.5mで固定境界とする。
- iv) 構造物模型の諸元を表5.4-1に地盤定数を表5.4-2に示す。
- v) 減衰定数は材料減衰として構造物模型、地盤に $h=0.02$ を与え、さらに地盤には外部減衰として、外部減衰係数 $\beta=11.4\text{sec}^{-1}$ ($T_1=0.11\text{sec}$ で $h_1=10.1\%$ に相当)と仮定した。

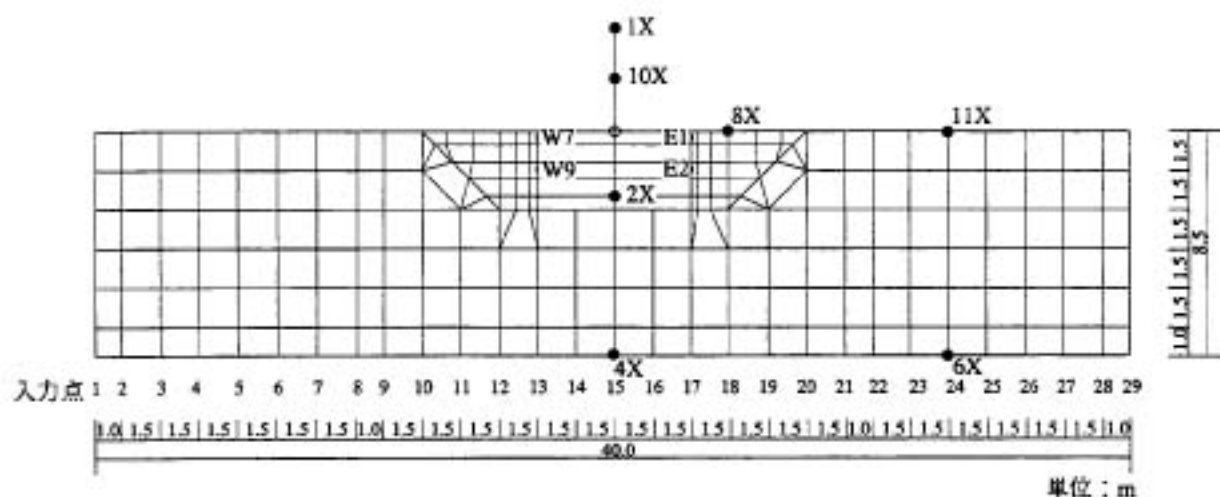


図5.4-8 2次元解析モデル

表5.4-1 構造物模型の諸元

階	重量 W(ton)	回転慣性 $I_G(\text{ton} \cdot \text{cm}^2)$	等価せん断断面積 $A_{eq}(\text{cm}^2)$	断面2次モーメント $I(\text{cm}^4)$	ヤング係数 ポアソン比
RF	5.30	5.10×10^4	86.3	5.29×10^7	E = 210ton/cm ² ν = 0.167
2F	10.41	1.17×10^5	1400.0	1.02×10^8	
1F	35.04	2.65×10^5	5950.0	1.30×10^9	
B1F	55.40	1.87×10^6	360000.0	9.02×10^9	

表5.4-2 地盤物性一覧

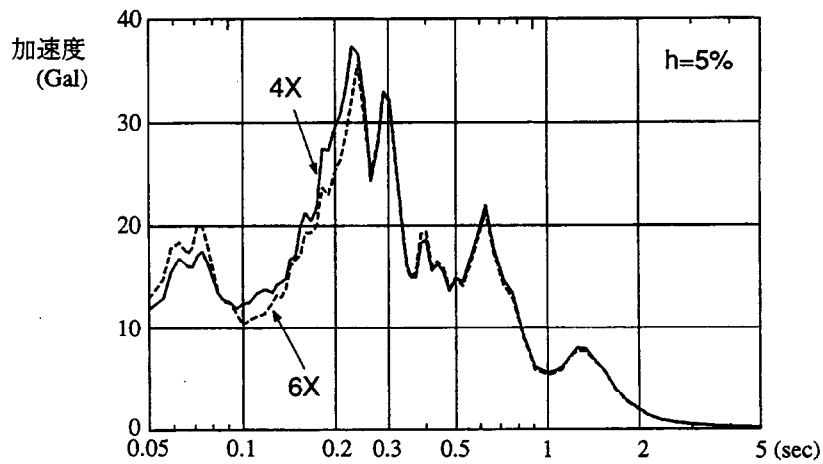
		ヤング係数 E(ton/cm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 ρ(t/m ³)	せん断波速度 Vs(m/sec)	
地盤	埋土	GL 0~-58.8cm	0.35	0.3	1.78	86.0
		GL-58.8~-127.6cm	0.47	0.3	1.78	100.0
		GL-127.6~-177.4cm	0.59	0.3	1.78	112.0
		GL-177.4~-250.0cm	0.67	0.3	1.78	119.0
		GL-250.0~-300.0cm	0.86	0.3	1.78	135.0
	支持地盤	GL 0~-600cm	3.17	0.294	1.65	270.0
		GL-600~-850cm	5.75	0.475	1.75	330.0

(3)地震応答解析

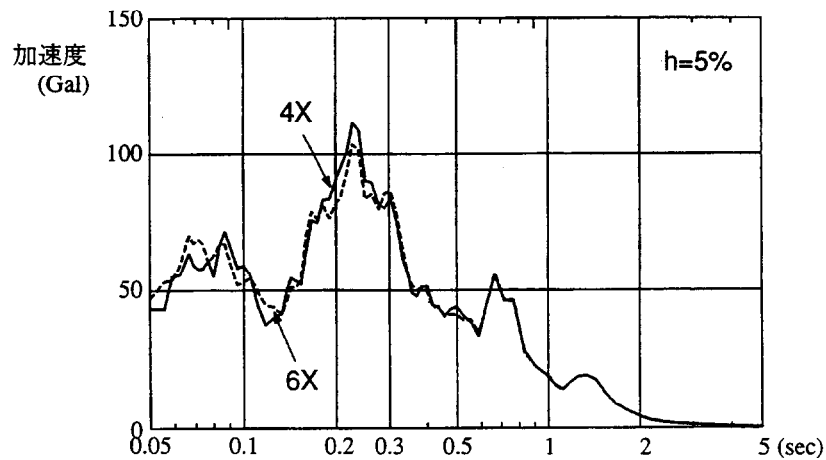
地震応答解析に用いた観測地震波の諸元を表5.4-3に示す。図5.4-9に入力波として用いた観測記録波4X,6Xの加速度応答スペクトルを示す。両記録波の加速度応答スペクトルには顕著な差異は認められない。ここでは、多入力波の作成方法と多入力波を用いた地震応答解析法についてのべる。

表5.4-3 観測地震波の諸元

No.	発震日	震央位置	東経 北緯	M	深さ (km)	震央距離 (km)	地表最大値 (Gal)
1	1985.3.29 1:07	秋田県北部	140° 35.2' 40° 17.7'	6.5	164	324	16.1
2	1985.8.12 12:49	福島県沖	141° 53.7' 37° 42.1'	6.4	52	82	60.7



(a) 秋田県北部 (1985. 3.29)



(b) 福島県沖 (1985. 8.12)

図5.4-9 入力波の加速度応答スペクトル

a. 多入力波の作成

解析モデル下部の入力波としての観測記録波は4Xと6Xの2観測点のみであり、その他の入力波は解析的に推定した。その方法を以下に示す。

図5.4-10に示すようにGL-8.5mの2つの観測点をK, J地点とする。K, J地点における観測波のフーリエ変換は任意の円振動数 ω_i 成分では次のように表される。

$$A_{ki}\cos\omega_i t - B_{ki}\sin\omega_i t \quad (\text{K地点}) \quad (5.1)$$

$$A_{ji}\cos\omega_i t - B_{ji}\sin\omega_i t \quad (\text{J地点}) \quad (5.2)$$

ここで次式に示す2種類の波①,②を想定する。

$$\text{①波} \quad a_{1i}\cos\omega_i t - b_{1i}\sin\omega_i t = -\sqrt{a_{1i}^2 + b_{1i}^2} \sin(\omega_i t - \alpha_{1i}) \quad (5.3)$$

$$\text{②波} \quad a_{2i}\cos\omega_i t - b_{2i}\sin\omega_i t = -\sqrt{a_{2i}^2 + b_{2i}^2} \sin(\omega_i t - \alpha_{2i}) \quad (5.4)$$

但し、

$$\tan\alpha_{1i} = \frac{a_{1i}}{b_{1i}} \quad (5.5)$$

$$\tan\alpha_{2i} = \frac{a_{2i}}{b_{2i}} \quad (5.6)$$

図13に示す加速度応答スペクトルで、4Xと6Xが全く同じであれば位相は同位相か逆位相となるが、僅かでも差があれば互いにある位相差を有する。そこで、①波はK, J地点に

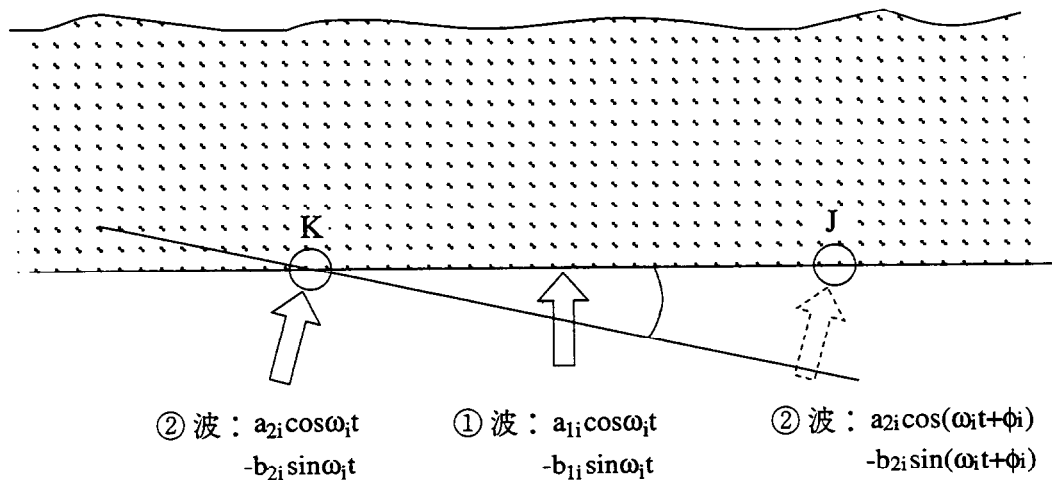


図 5.4-10 入射波①および②

同時に入射し、一方②波はK地点において①波と同時に入射し、J地点では ϕ_i の位相差を持って入射すると仮定すると次式が得られる。

$$\frac{a_{1i}}{b_{1i}} = \frac{a_{2i}}{b_{2i}} \quad (5.7)$$

$$A_{ki}\cos\omega_i t - B_{ki}\sin\omega_i t = a_{1i}\cos\omega_i t - b_{1i}\sin\omega_i t + a_{2i}\cos\omega_i t - b_{2i}\sin\omega_i t \quad (5.8)$$

$$A_{ji}\cos\omega_i t - B_{ji}\sin\omega_i t = a_{1i}\cos\omega_i t - b_{1i}\sin\omega_i t + a_{2i}\cos(\omega_i t + \phi_i) - b_{2i}\sin(\omega_i t + \phi_i) \quad (5.9)$$

上式を展開し整理すると次式となる。

$$a_{1i} + a_{2i} = A_{ki} \quad (5.10)$$

$$b_{1i} + b_{2i} = B_{ki} \quad (5.11)$$

$$a_{1i} + a_{2i}\cos\phi_i - b_{2i}\sin\phi_i = A_{ji} \quad (5.12)$$

$$b_{1i} + a_{2i}\cos\phi_i - b_{2i}\sin\phi_i = B_{ji} \quad (5.13)$$

ここで既知数 A_{ki} , B_{ki} , A_{ji} , B_{ji} より未知数 a_{1i} , a_{2i} , b_{1i} , b_{2i} , ϕ_i を求めると、

$$a_{1i} = \frac{A_{ki}}{2} \cdot \frac{A_{ki}^2 + B_{ki}^2 - A_{ji}^2 - B_{ji}^2}{A_{ki}^2 + B_{ki}^2 - A_{ki}A_{ji} - B_{ki}B_{ji}} \quad (5.14)$$

$$b_{1i} = \frac{A_{ki}}{B_{ki}} \cdot a_{1i} \quad (5.15)$$

$$a_{2i} = A_{ki} - a_{1i} \quad (5.16)$$

$$b_{2i} = B_{ki} - b_{1i} \quad (5.17)$$

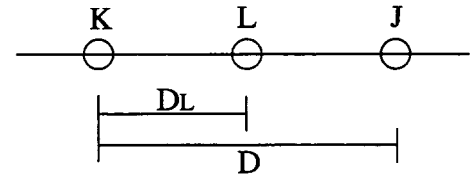
$$\phi_i = \tan^{-1} \left(\frac{- \left(\frac{A_{ji} - a_{1i}}{b_{2i}} - \frac{\frac{B_{ki}}{A_{ki}} (B_{ji} - b_{1i})}{b_{2i}} \right)}{\frac{A_{ji} - a_{1i}}{a_{2i}} + \frac{\frac{B_{ki}}{A_{ki}} (B_{ji} - b_{1i})}{a_{2i}}} \right) \quad (5.18)$$

したがってK地点とJ地点の間のL地点での ω_i 成分の波形は

$$A_{Li}\cos\omega_i t - B_{Li}\sin\omega_i t = a_{1i}\cos\omega_i t - b_{1i}\sin\omega_i t + a_{2i}\cos(\omega_i t + \phi_{Li}) - b_{2i}\sin(\omega_i t + \phi_{Li}) \quad (5.19)$$

ここで ϕ_{Li} は下図に示すように任意のL地点とK,J地点の距離より得られる。

$$\phi_{Li} = \frac{DL}{D} \phi_i \quad (5.20)$$



以上のような方法で、図5.4-8の解析モデル下部の29点の入力波を求めた。入力点の15は4Xの、24は6Xの観測記録と一致している。

b. 多入力地震応答解析

地震応答解析はモデル基盤での入力地震波が場所によって異なるため、多入力解析を行う。以下に解析式を示す。

運動方程式は一般に(5.21)式で表される。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = P \quad (5.21)$$

ここで、非入力部分を添字A、入力部分を添字Bとしてそれぞれに分解すれば

$$\begin{bmatrix} M_{AA} & M_{AB} \\ M_{BA} & M_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_A \\ \ddot{X}_B \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{AA} & C_{AB} \\ C_{BA} & C_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X}_A \\ \dot{X}_B \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{AA} & K_{AB} \\ K_{BA} & K_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_A \\ X_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_A \\ P_B \end{Bmatrix} \quad (5.22)$$

地震入力の場合には添字B以外の節点は自由とみなせるので $\{X_A\}$ を自由点における絶対変位と考える。今入力点に強制変位 $\{X_B\}$ を与えた時 $[M_{AB}] = [M_{BA}] = \mathbf{0}$ 、 $\{P_A\} = \mathbf{0}$ であるから

$$\begin{aligned} [M_{AA}] \{\ddot{X}_A\} + [C_{AA}] \{\dot{X}_A\} + [K_{AA}] \{X_A\} \\ = -[C_{AB}] \{\dot{X}_B\} - [K_{AB}] \{X_B\} \end{aligned} \quad (5.23)$$

(5.23)式が求める基本式であるが、ここで絶対変位 $\{X_A\}$ を強制変位 $\{X_B\}$ と動的変位 $\{x_A\}$ を用いて次のようにおく。

$$\{X_A\} = \{x_A\} + [D_{AB}] \{X_B\} \quad (5.24)$$

ここで、 $[D_{AB}] \{X_B\}$ は $\{X_A\}$ について静的な釣合条件を満足するように定める。すなわち

$$[K_{AA}] ([D_{AB}] \{X_B\}) + [K_{AB}] \{X_B\} = \mathbf{0} \quad (5.25)$$

故に、

$$[D_{AB}] = -[K_{AA}]^{-1} [K_{AB}] \quad (5.26)$$

(5.24)式を微分して

$$\{\dot{X}_A\} = \{\dot{x}_A\} + [D_{AB}] \{\dot{X}_B\} \quad (5.27)$$

$$\{\ddot{X}_A\} = \{\ddot{x}_A\} + [D_{AB}] \{\ddot{X}_B\} \quad (5.28)$$

(5.23)式に(5.24), (5.27), (5.28)式を代入して

$$\begin{aligned} [M_{AA}] \{\ddot{x}_A\} + [C_{AA}] \{\dot{x}_A\} + [K_{AA}] \{x_A\} \\ = - \{ [M_{AA}] ([D_{AB}] \{\ddot{X}_B\}) + [C_{AA}] ([D_{AB}] \{\dot{X}_B\}) + [C_{AB}] \{\dot{X}_B\} \} \end{aligned} \quad (5.29)$$

ここで減衰マトリックスを内部粘性と外部減衰の和で表すと

$$\begin{bmatrix} C_{AA} & C_{AB} \\ C_{BA} & C_{BB} \end{bmatrix} = \alpha \begin{bmatrix} M_{AA} & M_{AB} \\ M_{BA} & M_{BB} \end{bmatrix} + \beta \begin{bmatrix} K_{AA} & K_{AB} \\ K_{BA} & K_{BB} \end{bmatrix} \quad (5.30)$$

(5.30)式を(5.29)式に代入して整理すると

$$\begin{aligned} [M_{AA}] (\{\ddot{x}_A\} + \alpha \{\ddot{x}_A\}) + [K_{AA}] (\beta \{\dot{x}_A\} + \{x_A\}) \\ = - ([M_{AA}] [D_{AB}]) (\{\ddot{X}_B\} + \alpha \{\dot{X}_B\}) \end{aligned} \quad (5.31)$$

よって入力加速度 $\{\ddot{X}_B\}$ と速度 $\{\dot{X}_B\}$ がわかれば動的変位・速度・加速度 $\{x_A\}$, $\{\dot{x}_A\}$, $\{\ddot{x}_A\}$ が求められ、これを(5.24), (5.27), (5.28)式に代入すれば絶対変位・速度・加速度 $\{X_A\}$, $\{\dot{X}_A\}$, $\{\ddot{X}_A\}$ が得られる。

(4)解析結果

解析は入力方法による差の比較のため、構造物模型直下の地中観測点(4X)の観測波を2次元FEMモデルの下端に与える一様入力と4Xおよび6Xの観測記録から得られた多入力の2種類を行い、構造物模型の応答加速度ならびに応答土圧結果を観測記録と比較した。なお比較した観測点は構造物模型の1X(R階)、10X(2階床)の加速度記録と構造物模型の地下部東側側面のE1および西側側面のW7の土圧記録である。

a. 加速度記録の比較

解析結果のうち2階床の応答加速度(10X)について観測記録と比較した。図5.4-11には秋田県北部地震の加速度波形の比較、図5.4-12にはその加速度応答スペクトル($h=0.05$)の比較を示し、図5.4-13には福島県沖地震の加速度波形の比較、図5.4-14にはその加速度応答スペクトル($h=0.05$)の比較を示す。

b. 土圧記録の比較

解析結果のうち西側で表層に最も近い応答土圧(W7)について観測記録と比較した。図5.4-15に秋田県北部地震、図5.4-16に福島県沖地震の土圧記録の比較を示す。また図5.4-17と図5.4-18には同じ深さの東側と西側の土圧記録(E1とW7)の重ね書きを示す。重ね書きは記録の前半の比較的振幅の大きい部分と後半の低振動数成分が卓越する部分の4秒ずつについて行ない、観測記録、一様入力、多入力の各々の西側側面の土圧を実線、東側側面の土圧を破線で示している。

(5)考察

加速度記録で比較すると時刻歴波形と加速度応答スペクトルとも(図5.4-11～図5.4-14参照)、一様入力、多入力の解析結果の差はあまりなく、両解析結果は観測記録をよく説明している。これは図5.4-9に示した入力波の加速度応答スペクトルで4Xと6Xの差が極めて少ないことから理解できる。また、土圧記録の全時間の時刻歴波形で比較しても(図5.4-15～図5.4-16参照)、一様入力と多入力の結果に差が殆ど認められない。しかしながら、図5.4-17と図5.4-18に示した相対する西側側面と東側側面の土圧記録の重ね書きで比較すると、一様入力では全ての周期範囲で逆位相となっているのに対し、多入力では観測記録と同様に低振動数成分で同位相となっていることがわかる。以上の結果をまとめると、次のことが言える。

- i) 構造物模型の加速度記録に関しては時刻歴波形と加速度応答スペクトルで比較すると、一様入力、多入力とも解析結果にあまり差はなく、観測記録をよく説明することができる。
- ii) 土圧記録では多入力の解析結果が観測記録をよく説明でき、西側側面と東側側面の位相特性の傾向も観測記録と同様であるが、一様入力では説明できない。すなわち、土圧記録の位相特性は地震動の伝播特性を強く反映する。

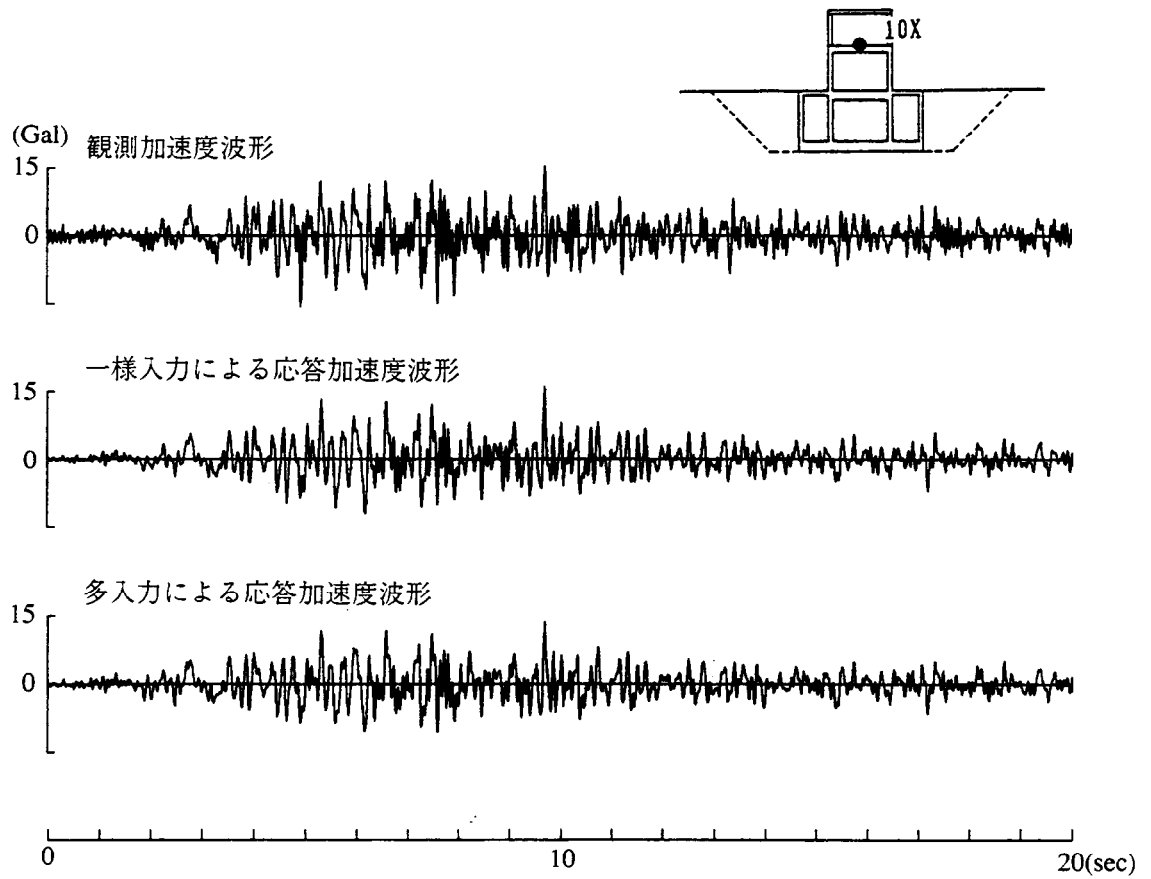


図 5.4-11 加速度波形の比較 (秋田県北部 1985.3.29)

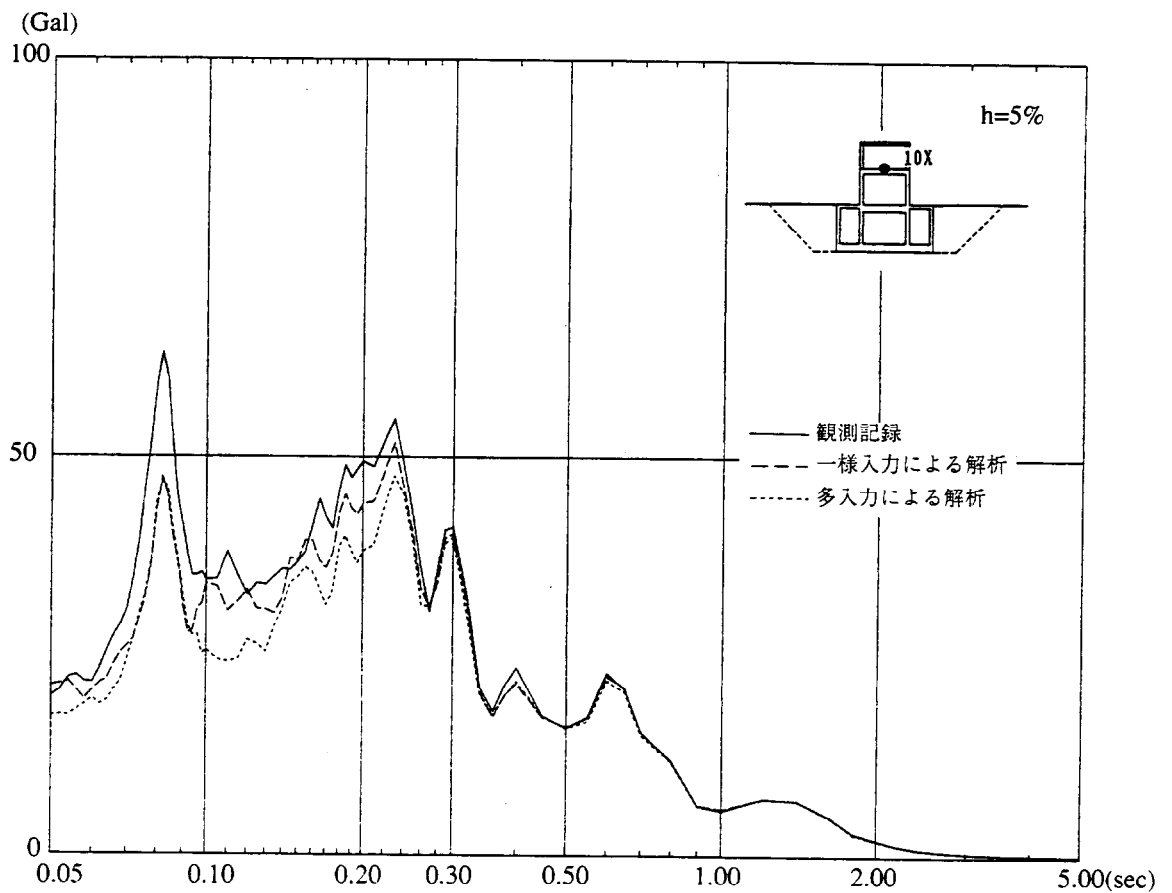


図 5.4-12 加速度応答スペクトルの比較 (秋田県北部 1985.3.29)

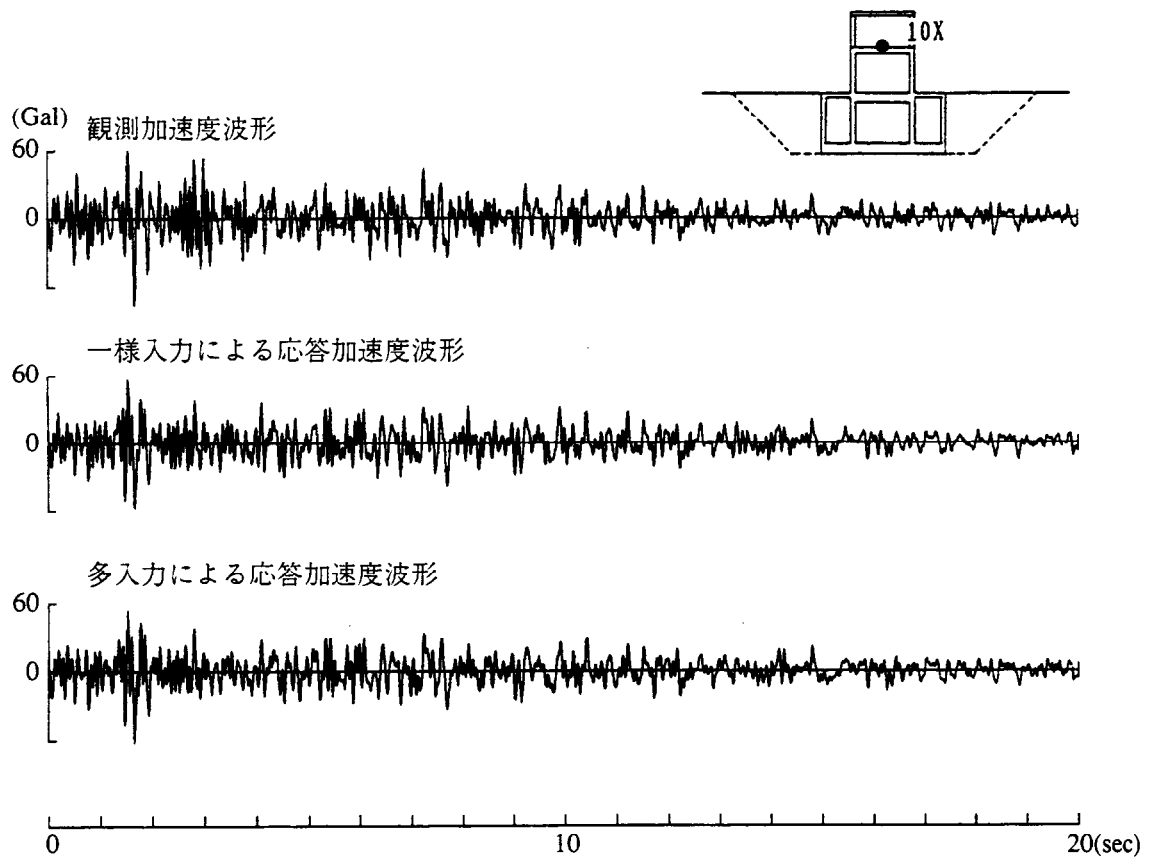


図 5.4-13 加速度波形の比較 (福島県沖 1985.8.12)

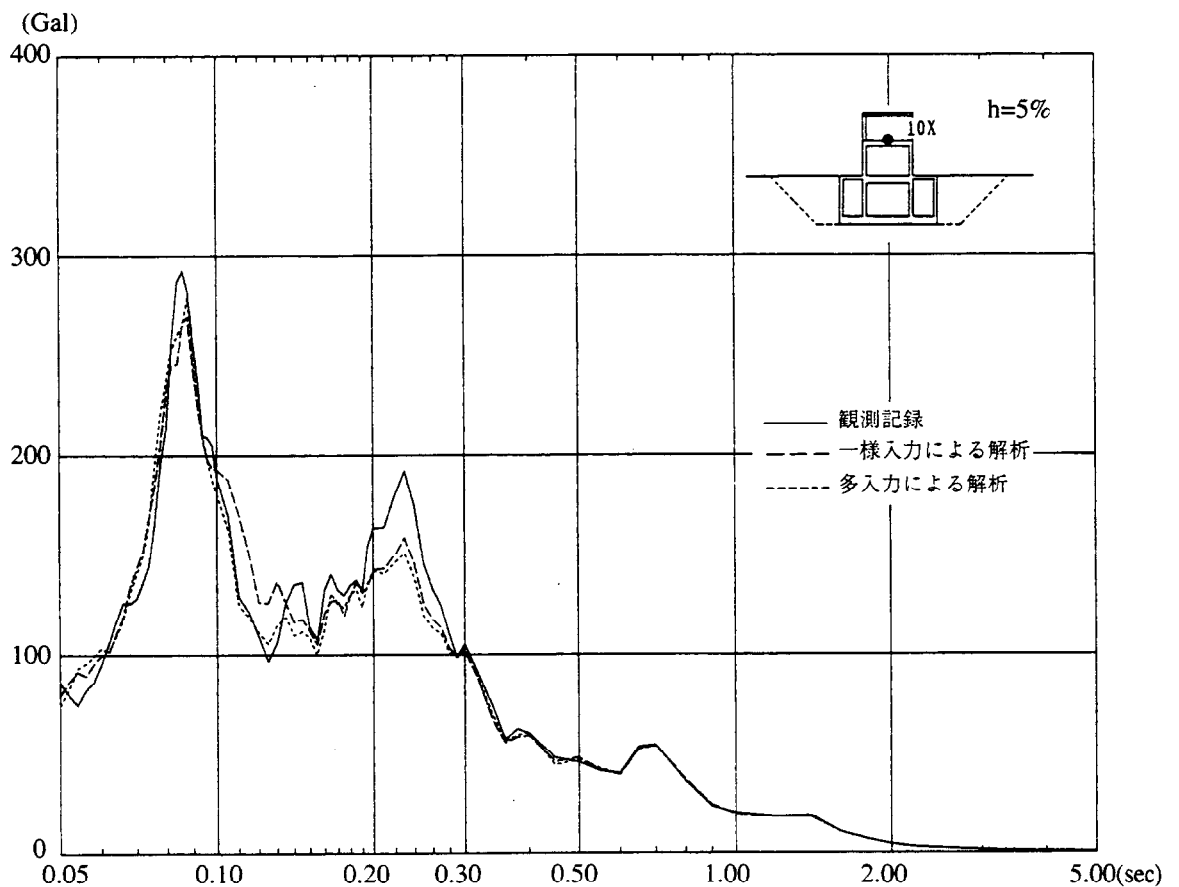


図 5.4-14 加速度応答スペクトルの比較 (福島県沖 1985.8.12)

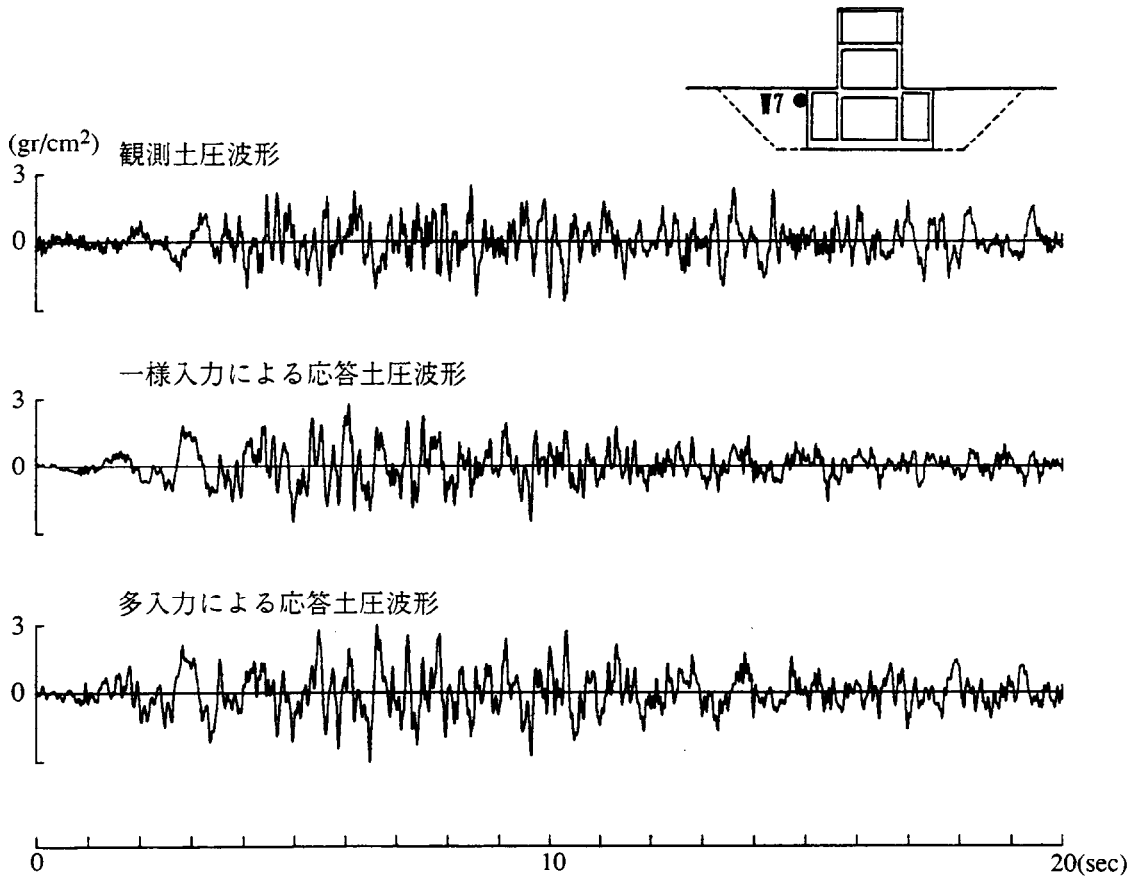


図 5.4-15 土圧波形の比較 (秋田県北部 1985.3.29)

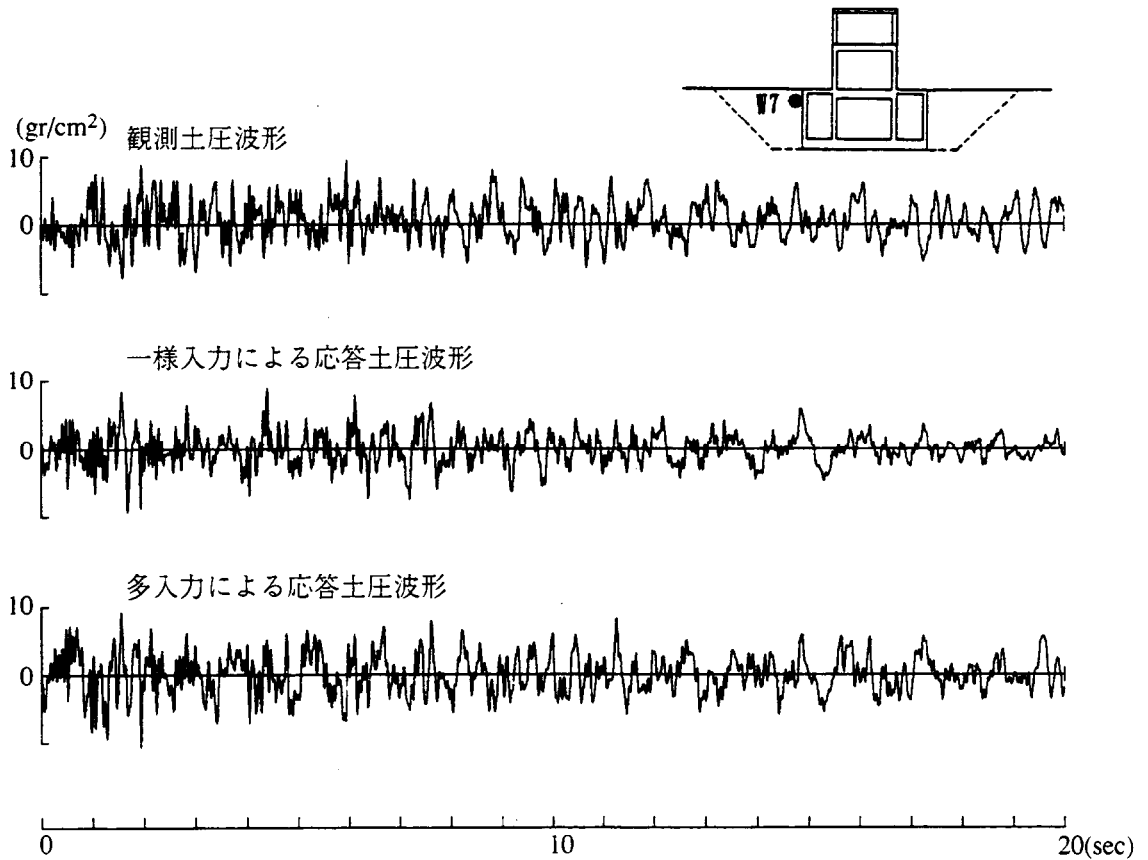


図 5.4-16 土圧波形の比較 (福島県沖 1985.8.12)

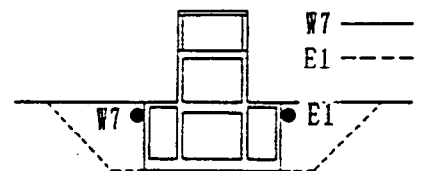
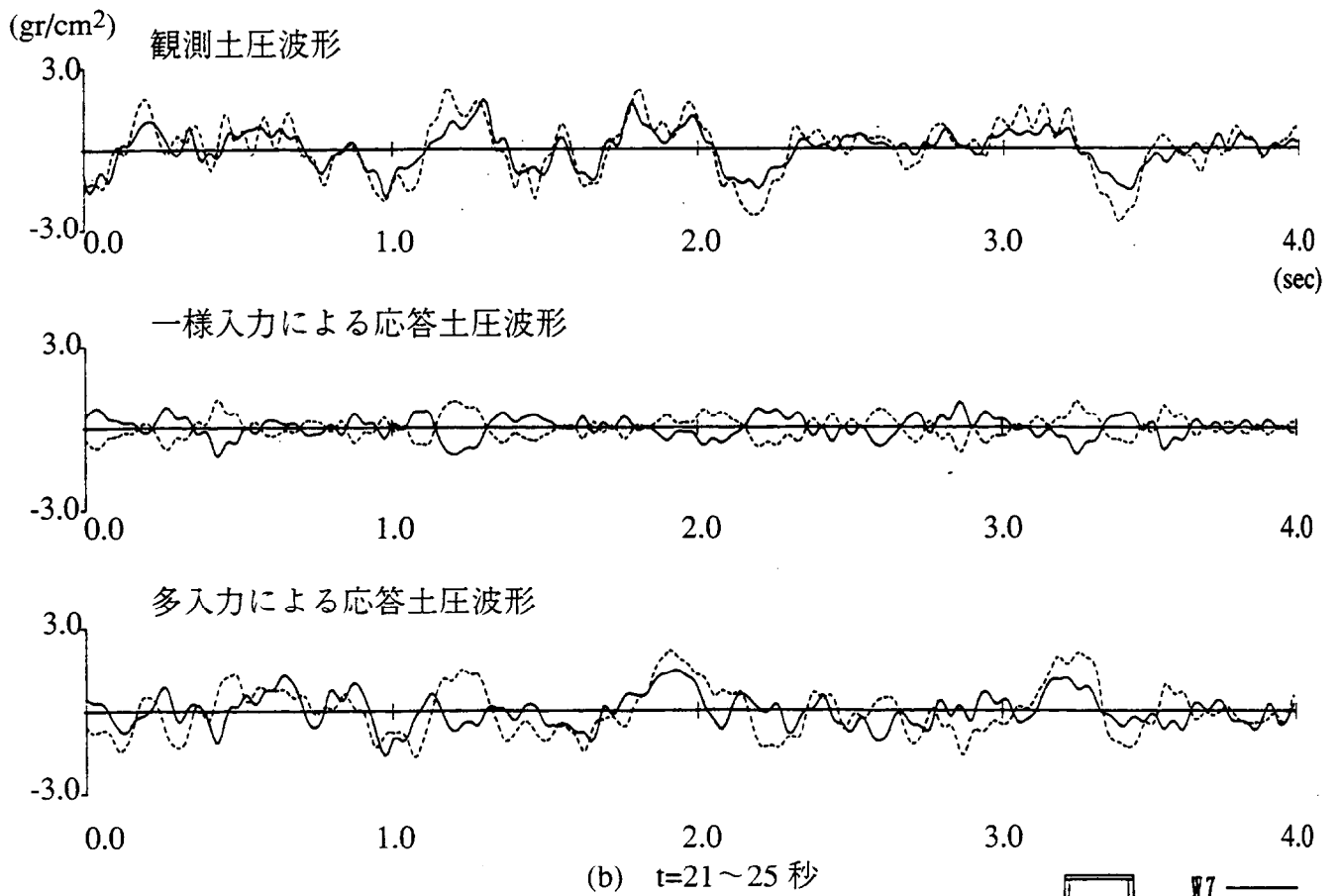
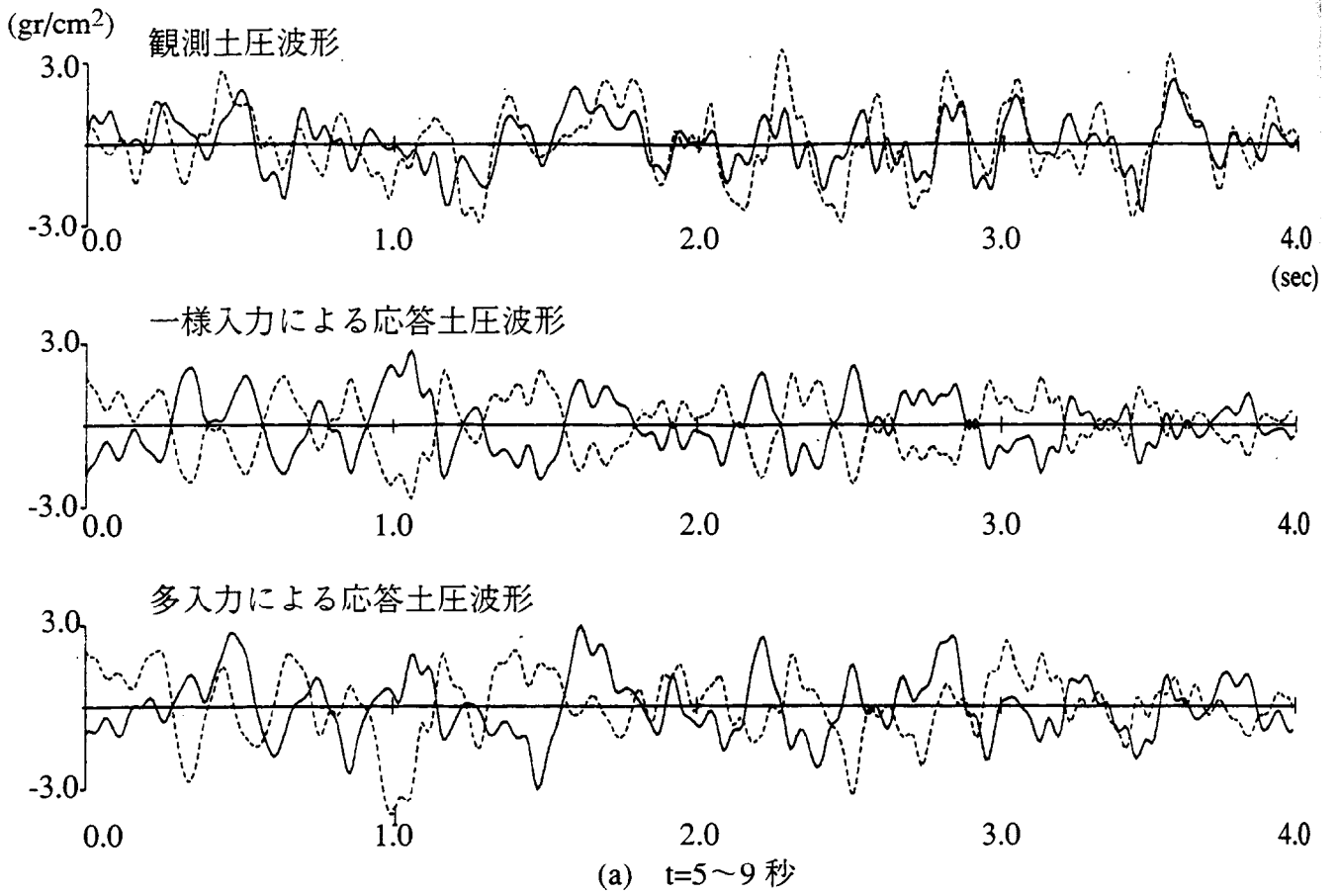


図 5.4-17 側面土圧の重ね書き (秋田県北部 1985.3.29)

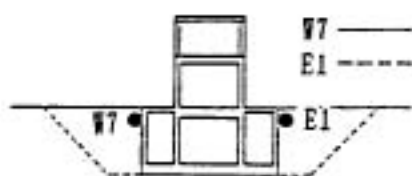
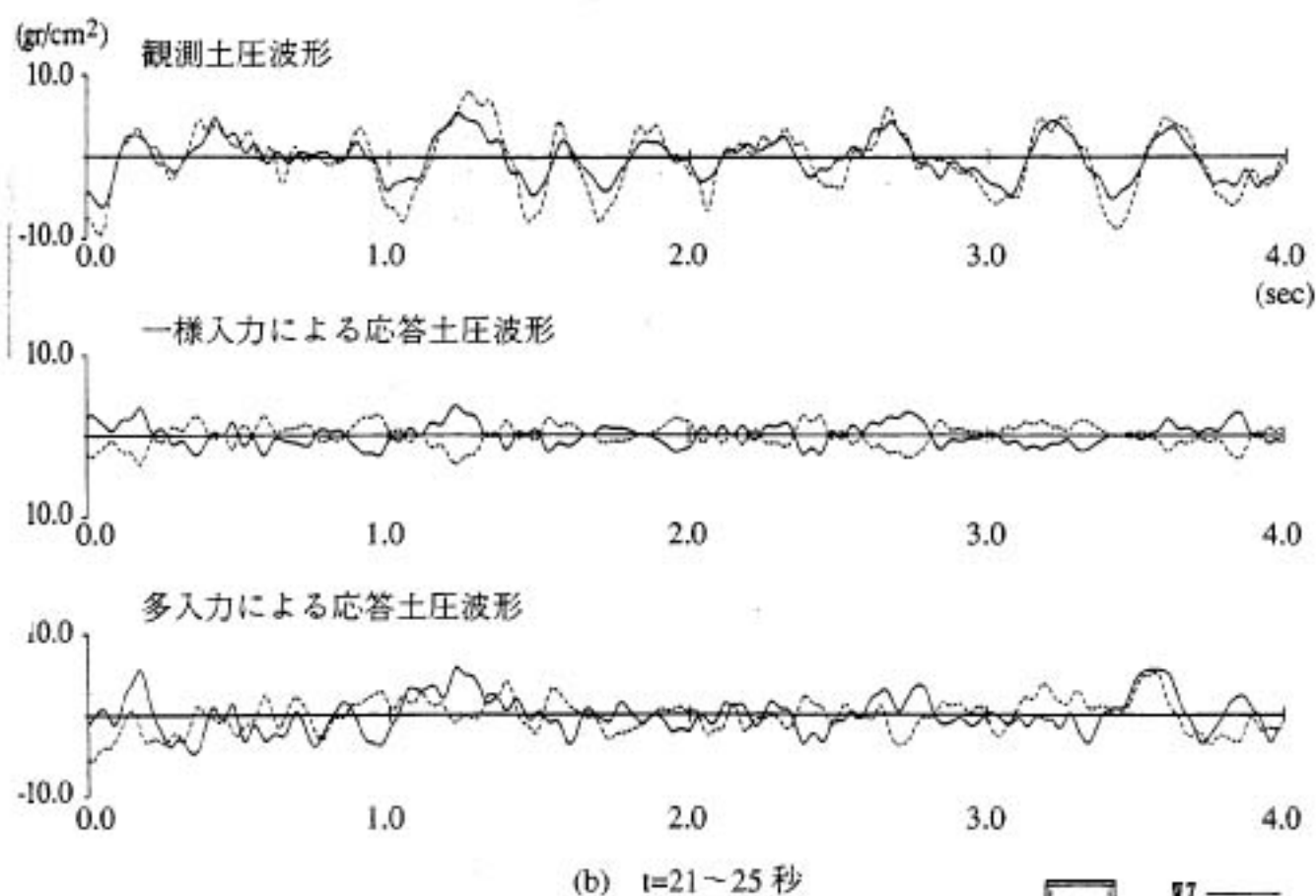
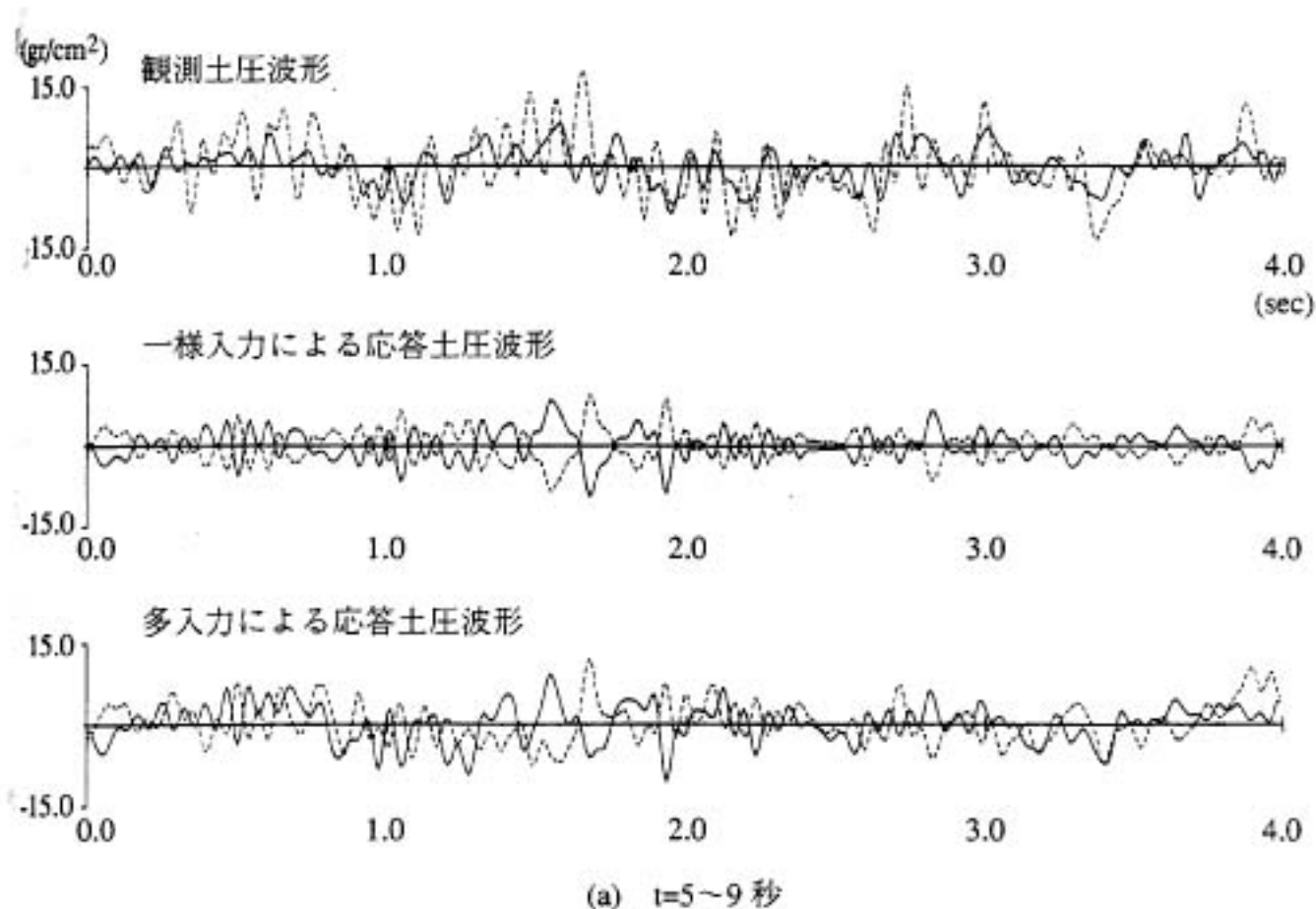


