

土木研究所資料

正方形断面を有する鉄筋コンクリート柱の 水平二方向加振振動台実験

平成14年7月

独立行政法人土木研究所
耐震研究グループ耐震チーム

Copyright © (2002) by P.W.R.I.

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

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

正方形断面を有する鉄筋コンクリート柱の 水平二方向加振振動台実験

耐震チーム

上席研究員

運上 茂樹

研究員

西田 秀明

国土交通省総合政策局国際建設課

長屋 和宏*

要 旨

従来の耐震設計法では、地震力が橋軸方向および橋軸直角方向に別々に作用するものと仮定して耐震設計を行っているが、米国を始めとする海外の耐震基準やISOの耐震基準(案)では水平二方向の地震力を合成させる方法が検討されていることから、我が国においても地震動の入力方向の影響度について検討し、耐震設計法への反映の必要性について検討することが必要とされる。

本研究は、正方形断面を有する鉄筋コンクリート柱を対象として水平二方向加振振動台実験を行い動的実験データの蓄積をすると共に、この結果と静的載荷の場合に実験をよく追跡できることが確認されているファイバーモデルによる実験のシミュレーション解析結果を比較することにより、解析手法の妥当性および適用範囲についての検討をまとめたものである。

キーワード：鉄筋コンクリート柱、二方向加振、振動台実験、ファイバーモデル解析

*：元 国土交通省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室 研究員

目 次

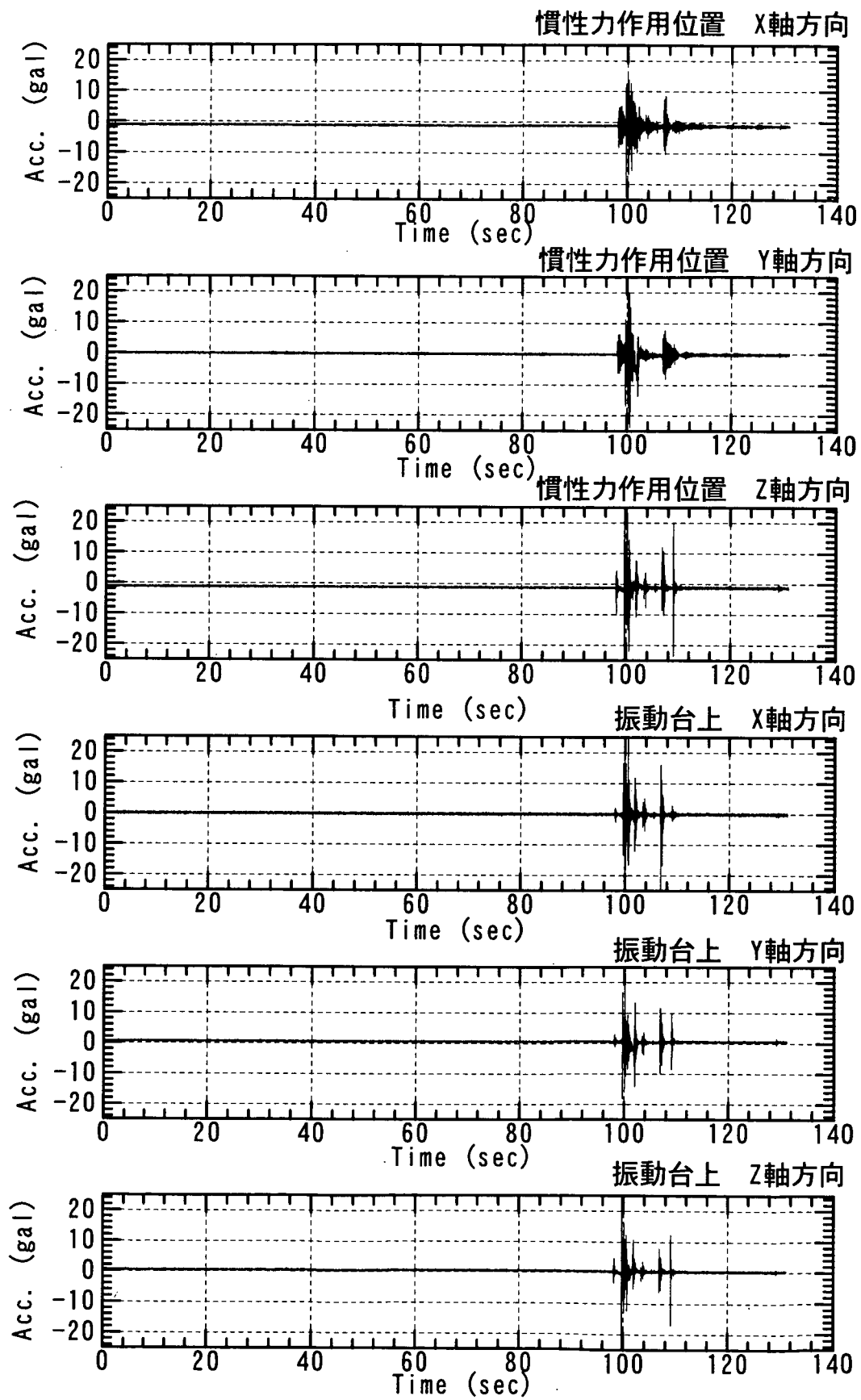
1	概説	1
2	水平二方向加振振動台実験	2
2.1	実験供試体	2
2.2	測定項目とその方法	5
2.3	加振方法	9
3	固有振動数の推定	10
3.1	固有振動数の推定方法	10
3.2	固有振動数推定結果	10
4	データの補正に関する検討	15
4.1	剛体フレーム上に取り付けられた測定データの補正	15
4.2	フーチングの挙動による補正	17
5	実験結果	19
5.1	損傷の進展状況	19
5.2	慣性力作用位置における加速度－変位関係	24
5.3	加速度、変位軌跡および合加速度－合変位関係	28
5.4	軸方向鉄筋ひずみ分布	36
5.5	鉛直軸方向変位・軸力・中点変位・ねじりに関する検討	66
6	解析による検討	70
6.1	地震時保有水平耐力法による耐力－変位関係	70
6.2	時刻歴応答解析	73
6.2.1	解析方法	73
6.2.2	解析条件とモデル	73
6.3	解析結果の検討	76
6.4	一方向入力解析との比較	89
7	結論	98
	参考文献	99
	参考資料	
I	微動測定に関するデータ（微動波形およびフーリエ振幅スペクトル）	101
II	フーリエ振幅スペクトルおよびスペクトル比（加振時）	107

参考文献

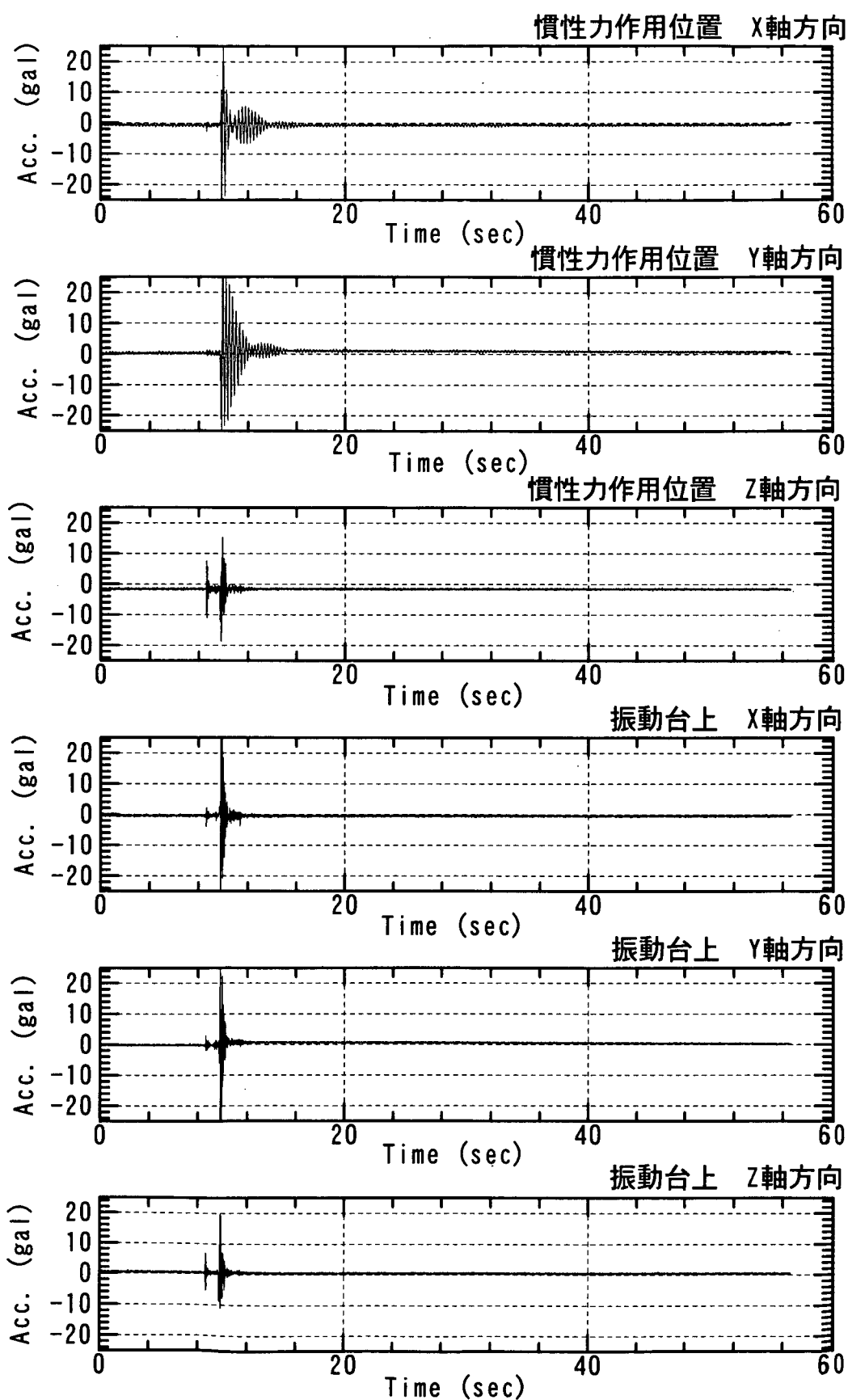
- 1) (社) 日本道路協会:「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編」,1996.12.
- 2) "ISO 3010 5th Draft", 1998.7.
- 3) Caltrans: "Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.1", 1999.7.
- 4) 例えば,平石久廣ほか:「二方向変形を受ける鉄筋コンクリート造柱の曲げ降伏後の構造的性状」,日本建築学会構造系論文集,第454号,1993.12.
- 5) 例えば、小林譲・芳村学・佐藤幸博:「二軸曲げを受けるRC柱の弾塑性性状と塑性流れ則の対応」,日本建築学会学術講演概要集, pp.719-720, 1993.9.
- 6) Stephen Mahin and Mahmoud Hachem: "Bi-directional Seismic Response of Reinforced Concrete Bridges, International Workshop on Mitigation of Seismic Effects on Transportation Structures", 2000.7.
- 7) 中村豊・上野真:「地表面震動の上下成分と水平成分を利用した表層地盤特性推定の試み」,第7回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.265-270, 1986.12.
- 8) Kent, D.C. and Park, R: "Flexural Members with Confined Concrete", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, No. ST7, 1971.7.
- 9) Danilo Ristic, Yoshikazu Yamada, Hirokazu Iemura and Jakim Petrovski: "Nonlinear Behaviour and Stress-Strain Based Modeling of Reinforced Concrete Structures under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Load", Research Report No.88-St-01, School of Civil Engineering, Kyoto University, 1988.9.

参 考 資 料

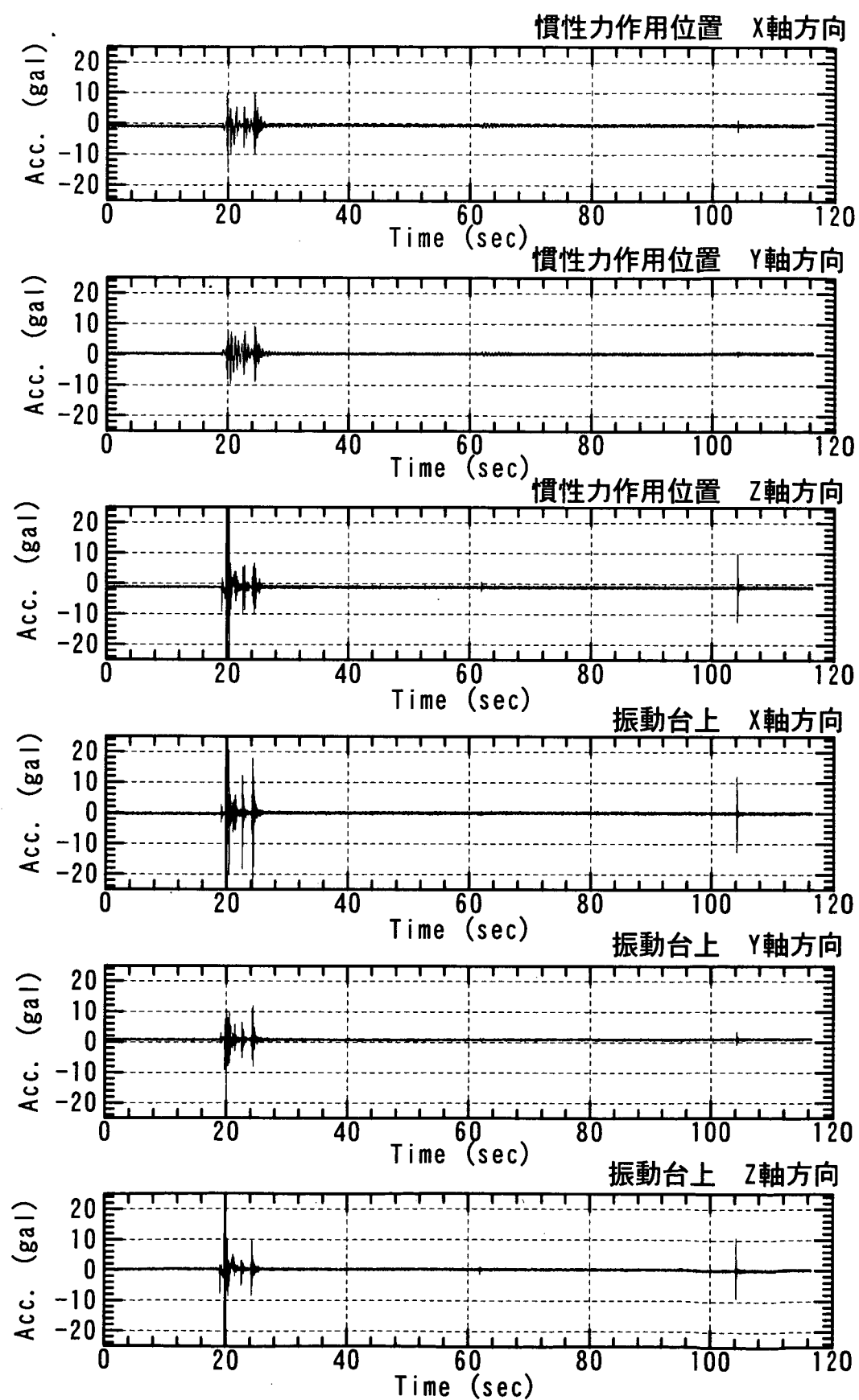
I 微動測定に関するデータ（微動波形およびフーリエ振幅スペクトル）



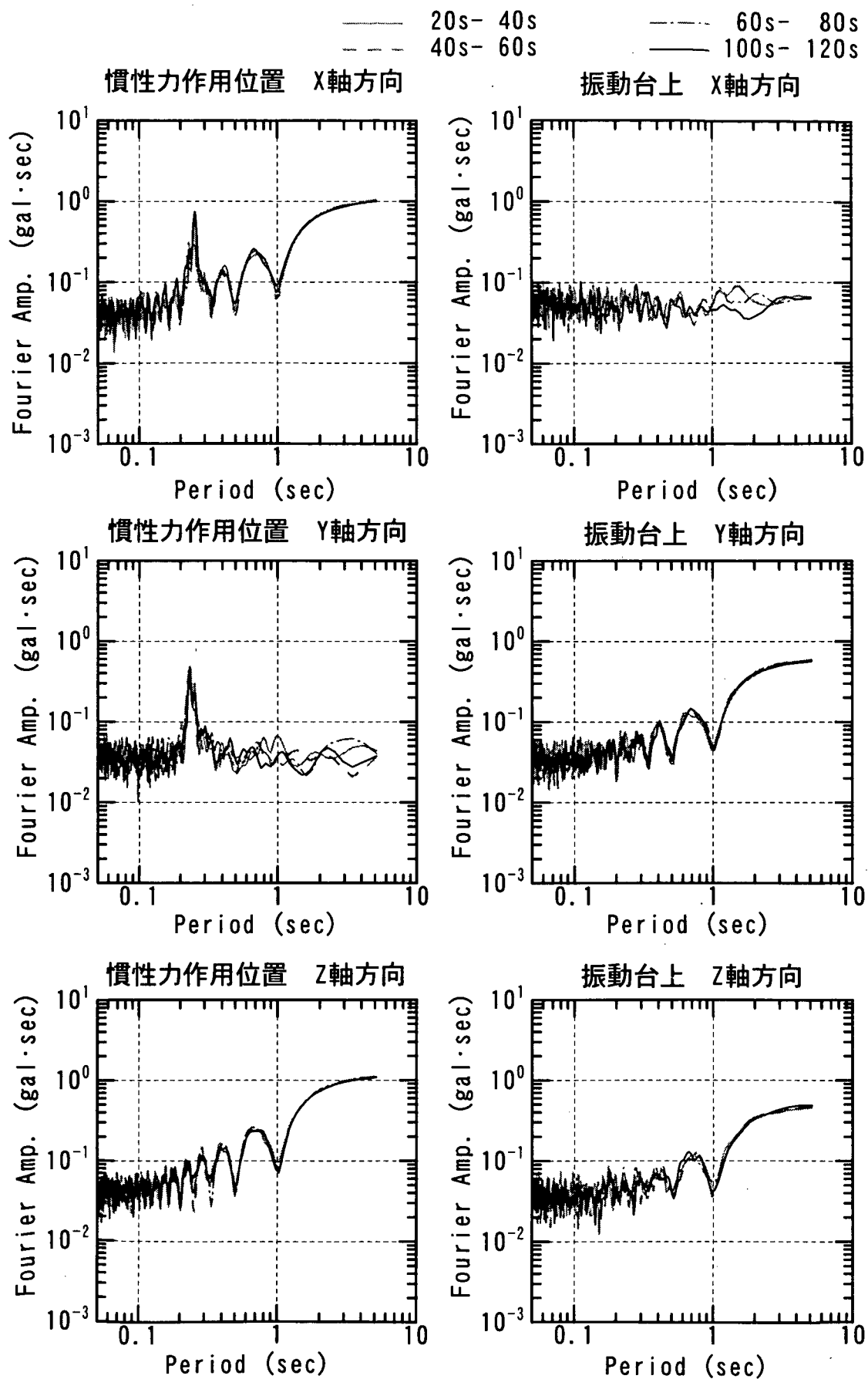
付図-1.1 (1) 微動波形 (1 回目加振前)



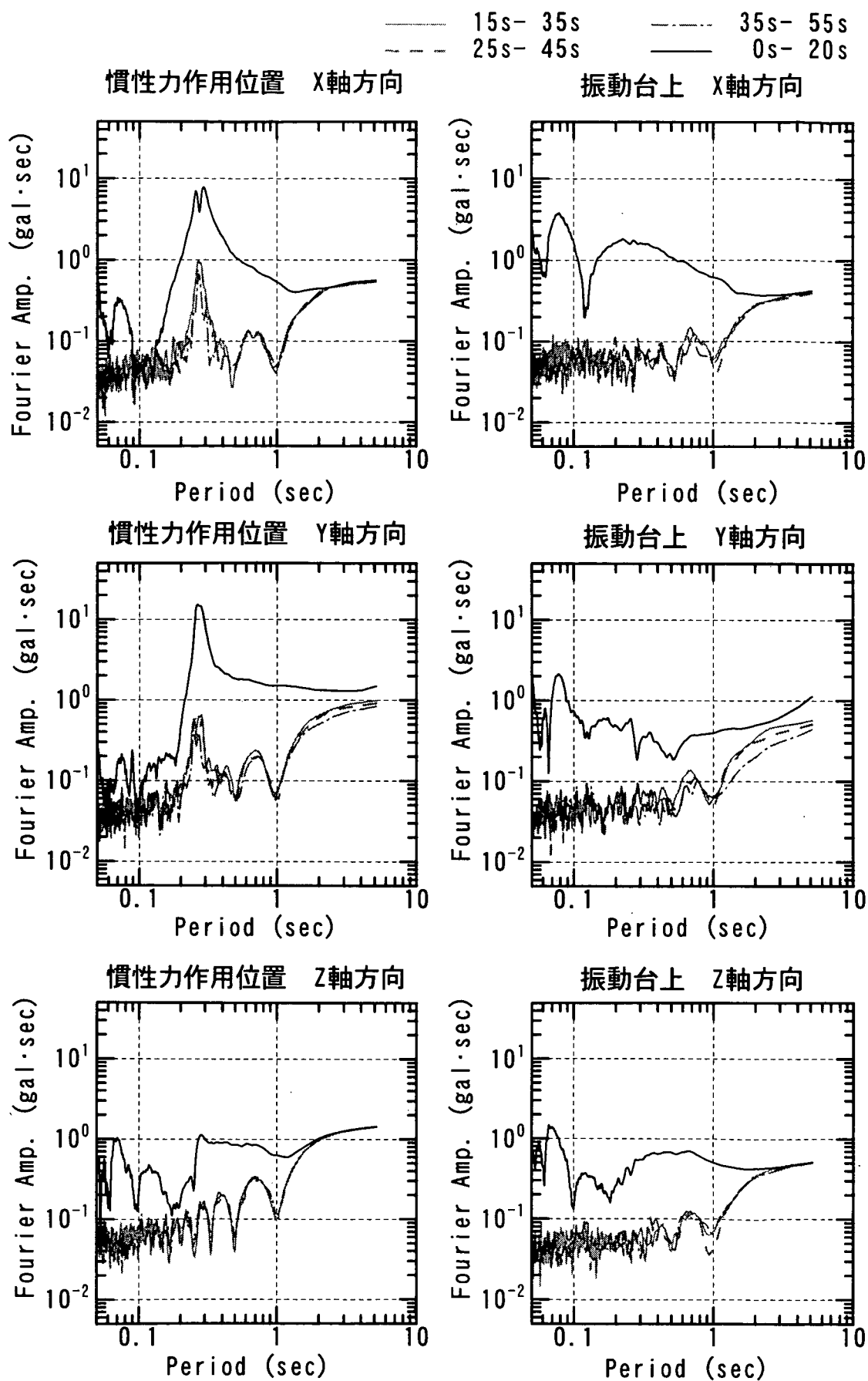
付図-1.1 (2) 微動波形 (1回目加振後)



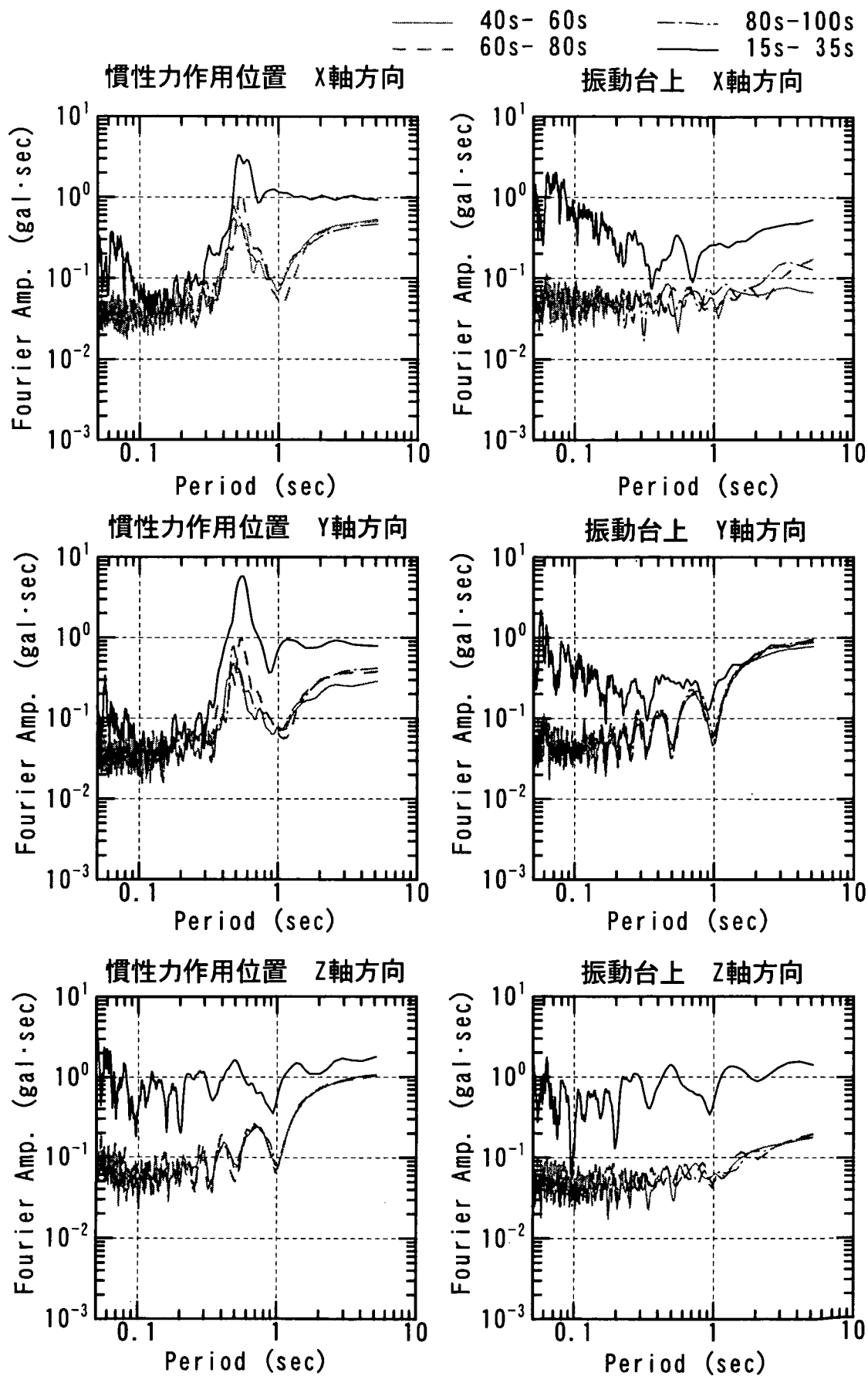
付図-1.1 (3) 微動波形 (2回目加振後)



付図-1.2 (1) フーリエ振幅スペクトル (1回目加振前)



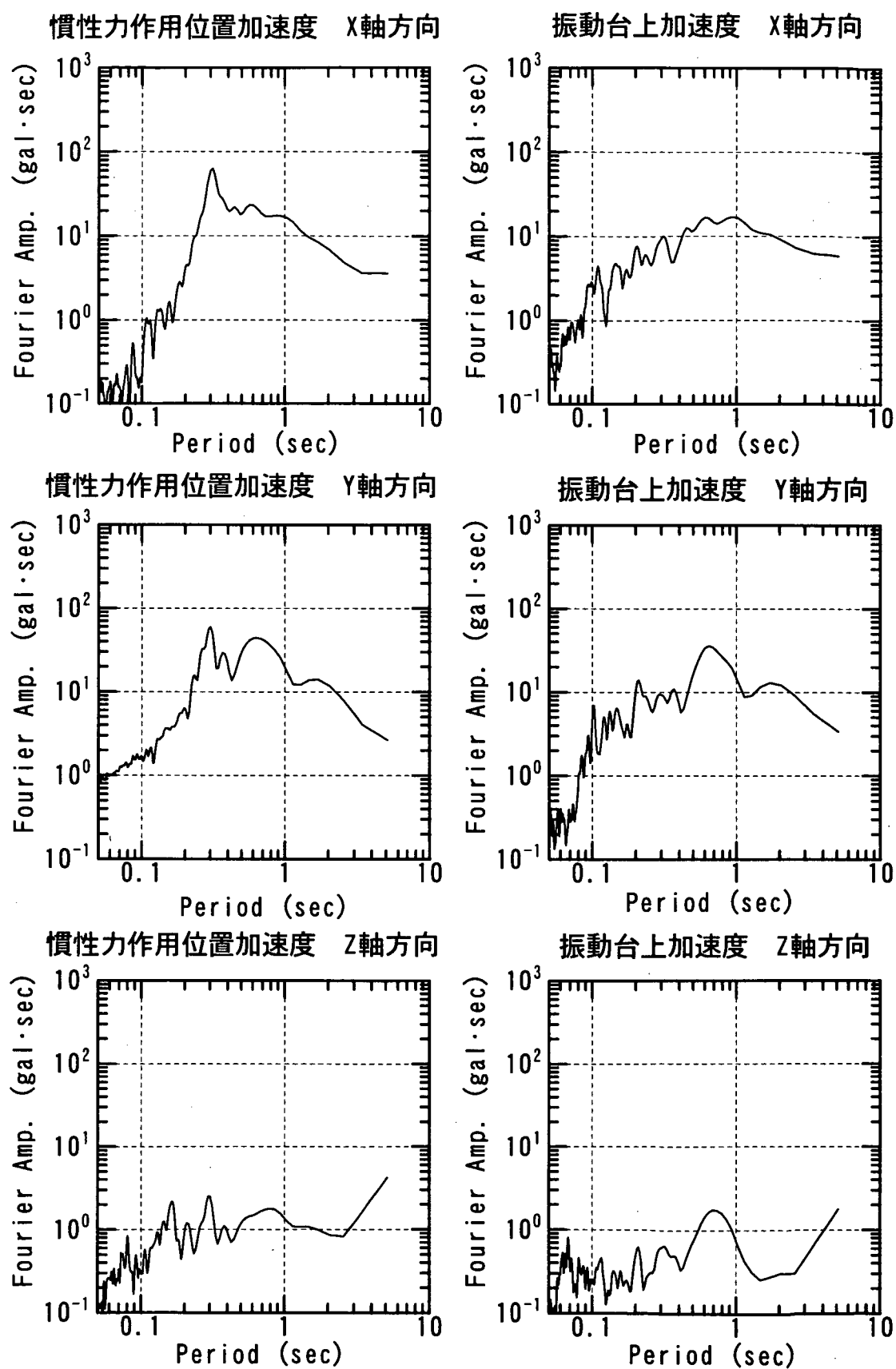
付図-1.2 (2) フーリエ振幅スペクトル (1回目加振後)



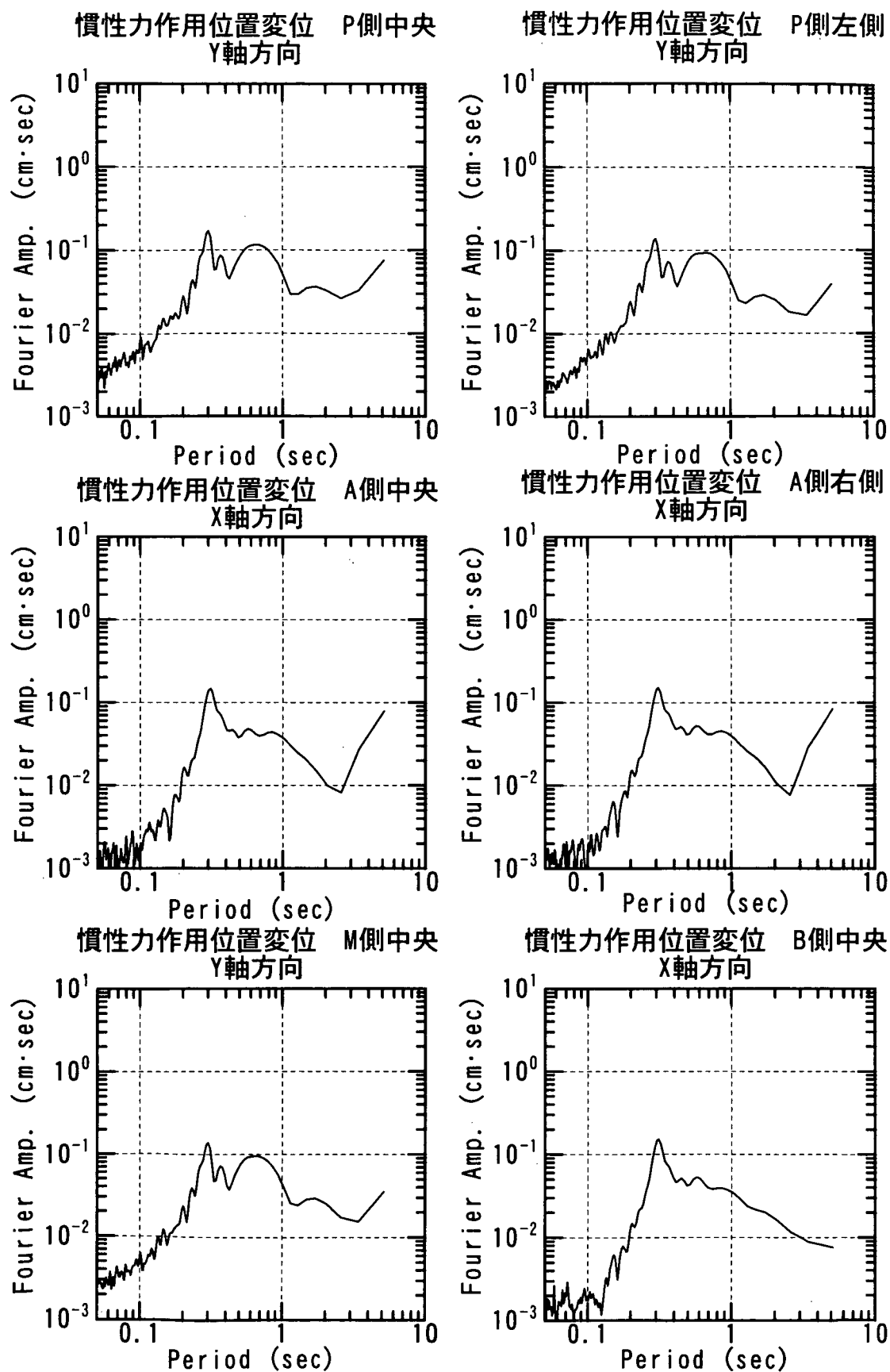
付図-1.2.(3) フーリエ振幅スペクトル (2回目加振後)

参 考 資 料

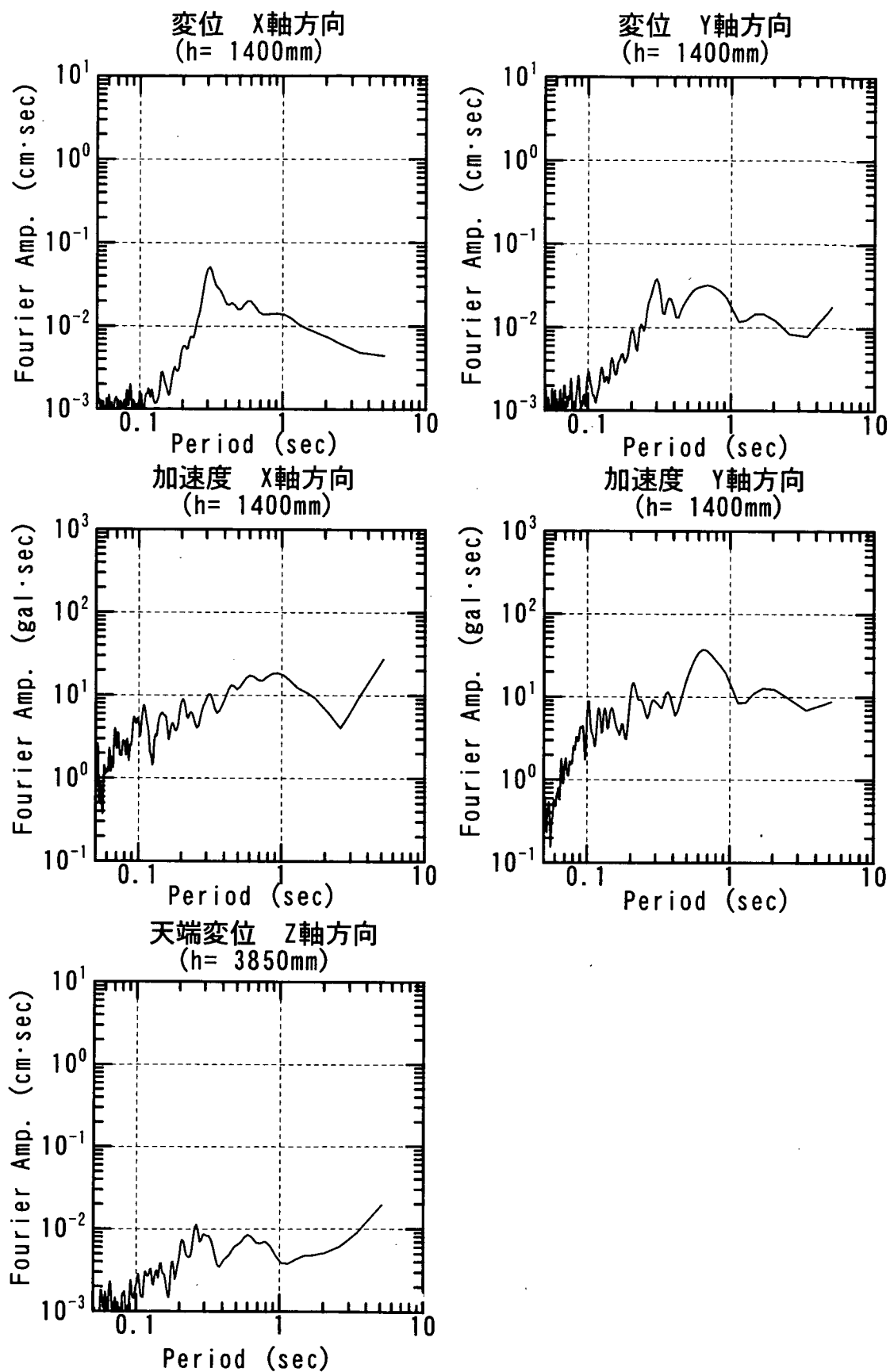
Ⅱ フーリエ振幅スペクトルおよびスペクトル比（加振時）



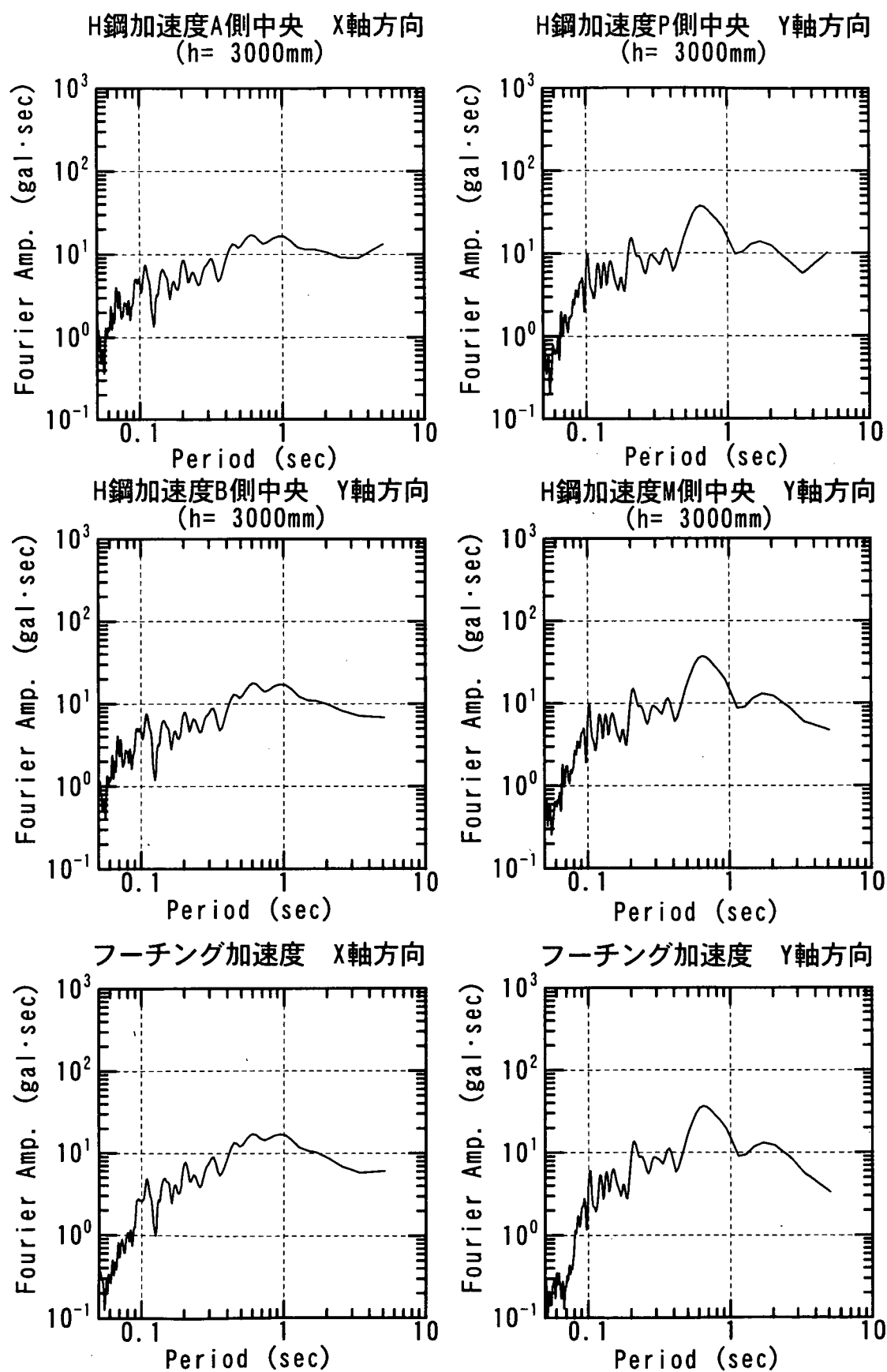
付図-2.1 (1) フーリエ振幅スペクトル (1回目加振)



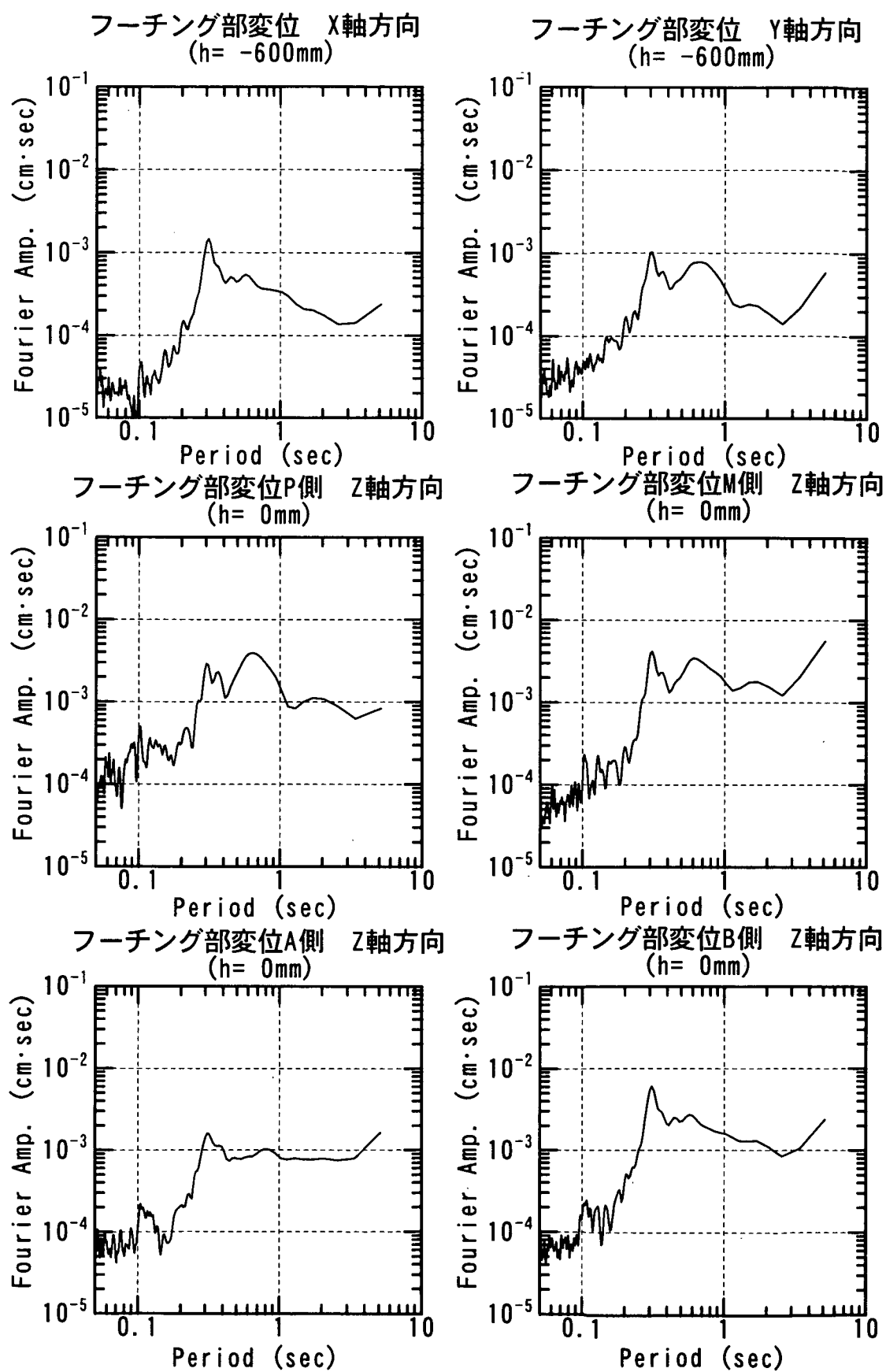
付図-2.1 (2) フーリエ振幅スペクトル (1回目加振)



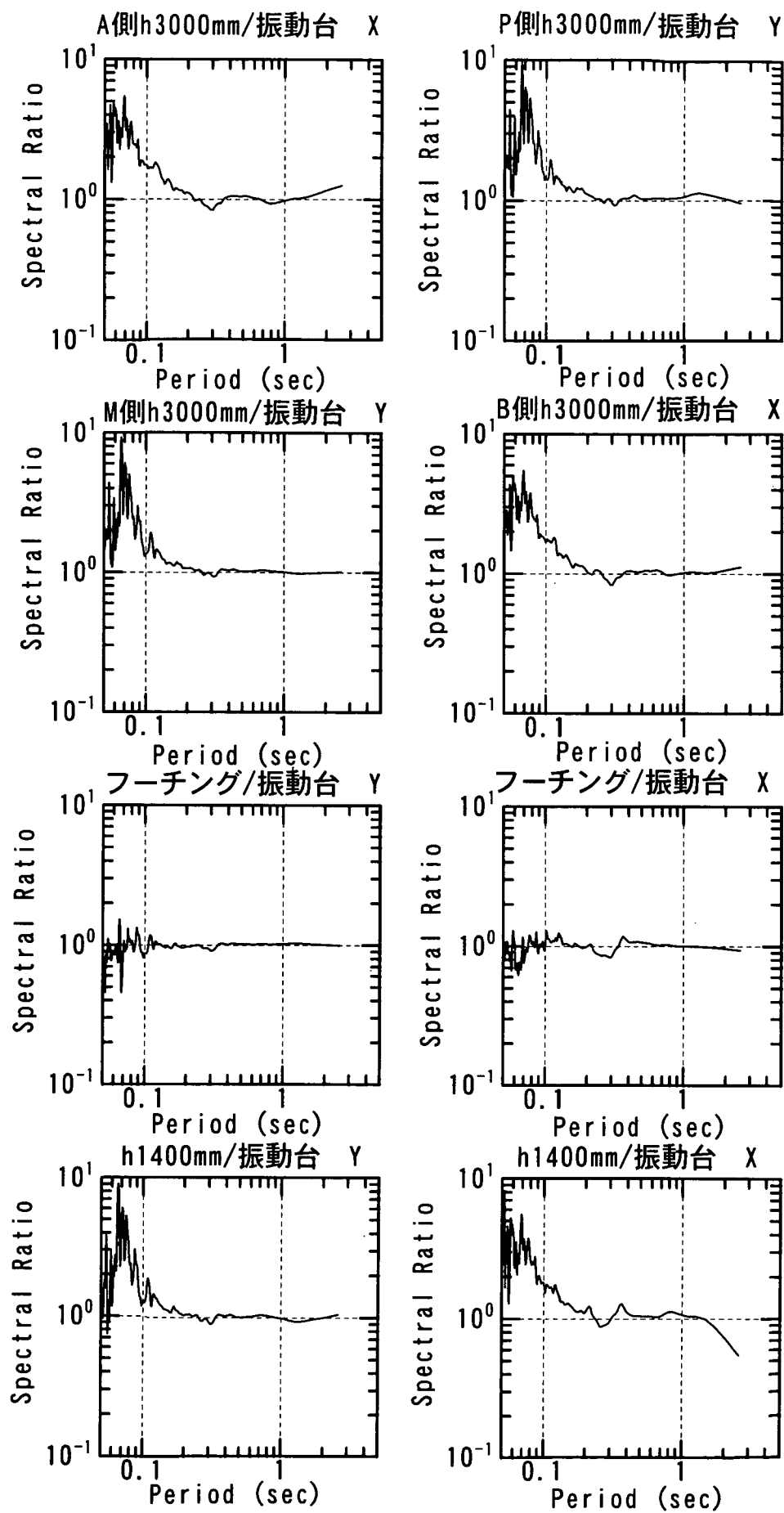
付図-2.1 (3) フーリエ振幅スペクトル (1回目加振)



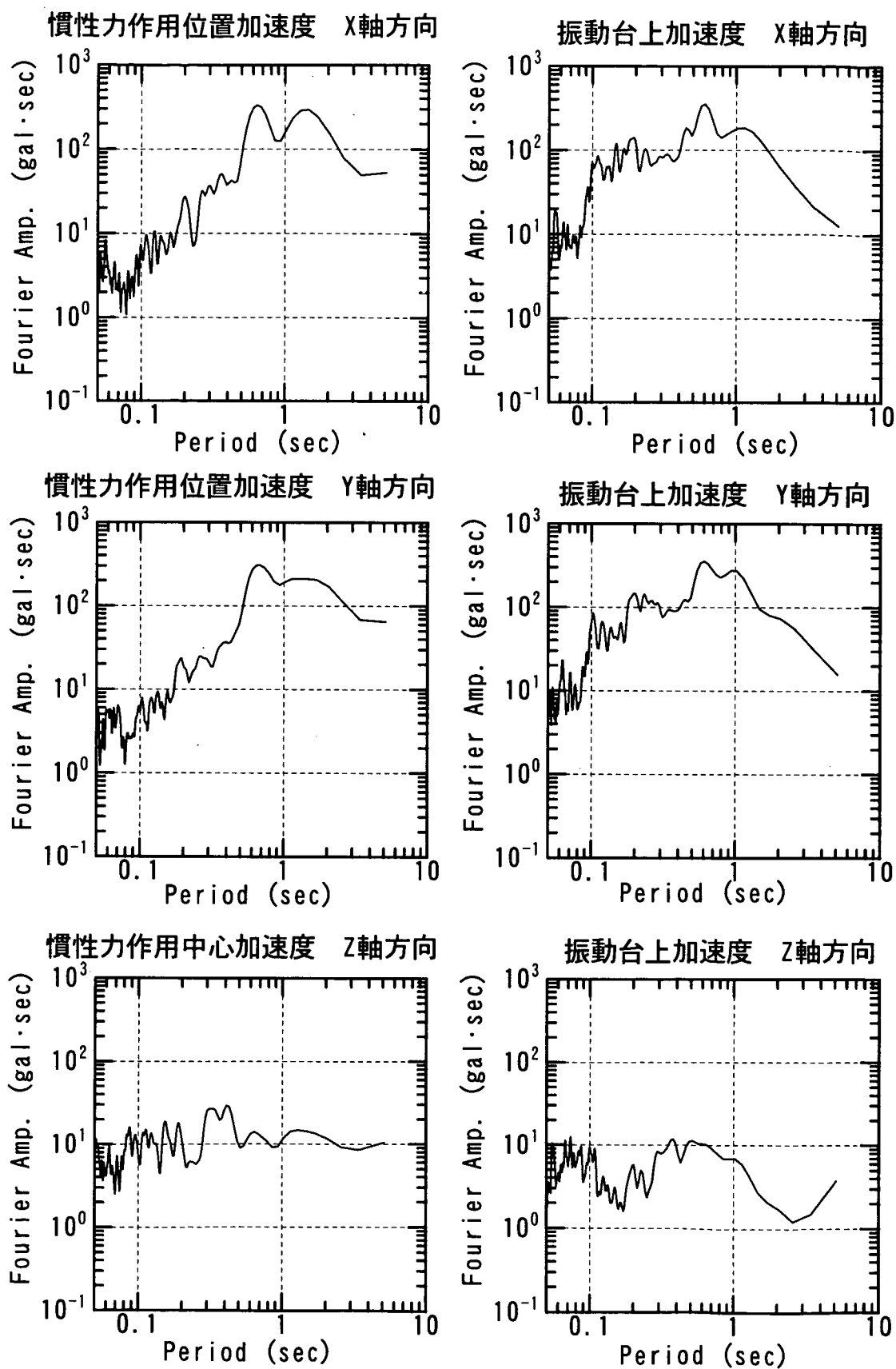
付図-2.1 (4) フーリエ振幅スペクトル (1回目加振)



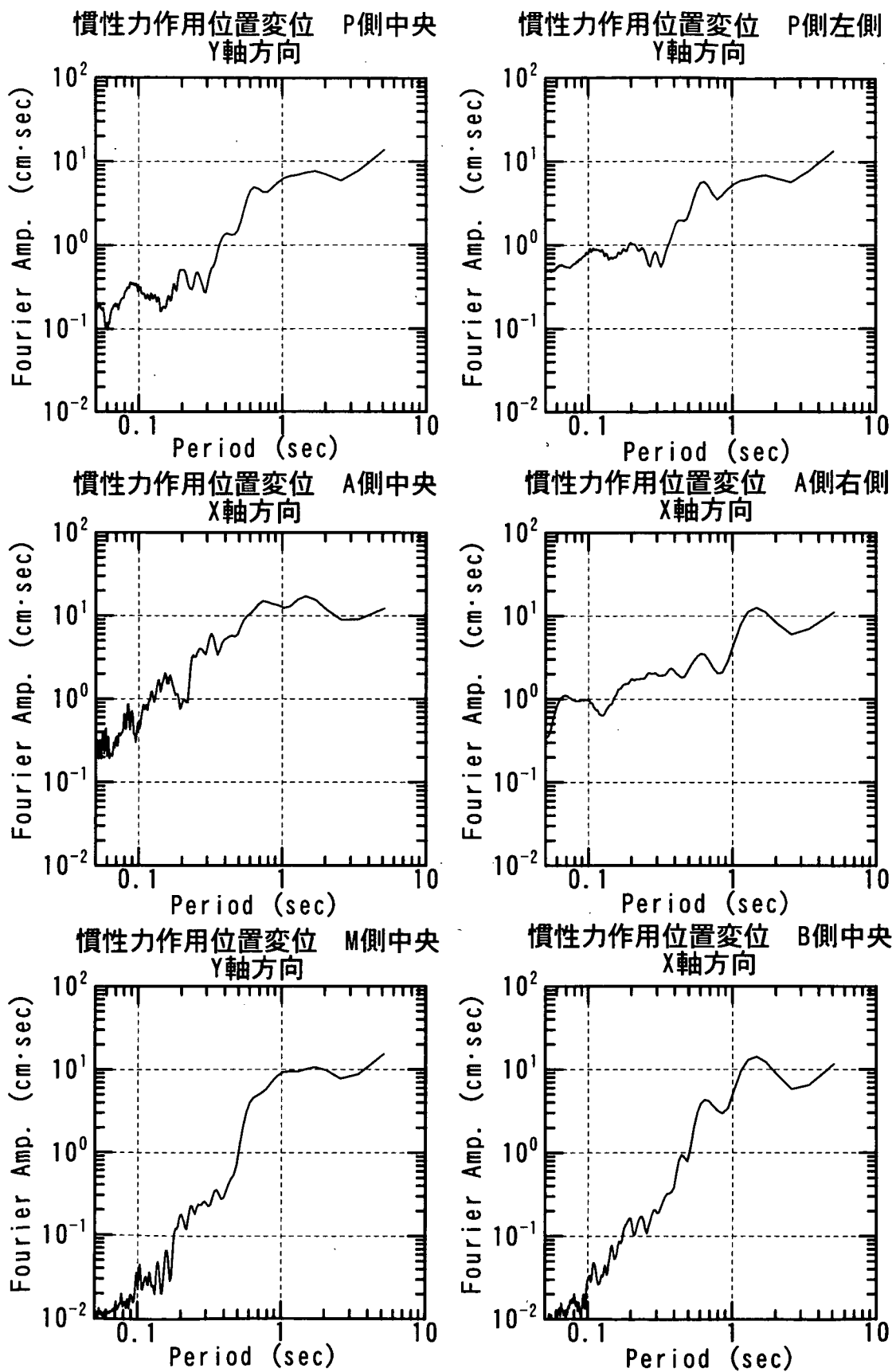
付図-2.1 (5) フーリエ振幅スペクトル (1回目加振)



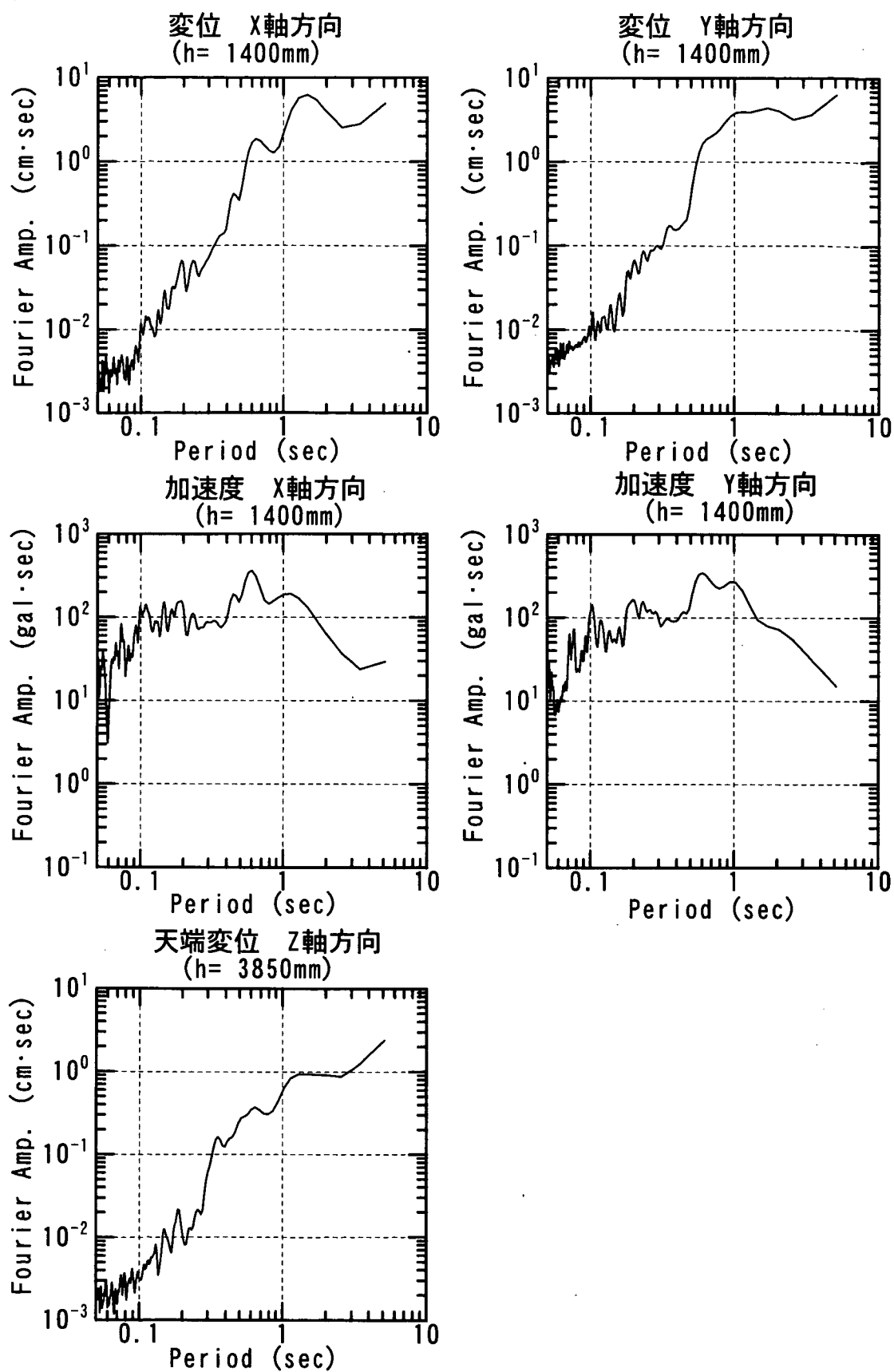
付図-2.2 スペクトル比 (1回目加振)



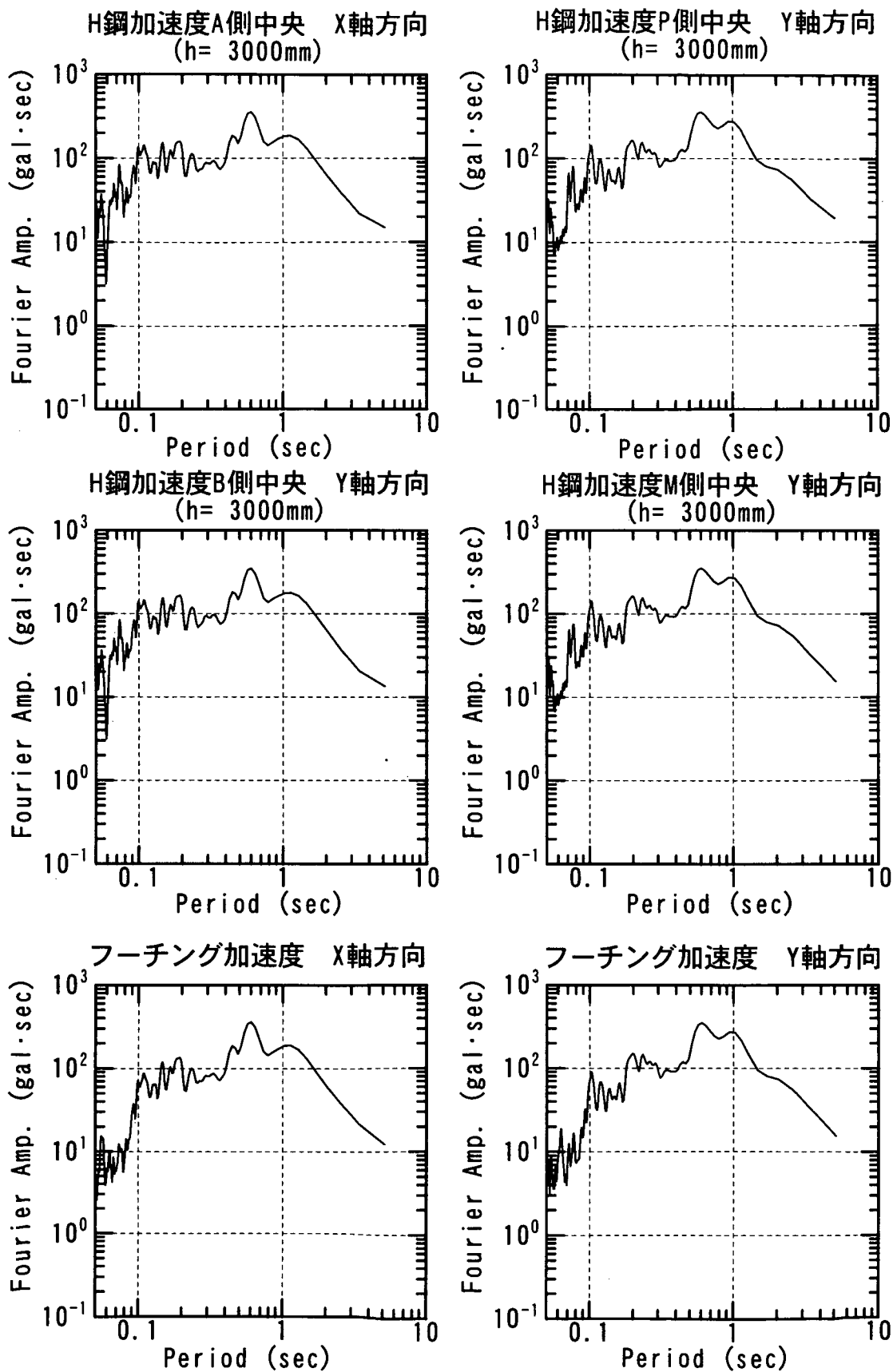
付図-2.3 (1) フーリエ振幅スペクトル (2回目加振)



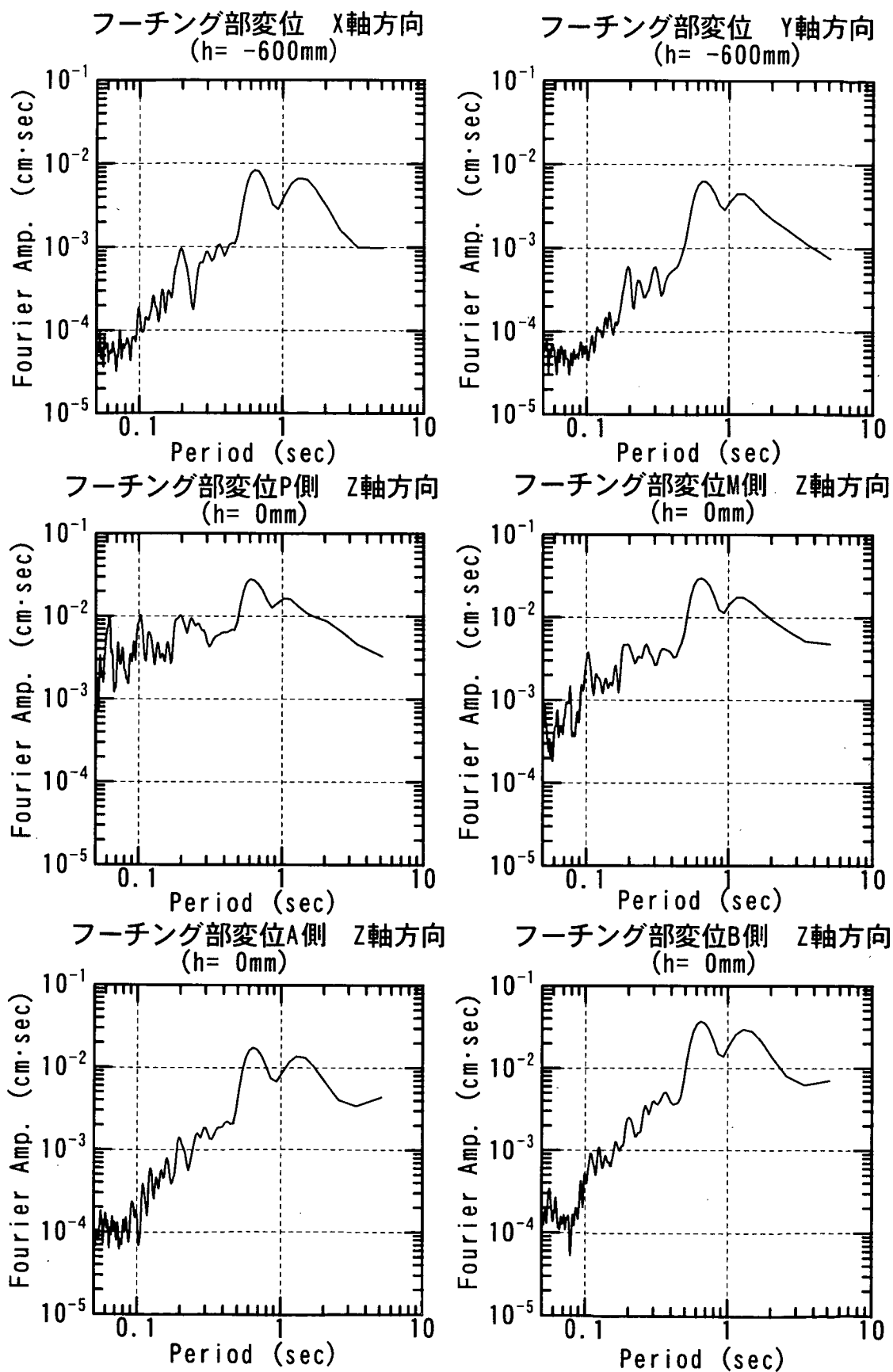
付図-2.3 (2) フーリエ振幅スペクトル (2回目加振)



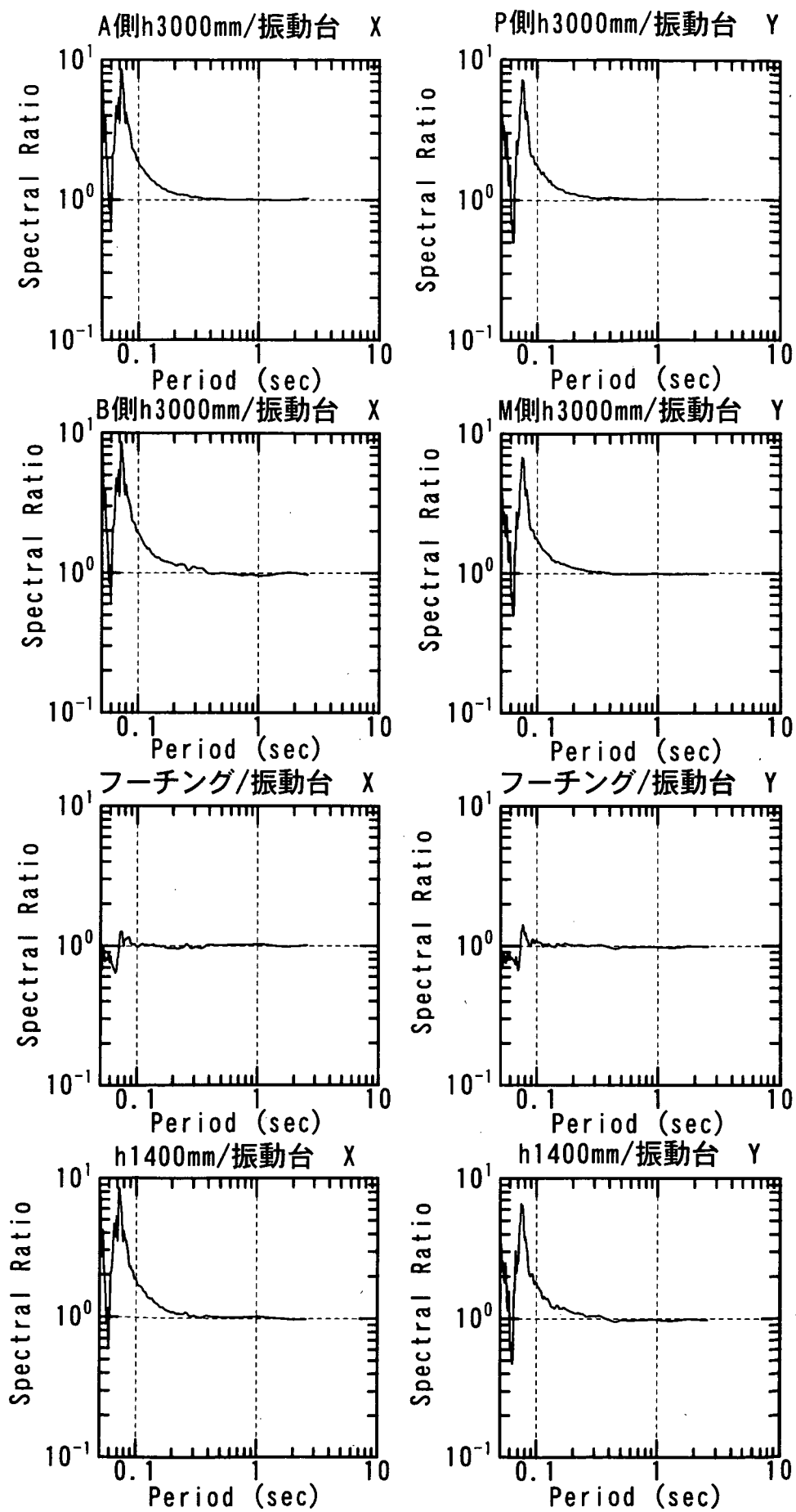
付図-2.3 (3) フーリエ振幅スペクトル (2回目加振)



付図-2.3 (4) フーリエ振幅スペクトル (2回目加振)



付図-2.3 (5) フーリエ振幅スペクトル (2回目加振)



付図-2.4 スペクトル比 (2回目加振)

1 概説

平成8年道路橋示方書¹⁾をはじめとした日本における耐震設計では、通常、慣性力がそれぞれの軸に対して独立に作用するものとしている。しかし、実際の地震動は3次元的な挙動を示すことから、慣性力も複雑に作用し二軸曲げやねじり等が生じる。このような影響は、特に平面的に幾何学的形状が複雑である曲線橋や斜橋の場合に大きいと考えられるが、その程度が十分に解明されていない。よって、この影響を把握し、設計に取り込む必要の有無を含めて検討する必要がある。

多方向入力の影響を考慮した耐震設計は、ISO²⁾や Caltrans³⁾などの基準では既に採用されているが、その内容は、他方向に作用する慣性力の30%を加える、最大値のベクトル和をとるなど設計基準によって異なる。しかし、これらの設定根拠については示されていないことから、多方向入力の影響を検討するには、まず理論的および実験的背景を明確にすることが求められる。

多方向入力を受ける構造物の応答に関する研究は、我が国においても建築構造物の主に中高層建物の隅柱を対象に20年以上前から行われているが、土木構造物を対象とした研究が行われるようになってきたのは、ごく近年になってからである。既往の研究では、変位もしくは荷重を制御した静的載荷実験による応答については解析的検討によりかなり追跡できること⁴⁾、非線形領域に入った際の二軸曲げでは金属の塑性論と似た挙動を示すこと⁵⁾、などが指摘されている。しかし、土木構造物を対象とした事例は少ないことや、変位もしくは荷重を制御した静的実験が多く、より実際の条件に近い動的实验はあまり行われていない⁶⁾。よって、まず、動的实验データの蓄積をし、既往の解析的手法の適用性について検討する必要がある。

本稿では、水平二方向入力を受ける鉄筋コンクリート構造物の動的实验データの蓄積と解析手法の適用性を検討するために、鉄筋コンクリート柱の水平二方向同時加振振動台実験を行い、静的載荷の場合に実験をよく追跡できることが確認されているファイバーモデルによる実験のシミュレーション解析結果について報告する。

2 水平二方向加振振動台実験

2.1 実験供試体

実験供試体は、一方向の正負交番载荷実験結果と比較ができるように耐震チームで基準としている供試体（図-2.1）とほぼ同条件になるように作製した。ただし、载荷（加振）方法が、正負交番载荷実験と振動台実験では異なるため、柱基部での軸力と慣性力作用位置が一致するように供試体を作製した。

柱断面は 600mm 四方の正方形断面であり、コンクリートは設計基準強度 26.5MPa のもの使用し、軸方向鉄筋は D10(SD295A)を 48 本（軸方向鉄筋比 0.95%）、帯鉄筋は D6(SD295A)を 75mm 間隔で配筋している。実験時の各材料強度を表-2.1 に示す。帯鉄筋の定着は 135° フックとし定着長は 60mm である。また、ウエイトの形状の都合上、柱の上端部は横梁（600×1,500×500mm）となっている。柱基部から柱天端までは 2,300mm で、横梁下端までは 1,800mm である。

この上に鋼板のウエイトを載せている。ウエイトは供試体につけた天端耳板および天端版に PC 鋼棒で固定している。柱基部での軸応力が 1.0MPa、柱基部から慣性力作用中心（以下、「慣性力作用位置」とする）までの距離が 3,000mm になるようにウエイト重量を調整した。

以上の供試体およびウエイトを図化したものを図-2.2 に示す。ここで、ウエイトの長辺方向を P 面、M 面、短辺方向を A 面、B 面とし、断面と各面の位置関係および振動台の X 軸、Y 軸を図のように、また、柱軸方向を Z 軸（上方が正）と定義する。

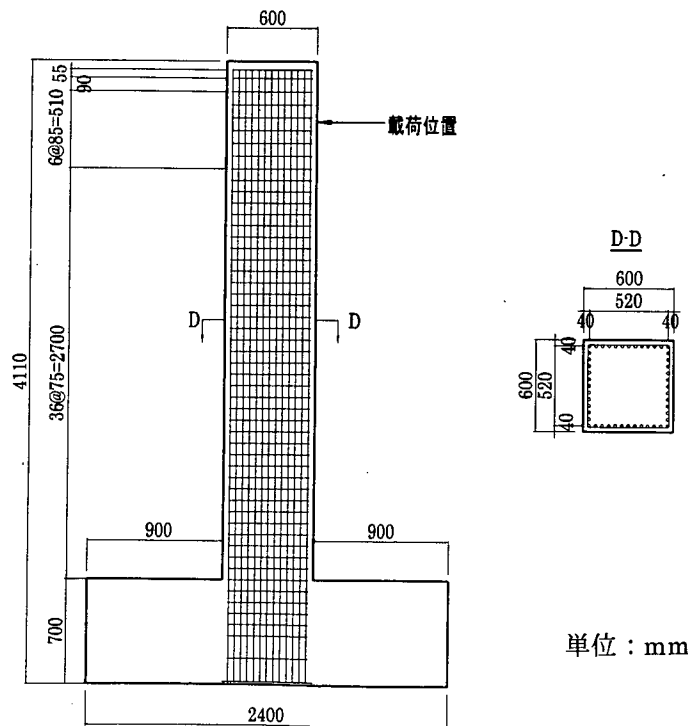


図-2.1 基準供試体図

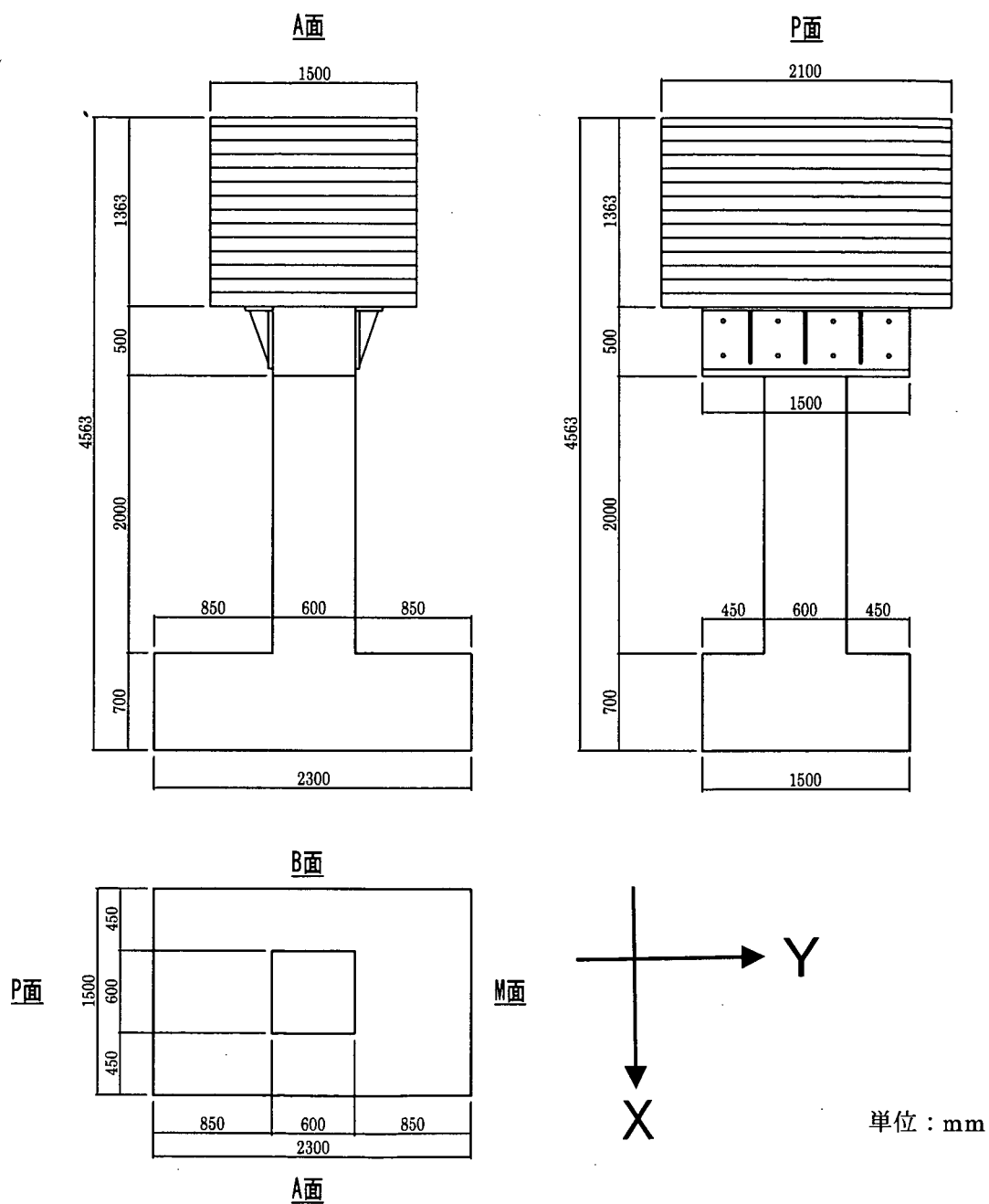


図-2.2 実験供試体とウェイト形状（座標軸は平面図に対するもの）

表-2.1 コンクリート材料試験結果

No.	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン比
1	32.7	3.33	0.19
2	35.2	3.28	0.15
3	34.4	3.19	0.22
平均値	34.1	3.27	0.19