図 5.4-18 側面土圧の重ね書き (福島県沖 1985.8.12)

5.4.3 S V波の斜め入射による評価

震源で生じた地震波は地殻の多くの不連続面で屈折、反射を繰り返して、地表面に達するが、地震波の伝わる速度は地表面に近いほど小さいため、地表面近くでは地震波はほぼ鉛直下方から来ることになる。地震観測から求めた入射角は、一般に $5^{\circ}\sim 10^{\circ}$ と言われており、そのためP波では上下動が、S波では水平動が卓越する。この様なことから、構造物～地盤連成系解析モデルによる地震応答解析を行なう場合、一般には鉛直下方（入射角 0° ）から伝わってくるS波を対象として行なわれる。

上記のような解析は、工学的には妥当であること、特に構造物の応答に関してはその挙動をよく説明できることが種々の実証的研究によって確かめられている。しかしながら、地震時土圧等の実現象を詳細にみると、地表面近くにおいては、地層構成の不均質性、表面波等の影響により鉛直下方からのS波を対象とした解析では表し得ない複雑な挙動を示す。この様なことから、構造物模型地下部側面の土圧の位相に着目して、入射角をパラメータとした解析を行なった。

(1)解析方法

前節では地下部の相対する壁面の地震時土圧の同位相特性を、解析モデル下端における入力地震動の振幅、位相の変動を観測記録から推定し、多入力解析でほぼ説明することができた。しかしながら、この解析では2ヶ所の地震動記録があり、多入力地震動が内外挿可能であることを前提としている。ここでは土圧の同位相特性をより一般性のある解析手法で説明するため、構造物模型を質点系モデル、埋土地盤（支持地盤の一部を含む）をFEMモデル、支持地盤をBEMモデルとしたハイブリット・モデルにS V波の斜め入射条件を設定した。なお、地震応答解析における地震波入力は自由地盤の水平動が地表の観測点11X(GL-0.5m)と一致するようにした。

(2)解析モデルと解析条件

図5.4-19に解析モデルを示す。解析モデルは構造物模型を曲げせん断型質点モデルに置換し、構造物模型近傍の埋土、周辺地盤の一部を有限要素法（FEM）で、支持地盤を一様均質地盤として境界要素法（BEM）で評価した2次元BEM-FEMハイブリット・モデルである。解析条件は次の通りである。

- i) 構造物模型を曲げせん断型質点モデルに置換し、埋土および支持地盤の一部は図5.4-19に示す範囲を2次元FEMとする。
- ii) 2次元FEMでモデル化された部分を除き支持地盤は2次元BEMでモデル化し、表層地盤と同じ地盤定数を有する一様均質地盤に簡略化する。
- iii) 構造物模型の諸元は前節で用いた表5.4-1に示す値とする。
- iv) 埋土ならびに支持地盤の地盤定数を表5.4-4に示す。
- v) 減衰定数は材料減衰として構造物模型、地盤に $h=0.02$ を与える。
- vi) 地震応答解析に用いた観測地震波は多入力解析に用いた表5.4-3に示す2地震を対象とする。

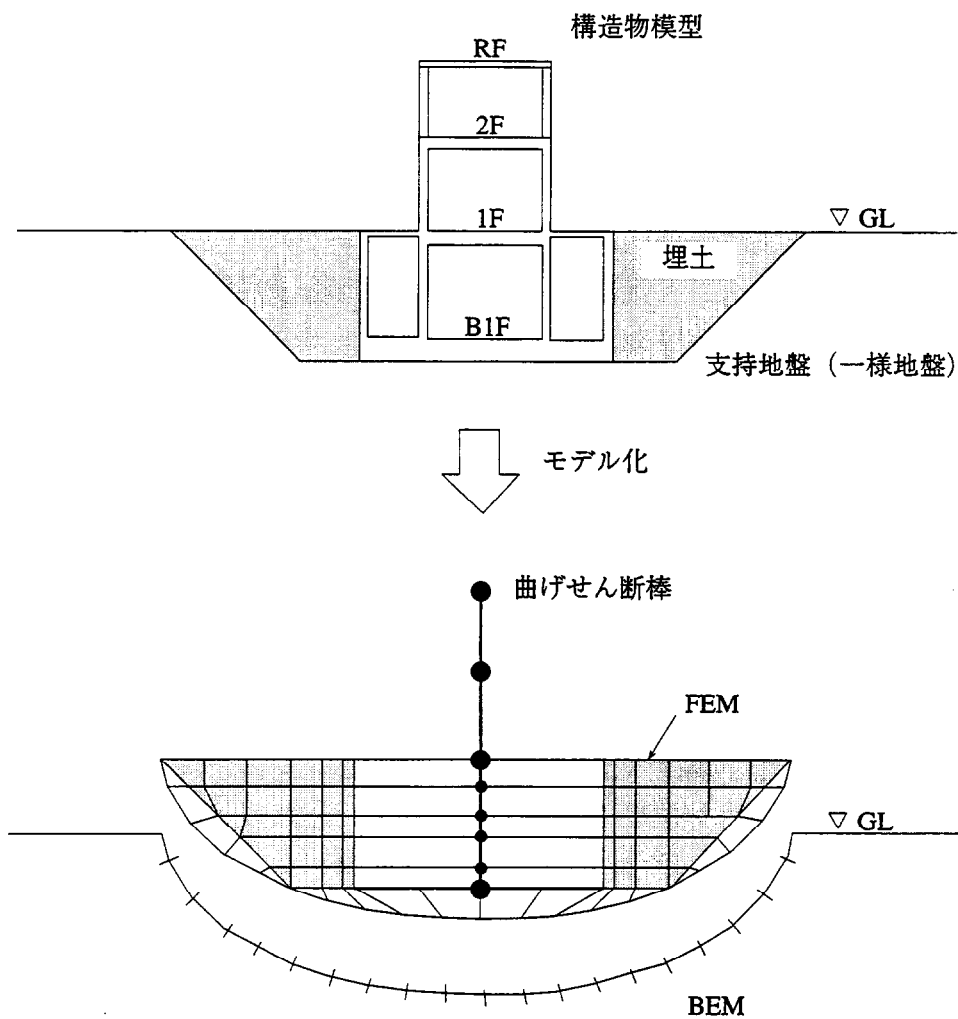


図 5.4-19 解析モデル (斜め入射解析)

表 5.4-4 地盤定数

		ヤング係数 E(ton/cm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 ρ (t/m ³)	せん断波速度 Vs(m/sec)	
地盤	埋土	GL 0~-58.8cm	0.35	0.3	1.78	86.0
		GL-58.8~-127.6cm	0.47	0.3	1.78	100.0
		GL-127.6~-177.4cm	0.59	0.3	1.78	112.0
		GL-177.4~-250.0cm	0.67	0.3	1.78	119.0
		GL-250.0~-300.0cm	0.86	0.3	1.78	135.0
		支持地盤	3.17	0.294	1.65	270.0

(3)解析結果

解析は入射角をパラメータとした周波数応答解析および地震応答解析を行なった。解析ケースを図5.4-20に示す。また、地震応答解析は自由地盤表層の観測波(11X)をコントロール・ポイントとして入力する。図5.4-21(a)～(b)に入力波となる観測波(11X)の加速度応答スペクトルを示す。

a. 周波数応答解析

図5.4-22と図5.4-23に構造物模型主要点及び埋戻し土表面の自由地表面に対する加速度の応答倍率を示す。また側面土圧の自由地表面に対する応答倍率を図5.4-24に相対する側面について重ね書きして示した。入射角のパラメータは特徴的な変化が認められる値を選び、加速度については $\theta=0^\circ$ 、 $\theta=-10^\circ$ 、 $\theta=-15^\circ$ 、 $\theta=-30^\circ$ 、 $\theta=-60^\circ$ 、 $\theta=-80^\circ$ とし、土圧については $\theta=0^\circ$ 、 $\theta=-3^\circ$ 、 $\theta=-5^\circ$ 、 $\theta=-10^\circ$ 、 $\theta=-15^\circ$ 、 $\theta=-30^\circ$ とした。

b. 地震応答解析

図5.4-25と図5.4-26に秋田県北部地震、図5.4-27と図5.4-28に福島県沖地震について構造物模型及び埋土表面の加速度波形を、図5.4-29～図5.4-32にそれぞれの加速度応答スペクトルを示す。入射角のパラメータとして $\theta=0^\circ$ 、 $\theta=\pm 30^\circ$ 、 $\theta=\pm 60^\circ$ 、 $\theta=\pm 80^\circ$ とした結果を示す。

図5.4-33(a)～(b)に秋田県北部地震、図5.4-34(a)～(b)に福島県沖地震について相対する側面の同じ深さの東側と西側の土圧記録(E1とW7)の重ね書きを示す。重ね書きは記録の前半の比較的振幅の大きい部分と後半の低振動数成分が卓越する部分の4秒ずつについて西側側面の土圧を実線、東側側面の土圧を破線で示している。入射角のパラメータは $\theta=0^\circ$ 、 $\theta=-3^\circ$ 、 $\theta=-5^\circ$ 、 $\theta=-10^\circ$ 、 $\theta=-15^\circ$ である。

(4)考察

a. 周波数応答解析

構造物模型頂部の応答倍率は入射角が -30° 以下に対しては約40倍、 -30° 以上に対しては約100倍の値を示し、反射P波の角度が 90° となる入射角 $\theta=-32.7^\circ$ を境にして差がみられる。構造物模型各質点間の位相差については、いずれの入射角に対しても構造物模型の1次共振振動数($f_1=13\text{Hz}$)までは同位相を示し、その後頂部のみが1階、地下階と 180° の位相差をもつ。また、自由地表面位置に対する1階、地下階の位相差は入射角 θ が小さい場合振動数に対して比較的变化が少ないのに対し、 $\theta=-30^\circ\sim-80^\circ$ の場合振動数に比例して位相が変化し、またその勾配は $\theta=-15^\circ$ 以上の場合入射角に比例して大きくなる。

埋土の応答倍率は振動数が大きくなるに従い大きくなるが、その傾向は入射角 θ が 60° 以下の場合に強く、 20Hz で4～6の値を示す。構造物模型の埋土の応答に及ぼす影響は入射角が小さい程少ない傾向にあり、構造物模型の前面側(入射面)の埋土の応答倍率はやや増大、反対側はやや減少する。構造物模型両側の埋土の位相差は、入射角が 0° の場合は存在しないが、入射角に応じて増加し $\theta=-30^\circ$ の場合約 45° 程度となる。 $\theta=\pm 60^\circ$ 、 $\pm 80^\circ$

の場合振動数に比例して位相差は大きくなり、15Hz程度で180°となる。

側面土圧の応答倍率は、入射角の増加に応じて変化し、-15°~-30°以上の入射角に対しては入射角の違いによる応答倍率の変化は少ない。振幅特性をみると、入射角が大きい場合高振動数に比較し低振動数側の増幅が大きい一種のハイカットフィルターの様な特性を示し、その傾向は小さい入射角から現れるとともに入射角の増加に応じて顕著になる。また構造物模型の1次共振振動数近傍においては、比較的入射角が小さい場合、構造物模型の吸振効果により応答土圧値が減少する。入射角が大きい場合、入射側の土圧は増大し、反対側の土圧値は減少する傾向をもつ。位相特性をみると、入射角 $\theta=0^\circ$ の場合、構造物両側の土圧は常に180°の位相差をもつものに対し、入射角をもつ場合、入射角の増加に応じて位相の変化が起こる。この傾向は低振動数側においてより顕著で、入射角の増加に応じて高振動数側に波及し、 $\theta=-30^\circ$ では両側面の土圧は、比較的低振動数部分ではまったく同位相となる。これは入射角が増加するに従い、角度に応じて地盤自身の圧縮または引張の応力場が卓越し、その中に慣性力が小さい構造物模型があるためと考えられる。

b. 地震応答解析

本解析においては、定性的検討を主眼とし、一様支持地盤の仮定等の理想化を行なっているため、定量的なシミュレーション解析という面では必ずしも妥当な結果が得られているとは言い難いが、観測値との比較により以下のことが指摘される。

- i) 加速度についてみると、埋土及び地下階の応答は、入射角によらずほぼ一定の応答を示すのに対し、2階の応答は、入射角 $\theta=\pm 60^\circ$ 、 $\pm 80^\circ$ において大きな応答を示す。これは、斜め入射のためロッキング成分が励起されたためと思われる。
- ii) 入射角 $\theta=0^\circ$ の場合、応答最大土圧値は観測値と比較的よく一致するが、観測波に見られる比較的低振動数成分及び相対する側面の同位相土圧については全く表せない。
- iii) 地震波が入射角をもつ場合、入射角 θ が $-10^\circ\sim-15^\circ$ を越えると、相対する側面の比較的低振動数の同位相土圧についてはその傾向をよく捉えているが、入射角に比例して土圧値が過大になるとともに、逆位相で現れる高振動数成分については表せない。
- iv) 入射角 θ が $-5^\circ\sim-10^\circ$ 程度の場合、土圧波形の時刻歴変化については、必ずしも妥当と言えない部分もあるが、高振動数成分を含む比較的低振動数の土圧、逆位相の高振動数成分及び土圧の絶対値とも観測値とよい対応を示していると考えられる。地下深部の構造をIchikawa & Mochizukiのモデル¹⁵⁹⁾を使って入射角を求めると $-5^\circ\sim-10^\circ$ に分布しており、本検討と調和している。

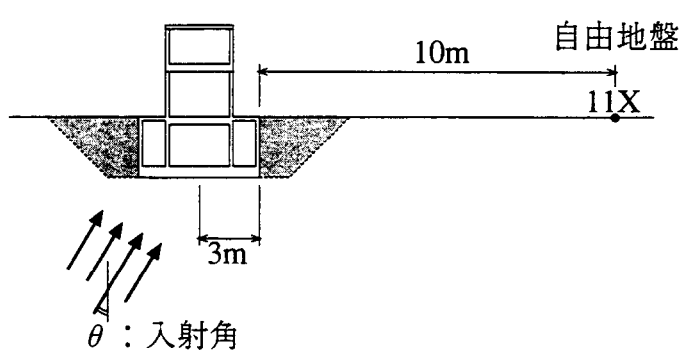
解析方法	入射角 θ	解析条件	
周波数応答解析	0°		
	-3°		
	-5°		
	-10°		
	-15°		
	$\pm 30^\circ$		
	$\pm 60^\circ$		
	$\pm 80^\circ$		
地震応答解析	0°		<ul style="list-style-type: none"> ・地震波入力に於いては、自由地盤表面の水平動が観測波と一致する様にした。 ・地震応答解析は2波の観測記録に対して行った。
	-3°		
	-5°		
	-10°		
	-15°		
	$\pm 30^\circ$		
	$\pm 60^\circ$		
	$\pm 80^\circ$		

図 5.4-20 斜め入射解析 解析ケース一覧

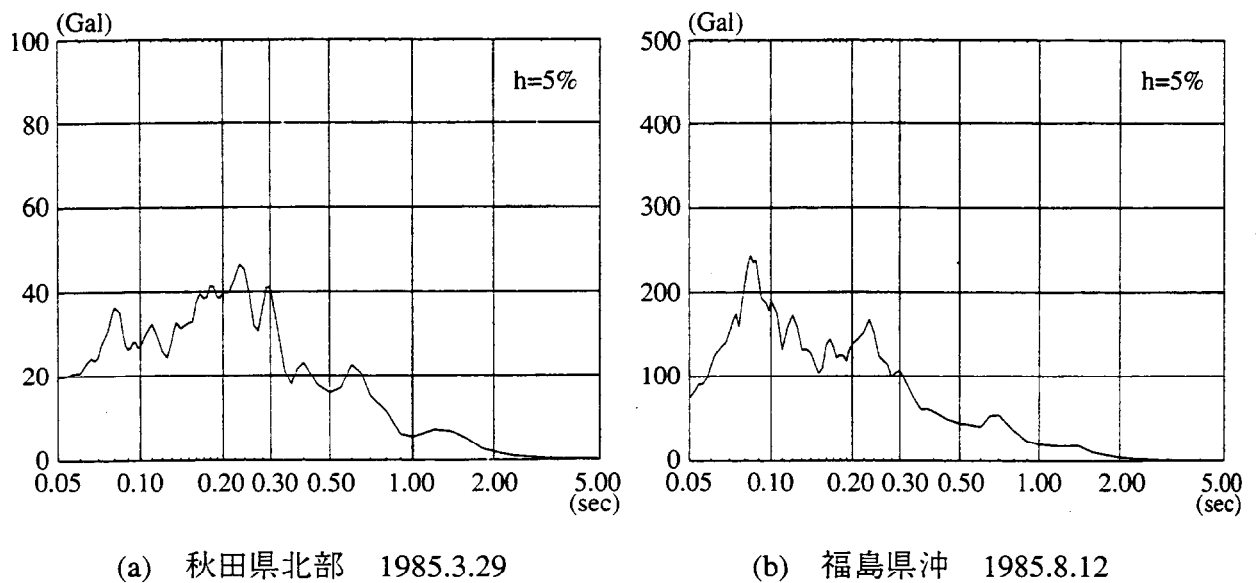


図 5.4-21 入力波の加速度応答スペクトル (自由地盤)

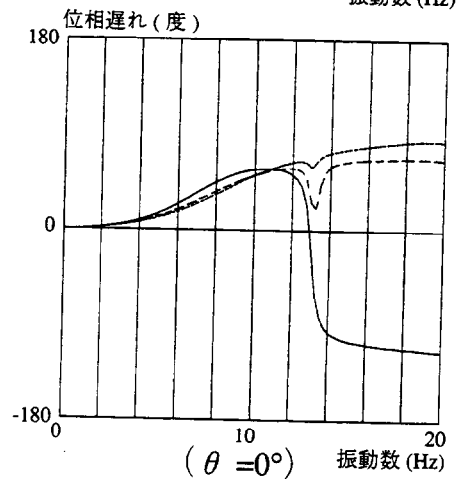
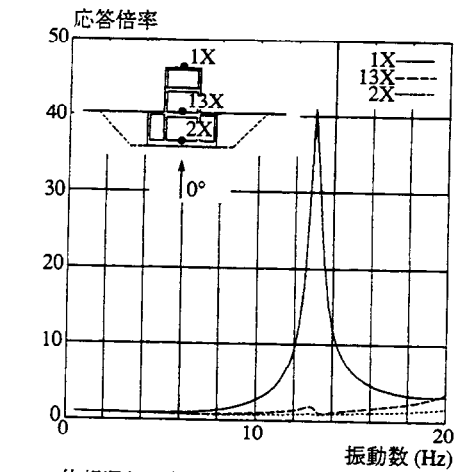
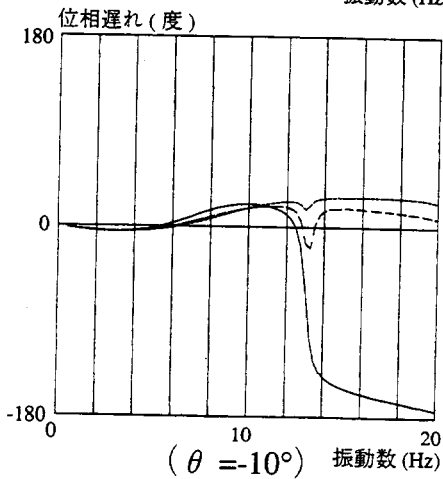
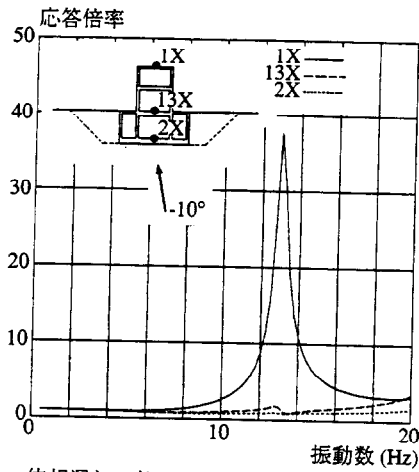
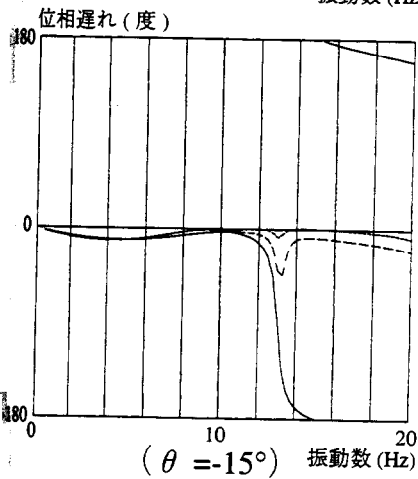
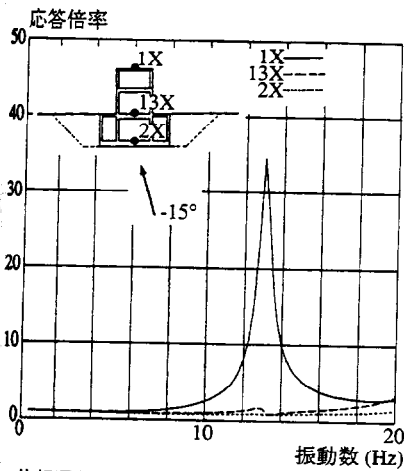
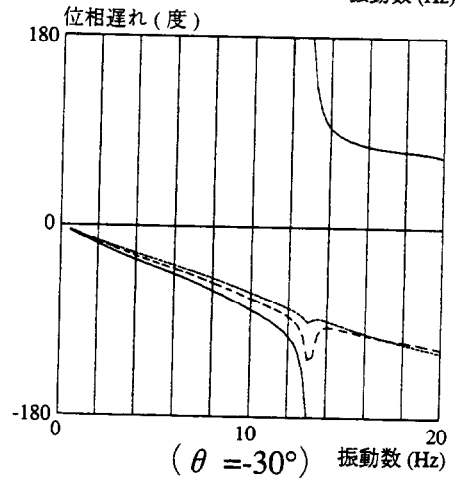
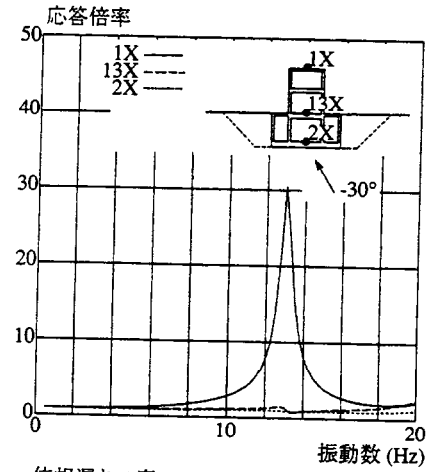
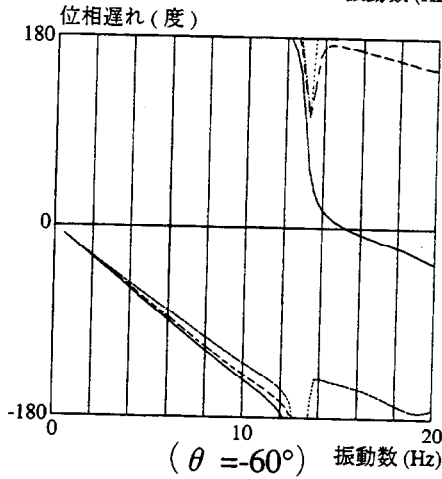
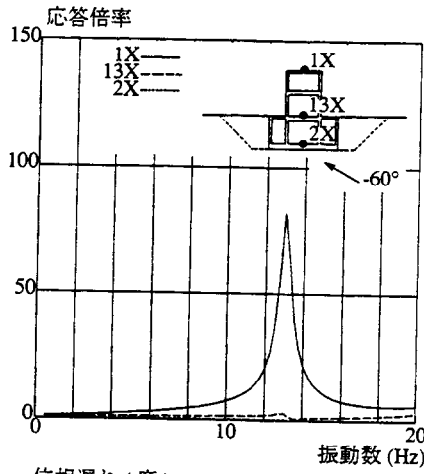
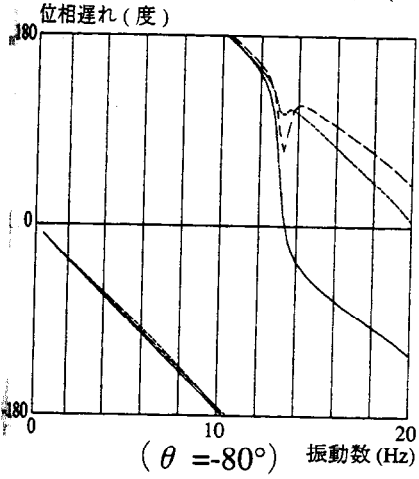
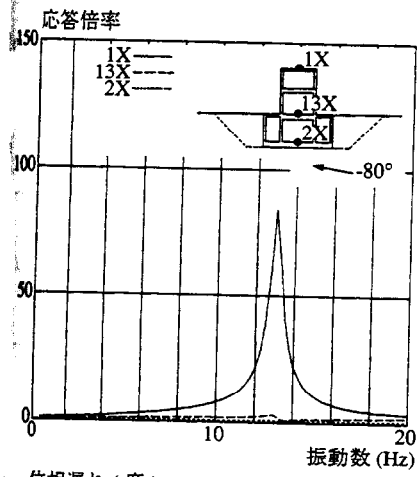


図 5.4-22 構造物の自由地表面に対する伝達関数

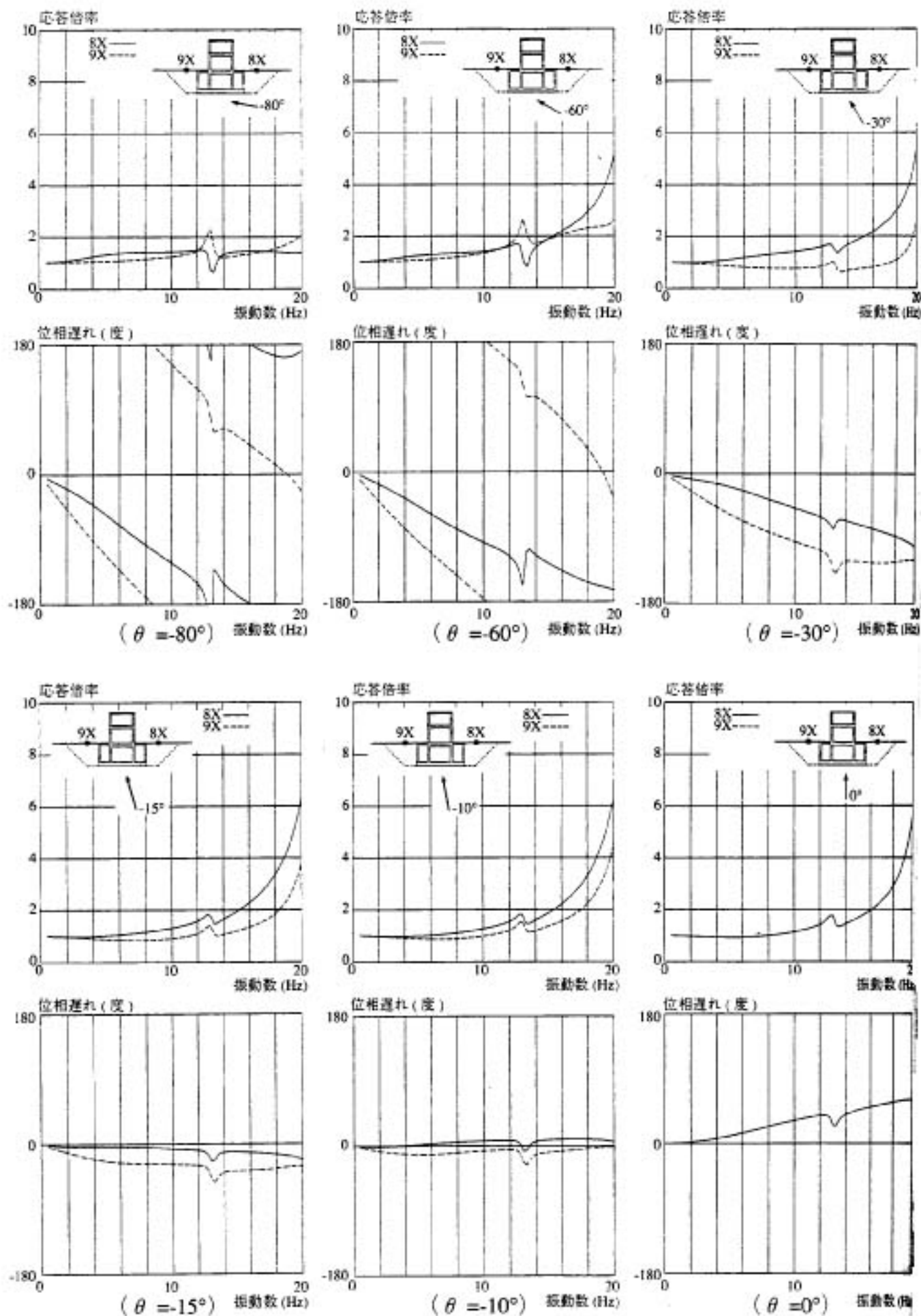


図 5.4-23 埋戻し土の自由地表面に対する伝達関数

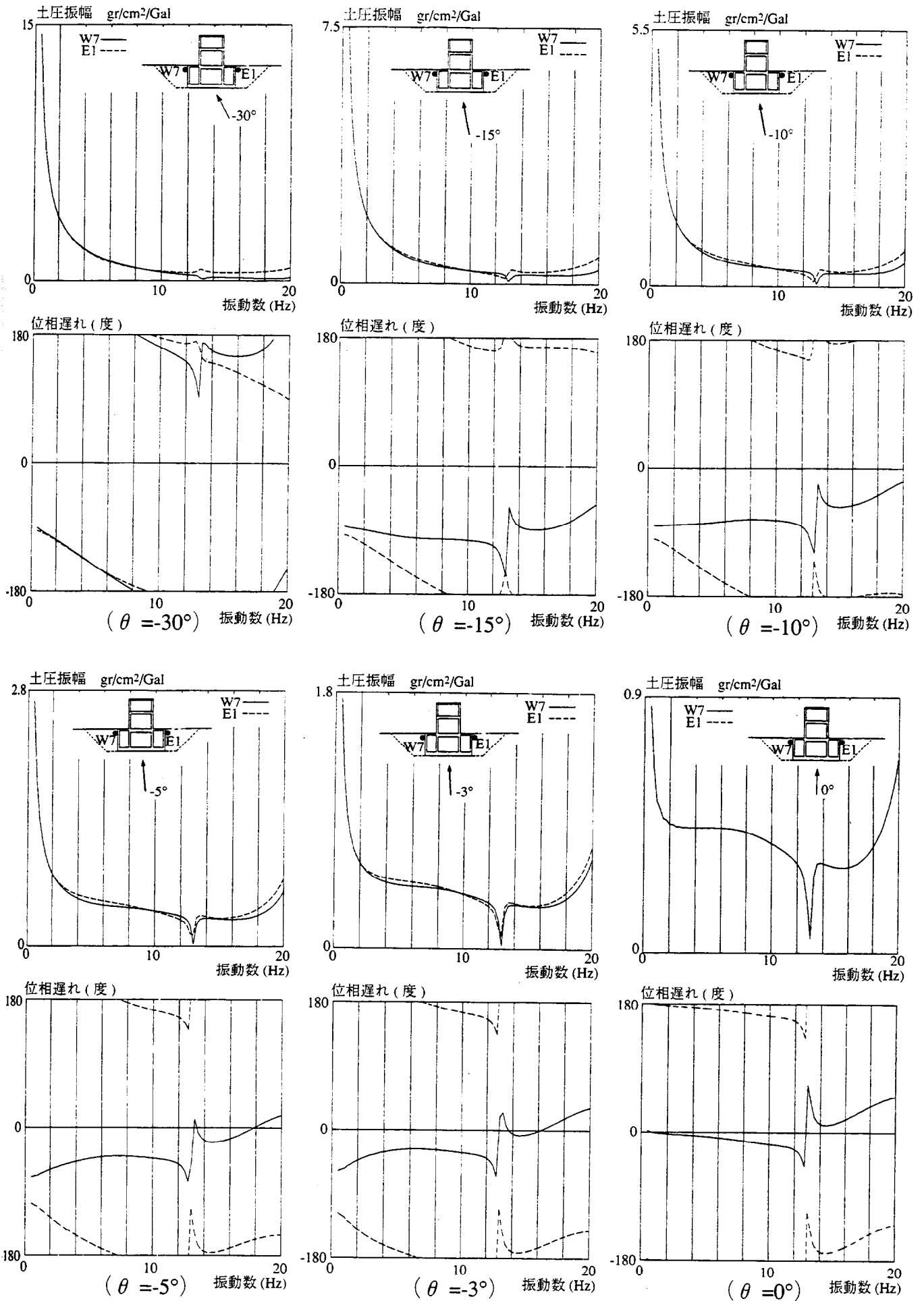


図 5.4-24 側面土圧の自由地表面に対する伝達関数

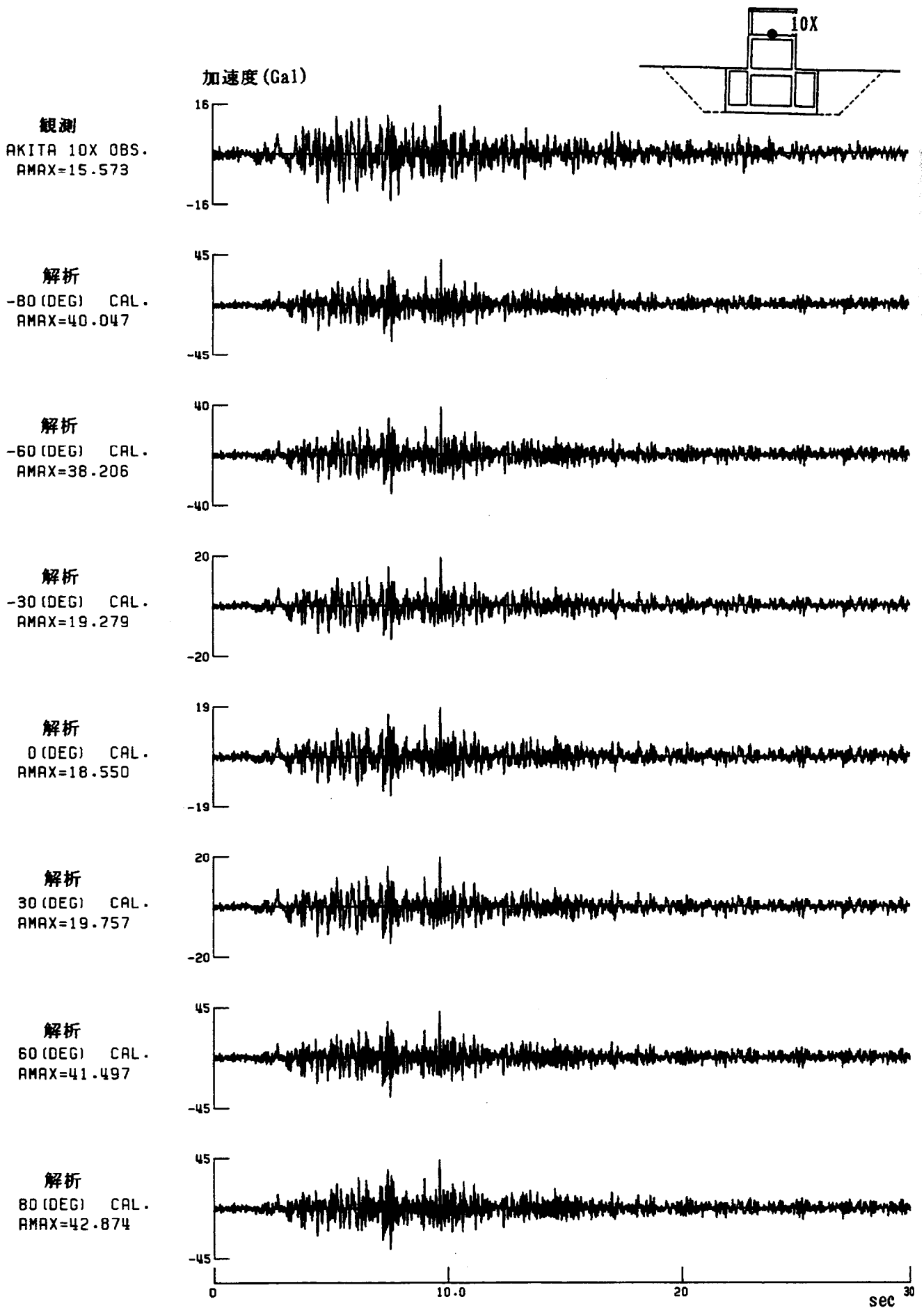


図 5.4-25 斜め入射解析による構造物応答加速度 (秋田県北部 1985.3.29)

観測
AKITA 8X OBS.
AMAX=14.109

加速度 (Gal)



解析
-80 (DEG) CAL.
AMAX=21.953



解析
-60 (DEG) CAL.
AMAX=22.694



解析
-30 (DEG) CAL.
AMAX=20.589



解析
0 (DEG) CAL.
AMAX=17.844



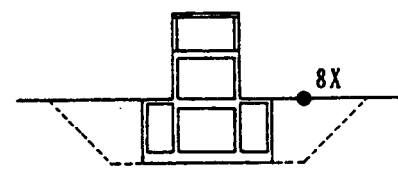
解析
30 (DEG) CAL.
AMAX=15.018



解析
60 (DEG) CAL.
AMAX=22.582



解析
80 (DEG) CAL.
AMAX=20.818



0 10.0 20 30 sec

図 5.4-26 斜め入射解析による埋土応答加速度 (秋田県北部 1985.3.29)

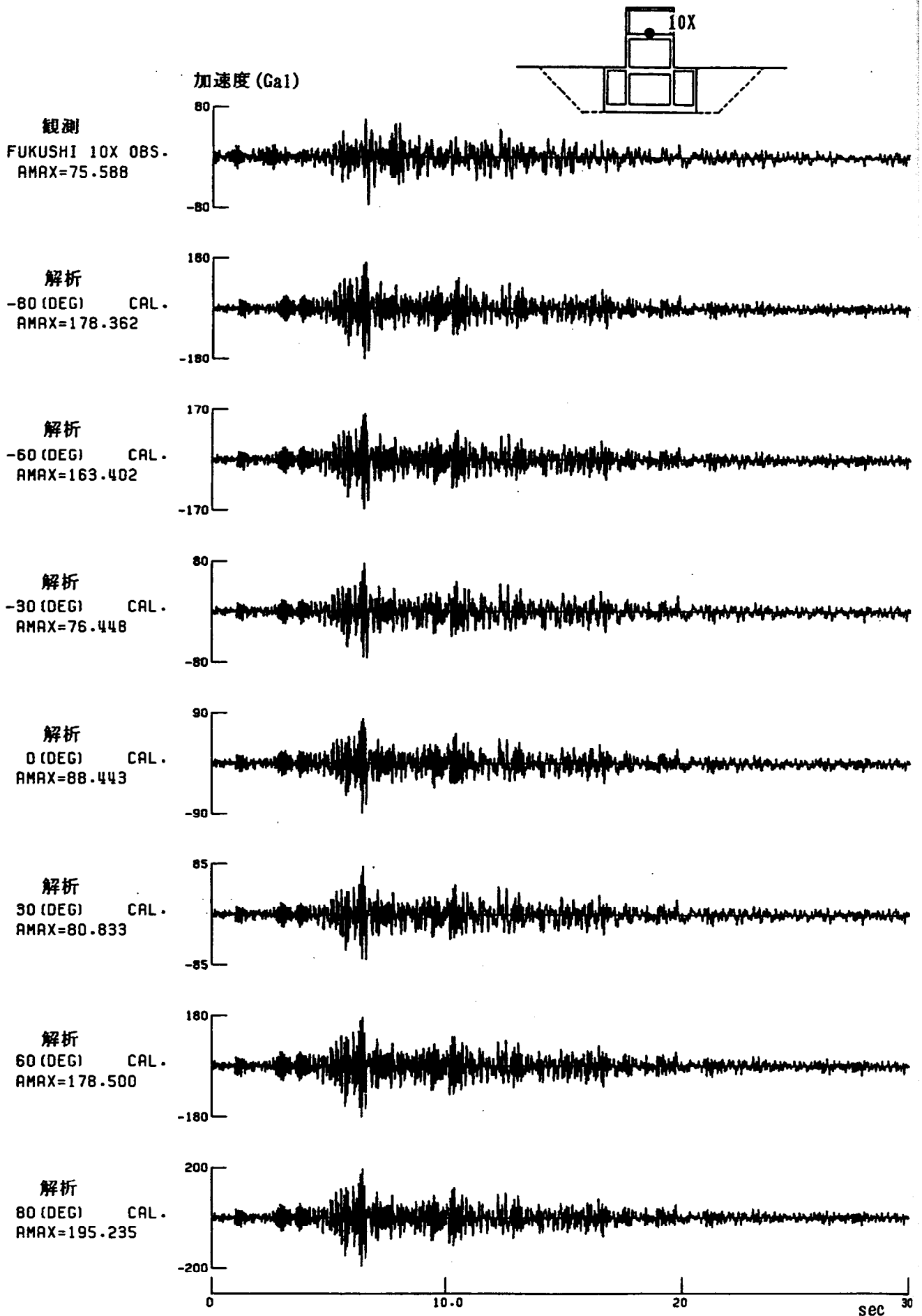


図 5.4-27 斜め入射解析による構造物応答加速度 (福島県沖 1985.8.12)

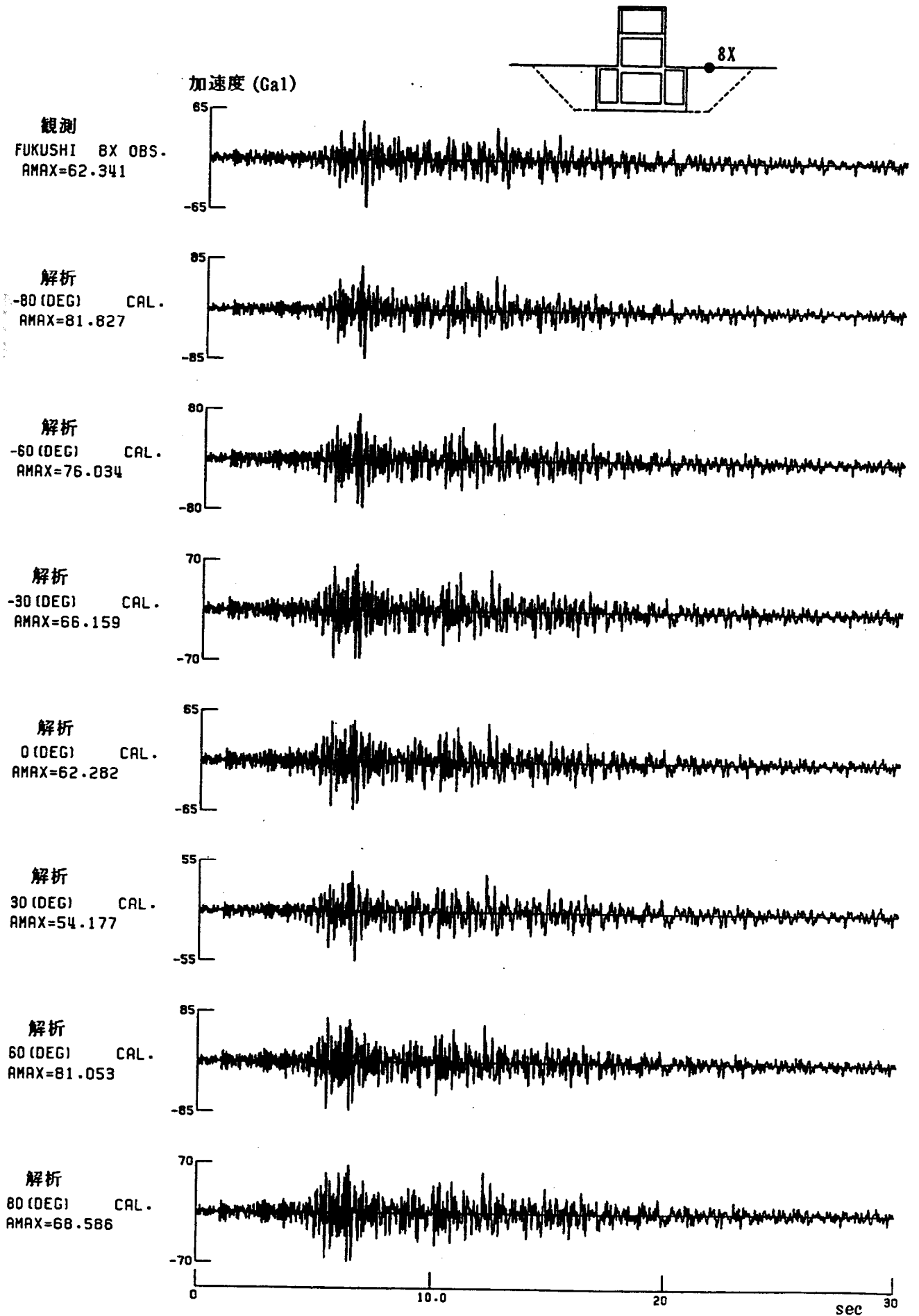


図 5.4-28 斜め入射解析による埋土応答加速度 (福島県沖 1985.8.12)

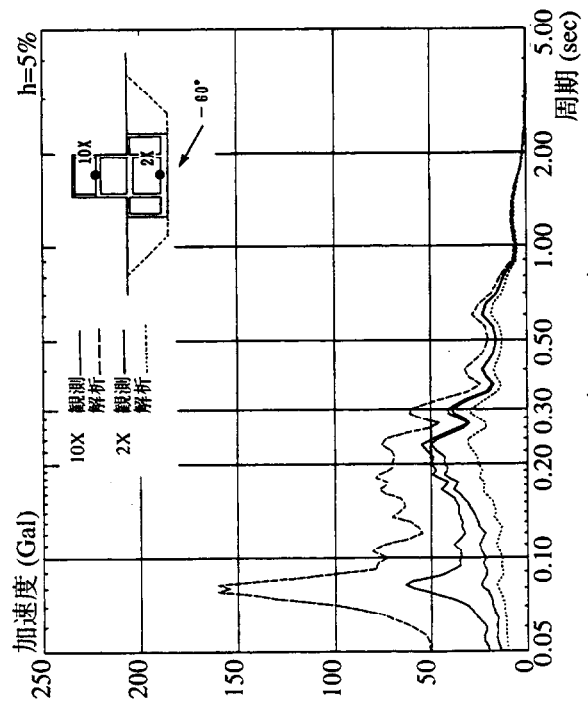
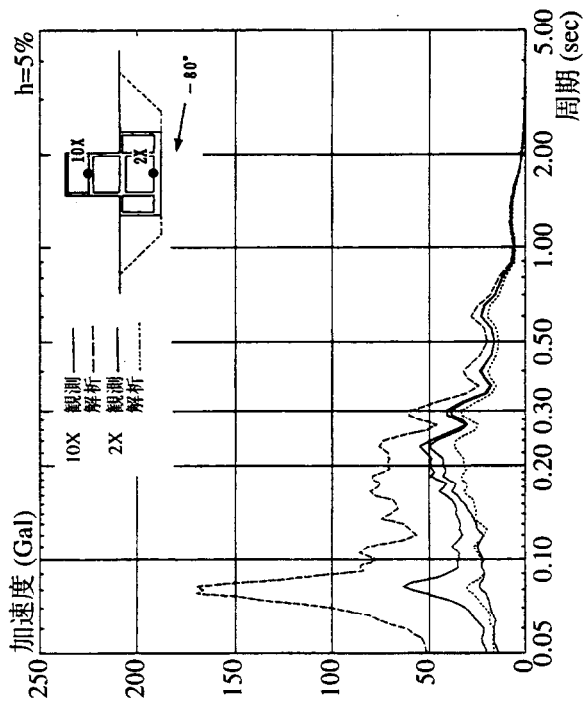
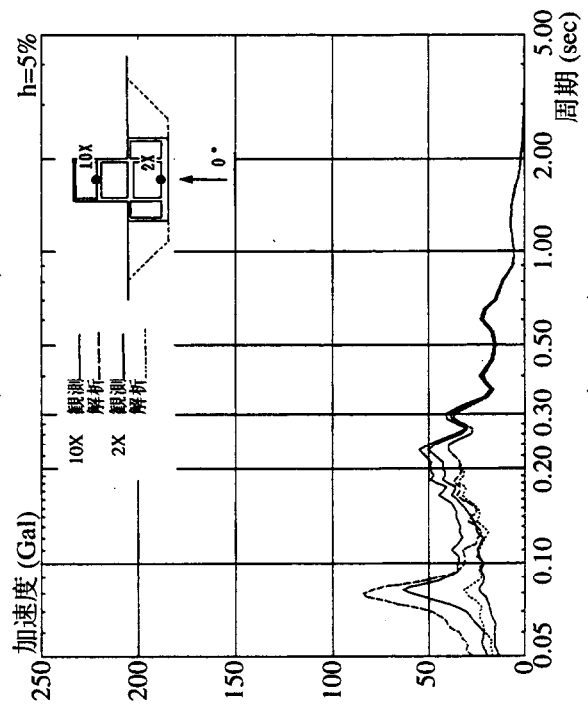
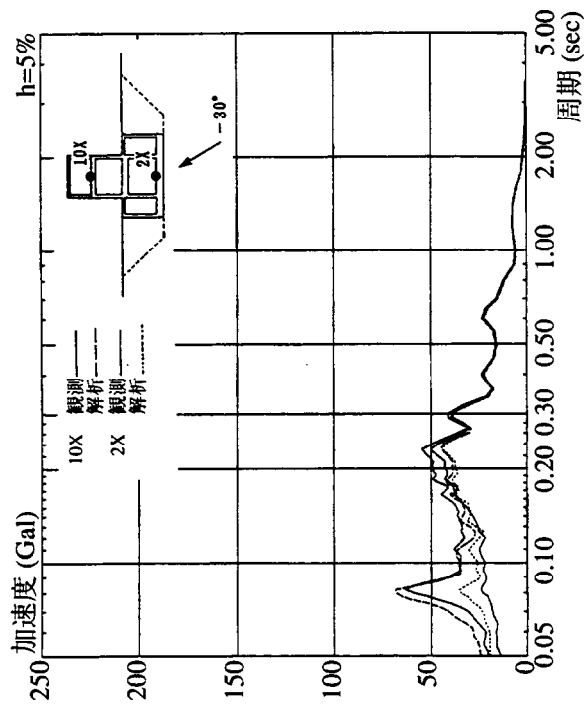