表-2.2 鉄筋材料試験結果

(1)D6 (帯鉄筋)

No.	降伏点 (N/mm ²)	引張り強さ (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)
1	366.7	496.1	1.89
2	343.1	489.1	1.76
3	340.3	456.0	1.90
平均値	350.0	480.4	1.85

(2)D10 (軸方向鉄筋)

No.	降伏点 (N/mm ²)	引張り強さ (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)
1	387.5	515.2	1.82
2	386.4	518.4	1.78
3	377.0	512.4	1.89
平均値	383.6	515.4	1.83

2.2 測定項目とその方法

測定項目は、次のとおりである。

- ①相対変位（慣性力作用位置、柱基部より 1,400mm 位置、軸方向）
- ②加速度（慣性力作用位置、振動台上、フーチング上）
- ③加速度（①の変位計位置）
- ④変位（フーチング）
- ⑤軸方向鉄筋ひずみ

変位計は慣性力作用位置およびウエイト最上部の中央については非接触のレーザー式変位計、その他は作動トランス型変位計を用いた。加速度計はいずれもひずみゲージ式加速度計を用いた。このうちレーザー式変位計は、センサーから離れる方向に 200mm（一部 100mm）、近づく方向に 100mm まで、加速度計は 2G まで測定が可能である。また、柱基部から 1,400mm の高さに設置した作動トランス型変位計は、三次元的な挙動に追従できるように変位計先端に写真-2.1 のような治具を取り付けた。

①および③の変位計、加速度計は、供試体周辺に立てた剛体フレーム上に設置している。剛体フレームは、測定機器の設置の他、供試体およびウエイトの倒壊防護を目的としている。④の加速度計は、剛体フレーム自体が応答し相対変位の基準点が振動台上と異なる場合に補正できるように設置したものである。

慣性力作用位置の変位計は各面中央にそれぞれ 1 箇所設置した。また、ねじれによる回転挙動を追跡できるように、A 面と P 面には、中心から A 面側で 750mm、P 面側で 350mm 離れた位置にも変位計を設置した。軸方向変位測定用の変位計は、残留変位による柱の傾斜や軸力変動を間接的に検討することを目的としたものである。また、②の慣性力作用位置の加速度計は、ウエイト中央部に空間を作り設置した（写真-2.2）。さらに振動台上にも加速度計を設置した。

④のフーチング上の変位計は、フーチングのスウェイ、ロッキングの影響を補正するためのものである。

⑤のひずみゲージは、角部に位置する軸方向鉄筋（4 箇所）に柱基部から高さ 920mm の位置まで貼り付けた。また、MA 角部、PB 角部ではフーチング内 200mm の深さまで、柱基部から高さ 20mm の位置では、各面中央位置にも貼り付けた。

以上の測定計器類設置位置を図-2.3、図-2.4、図-2.5 に示す。

また、サンプリング周波数は 200Hz とした。

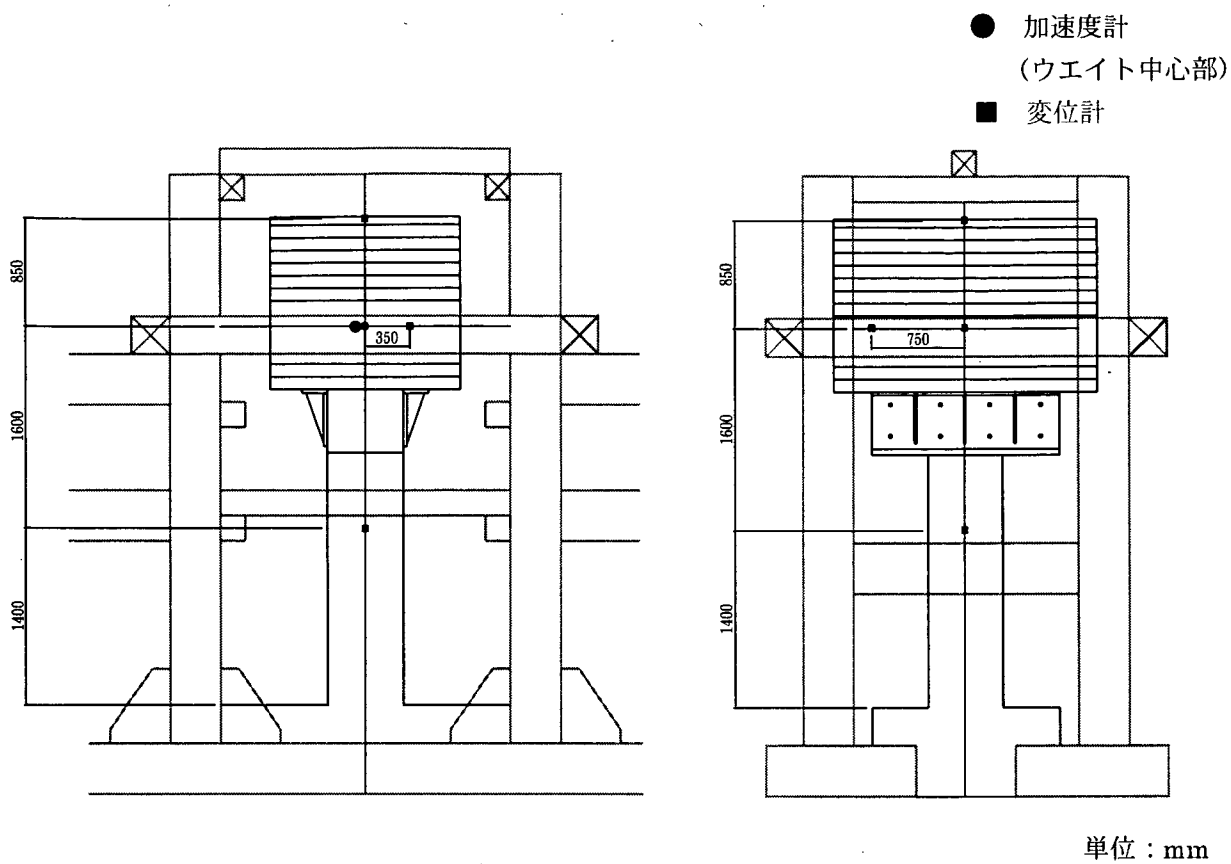


図-2.3 測定計器設置位置(1) (剛体フレーム上)

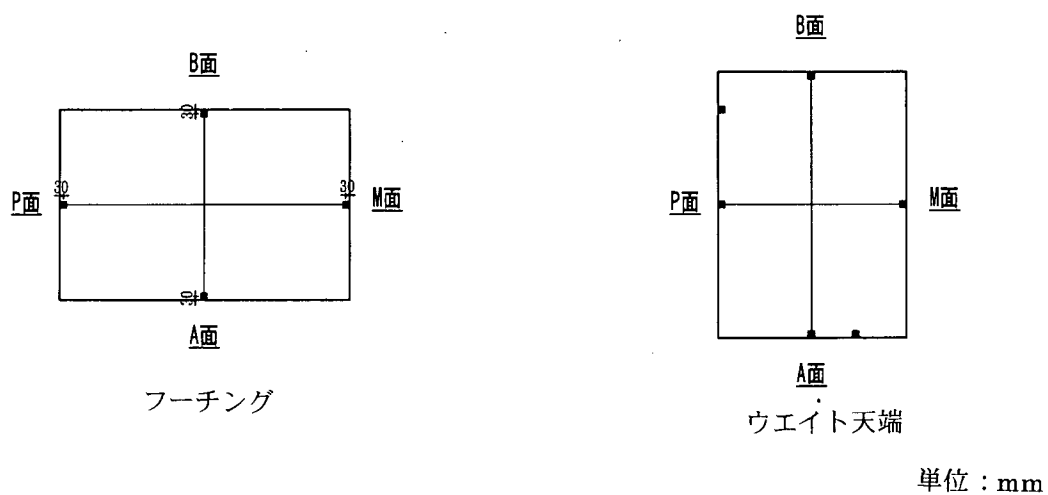
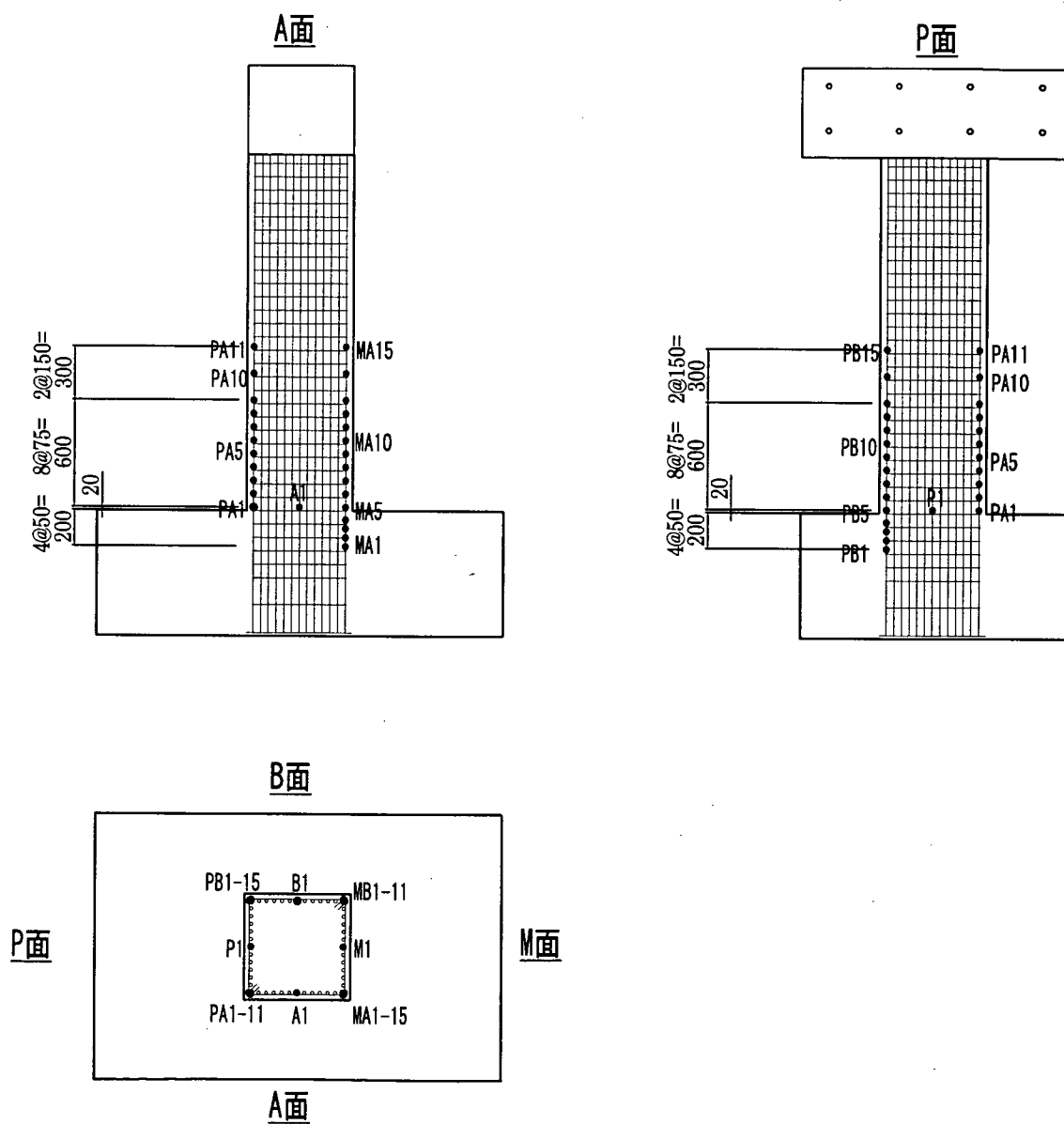


図-2.4 測定計器設置位置(2)



単位：mm

図-2.5 測定計器設置位置(3) (ひずみゲージ)

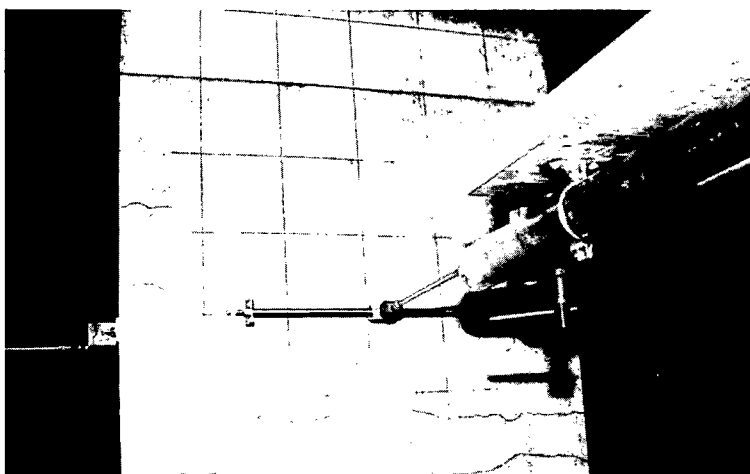


写真-2.1 変位計と治具の設置状況（柱基部から 1,400mm 位置）



写真-2.2 加速度計設置状況（慣性力作用位置）

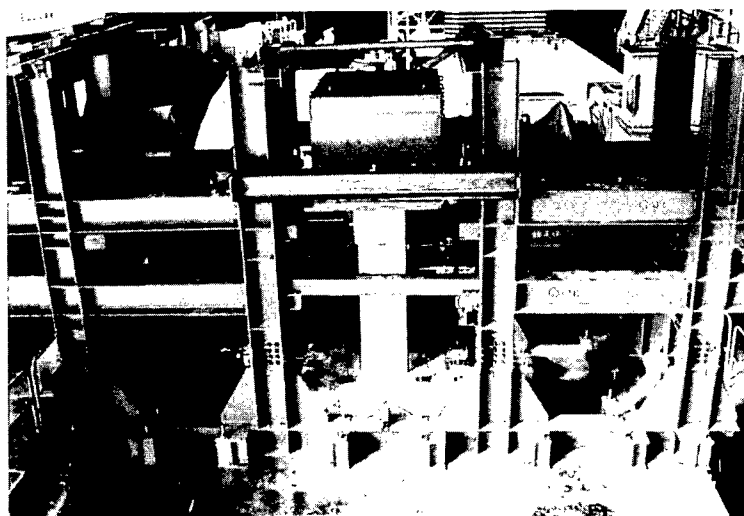


写真-2.3 供試体設置状況

2.3 加振方法

加振は水平二方向同時加振とし、線形領域および非線形領域で挙動することを想定し同一供試体に対して2回行った。

基本入力波は、比較的振幅の大きなパルスが多い1995年兵庫県南部地震の際に観測されたJR西日本鷹取駅波とした。モデルの縮尺がおよそ実物の1/4から1/6程度と想定しているため、時間軸は50%に圧縮し、加速度振幅を調整して所定の挙動が再現できるようにした。ここで、加速度を調整したのは、加速度をそのままとした相似則に従って時間軸を調整すると、特に線形領域加振時の加振時間が非常に短くなり挙動の把握が困難になるためである。加速度振幅は、実験前に行った動的解析結果より、線形領域加振の場合は20%に圧縮し、非線形領域加振の場合はそのままにした。この解析方法は6.に示すとおりである。このNS成分をY軸、EW成分をX軸に入力した。2回目加振時の入力波形を図-2.6に、その加速度応答スペクトルを図-2.7に示す。

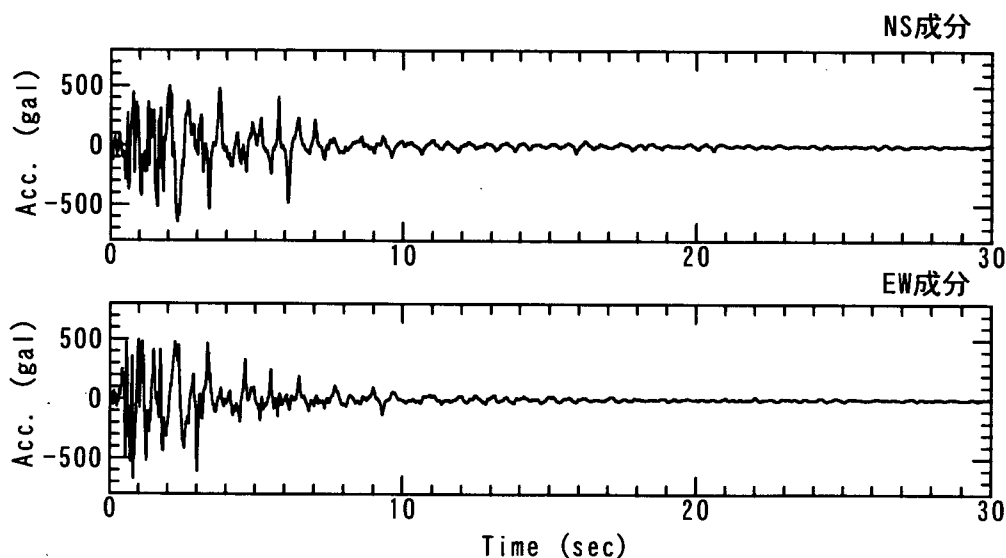


図-2.6 入力波形（2回目加振時）

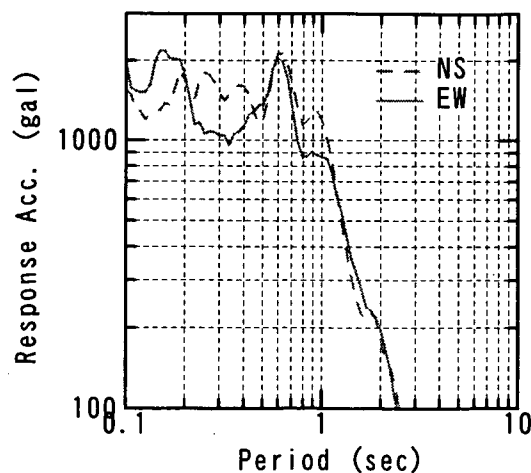


図-2.7 加速度応答スペクトル（2回目加振時 減衰5%）

3 固有振動数の推定

3.1 固有振動数の推定方法

解析モデルの妥当性の検討や非線形化による振動数特性の変化を把握するために固有振動数を求める。ここでは、振動台上に生じている微振動と油圧立ち上げ（立ち下げ）時に生じる衝撃振動を用いて推定した。

1 回目加振前、1 回目および 2 回目の加振後に、数分間微動を観測して慣性力作用位置および振動台上の加速度記録を得た。この時振動台上に生じている加速度は 1、2gal 程度、衝撃振動時は最大 20gal 程度である。まず、定常振動している部分の約 20 秒の区間を 3 本および衝撃振動時を含む約 20 秒間について切り出した。次に、それぞれの波形について、前後 1 秒間に cosine 型テーパウィンドウをかけた後フーリエ変換 (Parzen window 0.2Hz で平滑化) した。さらに、入力波の特性を取り除くための振幅スペクトル比を算出は、①慣性力作用位置の水平動成分を振動台の水平動成分で除したもの (H/H)、②慣性力作用位置において水平動成分を鉛直動成分で除したもの (H/V)、の 2 つについて検討した。①の方法は比較的良好に用いられるが、②の方法については構造物に対して用いられる事例は少ない。これは、もともとは地盤の固有振動数を簡便的に求める方法の 1 つとして用いられるもので、微動レベルでは実体波の水平動と鉛直動は増幅せずほぼ同じ挙動をするという仮定により導入されたのが始まり⁷⁾であるが、最近ではこの比と Rayleigh 波の特性を関連づけた表面波からのアプローチが主流になりつつある。この評価法の利点は、1 点の記録で評価が可能なことであり、理論的検討は別途必要であるものの構造物についても同様に固有振動数の推定が可能であれば、例えば基礎が水中にある橋脚などで有用であると考えられる。

3.2 固有振動数推定結果

以上 2 つの方法で求めたスペクトル比を図-3.1 に示す。各方法について 4 本（微振動 3 本、衝撃振動 1 本）のスペクトル比のピーク値から、矢印で示した半数以上でピークとなっている振動数を基本固有振動数とした。

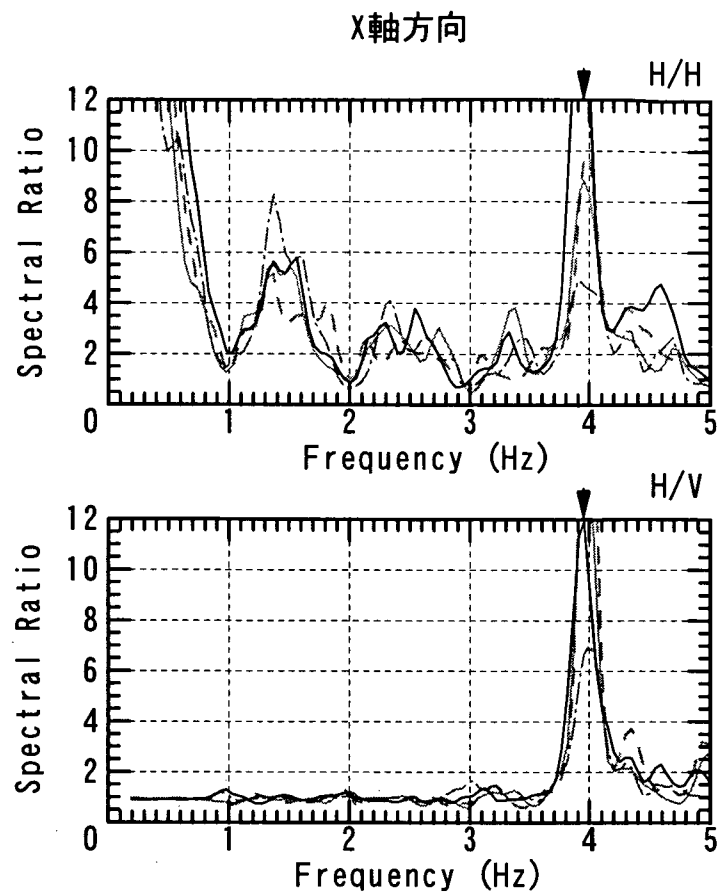
加振前では、X 方向についてはいずれの方法でもほぼ同じ値になっているが、Y 方向ではごく近い振動数にピークが 2 つあり、①の方法では高振動数側、②の方法では低振動数側がそれぞれ大きくなっている。このことから、②の方法では隣接してピークが存在すると固有振動数を特定できない可能性がある。1 回目加振後は、いずれの方法でもほぼ同じ値になっているが、衝撃振動の時に他と異なる応答をしているケースがある。2 回目加振終了後でも同様な傾向がみられ、特に X 方向では衝撃振動時のピークが明瞭でない。衝撃振動のケースが他とあまりよく一致しない理由としては、フーリエ変換が様々な周期成分を含む定常振動を分析することを前提としているためと考えられる。

推定した固有振動数を表-3.1 に示す。1 回目の加振前後ではほとんど変化がないのに対し、2 回目加振終了後には大幅に固有周期が小さくなっている。このことから、1 回目の加振ではほぼ剛性が変化しなかったものの、2 回目では大幅に劣化したことがわかる。全体を単純な 1 質点系と見なすと、2 回目加振後の剛性

は、加振前の2～3割に低減していることになる。

表-3.1 固有振動数推定結果 (単位: Hz)

	加振前	1回目終了後	2回目終了後
X 方向	3.96	3.71	2.00
Y 方向	4.30	4.10	1.86



微振動

— 20s- 40s
 --- 40s- 60s
 - - - 60s- 80s

衝撃振動

— 100s- 120s

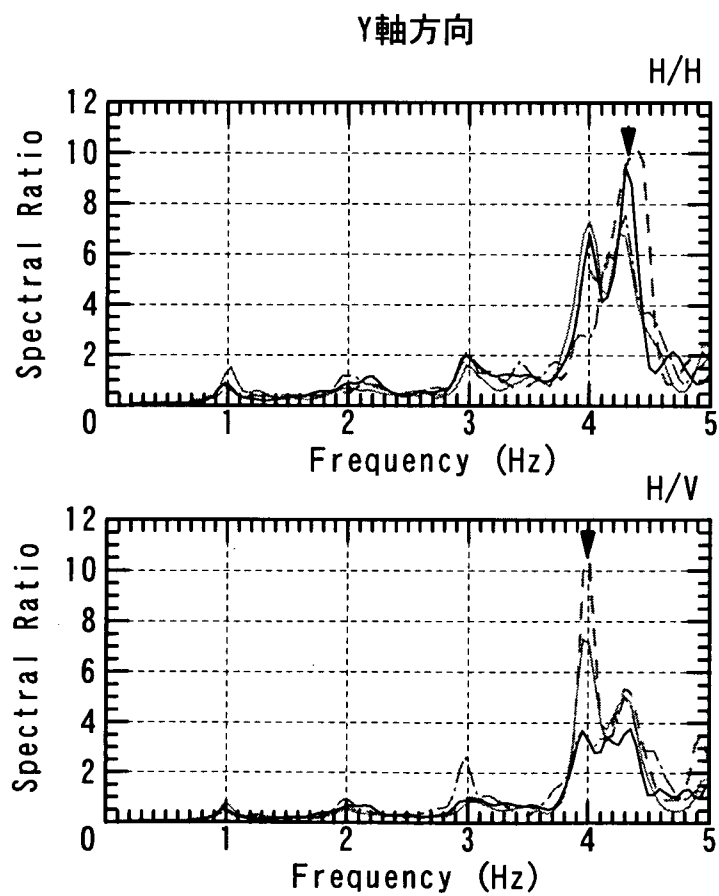


図-3.1(1) スペクトル比 (加振前)

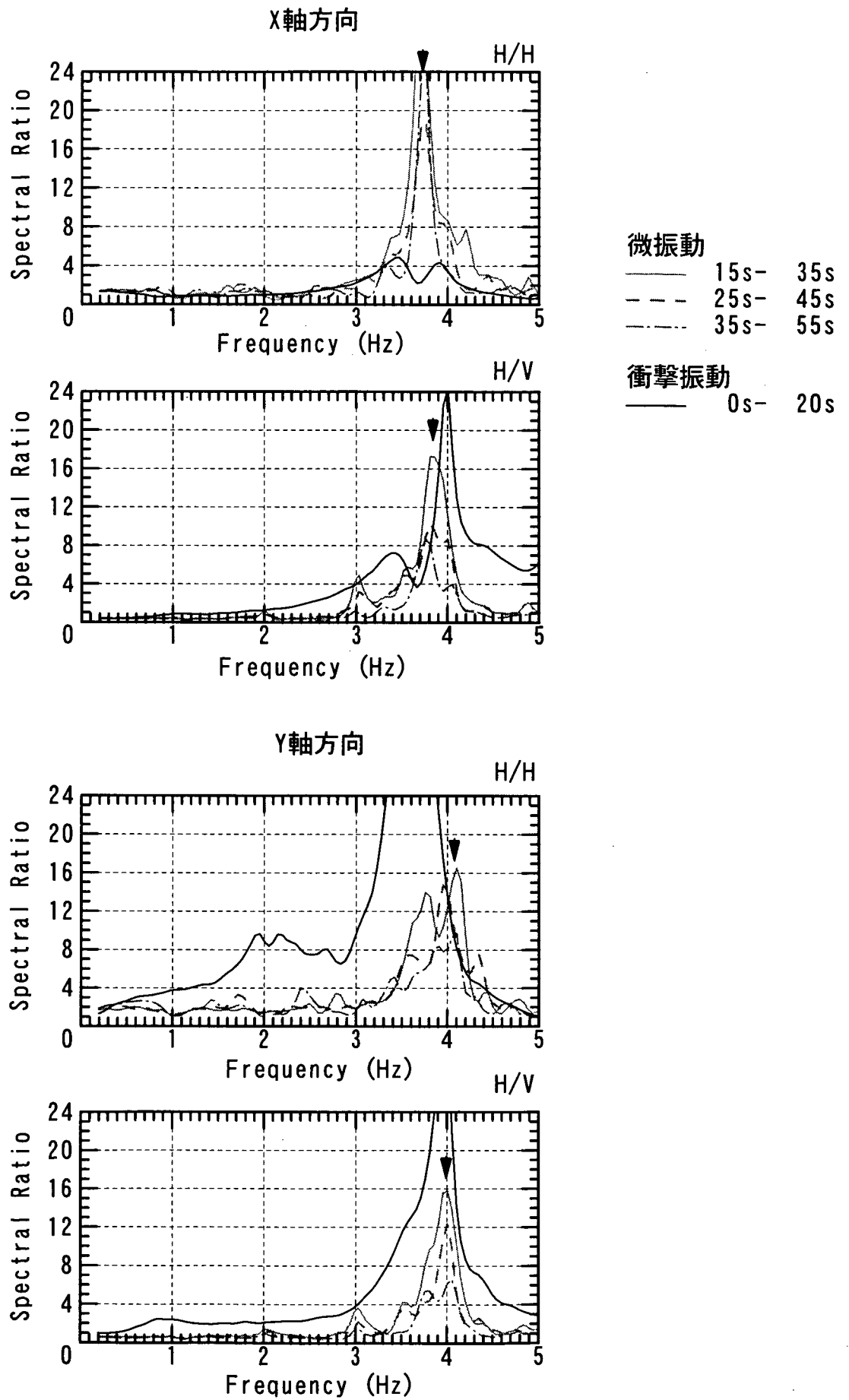
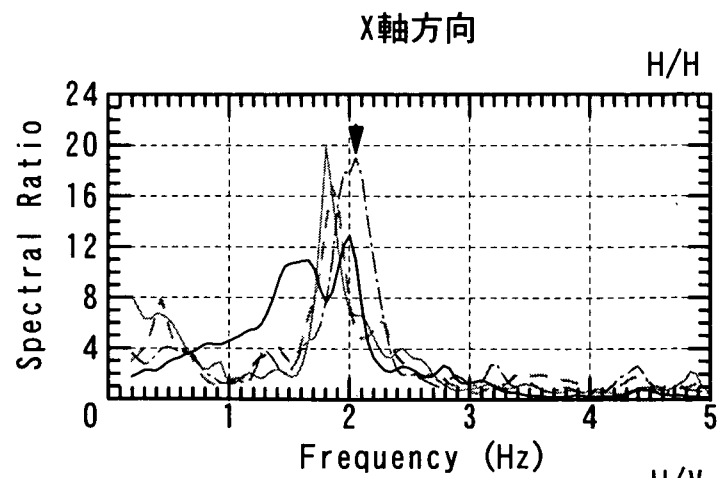
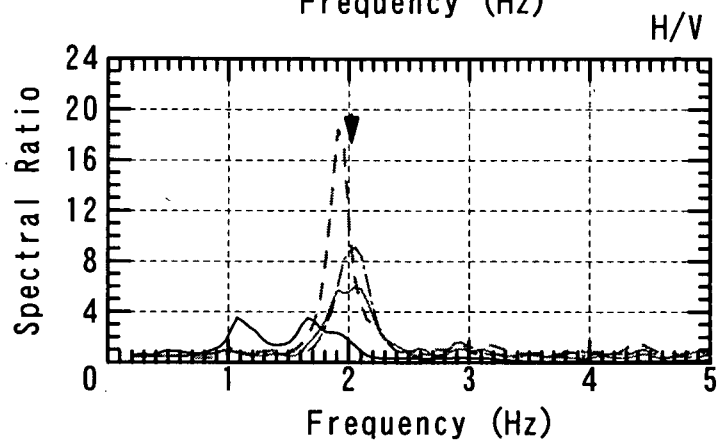


図-3.1(2) スペクトル比 (1回目加振後)



微振動

— 40s- 60s
 --- 60s- 80s
 - · - 80s- 100s



衝撃振動

— 15s- 35s

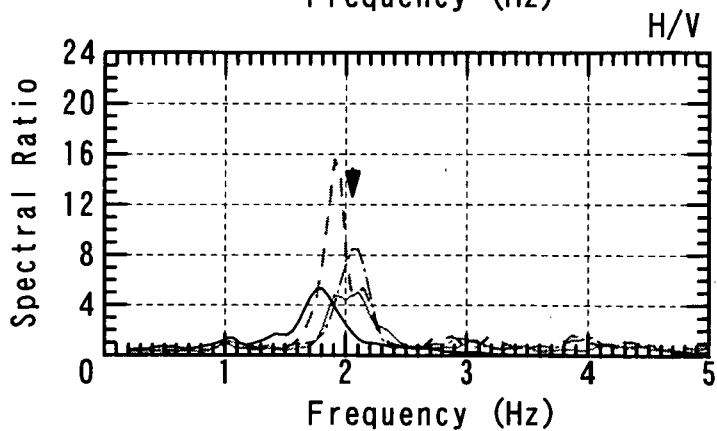
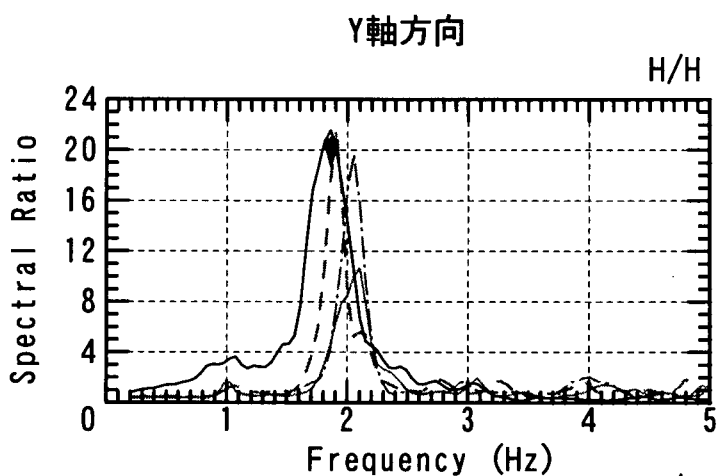


図-3.1(3) スペクトル比 (2回目加振後)

4 データの補正に関する検討

4.1 剛体フレーム上に取り付けられた測定データの補正

前述したように、慣性力作用位置および柱基部より高さ 1,400mm の位置で測定している変位計は、剛体フレーム上に設置している。そのため、剛体フレームが振動台上と異なる挙動をすると正確な相対変位とならない。そこで、3.と同様の方法によりスペクトル比を求め、剛体フレームの挙動を検討する。

同じ種類の測定機器で得られた記録から求めたスペクトルが本来全く異なる挙動を示すべきにも関わらず同一振動数で卓越した振幅を有する場合、電氣的ノイズ等の影響が含まれる可能性があるので、まず振幅スペクトルの形状をみる。振幅スペクトルは主要動部を含む約 10 秒についてフーリエ変換 (Parzen window 0.4Hz で平滑化) して求めた。各測点におけるフーリエ振幅スペクトルを付録に示す。変位計、加速度計とも同一測定機器間に共通したピークや落ち込みは見られないことから、電氣的ノイズ等の影響はほとんどないと考えられる。

これを前提として変位計取り付け位置と振動台上の加速度スペクトル比をとる。いずれの場合も周期 0.1 秒以下のところにピークが現れており、これが剛体フレームの固有振動数と考えられる。このことは、振動台上と剛体フレーム上での時刻歴加速度波形を重ねた結果 (図-4.1) からわかる。しかし、ここで問題になるのは加速度ではなく相対変位であり、加速度から変位に変換する段階でも誤差を生じるので、この段階では補正せず変位を算出してから検討することにした。

変位は、変位計取り付け位置と振動台上の加速度を 2 回フーリエ積分して算出した。そのままフーリエ積分を行うと長周期成分が極端に大きくなるので、ここでは周期 4~5 秒にかけて cosine 型テーパーを有するハイパスフィルターをかけた。この結果を図-4.2 に示す。X 方向成分、Y 方向成分とも振動台上と剛体フレーム上の絶対変位はほぼ同じである。これは加速度から変位にすることで、短周期成分の影響が減少するためである。このことから、補正をするほど剛体フレーム自体が応答しているとはいえないので、ここでの補正は行わないこととした。