図 5.4-29 斜め入射解析による構造物加速度応答スペクトル (秋田県北部 1985.3.29)

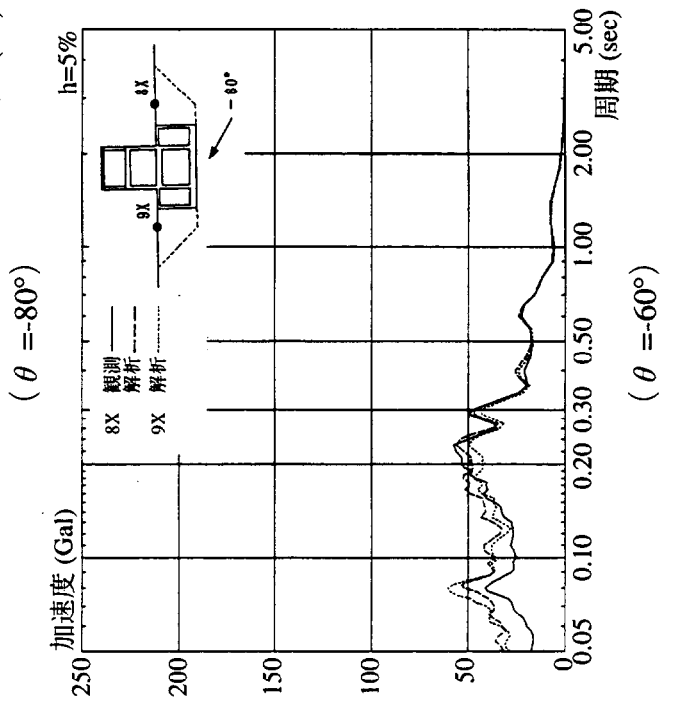
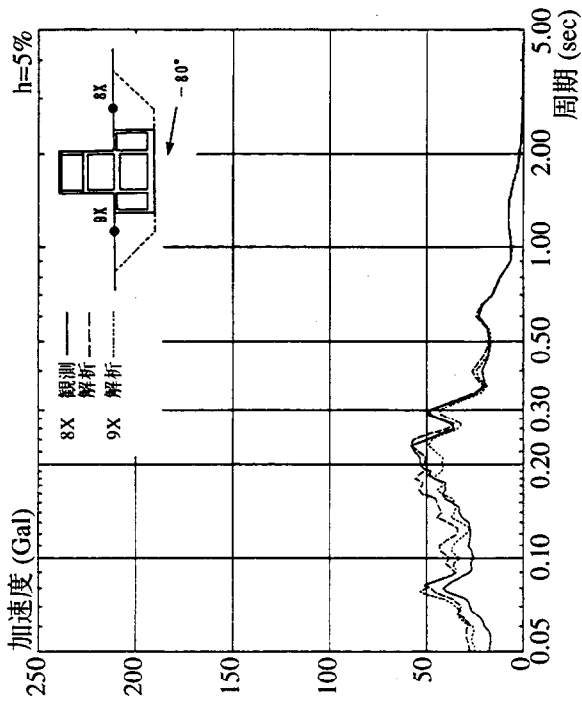
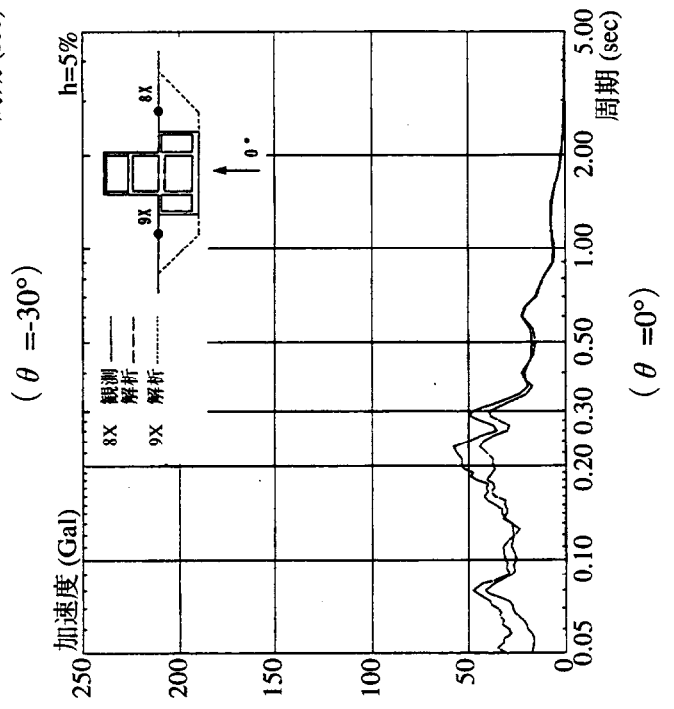
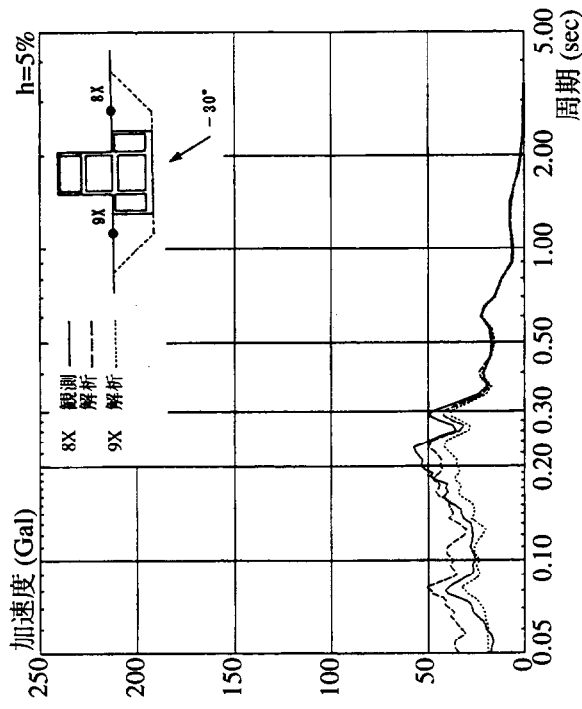


図 5.4-30 斜め入射解析による埋土加速度応答スペクトル (秋田県北部 1985.3.29)

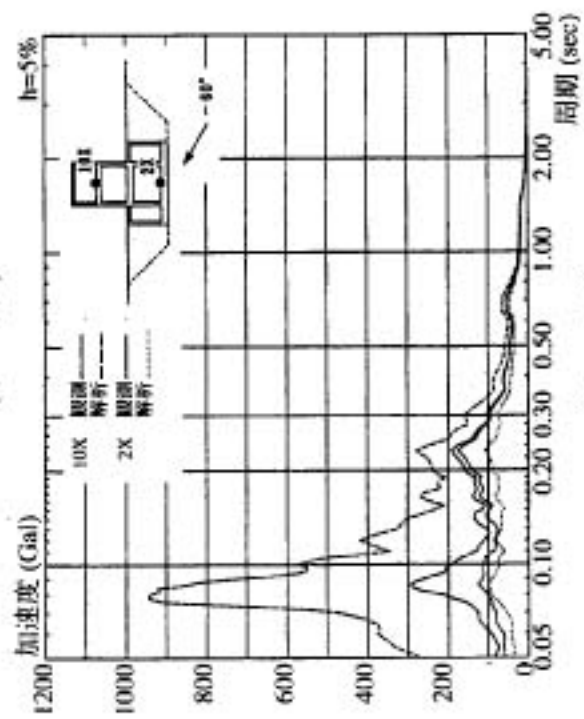
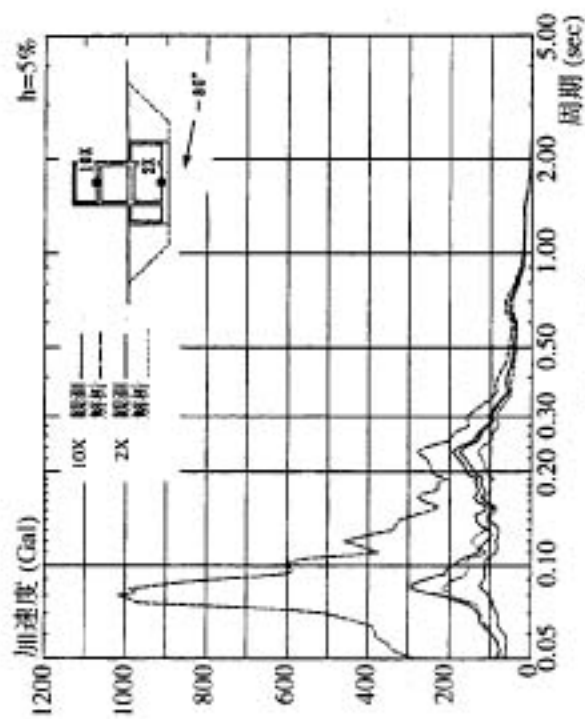
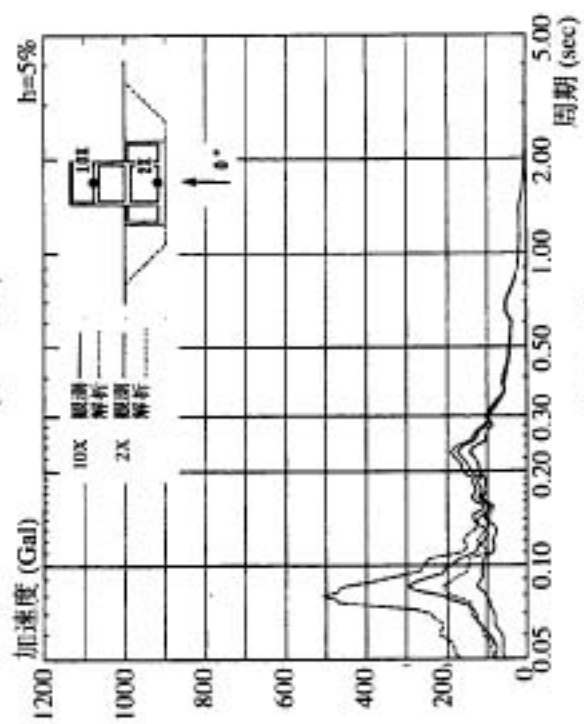
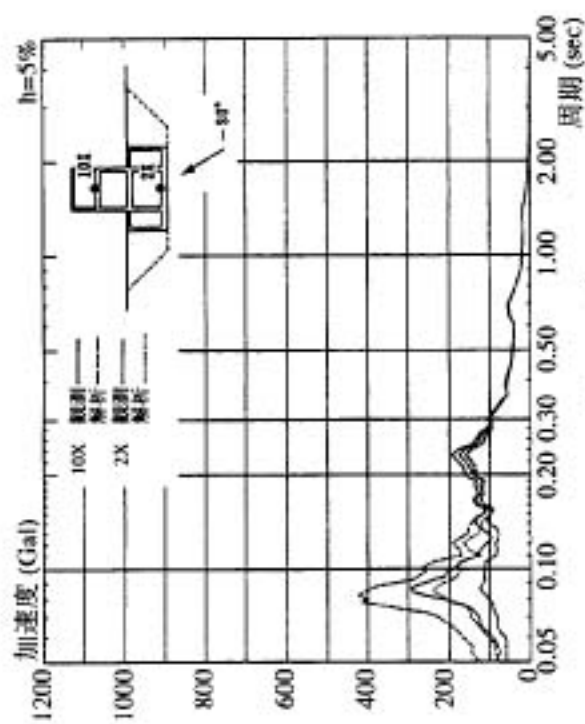


図 5.4.31 斜め入射解析による構造物加速度応答スペクトル (福島県沖 1985.8.12.)

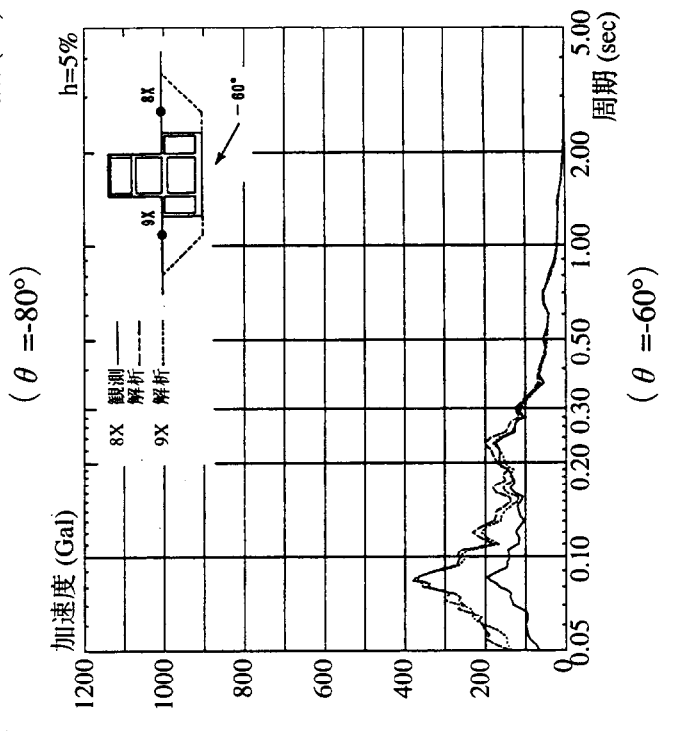
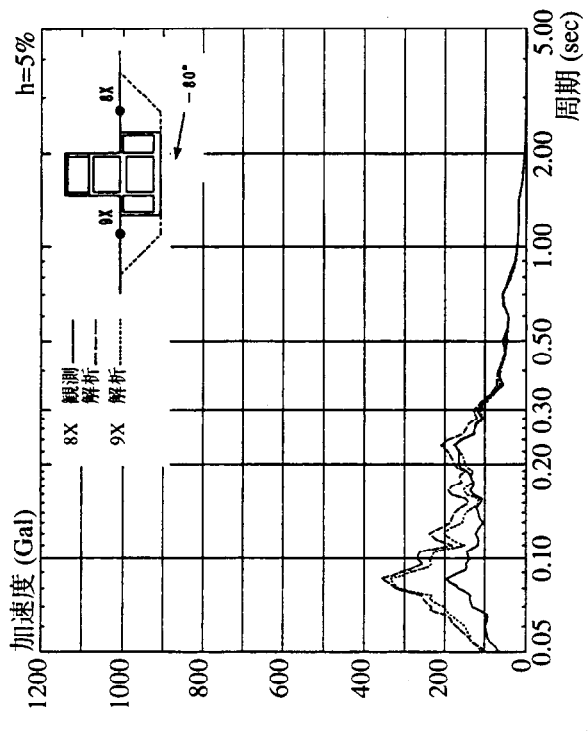
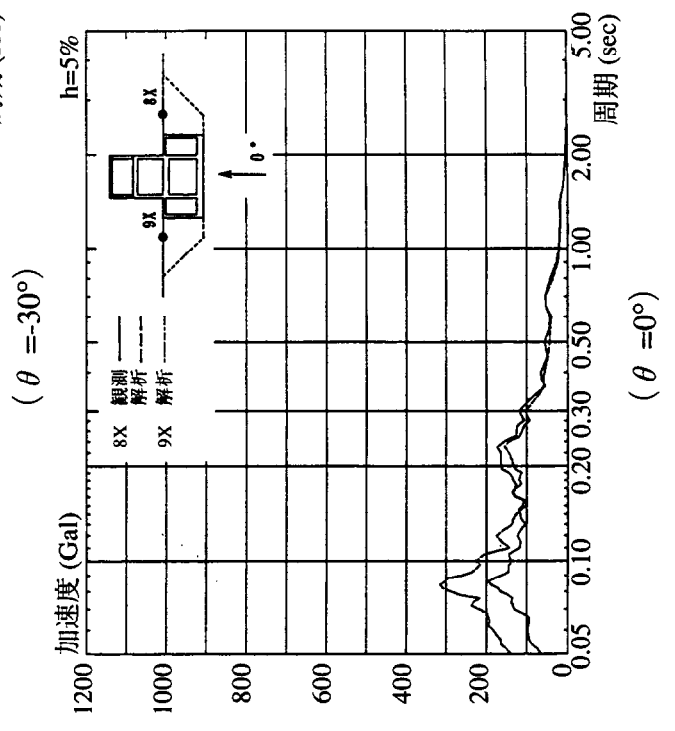
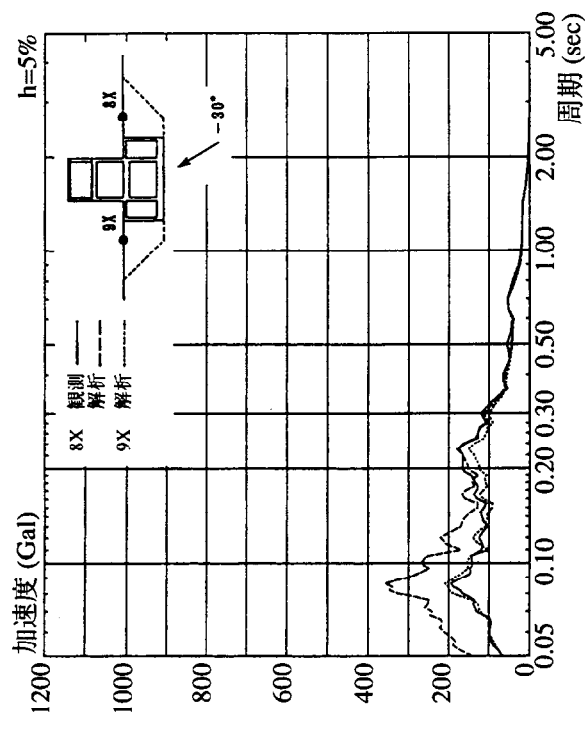
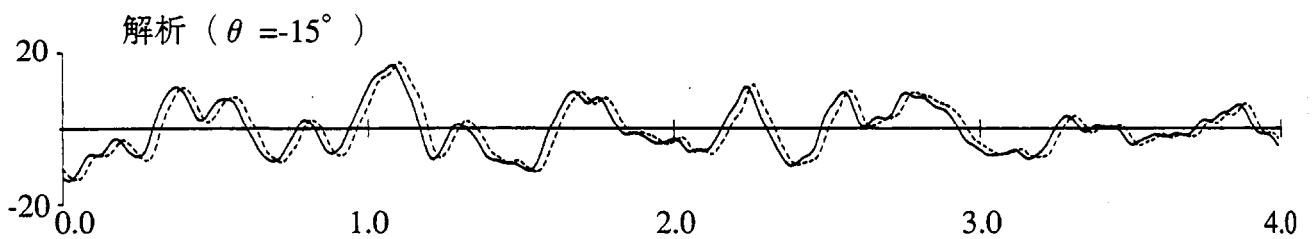
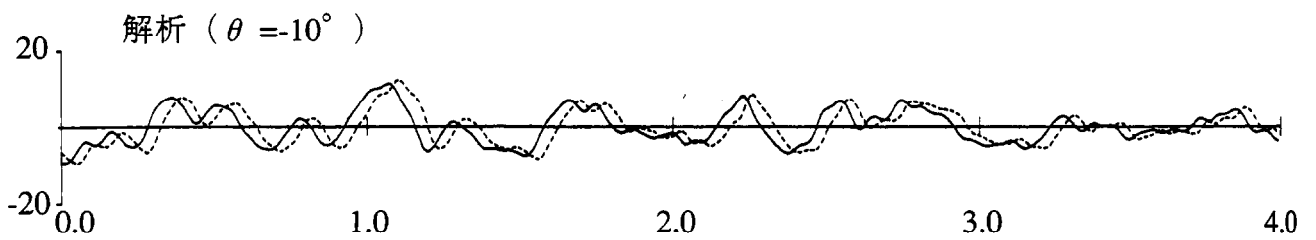
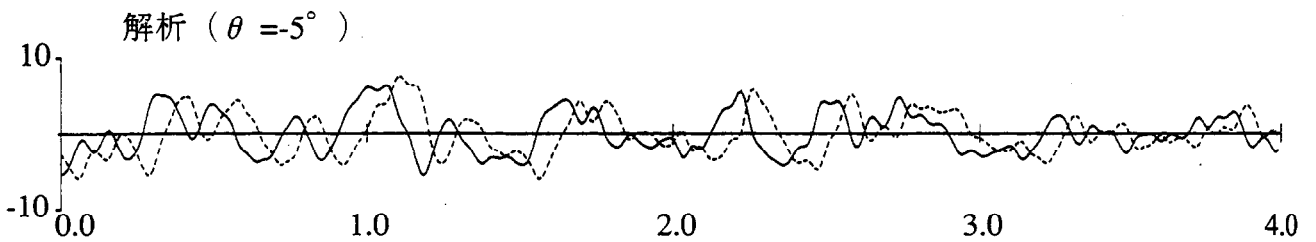
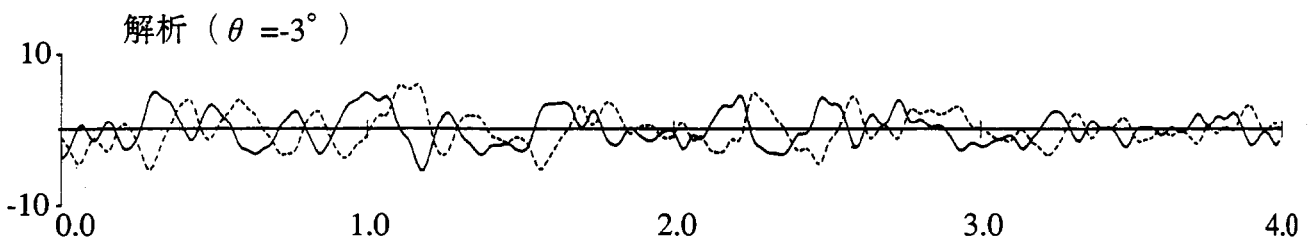
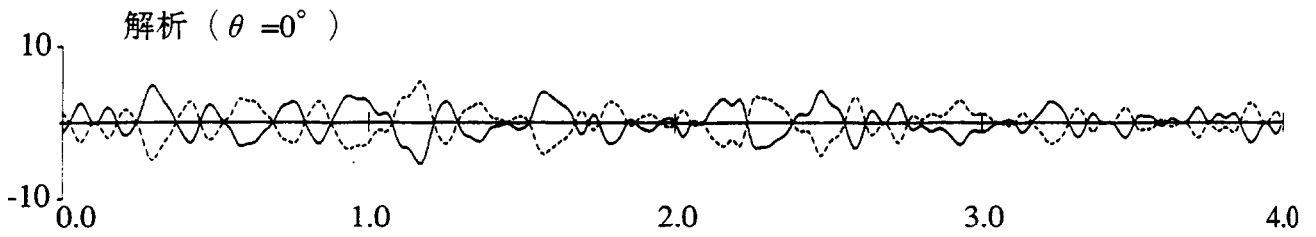
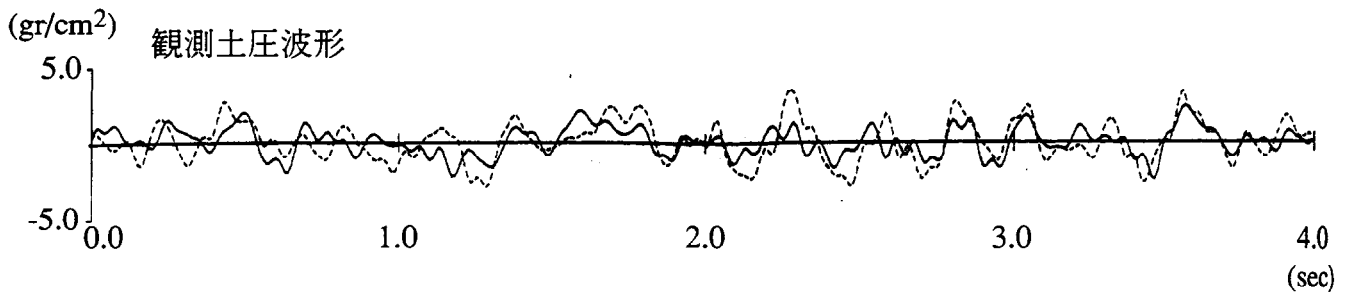


図 5.4-32 斜め入射解析による埋土加速度応答スペクトル (福島県沖 1985.8.12)



(a) $t=5\sim 9$ 秒

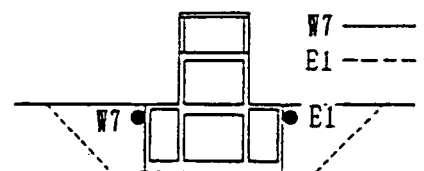
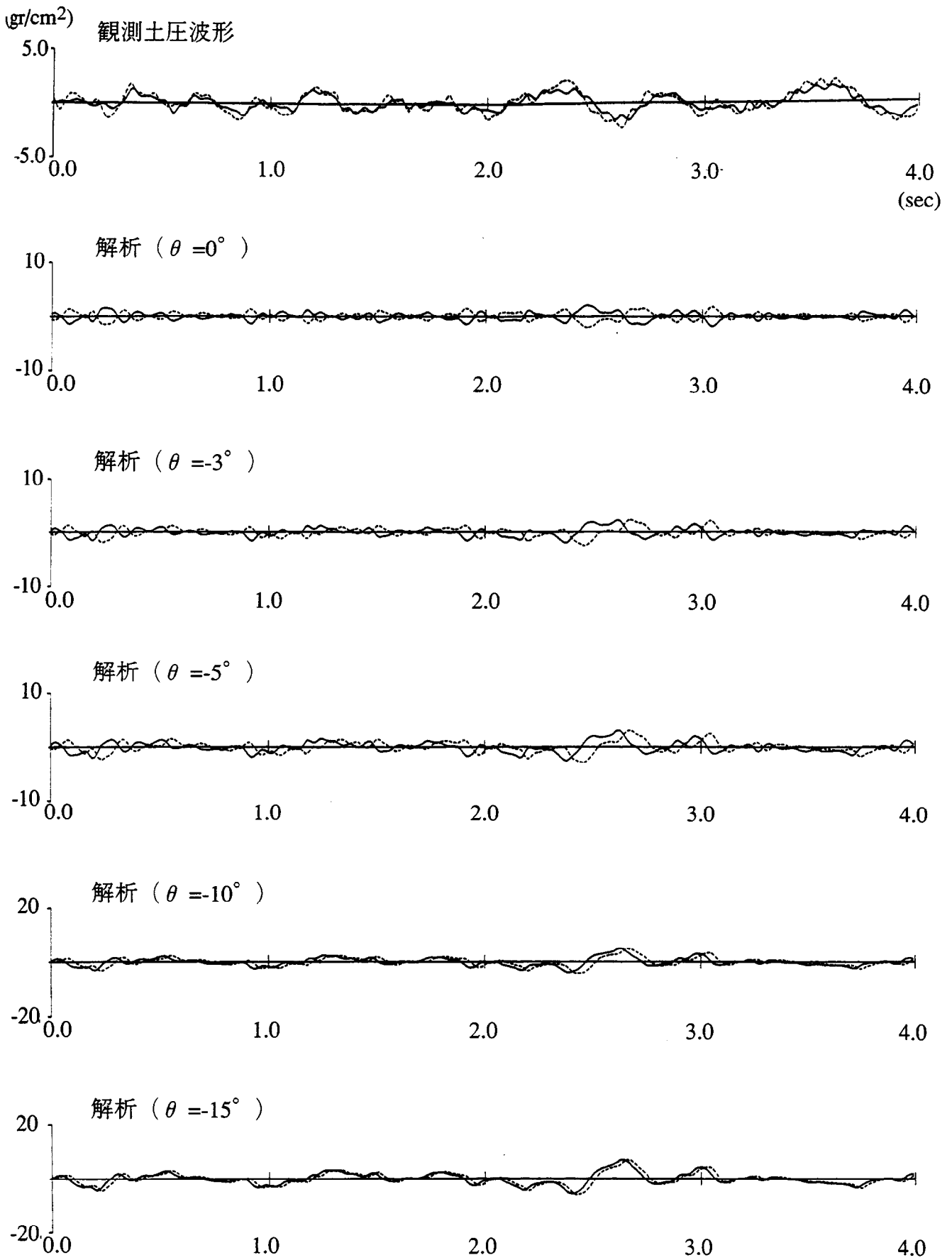


図 5.4-33 側面土圧の重ね書き (秋田県北部 1985.3.29)



(b) t=20~24 秒

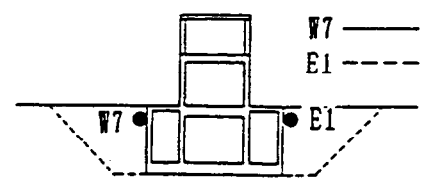


図 5.4-33 側面土圧の重ね書き (秋田県北部 1985.3.29)

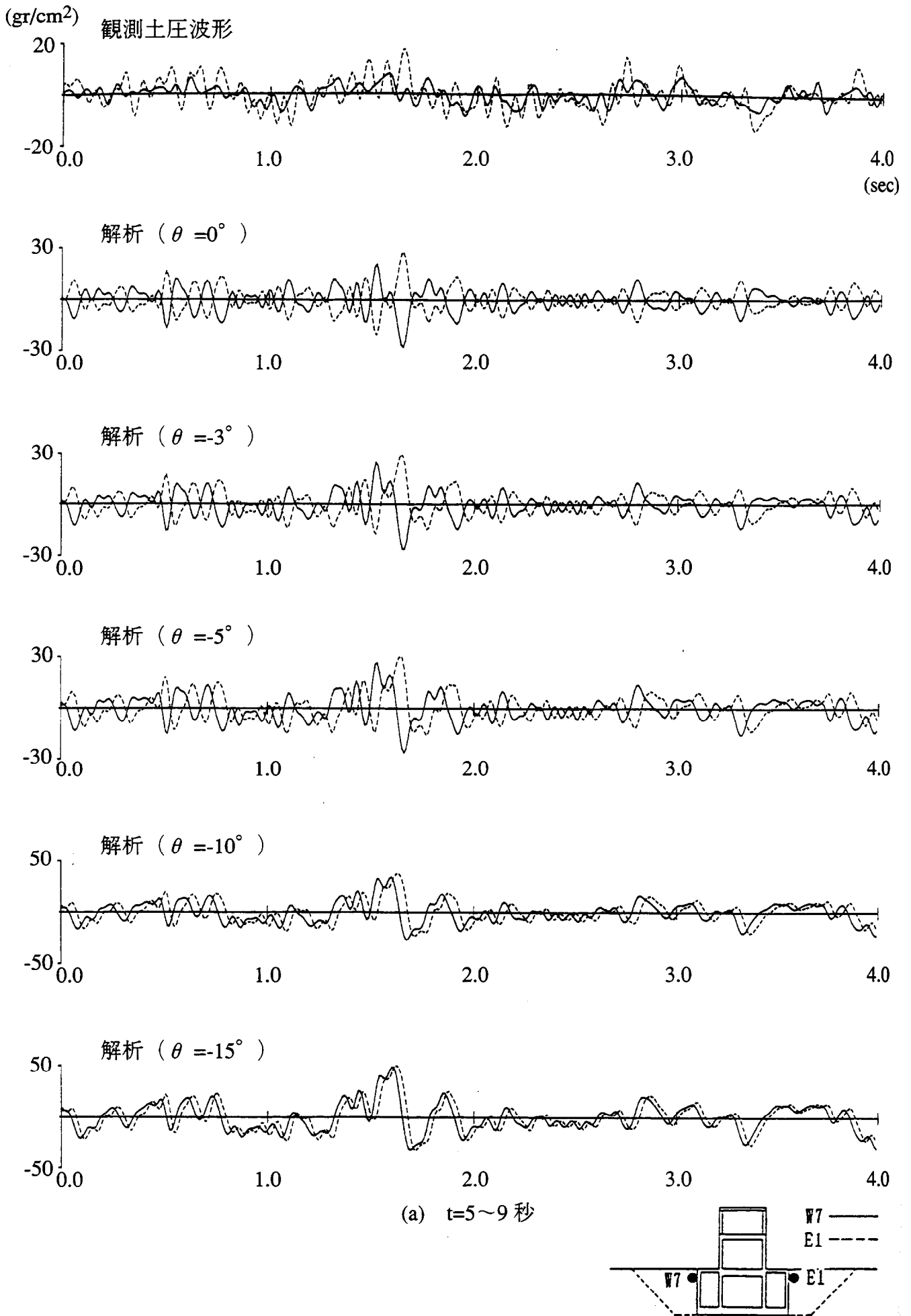
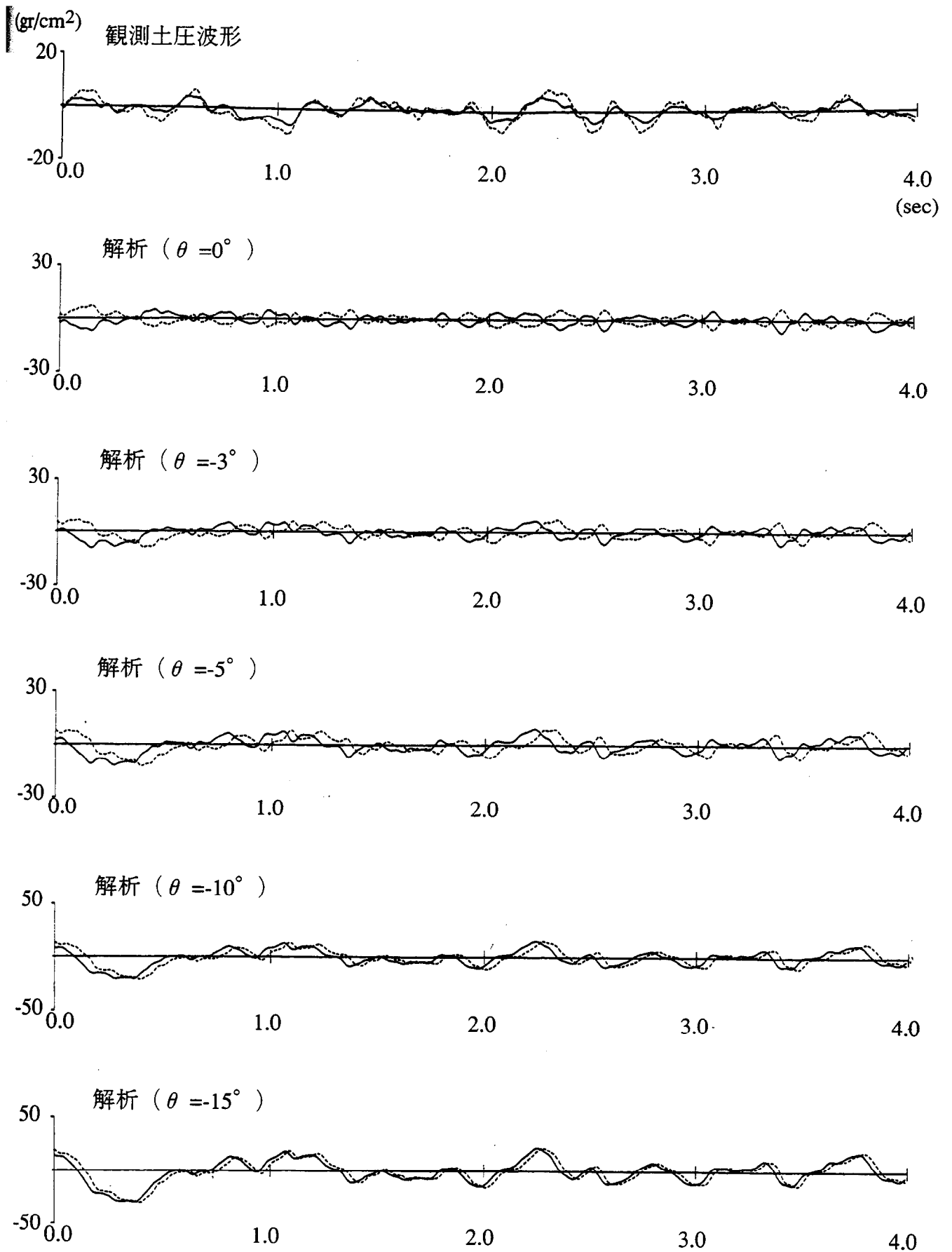


図 5.4-34 側面土圧の重ね書き (福島県沖 1985.8.12)



(b) t=20~24 秒

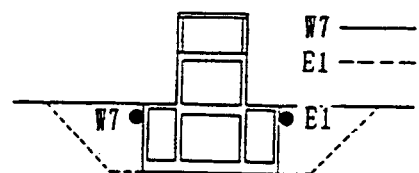


図 5.4-34 側面土圧の重ね書き (福島県沖 1985.8.12)

5.5 まとめ

第5章では地下部側面に土圧計を設置して地震観測を行ない、その実測結果とシミュレーション解析から面としての土圧分布性状および相対する地下部側面に作用する土圧の位相特性について述べた。

地下部側面に作用する地震時の土圧を把握するため、壁面に平面的に土圧計を配置して地震観測を行い、土圧の面的な分布性状を解析的に捉えるため、3次元FEMモデルを用いて検討した。しかしながら実施設計時に地震時土圧を評価する場合、2次元FEMが用いられている。そこで構造物模型の振動実験のシミュレーション解析で3次元FEMモデルの妥当性を確認したのち、観測記録を用いた2次元FEM、3次元FEMによる地震応答解析を行い、実測結果と比較して土圧の3次元効果の検討を行った。3次元効果が顕著に現れる振動実験のシミュレーション解析を3次元FEMモデルにより行い、実験値と良く一致する結果が得られた。そこで、2次元FEM、3次元FEMにより地震時の土圧を求め実測値と比較した。土圧の3次元FEMによる解析結果は実測値をよく再現していた。また、2次元FEMモデルは3次元FEMより大きめの評価となることが分かった。

地震観測では多くの地震波が記録されており、構造物模型地下部側面に作用する地震時の土圧は、相対する側面位置においてかならずしも逆位相ではなく、構造物模型の1次共振振動数よりも低振動数領域で顕著にみられる同位相土圧と、構造物模型の1次共振振動数近傍またはそれ以上の振動数領域で発生する逆位相土圧の合成波形となっていることが分かった。これより地震動の構造物模型への入力がかならずしもSH波的な伝播ではなく、SH波やSV波の斜め入射また入射地震波が空間的に変動する影響が土圧観測に顕著に現れているものと考えた。そこで観測記録から求めた多入力による解析を行なった。構造物模型と地盤の応答値を時刻歴波形やスペクトルで比較しても一様入力と多入力の結果に差がほとんど認められなかったが、相対する土圧については一様入力では全ての振動数範囲で逆位相となっているのに対し、多入力では観測記録と同様に低振動数成分で同位相となっていることがわかった。

次にSV波斜め入射による影響を見るために、構造物模型、埋土、周辺地盤の一部を2次元FEMで、支持地盤を一様地盤として2次元BEMで評価したBEM-FEMハイブリット・モデルで検討した。加速度についてみると、埋土および地下階の応答は、入射角によらずほぼ一定の応答を示すのに比し、2階の応答は、入射角 $\theta = \pm 60^\circ$ 、 $\pm 80^\circ$ において大きな応答を示す。これは、斜め入射のためロッキング成分が卓越したためと思われる。入射角 $\theta = 0^\circ$ の場合、応答最大土圧値は観測値と比較的よく一致したが、観測波にみられる低振動数成分および相対する側面の位相については全く表せない。地震波が入射角をもつ場合、入射角 θ が $-10^\circ \sim -15^\circ$ を越えると、相対する側面の低振動数の同位相土圧についてはその傾向をよく捉えているが、入射角に比例して土圧値が過大になるとともに、逆位相で現れる高振動数成分については表せない。入射角 θ が $-5^\circ \sim -10^\circ$ 程度の場合、土圧波形の時刻歴変化については、必ずしも妥当と言えない部分もあるが、比較的低振動数の土圧、逆位相の高振動数成分および土圧の絶対値とも観測値とよく対応する。またこの程度の入射角は、地震波の入射角として一般的と考えられる値とも対応している。

第6章 振動実験・地震観測による上下動評価

6.1 はじめに

原子力発電所施設のように重要機器を含む構造物の耐震設計においては、水平地震力のみならず上下地震力の把握は重要な課題であるが、埋込みを有する構造物～地盤連成系動的相互作用に着目した上下動に関する実証的研究は少ない。本研究において、前章までは埋込みのある構造物模型の振動実験結果ならびに地震観測記録に基づき、特に水平動が作用した場合の構造物や地盤の応答性状、地震時の土圧などの動的挙動に関する種々の解析的検討結果について述べてきた。第6章では構造物模型で行なわれた上下方向の振動実験及び上下動に着目した地震観測から得られたデータの分析とその解析的検討結果について述べる。解析では水平方向の検討結果との一貫性も考慮して、上下方向にもそのまま適用可能な軸対称FEMモデルによる検討結果について述べるが、実用的解析手法である質点系モデルの適用性についても考察する。

6.2 振動実験結果および地震観測記録の分析

6.2.1 振動実験結果

(1)実験方法と測定点配置

実験対象は前章までに述べた構造物模型である。構造物模型は地盤を3m掘削した位置に設置されており、上下加振実験は水平加振実験と同様に埋戻し前後で行なった。図6.2-1に測定点配置を示す。表6.2-1に上下方向加振時の実験内容を、図6.2-2に実験時の振動数～加振力特性を示す。実験は水平加振後に2階床中央に設置した起振機を上下加振用に盛り換えて偏心モーメント一定加振により実施した。実験では水平加振の基本パターンと同じく起振機の偏心モーメントは $E.M=15.5\text{kg}\cdot\text{cm}$ （加振振動数範囲1～40Hz）と $E.M=50\text{kg}\cdot\text{cm}$ （加振振動数範囲1～20Hz）一定とした強制加振を与え振動数刻み $\Delta=0.1\text{Hz}$ を基本とした定常加振によった。埋戻し前の実験では $E.M=15.5\text{kg}\cdot\text{cm}$ 、 $E.M=50\text{kg}\cdot\text{cm}$ と変えた実験を行い、実験結果に差はみられず線形範囲の実験が実施されたことを確認しており、埋戻し後はさらに振幅が小さくなることから $E.M=15.5\text{kg}\cdot\text{cm}$ 一定加振のみ行っている。

(2)実験結果

埋戻し前後の振動実験のうち、上下方向の実験結果について代表的な共振曲線を図6.2-3～図6.2-9に示す。

a. 埋戻し前実験結果

図6.2-3にR階、2階、地下階の共振・位相曲線を、図6.2-4に地下階、近傍地盤、法肩の共振曲線を、図6.2-5に底面土圧の共振曲線を示す。これらより、以下の特徴が指摘できる。

- i) R階床では34Hz付近に顕著なピークが存在し、床版の面外変形が卓越していると考えられる。このため、基礎部分や構造物近傍地盤では、水平加振時の14Hz付近と同様に、この振動数で振幅が小さくなる吸振効果が現れている。
- ii) 加振位置である2階床においては、低振動数域からR階より大きな振幅となっており、位相もR階、地下階に比べ位相遅れが小さい。水平加振では床は面内剛性が高いため剛床と考えられるが、上下加振では面外方向のため、加振力による2階床の床版の弾性変形が生じていると考えられる。そのため、水平加振時は2階でも吸振効果が現れていたが上下加振では現れていない。
- iii) 基礎版の中央と端部の振幅の差は小さく、ほぼ剛体とみることができる。また、15Hz付近と22Hz付近にピークが認められ、地盤系または構造物～地盤連成系1次共振振動数に関連したものと考えられる。
- iv) 土圧の値は中央に比べ端部ほど大きく、端部の値は中央付近の2～3倍となっている。このことから、基礎底面の反力分布は剛版基礎の反力分布に近いものになっていると考えられる。

b. 埋戻し後実験結果

図6.2-6にR階、2階、地下階の共振曲線を、図6.2-7に地下階中央と端部の共振曲線を、図6.2-8に近傍地盤の共振曲線を、図6.2-9に底面土圧の共振曲線を示す。これらより以下の特徴が指摘できる。

- i) R階の床版の面外変形が卓越していると考えられるピークが埋戻し前と同様の傾向で見られ、大きなピークを示す振動数やピークの高さは同程度である。R階床でのピークが生じる34Hzは埋戻し前と変わらず、埋戻しによる影響は受けていない。
- ii) 低振動数域における地下階及び2階の応答は、埋込みによる側面地盤の拘束効果により2～3割小さくなっている。
- iii) 基礎版の中央と端部の振幅の差は、埋戻し前に比べて大きくなっている。起振力は2階の壁から地下階の内壁をとうして基礎版に伝わるものとおもわれるが、埋込みによる側面地盤の拘束により基礎版の弾性変形が生じていると考えられる。
- iv) 基礎版の振幅をみると、15Hz付近と25Hz付近にピークが認められる。15Hzは埋戻し前と同じであり周辺の地盤系が刺激されているものと思われるが、25Hzは構造物～地盤連成系1次共振振動数と考えられ、埋戻し前の22Hzが埋土の拘束による剛性の増加で振動数が高くなったものと思われる。
- v) 土圧の値は埋戻しにより側面が拘束され、中央の計測点と端部の計測点の値が同程度となっている。埋戻し前は基礎版の変形が少なく剛版基礎の反力分布を示していたが、埋戻しにより基礎版の弾性変形が生じているためと考えられる。また、隅角部の計測点では埋戻し前と同様に大きな値を示している。

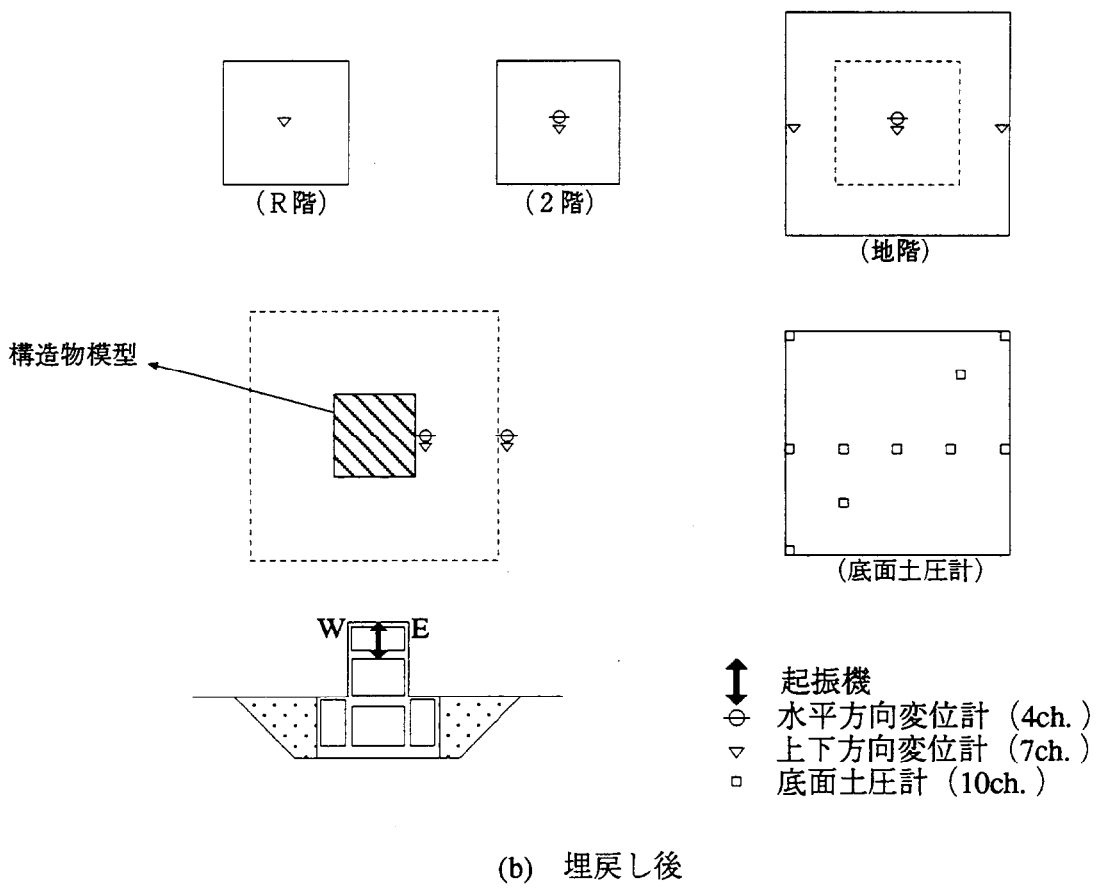
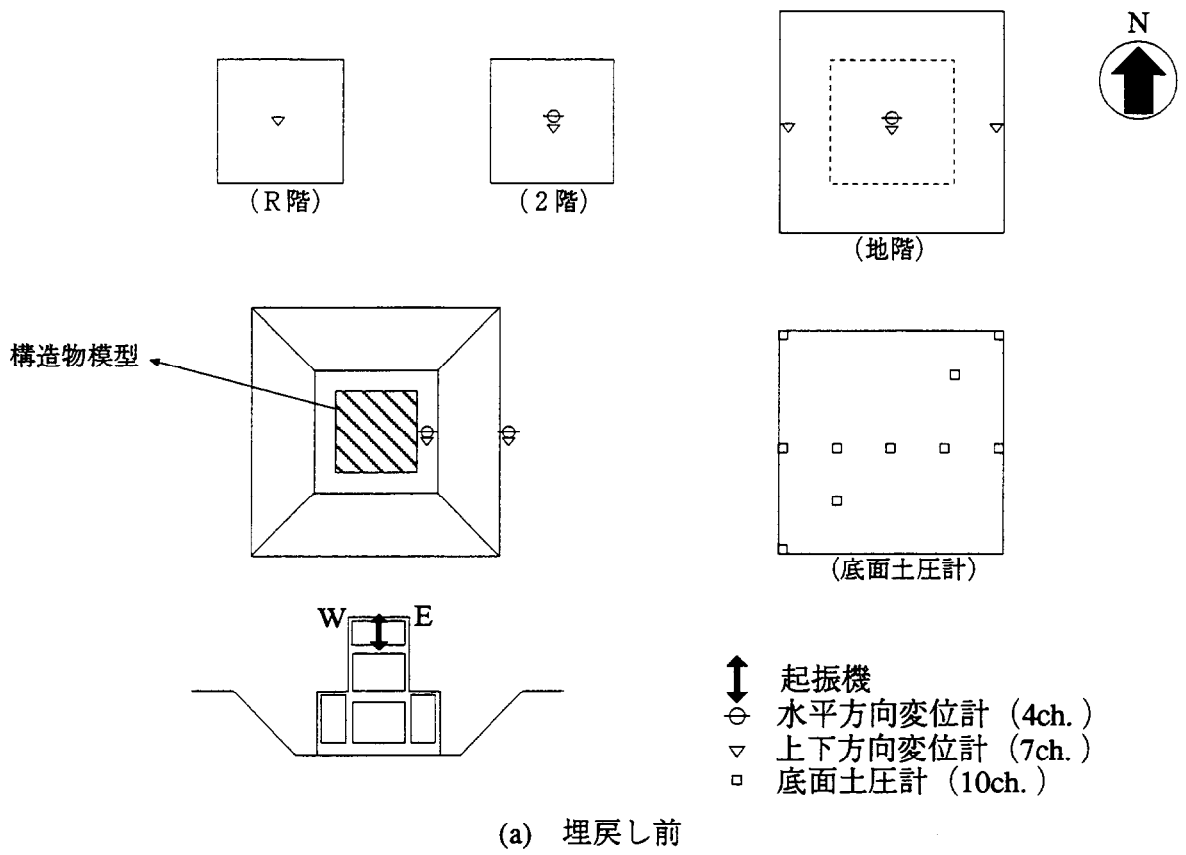