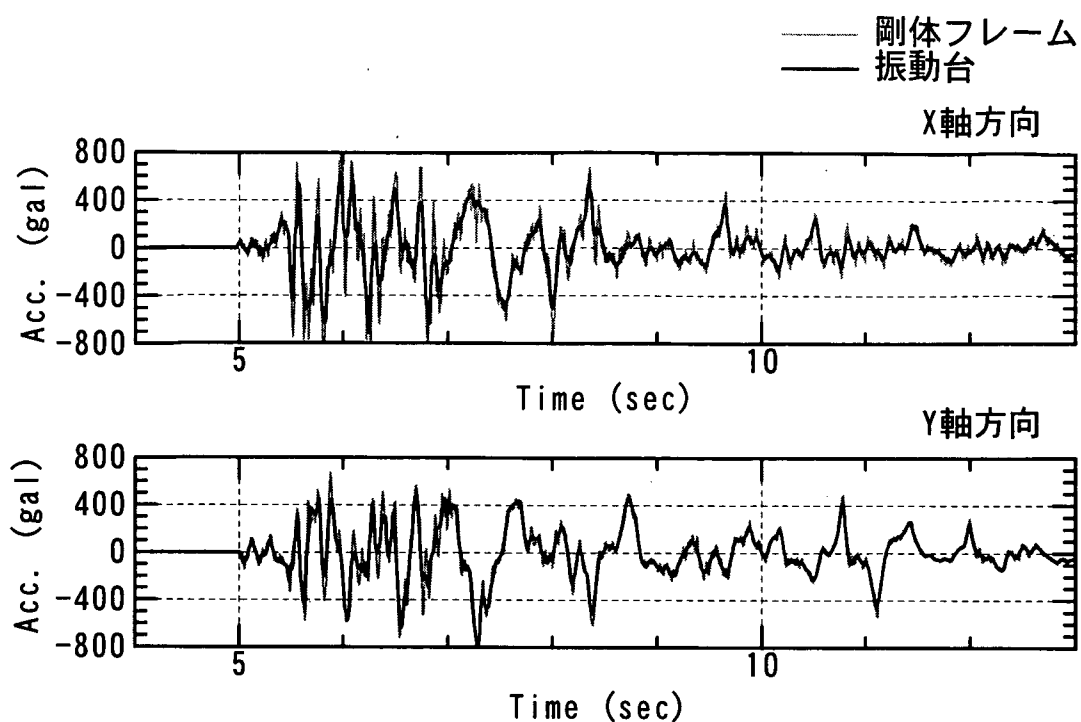


図-4.1 振動台上と剛体フレーム上の加速度波形の比較

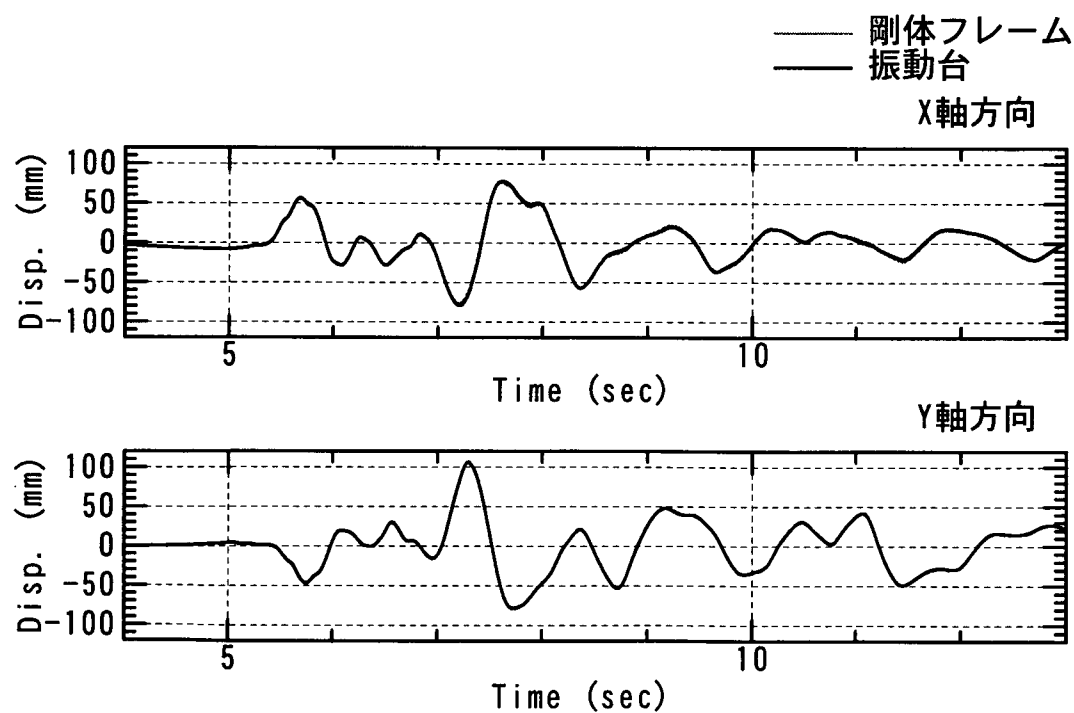


図-4.2 振動台上と剛体フレーム上の変位波形の比較

4.2 フーチングの挙動による補正

柱はフーチングを介して PC 鋼棒で振動台上に固定しているが、この際の締め付けの程度によってはスウェーロッキング(図-4.3) 挙動することが考えられる。そこでフーチング上面および側面で変位を測定し、これからスウェーロッキングの影響を検討した。

スウェーは、ロッキングの影響もあることから本来同一面に対して複数点で測定するのが望ましいが、本実験では各方向一点しか測定していないのでフーチングの水平変位をそのままスウェーとみなす。加振 2 回目におけるフーチングの水平変位時刻歴波形を図-4.4 に示す。変位は最大でも 0.1mm と小さい。

ロッキングは、フーチングの上面二点(図-4.3 の矢印)における鉛直変位の差 d と変位計間距離 L から回転角 θ を求め、全体が剛体として挙動するとして慣性力作用位置での変位量を算定する。回転角 θ は、フーチング下部の角を中心に回転するものとする、

$$\tan \theta = d/L \quad (4.1)$$

となる。影響が大きい加振 2 回目について、式 (4.1) から求めた回転角とフーチング下端から慣性力作用位置までの距離をかけて慣性力作用位置でのロッキングによる変位を算出した結果を図-4.5 に示す。最大回転角は 0.03° であり慣性力作用位置での最大変位量は 2mm 程度である。これは同位置における最大相対変位の 1%程度に過ぎない。

以上より、スウェー、ロッキングとも影響が小さいことから補正は行わないこととした。

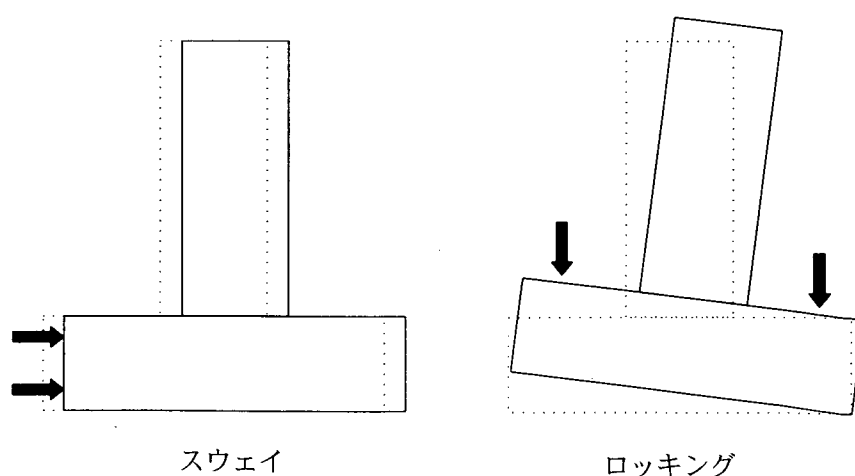


図-4.3 スウェーとロッキング

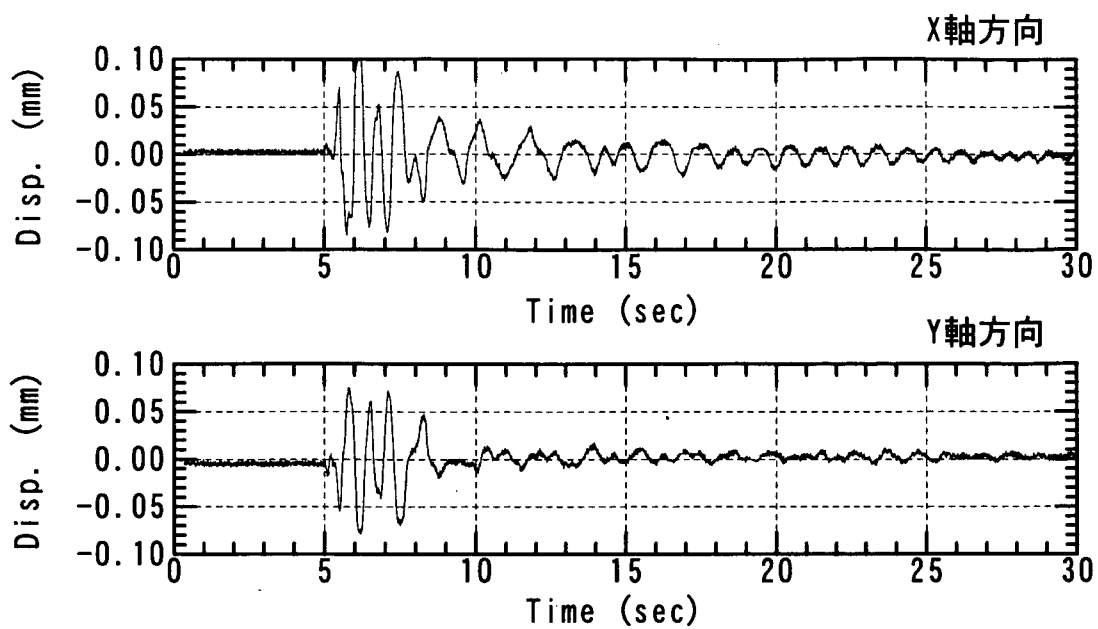


図-4.4 スウェイによる変位 (2回目加振)

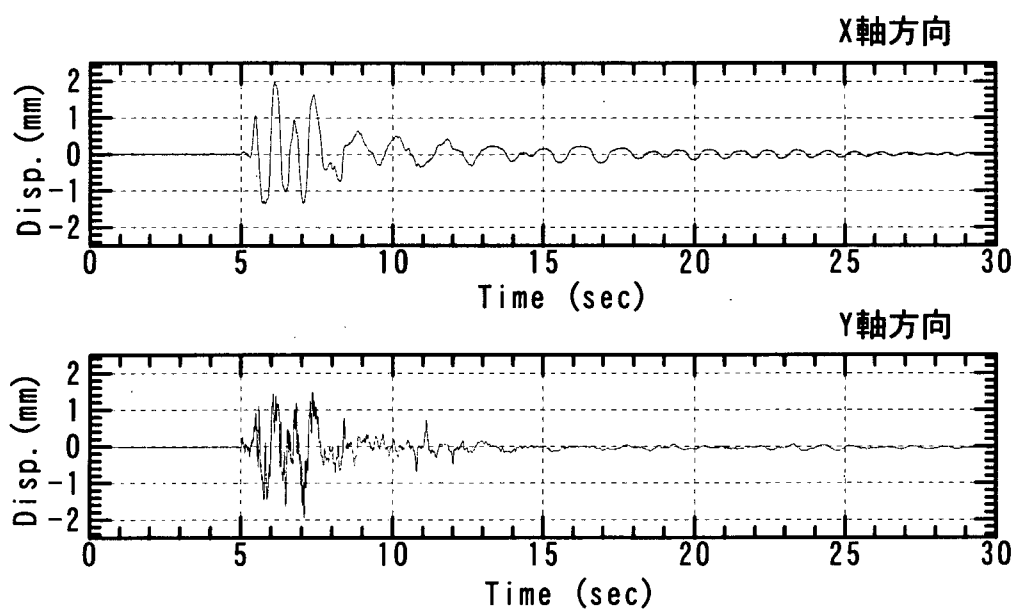


図-4.5 ロッキングによる慣性力作用位置における変位 (2回目加振)

5 実験結果

5.1 損傷の進展状況

ここでは損傷の進展状況を述べる。1 回目の加振前後ではコンクリートのクラック等の損傷は目視により確認できなかった。しかし、5.2 で示す慣性力作用位置に生じた加速度や加速度－変位曲線から判断すると、ループ形状を描いていることから実際はごく微小なクラックが発生していたと考えられる。また、クラック発生時期は、加速度－変位曲線の形状から7秒付近であると推測される。

2 回目加振後の最終損傷状況(図-5.1、写真-5.1～5.7)は、次のとおりである(長さは柱基部からの高さ)。

A 面

- ・300mm までかぶりコンクリート剥落。ただし 75mm までは剥落が少なく内部の鉄筋は見えない。
- ・375mm までコンクリート剥離。
- ・MA 角部 440mm まで角部から 120mm ぐらい内側の領域で剥離。
- ・PA 角部 600mm を頂点として、400mm で角部から 50mm の幅となる三角形状に剥離。ここから最初の破壊が始まった。
- ・600、750、900mm で断面を横断するヘアクラック(クラック幅は最大の 600mm の位置で 0.15mm 程度) 1300mm まではほぼ等間隔に水平クラックあり。
- ・コアコンクリートは 200mm の位置に水平クラックあり。
- ・軸方向鉄筋は 75～400mm の範囲で座屈。75mm より下もかぶりコンクリートが若干浮き上がっていることから座屈していると考えられる。M 面側の方が座屈鉄筋の曲率大、中央部は比較的緩やか。
- ・MA 角部の 150mm に位置する帯鉄筋のフックがはずれた。

P 面

- ・100～300mm かぶりコンクリート剥落。100mm より下および 300～375mm 剥離。
- ・520、600、675、750、830、1,150、1,270mm 付近水平クラック横断。
- ・900mm 付近やや斜めに水平クラック横断。
- ・コアコンクリートの破壊は剥落している高さで顕著、A 面同様 200mm のひびわれも見られた。
- ・鉄筋は 300mm まで座屈。
- ・B 面寄り 4～5 本は帯鉄筋 1 区間分(375mm 位置まで)座屈範囲が長い。
逆に A 面寄りの方が局所的に座屈。
- ・PB 角部 225mm に位置する帯鉄筋のフック(フック長 60mm)がはずれた。

B 面

- ・75～300mm かぶりコンクリート剥落。300～375mm もコンクリートがぶら下がっているだけの状態で

420mm まで剥離。ただし、M 面側幅 200mm ほどは 375mm まで鉄筋が見え、470mm までかぶりコンクリートの一部が剥落した。

- ・600、675、750、825、1,250mm は水平クラック横断（クラック幅は最大の 600mm 位置で 0.15mm 程度）
- ・コアコンクリートは 200mm 位置に水平クラックがあり、角部に近いほど内部まで破壊した。
- ・鉄筋は PB、MB 角部とも 300mm まで座屈しており、中央部は帯鉄筋 1 区間分長い。
- ・鉄筋は 225mm 付近を中心に座屈しており、軸方向鉄筋の節が擦れている（他の断面も同様な部分があるものの、特に MB 角部を中心として擦れ方が大きい）。

M 面

- ・75～300mm でかぶりコンクリート剥落。300～380mm でコンクリート剥離。
- ・75mm まではかぶりコンクリートの剥落小。
- ・MB 角部 380mm まで剥落しており端部から幅 20mm ほどは 400mm まで剥落。
- ・B 面から A 面に向かい剥落高さが小さくなる傾向あり。
- ・MA 角部は端部から幅 90mm ほどで 400mm まで剥落。
- ・600、1,120、1,350、1,450mm 水平ヘアクラック横断。
- ・840、900mm にも長めの水平ヘアクラックあり。
- 200mm 付近コアコンクリート水平クラック横断。
- ・MB 角部の軸方向鉄筋は角外側方向へ座屈しており、曲率は 150～225mm で最大（局部座屈による鉄筋の曲率は全軸方向鉄筋中最大）。
- ・他の軸方向鉄筋もこの高さ付近を中心に 75～375mm で座屈。
- ・一部、軸方向鉄筋と帯鉄筋の定着ワイヤが切れている。

A 面および P 面の基部付近はビデオ撮影を行ったので、時刻歴での損傷の進展状況を記す。

- ・大振幅 1 波目（6 秒付近）

特に変状なし

- ・大振幅 2 波目以降（7 秒付近 最大相対変位時）

MB 角部方向へ振れた際、PA 角部が 450mm 程度まで縦に剥離。

PA 角部方向へ戻る際に PA 角部剥離。この時 MB 角部も剥離。

この後、PB 角部付近から PA 角部に向けて 250mm 位置に大きな水平クラック発生。M 面側にも水平クラックが発生し、全周面の剥離、剥落が生じた。

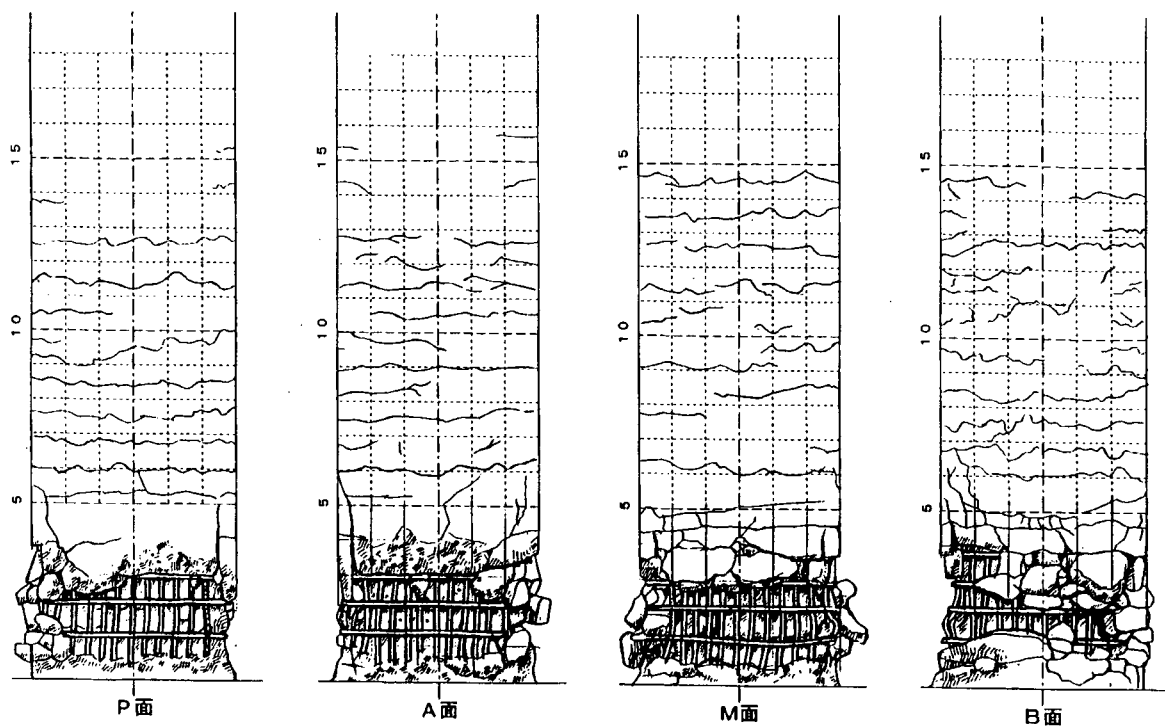


図-5.1 最終損傷図

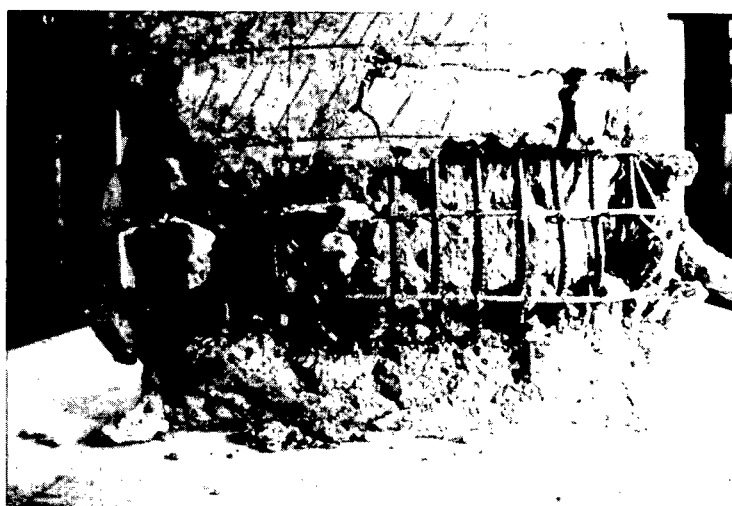


写真-5.1 最終損傷状況 (M面)

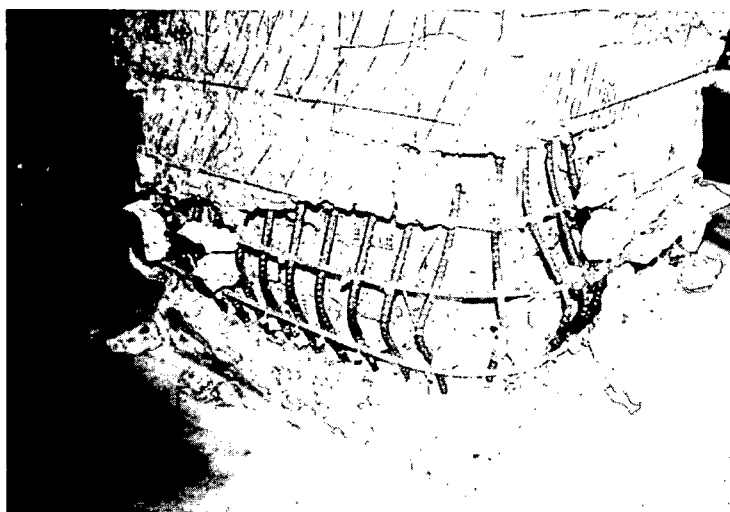


写真-5.2 最終損傷状況 (MB 角部)

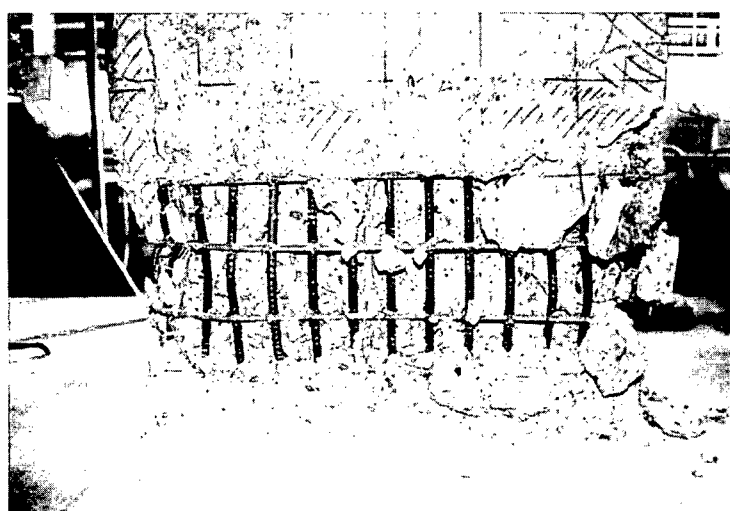


写真-5.3 最終損傷状況 (A 面)

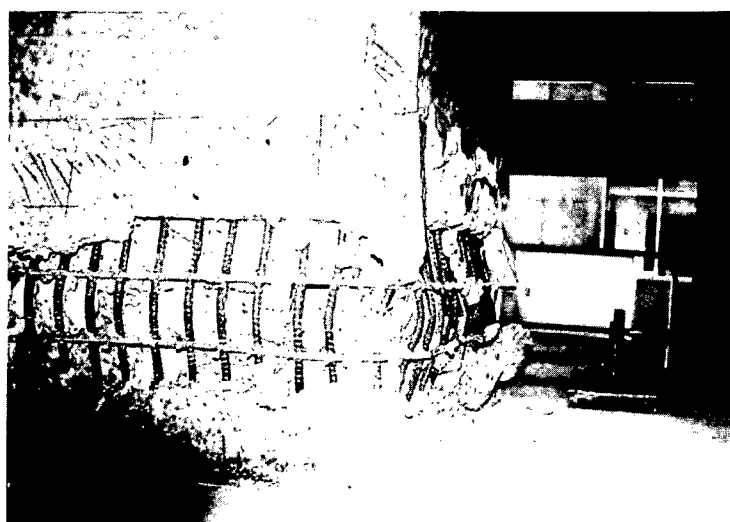


写真-5.4 最終損傷状況 (PA 角)

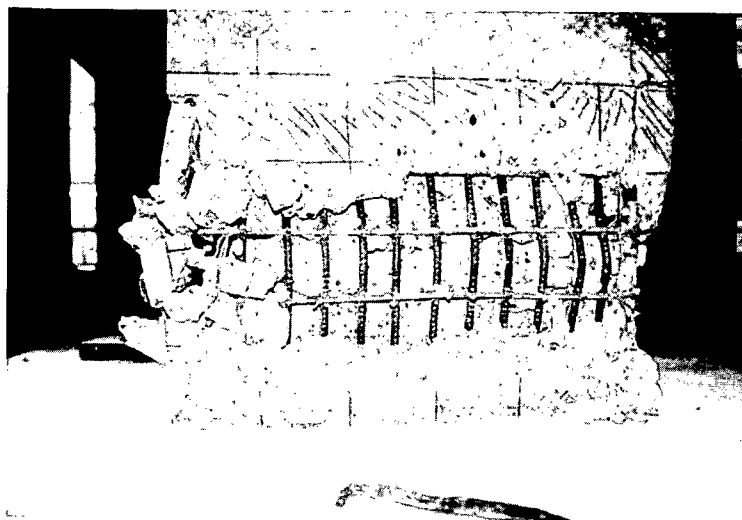


写真-5.5 最終損傷状況 (P面)



写真-5.6 最終損傷状況 (PB角)



写真-5.7 最終損傷状況 (B面)

5.2 慣性力作用位置における加速度－変位関係

慣性力作用位置における加速度、変位の時刻歴波形を図-5.2、加速度－変位曲線を図-5.3に示す。ここで、時刻歴波形は、主要動が5秒から始まるように描いている。また、加速度－変位曲線は、正負交番載荷実験における荷重－変位曲線に対応するものとして示している。

(1)1回目加振結果

慣性力作用位置での供試体の最大加速度は、X方向 220gal、Y方向 290gal 程度であった。また、最大変位は、X方向 6.3mm、Y方向 8.1mm であり、その時刻は加速度が最大となる時刻と対応している。加速度、変位のいずれの波形においても、入力波形に見られるような短周期成分はなく、ほぼ同一周期で振動している。また、変位波形は加振終了後には加振前の基線に戻っており残留変位は生じていない。

加速度－変位曲線は、X方向、Y方向ともほぼ直線を描いているが若干ループ形状になっている。ループになり始めるのは7秒付近からであり、加速度および変位が最大となる時刻にほぼ対応している。

(2)2回目加振結果

慣性力作用位置での供試体の最大加速度は、X方向 440gal、Y方向 410gal 程度であり、いずれも振動台上の最大加速度よりも小さい。また、加速度が最大となる時刻は、Y方向では1回目加振時とほぼ同じであるが、X方向では1秒程度早くなっている。ただし、1回目加振時の最大ピークであるX方向の7秒付近にも大きな振幅は存在している。また、最大変位は、X方向 140mm、Y方向 200mm で、この時刻は7.5～7.6秒と加速度のピークよりは若干遅くなっている。加速度、変位共に7秒付近から周期が長くなっている。また、残留変位も両方向ともそれぞれ 10mm 程生じている。最終状態から残留変位による傾斜を推定するとPA角方向に 0.3° 傾斜（変位量 14mm）している。これは、慣性力作用位置における柱高さ比で 0.47%にあたり、道路橋示方書での許容値(1%)よりも小さくなっている。

加速度－変位曲線では、変位が 10mm より大きくなるあたりから明確なループ形状となっており、最大変位となる大きなループを描いた後は、傾きが小さなループとなっており剛性が大きく劣化している。

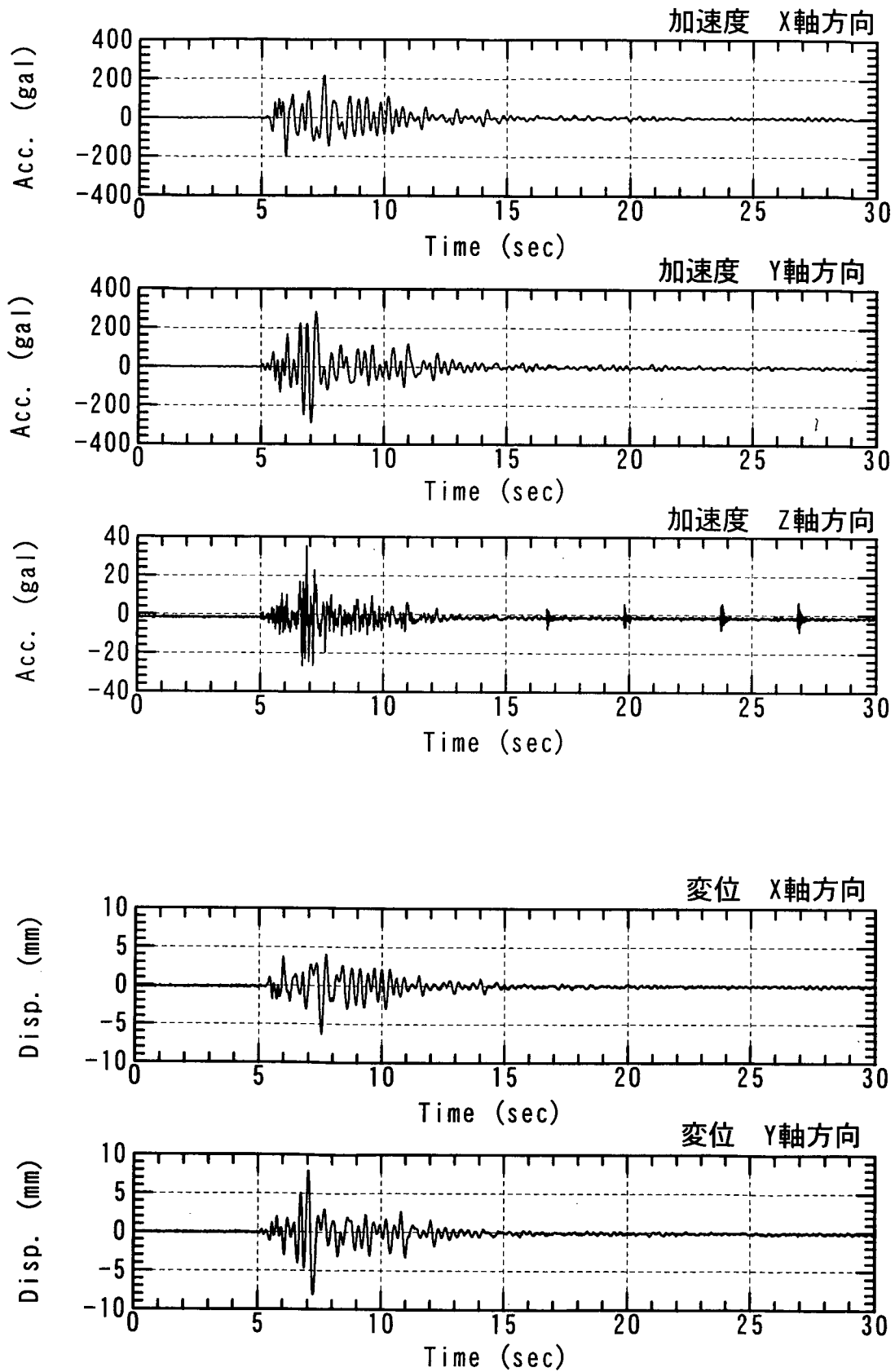


図-5.2(1) 慣性力作用位置における加速度および変位波形 (1回目加振)

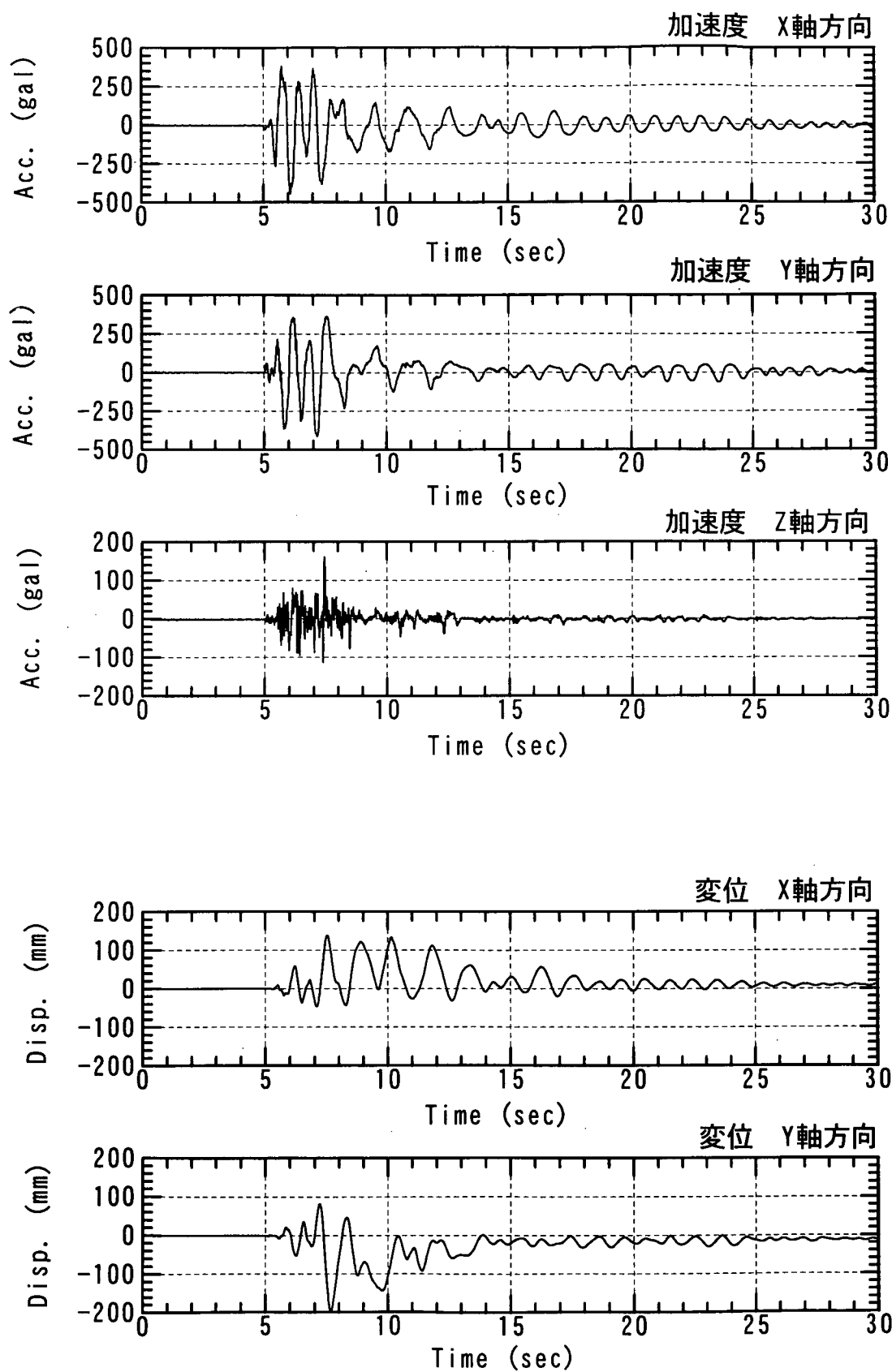
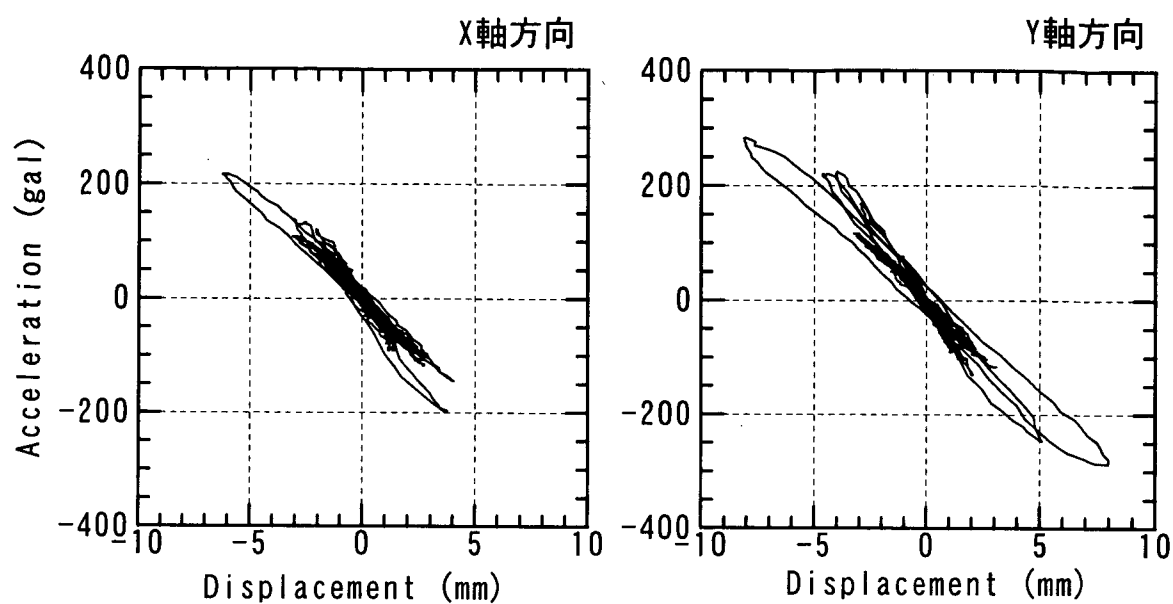
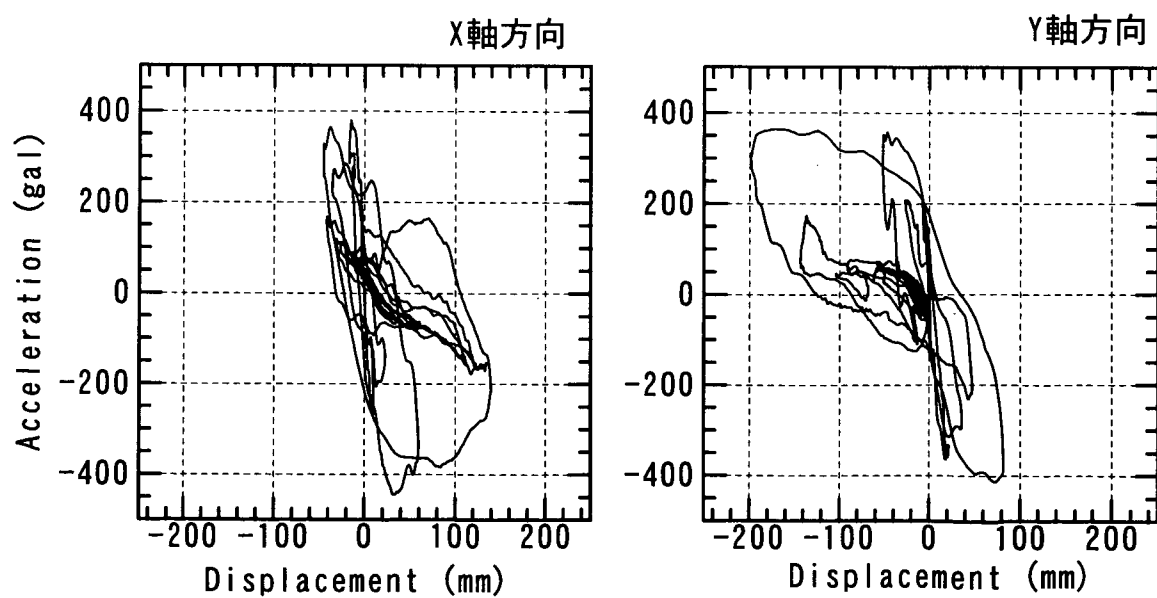


図-5.2(2) 慣性力作用位置における加速度および変位波形 (2回目加振)



1 回目加振



2 回目加振

図-5.3 慣性力作用位置における加速度－変位関係

5.3 加速度、変位軌跡および合加速度－合変位関係

二方向加振の影響を検討する方法は、検討事例が少なく統一的な評価手法は確立されていない。そこで、慣性力作用位置における加速度および相対変位の軌跡と合加速度－合変位関係により評価することとした。

ここで、合加速度および合変位は同時刻における主軸別振幅の二乗平方和で定義する。

加速度および変位軌跡を図-5.4、これを時間毎に区切って振動台加速度と慣性力作用位置加速度軌跡および慣性力作用位置での加速度と変位軌跡を図-5.5、合加速度－合変位関係を図-5.6に示す。

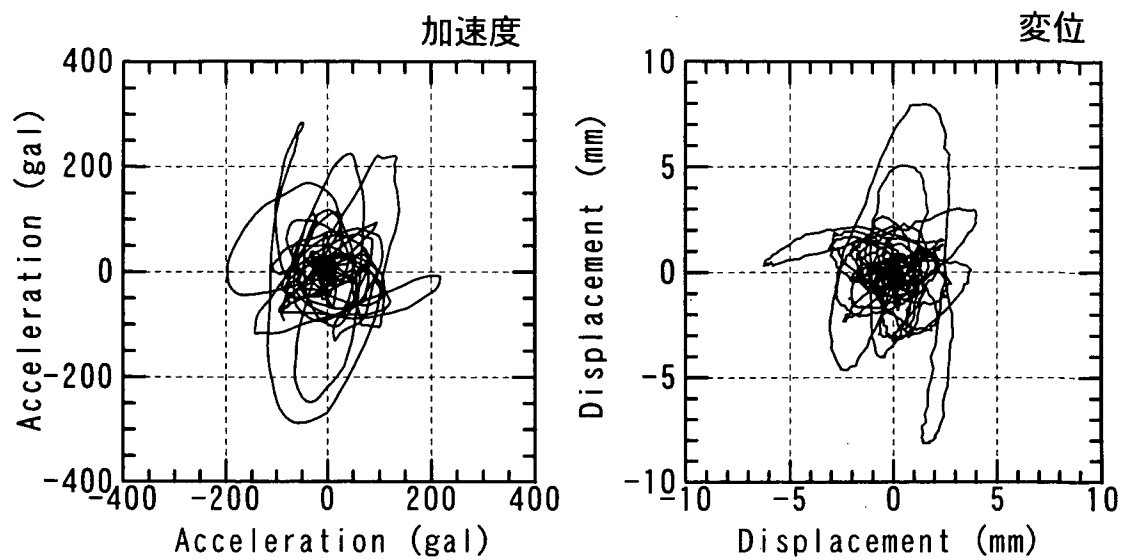
(1)1回目加振結果

慣性力作用位置における加速度、変位軌跡は、ほぼ同一の挙動を示した。また、合加速度－合変位関係は、6.0～8.0秒にかけてややループを描き、その前後で傾き（剛性）が若干異なっているが、ほとんど同一の傾きを有する直線上で挙動していることから、柱部材全体系としてもほぼ線形挙動をしているとみなせることがわかる。

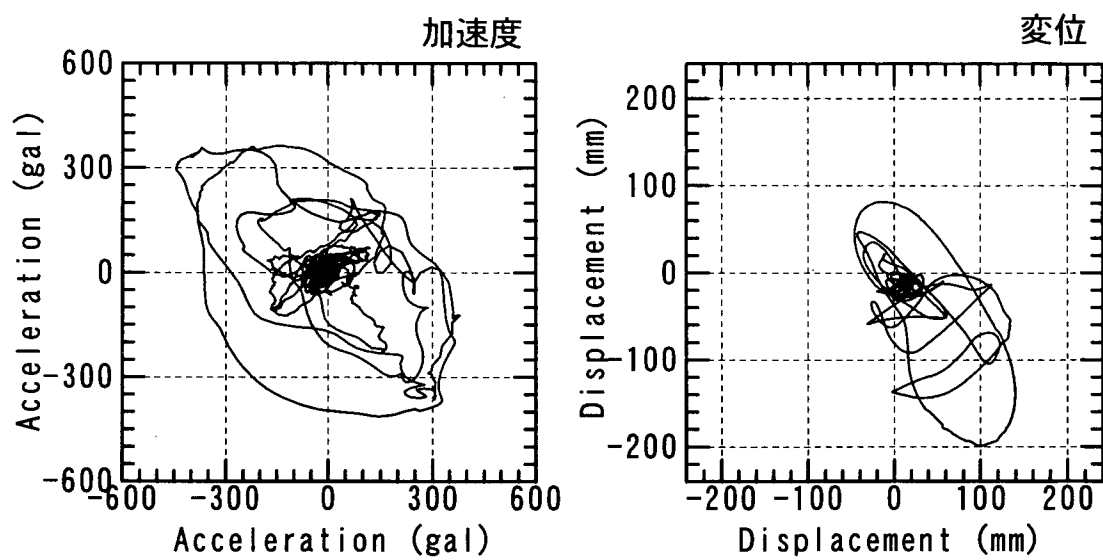
(2)2回目加振結果

特に7.0～8.0秒では、変位と加速度の軌跡の作用方向が異なる挙動をしている。7秒過ぎからはそれ以前の応答加速度に対して明らかに大きな応答相対変位を示している。また、振動台加速度に比べて、慣性力作用位置における加速度が全体的に小さくなっている。

合加速度－合変位関係は、6秒までは傾きが大きな直線上を挙動しているが、合変位が20mmを越えるあたりから、合加速度に対して合変位の増分が大きくなっている。その後、最大変位となる時刻にむけて急激に合変位が増加し、ピークを過ぎると傾きが小さくなっている。このことから、最大変位時に急激に柱部材全体系の剛性劣化が進んだと考えられる。



1回目加振



2回目加振

図-5.4 慣性力作用位置における加速度および変位軌跡

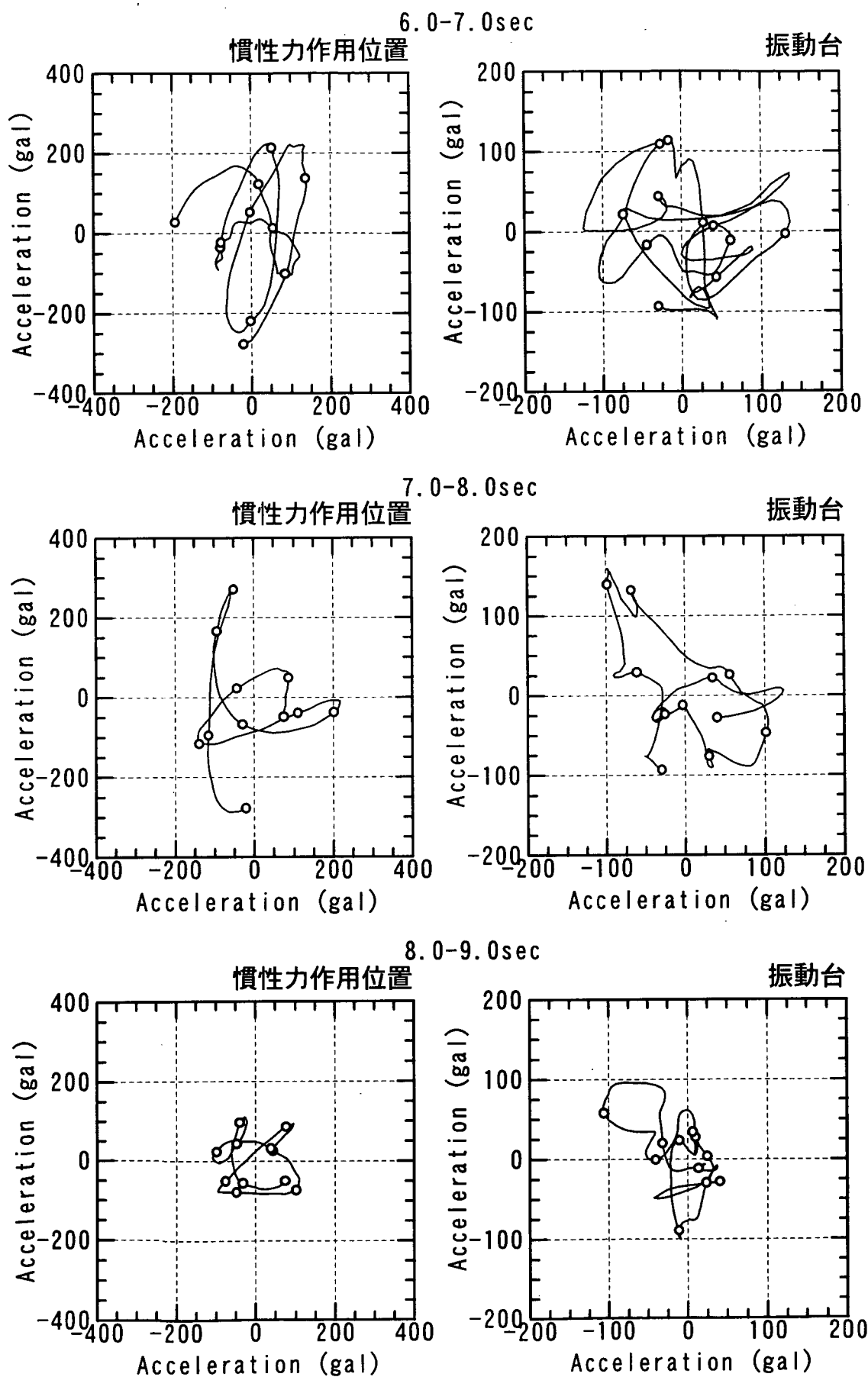


図-5.5(1) 慣性力作用位置における加速度軌跡（振動台上加速度軌跡との比較 1回目加振）

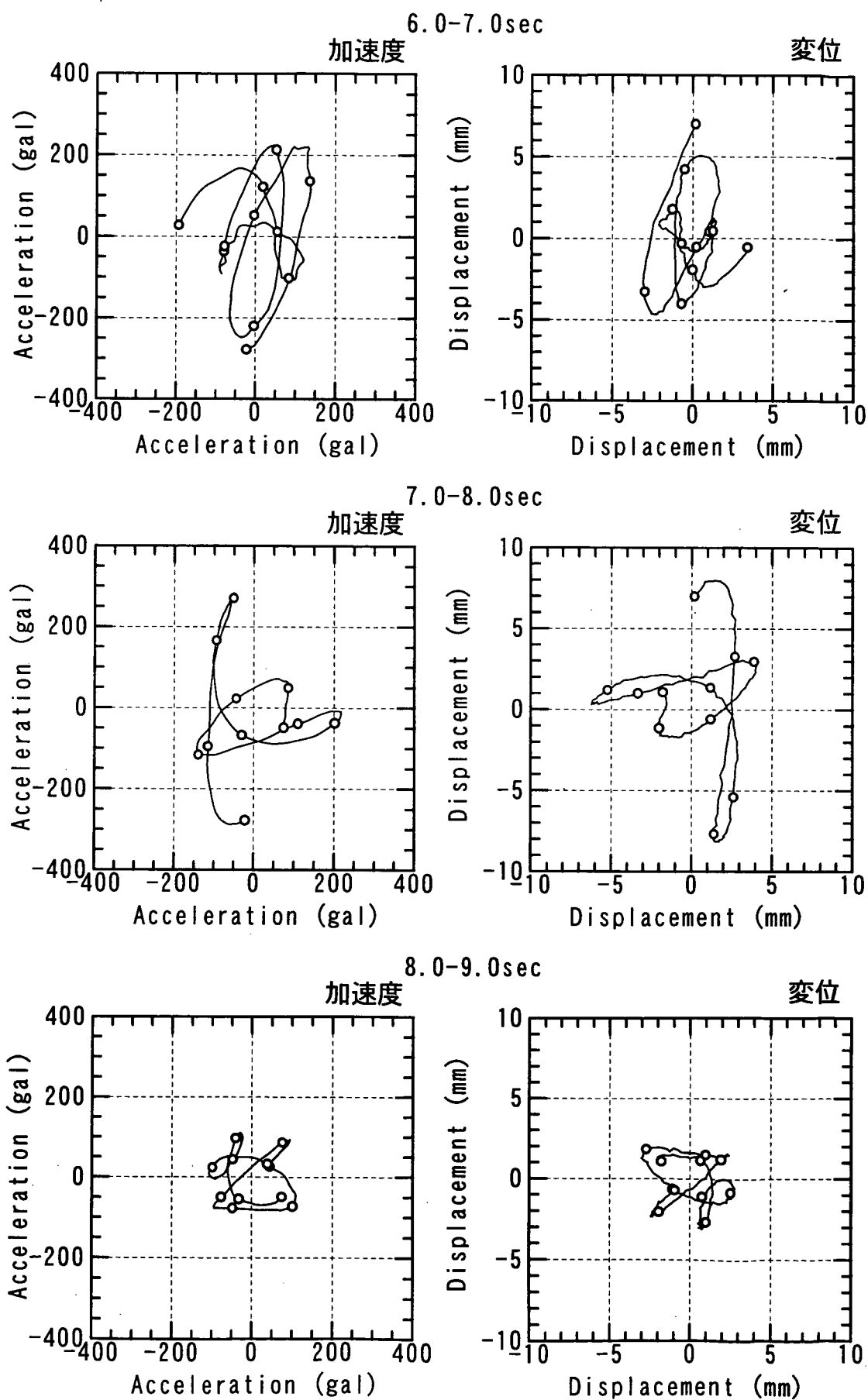


図-5.5(2) 慣性力作用位置における加速度軌跡 (慣性力作用位置変位軌跡との比較 1回目加振)

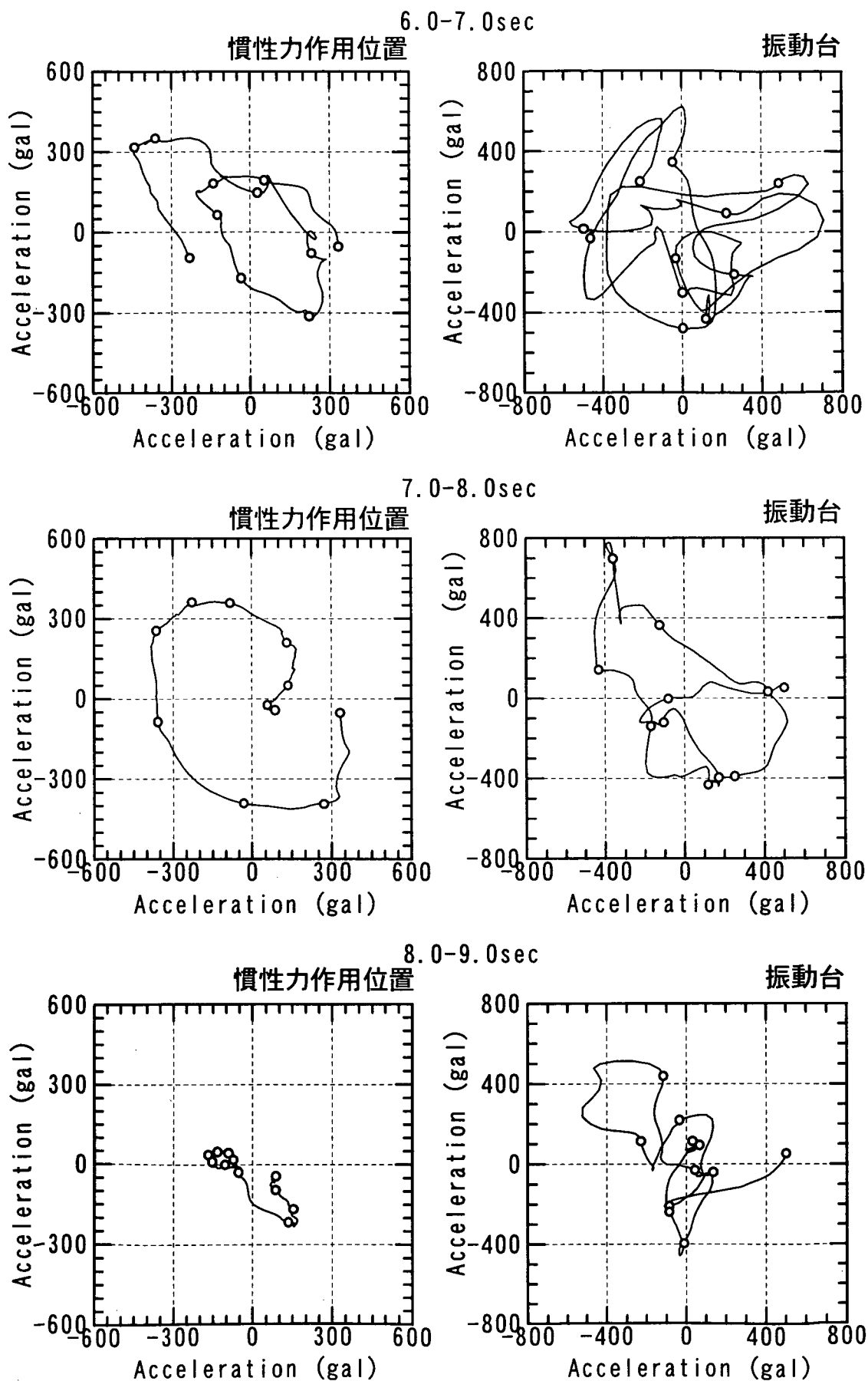


図-5.5(3) 慣性力作用位置における加速度軌跡（振動台上加速度軌跡との比較 2回目加振）

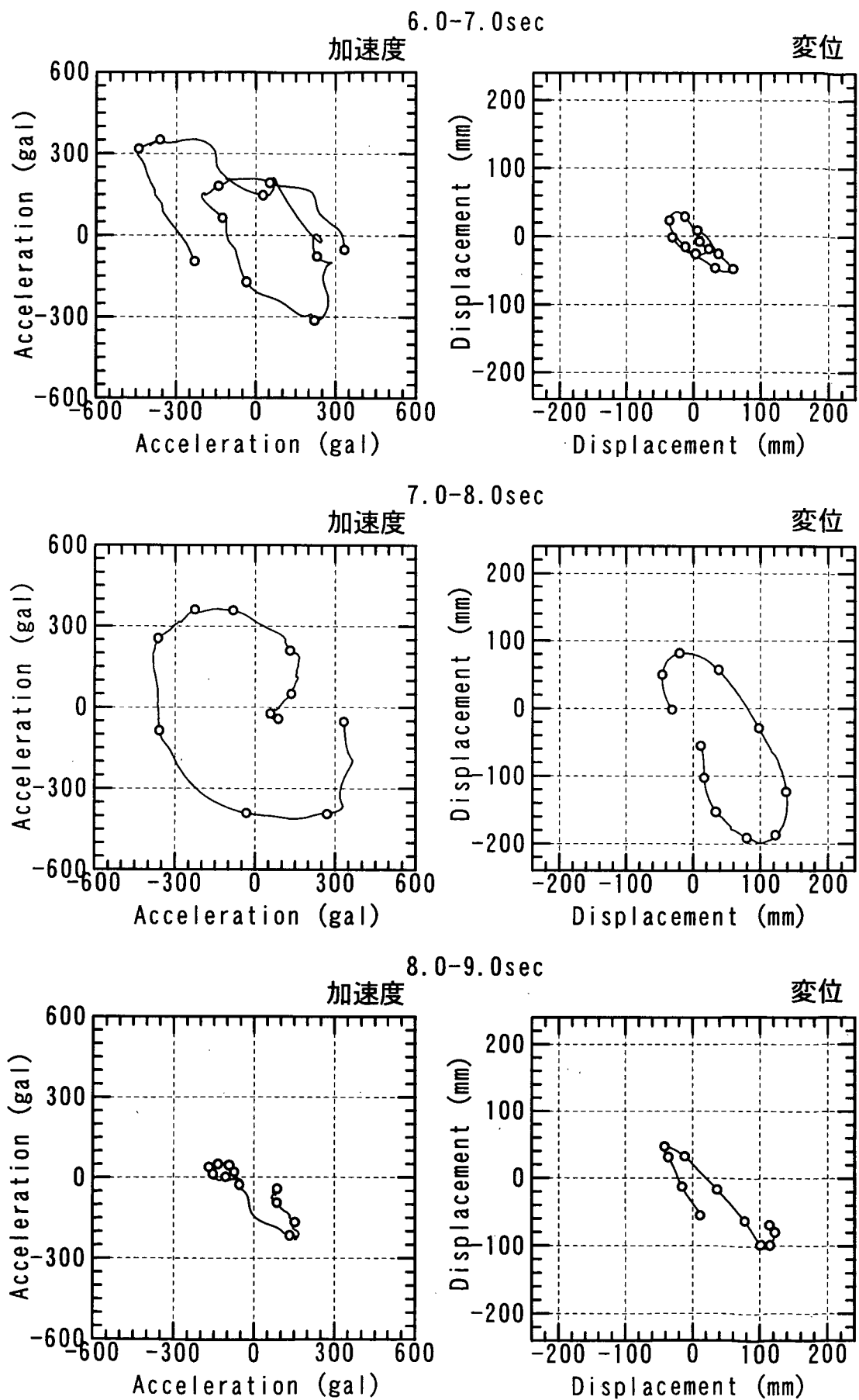


図-5.5(4) 慣性力作用位置における加速度軌跡 (慣性力作用位置変位軌跡との比較 2回目加振)

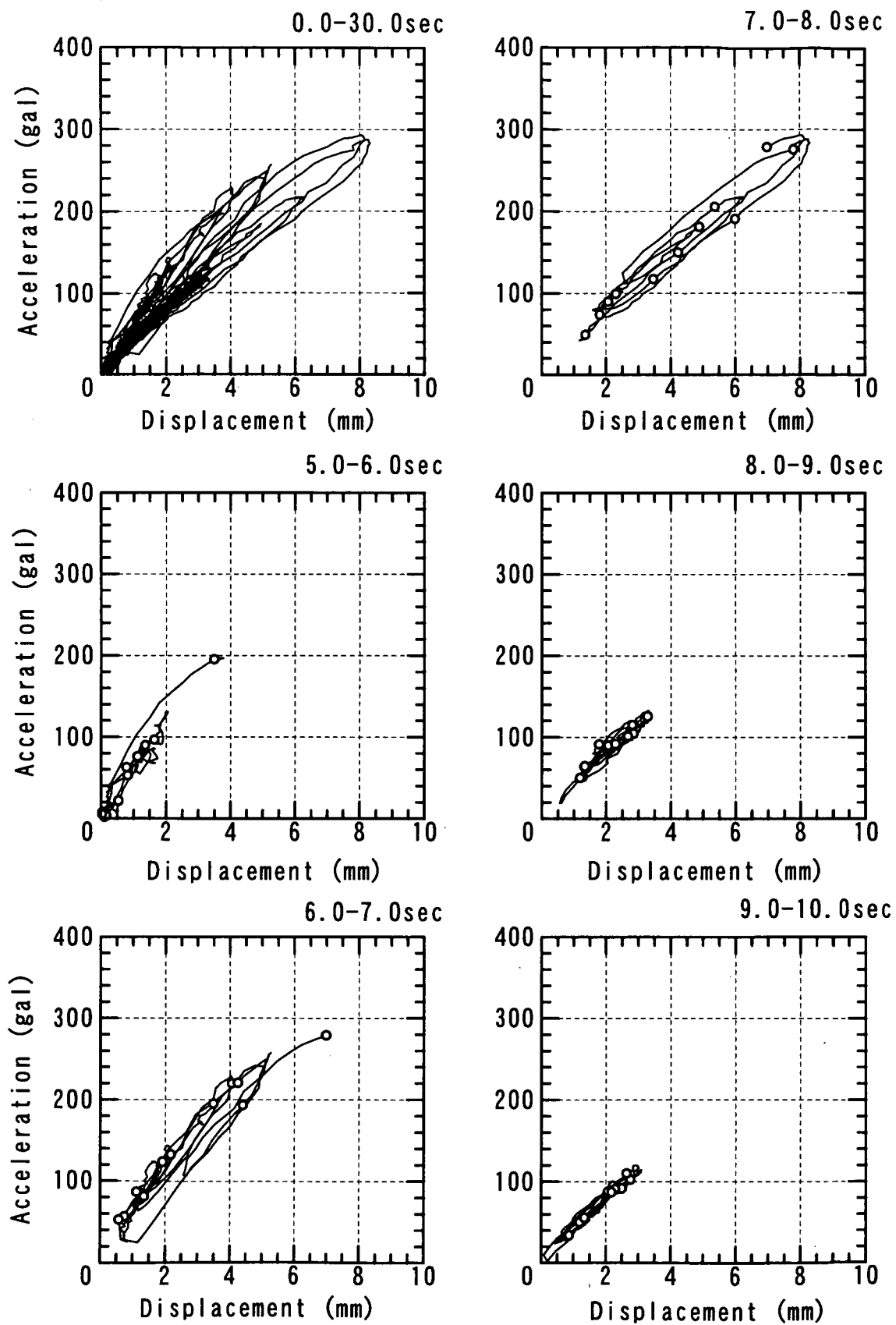


図-5.6(1) 慣性力作用位置における合加速度-合変位関係 (1回目加振)

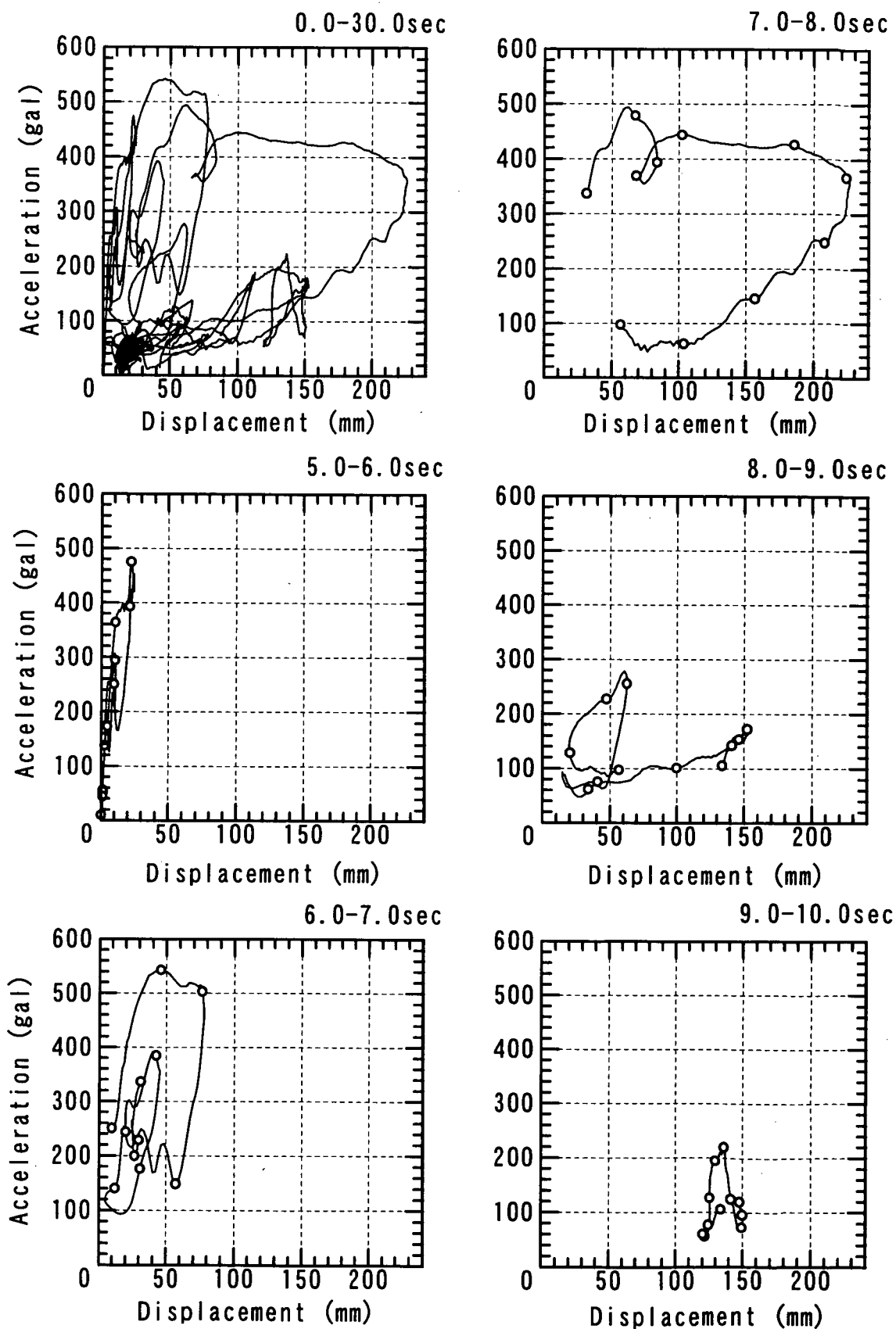


図-5.6(2) 慣性力作用位置における合加速度—合変位関係 (2回目加振)

5.4 軸方向鉄筋ひずみ分布

軸方向鉄筋ひずみの時刻歴波形を図-5.7 に示す。また、いくつかの時刻断面を選定し、高さ方向にひずみ分布を示したものを図-5.8 に示す。なお、符号は P 面側では+Y 方向、M 面側では-Y 方向、A1 は-X 方向、B1 は+X 方向の時をそれぞれ正とする。

(1)1 回目加振結果

最大ひずみは柱基部付近の断面で生じており 1,500 μ 程度である。軸方向鉄筋の材料特性から降伏ひずみを求めると約 2,100 μ なので、軸方向鉄筋はほぼ弾性挙動範囲である。一部の例外を除き、加振終了後は基線位置に戻っていることからほぼ弾性挙動であると判断できる。

高さ方向のひずみ分布は、通常の一方向載荷実験と同様に柱基部付近でひずみが大きくなる傾向がある。いずれの角部においても、柱基部から 750mm より上のひずみはほとんど変動せず、それ以下の領域でほぼ一様に変動した。このことから、柱基部から 750mm の高さの区間で主な曲げ変形が生じたと考えられる。

フーチング内のひずみは、柱基部から深さ 200mm 位置ではほとんど変動しておらず、フーチング上端にかけて増加する形状となっている。

(2)2 回目加振結果

柱基部付近を中心として、7.2 秒付近の最大変位時にひずみが大きく増加した。ひずみの最大値は、ゲージの可能測定範囲外であるので不明であるが、少なくとも 50,000 μ は超えていると推測できる。

PA 角部では、柱基部から 95~395mm の区間で、最大が 20,000 μ を超えるひずみになったが、それより高い部分では 2,500 μ 程度と極端に小さくなった。20,000 μ を超えた区間は、かぶりコンクリートが剥落した区間とほぼ対応した。また、鉄筋のひずみレベルが小さい領域でもかぶりコンクリートが剥離しており、鉄筋の座屈による影響が生じていたと考えられる。

PB 角部でも柱基部から 95~395mm の区間で、最大 20,000 μ を超えるひずみになったが、それより高い部分ではおよそ 2,500 μ 程度と極端に小さくなった。この場合も、かぶりコンクリートの剥落とほぼ対応した。しかし、PA 角部と比べると最大ひずみ後の値があまり大きくなっていない。これは、軸方向鉄筋の正負を X 軸方向で設定しているが、200mm 付近では A 面方向（面外方向）に座屈しているために波形に現れなかったと考えられる。つまり、通常の一方向載荷の場合は、鉄筋の座屈はかぶりコンクリート側が一様に凸となるように生じるので上記のような正負の設定でかぶりコンクリートの剥離と鉄筋の座屈が関連づけられるが、多方向載荷の角部の場合は必ずしもそのようにはならないことがこの様な時刻歴波形になったと原因と考えられる。フーチング内のひずみは、柱基部から深さ 200mm 位置で最大 1,500 μ 程度、深さ 50mm 位置で最大 2,500 μ 程度であった。このことから、フーチング内のひずみは最大でも降伏ひずみ程度までであったと推測できる。

MB 角部は最大相対変位時に圧縮になった部分であるがほぼ同傾向である。5.8 秒付近でひずみが最初に 20,000 μ を超え、その後 7 秒で再度大きくなった後、7.5 秒付近で最大になっている。320mm より上では比

較的小さなひずみで推移している。しかし、最大ひずみが $2,500\mu$ 程度まで小さくなるのは 770mm より上であり、逆に高くなっている。770mm より下は 7.5 秒付近以降ほぼ一定で振動していないことから、7 秒での振幅により生じたひずみが残留したと考えられる。また、770mm まで軸方向鉄筋ひずみが大きくなっているものの、この角部でのかぶりコンクリートの剥離、剥落は他とほぼ同様に柱基部から 500mm の高さまでである。この理由は明確ではないが、下部で生じた座屈の影響で鉄筋が引っ張られたことなどが考えられる。

MA 角部は、基部から 470mm の高さ位置までひずみが非常に大きく、それ以上で小さくなっている。ひずみが非常に大きくなるのは 7.2 秒付近の 1 パルスであり、その後残留ひずみが生じている。MB 角部と同様、PA、PB 角部に比べ高い位置までひずみが大きくなっているが、ひずみが大きな領域はかぶりコンクリートの剥落、剥離高さにほぼ対応していること、MB 角部ほど局所的な座屈はしていない、という違いがある。フーチング内のひずみは、PB 角部とほぼ同じであり、最大でも降伏ひずみ程度である。

全体的な傾向としては、柱基部から 770mm 以上についてはあまりひずみは大きくなかったが、それ以下では大きくなった。しかし、柱部材が複雑な挙動をしているためひずみも複雑に変わっていること、鉄筋の座屈やコンクリートの損傷の進展も複雑であることから、一方向載荷時の様な傾向は特に見いだせない。

柱基部から 20mm の断面の各辺中央で測定したひずみは、最初に M 面、B 面のひずみが大きく引っ張られ、その後 P 面、A 面のひずみが大きくなっている。これは、5.1 で示す大振幅一波目に対応している。この段階で軸方向鉄筋は既に降伏ひずみを超えて非線形領域に達したことがわかる。大振幅二波目では M 面、B 面のひずみが圧縮から引張になる時に大きく振れており、波形が戻ってきていないことから、ここで測定不能になっていると考えられる。P 面、A 面は、座屈による鉄筋のはらみだしの程度が他の面に比べると小さかったが、この位置は、最大変位となるときに応答方向（およそ PA 角-MB 角方向）に対して中立軸付近にあたることからひずみ増加が少なかったものと考えられる。

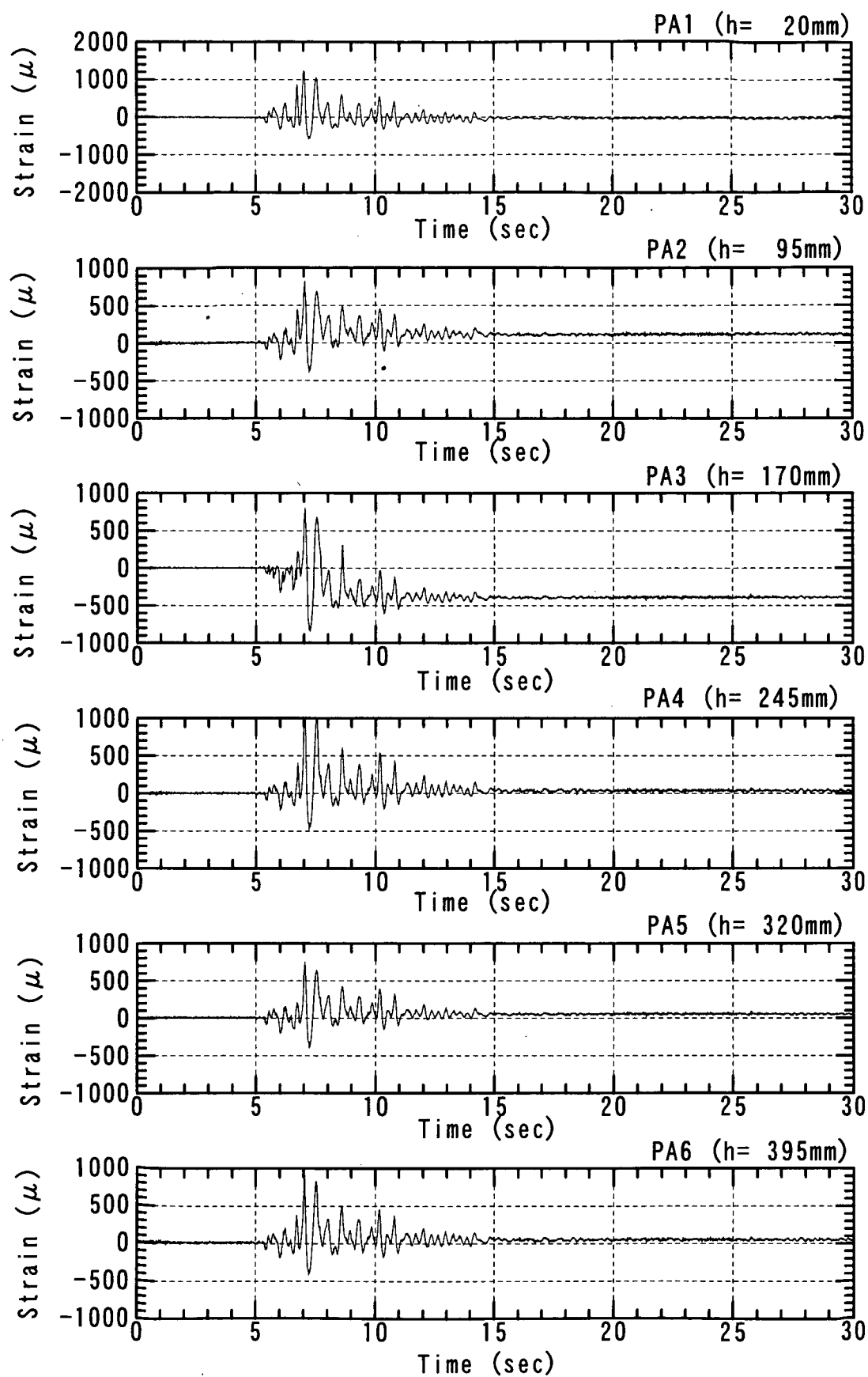


図-5.7(1-a) 軸方向鉄筋ひずみ (1回目加振)

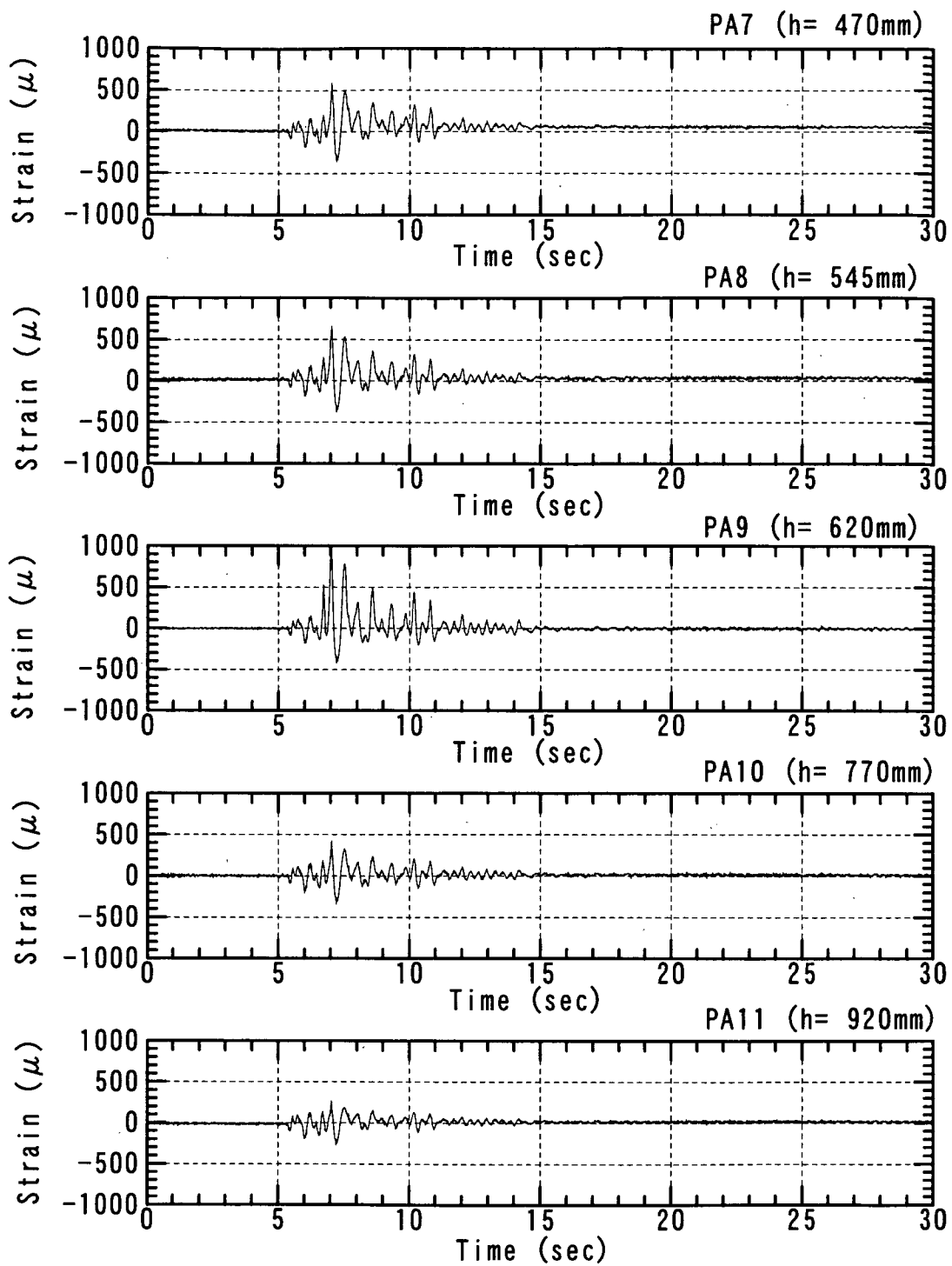


図-5.7(1-b) 軸方向鉄筋ひずみ (1回目加振)