図 6.2-1 振動実験における計測点配置図

表6.2-1 上下加振実験実施内容

埋土の有無	起振機	偏心モーメント	加振振動数範囲
無	中型	15.5kg・cm	1～40Hz
		50.0kg・cm	1～20Hz
有	中型	15.5kg・cm	1～40Hz

$$F = \frac{W_r}{G} (2\pi f)^2$$

- F : 加振力 kg
 W_r : 偏心モーメント kg・m
 G : 重力加速度 9.8m/sec²
 f : 振動数 Hz

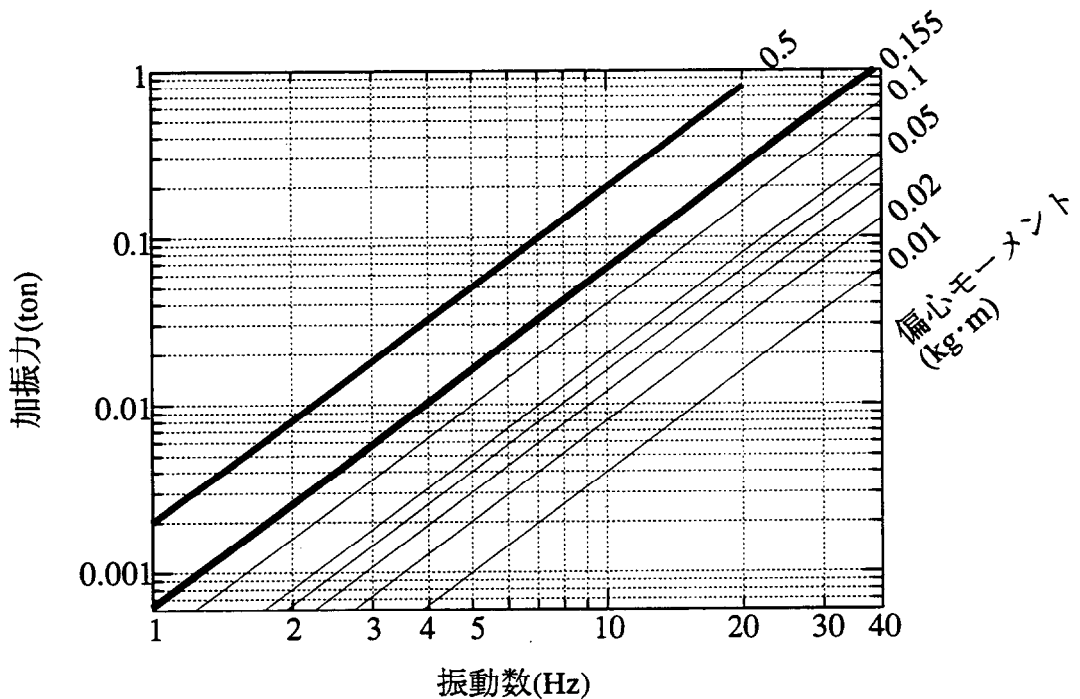


図6.2-2 振動数－加振力特性

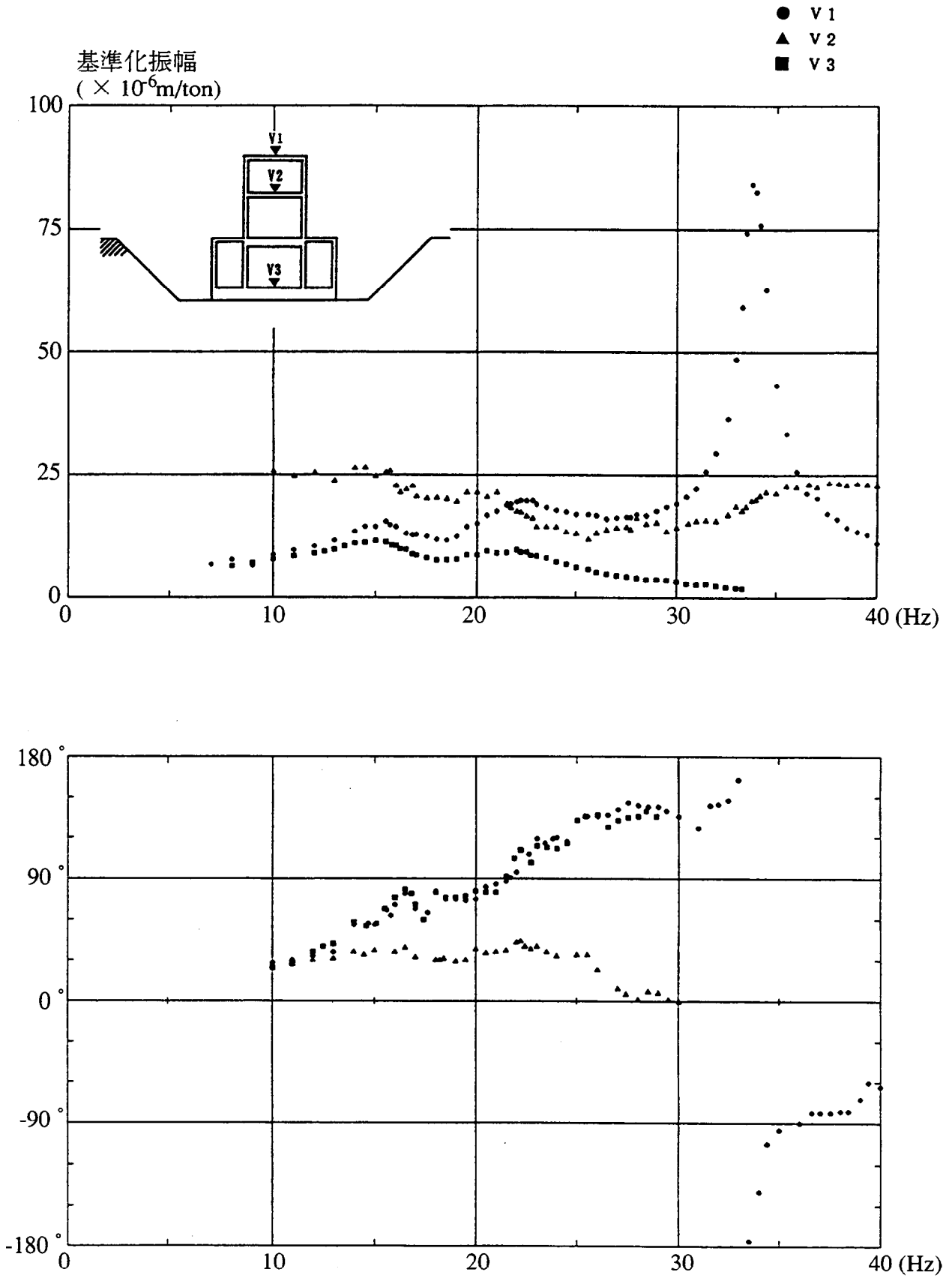


図 6.2-3 構造物系の共振・位相曲線 (埋戻し前)

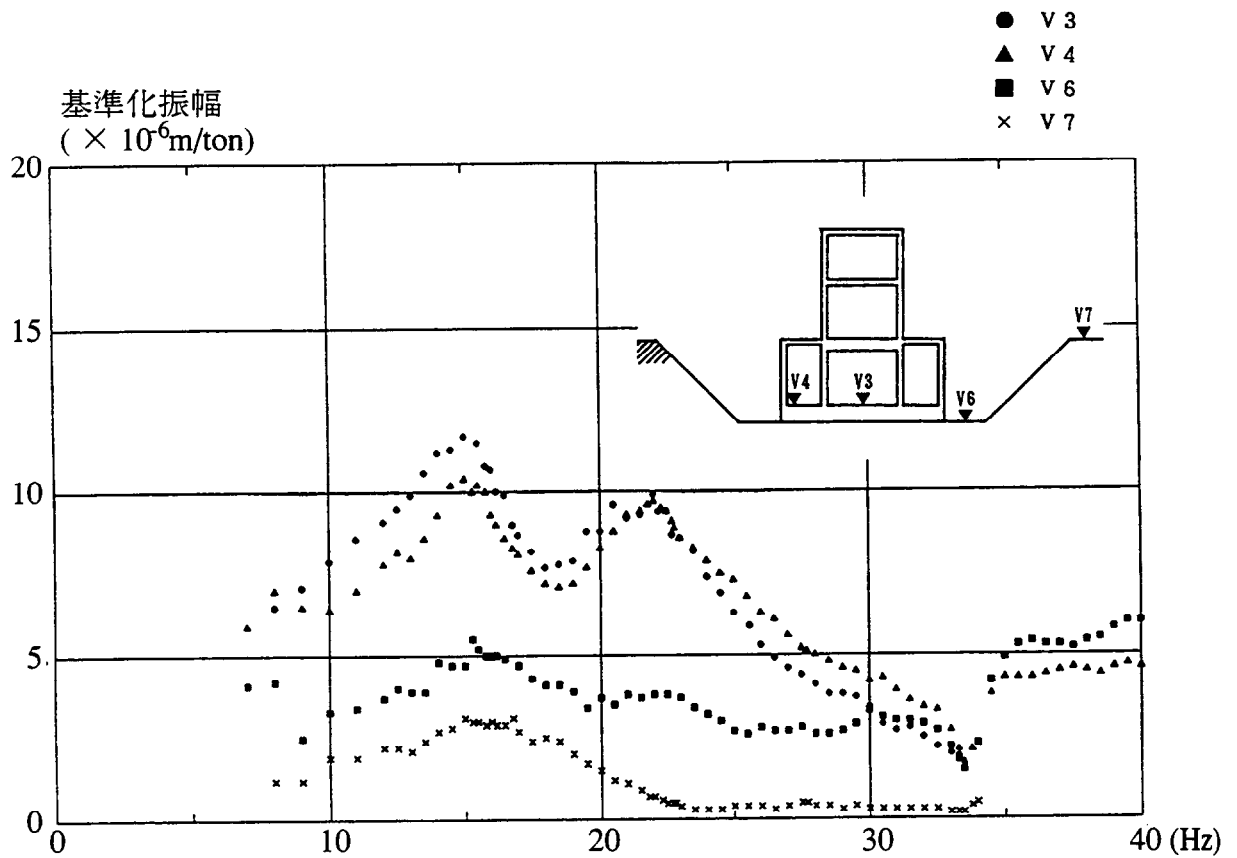


図 6.2-4 基礎・地盤の共振曲線 (埋戻し前)

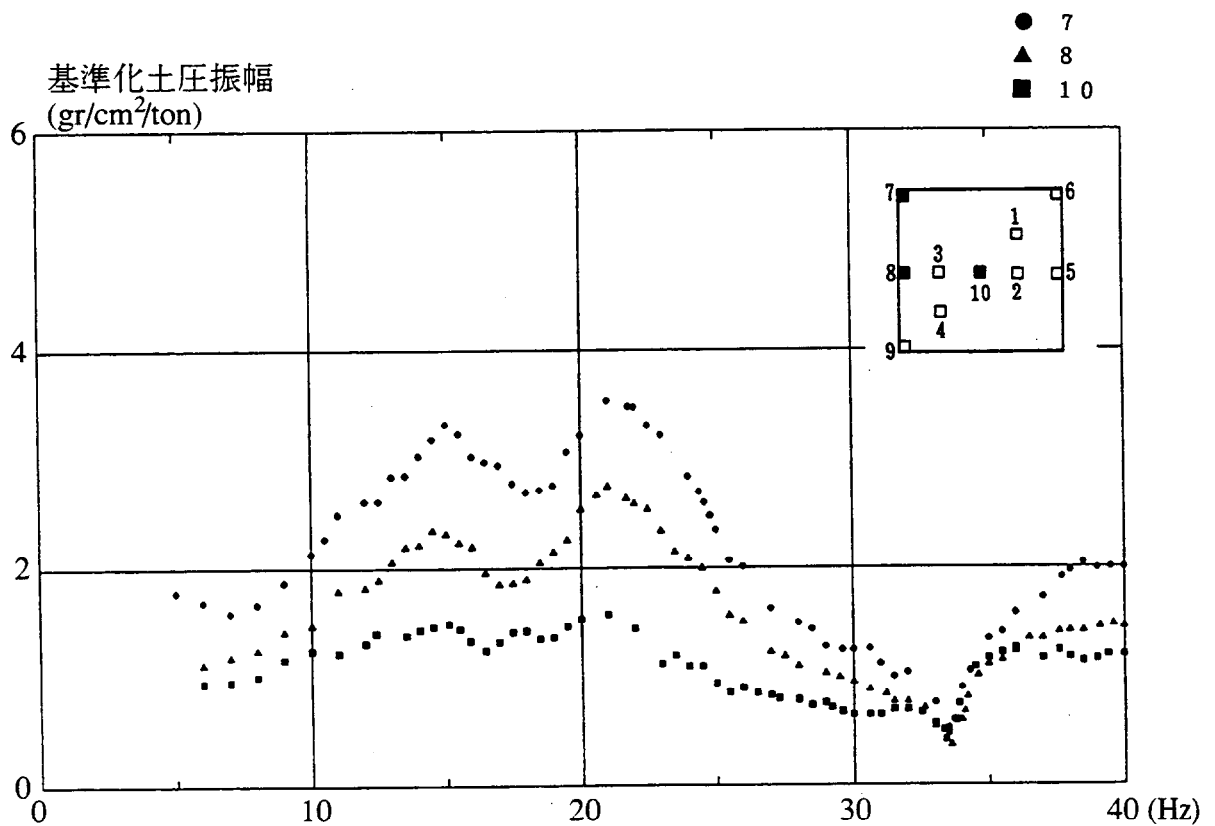


図 6.2-5 底面土圧の共振曲線 (埋戻し前)

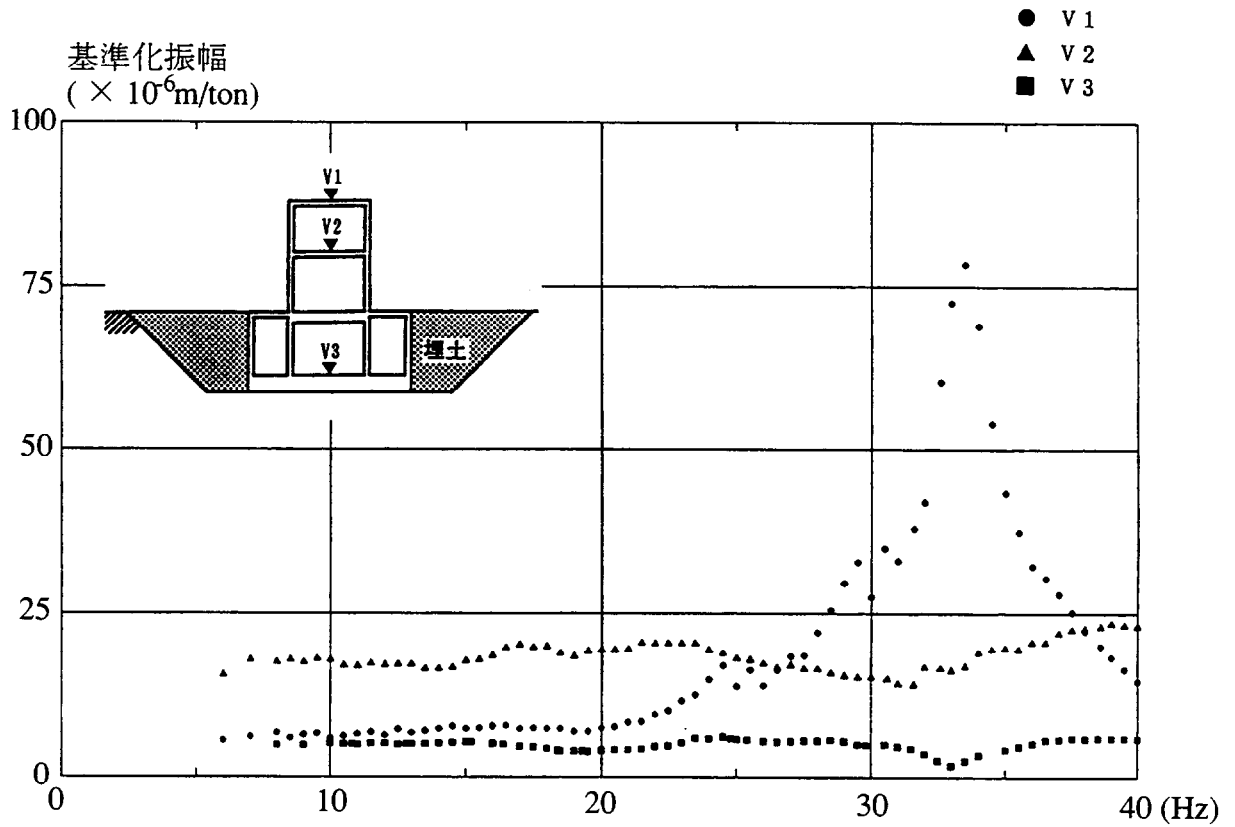


図 6.2-6 構造物系の共振曲線 (埋戻し後)

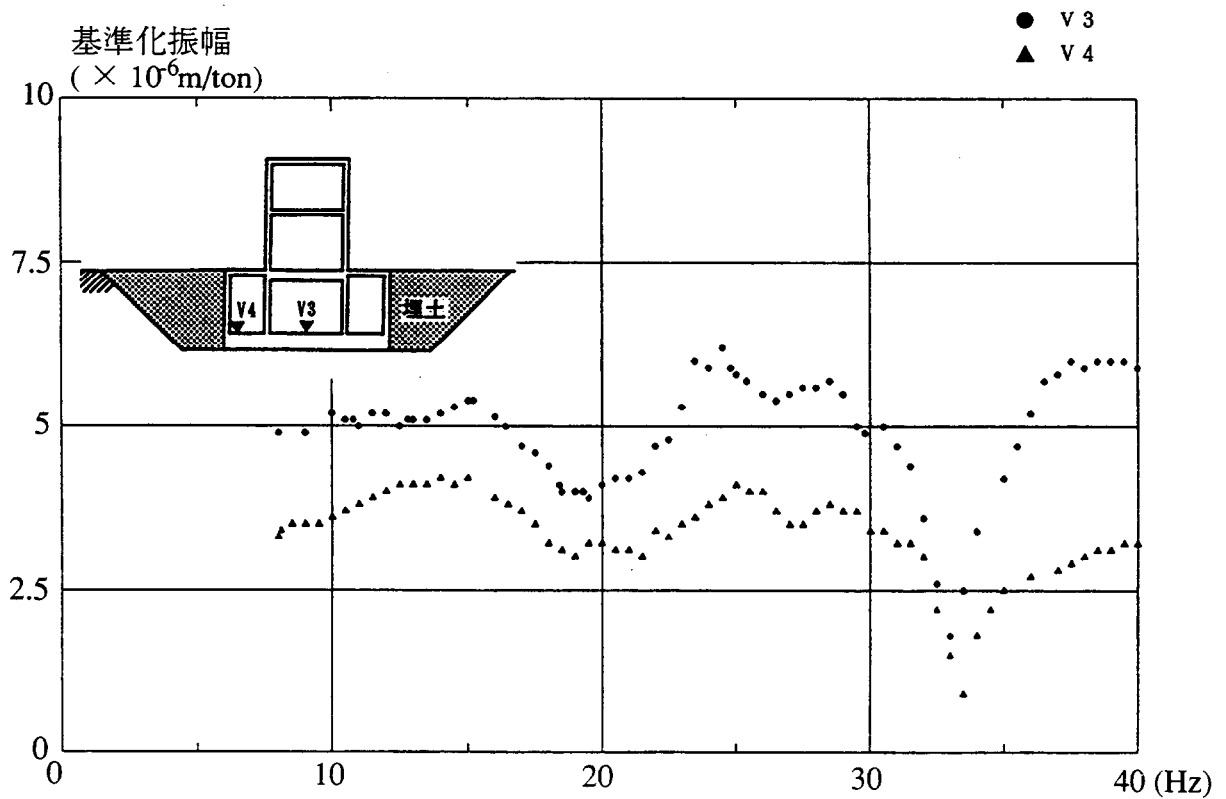


図 6.2-7 基礎の共振曲線 (埋戻し後)

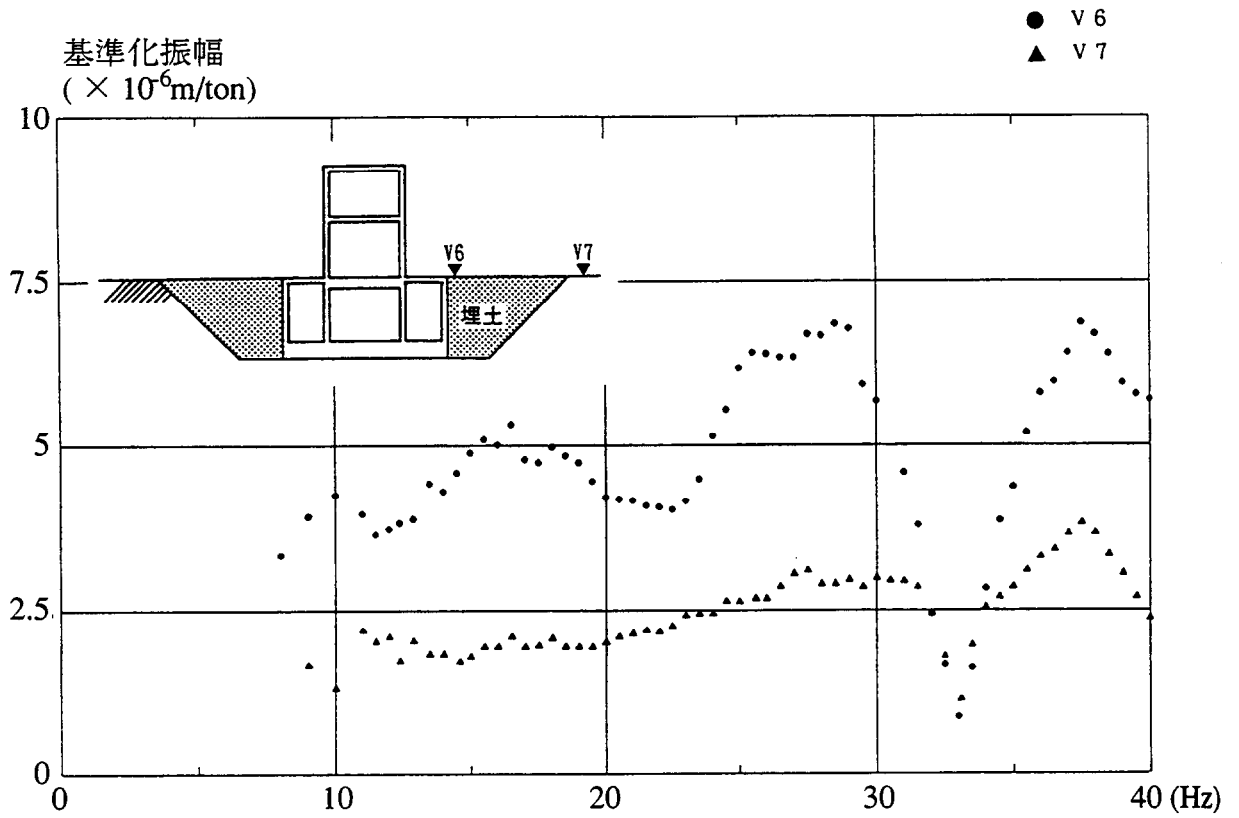


図 6.2-8 地盤の共振曲線 (埋戻し後)

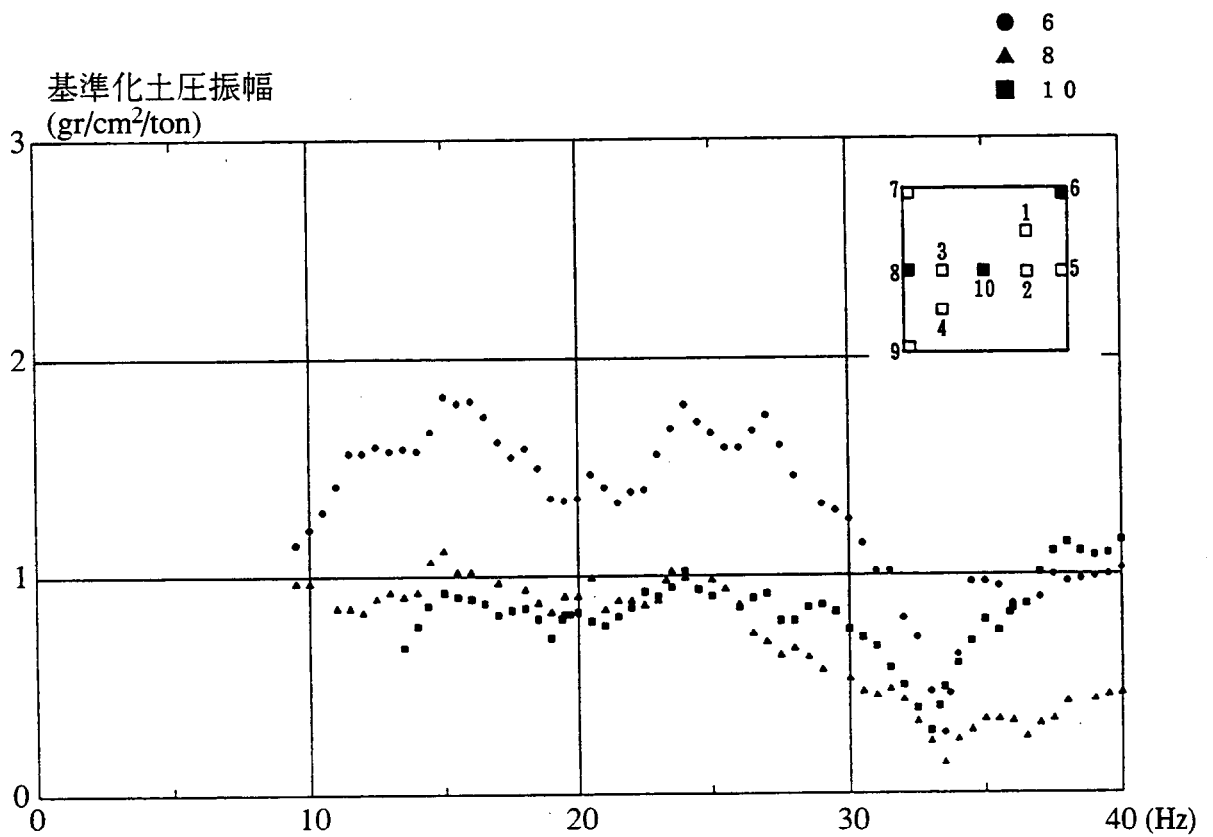


図 6.2-9 底面土圧の共振曲線 (埋戻し後)

(3)上下方向逆算動的インピーダンス

上下方向について構造物模型を質点系モデルに置換して、上下加振の実験結果を用いて埋戻し前の実験時における基礎底面の動的インピーダンスの逆算を行った。上下加振時の構造物模型の運動方程式は次式で表せる。

$$\sum_{i=1}^3 W_i \ddot{Z}_i + K_V w_0 = P e^{i\omega t} \quad (6.1)$$

ここで、

- W_i : 構造物模型各部の質量
- Z_i : 構造物模型各部の上下方向変位
- w_0 : 構造物模型基礎底面の上下方向変位
- K_V : 上下方向動的インピーダンス
- P : 起振力

である。 W_i 、 P は既知量であり、また上下方向動的インピーダンス K_V を除き、 Z_i 、 w_0 は実験結果から得られる値であることから、位相を考慮した定常加振を考えて(6.1)式にこれらを代入して整理すると

$$K_V = \left(P + \sum_{i=1}^3 \omega^2 W_i Z_i \right) / w_0 \quad (6.2)$$

となる。構造物模型各部の質点分割は図6.2-10に示すように、実験結果を考慮して3質点にモデル化した。すなわち、実験時にはR階床及び2階床の弾性変形が大きく、他の部分と異なる動きを示したことから柱と壁に支持された別の質点とし、柱と壁を含むその他の部分はほぼ剛体としての挙動を示すと考えて1質点とした。各質点の動きはそれぞれV1、V2、V3計測点の値とし、位相を考慮して(6.2)式を計算することにより逆算動的インピーダンスが求まる。

なお、R階床及び2階床に関して、その面積のどの程度の部分が剛体部分と異なる動きをするかについては不明なため、質点1および質点2の質量に関して、その面積のとり方により3種類のモデル化を考えた。図6.2-10に示すように、1辺Xが1m、2m、3mの正方形に相当する部分を集中質点に置換した。

図6.2-11に逆算動的インピーダンスを示す。3種類のモデル化の違いによる動的インピーダンスの差は小さく、モデルとしてどの場合を用いても動的インピーダンスの評価に大きな問題とならないことが確認できた。これはR階床および2階床の質量の構造物全質量に占める割合がかなり小さいためと考えられる。また、求まった動的インピーダンスは、虚部が振動数とともに増加する傾向を示すが、実部は減少、増加を繰り返す複雑な傾向を示しており、地盤の成層性や周辺の掘削面等が動的インピーダンスに影響しているものと考えられる。

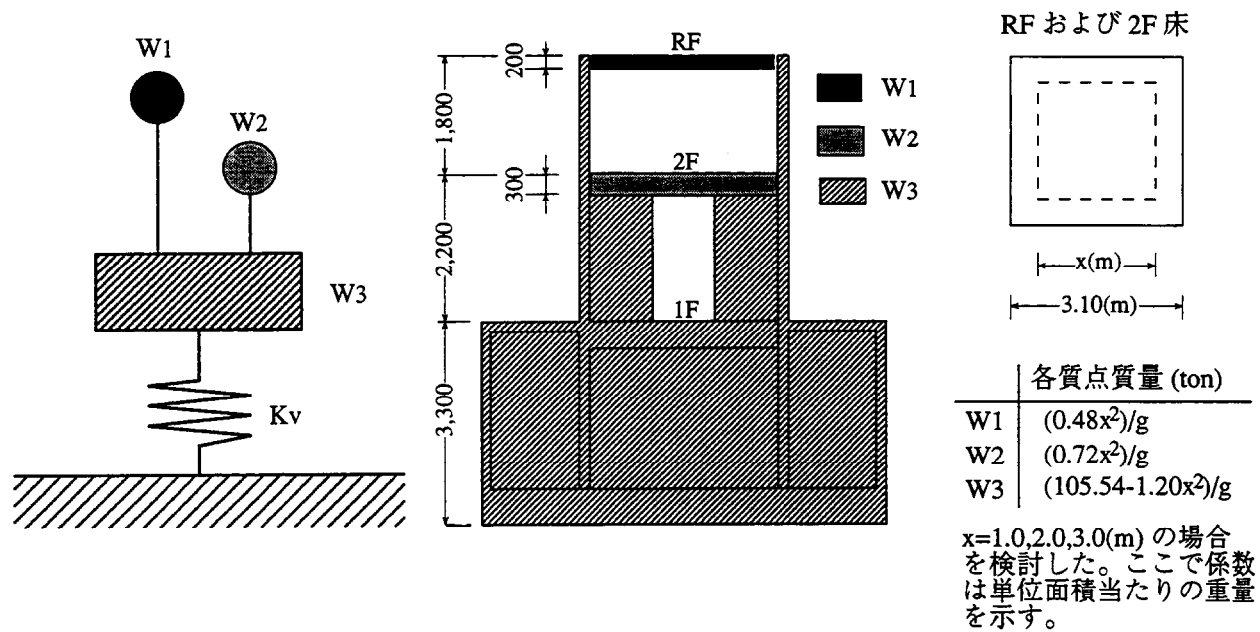


図 6.2-10 逆算動的インピーダンス算定時のモデル化

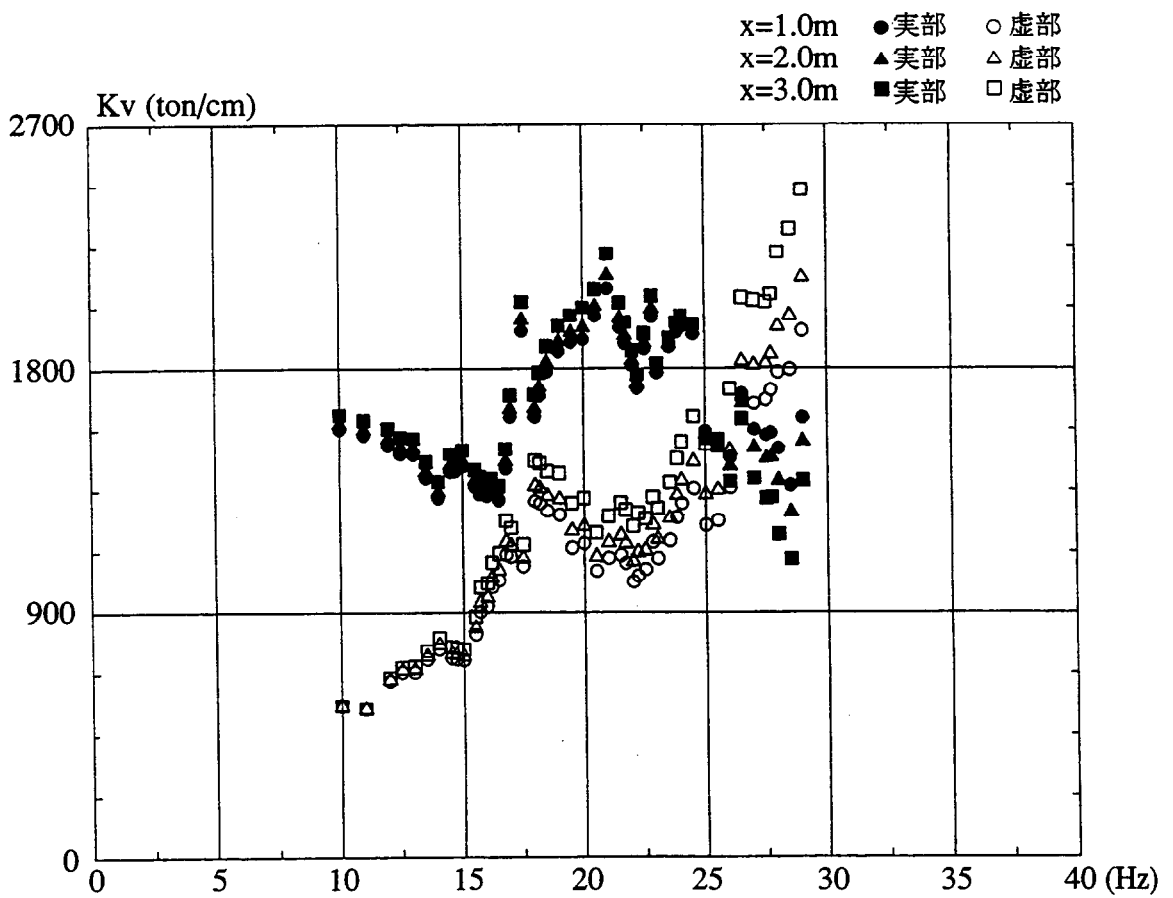


図 6.2-11 逆算動的インピーダンス (埋戻し前)

6.2.2 地震観測記録の分析

(1)地震観測概要

地震観測は構造物模型を埋込んだ状態で実施した。構造物～地盤連成系の動的相互作用の観点からGL-23.5m以浅の地震記録を分析対象とする。図6.2-12に上下用加速度計配置を示す。観測点のうち基礎版の北側(9ZN)、東側(9ZE)およびR階床北東側(1ZNE)の3観測点は上下地震動の検討にあたり、追加設置されたものである。上下動成分の検討においては3観測点追加以前の比較的加速度の大きかった26地震ならびに追加設置以降に起こった3地震を選定した。地震の震央位置を図6.2-13に示す。

(2)地震観測記録の分析

a. 地盤系応答特性

図6.2-14に自由地盤系のGL-23.5m(12Z)に対する表層GL-0.5m(11Z)の応答倍率を示す。図中の解析結果は表6.3-1に示す地盤定数を用いP波の鉛直入射を仮定して1次元重複反射理論で解析した結果である。解析に用いた地盤の減衰定数は低次ピークの一様性を考慮して $h=0.1$ を仮定した。第3章で示したように水平方向の地盤系の応答特性はS波の鉛直入射を仮定した1次元重複反射理論では説明できたが、上下方向の応答倍率は解析値との対応は水平方向に比べあまり良くない。特に18Hz付近のピークと高振動数側で解析結果との違いがみられるが、概ねその傾向をとらえている。

b. 構造物～地盤系応答特性

図6.2-15に自由地盤系のGL-23.5m(12Z)に対する構造物模型R階スラブ中央(1Z)の応答倍率を示す。振動実験結果と同様に30Hz～35Hzの範囲でスラブの面外振動に関連するピークが卓越しているが、低振動数領域では地盤系の応答特性の影響を受けていると思われる変動を示している。

c. 構造物系応答特性

図6.2-16に構造物系の応答倍率を示す。図中の(c),(d)は追加された地震計の設置時期の関係から図6.2-13中に示す3地震記録の平均であるが、共通で得られる(a),(b)の応答倍率で比較すると26地震と3地震はほぼ同じ結果が得られていることから、同列に比較し得るものと考えられる。(a)の基礎版に対するR階スラブ中央の応答倍率では、面外振動によるピークが認められるが、(b)に示すように2階部分まではほぼ剛体的な挙動を示していることが分かる。(c)のR階スラブ部分の応答倍率では35Hz付近でピークを生じ、(d)に示す2階床に対するR階の柱上の応答倍率では(a)の応答倍率とほぼ同じ振動数でピークを示す。このことから、R階におけるスラブの固有振動数は35Hz付近にあり、R階と2階を結ぶ柱の連成振動により2階以下の部分からの応答倍率ではピーク位置が低振動数側に移動しているものと考えられる。

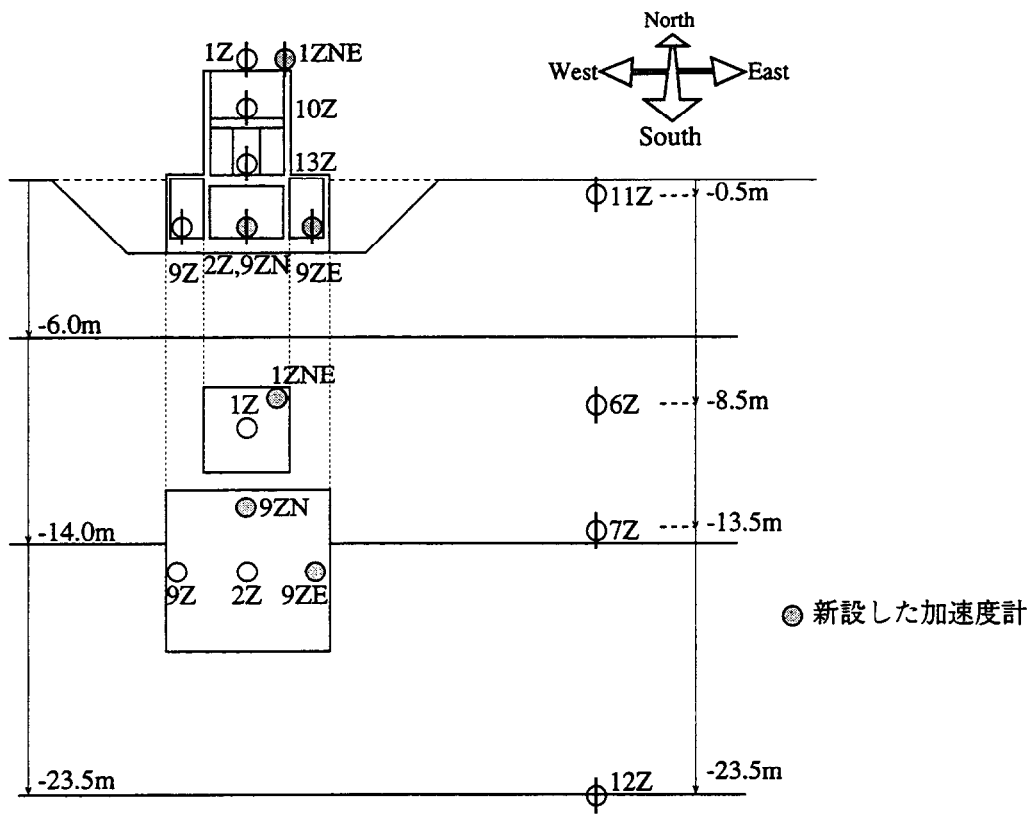


図 6.2-12 加速度計配置図

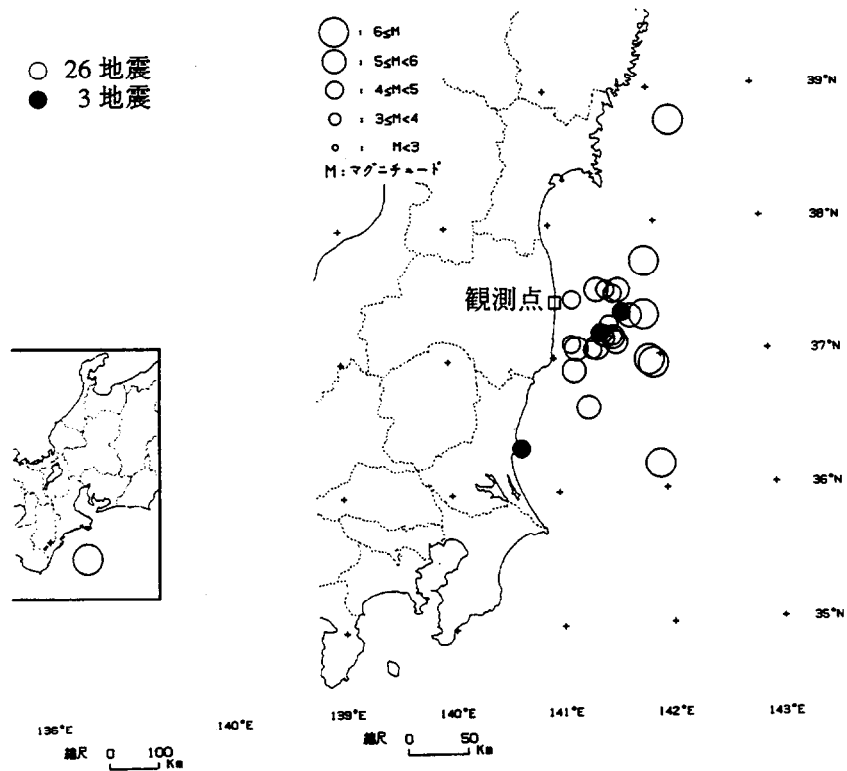


図 6.2-13 検討対象地震震央位置

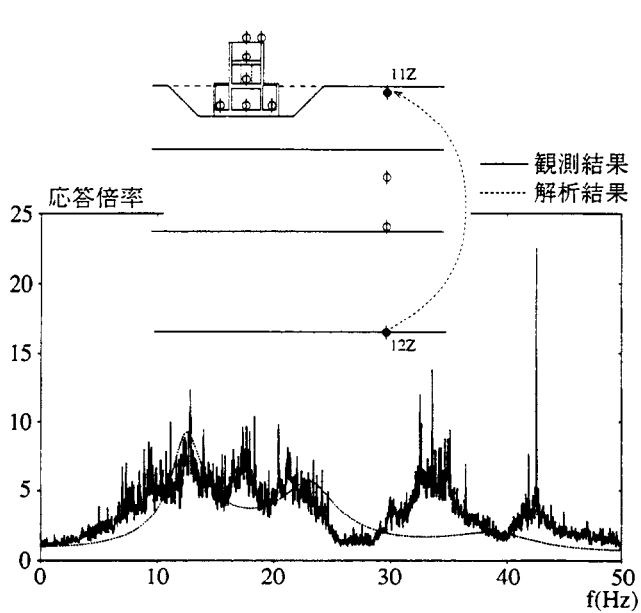


図 6.2-14 自由地盤系の応答倍率 (11Z/12Z)

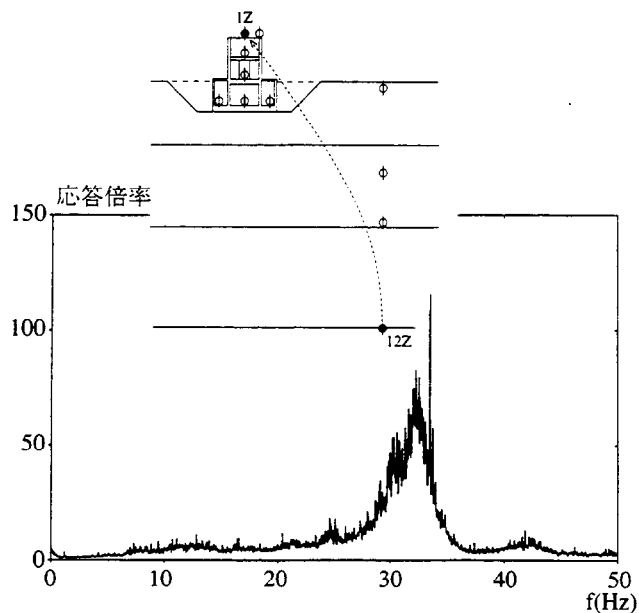
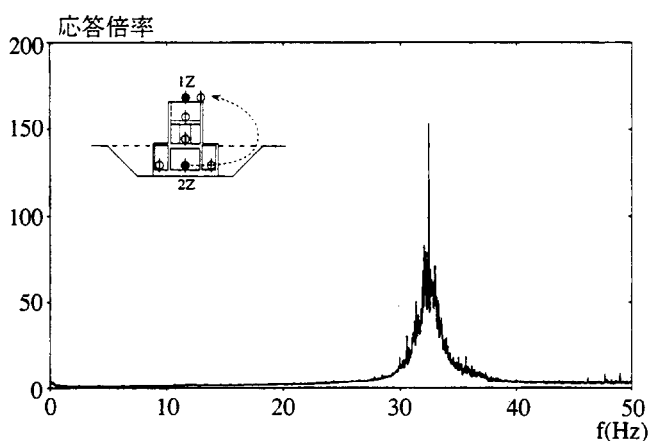
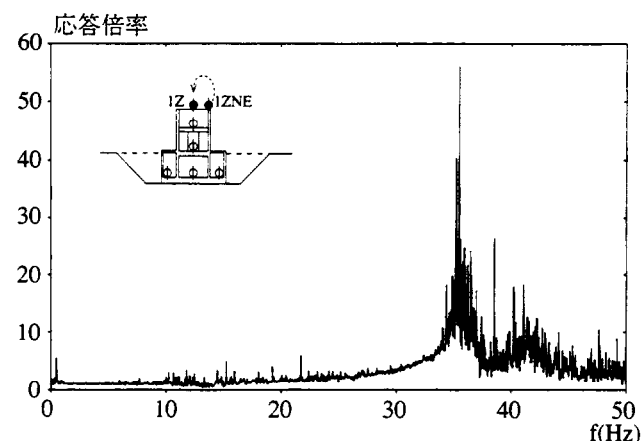


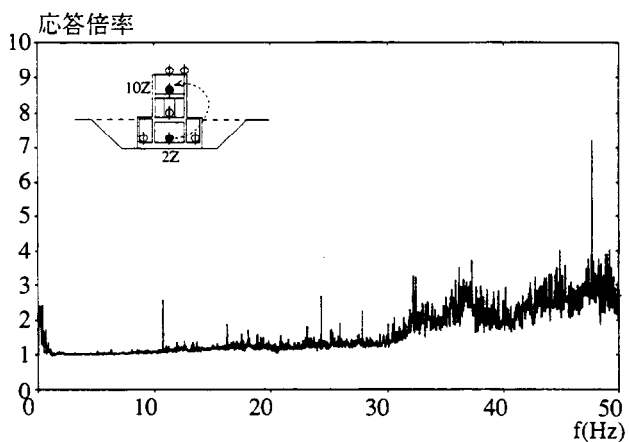
図 6.2-15 構造物-自由地盤系の応答倍率 (1Z/12Z)



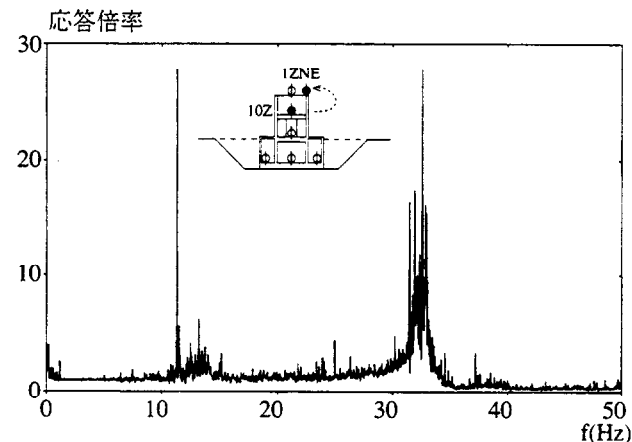
(a) 1Z / 2Z



(c) 1Z / 1ZNE



(b) 10Z / 2Z



(d) 1ZNE / 10Z

図 6.2-16 構造物系平均応答倍率

6.3 振動実験シミュレーション解析

6.3.1 解析方法

解析は軸対称 F E Mモデルと質点系モデルを用いて行った。構造物模型に関しては上下動の地震観測記録の分析から得られた知見に基づき詳細な軸対称 F E Mのモデル化を行い、周辺地盤、埋土は地盤調査結果を基本とした。質点系モデルは構造物模型の軸対称 F E Mモデルを基本として底面動的インピーダンスは成層アドミッタンス、側面動的インピーダンスはNovak⁶¹⁾の方法で評価した。

6.3.2 解析モデルと解析条件

(1)軸対称 F E Mモデル

図6.3-1に軸対称 F E Mモデルを示す。軸対称 F E Mモデルの解析領域外への波動の逸散を考慮するため、側方にエネルギー伝達境界を、解析領域底面に粘性境界を採用した。周辺地盤および埋土の地盤物性は表6.3-1 と表6.3-2 に示した値を用い、構造物模型底面の接する地盤には掘削によるゆるみ層を考慮した。また、地盤減衰は $h=0.02$ とした。構造物模型のモデル化は図4.4-4に示した水平方向のシミュレーション解析モデルを基本として図6.3-2に示すようにモデル化した。構造物模型の諸元を表6.3-3に示す。上下加振に着目した軸対称 F E Mにモデル化する際、上下方向の特性を勘案して水平方向の解析モデルから次に示す変更点を加えた。

- i) R階および2階床の面外変形を考慮できるようにR階スラブをシェル要素でモデル化し、2階床スラブのメッシュ分割を細かくした。
- ii) R階の固有振動数が前節で示した観測記録から得られた構造物系の応答倍率と合致するようにパラメータ解析を行い、上下方向のつなぎばねKTをR階スラブと2階床の間に挿入した。

(2)質点系モデル

図6.3-3に質点系モデルを示す。質点重量は各階床間の中央で分割した領域の重量とし、壁断面からばね剛性を評価した。また、共振ピークのみられたR階と振動実験時に起振機を設置した2階床は面外方向の弾性変形が認められるため別の質点を設けてこれらを表現できるモデルとした。表6.3-4に質点重量と各上下ばね定数 K_i を示す。図6.3-4に2階床より上の柱部分のばね定数 K_1 (R階)と K_3 (2階柱)を決定するために用いた固有値解析モデルを示す。このモデルから求まる1次及び2次固有振動数に合うようにR階及び柱部分のばね定数を決定した。2階床のばね定数 K_2 は振動実験時の低振動数における弾性変形から求めた。底面動的インピーダンスは図6.3-5に示すようにゆるみ層を考慮した構造物模型直下の地盤定数による成層アドミッタンスばねを評価した。側面動的インピーダンスは埋土と周辺地盤を考慮した二重Novakばねを付加している。すなわち図6.3-6に示すように、底面積が等価な円を考慮して地表からGL-2mまでの部分とGL-2mからGL-3mの部

分に分け、2種類の側面動的インピーダンスを算定した。図6.3-7に底面アドミッタンスばね、図6.3-8に側面Novakばねの実部と虚部を示す。

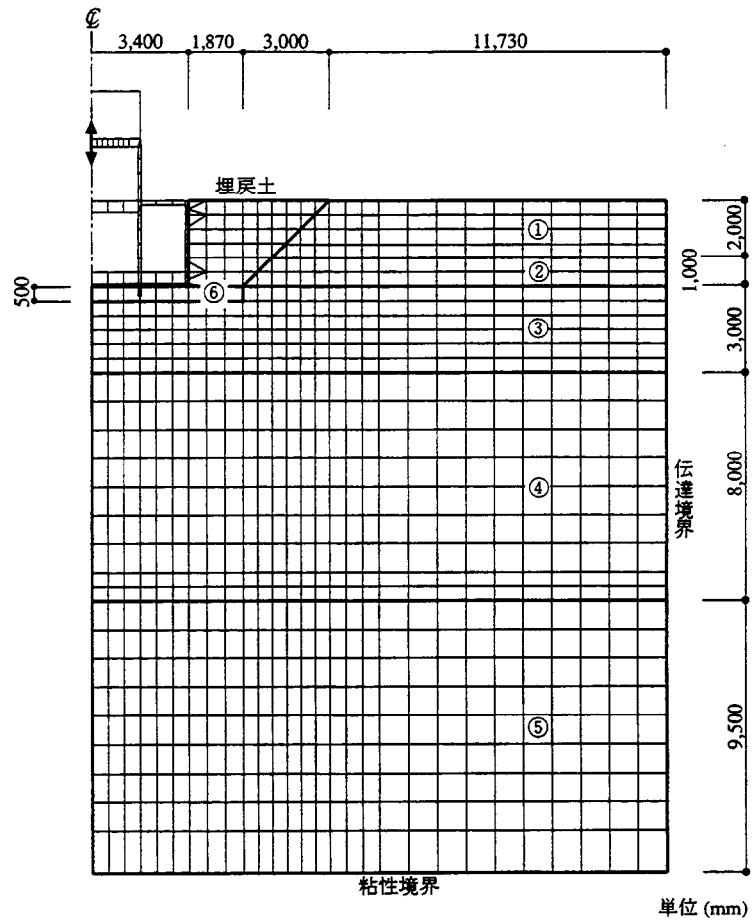


図6.3-1 構造物－地盤全体系軸対称FEMモデル（振動実験解析）

表6.3-1 地盤およびゆるみ層の物性

層	ρ (ton \cdot sec ² /m ⁴)	Vp(m/sec)	Vs(m/sec)	ν	E(ton/cm ²)	h
①	0.168	245	170	0.035	1.01	0.02
②	0.168	350	200	0.258	1.69	0.02
③	0.168	385	270	0.016	2.49	0.02
④	0.179	1500	330	0.475	5.75	0.02
⑤	0.168	1500	630	0.393	18.6	0.02
⑥	0.168	202.5	135	0.1	0.674	0.02