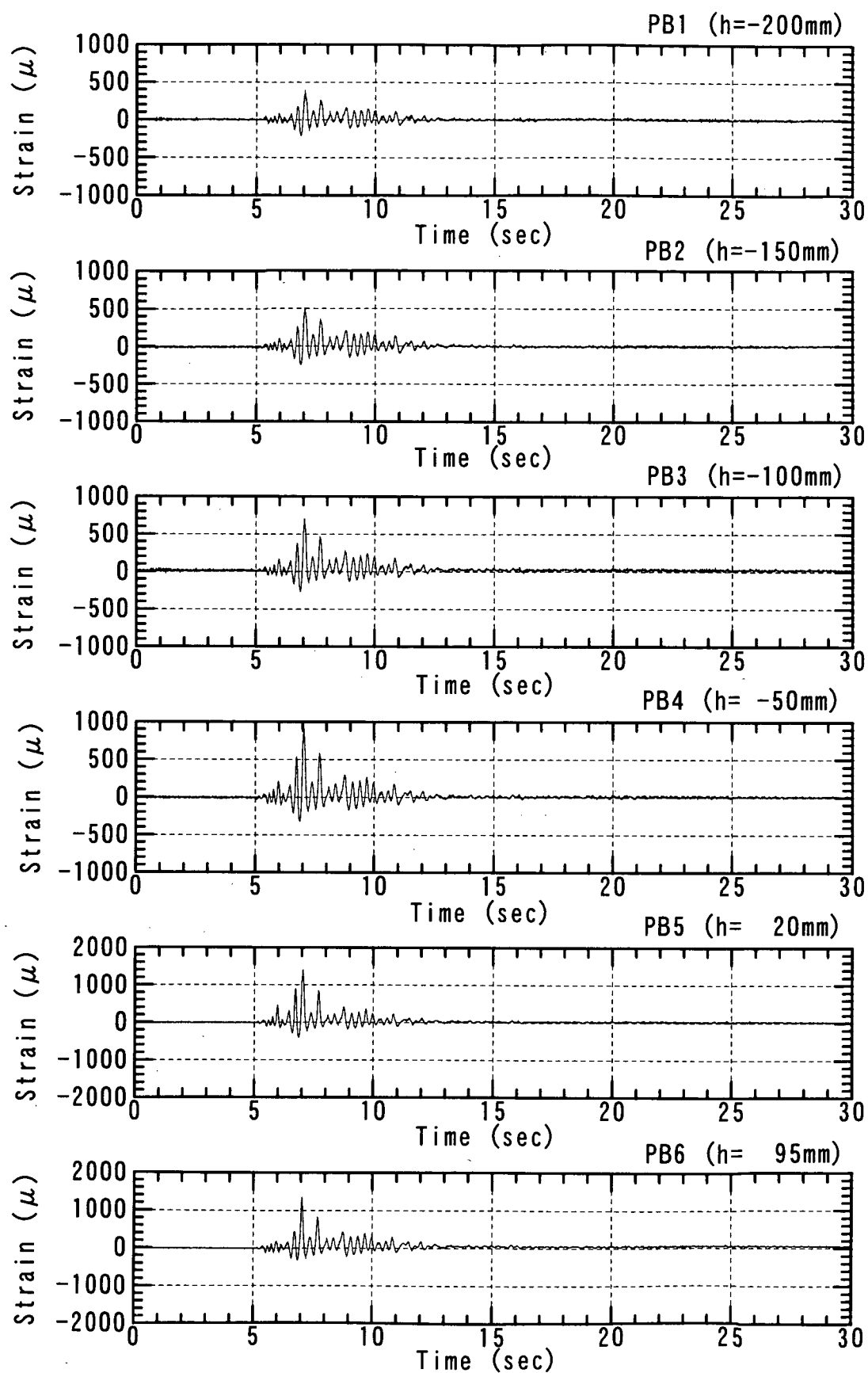


図-5.7(i-c) 軸方向鉄筋ひずみ (1回目加振)

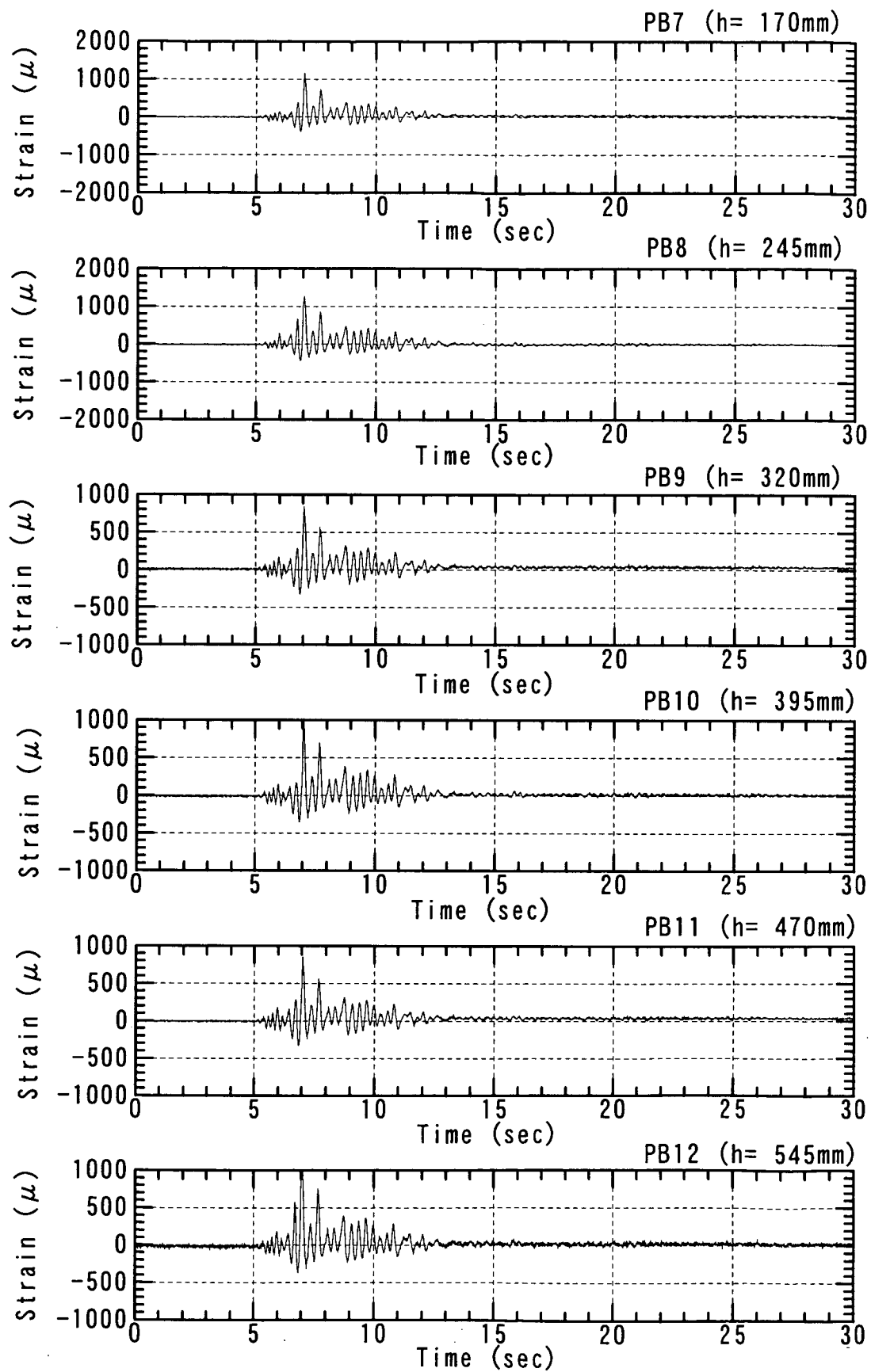


図-5.7(1-d) 軸方向鉄筋ひずみ (1回目加振)

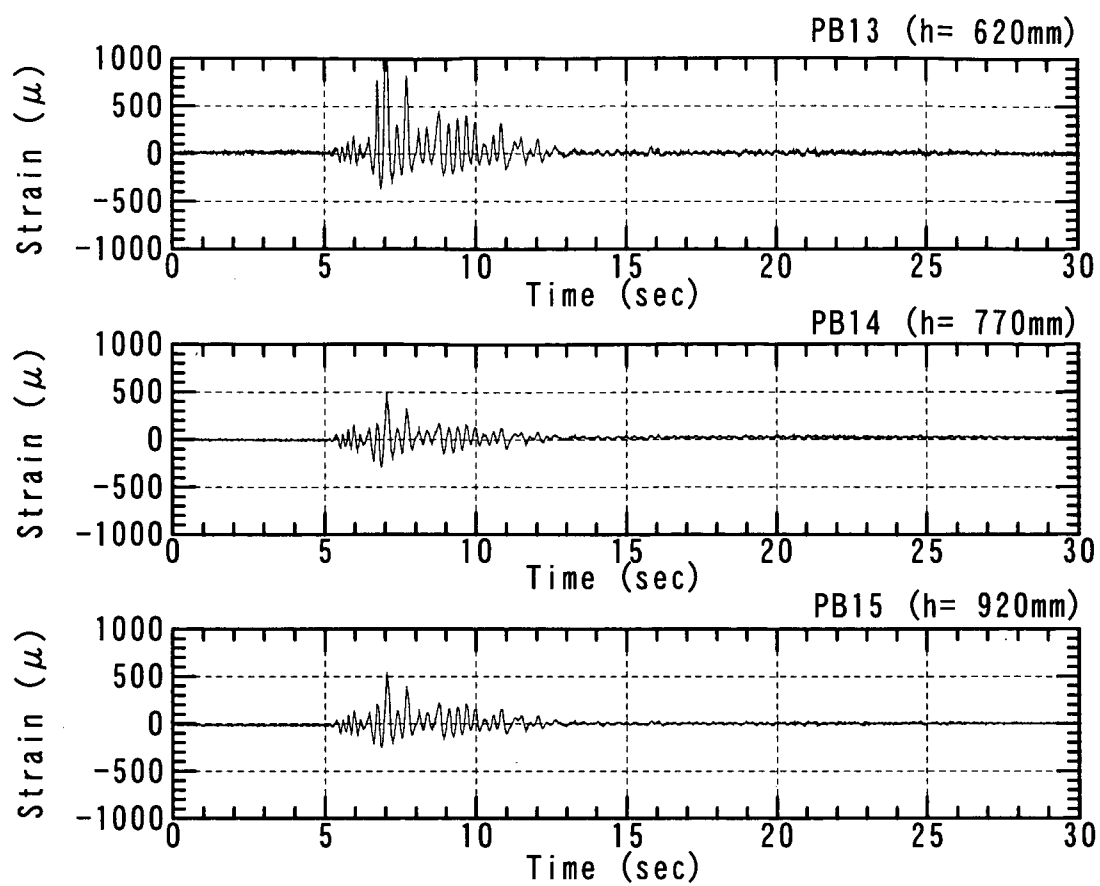


図-5.7(1-e) 軸方向鉄筋ひずみ (1回目加振)

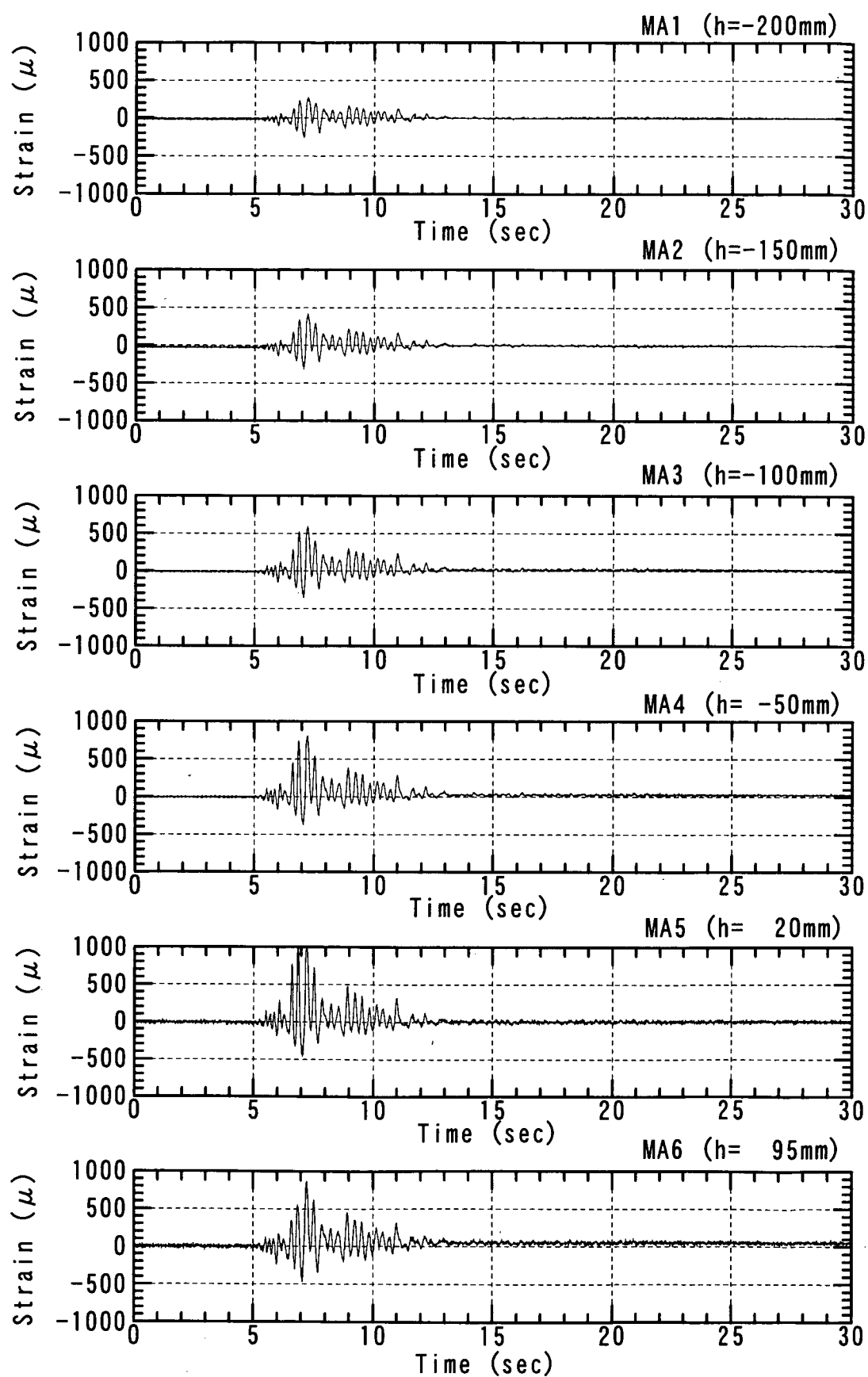


図-5.7(1-f) 軸方向鉄筋ひずみ (1回目加振)

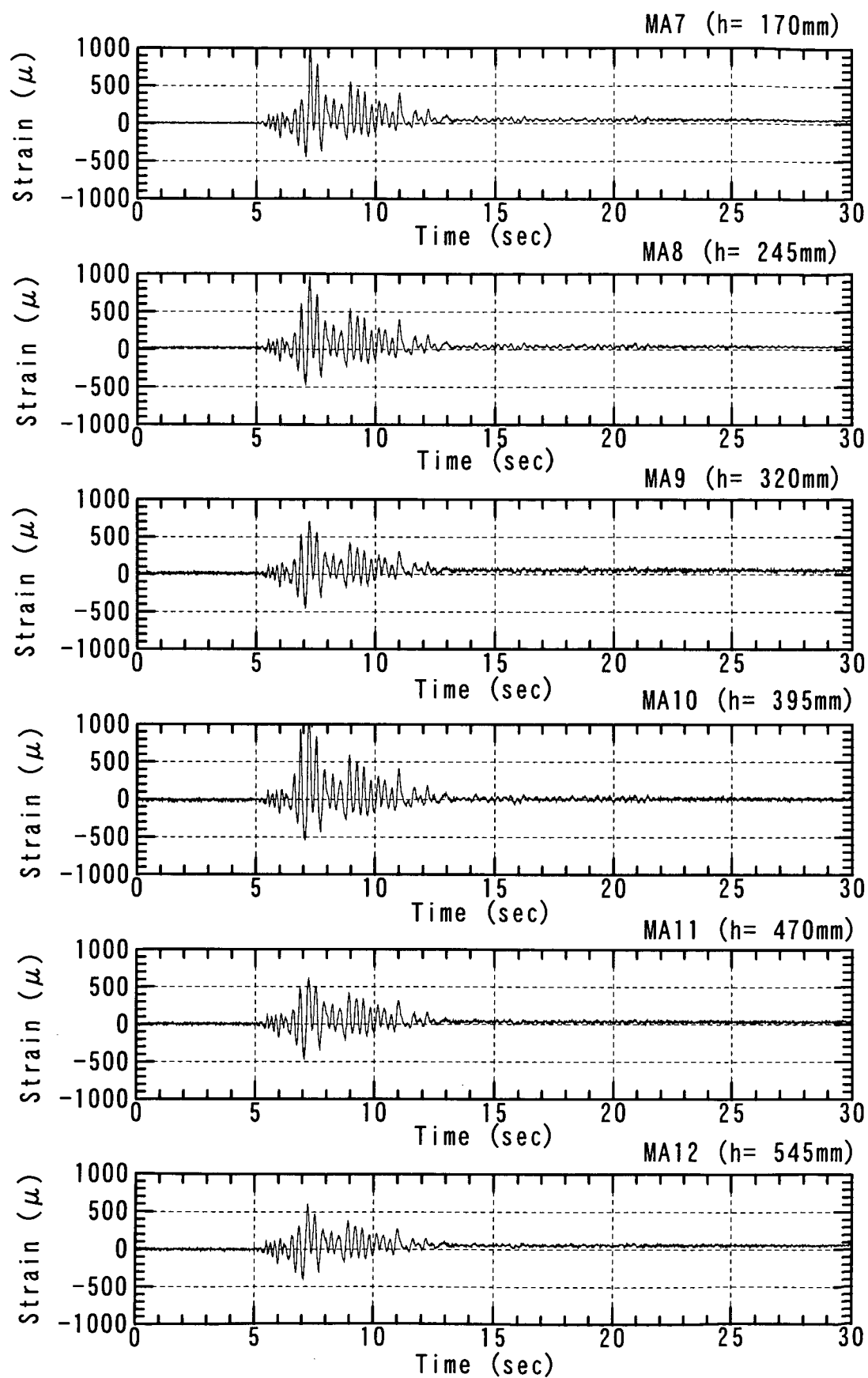


図-5.7(1-g) 軸方向鉄筋ひずみ (1回目加振)

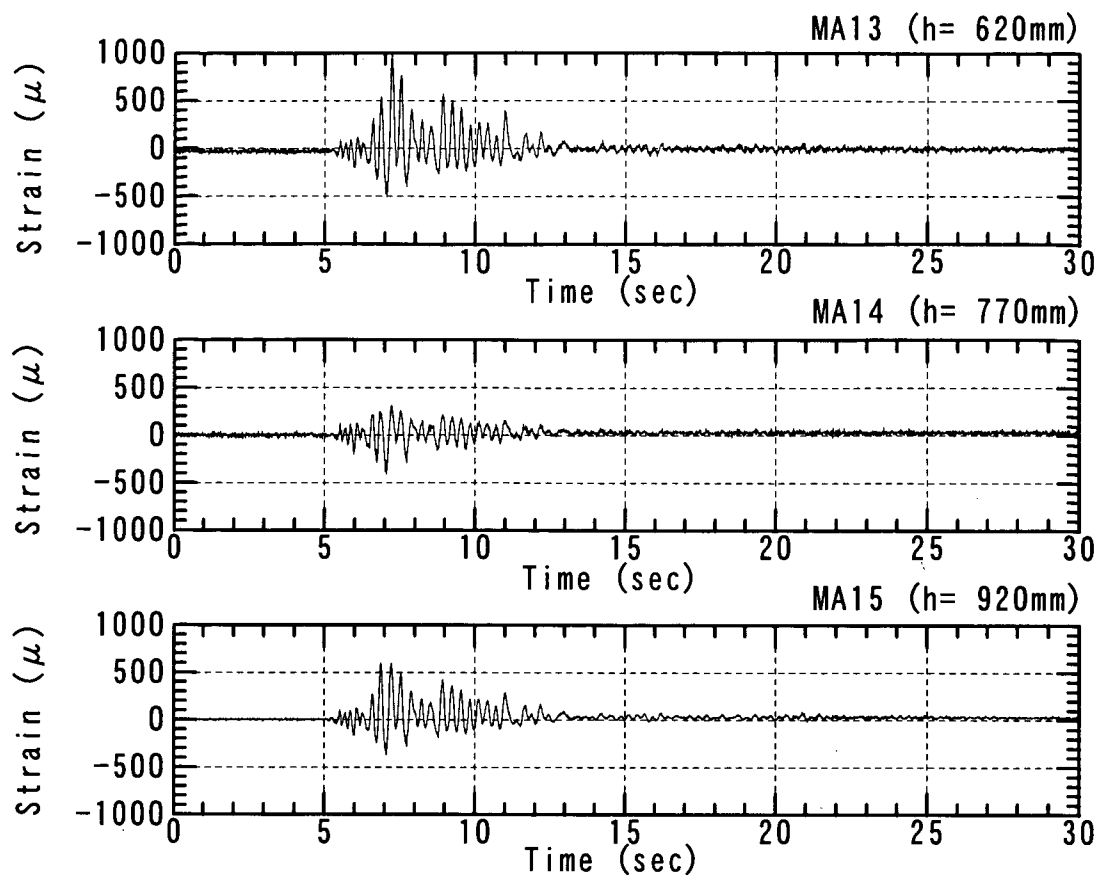


図-5.7(1-h) 軸方向鉄筋ひずみ (1回目加振)

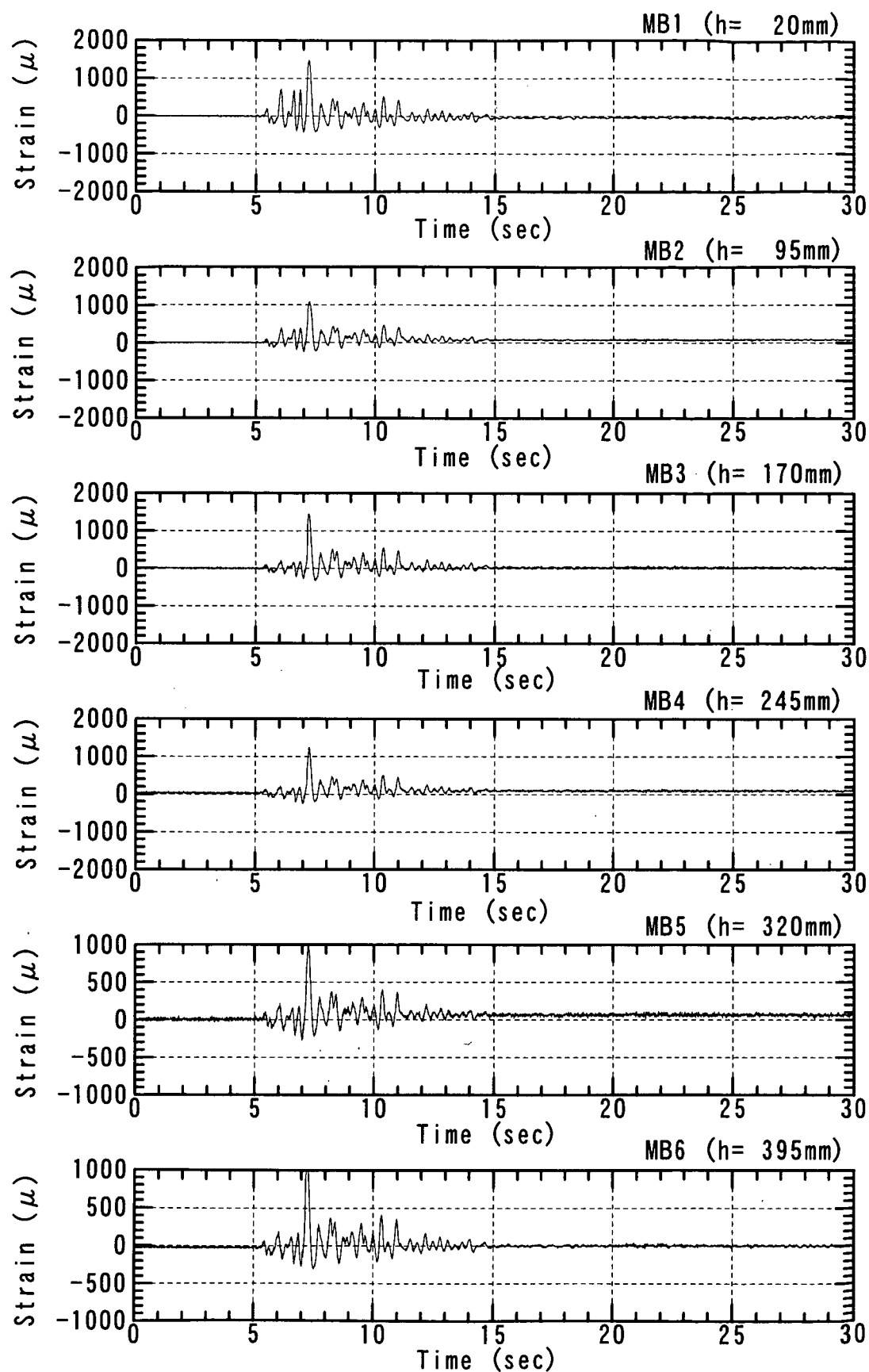


図-5.7(1-i) 軸方向鉄筋ひずみ (1回目加振)

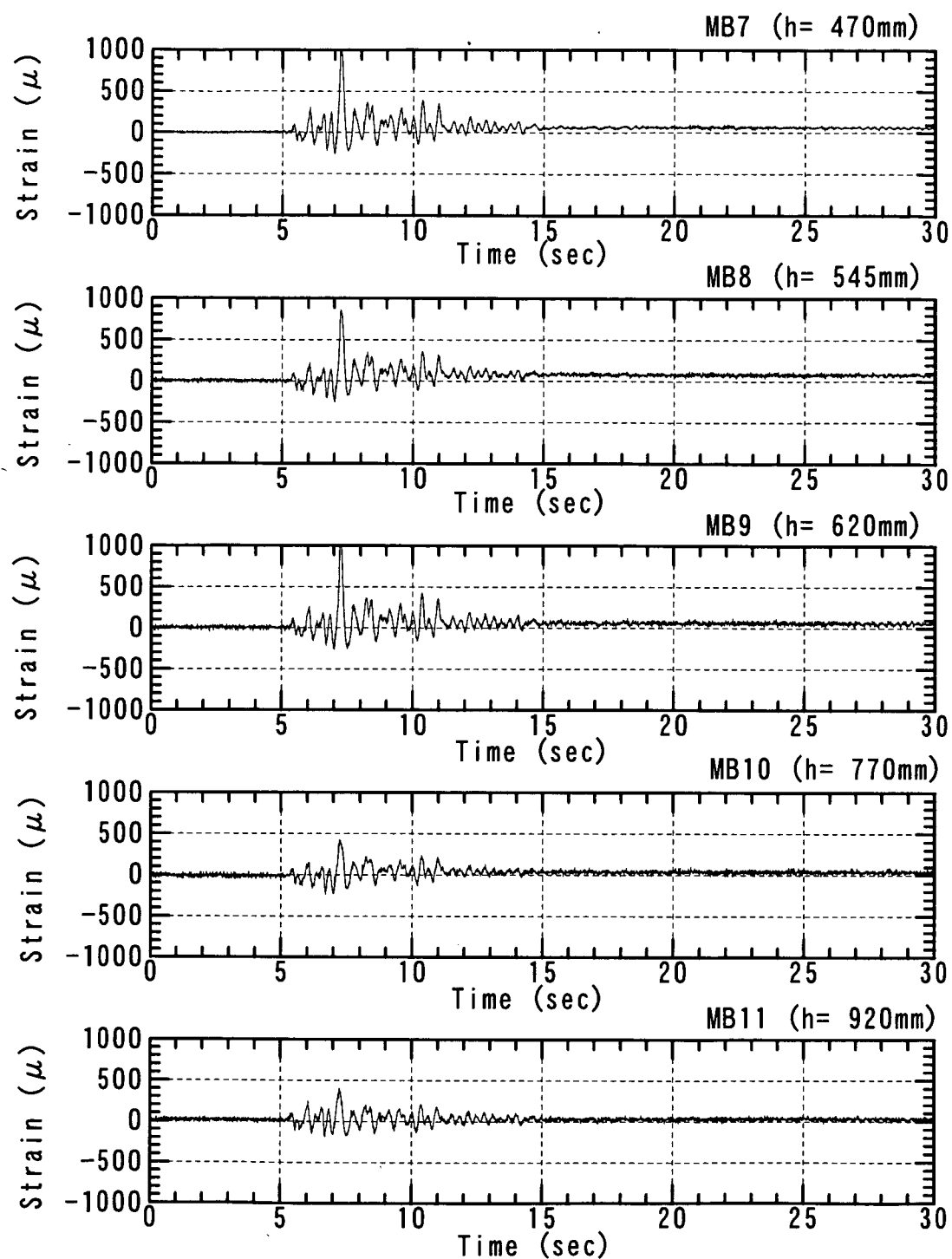


図-5.7(1-j) 軸方向鉄筋ひずみ (1回目加振)

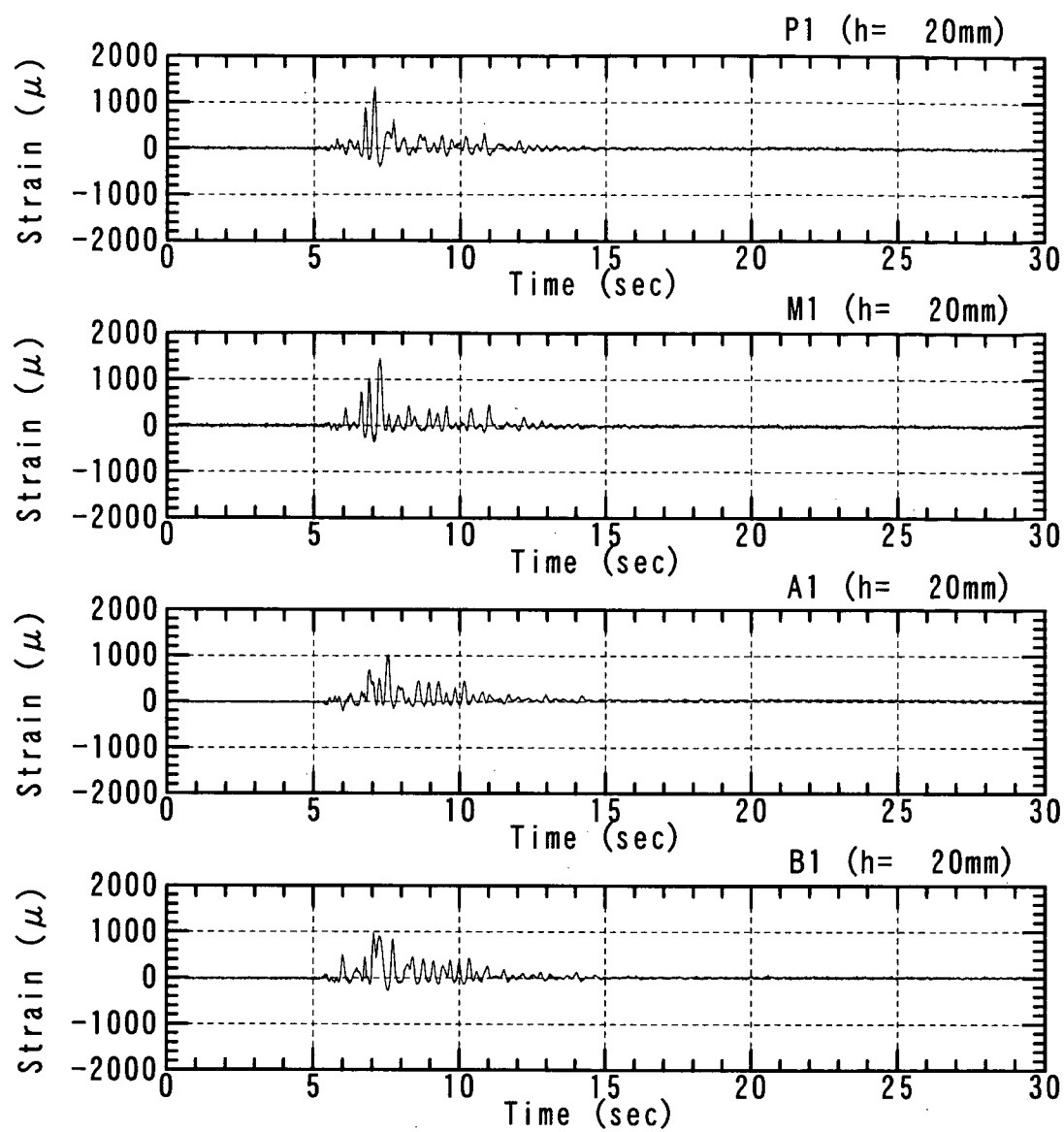


図-5.7(1-k) 軸方向鉄筋ひずみ (1回目加振)

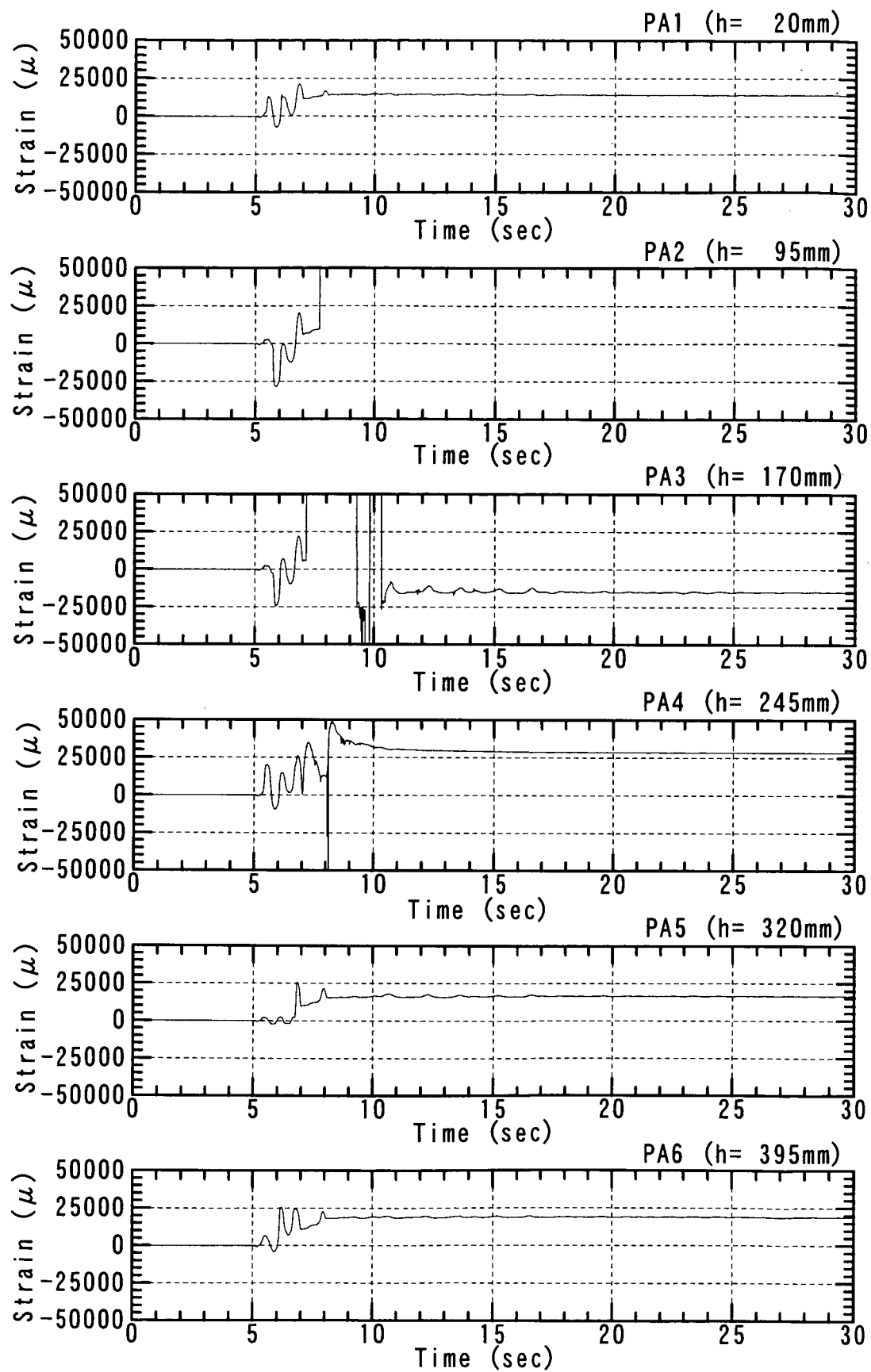


図-5.7(2-a) 軸方向鉄筋ひずみ (2回目加振)

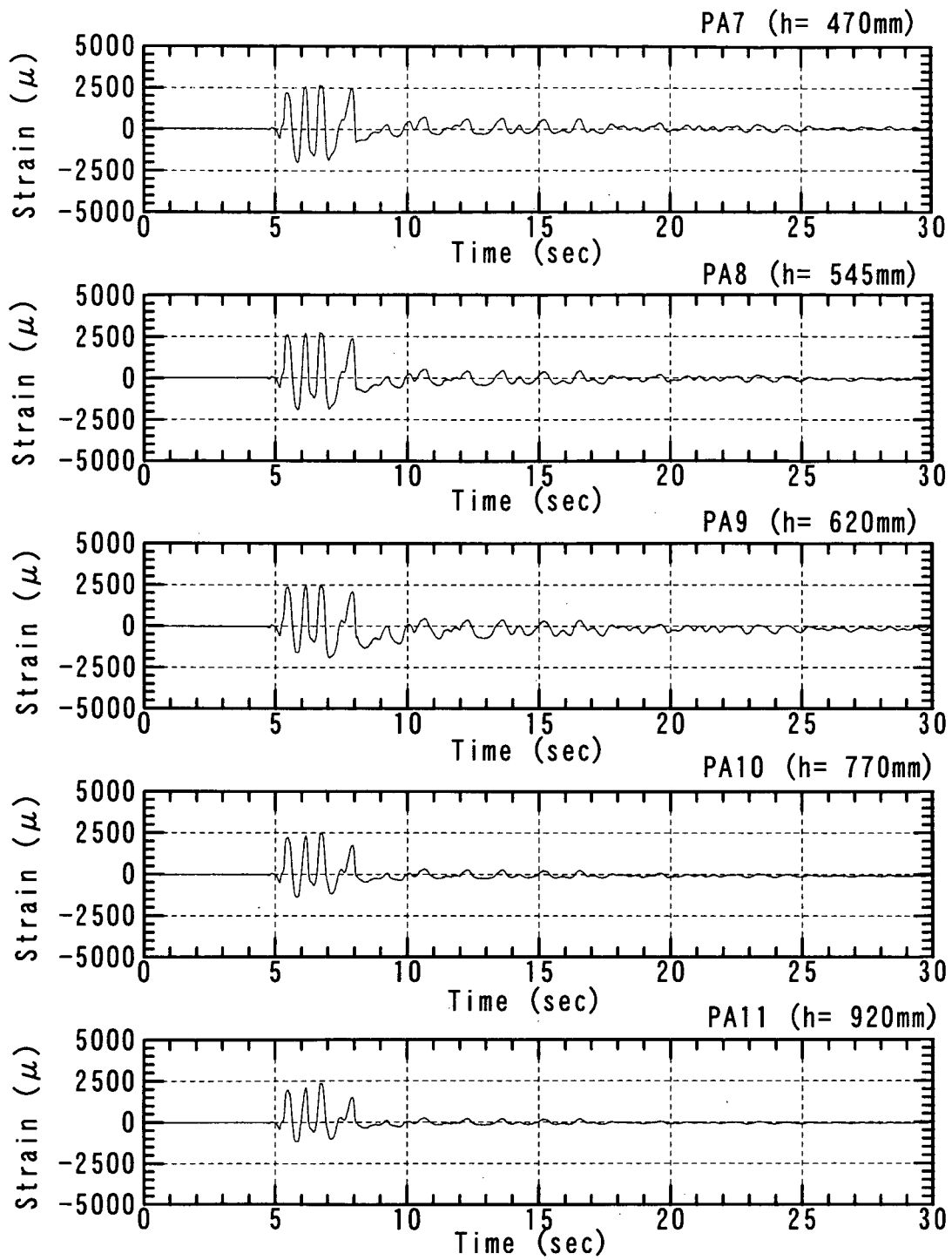


図-5.7(2-b) 軸方向鉄筋ひずみ (2回目加振)

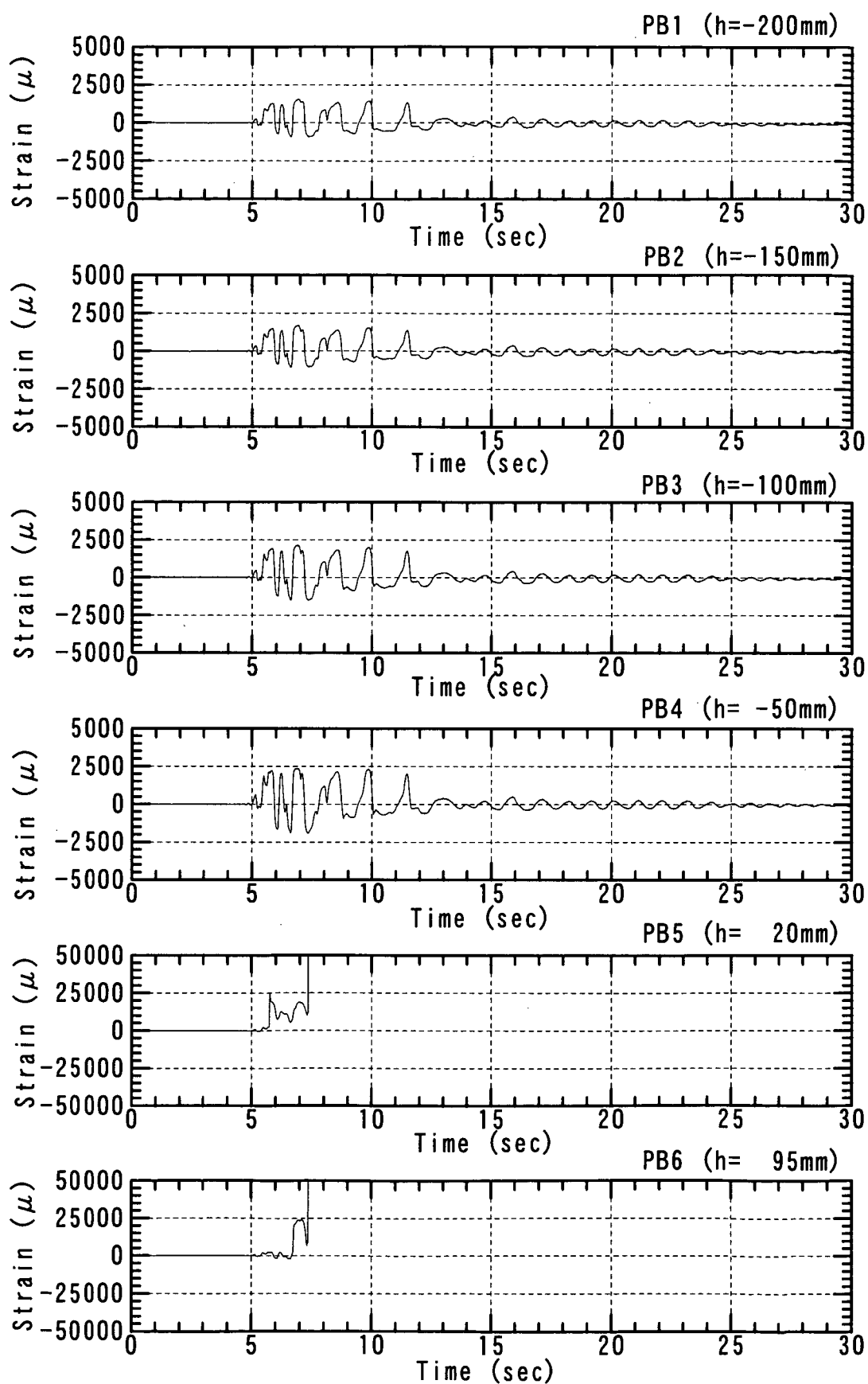


図-5.7(2-c) 軸方向鉄筋ひずみ (2回目加振)

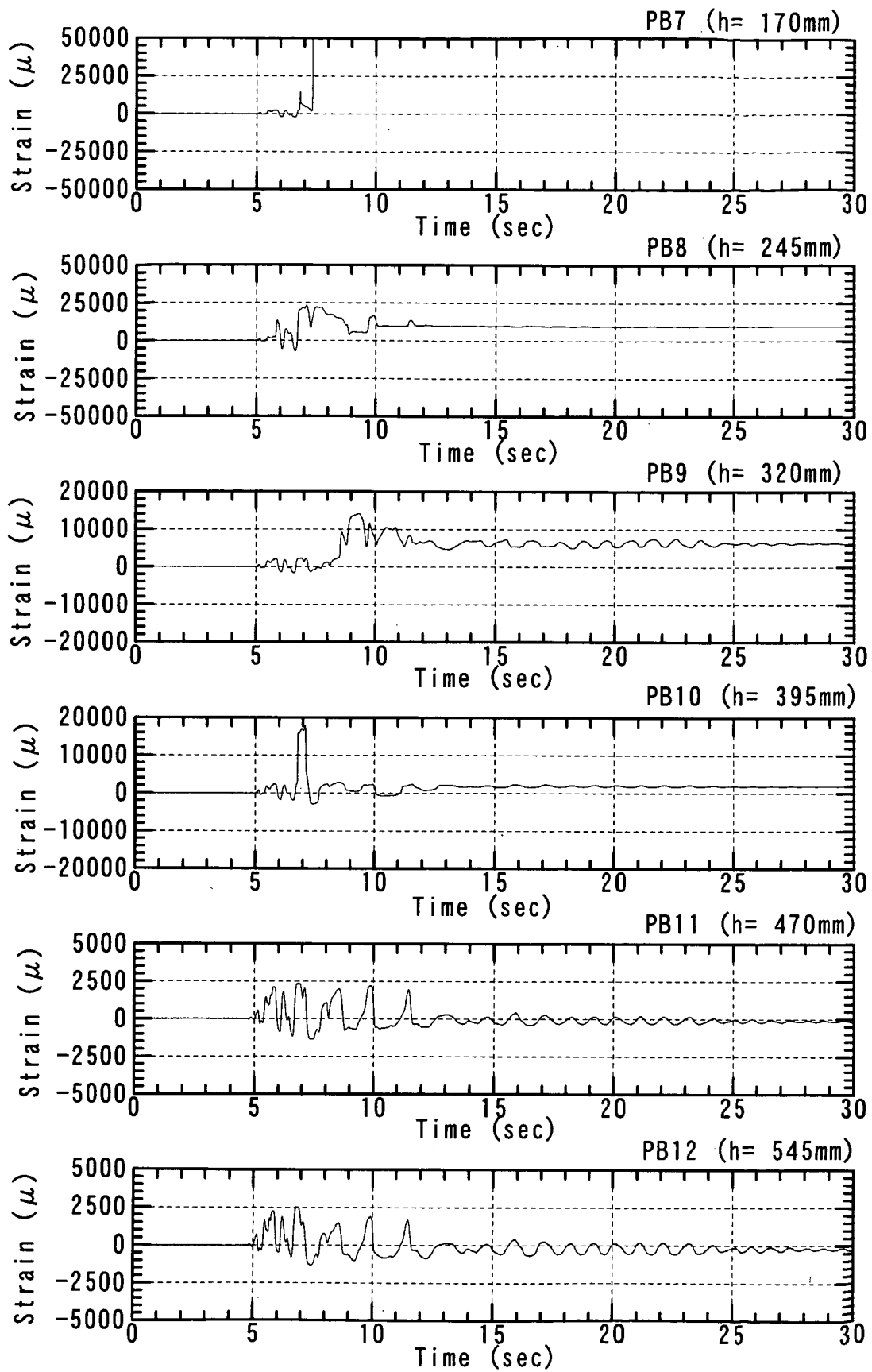


図-5.7(2-d) 軸方向鉄筋ひずみ (2回目加振)

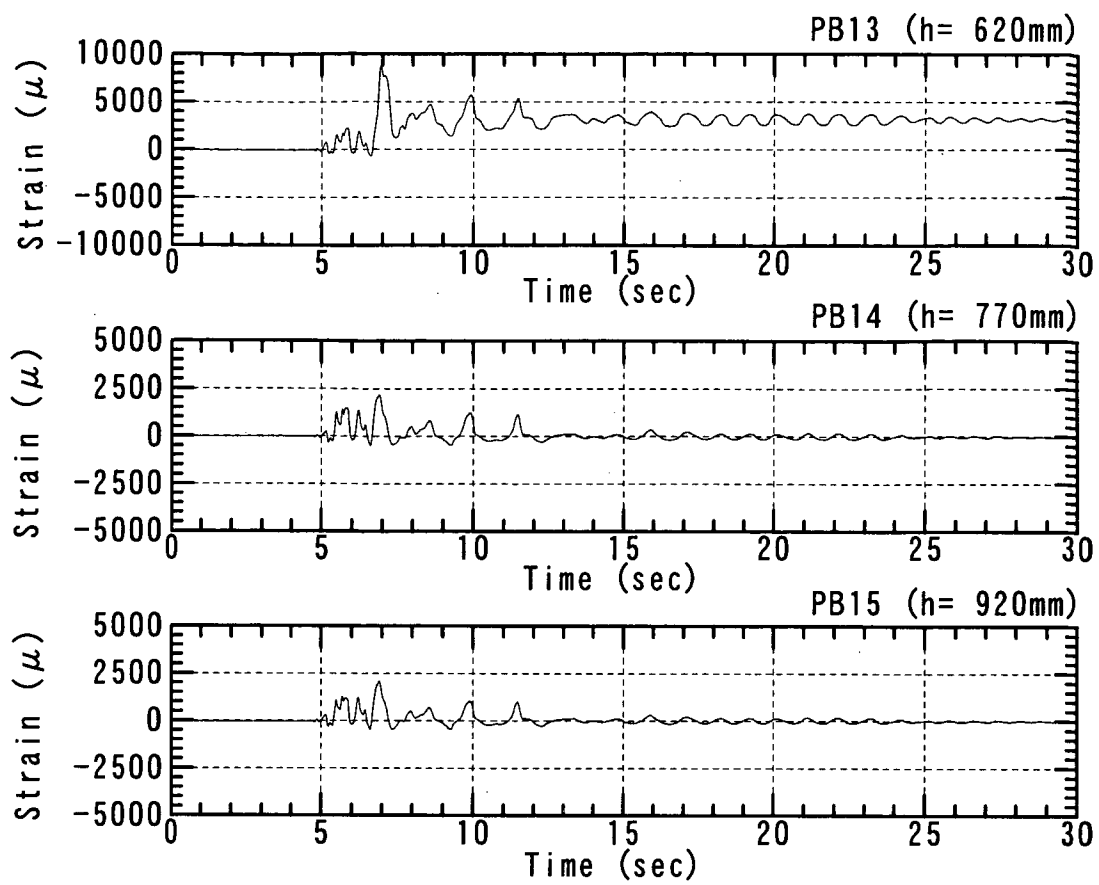


図-5.7(2-e) 軸方向鉄筋ひずみ (2回目加振)

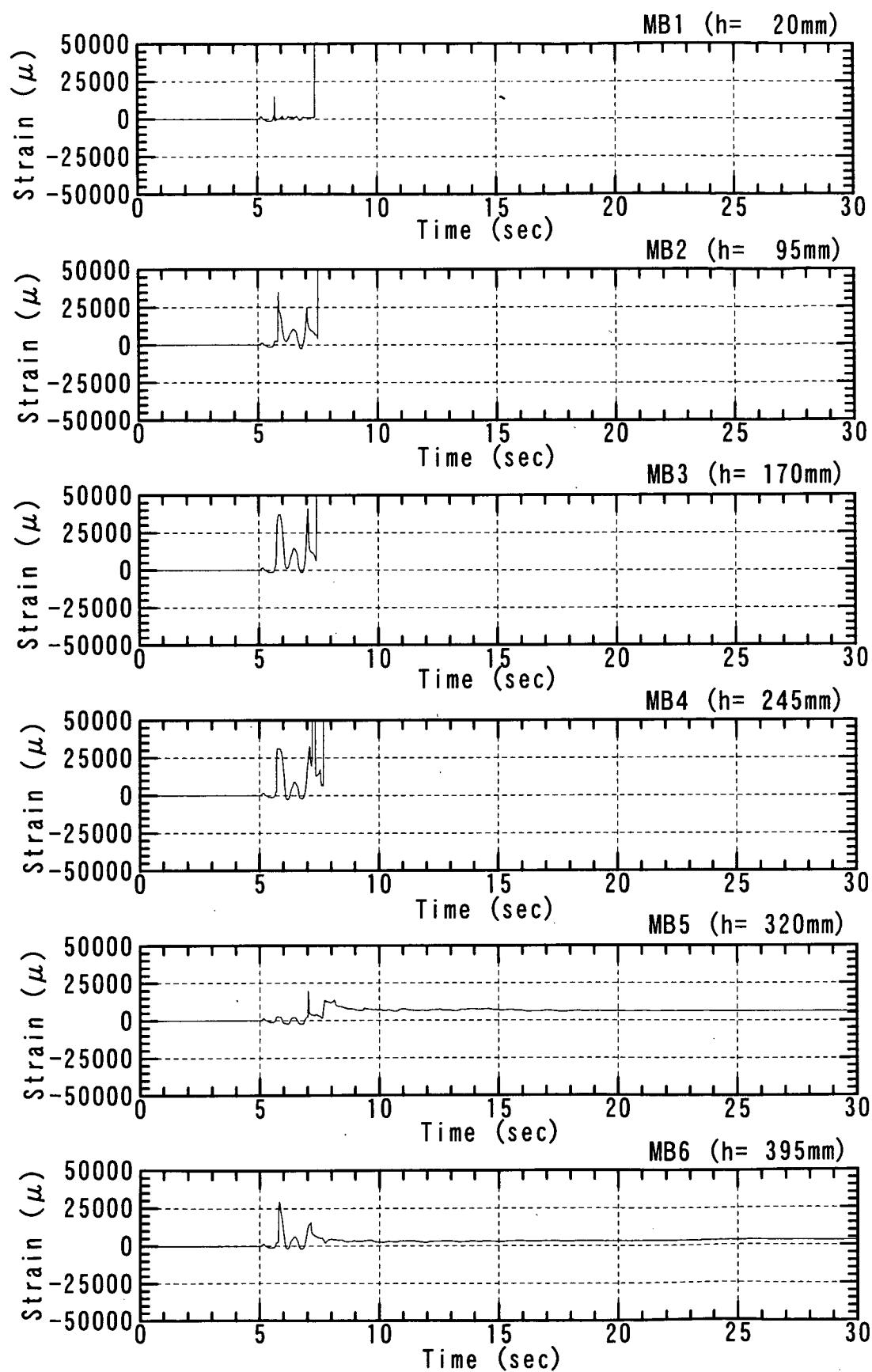


図-5.7(2-f) 軸方向鉄筋ひずみ (2回目加振)

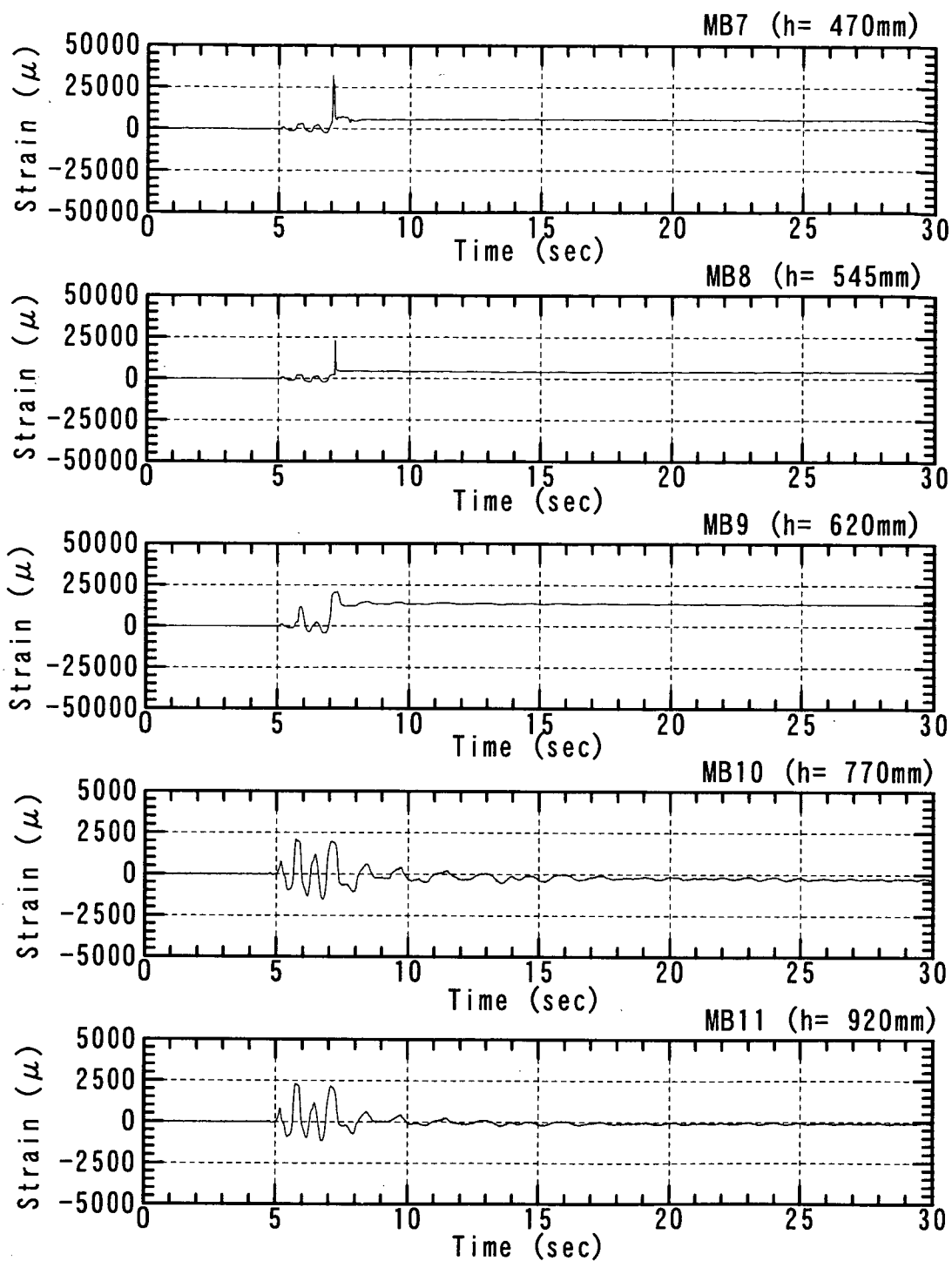


図-5.7(2-g) 軸方向鉄筋ひずみ (2回目加振)

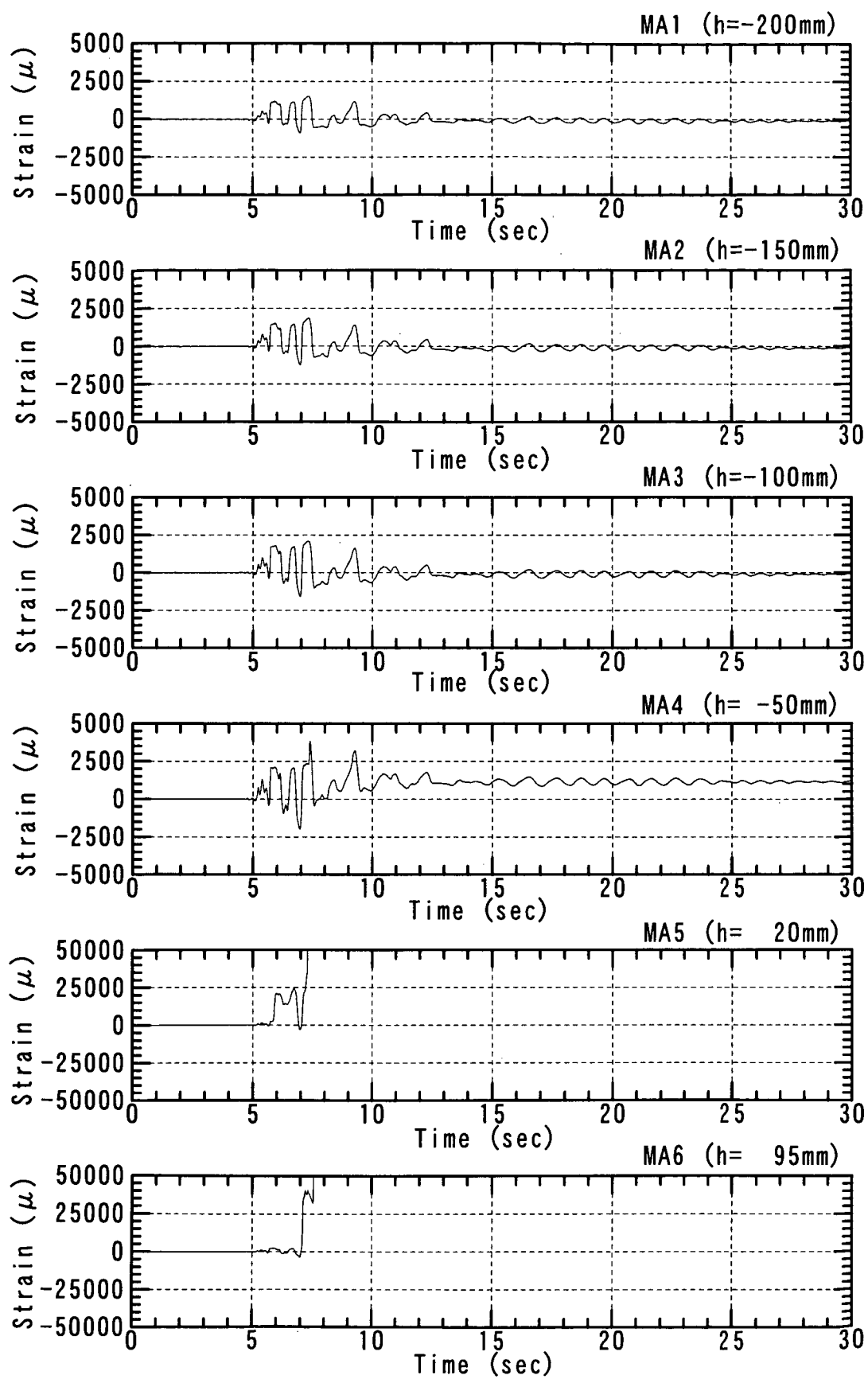


図-5.7(2-h) 軸方向鉄筋ひずみ (2回目加振)

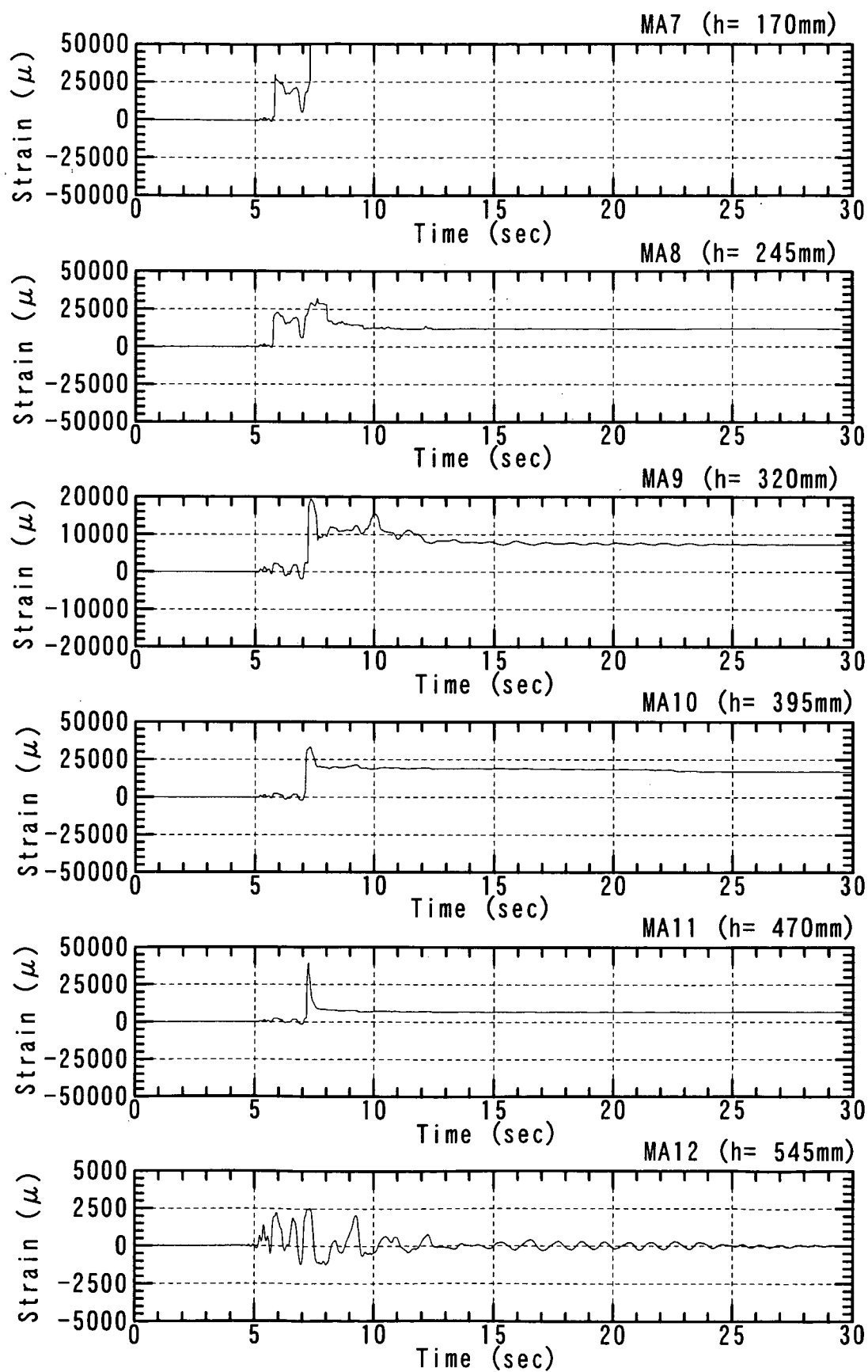


図-5.7(2-i) 軸方向鉄筋ひずみ (2回目加振)

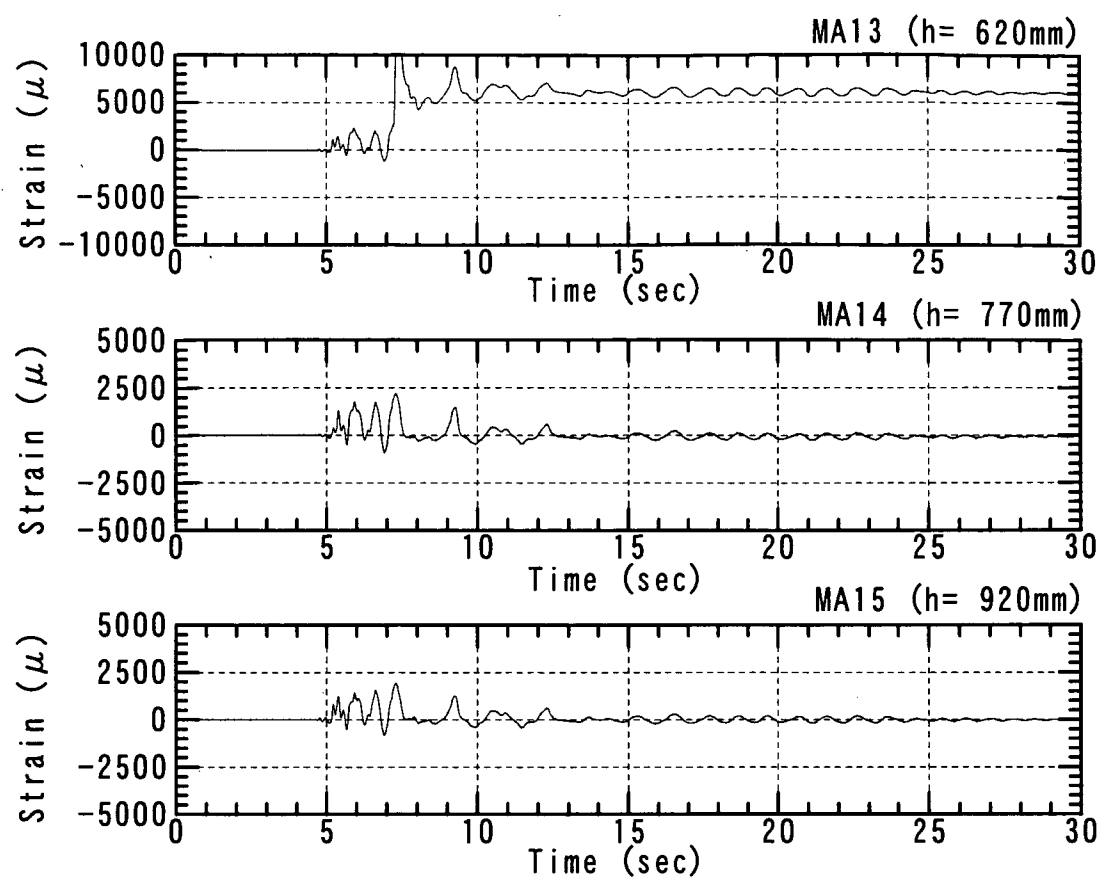


図-5.7(2-j) 軸方向鉄筋ひずみ (2回目加振)

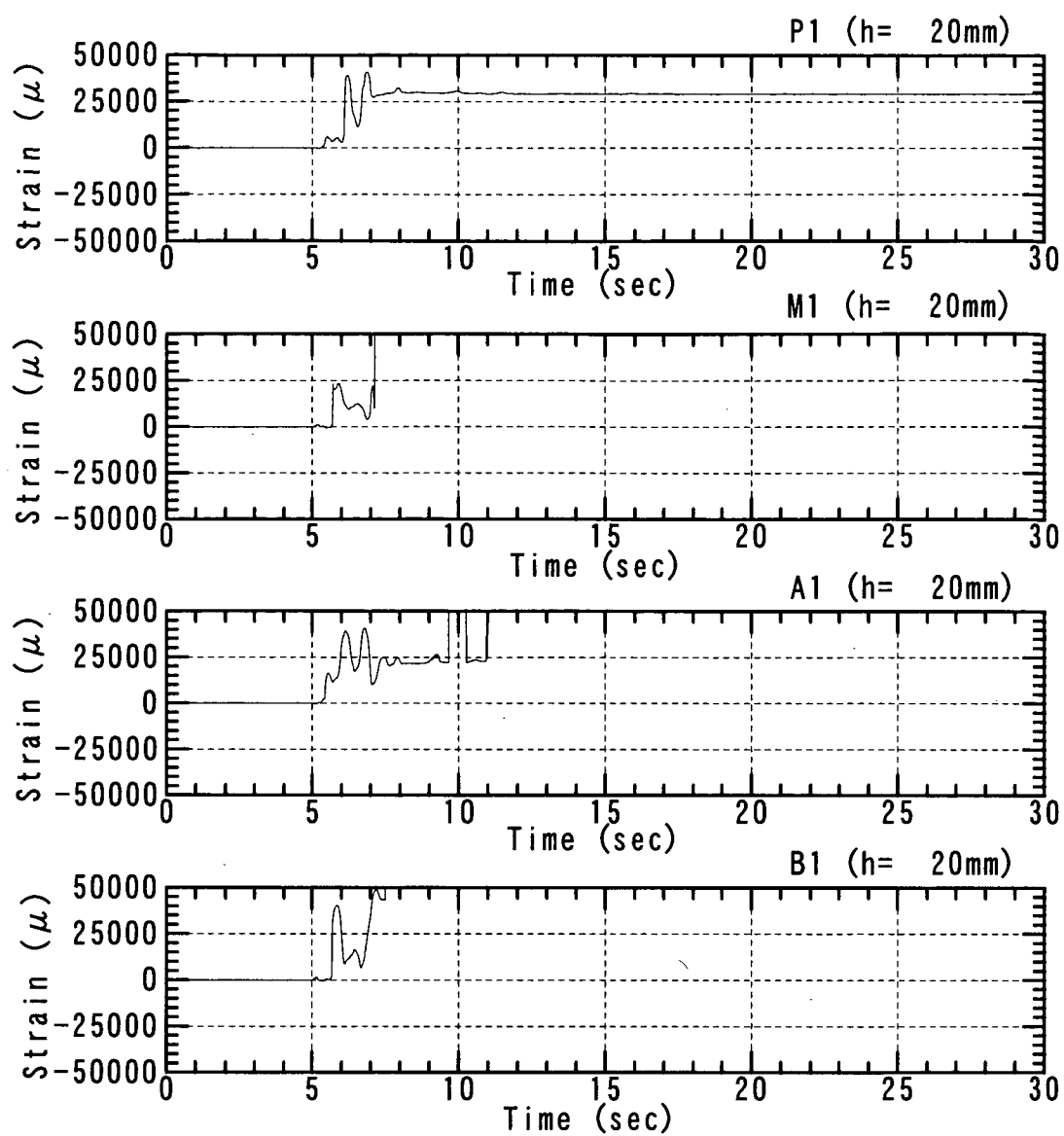


図-5.7(2-k) 軸方向鉄筋ひずみ (2回目加振)

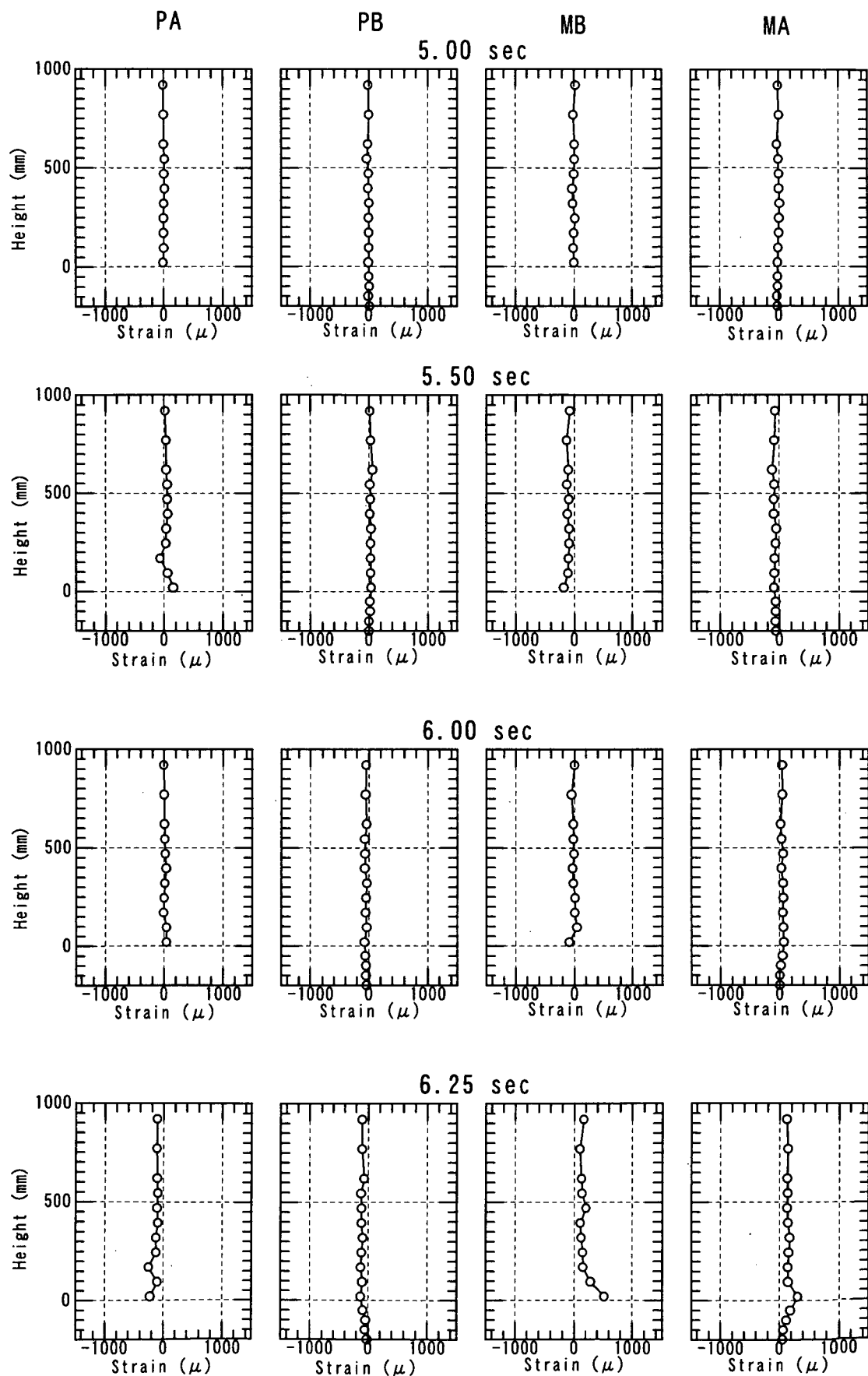


図-5.8(1-a) 軸方向鉄筋ひずみの高さ方向分布 (1回目加振)

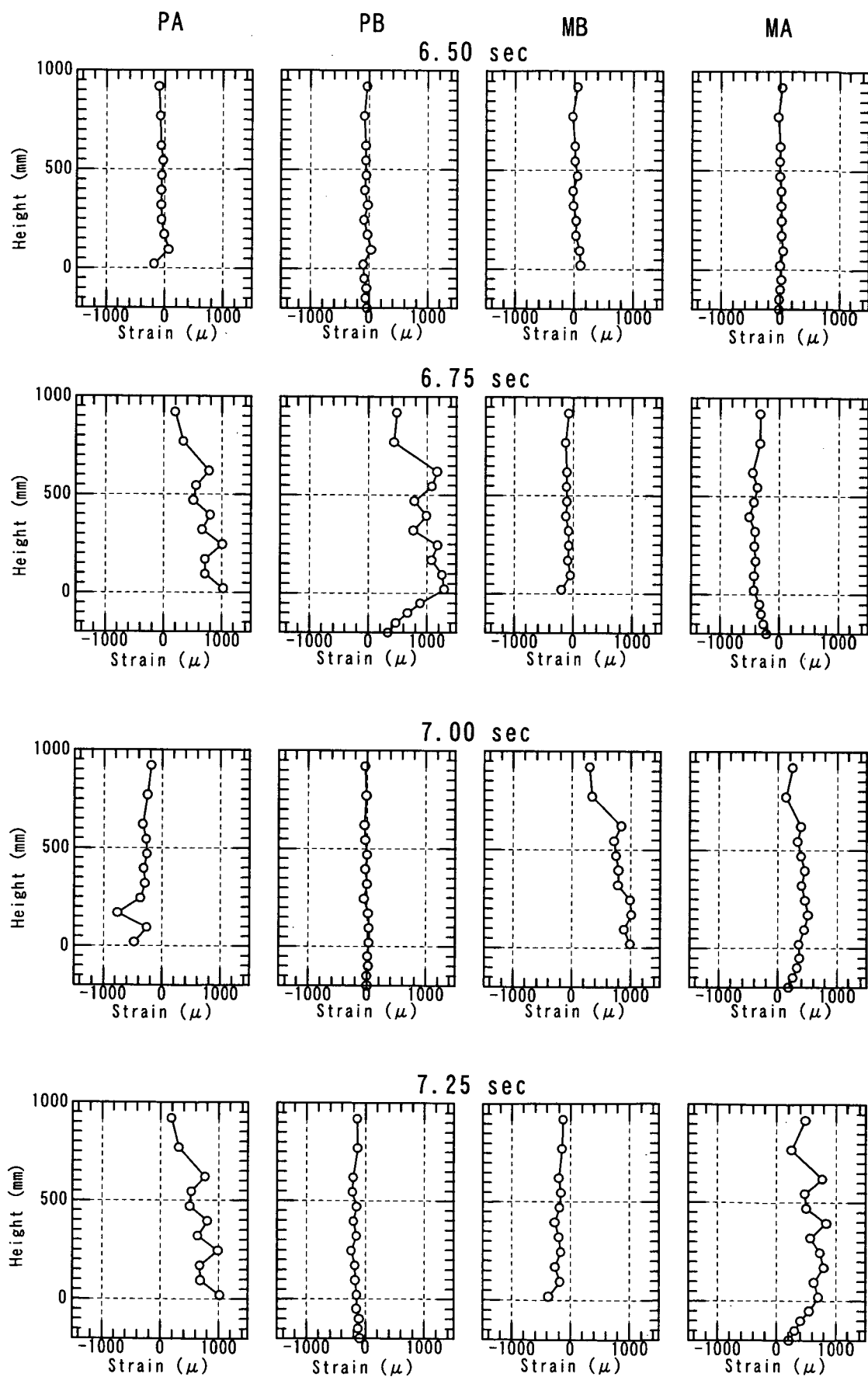


図-5.8(1-b) 軸方向鉄筋ひずみの高さ方向分布 (1回目加振)