表6.3-2 埋戻し土地盤物性

深度(m)	ρ (ton \cdot sec ² /m ⁴)	Vp(m/sec)	Vs(m/sec)	ν	E(ton/cm ²)	h
0~0.5	0.181	159	85	0.3	0.340	0.02
0.5~1.0	0.181	168	90	0.3	0.381	0.02
1.0~1.5	0.181	215	115	0.3	0.622	0.02
1.5~2.0	0.181	211	113	0.3	0.601	0.02
2.0~2.5	0.181	224	120	0.3	0.678	0.02
2.5~3.0	0.181	253	135	0.3	0.858	0.02

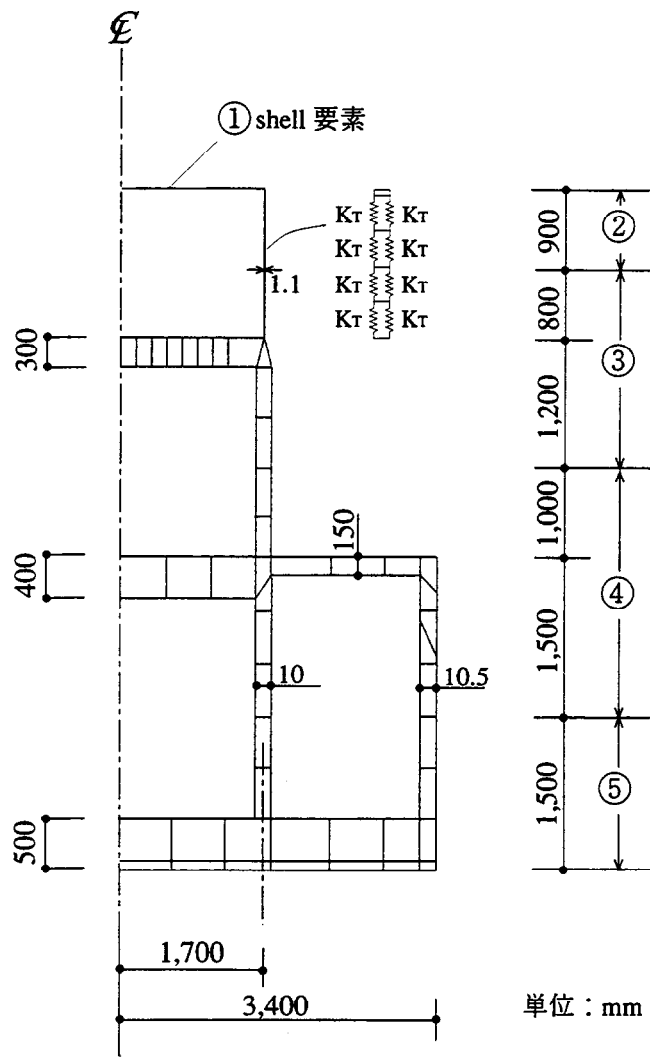


図6.3-2 構造物模型部分解析モデル

表6.3-3 構造物模型部分物性値

層	ρ (ton·sec ² /m ⁴)	E(ton/cm ²)	ν	h
①	0.287	155	0.167	0.01
②	0.287	320	0.167	0.01
③	0.243	320	0.167	0.01
④	0.267	320	0.167	0.01
⑤	0.260	320	0.167	0.01

ρ : 密度
 E : ヤング係数
 ν : ポアソン比
 h : 減衰定数

$K_T = 1 \times 10^5$ (ton/m) : つなぎばね

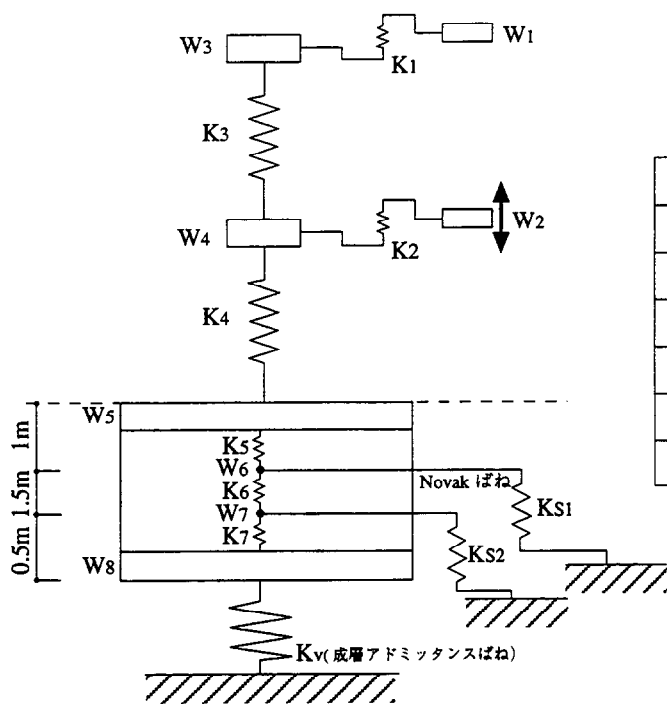


表 6.3-4 質点系モデルの定数

重量	ton
W_1+W_3	5.13
W_2+W_4	10.25
W_5	35.59
W_6	0.00
W_7	0.00
W_8	54.58

上下ばね	ton/cm
K_1	10.55×10^2
K_2	0.07×10^4
K_3	0.54×10^4
K_4	2.07×10^4
K_5	2.00×10^5
K_6	1.33×10^5
K_7	3.99×10^5

(建屋の減衰：1%)

図 6.3-3 質点系モデル

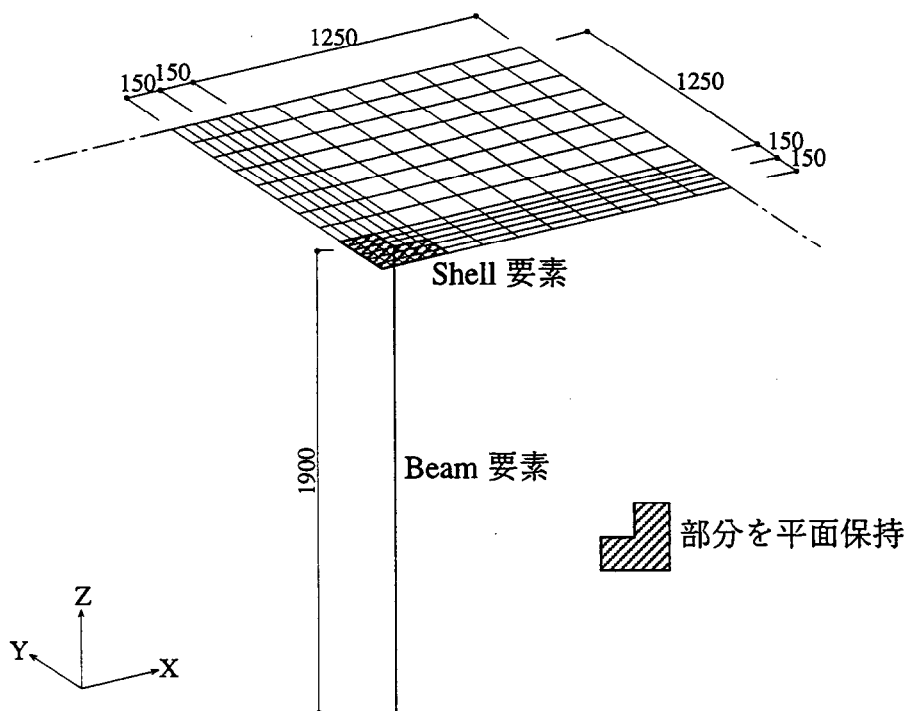


図 6.3-4 R階部分固有値解析モデル

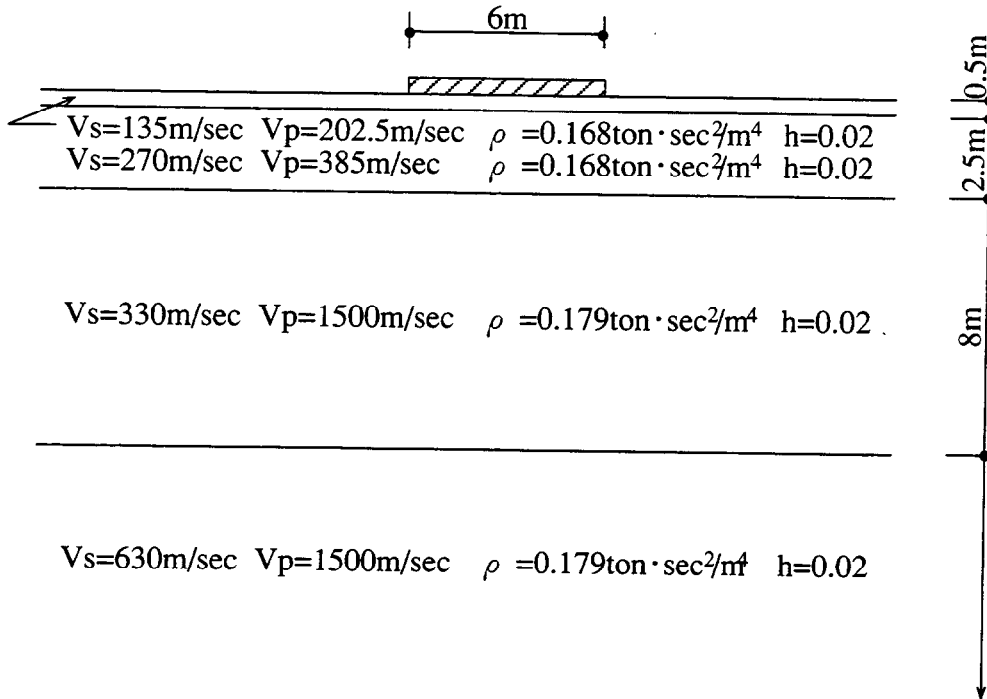
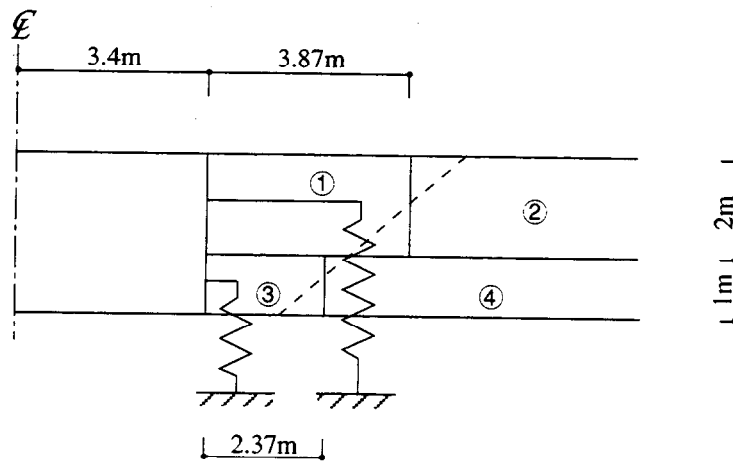


図 6.3-5 基礎底面地盤モデル



地盤定数

	$V_s(\text{m/sec})$	$V_p(\text{m/sec})$	$\rho(\text{ton}\cdot\text{sec}^3/\text{m}^4)$	h
①	100	187	0.181	0.02
②	170	245	0.168	0.02
③	130	243	0.181	0.02
④	200	350	0.168	0.02

図 6.3-6 側面地盤モデル

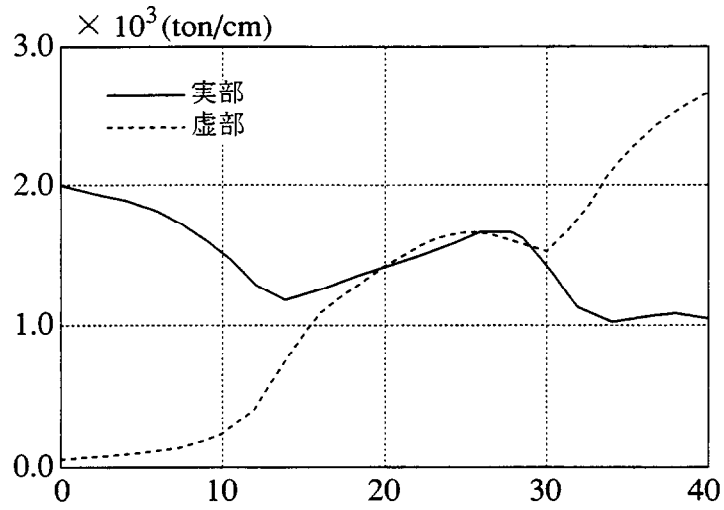
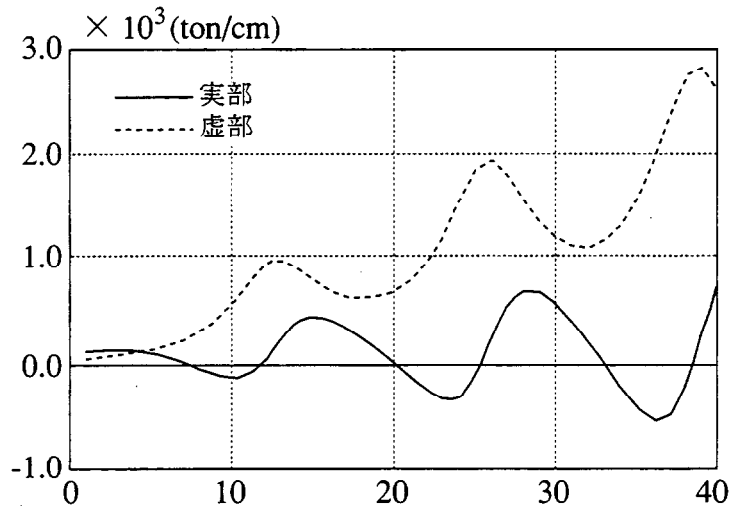
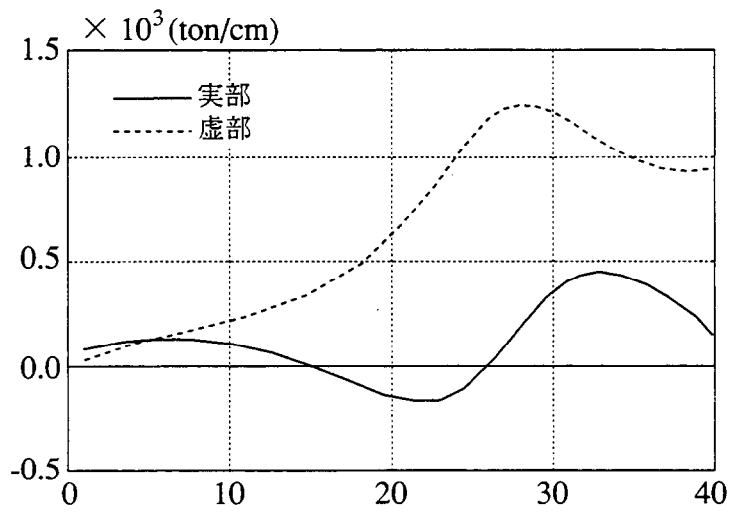


図 6.3-7 底面アドミッタンスばね



(a) GL~GL-2m (Ks1)



(b) GL-2m~GL-3m (Ks2)

図 6.3-8 側面 Novak ばね

6.3.3 振動実験シミュレーション

(1)逆算動的インピーダンス

解析モデルから得られる動的インピーダンスの妥当性を確認するため、図6.2-11に示した位相特性が得られている埋戻し前の振動実験結果を用いて求めた逆算動的インピーダンスと比較する。比較する逆算動的インピーダンスは図6.2-11に示すパラメータスタディーのうち $X=2.0\text{m}$ （R階及び2階床の1辺が2mの正方形に相当する部分を集中質点に置換した場合）の値である。図6.3-9に、軸対称FEMモデル及び質点系モデルを用いて求めた埋戻し前後の動的インピーダンスと埋戻し前の逆算動的インピーダンスを示す。(a)に示す埋戻し前では、20Hz付近で軸対称FEM、質点系モデルとも虚部が逆算動的インピーダンスより若干大きめの評価となっているが、全体的な振動数特性はよく表現されている。また、質点系モデルの底面動的インピーダンスは構造物模型直下の地盤定数による成層アドミッタンスばねを評価しており、基礎底面直下のゆるみ層を側方まで仮定しているため、低振動数域の実部が軸対称FEMによる結果に比べ若干小さめの評価となっている。質点系モデルの軸対称FEMとの振動数特性の違いは法面の影響を考慮していないことによる差と考えられる。

一方、(b)に示す埋戻し後では振動実験時の位相曲線が得られていないため、軸対称FEM、質点系モデルから得られる逆算動的インピーダンスのみを示す。軸対称FEMによる動的インピーダンスは埋土、周辺地盤の影響を受け小刻みな振動数変動を示している。質点系モデルでは、これらの小刻みな変動は完全には一致していないが、振動数特性は概ね表現されていることが分かる。埋戻し前後を比較すると埋戻しにより地盤の剛性に相当する低振動数域の実部が増大し、側方への逸散波の増大により虚部が全振動数域で埋戻し前より大きくなっていることが分かる。

(2)振動実験解析

a. 軸対称FEMモデル

図6.3-10に埋戻し前のR階、2階、地階床の共振・位相曲線を実験値と解析値を比較して示した。構造物～地盤連成系の上下方向の動的相互作用に関連すると考えられる15Hz、22Hz付近のピークが振幅、位相とも良く表現されている。R階の応答についても34Hz付近の振幅、位相とも良く対応している。図6.3-11に地下階中央と端ならびに近傍地盤と法肩地盤の共振曲線を示す。基礎版の弾性変形や周辺地盤の定量的な値を良くシミュレートしている。図6.3-12に埋戻し前の底面土圧の共振曲線を示す。解析結果が実験値の2～3倍となっているが、振動数特性は良く表現されている。構造物模型は正方形であるが、解析では軸対称FEMモデルに置換しており、接地圧分布特性が異なることが予想され直接振幅レベルを比較することは困難であると思われる。

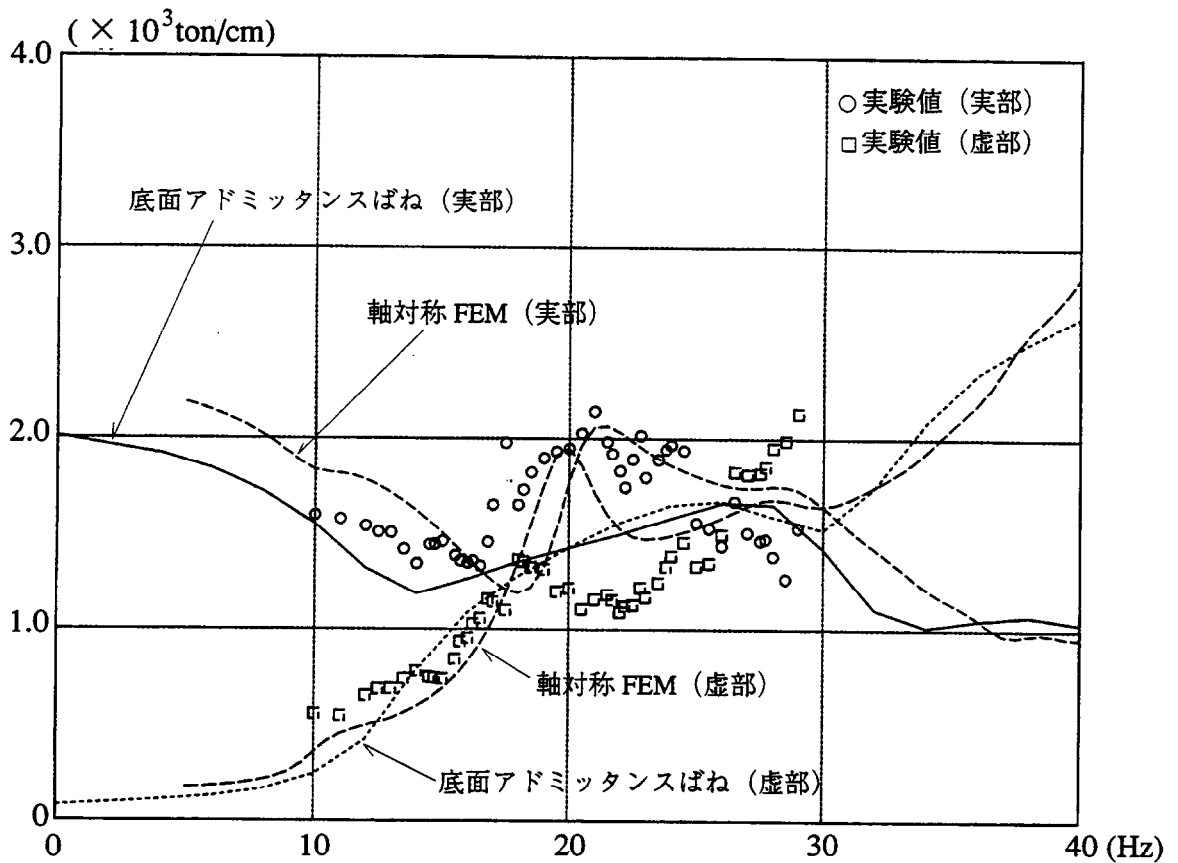
図6.3-13に埋戻し後のR階、2階、地階床の共振・位相曲線を実験値と解析値を比較して示した。埋戻しにより、低振動数領域では実験値は埋戻し前の約半分となり、かつ逸散減衰の増加によりピークも明瞭でないが解析値は全体的な振動数特性を表現できている。

また、R階のピークもよく実験値と一致している。図6.3-14に地下階中央と端ならびに埋土地盤と周辺地盤の共振曲線を示す。埋戻しによる周辺地盤の拘束により基礎版の弾性変形がさらに大きくなる傾向が表現されている。埋土地盤では振幅の差がみられるが、周辺地盤を含めて全体に振幅特性はほぼ対応している。但し、解析値の10Hz付近に実験値では明瞭でない小さなピークがみられる。これは構造物～地盤の全体系が卓越する振動数であると考えられる。図6.3-15に埋戻し後の底面土圧の共振曲線を示す。埋戻し前と同様に解析結果が実験値より2～3倍大きい埋戻し前に見られた15Hz～25Hzにおける山谷が明瞭でなくなる傾向は解析的に表現されている。

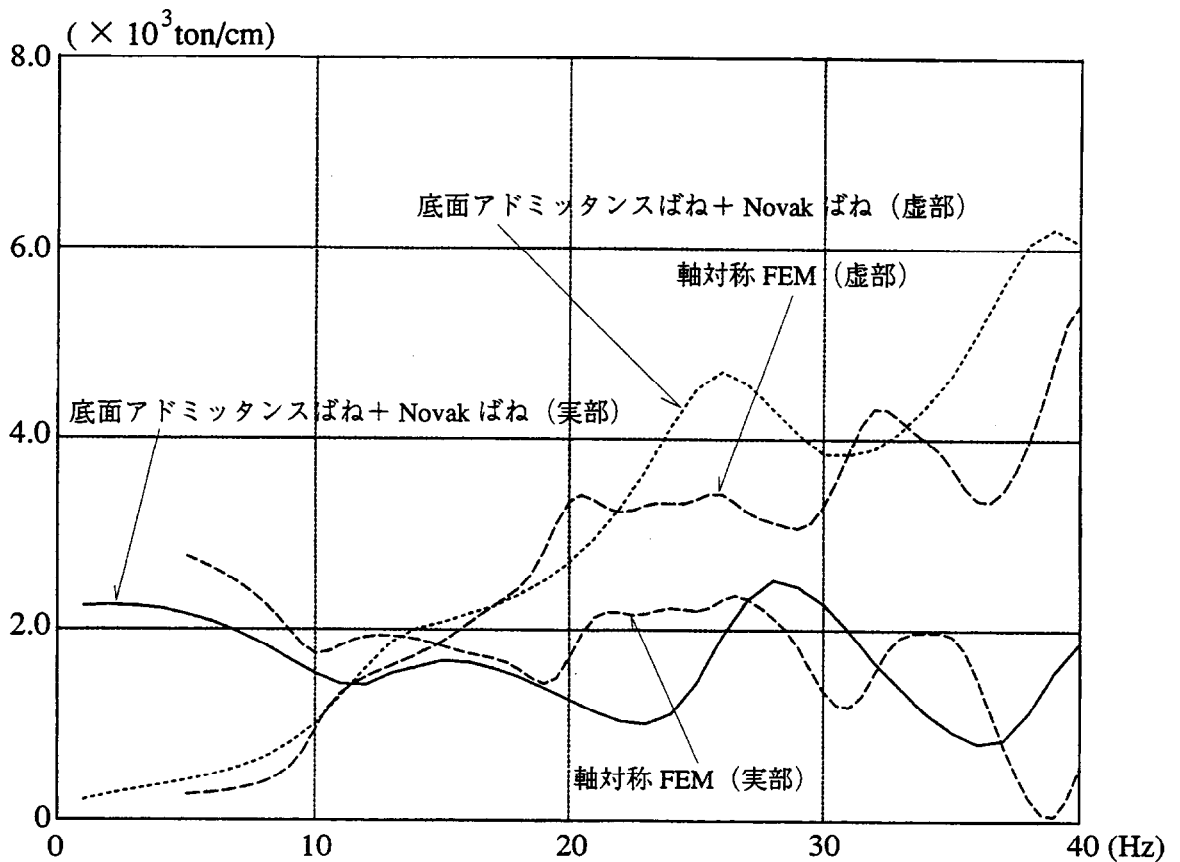
b. 質点系モデル

質点系モデルによる解析では図6.3-4に示したR階部分の固有値解析から求まる1次及び2次固有振動数に合致するようにR階及び柱部分のばね定数を決定した。R階部分の応答倍率を計算し、地震観測に基づく応答倍率と比較して図6.3-16に示した。この結果から解析モデルにおいても1Z/1ZNEのピーク振動数に比べ1Z/10Zのピーク振動数は明らかに低振動数側に移動しており、観測結果はその傾向を捉えていることが確認できる。

図6.3-17に埋戻し前シミュレーション解析結果を、図6.3-18に埋戻し後のシミュレーション解析結果を示す。埋戻し前の軸対称FEMでは表現された22Hz付近等の低振動数域の振動数特性は、必ずしもシミュレートできていない部分があるが、R階の共振ピークを含め全体的な傾向は捉えられている。低振動数域の振動数特性の違いは質点系モデルでは周辺地盤の法面の影響を考慮していないことが考えられ、動的インピーダンスの振動数特性の違いにみられた傾向が反映されているものと思われる。



(a) 埋戻し前



(b) 埋戻し後

図 6.3-9 軸対称 FEM、質点系モデルによる動的インピーダンスと埋戻し前逆算動的インピーダンス

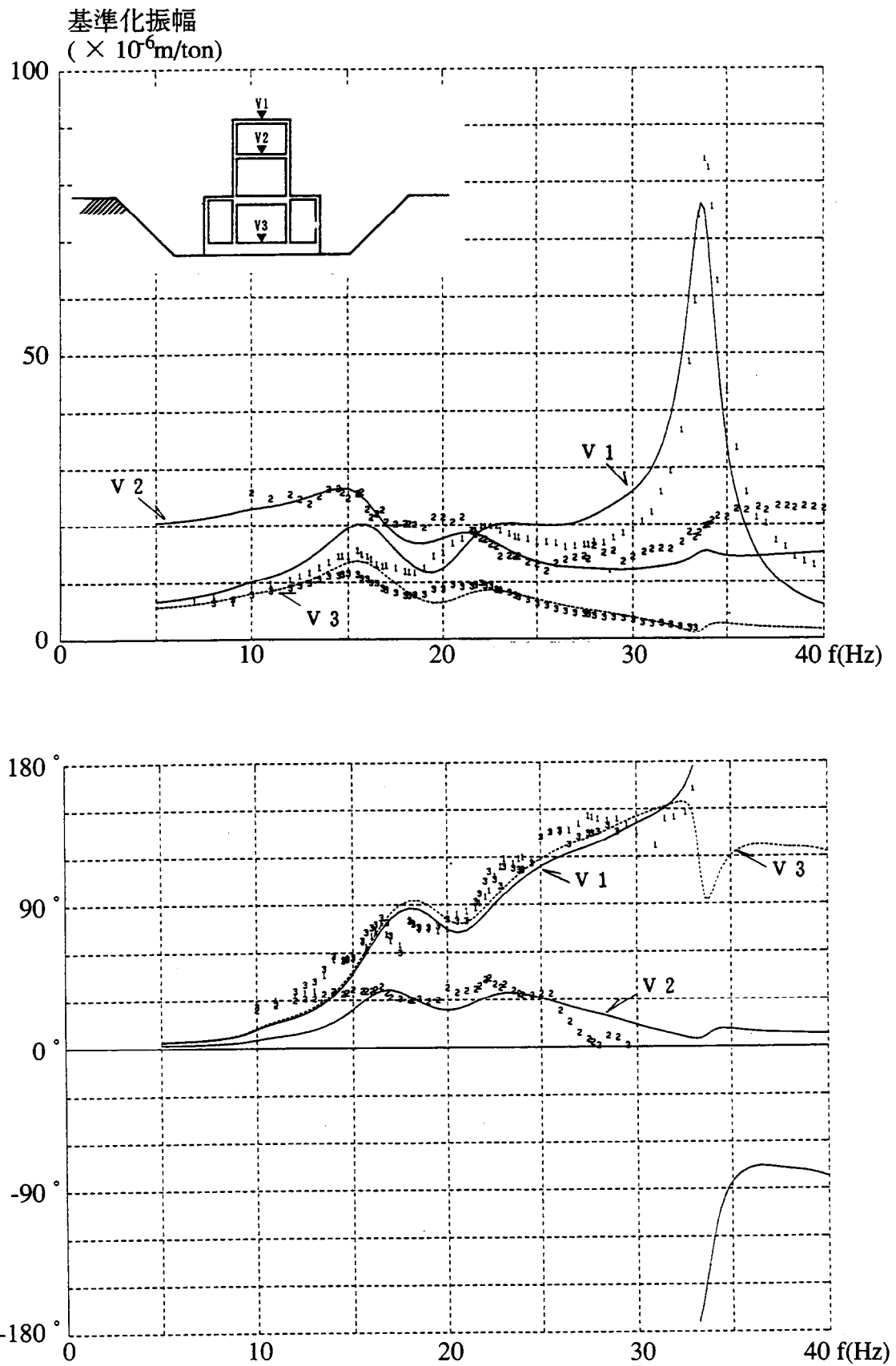


図 6.3-10 軸対称 FEM によるシミュレーション解析結果 (埋戻し前, 構造物系)

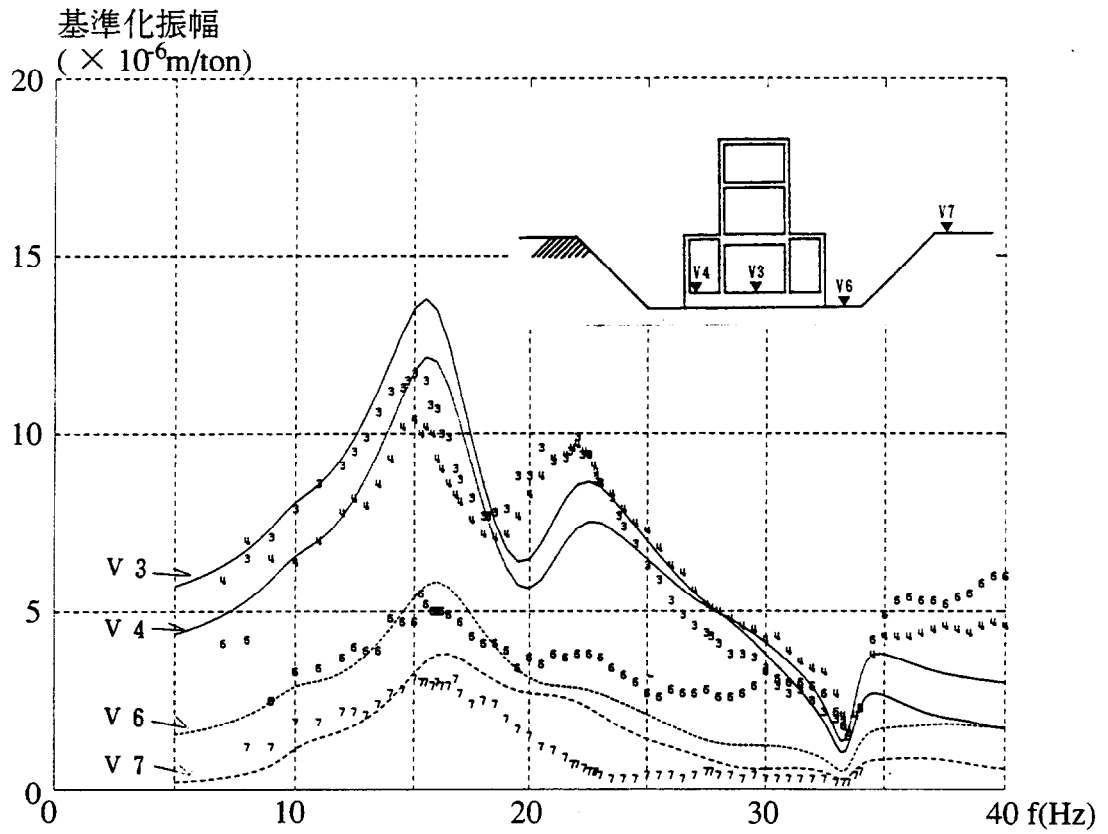


図 6.3-11 軸対称 FEM によるシミュレーション解析結果 (埋戻し前, 基礎および地盤)

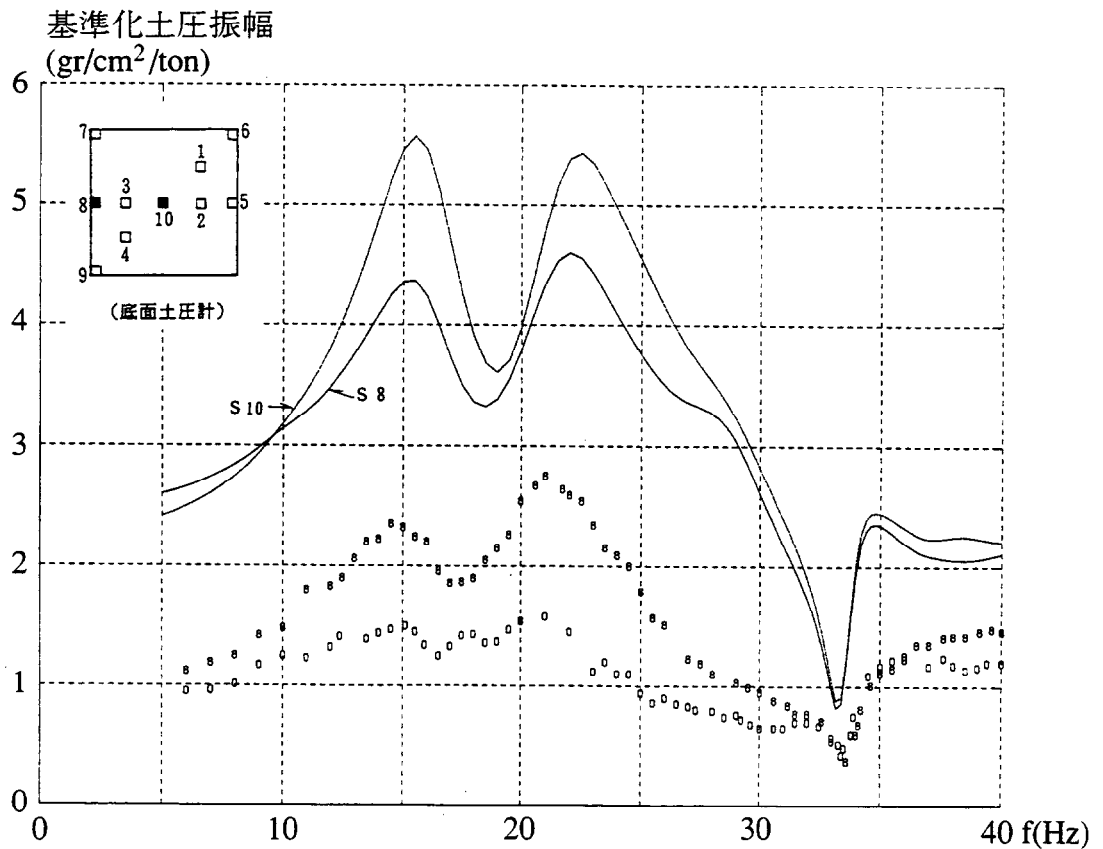


図 6.3-12 軸対称 FEM によるシミュレーション解析結果 (埋戻し前, 底面土圧)

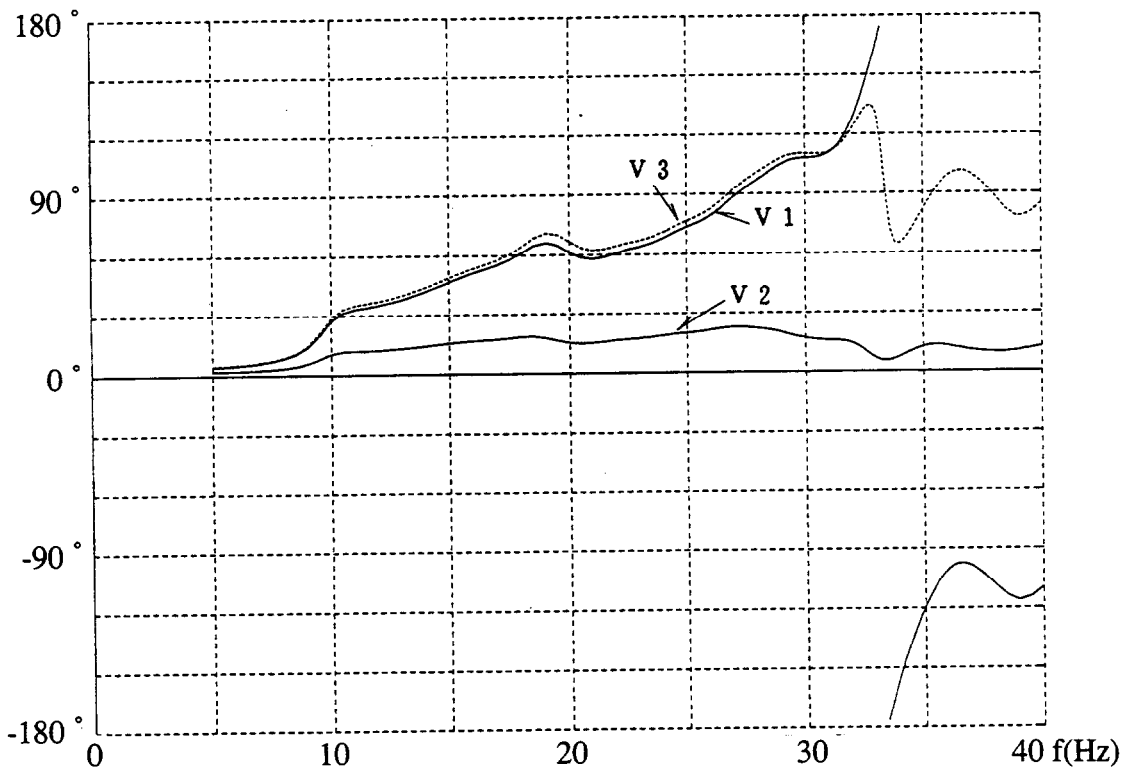
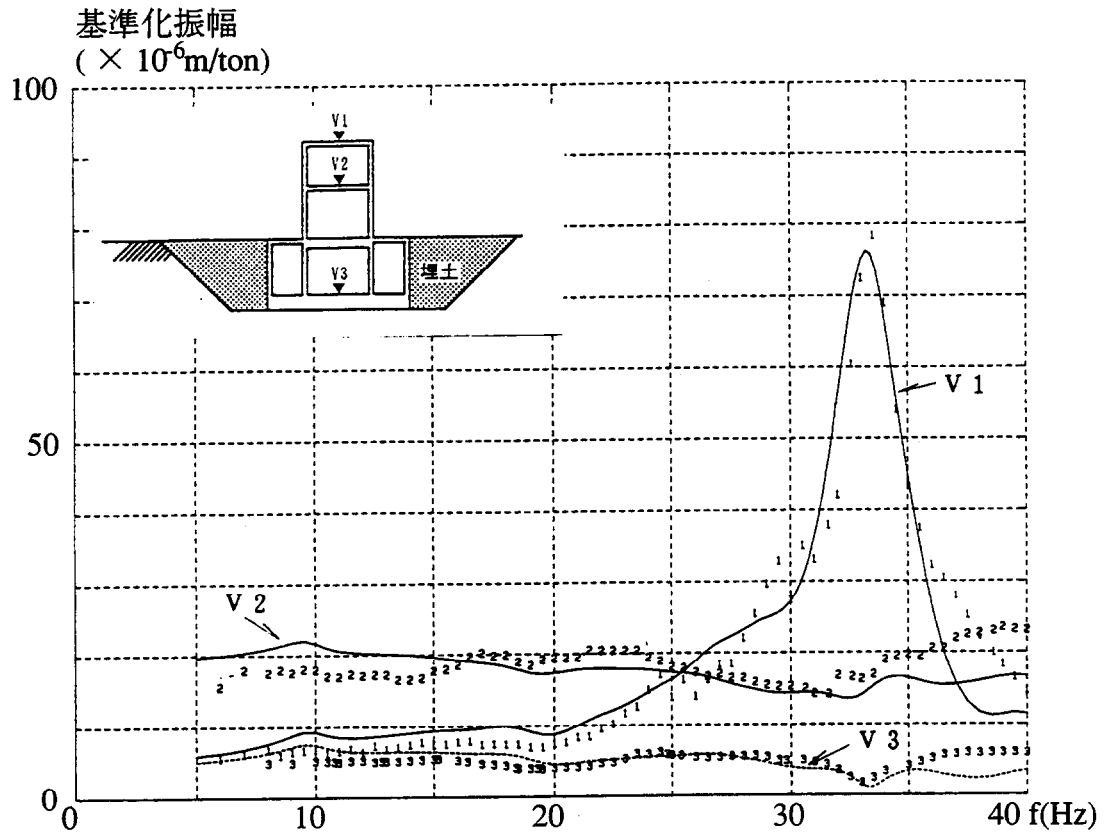


図 6.3-13 軸対称 FEM によるシミュレーション解析結果 (埋戻し後, 構造物系)

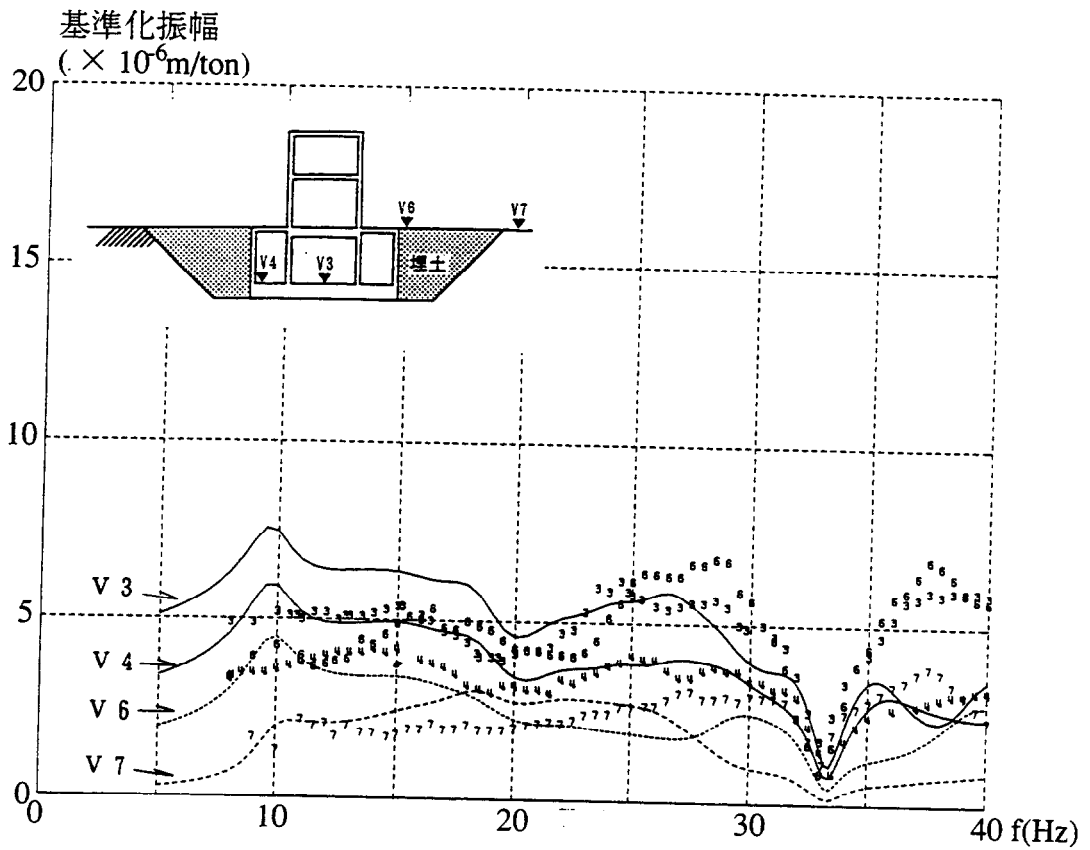


図 6.3-14 軸対称 FEM によるシミュレーション解析結果 (埋戻し後, 基礎および地盤)

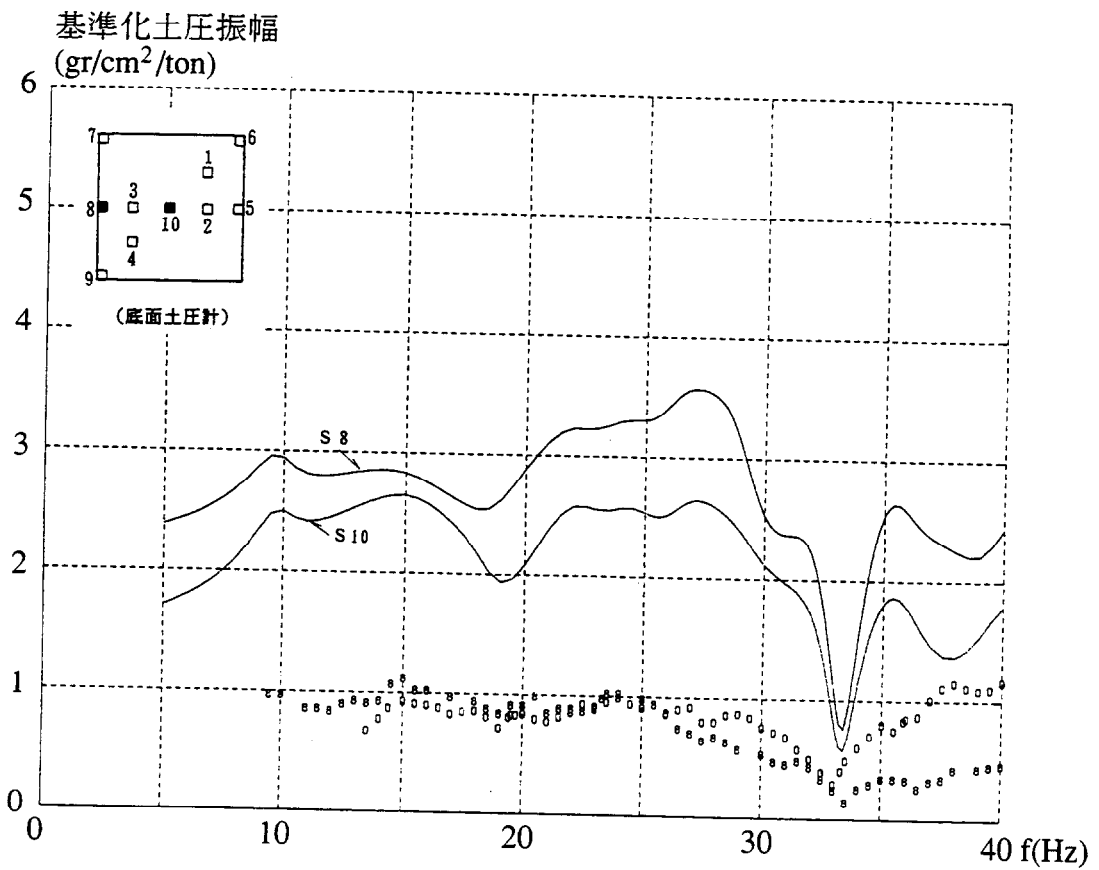
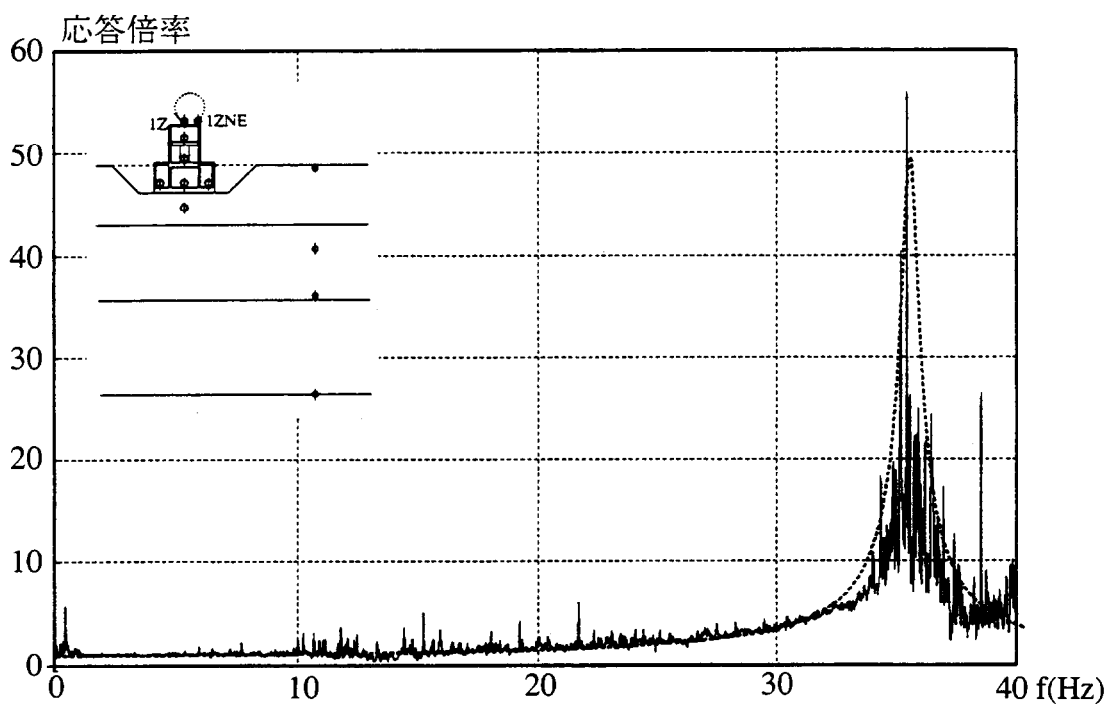
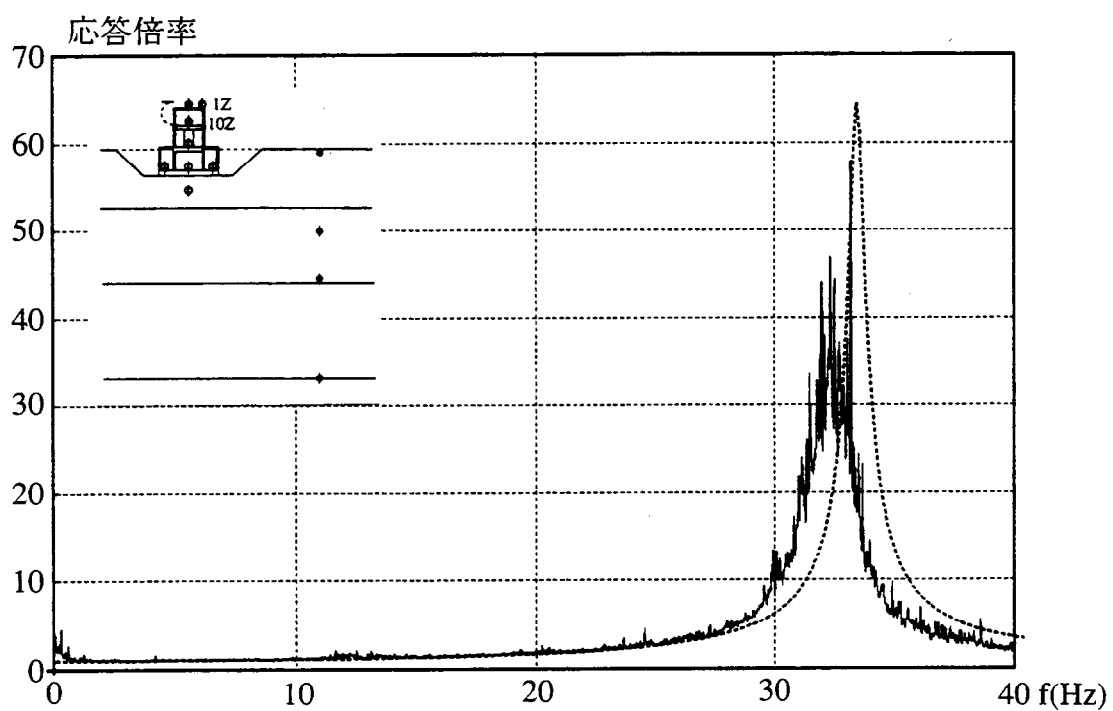


図 6.3-15 軸対称 FEM によるシミュレーション解析結果 (埋戻し後, 底面土圧)



(a) 1Z / 1ZNE



(b) 1Z / 10Z

図 6.3-16 R階部分の応答倍率の観測結果と解析結果の比較)

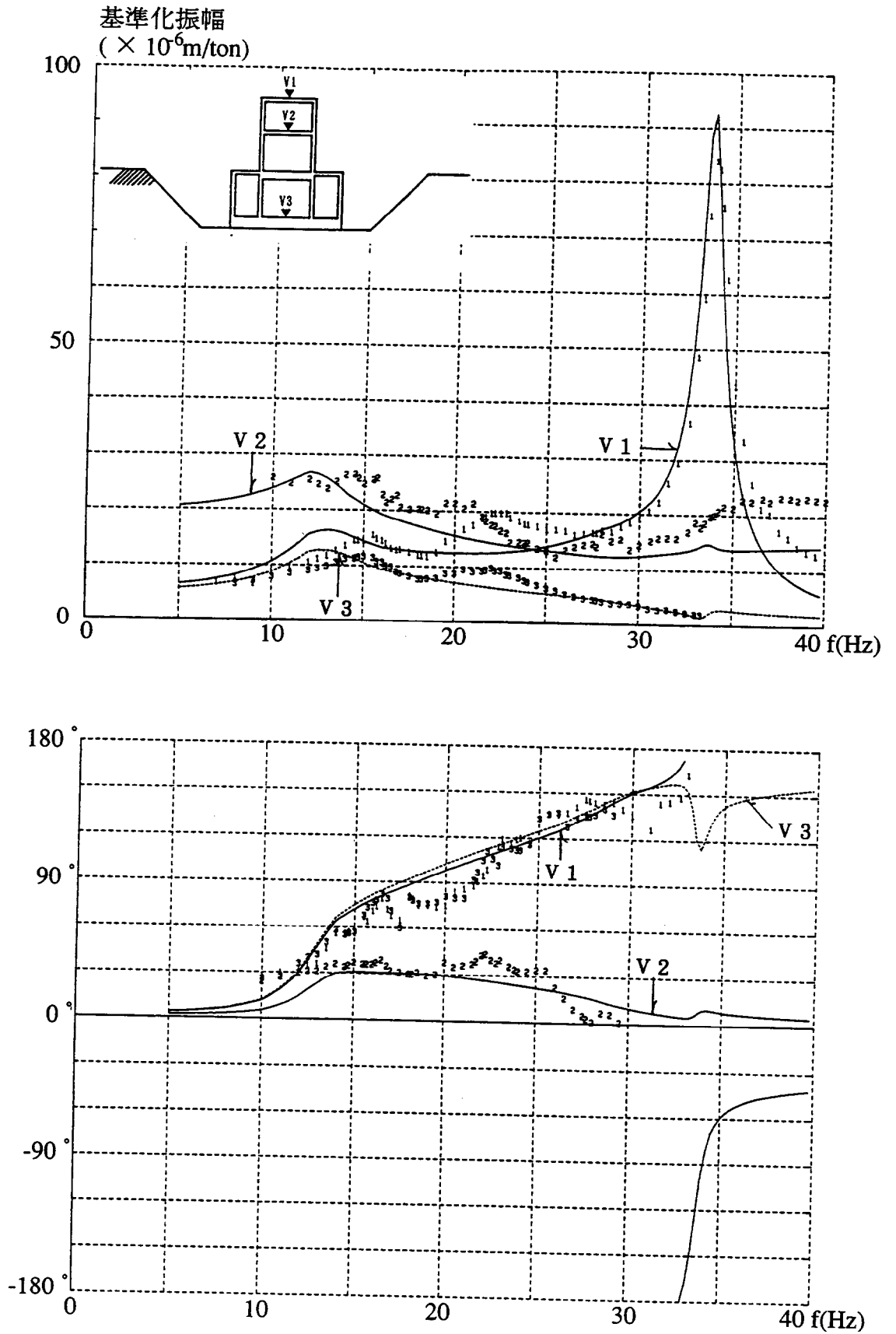


図 6.3-17 質点系モデルによるシミュレーション解析結果 (埋戻し前, 構造物系)

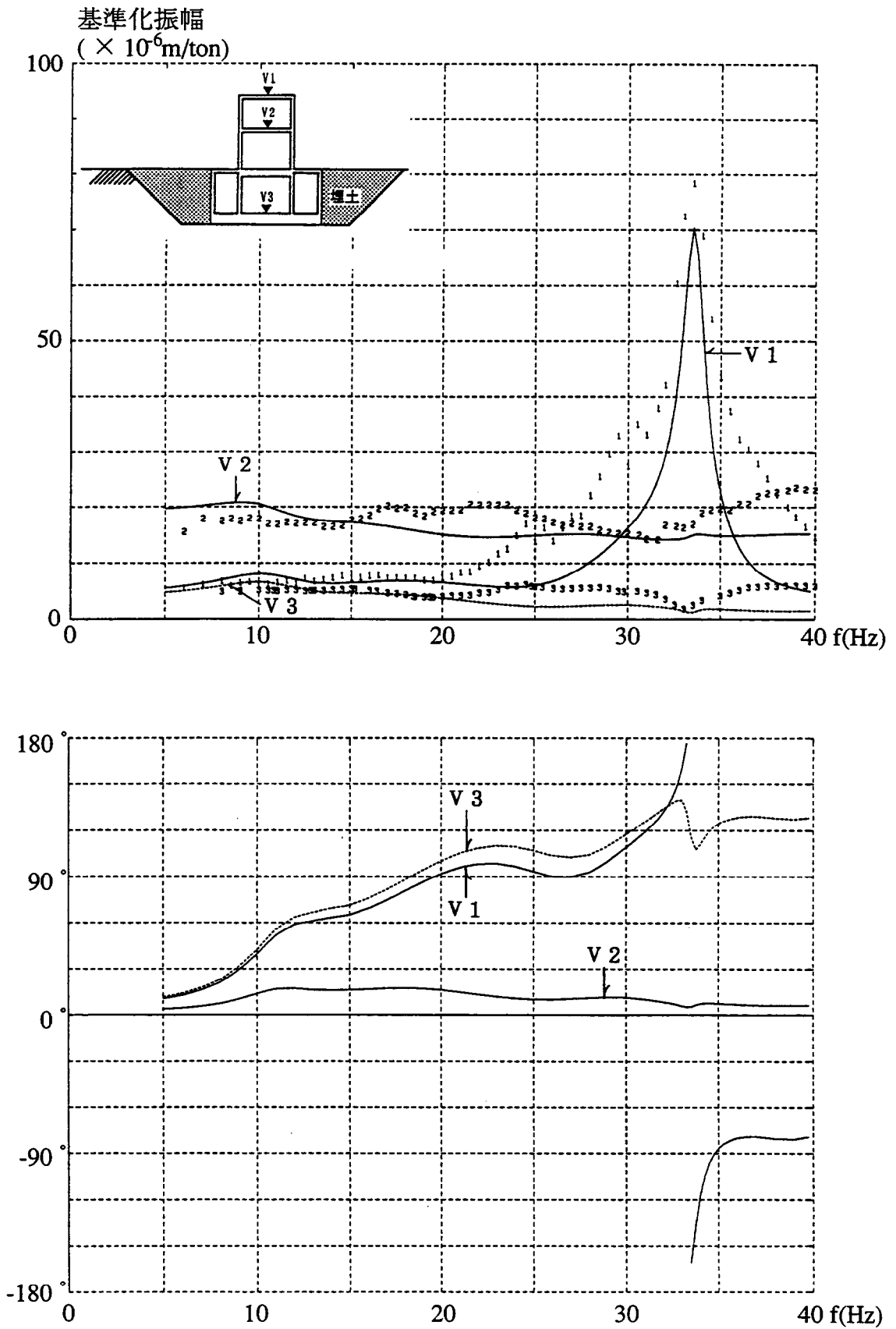


図 6.3-18 質点系モデルによるシミュレーション解析結果(埋戻し後, 構造物系)

6.4 地震観測シミュレーション解析

6.4.1 解析方法

解析は軸対称 F E Mモデルと質点系モデルを用いて行った。地震応答解析では構造物模型の物性、地盤定数等は地盤の減衰定数を除き振動実験のシミュレーション解析モデルと同じである。すなわち、軸対称 F E Mモデルでは自由地盤系の応答倍率に対するシミュレーション解析を参考に $h=0.1$ とした。また、質点系モデルでは自由地盤の応答を求め側面と底面の動的インピーダンス位置に入力した。入力地震動については軸対称 F E Mモデル、質点系モデルとも自由地盤表層の観測点11Zをコントロール・ポイントとした。

6.4.2 解析モデルと解析条件

(1) 軸対称 F E Mモデル

図6.4-1に軸対称 F E Mモデルを示す。振動実験解析と同様に軸対称 F E Mモデルの解析領域外への波動の逸散を考慮するため、解析領域側方にエネルギー伝達境界を、解析領域底面に粘性境界を採用した。周辺地盤と埋土の定数は表6.3-1と表6.3-2に示した値を用いているが、地盤減衰は $h=0.1$ としている。

(2) 質点系モデル

質点系モデルは振動実験解析に用いた8質点モデルである。図6.4-2に質点系モデルと入力方法を示す。解析は自由地盤系の1次元波動理論による応答解析結果を構造物底面及び側面のばね外から入力するものであり、底面には埋込みを考慮した切り欠き力 σ を作用させている。切り欠き力 σ は地盤の穴の開いた状態を評価するために地盤に働いている応力を解除する力である。解析モデルに接続される底面と側面動的インピーダンスは図6.3-7と図6.3-8に示した成層アドミッタンスばねと2種類のNovakばねである。これらの動的インピーダンスは振動数に依存した、いわば対象地盤における精算動的インピーダンスといえる。原子力発電所施設の地震応答解析を行う場合、近似動的インピーダンスを算定して行うこともある。そこで、この考え方に基づき以下のように算定した近似動的インピーダンスを用いた地震応答解析を行い精算動的インピーダンスとの比較も行う。

動的インピーダンスの実部は、成層アドミッタンスばねについては理論解による静的ばね値を、Novakばねについては最も低振動数域で極大になった点の値を採用する。また、構造物～地盤連成系の1次固有振動数における実部の値と原点を結ぶ直線とする。これより次の値が得られた。但し、虚部は構造物全重量と実部の静的ばねから近似的に求められる構造物～地盤連成系の1次共振振動数 $f_1=23.4\text{Hz}$ における実部の値である。図6.4-3と図6.4-4に底面および側面の動的インピーダンスを示す。

	実部(ton/cm)	虚部(ton/cm)
底面ばね	$K_v=2.00 \times 10^3$	$K_v=1.62 \times 10^3$
側面ばね	$KS1=0.15 \times 10^3$	$KS1=1.30 \times 10^3$
	$KS2=0.17 \times 10^3$	$KS2=0.94 \times 10^3$

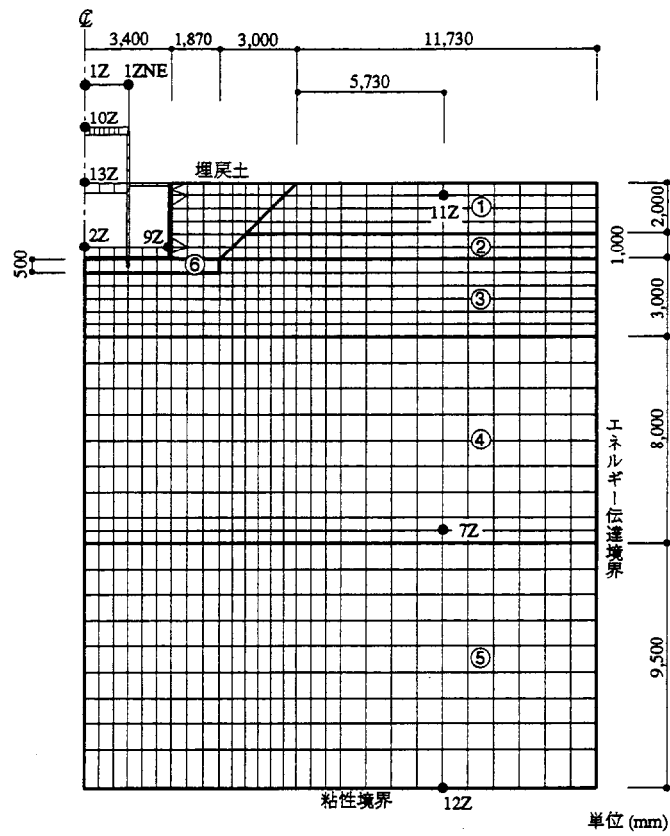


図 6.4-1 構造物-地盤全体系軸対称 FEM モデル (地震応答解析)

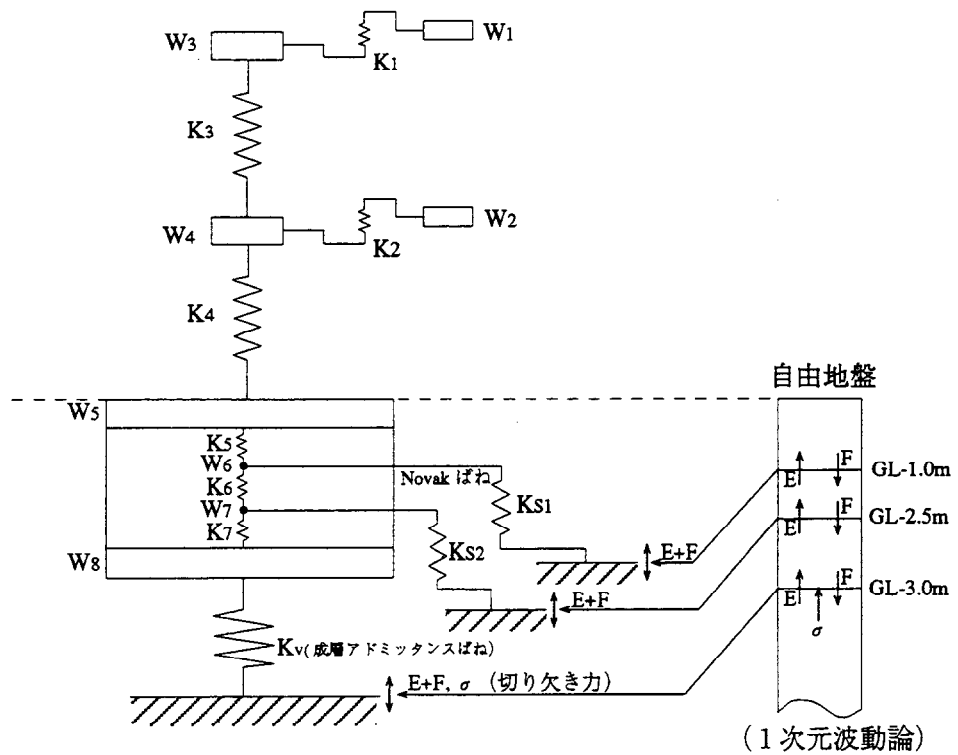


図 6.4-2 質点系モデルと入力方法

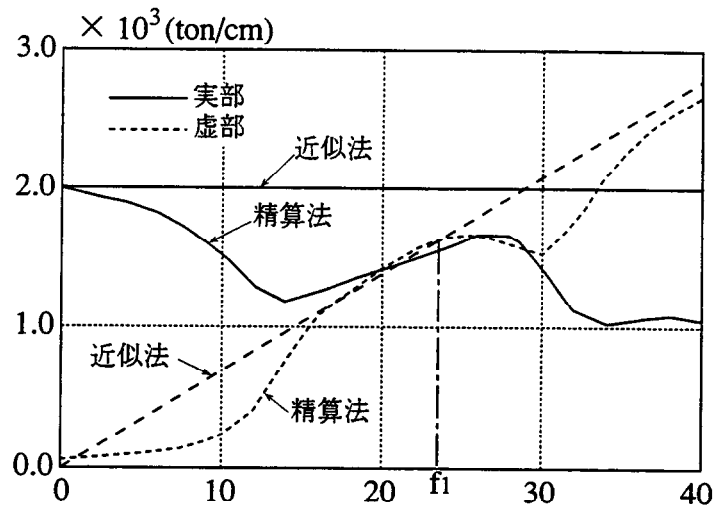
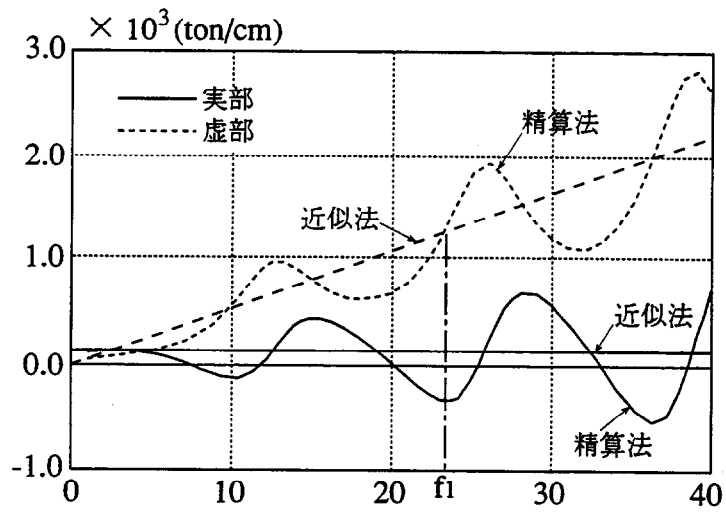
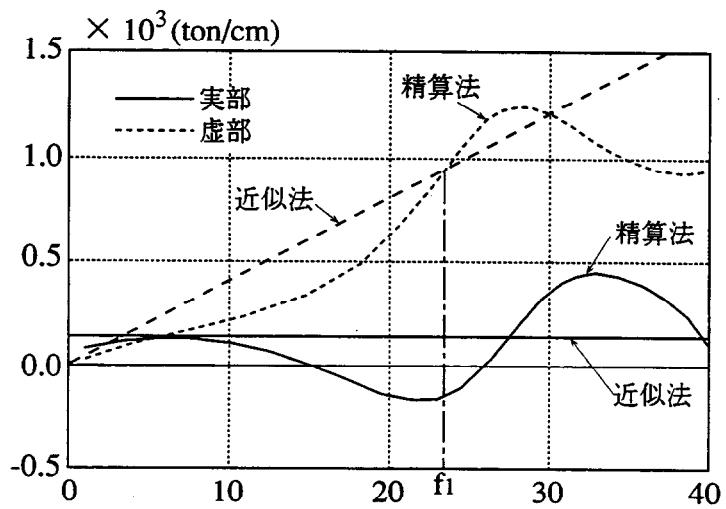


図 6.4-3 底面アドミッタンスばね



(a) GL~GL-2m (Ks1)



(b) GL-2m~GL-3m (Ks2)

図 6.4-4 側面 Novak ばね

6.4.3 地震観測シミュレーション

(1)軸対称FEMによる応答倍率の検討

地震応答解析を行なう前に軸対称FEMモデルの応答倍率を用いて観測記録から得られた応答倍率との比較を行った。図6.4-5に自由地盤系を基準とした構造物系の応答倍率に関して、軸対称FEMモデルの下端に上下動を入力した場合の解析結果と比較して示す。地盤の減衰定数は自由地盤系の解析で用いた $h=0.1$ を仮定した。図6.4-5(a),(b)に示す12Zに対する応答倍率では、1Zではピーク位置が若干ずれており、2Zでは自由地盤系の応答特性を表現し得ないことによる違いが認められるが、概ねその傾向を捉えている。一方、図6.4-5(c),(d)に示す11Zに対する応答倍率では、いずれも観測記録の25~30Hz付近のピークを説明できない結果である。これは自由地盤系の局所的な特性により観測記録がこの振動数域で小さくなることに起因しており、解析モデルではこの特性を表現できていないためと考えられる。

(2)地震応答解析結果

軸対称FEMモデルならびに質点系モデルにより時刻歴波形を求め、観測記録との対応を検討した。時刻歴波形は地表に近い11Zをコントロール・ポイントとして応答倍率を用いて求めた。質点系モデルの応答倍率は、動的インピーダンス算定時の地盤定数を用いて1次元波動論によりばね外位置での入力を求め、基礎底面位置に鉛直方向の切り欠き力を考慮して評価した。解析対象とした地震は宮城県沖地震(1978.02.20)で、マグニチュード $M=6.7$ 、深さ50km、震央距離180kmである。自由地盤系の地表の最大加速度は水平方向で53.9Gal、上下方向で31.3Galを記録している。図6.4-6にコントロール・ポイントとして用いた11Zの時刻歴波形と加速度応答スペクトルを示す。

図6.4-7と図6.4-8に軸対称FEMモデルによる地震応答解析結果を観測値と比較して示す。構造物模型の2階床以下は剛体に近くほぼ同様な振動数特性を示すため、R階と2階床の時刻歴波形と加速度応答スペクトルを示した。図6.4-9と図6.4-10に質点系モデルによる結果を示す。質点系モデルでは振動数依存の精算法(精算動的インピーダンス)と近似法(近似動的インピーダンス)について示した。図6.4-11に構造物模型内各点の最大加速度分布を比較して示す。これらより、以下のことが指摘できる。

- i)各観測点とも全体的な時刻歴波形の包絡形状は良く対応したものとなっている。
- ii)加速度応答スペクトルでみると、R階では軸対称FEM、質点系モデルともに短周期側で若干大きいのが、概ね観測結果と対応している。また2階床では両解析モデルとも観測結果を良くシミュレートしていることが確認できる。
- iii)最大加速度値は両解析モデルともR階で若干大きく、2階以下で小さめの評価となっているが、R階では加速度最大値が2階以下の部分の2倍程度になる傾向は良く捉えられている。
- iv)精算法と近似法の比較では両者の差は少なく、さらに近似法は観測値に対してもほぼ妥当な評価となることから、近似法による地震応答解析の妥当性が確認できる。

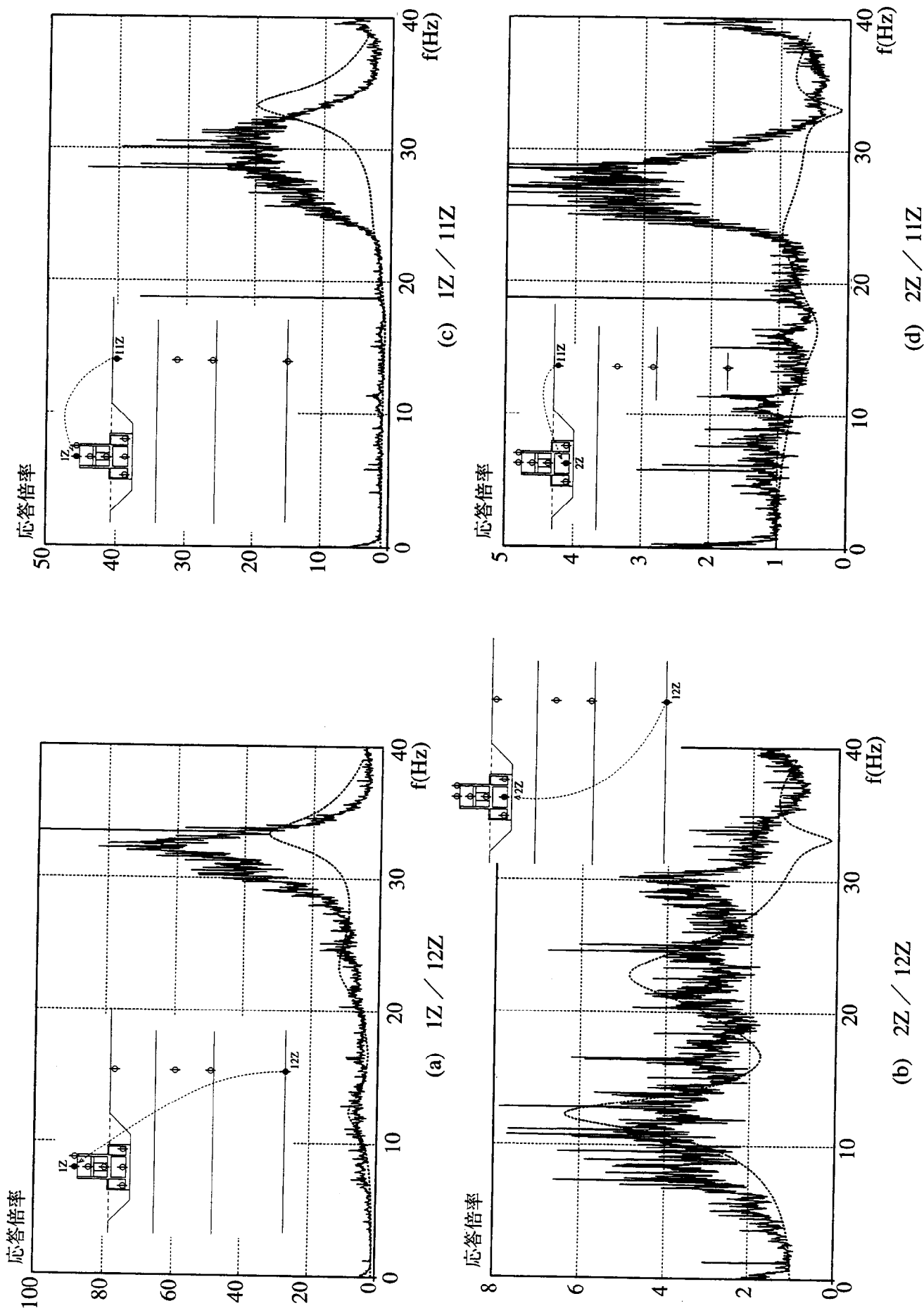


図 6.4-5 平均伝達関数と軸対称 FEM によるシミュレーション解析結果

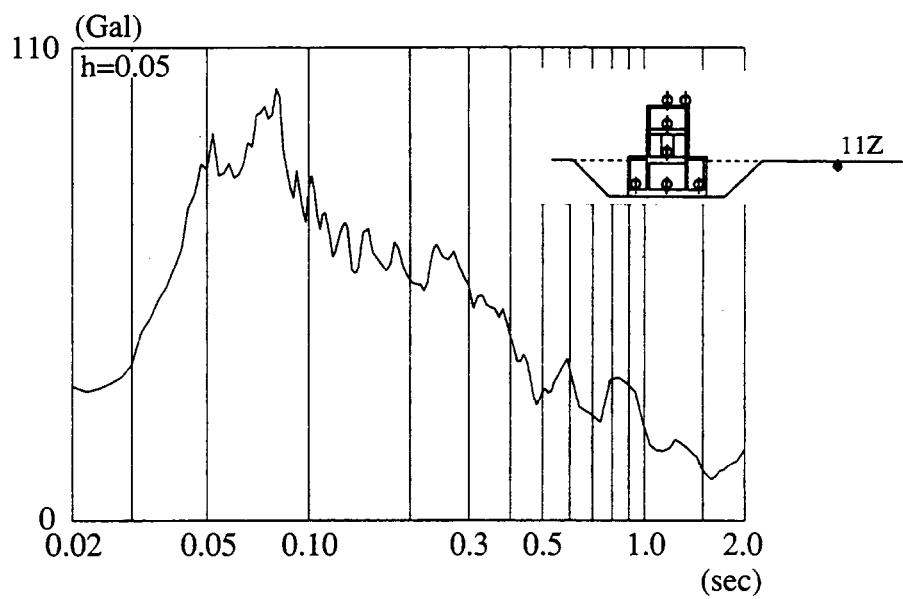
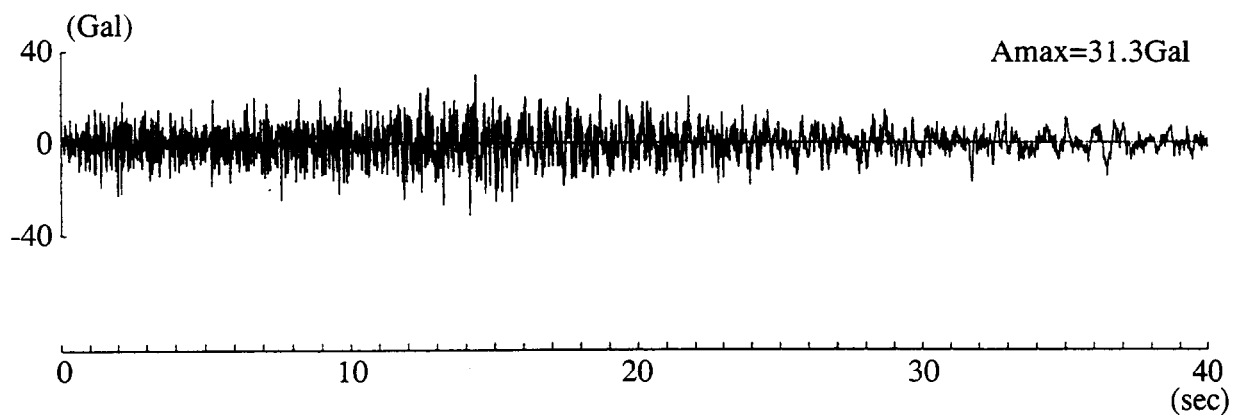
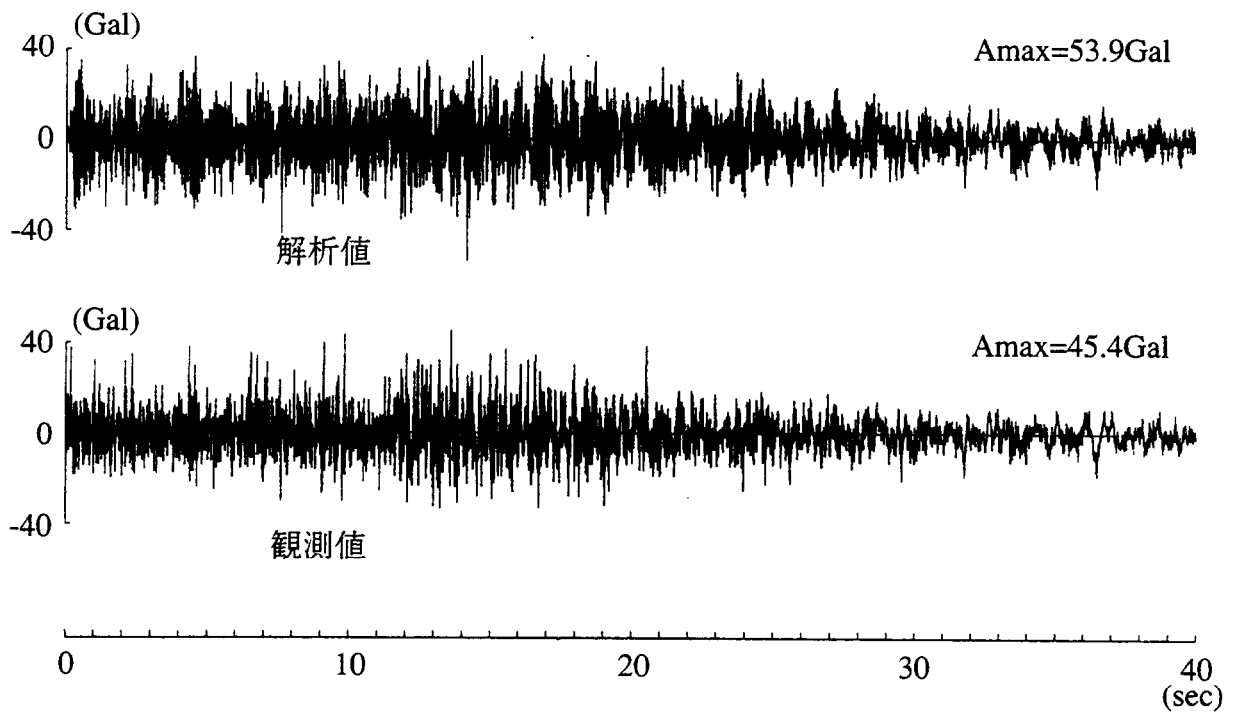
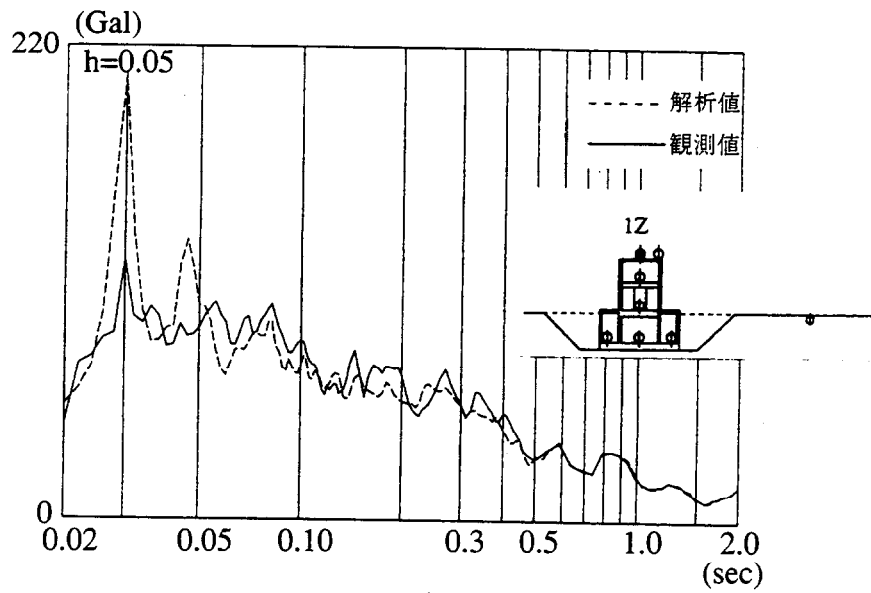


図 6.4-6 コントロール・ポイント 11Z の時刻歴波形と加速度応答スペクトル

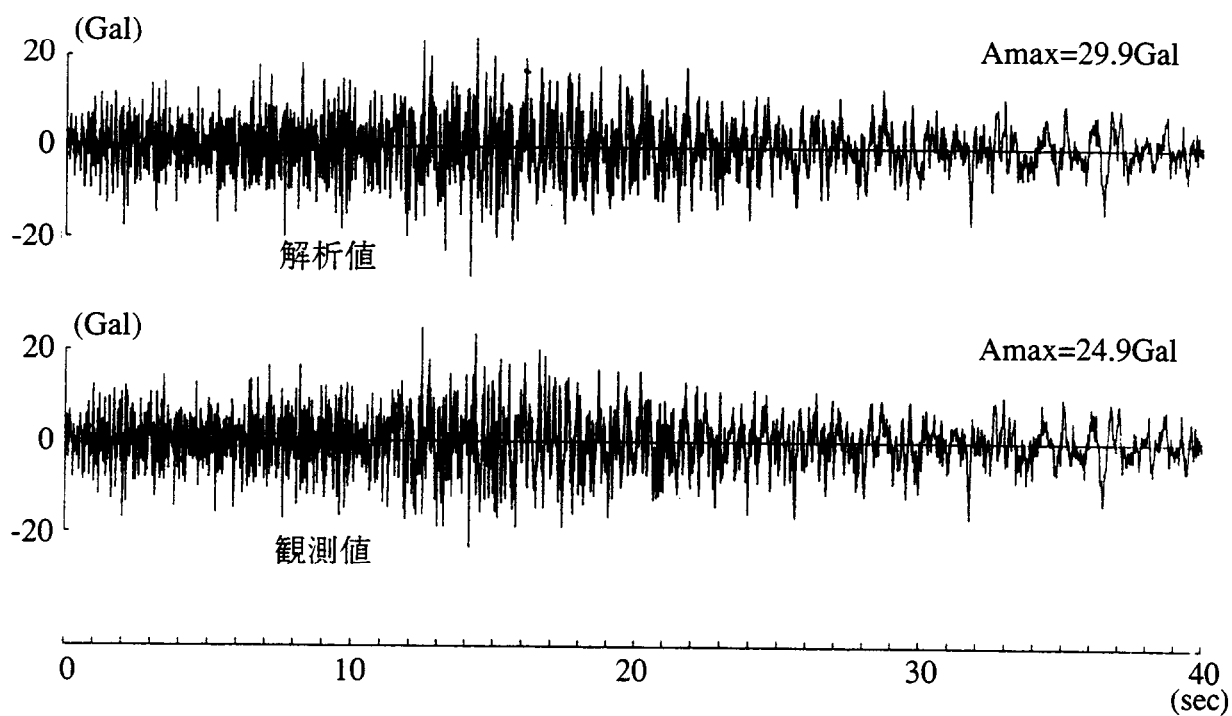


(a) 時刻歴波形

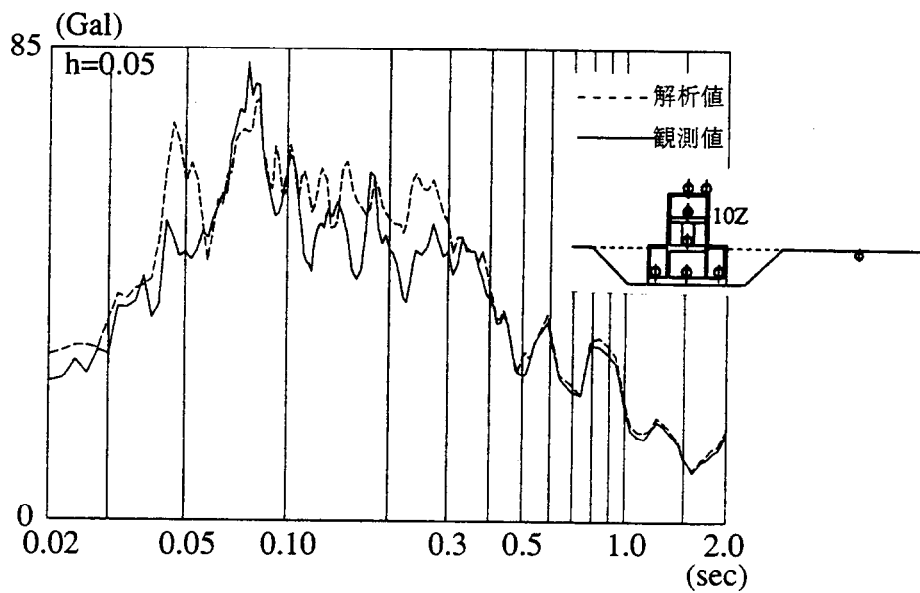


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.4-7 軸対称 FEM によるシミュレーション解析結果 (R階床)

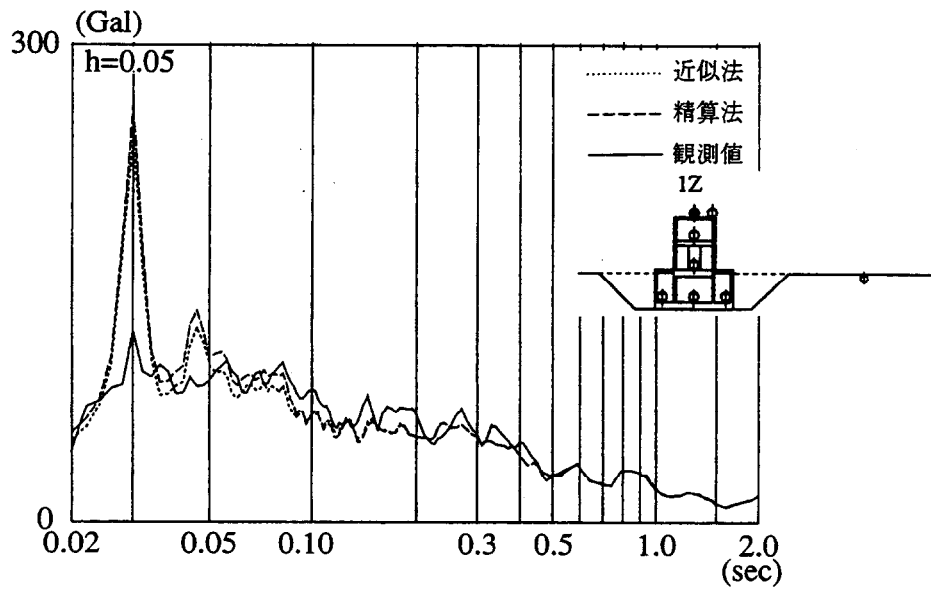
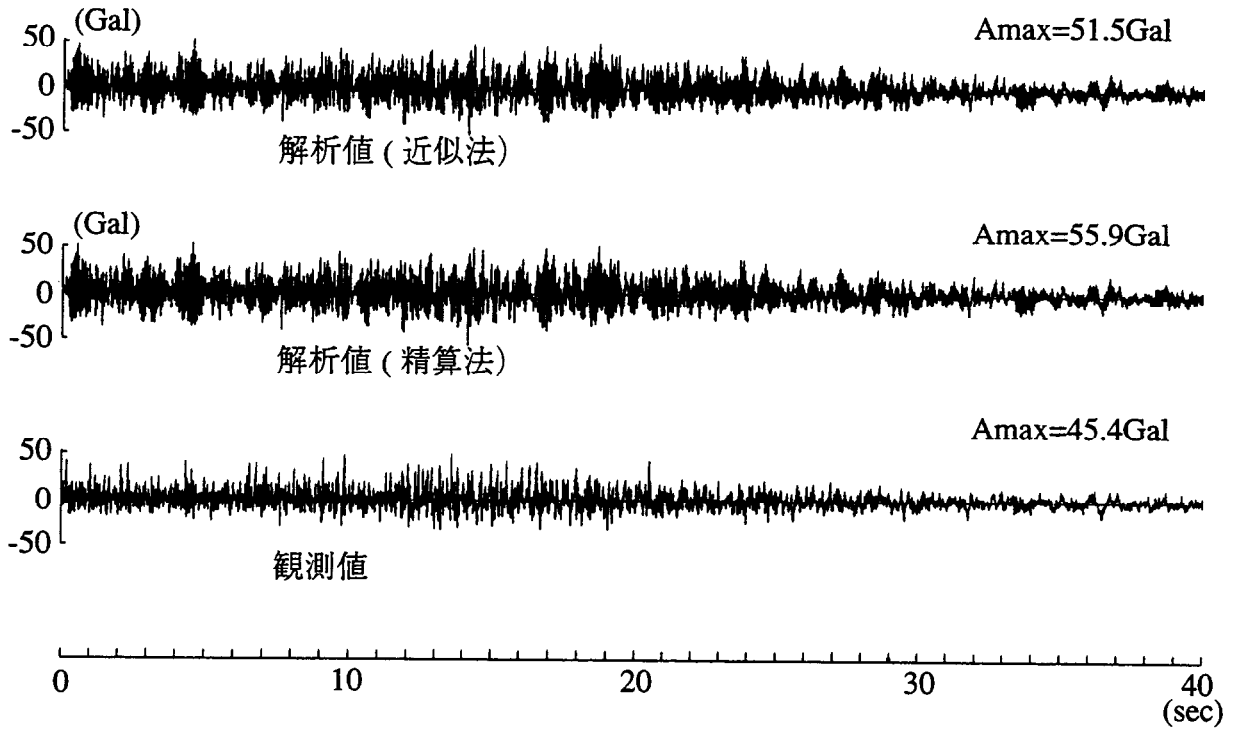


(a) 時刻歴波形



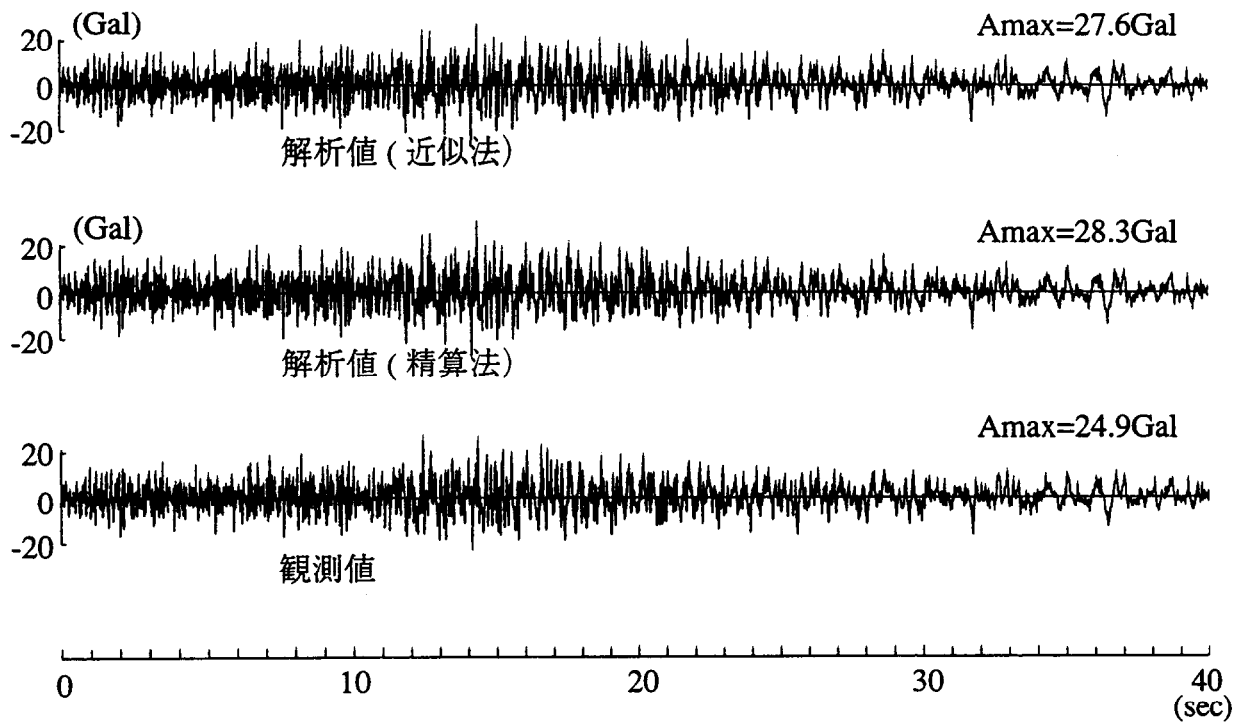
(b) 加速度応答スペクトル

図 6.4-8 軸対称 FEM によるシミュレーション解析結果 (2階床)

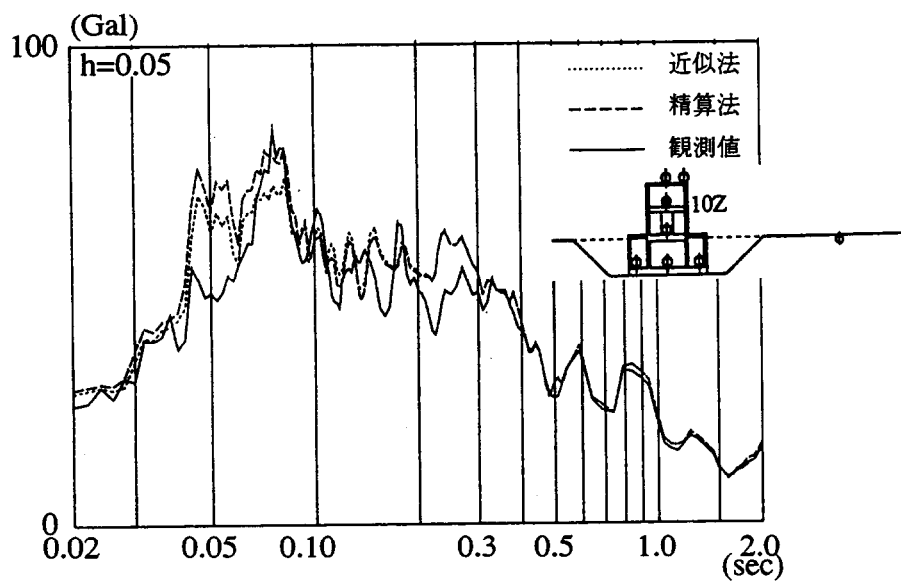


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.4-9 質点系モデルによるシミュレーション解析結果 (R階床)

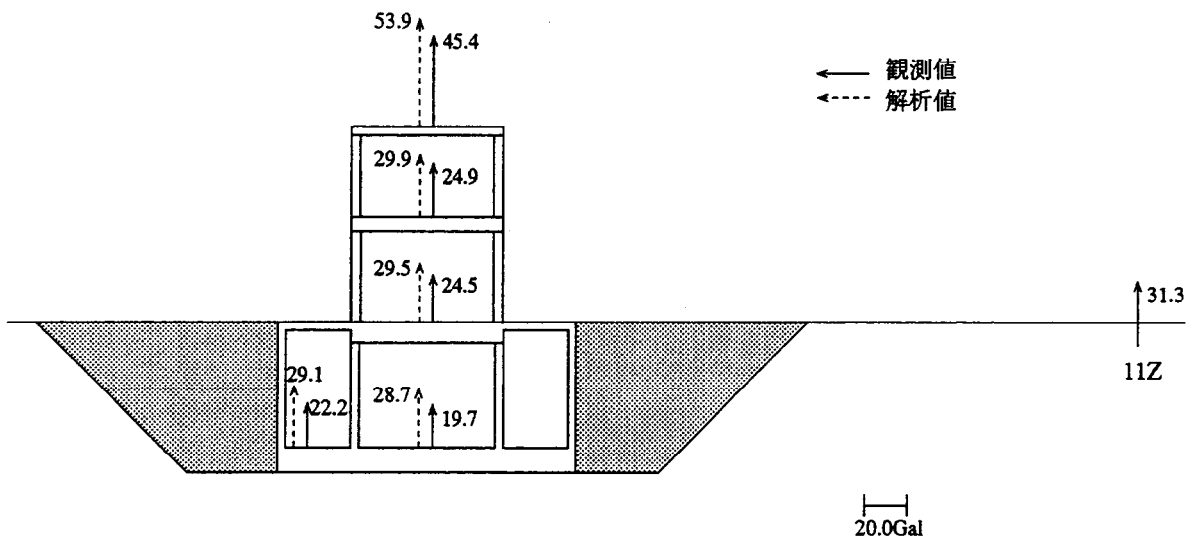


(a) 時刻歴波形

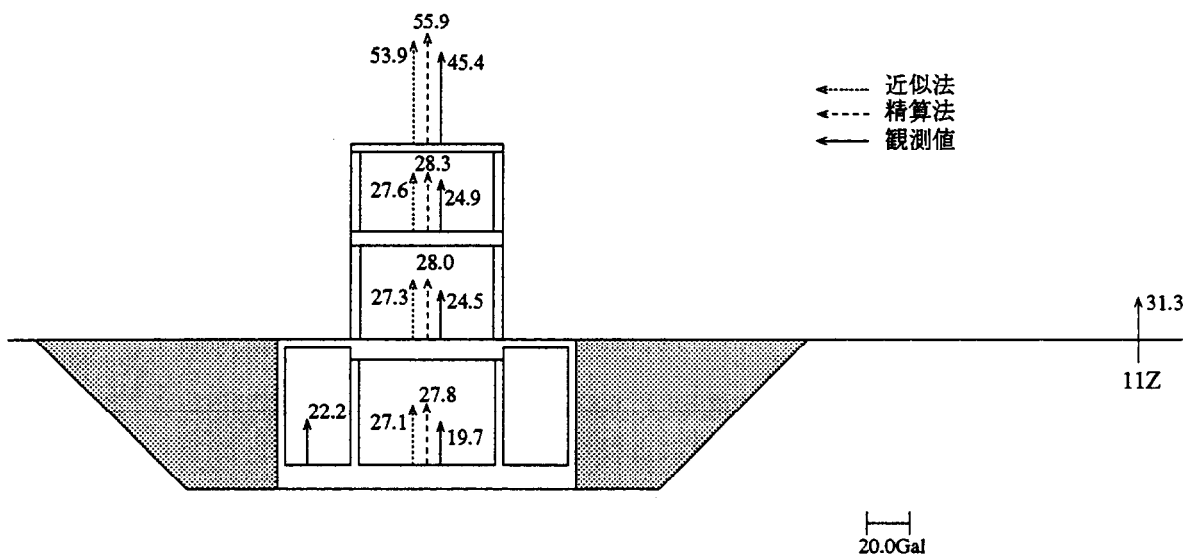


(b) 加速度応答スペクトル

図 6.4-10 質点系モデルによるシミュレーション解析結果 (2階床)



(a) 軸対称 FEM モデル



(b) 質点系モデル

図 6.4-11 最大加速度分布

6.5 構造物のロッキングと上下動の関係に関する検討

6.5.1 地震観測記録の分析

地震時には上下動と同時に水平動が作用し、構造物のロッキングによる構造物模型端部の上下動の増加が考えられる。そこで上下動成分に含まれる構造物模型のロッキング成分を検討するため、選択された26地震を用いて以下の検討を行った。

- ①基礎版上の中央(2Z)と端部(9Z)の加速度記録から、その応答倍率(2Z/9Z)の平均を図6.5-1に示す。
- ②基礎版における上下方向の地震観測記録から、基礎版を剛体と仮定して2次元平面内の上下方向振動とロッキング振動を考慮して、次のようにロッキング成分を算出した。

$$\theta = (V_2 - V_9) / B \quad (6.3)$$

ここで

$$\begin{aligned} \theta & : \text{ロッキング加速度}(\text{rad}/\text{sec}^2) \\ V_2, V_9 & : \text{上下動方向加速度}(\text{cm}/\text{sec}^2) \\ B & : \text{計測点間隔}(=260\text{cm}) \end{aligned}$$

である。(6.3)式で計算されたロッキング成分についてその平均フーリエ・スペクトルを図6.5-2に示す。

- ③基礎底面の土圧の地震観測結果のうち、端部のB3AとB3Eの計測結果を用いて②と同様に次のような計算を行った。

$$\theta_p = (V_{B3A} - V_{B3E}) / B \quad (6.4)$$

ここで

$$\begin{aligned} \theta_p & : \text{土圧から計算されるロッキング成分}(\text{gr}/\text{cm}^3) \\ V_{B3A}, V_{B3E} & : \text{B3A, B3Eにおける土圧}(\text{gr}/\text{cm}^2) \\ B & : \text{計測点間隔}(=540\text{cm}) \end{aligned}$$

である。(6.4)式で計算された θ_p についてその平均フーリエ・スペクトルを図6.5-3に示す。

図6.5-1からロッキング成分は構造物の水平方向の1次共振振動数である12Hz付近と30Hz～40Hzに若干のピークが認められるが、全振動数領域においてほぼ応答倍率は1.0であり、基礎版端部において中央部に比べ著しい上下動の増加はないことが分かる。図6.5-2は時刻歴波形から構造物基礎版を剛体と仮定してロッキング成分のみ抽出しており、振動実験の回転成分に相当していることになる。振動実験の固有振動数に近い12Hz、17Hz前後に対応するピークが認められることが分かる。図6.5-3に示す土圧から計算された値では、

ロッキング成分と同様に12Hz付近と1Hz～3Hz付近にピークが認められるが、12Hzより高振動数域では、ロッキング成分と傾向を異にしている。これより、共通にみられた12Hz付近のピークは構造物の1次共振振動数に対応しており、構造物のロッキング成分と考えられる。

6.5.2 ロッキングを考慮した地震応答解析

構造物模型の上下動は上下動入力による上下動応答のみならず、構造物模型の基礎端部では水平動入力による構造物のロッキングによる上下動成分の応答も含まれる。そこで水平動が作用した場合の構造物模型のロッキングによる上下方向応答成分の増加量を検討するため、水平動が作用した場合の基礎端部(9Z)の応答倍率を計算し、9Zにおける応答波形を以下のように求めた。

$$9Z = (\text{応答倍率}_{9Z/11Z}) \times (11Z \text{の観測値}) + (\text{応答倍率}_{9Z/11X}) \times (11X \text{の観測値}) \quad (6.5)$$

図6.5-4(a)～(b)に自由地盤11Z,11Xに対する9Zの応答倍率を示す。なお、応答倍率の解析値は水平動のみが作用した場合であり観測値は上下動により励起される成分も含まれるため図6.5-4(b)に示す9Z/11Xの応答倍率では、観測値を時間領域で(9Z-2Z)とした成分を水平動により励起される9Zの上下動と考え観測値の分母とした。

図6.5-5(a)～(b)に9Zにおける時刻歴波形とh=0.05の加速度応答スペクトルの解析結果と観測結果を比較して示す。これらより、以下のことが指摘できる。

- i) 図6.5-4(b)に示す11Xに対する9Zの応答倍率(観測値は(9Z-2Z)/11X)では、構造物系の1次共振振動数に対応して12Hz付近にピークが存在し、それより高振動数域では構造物のロッキング特性を反映して、応答倍率が小さくなる振動数と12Hz付近より大きくなる振動数がみられる。
- ii) 水平動入力による9Zにおける上下動は、上下動入力による9Zにおける上下動に比べ、かなり小さくなっている。
- iii) 水平動と上下動の入力を考慮した解析結果は、上下動のみを考慮した結果と形状等に大きな差はみられない。
- iv) 加速度応答スペクトルでは、上下動のみの場合と水平動と上下動を考慮した解析結果は、構造物模型の水平方向の固有振動数である12Hz付近で最も大きな違いがみられる程度であり、水平動の寄与は大きくないと判断できる。

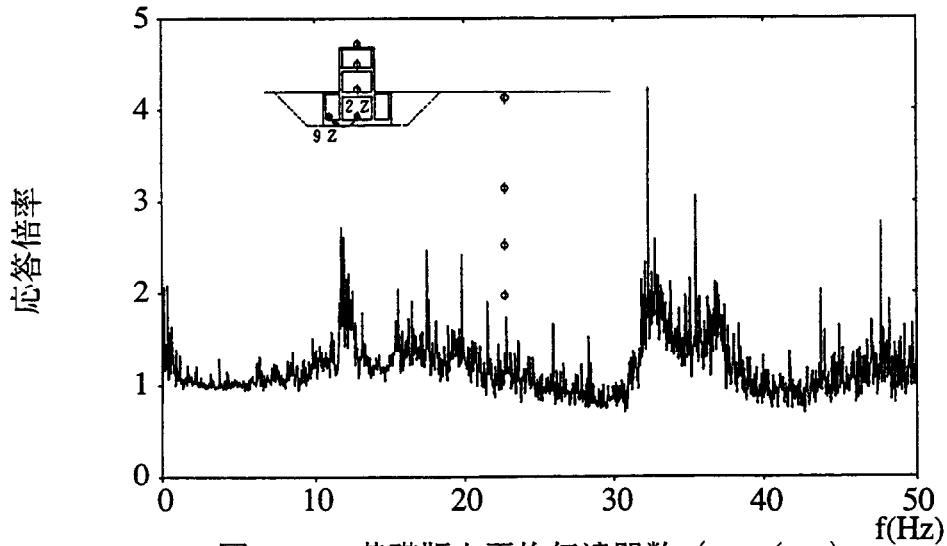


図 6.5-1 基礎版上平均伝達関数 (9Z / 2Z)

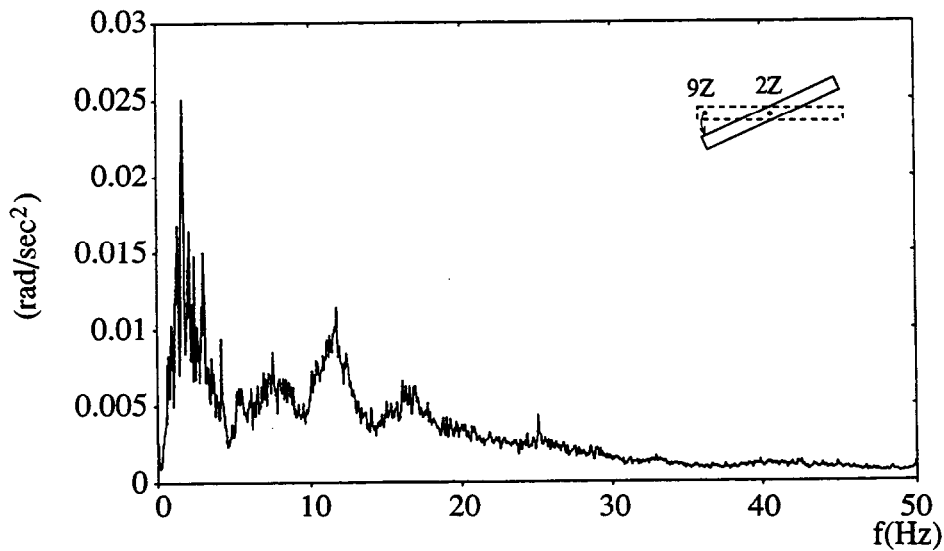


図 6.5-2 2Z と 9Z から求めたロック成分の平均フーリエ・スペクトル

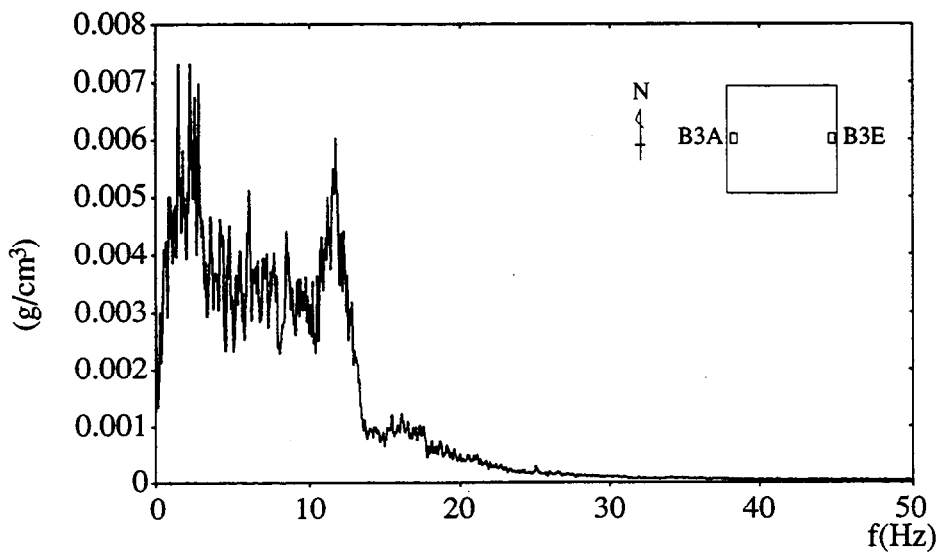
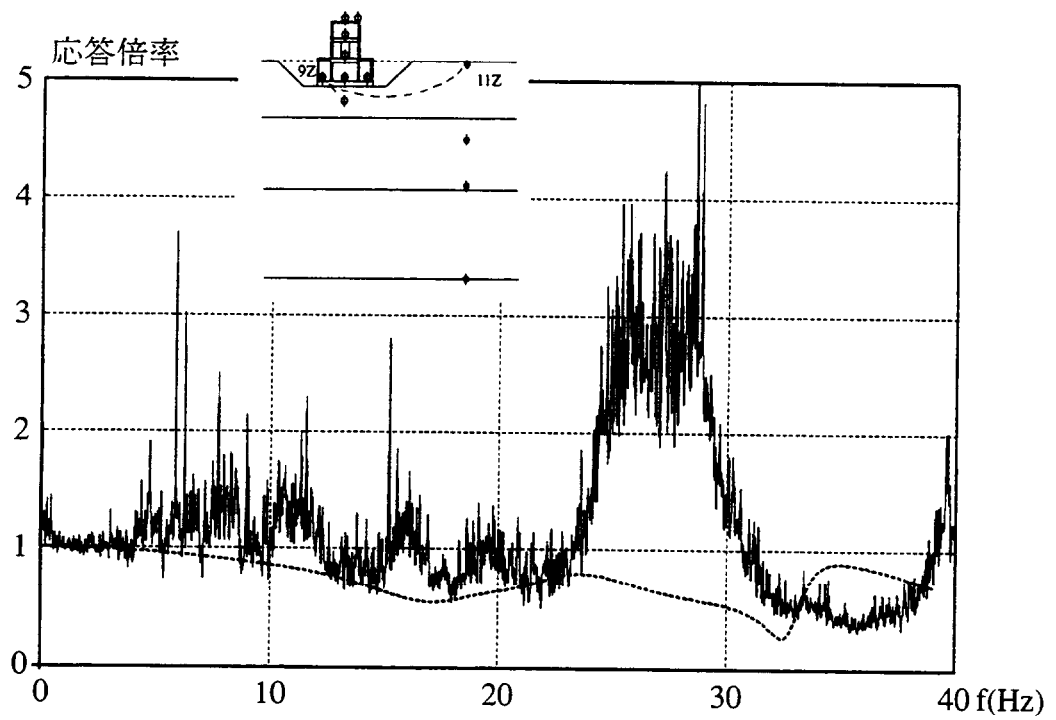
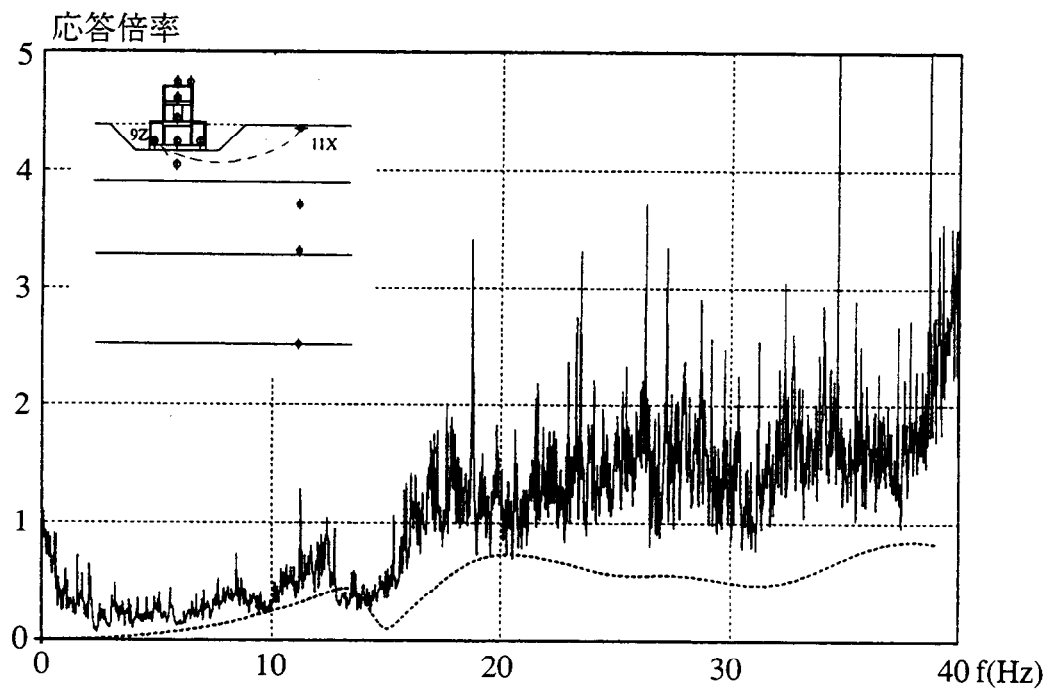


図 6.5-3 土圧値から計算したロック成分の平均フーリエ・スペクトル

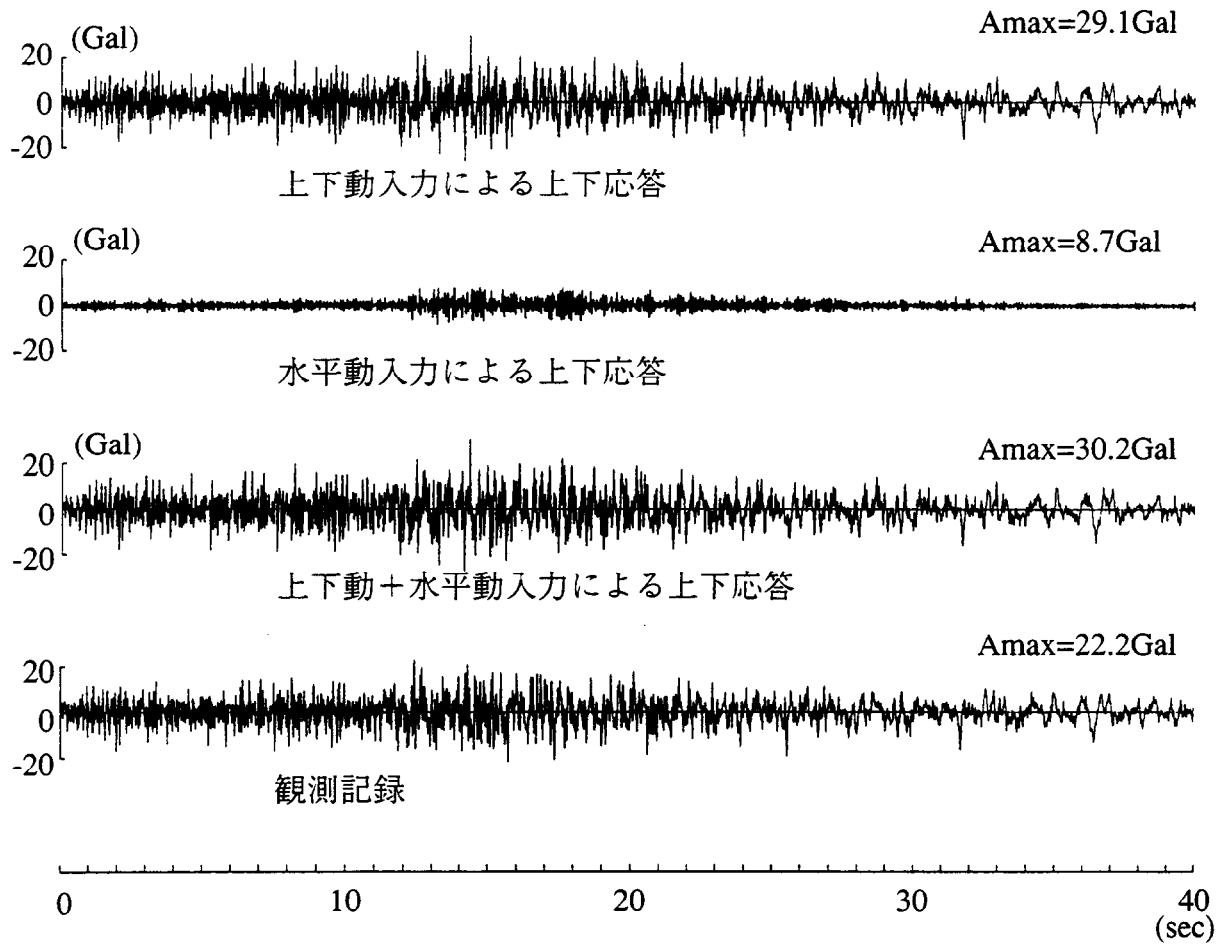


(a) 9Z / 11Z

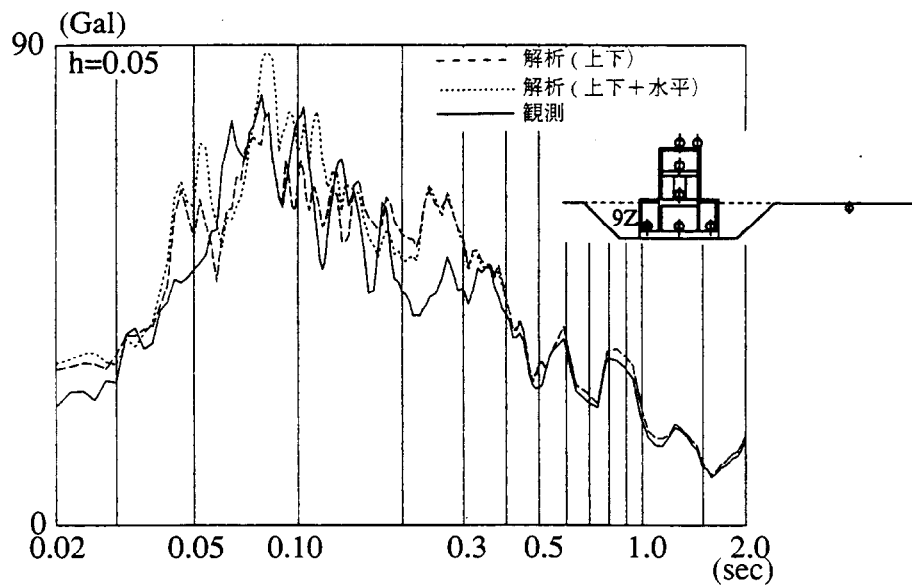


(b) 9Z / 11X (観測値は $(9Z-2Z)/11X$)

図 6.5-4 自由地盤系に対する構造物上下方向応答倍率 (平均応答倍率との比較)



(a) 時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 6.5-5 水平動入力を考慮した場合の基礎端部 (9Z) における時刻歴波形と加速度応答スペクトルのシミュレーション解析結果

6.6 まとめ

前章までは埋込みのある構造物模型に水平動が作用した場合の構造物や地盤の応答性状、地震時の土圧等の解析的検討結果について述べてきた。第6章では構造物模型で行なわれた上下方向の振動実験および上下動に着目した地震観測から得られたデータの分析とその解析的検討結果について述べた。

埋戻し前実験結果でR階は34Hz付近に顕著なピークが存在し、床版の面外変形が卓越していた。このため、基礎部分や構造物近傍地盤では、水平加振時の14Hz付近と同様に、この振動数で振幅が小さくなる吸振効果が認められた。基礎版の中央と端部の振幅の差は小さく、ほぼ剛体とみることができる。また、15Hz付近と22Hz付近にピークが認められ、地盤系または構造物～地盤連成系1次共振振動数に関連したものと考えられる。土圧の値は中央に比べ端部ほど大きく、接地圧は剛版分布に近かった。

埋戻し後実験結果でR階の床版の面外変形が卓越していると考えられるピークが埋戻し前と同様の傾向でみられた。R階での34Hz付近のピークは地盤との動的相互作用は少なく埋戻しによる影響は受けていない。低振動数域における基礎部分および2階床の応答は、埋込みによる側面地盤の拘束効果により2～3割小さくなっている。基礎版の中央と端部の振幅の差は、埋戻し前に比べて大きくなっている。基礎版の振幅をみると、15Hz付近と25Hz付近にピークが認められる。15Hzは埋戻し前と同じであり周辺の地盤系が刺激されているものと思われるが、25Hzは構造物～地盤連成系1次共振振動数と考えられ、埋戻し前の22Hzが埋土の拘束による剛性の増加で振動数が高くなった。土圧の値は埋戻しにより側面が拘束され、中央の計測点と端部の計測点の値が同程度となっている。埋戻し前は基礎版の変形が少なく剛版分布を示していたが、埋戻しにより基礎版の弾性変形が生じた影響を受けている。

振動実験シミュレーション解析は軸対称FEMモデルと質点系モデルを用いて行った。構造物模型に関しては上下動の地震観測記録の分析から得られた知見に基づき詳細な軸対称FEMのモデル化を行い、周辺地盤、埋土は地盤調査結果を基本とした。質点系モデルは構造物模型の軸対称FEMモデルを基本として底面動的インピーダンスは成層アドミッタンス、側面動的インピーダンスはNovakの方法で評価した。

軸対称FEMモデルでは埋戻し前後のR階、2階、地階床の共振・位相曲線を実験値と解析値を比較した結果、構造物～地盤連成系の上下方向の動的相互作用に関連すると考えられるピークが振幅、位相とも良く表現された。

質点系モデルによる解析では軸対称FEMでは表現された低振動数域の振動数特性は、必ずしもシミュレートできていない部分があるが、R階の共振ピークを含め全体的な傾向は捉えられている。低振動数域の振動数特性の違いは質点系モデルでは周辺地盤の法面の影響を考慮していないことが考えられ、動的インピーダンスの振動数特性の違いにみられた傾向が反映されているものと思われる。

地震観測シミュレーション解析は振動実験同様、軸対称FEMモデルと質点系モデルを用いて行った。入力地震動については軸対称FEMモデル、質点系モデルとも自由地盤表層の観測点をコントロール・ポイントとした。各観測点とも全体的な時刻歴波形の形状は

良く対応したものとなっている。加速度応答スペクトルで見ると、R階では軸対称FEM、質点系モデルともに短周期側で若干大きいのが、概ね観測結果と対応している。また2階床では両解析モデルとも観測結果を良くシミュレートしていることが確認できた。最大加速度値は両解析モデルともR階で若干大きく、2階以下で小さめの評価となっているが、R階では加速度最大値が2階以下の部分の2倍程度になる傾向は良く捉えられている。

地震時には上下動と同時に水平動が作用し、構造物模型のロッキングによる構造物模型端部の上下動の増加が考えられる。そこで上下動成分に含まれる構造物模型のロッキングを検討するため、地震観測記録の分析を行った。基礎版端部/中央部の応答倍率を見ると、ロッキング成分は構造物模型の水平方向の1次共振振動数である12Hz付近に若干認められるが、全振動数領域においてほぼ応答倍率は1.0であり、基礎版端部において中央部と比べ著しい上下動の増加はないことが分かった。また、時刻歴波形から構造物基礎版を剛体と仮定してロッキング成分のみ抽出すると、振動実験の固有振動数に近い12Hz、17Hz前後に対応するピークが認められることが分かった。これより、共通にみられた12Hz付近のピークは構造物模型の1次共振振動数に対応しており、構造物模型のロッキング成分と考えられる。

構造物模型の上下動は上下動入力による上下動応答のみならず、構造物模型の基礎端部では水平動入力による構造物のロッキングによる上下動成分の応答も含まれる。そこで水平動が作用した場合の構造物模型のロッキングによる上下方向応答成分の増加量を検討するため、水平動が作用した場合の基礎端部の上下動を算出し、上下動入力による上下動を加えた。水平動入力による基礎端部における上下動は、上下動入力による基礎の上下動に比べ、かなり小さくなっていた。水平動と上下動の入力を考慮した解析結果は、上下動のみを考慮した結果と形状等に大きな差はみられない。加速度応答スペクトルでは、上下動のみの場合と水平動と上下動を考慮した解析結果は、構造物模型の水平方向の固有振動数である12Hz付近で最も大きな違いがみられる程度であり、この構造物模型では水平動の上下動に及ぼす影響は大きくないと判断できる。

第7章 結論

本研究は、深く埋め込まれた構造物の動的相互作用特性を把握することを目的として、原子炉建屋の1/15程度の構造物模型ではあるが比較的大型の構造物模型を用いた実験に基づく研究について述べたものである。構造物模型を対象として、起振機を用いた上部加振である強制振動実験による構造物～地盤連成系の動的相互作用特性の抽出を行うとともに下部加振である地震観測による地盤応答を含めた構造物の地震時挙動を把握し各種解析モデルを用いたシミュレーション解析を行った。起振機実験では埋戻し前後の振動実験を行い埋土による影響を把握した。さらに構造物と地盤との動的相互作用の結果生ずる地震時の増分土圧を把握するために構造物基礎底面と地下部側面に土圧計を設置して、地下壁の設計に深く関与する土圧分布の把握を行った。特に側面の土圧は左右対称の構造物の場合に通常用いられている対称条件を用いた解析では説明し得ない現象が出現しており、その起因を解明した。振動実験、地震観測とも水平方向のみならず、上下方向の動的相互作用特性にも着目した。その結果得られた成果を以下に示す。

第2章では、構造物の動的相互作用の解明のために行った構造物模型の振動実験・地震観測の全体概要を示すと共に、地盤調査結果、起振機を用いた埋戻し前後の振動実験結果とそのシミュレーション解析結果について述べた。

構造物模型は原子炉建屋の約1/15程度に相当し、地下部が3m、地上部が4mの全高が7mで、地下部分の平面が6m×6m、地上部が3.1m×3.1mの構造物模型で、地下部分の幅の半分が埋め込まれている原子炉建屋を模擬した構造物模型であり、洪積砂礫層で支持されている。振動実験は構造物構築後、埋戻し前と埋戻し後の2回行った。

埋戻し前後の振動実験結果から、構造物を埋込むことにより側面地盤の拘束が増し、1次共振振動数が10.4Hzから12.3Hzへと高くなった。埋戻し前後の1次共振振動数の比から構造物回りの剛性の増分を評価すると、4割増し程度であるが構造物の共振時の振幅が埋戻し前に比較して、埋戻し後では1/2～1/4に減少した。これは埋戻しにより構造物底面からの振動エネルギー逸散の他に地下部側面からのエネルギー逸散が付加されて減衰が大きくなっていることを示している。

振動実験のうち、埋戻し前の測定結果に基づき、構造物～地盤連成系の基本的な動的相互作用特性を把握するため構造物模型と地盤の複素剛性評価を行った。構造物模型の剛性は実部、虚部とも振動数依存性が殆ど認められなかったが、動的インピーダンスは明らかに振動数依存性を示し、田治見博士の振動アドミッタンス理論と実験値はよく対応した。

振動実験結果のシミュレーション解析は、上部加振によって発生する振動エネルギーが基礎版底面や地下部側面から周辺地盤に3次元的に逸散することを考慮して、解析モデルの設定には3次元領域で質点化した格子型モデルによる構造物～地盤連成系解析モデルを採用した。さらに地盤の解析領域外へのエネルギー逸散も考慮して、周辺地盤境界は粘性減衰 $C = \rho \cdot V \cdot A$ で評価される粘性境界とした。埋戻し前後とも振幅の大きい構造物模型部分では共振・位相曲線とも良好な結果が得られ、地盤についても実験値と傾向はよく一致した。地盤を質点系ではあるが、多質点で置換すれば構造物模型に対する地盤の動的

挙動を適切に再現できることが分かった。

第3章では振動実験終了後、引続き実施した地震観測結果とそのシミュレーション解析について述べた。構造物～地盤連成系モデルによる地震応答解析を行なうにあたり、自由地盤の観測波を用いて地盤の応答特性を調べた。観測地震のうち、震央距離・震源方向の異なる加速度の比較的大きな地震を含む8地震を対象に地盤系の応答倍率を求めた結果、GL-23.5m以浅の地盤の振動数特性はN S、E W方向ともほぼ同様な傾向であり、振幅特性は1次より2次のピーク振幅のほうが大きく、3次でも1次と同程度あり高次になってもあまり小さくならない傾向が確認された。地盤系の応答特性は地震の震源方向、規模にかかわらず、サイト固有の地盤特性によって決まることが分かった。

地震観測記録のシミュレーション解析は振動実験解析で採用した格子型モデルを用いて行った。地震動入力位置として観測記録のあるGL-8.5mとGL-23.5mの2ケースを想定した。振動実験解析は起振機による上部加振であり地盤は3次元領域でモデル化し、さらに地盤の周辺境界で粘性境界を考慮したが、地震波を入力する解析では観測記録波を実動(E+F)として直接、モデル下端境界に入力するため地盤は2次元領域で扱い粘性境界は設けていない。GL-8.5m入力とGL-23.5m入力によるシミュレーション解析で得られた最大加速度分布と加速度応答スペクトルは、構造物模型、地盤とも観測値とよく一致した。ただし、GL-23.5m入力では地盤系応答特性にみられるように高次減少型の減衰を与える必要があり、地盤減衰に外部減衰を併用した。

減衰特性を定性的、定量的に評価するため、岩盤深部の観測記録を用いて表層/地中の応答倍率を詳細に検討した。その結果、共振振動数が規則的に現われており、その共振時振幅をみると高次になっても振幅がほぼ一定の高次減少型の減衰特性を示し、減衰項に質量Mに比例する外部減衰係数 β を用いた外部減衰を適用すると良く現象が説明できることが分かった。そこで、地中の入力位置以浅と以深の地盤物性を等価均質地盤とする二層地盤を想定し、上層と下層のインピーダンス比 α を用いて外部減衰係数 β を評価する式を提案した。この提案式は α が0.1～1.0の広い範囲で適用できることを確認した。

第4章では前章まで述べた構造物模型を対象にしたが、地下部側面土圧の埋設のため埋土を掘削し再度埋戻し工事を行っており、あらたに振動実験を行った結果とそれ以降の地震観測記録を対象とした。前章まで述べた振動実験はアナログ計測に基づいたデータ処理で行ったが再度実施した振動実験では関連技術を導入して精度の良いデータ処理による実験結果を得ることができた。これを機に、地盤を連続体として扱おう軸対称FEMにより、構造物模型の埋戻し前後の振動実験の解析と観測記録のシミュレーション解析を行った。さらに、薄層要素法、境界要素法により構造物模型の埋込み部分の動的インピーダンスを求め振動実験結果との比較検討を行なうと共に軸対称FEM解析で用いた観測記録のシミュレーション解析を行ない薄層要素法と境界要素法の検証を行った。

軸対称FEMモデル化にあたり、構造物模型は平面形状が正方形の建物であり円筒座標系に置き換える場合円筒の半径は面積が等価となる半径とした。軸対称FEMモデルの地盤境界は解析領域外への波動の逸散を考慮した粘性境界を採用した。軸対称FEMモデル

の地盤上に構造物模型の底面と同じ大きさの無質量剛基礎を水平ならびに回転加振を行ない、解析的に求められた動的インピーダンスを実験結果の逆算で求めた動的インピーダンスと比較した。その結果、構造物模型直下の地盤にゆるみ層を設けると水平ならびに回転の動的インピーダンスを表現することができたが地盤のポアソン比は $\nu=0.1$ というかなり小さな値となった。埋戻し前のシミュレーション解析結果では1次共振振動数と振幅特性は概ね実験値と一致した。埋戻し後の解析は埋戻し前の解析モデルに埋土部分のみ組み込んだ解析モデルにより行なった。解析結果は1次共振振動数については実験値を再現していたが振幅はやや小さくなった。地盤をFEMで評価する場合、 ρ 、 V_s 、 ν ですべてのモデル化定数が決定されるためシミュレーション解析では埋土や支持地盤等の地盤物性の値を慎重に評価する必要がある。

地震応答解析は実験解析モデルを用いて行なったが実験解析モデルと異なる点は地震応答解析時に用いる入力波をGL-23.5m位置の観測波とするため地盤モデルの深さはGL-23.5mまで考慮し、その位置を固定とした（振動実験解析はGL-20.0m位置に粘性境界を仮定した）。地盤の減衰定数は格子型モデルで用いた外部減衰を併用し、同じ値を仮定した。最大加速度分布ならびに $h=0.05$ の加速度応答スペクトルの比較では解析結果は観測結果をよく再現することが確認された。

薄層要素法による解析は地盤を自由地盤と同じとし、構造物模型の埋込み部分と地盤が結合する節点を埋込み部分の地盤容積内に空間的に配置する容積法に、薄層要素法による点加振解を適用して動的インピーダンスを求めた。構造物模型は格子型モデルに用いた質点系モデルで埋込み部分は剛体とし、薄層要素法により求めた動的インピーダンスで支持した。薄層要素法により求めた動的インピーダンスは水平と回転が連成しており、実験結果から逆算した底面に集約した動的インピーダンスと直接比較することはできない。そこで、薄層要素法により求めた動的インピーダンスを実験値から逆算した動的インピーダンスと等価になるように底面に集約したものを求め実験値と比較したが、傾向的には実験値と概ね一致する結果となった。振動実験のシミュレーション解析結果として、構造物各部の共振曲線および位相曲線で比較したが、低振動数領域において地下階床および1階床の位相遅れが実験結果に比べてやや大きいことを除けば、実験結果をよく再現した。地震観測の解析では構造物模型より10m離れた遠方地盤の観測波を自由地盤の波として評価した。最大加速度分布、加速度応答スペクトルを比較した結果、軸対称FEMの解析と入力方法が異なるが、解析値と観測値は軸対称FEMの解析に比べ良い対応を示した。

境界要素法による解析は半無限弾性地盤に剛基礎が埋込まれているものとし、境界要素法により無質量埋込み剛基礎の動的インピーダンスを求めた。構造物は薄層要素法と同じく格子型モデルに用いた質点系モデルで埋込み部分を剛体とした。地盤モデルは薄層要素法を適用するために置換した等価成層地盤を基に均質地盤化して設定した。境界要素法により求めた動的インピーダンスは薄層要素法により求めた結果と比較すると、実部は概ね一致しており虚部は全振動数領域で大きめの傾向を示した。薄層要素法では地盤の成層性が考慮されているが境界要素法により求めた地盤ばねは均質化して設定したことによるものと思われる。振動実験シミュレーション解析の結果として、構造物模型各部の共振曲線および位相曲線で比較したが、構造物模型下部において実験値と多少差があり、構造物模

型の1次共振振動数が高くなっている。これは地盤剛性を若干剛めに評価しているためと思われるが、実験値の定性的傾向はほぼ再現していた。地震観測解析では最大加速度分布、加速度応答スペクトルを比較したが、薄層要素法による解析と同様の結果が得られ、解析値と観測値は比較的良い対応を示した。

第5章では地下部側面に土圧計を設置して地震観測を行ない、その実測結果ならびにシミュレーション解析から土圧の面的な分布性状及び相対する壁面に作用する土圧の位相特性について述べた。壁面に作用する地震時の土圧を把握するため、壁面に平面的に土圧計を配置して地震観測を行い、土圧の面的な分布性状を解析的に捉えるため、3次元FEMモデルを用いて検討した。3次元効果が顕著に現れる振動実験のシミュレーション解析を3次元FEMモデルにより行い、実験値と良く一致する結果が得られた。そこで、2次元FEMと3次元FEMにより地震時の土圧を求め実測値と比較した。土圧の3次元FEMによる解析結果は実測値をよく再現していた。2次元FEMモデルは3次元FEMに比べ大きめの評価となることが分かった。

地震観測では多くの地震波が記録されており、構造物地下部外壁に作用する地震時側面土圧は、相対する壁面位置においてかならずしも逆位相ではなく、構造物模型の1次共振振動数よりも低振動数領域で顕著にみられる同位相土圧と、構造物模型の1次共振振動数近傍またはそれ以上の振動数領域で発生する逆位相土圧の合成波形となっていることが分かった。これより地震動の構造物への入力がかかならずしも鉛直入射のSH波的な伝播ではなく、SH波やSV波の斜め入射があり、平面的に一樣とはなっていない影響が土圧観測に顕著に現われているものと考えた。そこで観測記録から求めた多入力による解析を行なった。構造物模型と地盤の応答値を時刻歴波形やスペクトルで比較しても一樣入力と多入力の結果に差がほとんど認められなかったが、相対する壁面に作用する土圧については一樣入力では全ての振動数範囲で逆位相となっているのに対し、多入力では観測記録と同様に低振動数成分で同位相となっていることが確認された。

次にSV波斜め入射による影響を見るために、構造物模型、埋土、周辺地盤の一部を2次元FEMで、支持地盤を一樣地盤として2次元BEMで評価したBEM-FEMハイブリット・モデルで検討した。入射角 $\theta=0^\circ$ の場合、応答最大土圧値は観測値と比較的よく一致したが、観測波にみられる低振動数成分と相対する側面土圧の位相については全く表せない。地震波が入射角をもつ場合、入射角 θ が $-10^\circ\sim-15^\circ$ を越えると、相対する側面の低振動数の同位相土圧についてはその傾向をよく捉えているが、入射角に比例して土圧値が過大になるとともに、逆位相で現われる高振動数成分については表せない。入射角 θ が $-5^\circ\sim-10^\circ$ 程度の場合、土圧波形の時刻歴変化については、比較的low振動数の土圧、逆位相の高振動数成分及び土圧の絶対値とも観測値とよい対応を示した。またこの程度の入射角は、地震波の入射角として一般的と考えられる値とも対応している。これより構造物～地盤連成系モデルで多入力や入射角の小さいSV波による影響は構造物模型と地盤の応答にはあまり大きくないが相対する側面土圧の位相特性には大きいことが分かった。

第6章では構造物模型で行なわれた上下方向の振動実験および上下動に着目した地震観

測から得られたデータの分析とその解析的検討結果について述べた。

埋戻し前実験結果でR階は34Hz付近に顕著なピークが存在し、床版の面外変形が卓越していた。このため、基礎部分や構造物近傍地盤では、水平加振時の14Hz付近と同様に、この振動数で振幅が小さくなる吸振効果が認められた。また、15Hz付近と22Hz付近にピークが認められ、地盤系または構造物～地盤連成系1次共振振動数に関連したものと考えられる。土圧の値は中央に比べ端部ほど大きく、接地圧は剛版分布に近いことが分かった。埋戻し後実験結果でR階の床版の面外変形が卓越していると考えられるピークが埋戻し前と同様の傾向で見られ、R階での34Hz付近のピークは地盤との動的相互作用は少なく埋戻しによる影響は受けていないことが分かった。低振動数域における基礎部分および2階床の応答は、埋込みによる側面地盤の拘束効果により2～3割小さくなっており、基礎版の中央と端部の振幅の差は、埋戻し前に比べて大きくなっている。基礎版の振幅をみると、15Hz付近と25Hz付近にピークが認められる。15Hzは埋戻し前と同じであり周辺の地盤系が刺激されているものと思われるが、25Hzは構造物～地盤連成系1次共振振動数と考えられ、埋戻し前の22Hzが埋土の拘束による剛性の増加で振動数が高くなった。

振動実験シミュレーション解析は軸対称FEMモデルと質点系モデルを用いて行った。構造物模型に関しては上下動の地震観測記録の分析から得られた知見に基づき詳細な軸対称FEMのモデル化を行い、周辺地盤、埋土は地盤調査結果を基本とした。質点系モデルは構造物模型の軸対称FEMモデルを基本として底面地盤ばねは成層アドミッタンス、側面地盤ばねはNovakの方法で評価した。軸対称FEMモデルでは埋戻し前後とも、構造物～地盤連成系の上下方向の動的相互作用に関連すると考えられるピークが振幅、位相とも良く表現された。質点系モデルによる解析では軸対称FEMでは表現された低振動数域の振動数特性は、必ずしもシミュレートできていない部分があるが、R階の共振ピークを含め全体的な傾向は捉えられている。

地震観測シミュレーション解析は振動実験同様、軸対称FEMモデルと質点系モデルを用いて行った。入力地震動については軸対称FEMモデル、質点系モデルとも自由地盤表層の観測点をコントロール・ポイントとした。各観測点とも全体的な時刻歴波形の形状は良く対応したものとなっている。加速度応答スペクトルで見ると、R階では軸対称FEM、質点系モデルともに高振動数側で若干大きいのが、概ね観測結果と対応していた。

地震時には上下動と同時に水平動が作用し、構造物のロッキングによる構造物端部の上下動の増加が考えられる。そこで上下動成分に含まれる構造物模型のロッキングを検討するため、地震観測記録の分析を行った。基礎版端部／中央部の応答倍率を見ると、ロッキング成分は構造物模型の水平方向の1次共振振動数である12Hz付近に若干認められるが、全振動数領域においてほぼ応答倍率は1.0であり、基礎版端部において中央部と比べ著しい上下動の増加はないことが分かった。また、時刻歴波形から構造物基礎版を剛体と仮定してロッキング成分のみ抽出すると、振動実験の固有振動数に近い12Hz、17Hz前後に対応するピークが認められることが分かった。構造物模型の上下動は上下動入力による上下動応答のみならず、構造物模型の端では水平動入力による構造物のロッキングによる上下動成分の応答も含まれる。そこで水平動が作用した場合の構造物模型のロッキングによる上下方向応答成分の増加量を検討するため、水平動が作用した場合の基礎端部の上下動を算

出した。水平動入力による基礎端部における上下動は、上下動入力による基礎の上下動に比べかなり小さく、水平動と上下動の入力を考慮した解析結果は、上下動のみを考慮した結果と大きな差はないことがわかった。

以上、構造物模型の振動実験結果、地震観測記録を用いて、各種解析法による検討を行った。

第2章、第3章では格子型モデルを用いたが、格子型モデルによる解析は構造物模型、地盤とも集中質点に置換しており局部応力等の算定はFEM解析等の詳細モデルによる検討が必要となるが、埋込みを考慮した構造物～地盤連成系の動的相互作用で最も重要な地盤のモデル化において実地盤の不整形も含めてモデル化が容易であることと、回転ばねについては3次元効果も考慮することが可能であり、実現象をよくシミュレートできることを検証した。また、地盤の鉛直アレー観測の応答特性から地盤減衰の高次減少の定性的、定量的評価を与える提案式を示した。

第4章では構造物模型、地盤を連続体として扱いかい、格子型モデルに比べより詳細なモデル化が可能で、かつ3次元効果を評価できる軸対称FEMの検証を行った。解析も容易で演算容量も少なく構造物～地盤連成系の動的相互作用特性を把握するには有意な解析法である。ただし、平面が矩形断面の構造物でも円形断面に変換する必要があるが、また格子型モデル同様に地盤の境界処理が必要となる。この境界処理を必要とせず、半無限地盤を対象とする薄層要素法、境界要素法による解析法の検証を行い、概ね実現象を再現できることを確認した。ただし、薄層要素法は成層地盤を対象としている。

第5章では地下部側面土圧について面的な土圧分布を把握するため3次元FEMによりモデル化し、実現象をよくシミュレートできることを確認した。また原子炉建屋の実施設計でよく用いられる2次元FEMは3次元FEMより大きめの評価となることが分かった。また地震観測で構造物模型地下部外壁に作用する側面土圧は、相対する側面位置においてかならずしも逆位相ではないことが分かり、通常地震応答解析で用いられている鉛直下方のSH波では説明できず、多入力解析、SV波斜め入射により定性的な評価を得ることができた。

第6章では上下動について振動実験、地震観測結果のシミュレーション解析を軸対称FEMならびに質点系モデルで行なった。軸対称FEMは構造物の柱構造部分を除き地盤評価を含めて水平動との連続性を考慮した解析が可能であり実現象もよく再現した。質点系モデルは底面振動アドミッタンス、側面Novakばねで評価した簡易手法であるが、概ね構造物模型の応答を評価できることが分かった。

本研究では検討対象を構造物模型に焦点を当て、振動実験結果、地震観測記録を各種解析モデルによるシミュレーション解析を行った。水平動、上下動、地下部側面土圧などの分析から抽出された実現象の解析にあたり、その解析目的に合わせて解析手法を選定すれば評価が可能であると考えられる。

埋込みのある構造物の動的設計法の発展に今後この成果が寄与できれば幸いである。

参考文献

- 1) 安井 譲, 寺村 彰, 瀬尾和大: 基礎～地盤連成系の基礎的研究 (その1 円形基礎による地盤振動分布), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.361-362, 昭和45年9月
- 2) 竹内盛雄, 風間 了, 横田治彦, 箕輪伸喜: 建物-地盤系の振動性状 (その1 基礎版の振動実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.521-522, 昭和46年11月
- 3) 政尾 亨, 田治見 宏, 鈴木敏夫: 地盤中の剛体の強制加振実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.471-472, 昭和49年10月
- 4) 政尾 亨, 河田勲治ほか: 深い基礎の振動特性の実験的研究 (その1 実験の意義とその計画), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.551-552, 昭和51年10月
- 5) 桑折能彦, 政尾 亨ほか: 深い基礎の振動特性の実験的研究 (その2 振動実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.553-554, 昭和51年10月
- 6) 政尾 亨, 平沢光春ほか: 深い基礎の振動特性の実験的研究 (その6 地震観測の計画と強制振動実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.567-568, 昭和52年10月
- 7) 高崎芳夫, 岡嶋正直ほか: 深い基礎の振動特性の実験的研究 (その9 等価集中系モデルによる解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.687-688, 昭和53年9月
- 8) 落合 茂, 山本鎮男ほか: 深い基礎の振動特性の実験的研究 (その10 有限要素法による解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.689-690, 昭和53年9月
- 9) 新田亮二, 吉村直樹, 永井 潔: 埋込みを有する構造物と地盤との動的相互作用に関する実験的研究, 第7回日本地震工学シンポジウム, pp.841-846, 1986
- 10) 藤森健史, 和泉正哲, 角田智彦, 秋野金次: 大型模型試験体強制振動試験における周辺地盤波動伝播特性と逸散減衰特性評価, 第8回日本地震工学シンポジウム, pp.1011-1016, 1990
- 11) 福岡篤信, 和泉正哲, 宮本裕司, 大塚康弘: 埋込み構造物と地盤の動的相互作用試験, 第8回日本地震工学シンポジウム, pp.1029-1034, 1990
- 12) 大塚康弘, 和泉正哲, 宮本裕司, 山本雅史: 埋込み構造物に関する動的相互作用試験の解析 (その3 地盤-基礎-上部構造連成系試験の解析結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.901-902, 1991年9月
- 13) 今沢民雄, 和泉正哲ほか: 埋込み構造物に関する動的相互作用試験の解析 (その5 硬質な地盤における地盤-基礎-上部構造連成系試験の解析結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.575-576, 1992年8月
- 14) 浜田修一郎, 井口道雄: 動的相互作用実験に基づく地盤物性の同定に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.335-336, 1993年9月
- 15) 大塚康弘, 宮本裕司ほか: 埋込み構造物に関する動的相互作用試験の解析 (その7 基礎入力動の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.395-396, 1995年8月

- 16) 花里利一, 田治見 宏, 松本尚志, 色摩康弘:台湾花蓮における大型模型構造物の国際地震ブラインド解析 統一地盤モデルに基づく参加各機関による解析結果の整理, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.439-440, 1997年 9月
- 17) 武藤 清, 大松沢恭一ほか: BWR型原子力発電所のシミュレーション解析 (その1 振動実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.633-634, 昭和46年11月
- 18) 武藤 清, 大松沢恭一ほか: BWR型原子力発電所のシミュレーション解析 (その2 地震観測), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.635-636, 昭和46年11月
- 19) 武藤 清, 大松沢恭一, 林 高明ほか: 異種地盤上にある二つの原子炉建屋の振動実験 (その1 振動実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.929-930, 昭和48年10月
- 20) 武藤 清, 内田一義, 河西良幸ほか: 異種地盤上にある二つの原子炉建屋の振動実験 (その2 シミュレーション解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.929-930, 昭和48年10月
- 21) 武藤 清, 林 高明ほか: 異なる地盤上にある原子炉建屋の振動性の比較 (その1 地震観測結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.569-570, 昭和49年10月
- 22) 武藤 清, 林 高明ほか: 異なる地盤上にある原子炉建屋の振動性の比較 (その2 振動モデル), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.571-572, 昭和49年10月
- 23) 武藤 清, 林 高明ほか: 異なる地盤上にある原子炉建屋の振動性の比較 (その3 地震シミュレーション解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.573-574, 昭和49年10月
- 24) 池田昭男, 河村壮一, 萩尾堅治, 山田正明: 構造物・地盤連成系モデル化に関する考察 (その1 各種連成モデルとその特徴), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.591-592, 昭和55年 9月
- 25) 池田昭男, 河村壮一, 萩尾堅治, 山田正明: 構造物・地盤連成系モデル化に関する考察 (その2 簡易モデル試案), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.593-594, 昭和55年 9月
- 26) 武藤 清, 金山弘雄ほか: 建屋-地盤連成系「格子型モデル」の境界条件について (その1 モデル化及び解析条件), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.661-662, 昭和56年 9月
- 27) 武藤 清, 金山弘雄ほか: 建屋-地盤連成系「格子型モデル」の境界条件について (その2 地震応答結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.663-664, 昭和56年 9月
- 28) 武藤 清ほか: 最近の原子力発電所の耐震解析の新技术, 第26回地震工学シンポジウム, 1980年 2月, 日本学術会議
- 29) 武藤 清, 水野教宏ほか, 原子力発電所における地震観測のシミュレーション解析,

- (その3 建屋・地盤連成系の解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.837-838, 昭和55年9月
- 30) H.Tanaka, M. Nakahara : Investigation of Soil-Building Interaction Behavior of a BWR Plant During Miyagiken-Oki Earthquake of 1978, Proceedings of the 7th WCEE, Vol.6, pp.73-80, September 1980
- 31) 金山弘雄, 丹羽正徳ほか: 小型模型による構造物-地盤相互作用に関する基礎的実験, 第6回日本地震工学シンポジウム, pp.1697-1704, 昭和57年12月
- 32) 金山弘雄, 小鹿紀英: 地盤-建物相互作用解析における「格子型モデル」と「FLUSHモデル」の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.687-688, 昭和57年10月
- 33) 吉田一博, 土方勝一郎ほか: 表層中に埋め込まれた構造物の合理的評価法 その1 側面ばねの改良, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.603-604, 1994年9月
- 34) 瀧 諭, 土方勝一郎ほか: 表層中に埋め込まれた構造物の合理的評価法 (その2 従来型の埋込みSRモデルとの比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.605-606, 1994年9月
- 35) 藤田朝浩, 本橋章平ほか: 硬質岩盤における埋込みSRモデルの適用性に関する研究 (その1 埋込みSRモデルと軸対称FEMモデルによる建屋応答の比較), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1057-1058, 1995年8月
- 36) 中村尚弘, 成川匡文ほか: 硬質岩盤における埋込みSRモデルの適用性に関する研究 (その2 硬質岩盤での埋込みSRモデルの特性検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1059-1060, 1995年8月
- 37) 花村正樹, 成川匡文ほか: 硬質岩盤における埋込みSRモデルの適用性に関する研究 (その3 硬質岩盤における埋込みSRモデルの改良), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1061-1062, 1995年8月
- 38) 池田能夫, 下村幸男: 表層地盤の振動特性を考慮した埋込み構造物の側面地盤ばねの一簡易計算法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.381-382, 1996年9月
- 39) 兼近 稔, 紺谷 修, 永野正行, 美原義徳: 地盤ばねの周波数依存性を考慮した簡便な時刻歴地震応答解析法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第495号, pp.101-106, 1997年5月
- 40) 赤池弘次, 中川東一郎: ダイナミックシステムの統計的解析と制御, サイエンス社, 1972年
- 41) 北沢巧次, 河村壮一, 山田敏夫: スペクトルフィッティングにより実測記録から求めた地盤の減衰定数, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.407-408, 昭和50年10月
- 42) 北沢巧次, 河村壮一, 萩尾堅治: 地盤減衰の高次減少性に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.617-618, 昭和52年10月
- 43) 安井 讓: 建物-基礎-表層地盤連成系の振動解析に関する研究 (その1 下方剛基

- 盤の簡便な処理方法と相互作用係数の近似解の提案) , 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.543-544, 昭和54年 9月
- 44) 太田外気晴, 丹羽正徳ほか: 散乱波を考慮した地盤の地震応答解析 (その 1 散乱減衰による解析法と検討例) , 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.583-584, 昭和56年 9月
- 45) 太田外気晴: 地震記録に基づく表層地盤の挙動に関する研究, 東京大学学位論文, 昭和56年
- 46) 河村壯一, 大石弘子: 地盤のモード減衰の高次減少性に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.591-592, 昭和56年 9月
- 47) 北沢巧次, 河村壯一: 地盤の減衰性に関する研究 軟弱地盤のモード減衰の高次減少性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.715-716, 昭和58年 9月
- 48) 越田 洋, 太田外気晴ほか: 鉛直アレー地震観測による地震動特性に関する研究 その10 上昇波と下降波の特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.65-66, 昭和56年 9月
- 49) 猪野 晋, 山田 真: 地盤の減衰特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.309-310, 1995年 8月
- 50) 仲田満也, 高橋 浩ほか: 減衰定数 (Q^{-1}) の与え方が地盤増幅率の評価に及ぼす影響に関する考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.311-312, 1995年 8月
- 51) 田治見 宏, 下村幸男: 層分割による基礎地盤系の振動の近似解法, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.485-486, 昭和47年10月
- 52) 清水信行, 田治見 宏ほか: 3次元薄層要素による相互作用の解析 (エネルギー法による解法) , 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.447-448, 昭和49年10月
- 53) 桑折能彦, 田治見 宏ほか: 3次元薄層要素による相互作用の解析 (Hankel変換による解法) , 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.449-450, 昭和49年10月
- 54) 田治見 宏, 下村幸男: 3次元薄層要素による建物-地盤系の動的解析, 日本建築学会論文報告集 第 243号, pp.41-51, 昭和51年 5月
- 55) Shimizu,N.,Yamamoto,S.,Koori,Y. : “Three-dimensional dynamic analysis of soil-structure system by thin layer element method (part 1.Outline of analysis method and formulation of layered zone)” Trans. of AIJ No.253 March 1977, pp.31-43
- 56) Shimizu,N.,Yamamoto,S.,Koori,Y.,Minowa,N. : “Three-dimensional dynamic analysis of soil-structure system by thin layer element method (part 2.Formulation of irregular zone and transmitting boundary)” Trans. of AIJ No.254 April 1977, pp.31-43
- 57) Koori,Y.,Yamamoto,S.,Shimizu,N. : “Three-dimensional dynamic analysis of soil-structure system by thin layer element method (part 3.Numerical examples in comparison with existing results and numerical examples for seismic analysis of deeply embedded buildings)” Trans. of

AIJ No.283 September 1979,pp.37-48

- 58) 田治見 宏, 泉川正裕, 長谷川正幸: 薄層法における点加振解とその応用, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.669-670, 昭和56年9月
- 59) 田治見 宏, 泉川正裕: 点加振3次元薄層法による埋込マット基礎の振動解析, 第6回日本地震工学シンポジウム, pp.1745-1752, 昭和57年12月
- 60) 田治見 宏, 泉川正裕: 埋め込み基礎の側面地盤剛性について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.591-592, 昭和61年8月
- 61) Novak M. and Sheta M.: "Approximate Approach to Contact Effects of Piles, Dynamic Response of Pile Foundations": Analytical Aspects, ASCE, Hollywood, Oct. 30, 1980, pp.53-79
- 62) C.A.Brebbia: "The Boundary Element Method for Engineering", Pentech Press, London, 1978
- 63) 鷲尾久一郎: "Boundary Element Method (II), Fluid Dynamic Problem", 日本鋼構造協会, 1980
- 64) 村田豊弥, 高橋元一, 源栄正人, 釜田正毅: 境界要素法による任意形状地盤構造物系の弾性解析(その1 解析方法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.699-700, 昭和57年10月
- 65) 村田豊弥, 高橋元一, 源栄正人, 釜田正毅: 境界要素法による任意形状地盤構造物系の弾性解析(その2 埋込み矩形剛基礎の静的地盤ばね特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.701-702, 昭和57年10月
- 66) 村田豊弥, 高橋元一, 源栄正人, 釜田正毅: 境界要素法による任意形状地盤構造物系の弾性解析(その3 埋込み矩形剛基礎のインピーダンス特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.703-704, 昭和57年10月
- 67) 村田豊弥, 高橋元一, 源栄正人, 釜田正毅: 境界要素法による任意形状地盤構造物系の弾性解析(その4 埋込み矩形剛基礎への平面SH波入射解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.705-706, 昭和57年10月
- 68) 中井正一, 福和伸夫: 2次元地盤地表面上剛基礎の動特性 境界要素法による動的擬似3次元効果に関する研究, 日本建築学会論文報告集 第344号, pp.81-92, 昭和59年10月
- 69) 中井正一, 福和伸夫: 埋込み剛基礎の動特性に基づく動的擬似3次元効果の考察 境界要素法による動的擬似3次元効果に関する研究(その2), 日本建築学会論文報告集 第380号, pp.56-66, 昭和62年10月
- 70) M.Motosaka et al: "3-Dimensional Earthquake Response Analysis of Embedded Reactor Building Using Hybrid Model of Boundary Element and Finite Elements", Transactions of the 8th SMiRT, Aug. 1985

- 71) 田中宏志, 成川匡文, 上野 薫, 源栄正人: 埋込み効果を考慮した原子炉建屋の振動試験シミュレーション解析 (その1 3次元有限要素と3次元境界要素のハイブリッドモデルによる解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.779-780, 昭和60年10月
- 72) 田中宏志, 成川匡文, 源栄正人, 喜多村英司: 埋込み効果を考慮した原子炉建屋の振動試験シミュレーション解析 (その2 スウェイロッキングモデルによる解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.781-782, 昭和60年10月
- 73) H.Tanaka, K.Ueno et al: "Forced Vibration Test of a Reactor Building and Its Analytical Studies," Proceedings of 8th WCEE, Vol.IV, pp.985-992, July 1984
- 74) 本橋章平, 渡辺修二, 源栄正人, 浦尾謙二, 釜田正毅: 埋込みを考慮した簡易地震応答解析モデルについて—均質地盤の場合の3次元BEMとの比較—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.943-944, 昭和61年8月
- 75) 関 崇夫, 栗本 修, 石川理都子, 角田 智彦: 境界要素法による埋土を考慮した動的地盤ばね評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.607-608, 1994年9月
- 76) 石川理都子, 関 崇夫, 栗本 修, 角田 智彦: 埋込み基礎の底面・側方地盤の支持分担について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.609-610, 1994年9月
- 77) J.Jaky: Pressure in Soils., Proceedings of the 2nd International Conference SMFE, Vol.1, pp.103-107, 1948
- 78) 田治見 宏: 耐震理論に関する基礎的研究, 東京大学生産技術研究所報告, 第8巻第4号, 昭和34年3月
- 79) 山下利夫, 田中宏志ほか: 地下壁に作用する静止土圧の実測と解析 その1 実測結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1217-1218, 昭和61年8月
- 80) 田中宏志, 山下利夫ほか: 地下壁に作用する静止土圧の実測と解析 その2 シミュレーション解析結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1219-1220, 昭和61年8月
- 81) 石村紀久雄, 野嶋 治, 杉本三千雄, 下河内隆文: 軟岩中に埋込まれた構造物に作用する土圧に関する研究 (その1 常時土圧の計測結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1399-1400, 1990年10月
- 82) 三浦賢治, 伊藤幸爾郎ほか: 地震時の基礎根入れ部土圧と杭応力に関する模型実験 その1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.619-620, 昭和55年9月
- 83) 三浦賢治, 水野二十一ほか: 地震時の基礎根入れ部土圧と杭応力に関する模型実験 (その2 静加力・定常加振実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.621-622, 昭和55年9月
- 84) 佐藤幸一, 三浦賢治ほか: 地震時の基礎根入れ部土圧と杭応力に関する模型実験 (その3 前後面土圧と杭応力), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.623-624, 昭和55年9月

- 85) 飯場正紀, 水野二十一, 北川良和: 模型試験体による動的相互作用効果に関する研究 (その8 地表面付近の地盤の硬軟及び根入れ深さの効果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.907-908, 昭和59年10月
- 86) Kaizu N., Sugi T., Kuwahara H., Suzuki H.: "Observation and Numerical Analyses of Dynamic Earth-Pressure of In-Ground LNG Tanks", Proceedings of 9th WCEE, Vol. VI, pp.685-690, 1988
- 87) 有泉浩蔵, 松本尚志ほか: 深い根入れを有する建築物の地震観測 (その3 連続地中壁に作用する地震時変動側圧に関する検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.477-478, 1990年10月
- 88) 国吉秀城, 有泉浩蔵ほか: 深い根入れを有する建築物の地震観測 (その6 地震時変動側圧の伝達特性に関する検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.899-900, 1991年9月
- 89) 国吉秀城, 深掘康夫ほか: 深い根入れを有する建築物の地震観測 (その8 最大地震時変動側圧の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.565-566, 1992年8月
- 90) 渡壁守正, 千葉 脩ほか: 深い根入れを有する建築物の地震観測, 第9回日本地震工学シンポジウム, pp.1033-1038, 1994年
- 91) 四ッ田裕嗣, 増田彰ほか: 深層地下構造物に作用する地震時の動的土圧分布 (その1 地震観測システムと地震記録の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.413-414, 1996年9月
- 92) 井上 超, 増田彰ほか: 深層地下構造物に作用する地震時の動的土圧分布 (その2 地盤・建屋の伝達特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.415-416, 1996年9月
- 93) 境 茂樹, 増田彰ほか: 深層地下構造物に作用する地震時の動的土圧分布 (その3 地震時変動側圧記録の解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.417-418, 1996年9月
- 94) 廣田昌憲, 石村紀久雄ほか: 軟岩中に埋込まれた構造物に作用する土圧に関する研究 (その2 地震時土圧の観測概要と結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1361-1362, 1991年9月
- 95) 廣田昌憲, 石村紀久雄ほか: 軟岩中に埋込まれた構造物に作用する土圧に関する研究 (その3 地盤・建屋の相対変位挙動と地震時土圧), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1363-1364, 1991年9月
- 96) 杉本三千雄, 菅原良次, 大宮幸男, 鬼丸貞友: 軟岩中に埋込まれた構造物に作用する土圧に関する研究 (その5 1993年2月の能登半島沖地震における記録の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1687-1688, 1994年9月
- 97) 鬼丸貞友, 菅原良次, 杉本三千雄, 大宮幸男: 軟岩中に埋込まれた構造物に作用する土圧に関する研究 (その6 2次元FEMによる地震時増分土圧評価), 日本建築学

- 会大会学術講演梗概集, pp.1689-1690, 1994年 9月
- 98) 藤森健史, 和泉正哲, 角田智彦, 安井 譲: 地震時土圧波形による建築構造物への入力地震動評価, 第 9 回日本地震工学シンポジウム, pp.1087-1092, 1994年
- 99) 田中宏志, 山下利夫ほか: 建物地下壁に作用する地震時土圧評価方法の研究 (その 1 動的解析による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.991-992, 昭和62年 10月
- 100) 田中宏志, 山下利夫ほか: 建物地下壁に作用する地震時土圧評価方法の研究 (その 2 最大地震時土圧分布の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.993-994, 昭和62年10月
- 101) 田中宏志, 山下利夫ほか: 建物地下壁に作用する地震時土圧評価方法の研究 (その 3 変位分布に着目した地震時土圧の定式化), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.995-996, 昭和62年10月
- 102) 稲垣善信, 中村紀吉ほか: 原子炉建屋地下壁に作用する地震時土圧の簡便な評価法に関する研究 (その 1 地震時土圧の一般的性状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1177-1178, 昭和63年10月
- 103) 稲垣善信, 中村紀吉ほか: 原子炉建屋地下壁に作用する地震時土圧の簡便な評価法に関する研究 (その 2 簡便な評価法の考え方及び加力側増分土圧算定式について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1179-1180, 昭和63年10月
- 104) 稲垣善信, 中村紀吉ほか: 原子炉建屋地下壁に作用する地震時土圧の簡便な評価法に関する研究 (その 3 支持側増分土圧算定式について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1181-1182, 昭和63年10月
- 105) 稲垣善信, 中村紀吉ほか: 原子炉建屋地下壁に作用する地震時土圧の簡便な評価法に関する研究 (その 4 簡便な評価法のまとめ及び適用性の確認), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1183-1184, 昭和63年10月
- 106) 山原 浩: 地震時の地動と地震波の入力損失 (第 1 報), 日本建築学会論文報告集, 第 165号, pp.61-66, 昭和44年11月
- 107) 山原 浩: 地震時の地動と地震波の入力損失 (第 2 報), 日本建築学会論文報告集, 第 167号, pp.25-30, 昭和45年 1月
- 108) 井口道雄: 地震動の位相差及び地盤-構造物の相互作用を考慮した地震応答, 関東地震 50 周年記念地震工学シンポジウム, pp.211-218, 1973年
- 109) T.Kobori, Y.Shinozaki: "Torsional Vibration of Structure due to Obliquely Incident SH Waves", Fifth European Conference on Earthquake Engineering, Istanbul, 1975
- 110) J.E.Luco and H.L.Wong: "Response of Structures to Nonvertically Incident Seismic Waves", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.72, No.1, pp.275-302, February, 1982
- 111) J.E.Luco and H.L.Wong: "Response of a Rigit Foundation to a Spatially Random Ground

- Motion ” , Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.14, No.1, pp.891-908, 1986
- 112)太田外気晴, 足立憲彦, 越田 洋, 稗圃成人: 岩盤アレー観測記録の解析 (その3 館山小アレー観測記録の解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.543-544, 昭和56年9月
- 113)桜井彰雄, 高橋 忠, 栗原千鶴子, 矢島 浩: 長大構造物の地震応答解析についての一考察, 第3回日本地震工学シンポジウム, pp.429-436, 1970
- 114)中村満喜男, 多賀直恒, 松岡 理: 地動が基礎の各点で異なる構造物の応答解析 (その1 入力地動について), 日本建築学会論文報告集 第232号, pp.51-61, 昭和50年6月
- 115)三田 彰, 高梨和光: ハイブリット法による波動解析 (その1 解析手法と解析精度について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.815-816, 昭和58年9月
- 116)三田 彰, 高梨和光: ハイブリット法による波動解析 (その2 埋戻し土の影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.817-818, 昭和58年9月
- 117)佐藤俊明, 福和伸夫, 中井正一: BEMとFEMの結合解法による不整形地盤の動特性に関する検討 (その1 地表面変位分布), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.665-666, 昭和59年10月
- 118)福和伸夫, 佐藤俊明, 中井正一: BEMとFEMの結合解法による不整形地盤の動特性に関する検討 (その2 剛基礎の応答特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.667-668, 昭和59年10月
- 119)田中宏志, 成川匡文ほか: FEMとBIEMの結合解法による根入れ基礎と地盤との相互作用の解析 (その1 解析手法の概要と評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.253-254, 昭和60年10月
- 120)田中宏志, 成川匡文ほか: FEMとBIEMの結合解法による根入れ基礎と地盤との相互作用の解析 (その2 剛基礎への入力地動およびインピーダンス), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.255-256, 昭和60年10月
- 121)石田勝彦, 渡部 丹, 大崎順彦: 上下動を含む地震動の解析 (その1 統計的手法にもとづく上下動成分の振幅に影響を及ぼす要因の分析), 日本建築学会論文報告集, 第273号, pp.63-68, 昭和53年11月
- 122)石田勝彦, 渡部 丹, 大崎順彦: 上下動を含む地震動の解析 (その2 表層地盤特性及び, 震源特性 (特にSlip VectorとDip Angle) が及ぼす影響について), 日本建築学会論文報告集, 第274号, pp.9-15, 昭和53年12月
- 123)渡部 丹, 藤堂正喜: 設計用模擬地震動に関する研究 (その1 模擬地震動の既往の数学モデルと地震動の最大値), 日本建築学会論文報告集, 第303号, pp.41-51, 昭和56年5月
- 124)渡部 丹, 藤堂正喜: 設計用模擬地震動に関する研究 (その2 模擬地震動の作成に

- 必要な地震動特性についての解析), 日本建築学会論文報告集, 第 312号, pp.63-71, 昭和57年 2月
- 125)渡部 丹, 藤堂正喜:設計用模擬地震動に関する研究(その3 耐震設計用 3次元模擬地震動の作成), 日本建築学会論文報告集, 第 321号, pp.17-27, 昭和57年11月
- 126)稗圃成人, 太田外氣晴ほか:上下地震動波形における P-S部分と S-C部分の特性(その1 最大加速度振幅), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.589-590, 昭和59年10月
- 127)菅 知史, 太田外氣晴ほか:上下地震動波形における P-S部分と S-C部分の特性(その2 包絡形状とスペクトル特性の分析例), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.591-592, 昭和59年10月
- 128)菅 知史, 釜田正毅ほか:上下地震動波形における P-S部分と S-C部分の特性(その3 水平動と上下動の最大加速度振幅比), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.99-100, 昭和60年10月
- 129)大川 出, 二木 幹夫, 山内泰之:観測記録による地震動の増幅と上下・水平比率の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.331-332, 1990年10月
- 130)渡部 丹, 千葉 脩, 藤堂正喜, 福沢六朗:上下地震動の特性について(その1 米国震源近傍記録の最大加速度), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.631-632, 昭和63年10月
- 131)渡部 丹, 藤堂正喜, 千葉 脩, 福沢六朗:上下地震動の特性について(その2 米国震源近傍記録の加速度応答スペクトル), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.721-722, 1989年10月
- 132)横田治彦, 柴 慶治, 岡田敬一, 片岡俊一:東京都心部の泥岩層中で観測される地震動の特性について(その3 上下動成分のスペクトル特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.635-636, 昭和63年10月
- 133)植竹富一, 菅原良次ほか:アレー地震観測記録に基づく上下地震動特性の検討(その1 鉛直アレー観測記録による増幅特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.305-306, 1990年10月
- 134)菅原良次, 大島 豊ほか:アレー地震観測記録に基づく上下地震動特性の検討(その2 上下地震動の伝達特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.307-308, 1990年10月
- 135)大島 豊, 菅原良次ほか:アレー地震観測記録に基づく上下地震動特性の検討(その3 上下地震動についての地盤定数の同定), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.389-390, 1991年 9月
- 136)渡辺孝英, 佐藤俊明ほか:地震の上下成分の波動伝播特性に関する検討 簡単な波線理論を用いた主要動の立ち上がり部分の走時解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集,

- pp.661-662, 昭和63年10月
- 137)野畑有秀, 若松邦夫, 安井 譲:地震観測に基づく首都圏地域の地震動性状に関する研究(その4 上下動成分に見られるS変換Pに関する検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.389-390, 1992年8月
- 138)千葉 脩, 藤堂正喜ほか:原子炉建屋の上下動応答解析モデルの検討(その1 有限要素モデルによる周波数応答解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.979-980, 昭和56年9月
- 139)鳥谷利夫, 藤堂正喜ほか:原子炉建屋の上下動応答解析モデルの検討(その2 有限要素モデルを模擬するバネ・マス モデルの検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.981-982, 昭和56年9月
- 140)藤堂正喜, 千葉 脩ほか:原子炉建屋の上下動応答解析モデルの検討(その3 簡易バネ・マス モデルによる検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.983-984, 昭和56年9月
- 141)加藤宗明, 内山祐一ほか:原子力発電所の上下動解析モデルに関する基礎的研究(その1 地盤-建屋相互作用の周波数依存性について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.875-876, 昭和57年10月
- 142)加藤宗明, 内山祐一ほか:原子力発電所の上下動解析モデルに関する基礎的研究(その2 基礎マツトの変形を考慮した解析モデルの検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.877-878, 昭和57年10月
- 143)田中秀樹, 戸村英正, 山本幹夫, 村野晴子:原子炉建屋の上下動振動特性に関する一考察 基礎版剛性の評価の違いによる影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1533-1534, 1992年8月
- 144)古和田明, 前田 昇, 松村光博, 政尾 亨:原子力発電所建屋の上下動応答シミュレーション解析 その3 基礎柔性の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1517-1518, 1992年8月
- 145)稲垣善信, 真下 貢ほか:地震観測記録に基づく原子力発電所建屋上下動特性の研究(その1 観測記録の分析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1403-1404, 1990年10月
- 146)真下 貢, 中村紀吉ほか:地震観測記録に基づく原子力発電所建屋上下動特性の研究(その2 解析モデルを用いた検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1405-1406, 1990年10月
- 147)真下 貢, 中村紀吉ほか:地震観測記録に基づく原子力発電所建屋上下動特性の研究(その3 地震シミュレーション解析), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1413-1414, 1991年9月
- 148)渡辺孝英, 渡部征男, 加藤朝郎, 松下 裕:埋込みを有する原子炉建屋の上下方向地

- 震応答解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1369-1370，1991年9月
- 149)田辺 公，真下 貢，兼近 稔，佐藤 立：原子炉建屋の上下地震応答解析手法に関する研究（その1 研究概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1503-1504，1992年8月
- 150)真下 貢，田辺 公，小川幸雄，西山 隆：原子炉建屋の上下地震応答解析手法に関する研究（その2 シミュレーション解析），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1505-1506，1992年8月
- 151)谷本英輔，田辺 公，柏崎琢也，石崎万平：原子炉建屋の上下地震応答解析手法に関する研究（その3 建屋の埋込み効果の検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1507-1508，1992年8月
- 152)久野通也，本橋章平，水野 淳，西岡聖雅：原子力発電所における地震観測記録の上下動シミュレーション解析（その1 地盤系の解析），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1691-1692，1994年9月
- 153)門馬隆弘，本橋章平，水野 淳，久野通也：原子力発電所における地震観測記録の上下動シミュレーション解析（その2 建屋系の解析），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1693-1694，1994年9月
- 154)本橋章平，水野 淳，門馬隆弘，久野通也：原子力発電所における地震観測記録の上下動シミュレーション解析（その3 建屋・地盤連成系の解析），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1695-1696，1994年9月
- 155)古和田明，松村光博ほか：原子力発電所建屋の上下動応答シミュレーション解析（その4 水平動入力によるロッキング上下動の影響），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1519-1520，1992年8月
- 156)西山 隆，杉山達也，柏崎琢也：観測波を用いた水平応答と上下応答による組合わせ法の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1697-1698，1994年9月
- 157)瀬戸川 葆，矢野明義ほか：大型振動台による原子炉建屋の加振実験（その7 BW R型1/12全体模型の試験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.245-246，昭和62年10月
- 158)瀬戸川 葆，矢野明義ほか：大型振動台による原子炉建屋の加振実験（その8 BW R型1/12全体模型のシミュレーション解析），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.247-248，昭和62年10月
- 159)Ichikawa & Mochizuki：Travel Time Tables for Local Earthquakes in and near Japan,Papers in Meteor,Geophys. 22,1971

付録 解析法の特徴と評価

本論文では深い埋込みのある構造物模型の振動実験・地震観測結果の解析的検討を行うに際し、各種解析法を適用した

第2章は振動実験時の構造物ならびに地盤の応答評価のために予備解析としてS/Rモデルを、シミュレーション解析として格子型モデルを用いた。第3章は地震観測のシミュレーション解析として同じく格子型モデルを用いた。第4章は地盤を連続体として扱い、格子型モデルに比べより詳細なモデル化が可能であり、容易に3次元効果を評価できる軸対称FEMモデルを用いた。ただし、矩形断面を有する構造物模型を円形断面に変換する必要がある。さらに格子型モデルや軸対称FEMモデルのように有限境界でなく半無限地盤を対象としかつ矩形断面のまま評価可能な薄層要素法、境界要素法の検証を試みた。第5章は上記の解析モデルでは評価が困難な地下部側面土圧の解析に3次元FEMモデルを適用した。また原子炉建屋の実施設計で用いられる2次元FEMモデルとの比較も行った。第6章は上下動の解析であるが水平動との連続性を鑑みて軸対称FEMモデルを、また実施設計検討用の質点系モデルも適用した。

以上述べたように評価対象、評価目的の違いにより様々な解析モデルを選定する必要がある。本論文の解析評価に適用された解析法の特徴を表7-1に示した。さらに地盤条件への適合性、応答、入力形態に対する解析法の評価を表7-2に示した。

表7-1 解析法の特徴

項目	解析法	S/Rモデル	格子型モデル	FEMモデル			境界要素法
				軸対称	2次元	3次元	
解析次元		1次元	1次元	3次元	2次元	3次元	3次元
地盤のモデル化		動的インピーダンスに置換	地盤領域全体を要素分割	地盤領域全体をFEM要素分割	同左	同左	構造物が埋込まれる地盤部分のみ要素分割
半無限地盤のための境界処理		必要なし	地盤境界に粘性ダンパーを付ける必要あり	地盤境界に粘性ダンパーorエネルギー伝達境界を付ける必要あり	同左	同左	半無限弾性地盤の点加振解を用いているために境界処理の必要なし
構造物のモデル化		構造物全体を質点系モデルに置換	同左	壁、床、柱は軸対称に置換してシェル要素としてモデル化	構造物全体を質点系モデルに置換	壁と床はシェル要素、柱と梁はブーム要素、ドットソリッド要素としてモデル化	地下部は剛体、上部構造は質点系モデルに置換
構造物地下部の条件		なし	同左	円筒形に置換する必要あり	なし	任意形状に適用可能	任意形状に適用可能
地盤条件	埋土無	成層地盤のみ解析可能	任意形状に適用可能	成層地盤のみ解析可能	2次元平面内の任意形状に適用可能	任意形状に適用可能	成層地盤のみ解析可能
	埋土有	埋土と地山の剛性を考慮して等価成層地盤にする必要あり	任意形状に適用可能	埋土の形状、物性を軸対称に置換して考慮できる	2次元平面内の任意形状に適用可能	任意形状に適用可能	埋土と地山の剛性を考慮して等価成層地盤にする必要あり
入力地震動の与え方		動的インピーダンスを介して構造物モデルに入力	構造物-地盤全体モデルにおける地盤モデル底面に入力	同左	同左	同左	同左
演算時間		小	小	中	小	大	中
							膨大

表7-2 解析法の評価

評価項目	解析法			S/Rモデル	格子型モデル	FEMモデル			薄層要素法	境界要素法
	評価	○	△			×	軸対称	2次元		
地盤適合性	成層地盤への適合	適合	多少考慮	不適合	△	○	○	○	○	○
	不整形地盤への適合	適合	多少考慮	不適合	×	○	○	○	×	○
	埋戻し土への適合	適合	多少考慮	不適合	△	○	○	○	△	○
応答評価	構造物	可	困難	不可	○	○	○	○	○	○
	地盤	可	困難	不可	×	○	○	○	×	×
	土圧	可	困難	不可	×	○ [*] or△	○	○	○	○
入力形態	多入力	可	多少考慮	不可	×	×	○	○	×	×
	斜め入射	可	多少考慮	不可	×	×	△	△	○	○

* 矩形基礎を対象とした場合

発表論文

1. 本研究に関連する論文 (25編)

1.1 査読論文

- 1) 深く埋込まれた構造物の地震時側面土圧の挙動に関する実験的研究
[内山正次, 山下利夫]
日本建築学会構造系論文集 第516号, 1999年2月

1.2 国際会議 (アブストラクト審査論文)

- 2) Experimental and Analytical Studies of a Deeply Embedded Reactor Building Model Considering Soil-Building Interaction (Part- I)
[H.Tanaka, T.Ohta, S.Uchiyama]
Transactions of the 5th SMiRT, Vol.K(a), K7/8 , Aug. 1979
- 3) Experimental and Analytical Studies of a Deeply Embedded Reactor Building Model Considering Soil-Building Interaction (Part- II)
[H.Tanaka, T.Ohta, S.Uchiyama]
Transactions of the 6th SMiRT, Vol.K(a), K4/10, Aug. 1981
- 4) Experimental and Analytical Studies of a Deeply Embedded Reactor Building Model Considering Soil-Building Interaction (Part- III)
[H.Tanaka, T.Ohta, S.Uchiyama]
Transactions of the 7th SMiRT, Vol.K(b), K9/9, pp.161~169, Aug. 1983
- 5) Experimental and Analytical Study on Earth Pressure of a Embedded Building Model During Earthquake
[M.Narikawa, Y.Inagaki, S.Uchiyama, M.Kanechika]
Transactions of the 10th SMiRT, Vol.K1, pp.235~240, Aug. 1989
- 6) Study on Vertical Seismic Response Characteristics of Deeply Embedded Reactor Building
[H.Morishita, N.Nakamura, S.Uchiyama, A.Fukuoka, M.Ishizaki]
Transactions of the 12th SMiRT, Vol.K1, K02/5 pp.61~66, Aug. 1993

1.3 口頭発表論文

- 7) 根入れの深い剛構造物の動特性に関する実験的研究 (その1 全体計画)
[田中宏志, 小久保 渉, 太田外気晴, 内山正次]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.661~662, 昭和53年
- 8) 根入れの深い剛構造物の動特性に関する実験的研究 (その2 実験結果)
[田中宏志, 小久保 渉, 太田外気晴, 原 昭夫, 内山正次, 高橋克也]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.663~664, 昭和53年
- 9) 根入れの深い剛構造物の動特性に関する実験的研究 (その3 実験結果のシミュレーション解析)

- [田中宏志, 小久保 渉, 太田外気晴, 内山正次, 上野 薫]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.665~666, 昭和53年
- 10) 根入れの深い剛構造物の動特性に関する実験的研究 (その4 埋戻し前実験結果のシミュレーション解析)
[田中宏志, 柴崎直弘, 小久保 渉, 太田外気晴, 内山正次, 上野 薫]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.685~686, 昭和54年
- 11) 根入れの深い剛構造物の動特性に関する実験的研究 (その5 埋戻し後実験結果のシミュレーション解析)
[田中宏志, 柴崎直弘, 小久保 渉, 太田外気晴, 内山正次, 上野 薫]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.687~688, 昭和54年
- 12) 根入れの深い剛構造物の動特性に関する実験的研究 (その6 地震観測結果)
[田中宏志, 柴崎直弘, 太田外気晴, 内山正次, 上野 薫]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.625~626, 昭和55年
- 13) 根入れの深い剛構造物の動特性に関する実験的研究 (その7 地震観測結果のシミュレーション解析)
[田中宏志, 柴崎直弘, 成川匡文, 太田外気晴, 内山正次, 上野 薫]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.707~708, 昭和56年
- 14) 根入れの深い剛構造物の動特性に関する実験的研究 (その8 地震観測結果のシミュレーション解析)
[田中宏志, 柴崎直弘, 成川匡文, 太田外気晴, 内山正次, 上野 薫]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.751~752, 昭和57年
- 15) 地震動の有効入力評価の一手法 (その1 有効入力波の推定)
[田中宏志, 吉田 一, 成川匡文, 太田外気晴, 内山正次, 稗圃成人]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.829~830, 昭和58年
- 16) 地震動の有効入力評価の一手法 (その2 統計的処理による有効入力波の評価)
[田中宏志, 吉田 一, 成川匡文, 太田外気晴, 内山正次, 稗圃成人]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.831~832, 昭和58年
- 17) 地震動の有効入力評価の一手法 (その3 有効入力波を用いた建屋応答性状)
[田中宏志, 吉田 一, 成川匡文, 太田外気晴, 内山正次, 稗圃成人]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.783~784, 昭和59年
- 18) 鉛直アレー観測記録に基づく地盤減衰評価 (その1 観測記録波と地盤伝達特性)
[田中宏志, 成川匡文, 太田外気晴, 内山正次, 上野 薫, 稗圃成人]
日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.57~58, 昭和60年
- 19) 鉛直アレー観測記録に基づく地盤減衰評価 (その2 シミュレーション解析による地盤減衰評価)
[田中宏志, 成川匡文, 太田外気晴, 内山正次, 上野 薫, 稗圃成人]
日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.59~60, 昭和60年
- 20) 建屋の埋込み効果に関する実験的研究 (その1 振動実験結果とその考察)
[田中宏志, 成川匡文, 内山正次, 三浦賢治, 諸井孝文]

- 日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.533～534, 昭和61年
- 21) 建屋の埋込み効果に関する実験的研究 (その2 軸対称FEMによるシミュレーション解析)
 [田中宏志, 成川匡文, 内山正次, 三浦賢治, 諸井孝文]
 日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.535～536, 昭和61年
- 22) 地震時側面土圧の位相特性について (その1 地震観測結果)
 [稲垣善信, 内山正次]
 日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.813～814, 昭和63年
- 23) 地震時側面土圧の位相特性について (その2 解析的検討)
 [稲垣善信, 内山正次]
 日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.815～816, 昭和63年
- 24) 埋込みを有する原子炉建屋模型の上下動に関する実験的研究 (その1 振動実験結果および地震観測記録の分析)
 [植竹富一, 森下日出喜, 内山正次, 山谷博愛, 増田 潔]
 日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.567～568, 1992年
- 25) 埋込みを有する原子炉建屋模型の上下動に関する実験的研究 (その3 地震観測シミュレーション解析)
 [内山正次, 森下日出喜, 植竹富一, 福岡篤信, 尾池一仁]
 日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.571～572, 1992年

2. その他の論文 (66編)

2.1 査読論文

- 1) Full scale dynamic tests of Atucha-II NPP
 [C.A. Prato, T.Konno, S.Uchiyama, L.M. Alvarez, A.R. Godoy, M.A. Ceballos]
 Nuclear Engineering and Design 179 pp.225～243, 1998

2.2 国際会議 (アブストラクト審査論文)

- 2) Dynamic Response of Building Supported on Piles Extending through Soft Alluvial Subsoil Layers
 [T.Ohta, A.Hara, S.Uchiyama, M.Niwa]
 Proceedings of the 5th WCEE, Vol.2, pp.2084～2087, June 1973
- 3) Results of Vibration Tests on Tall Buildings and Their Earthquake Response
 [T.Ohta, N.Adachi, S.Uchiyama, M.Niwa, K.Takahashi]
 Proceedings of the 6th WCEE, Vol.III, pp.2717～2722, Jan. 1977
- 4) Earthquake Response Characteristics of Structure with Pile Foundation on Soft Subsoil Layer and Its Simulation Analysis
 [T.Ohta, S.Uchiyama, M.Niwa, K.Ueno]
 Proceedings of the 7th WCEE, Vol.3, pp.403～410, Sept. 1980

- 5) Vibration Test and Simulation Analysis of Highrise Building with V-Shaped Framing Plan
[K.Muto, M.Nagata, S.Uchiyama, H.Ueno, E.Fukuzawa, M.Hanajima]
Proceedings of the 8th WCEE, Vol.V, pp.39~46, July 1984
- 6) Forced Vibration Test of a Reactor Building and Its Analytical Studies
[H.Tanaka, N.Shibasaki, H.Yoshida, K.Hanada, T.Ueshima, S.Uchiyama, K.Ueno, T.Ishibashi]
Proceedings of the 8th WCEE, Vol.VI, pp.985~992, July 1984
- 7) Forced Vibration Test and Analysis of Unit No.1 of Onagawa Nuclear Power Plant
[K.Muto, T.Tsugawa, T.Kobayashi, S.Uchiyama, Y.Kasai]
Transactions of the 8th SMiRT, Vol.K(b), K19/4 pp.369~374, Aug. 1985
- 8) Dynamical Soil Stiffness of Embedded Reactor Building
[K.Hijikata, S.Uchiyama, K.Miura, Y.Yamamoto, M.Izumikawa]
Transactions of the 9th SMiRT, Vol.K1, pp.161~167, Aug. 1987
- 9) Dynamic Tests of Concrete Block on Gravel Deposits
[S.Uchiyama, Y.Suzuki, T.Konno, S.Iizuka, A.Enami]
Proceedings of the 10th WCEE, Vol.3, pp.1859~1864, July 1992
- 10) Cyclic Deformation Properties of Gravel Deposits
[K.Muroi, M.Nakamura, S.Uchiyama, K.Kitazawa, Y.Suzuki, M.Yamamoto, T.Shimizu, K.Nagai, K.Akino, M.Watabe]
Proceedings of the 10th WCEE, Vol.3, pp.1873~1878, July 1992
- 11) Seismic Stability Analyses of Various Reactor Buildings on Quaternary Deposit
[Y.Takeuchi, M.Tsutagawa, S.Asakura, T.Katoh, H.Tomura, S.Uchiyama, M.Koyama, E.Oguro, K.Akino, S.Iizuka, M.Hayashi]
Transaction of the 12th SMiRT, Vol.K1, K08/2 pp.223~228, Aug. 1993
- 12) Full-scale Vibration Tests of Atucha- II N.P.P.(Part II :Interpretation of Test Results for Steady State Harmonic Forces)
[S.Uchiyama, Y.Naito, S.Ohno]
Transactions of the 13th SMiRT, Vol.4, pp.113~118, Aug. 1995
- 13) Full-scale Vibration Tests of Atucha- II N.P.P.(Part IV :Numerical Simulation of Steady-state Vibration Response by Axisymmetric FEM)
[K.Masuda, T.Maeda, S.Uchiyama]
Transactions of the 13th SMiRT, Vol.4, pp.119~124, Aug. 1995
- 14) Evaluation of Earthquake Motion for Nuclear Power Plant on Quaternary Deposit
[T.Konno, S.Uchiyama, Y.Ibe, S.Iizuka, M.Hayashi]
Proceedings of the 11th WCEE, Paper No. 1771, June 1996
- 15) Forced Vibration Test of ABWR Nuclear Reactor Building
[O.Kontani, M.Kanechika, A.Suzuki, Y.Kobayashi, M.Kikuchi, S.Uchiyama, S.Motohashi, T.Ishibashi, K.Sato]
Transactions of the 14th SMiRT, Vol.7, K04/4 pp.161~168, Aug. 1997

- 16) System Identification of Structural Characteristics for Ground Motion Using Forced Vibration Test Result
[Y.Naito, K.Sato, S.Uchiyama, K.Masuda, K.Iwamoto]
Transactions of the 14th SMiRT, Vol.7, K05/1 pp.185~192, Aug. 1997
- 17) Borrego Valley Downhole Array in Southern California: Instrumentation and preliminary site effect study
[K.Kato, M.Takemura, T.Konno, S.Uchiyama, S.Iizuka, R.L.Nigbor]
Second International Symposium on "The Effects of Surface Geology on Seismic Motion", 1998

2.3 口頭発表論文

- 18) 世界貿易センタービル振動実験
[武藤 清, 太田外気晴, 足立憲彦, 内山正次, 丹羽正徳]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.399~400, 昭和45年
- 19) 世界貿易センタービル振動実験及びその解析
[武藤 清, 太田外気晴, 足立憲彦, 内山正次, 丹羽正徳]
日本建築学会 関東支部第41回学術研究発表会, pp.205~208, 昭和46年
- 20) M I Kシステムによる京王プラザホテルの振動実験
[武藤 清, 太田外気晴, 足立憲彦, 内山正次]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.645~646, 昭和46年
- 21) 強風中におけるプラザホテルの変位測定
[小林正二, 吉田正邦, 太田外気晴, 内山正次]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.933~934, 昭和46年
- 22) 軟弱地盤上杭支持建物の実験・解析的研究 (その1 7階建アパートの振動実験と解析)
[久田俊彦, 太田外気晴, 原 昭夫, 内山正次, 丹羽正徳]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.461~462, 昭和47年
- 23) 軟弱地盤上杭支持建物の実験・解析的研究 (その2 東松山地震のシミュレーション解析)
[久田俊彦, 太田外気晴, 原 昭夫, 内山正次, 丹羽正徳]
日本建築学会学術講演梗概集, pp.463~464, 昭和47年
- 24) 軟弱地盤上杭支持建物の振動特性
[太田外気晴, 内山正次, 丹羽正徳]
関東地震50周年記念地震工学シンポジウム, pp.117~123, 1973年
- 25) 軟弱地盤上杭支持建物の振動特性
[太田外気晴, 内山正次, 丹羽正徳]
日本建築学会 関東支部第44回学術研究発表会, pp.157~160, 昭和49年
- 26) 軟弱地盤上杭基礎実在建物における地震測定 (その1 建物の強制振動実験)
[太田外気晴, 内山正次, 丹羽正徳, 上野 薫]

- 日本建築学会学術講演梗概集, pp.493~494, 昭和51年
- 27) 軟弱地盤上杭基礎実在建物における地震測定 (その2 地盤および建物の地震測定結果)
- [太田外気晴, 内山正次, 丹羽正徳, 上野 薫]
- 日本建築学会学術講演梗概集, pp.495~496, 昭和51年
- 28) 軟弱地盤上杭基礎実在建物における地震測定 (その3 地盤および建物の同時地震測定結果)
- [太田外気晴, 内山正次, 丹羽正徳, 上野 薫]
- 日本建築学会学術講演梗概集, pp.581~582, 昭和52年
- 29) 軟弱地盤上杭基礎実在建物における地震測定 (その4 シミュレーション解析)
- [太田外気晴, 内山正次, 丹羽正徳, 上野 薫]
- 日本建築学会学術講演梗概集, pp.583~584, 昭和52年
- 30) V字形平面形をもつ高層建物の振動実験とその解析 (その1 強制振動実験結果)
- [武藤 清, 長田正至, 内山正次, 福沢栄治, 花島 実, 稗圃成人]
- 日本建築学会学術講演梗概集, pp.891~892, 昭和57年
- 31) Rough Baseの Dynamic Ground Stiffnessの計算プログラム
- [内山正次, 三浦賢治, 宮本裕司]
- 第5回電子計算機利用シンポジウム, 日本建築学会, 1983年
- 32) 隣接建屋間動的相互作用に関する研究 (その1)
- [内山正次, 三浦賢治, 上野 薫, 宮本裕司, 佐々木文夫]
- 日本建築学会学術講演梗概集, pp.839~840, 昭和58年
- 33) V字形平面形をもつ高層建物の振動実験とその解析 (その2 シミュレーション解析)
- [武藤 清, 長田正至, 内山正次, 福沢栄治, 花島 実, 磯崎 浩]
- 日本建築学会学術講演梗概集, pp.915~916, 昭和58年
- 34) 女川原子力発電所1号機原子炉建屋の強制振動試験と解析 (その1 全体概要)
- [飯塚節夫, 田中雅順, 村林喜貞, 小林秀行, 内山正次, 津川恒久]
- 日本建築学会学術講演梗概集, pp.873~874, 昭和59年
- 35) 女川原子力発電所1号機原子炉建屋の強制振動試験と解析 (その2 振動試験結果)
- [飯塚節夫, 田中雅順, 内山正次, 上野 薫, 稗圃成人, 河西良幸]
- 日本建築学会学術講演梗概集, pp.875~876, 昭和59年
- 36) 埋込みの深い構造物の地震力算定法に関する試案 (その1 原子炉建屋の埋込み深さの差異による地震応答性状について)
- [田中宏志, 吉田 一, 成川匡文, 菅野 忠, 内山正次, 磯崎 浩]
- 日本建築学会学術講演梗概集, pp.891~892, 昭和59年
- 37) 埋込みの深い構造物の地震力算定法に関する試案 (その2 原子炉建屋の静的地震力算定法に関する試案)
- [田中宏志, 吉田 一, 成川匡文, 菅野 忠, 内山正次, 磯崎 浩]
- 日本建築学会学術講演梗概集, pp.893~894, 昭和59年
- 38) 第四紀洪積世における地震動の平均応答スペクトル

- [太田外気晴, 内山正次, 稗圃成人, 宮川信幸]
日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.73~74, 昭和60年
- 39) 第四紀層における観測地震動の継続時間と振幅包絡形
[稗圃成人, 内山正次, 太田外気晴]
日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.455~456, 昭和61年
- 40) 埋込みを考慮した原子炉建屋の地震応答解析法 (その1 動的地盤ばねの評価)
[矢野明義, 土方勝一郎, 大島 豊, 内山正次, 三浦賢治, 鈴木 馨]
日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.199~200, 昭和62年
- 41) 埋込みを考慮した原子炉建屋の地震応答解析法 (その2 S-Rモデルの検討)
[矢野明義, 土方勝一郎, 大島 豊, 内山正次, 三浦賢治, 小黒栄一]
日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.201~202, 昭和62年
- 42) 埋込みを考慮した原子炉建屋の地震応答解析法 (その4 地震観測記録との比較・検討)
[矢野明義, 土方勝一郎, 大島 豊, 内山正次, 阿部康彦, 米田玄次]
日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.205~206, 昭和62年
- 43) 杭基礎構造物の地震応答解析法に関する研究 (その2 共振・位相曲線)
[喜多村英司, 太田泰博, 土方勝一郎, 小林義尚, 内山正次, 宮本裕司]
日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.285~286, 1989年
- 43) 表層地盤の影響を除去した東京の洪積地盤での地震動スペクトル特性
[稗圃成人, 内山正次, 太田外気晴]
日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.231~232, 1990年
- 45) 杭基礎の動的特性に関する研究 (その3 杭基礎モデルの地震観測)
[内山正次, 中澤正明, 土方勝一郎, 小林義尚, 宮本裕司, 諸井孝文]
日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.495~496, 1990年
- 46) 3階建鉄骨プレファブ住宅の振動実験 (その1 実験)
[石川幹夫, 高橋是友, 津川恒久, 内山正次, 大野 晋, 中山尚之]
日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.1019~1020, 1990年
- 47) 地中連続壁と杭の複合基礎の動的相互作用
[宮本裕司, 福岡篤信, 酒向裕司, 内山正次]
日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.529~530, 1994年
- 48) 第四紀層地盤におけるPHWR型原子炉建屋振動実験
[内山正次, 津川恒久, 内藤幸雄, 大野 晋, 今野孝昭]
日本建築学会学術講演梗概集 B, pp.1707~1708, 1994年
- 49) 地中連続壁と杭の複合基礎の動的相互作用
[酒向裕司, 宮本裕司, 福岡篤信, 喜多村英司, 内山正次]
第9回日本地震工学シンポジウム, pp.1165~1170, 1994年
- 50) ロッキングと基礎版変形のある構造物固定時動特性推定法
[佐藤耕司, 内藤幸雄, 内山正次, 前田達哉]
日本建築学会学術講演梗概集 B-2, pp.535~536, 1995年

- 51) A B W R型原子炉建屋の起振機振動試験（その1 試験の概要）
 [菊池政智, 小林義尚, 内山正次, 石橋敏久]
 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, pp.1087~1088, 1996年
- 52) A B W R型原子炉建屋の起振機振動試験（その2 試験の結果）
 [内山正次, 小林義尚, 石橋敏久, 佐藤耕司]
 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, pp.1089~1090, 1996年
- 53) 米国カリフォルニア州における鉛直アレー地震観測（その1 観測点概要と地震観測システム）
 [内山正次, 今野孝昭, 江原一博]
 日本建築学会学術講演梗概集 B-2, pp.151~152, 1997年

2.4 社内報

- 54) 世界貿易センタービルの振動測定と解析
 [太田外気晴, 足立憲彦, 内山正次, 丹羽正徳]
 鹿島技術研究所年報 第19号, pp.325~331, 昭和46年
- 55) 強風中における高層建物の構造上の安全性と振動感覚について
 [小林正二, 吉田正邦, 吉田正昭, 内山正次, 越田 洋]
 鹿島技術研究所年報 第20号, pp.337~347, 昭和47年
- 56) 杭支持建物の振動実験とそのシミュレーション解析
 [太田外気晴, 内山正次]
 鹿島技術研究所年報 第20号, pp.441~449, 昭和47年
- 57) 軟弱地盤上の7階建アパートの振動実験・解析
 [太田外気晴, 原 昭夫, 内山正次, 丹羽正徳]
 鹿島技術研究所年報 第21号, pp.359~366, 昭和48年
- 58) 軟弱地盤上杭支持建物の振動特性
 [太田外気晴, 内山正次, 丹羽正徳]
 鹿島技術研究所年報 第22号, pp.299~304, 昭和49年
- 59) 高層ビルの振動実験結果と地震時の振動性状
 [太田外気晴, 足立憲彦, 内山正次, 高橋克也]
 鹿島技術研究所年報 第23号, pp.111~116, 昭和50年
- 60) 高層 R C 造建物の地震応答のシミュレーション解析
 [太田外気晴, 内山正次, 丹羽正徳]
 鹿島技術研究所年報 第24号, pp.243~248, 昭和51年
- 61) 軟弱地盤上杭基礎実在建物の地震時挙動とその解析
 [太田外気晴, 内山正次, 丹羽正徳, 上野 薫]
 鹿島技術研究所年報 第26号, pp.221~226, 昭和53年
- 62) Forced Vibration Test Results of PHWR Reactor Building on Quaternary Deposit
 [S.Uchiyama, Y.Naito, S.Ohno]
 鹿島技術研究所年報 第42号, pp.163~168, 1994年

- 63) 基礎が変形しロックする構造物の振動特性推定法
[佐藤耕司, 内藤幸雄, 内山正次, 前田達哉, 増田 潔]
鹿島技術研究所年報 第43号, pp.143~148, 1995年
- 64) 基礎が変形しロックする構造物の振動特性推定法 (その2)
[佐藤耕司, 内藤幸雄, 内山正次, 増田 潔, 岩本賢治]
鹿島技術研究所年報 第44号, pp.145~150, 1996年
- 65) A B W R型原子炉建屋の強制振動試験
[石橋敏久, 内山正次, 本橋章平, 佐藤耕司, 紺谷 修, 兼近 稔, 鈴木 篤]
鹿島技術研究所年報 第45号, pp.103~104, 1997年
- 66) System Identification of Structural Characteristics for Ground Motion Using Forced Vibration
Test Results
[Y.Naito, K.Sato, S.Uchiyama, K.Masuda, K.Iwamoto]
鹿島技術研究所年報 第45号, pp.107~108, 1997年

謝辞

東京工業大学教授瀬尾和大博士には、学位論文をまとめるにあたり暖かい励ましの言葉をいただき、また本論文の提出の機会を与えて下さったことに深く感謝申し上げます。

東京電力（株）山下利夫博士には、本論文の基礎となる原子炉建屋模型の振動実験ならびに地震観測に関する貴重なデータをこころよく御提供いただき、また研究を遂行するにあたり熱心に討議していただき多大な御協力を賜りました。ここに、謹んで感謝の意を表します。

筆者が入社以来勤務する鹿島・技術研究所では、所長遠山幸三博士、足立憲彦次長、佐伯俊夫次長、第三研究部長丹羽正徳博士をはじめ多くの方々に御理解をいただき、ここに厚く御礼申し上げます。

また、鹿島小堀研究室部長三浦賢治博士には、本論文の執筆の際に細部にわたり終始懇切な御助言を賜りましたことに深く感謝の意を表します。

本論文は以上の方々のほかにも多くの方々の御協力をいただいたお陰であります。各位に深く御礼申し上げます。