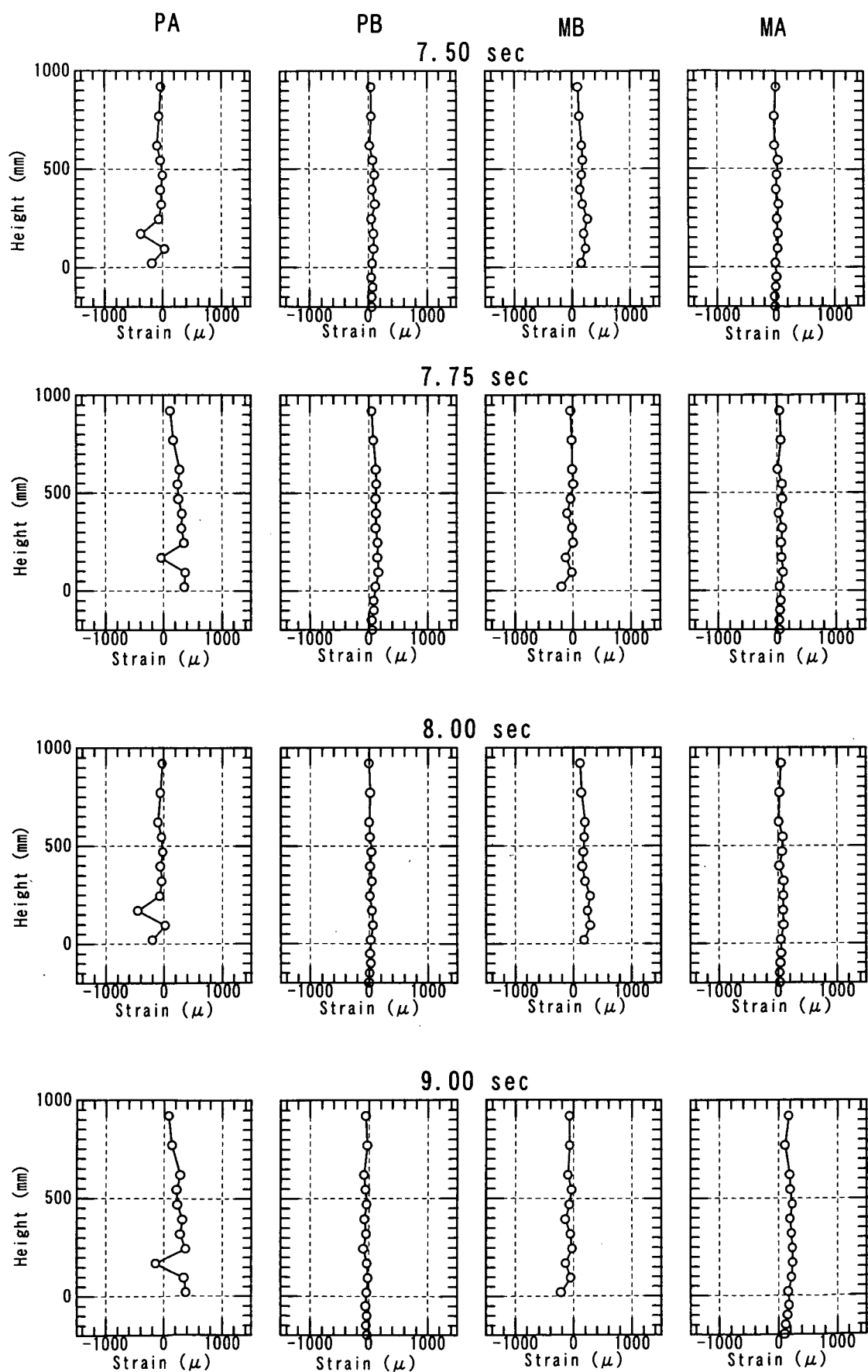


図-5.8(1-c) 軸方向鉄筋ひずみの高さ方向分布 (1回目加振)

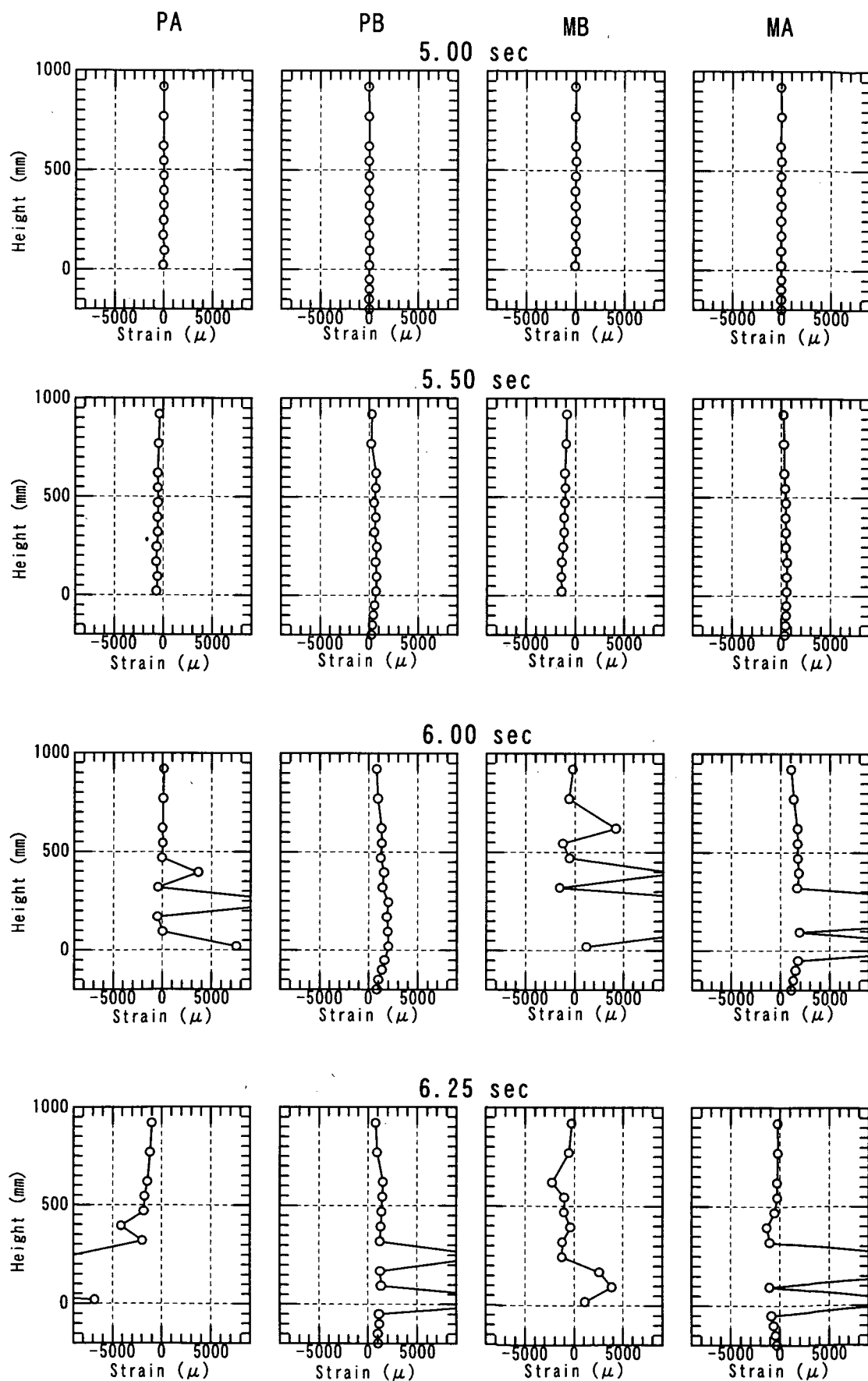


図-5.8(2-a) 軸方向鉄筋ひずみの高さ方向分布 (2回目加振)

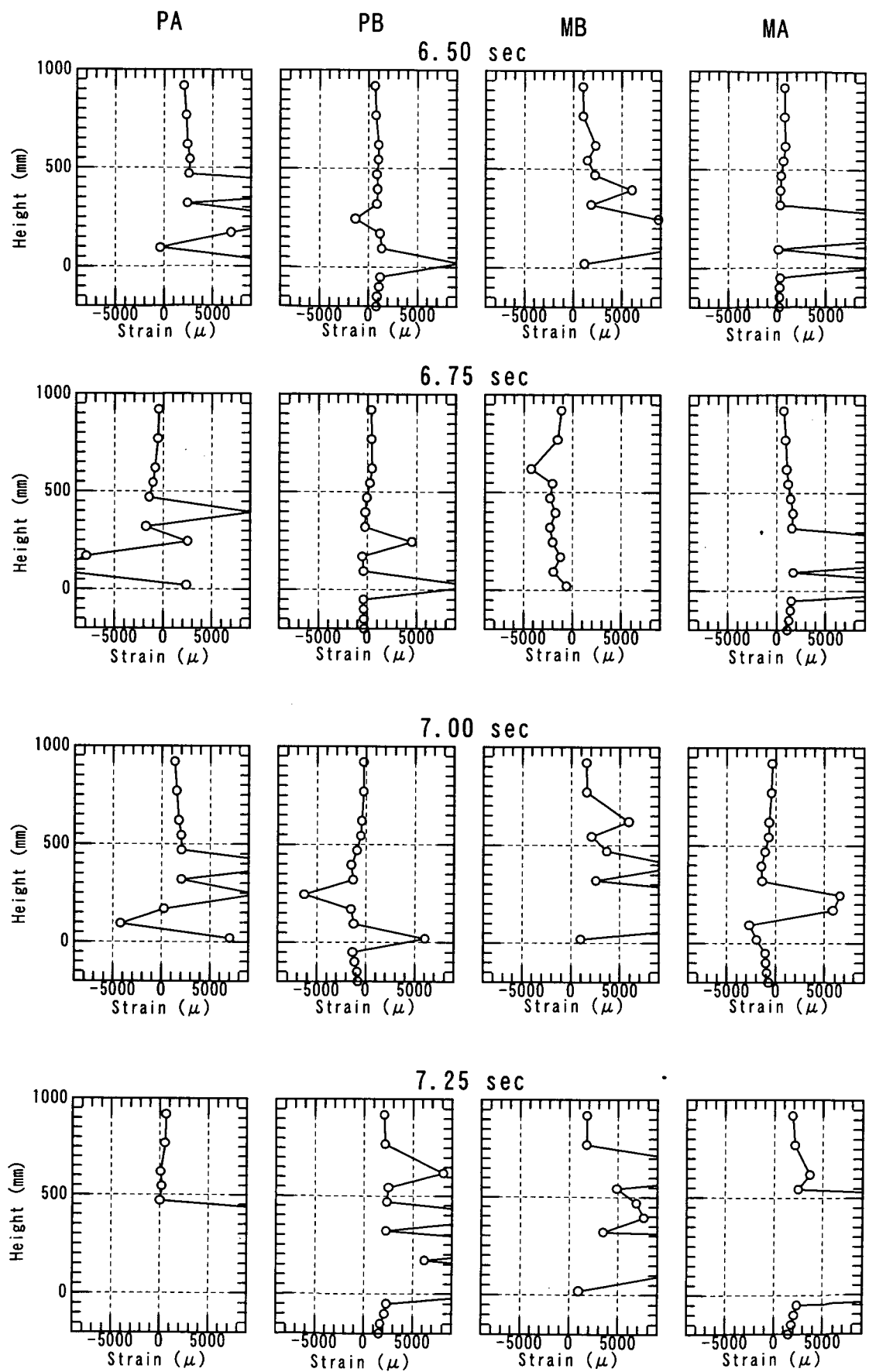


図-5.8(2-b) 軸方向鉄筋ひずみの高さ方向分布 (2回目加振)

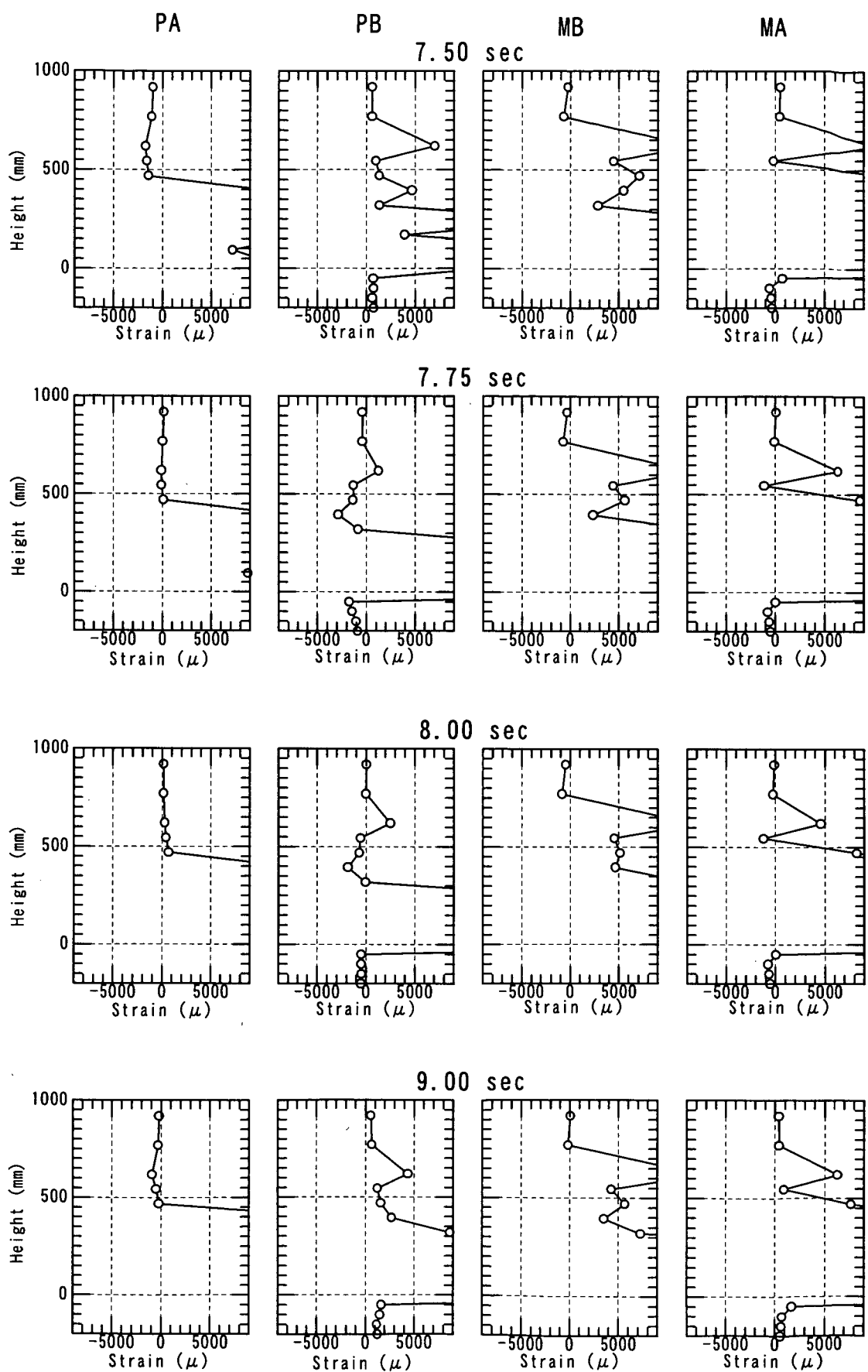


図-5.8(2-c) 軸方向鉄筋ひずみの高さ方向分布 (2回目加振)

5.5 鉛直軸方向変位・軸力・中点変位・ねじりに関する検討

(1) 鉛直軸方向変位と軸力

本実験では、ウエイトにより軸力をかけているので、鉛直方向の加振がなくても損傷の進展等により軸力が変動する。しかし、軸力測定を行っていないので、鉛直軸方向変位および加速度から間接的に軸力および軸力変動を推定する。

鉛直軸方向変位はウエイト天端で測定しているが、ここで得られた値には柱の平面軸周りの回転による影響も含まれているため本来は補正が必要である。しかし、柱の変形には剛体変形だけでなく曲げ変形も含まれており、これらを明確に考慮することはできないことから補正は行わないものとした。

軸力は、慣性力作用位置での鉛直加速度と振動台の鉛直加速度の差によって生じる慣性力と死荷重により生じる軸力の和で表すことができる。振動台上の鉛直加速度には、フーチングによる慣性力も含まれているが、ここではその影響はないものとした。

鉛直軸方向変位を図-5.9、推定した軸力を図-5.10 に示す。1回目加振では、変位および軸力変動はほとんどないが、2回目加振では、鉛直軸方向変位で28mm（鉛直上向き）、軸力は-80kN（引張）から700kN（圧縮）まで大きく変動していることがわかる。

(2) 中点変位

中点変位を慣性力作用位置変位と共に図-5.11 に示す。中点変位は、1回目加振、2回目加振共に全時刻において慣性力作用位置とほぼ同様の挙動をした。

(3) ねじり

二方向加振が一方向加振と異なる点として、ねじりが生じることがある。これを、慣性力作用位置において各辺の中央とそれから離れた位置に設置した変位計の記録から推定する。ただし、回転により鉛直方向に生じる平面の傾きの影響は無視し、水平面内で挙動するものとする。

ねじり角 θ_j は、中央位置と $x(\text{mm})$ 離れた位置との変位の差を $\Delta(\text{mm})$ とすると、

$$\theta_j = \tan^{-1}(\Delta/x) \quad (5.1)$$

ウエイトは剛体なので、どの辺を対象としてもねじり角は同じになるが、ここでは2辺（P面側、A面側）で求めたねじり角の平均を柱のねじり角とする。これよりねじりモーメント M_j を求めると次のようになる。

$$M_j = GJ\theta_j / l \quad (5.2)$$

ここで、 G ：せん断係数、 J ：ねじり定数、 l ：RC柱部の長さ（=3,000mm）

ただし、せん断係数は材料強度試験（表-2.1、表-2.2）により得られたヤング係数 E とポアソン比 ν から

式(5.3)により求めた値を、ねじり定数は式(5.4)に示す柱部のものを用い、加振中変化しないものとする。

$$\begin{aligned} G &= E_c / (2 + 2 \nu_c) \times A_c / A + E_s / (2 + 2 \nu_s) \times A_s / A \\ &= 3.27 \times 10^4 / (2 + 2 \times 0.19) \times 0.99049 + 1.83 \times 10^5 / (2 + 2 \times 0.3) \times 0.00951 \\ &= 1.43 \times 10^4 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned} \quad (5.3)$$

ただし、A：面積、c：コンクリート、s：軸方向鉄筋 鉄筋のポアソン比は仮定値

$$\begin{aligned} J &= (600/2)^4 \times 2.25 \\ &= 1.83 \times 10^{10} \text{ (mm}^4\text{)} \end{aligned} \quad (5.4)$$

以上より求めたねじりモーメント波形（2回目加振時）を図-5.12に示す。

中央から離れた位置に設置した変位計の測定可能範囲の関係上、大変位時では正確な値は求めることができないものの、ねじり回転角は最大で0.5°程度、ねじりモーメントは500kN・m程度と推測される。

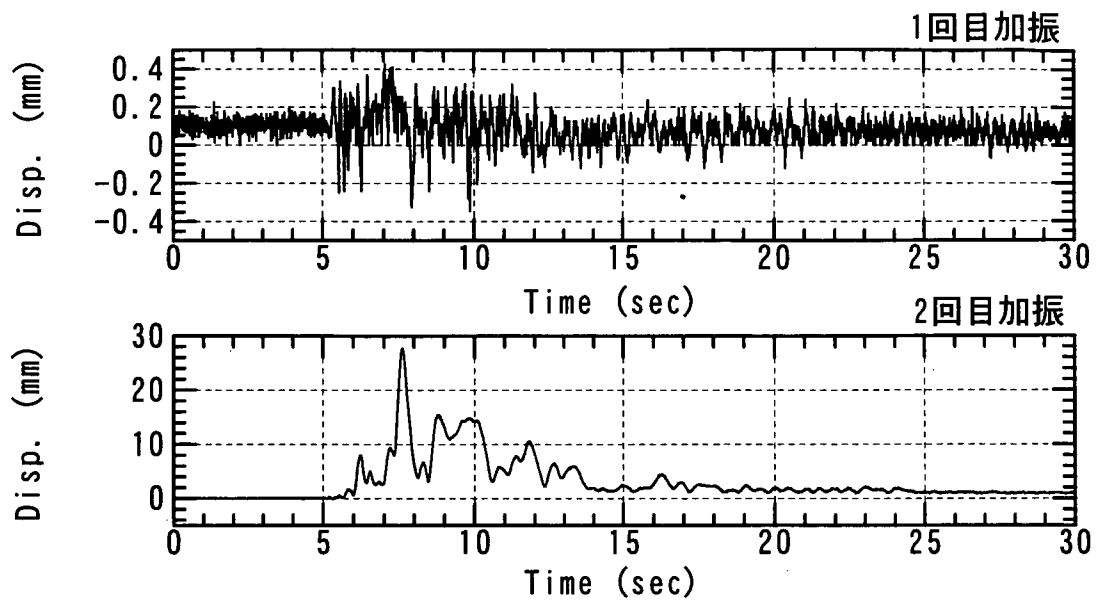


図-5.9 鉛直軸方向変位

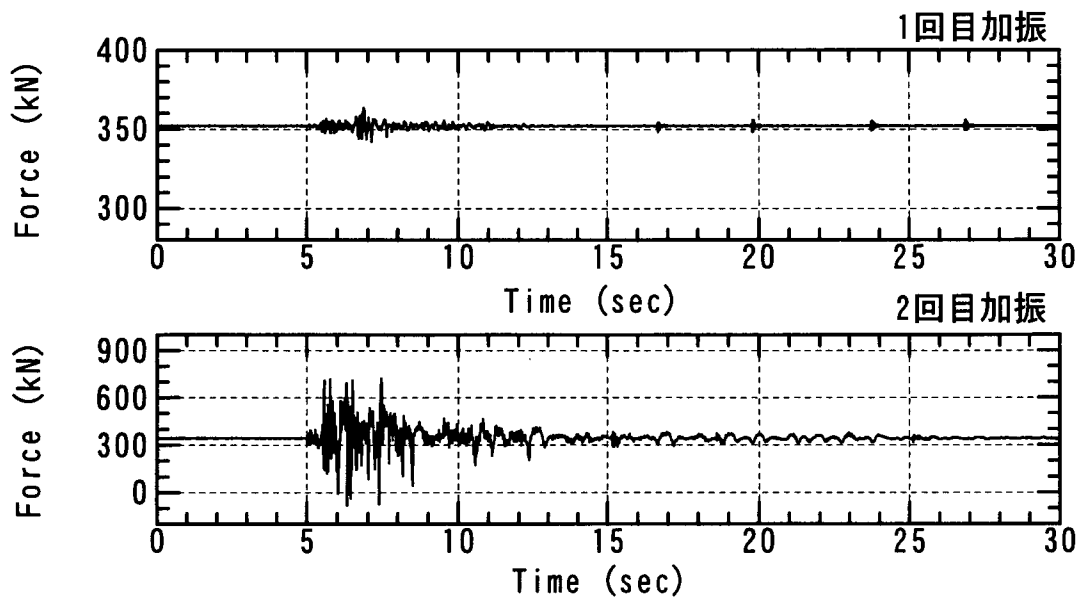
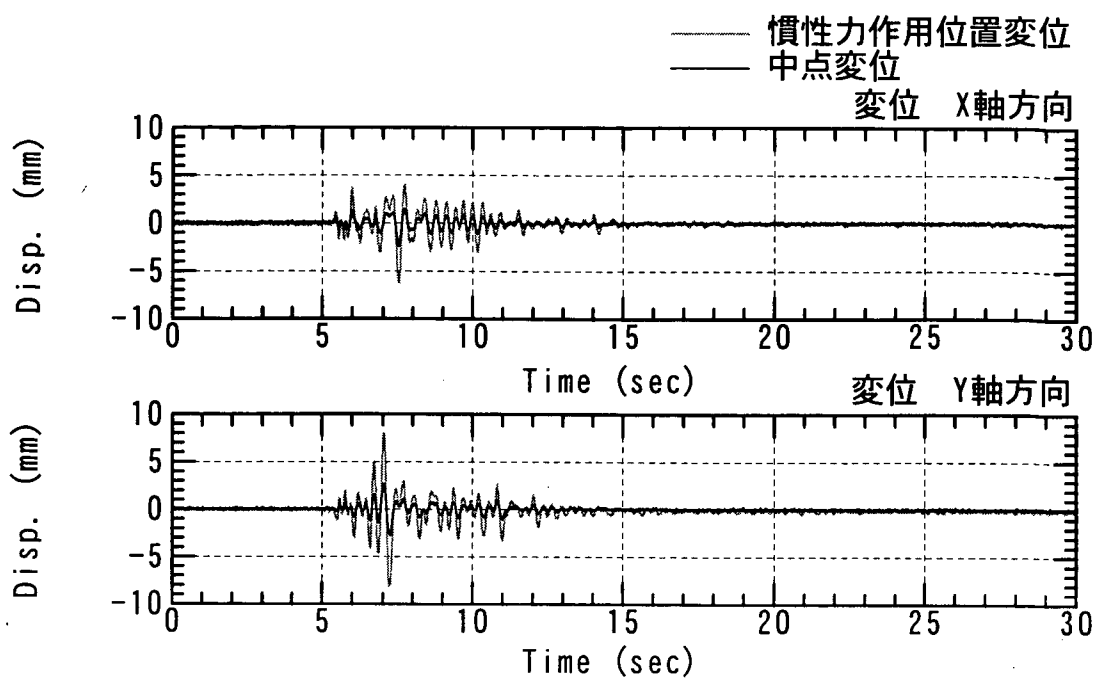
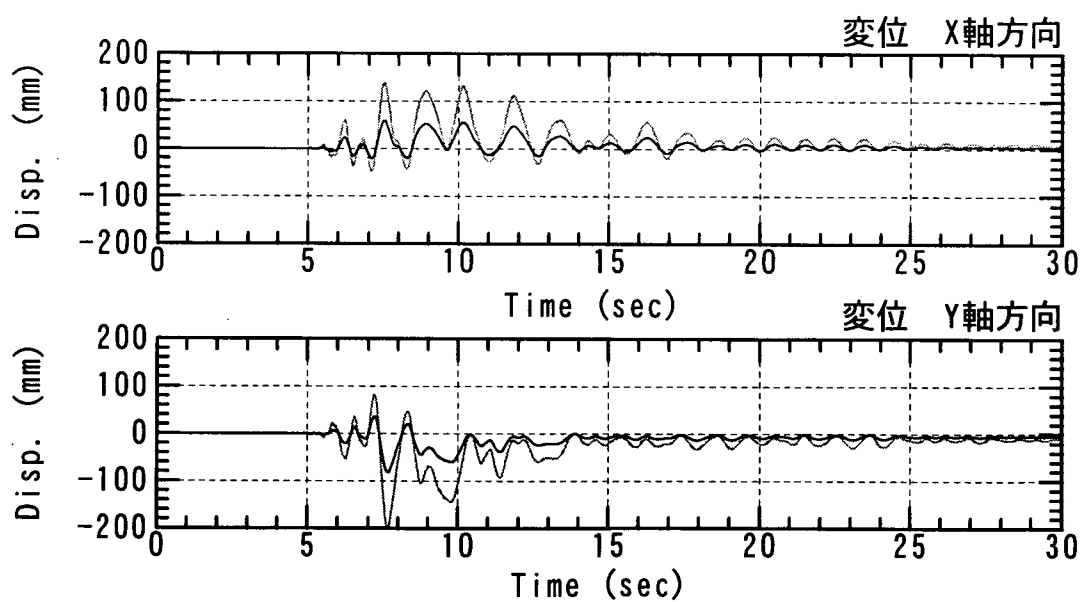


図-5.10 鉛直加速度から推定した軸力



1 回目加振



2 回目加振

図-5.11 中点位置と慣性力作用位置変位の比較

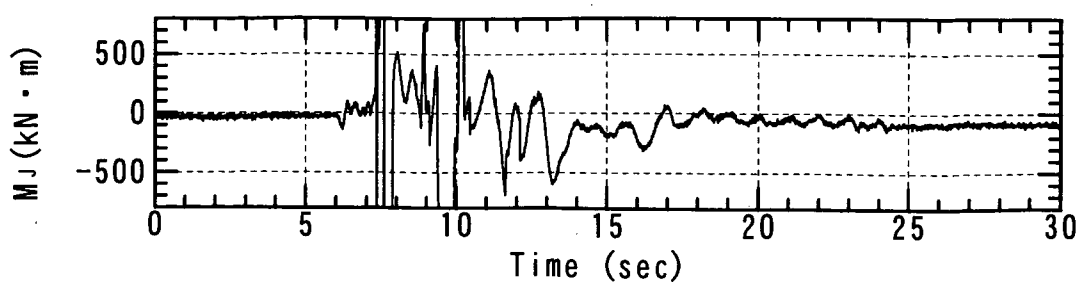


図-5.12 推定したねじりモーメント

6 解析による検討

本章では、以上により得られた実験結果を解析的に検討する。

6.1 地震時保有水平耐力法による耐力－変位関係

平成8年道路橋示方書Ⅴ耐震設計編（以下、「道示」）で規定されている地震時保有水平耐力法の計算により、実験供試体の耐力－変位関係を求める。ここでは、ウエイト位置まで柱であると仮定し、柱基部の軸力が実験と同じになるよう慣性力作用位置に軸力をかけて求めた。材料特性は試験値（表-2.1、表-2.2）によるものとし、塑性ヒンジ長は道示の規定に従い300mmとした。

(1) コンクリートと軸方向鉄筋の応力度－ひずみ特性

コンクリートの骨格曲線（図-6.1）は、かぶりコンクリートおよび拘束コンクリートの全てに対して道示で規定されているものとした。また、軸方向鉄筋の骨格曲線（図-6.2）は完全弾塑性とした。

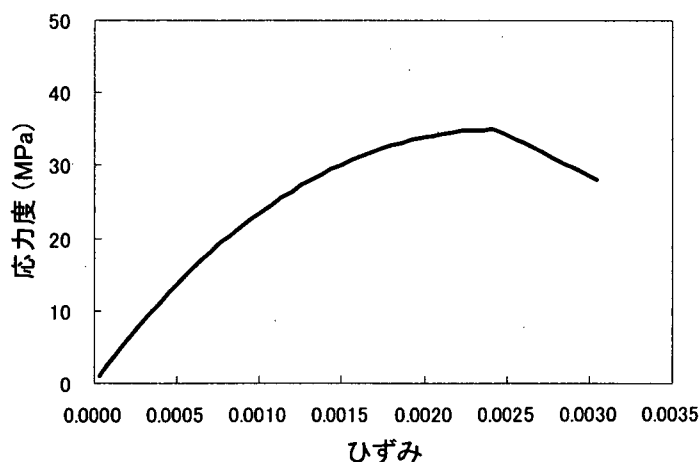


図-6.1 コンクリートの応力度－ひずみ曲線

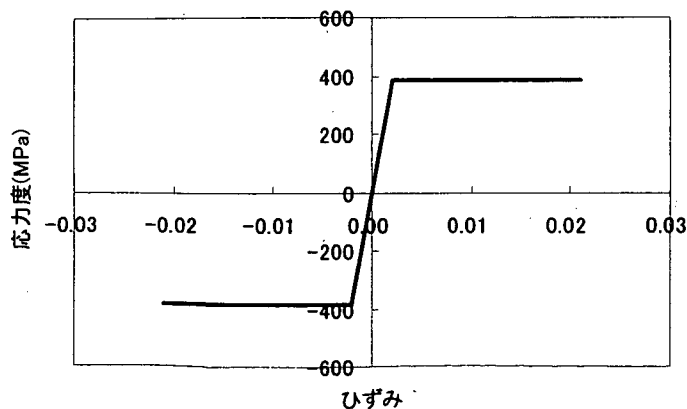


図-6.2 鉄筋の応力度－ひずみ曲線

(3)ひびわれ・降伏・終局時の定義

ひびわれは、引張側最外縁コンクリートのひずみが、コンクリートの引張応力をヤング係数で除した値に達した時点とした。降伏は、引張側最外縁鉄筋位置のひずみが鉄筋の降伏ひずみとなった時点、終局は実験の加振波としてタイプⅡ地震動を採用していることから、圧縮側最外縁鉄筋位置のひずみがコンクリートのタイプⅡの終局ひずみに達した時点とした。また、終局時は、対象軸方向のかぶりコンクリートは無視した。

(4)計算による耐力－変位関係と実験結果の比較

以上より計算した結果を表-6.1、表-6.2に示す。

ここで、計算値と実験結果を比較するために、実験における慣性力作用位置加速度から水平力を求める。ウエイトを含めた供試体全体を1質点系で置き換え、等価質量が慣性力作用位置にあるものとする。模型の設計上、等価重量を353kN(36tf)としていることから、加速度a(gal)の時の水平力P(kN)は

$$P=36.0 \times a/100 \quad (6.1)$$

となる。なお、加速度および変位は、部材としての耐力を比較するため二乗平方和とした。

以上により求めた実験値の水平力－変位の包絡線と地震時保有水平耐力法による計算値の比較を図-6.1に示す。一般に動的加振の方が、荷重、変位とも大きくなるので一概には比較できないが、実験値の最大荷重は計算値の降伏・終局耐力より1.4倍ほど大きい。また、計算値における降伏変位までは実験値とよく対

表-6.1 地震時保有水平耐力法によるモーメント－曲率関係
(柱基部断面)

	タイプⅠ		タイプⅡ	
	モーメント	曲率	モーメント	曲率
	M (kN・m)	ϕ (1/m)	M (kN・m)	ϕ (1/m)
ひびわれ時	129	3.48×10^{-4}	129	3.48×10^{-4}
初降伏時	355	5.02×10^{-3}	355	5.02×10^{-3}
降伏時	408	5.77×10^{-3}	409	5.79×10^{-3}
終局時		4.07×10^{-2}		5.30×10^{-2}

表-6.2 地震時保有水平耐力法による水平力－変位関係

	水平力	変位
	P (kN)	δ (mm)
降伏時	136	13.5
終局時		53.9

応しているが、実験値では剛性は低下するもののさらに荷重が増加している。変位が 35mm 程になると剛性低下率が負になっているが、その後の剛性低下率は今回の実験ではほぼ一定である。なお、この時の変位は、計算値のタイプ I 地震動に対する終局変位(43mm)とほぼ対応している。剛性低下率が負になる時点では、外見上の損傷は見られず、軸方向鉄筋のひずみレベルもそれほど大きくないことから、このことによって部材の耐力がすぐに損なわれることはないといえる。よって、計算値のタイプ II の終局変位時に対応する実験での部材の状態は、地震時保有水平耐力法で終局時に想定している状態と同等であると考えられる。ただし、入力波の方向を変えた場合には、最大相対変位となる向きも変わると予想され、その向きが柱に対してどの向きになっているかによっても応答が変化する可能性がある。よって、外力の方向性や波形の特性の影響も別途検討が必要と考えられる。

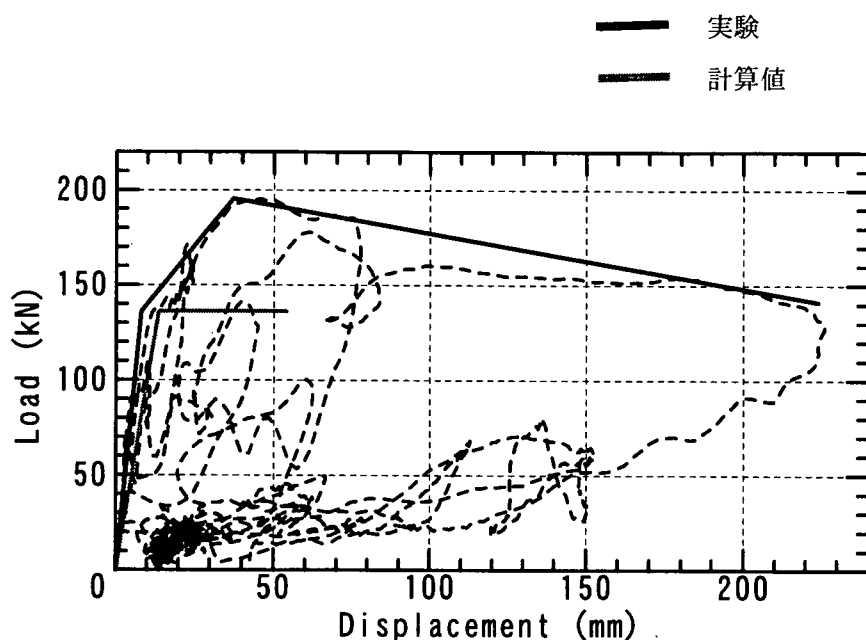


図-6.3 地震時保有水平耐力法による計算値と実験より推測した水平力-変位関係の比較
(2 回目加振時)

6.2 時刻歴応答解析

6.2.1 解析方法

加振実験を解析的手法により再現することで解析の適用性について検討した。ここでは、ファイバーモデルによる解析を行った。

ファイバーモデルは、一つのファイバー要素を複数の応力-ひずみ関係を持つ要素（ファイバー要素）の集合体として考えるものであり、有限要素法解析（FEM）ほど自由度はないものの、はりモデルよりも精緻な解析が可能なモデルである。はりモデルでは部材の曲げモーメント-曲率（もしくは回転角）関係や軸力-曲げモーメントの相関を定義する必要があるが、ファイバーモデルでは各要素の応力-ひずみ関係だけを決定すればこれらが自ずと考慮できる。また、本実験のように、多方向入力を受ける場合の曲げモーメント-曲率関係や面内-面外連成をモデル化することは、多軸曲げ特性が十分にはわかっていないことから難しいが、ファイバーモデルでは事前検討をしなくても多軸曲げ特性の影響も考慮できる。

時刻歴応答解析は柱およびウエイトを多質点系、各要素をファイバー要素としたモデルを作成し、振動台上で観測された加速度波形を入力して行った。

6.2.2 解析条件とモデル

(1) ファイバーモデルの仮定

ファイバーモデルでの仮定には様々なものがあるが、ここでは以下のように仮定した。

- ・断面は常に平面を保持する
- ・ねじり、そりは考慮しない
- ・材料間の付着は完全とする
- ・はり要素は、せん断変形を考慮する Timoshenko はりとする
- ・軸力-曲げモーメント、面外-面内曲げモーメントの相関は考慮するが、軸力-せん断力、面外-面内せん断力の相関は考慮せずそれぞれ弾性範囲内で独立しているとする

(2) 材料特性

- ・かぶりコンクリート

Kent&Park モデル⁸⁾を基本としたモデルを用いた。ひずみが 0.002 の時にコンクリート圧縮強度 f_{ck} になりそれ以降は直線的に低減するとした。50%低減時のひずみ ε_{50u} は、

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.029 f_{ck}}{14.482 f_{ck} - 1000} \quad (6.2)$$

（ただし f_{ck} の単位は kgf/cm^2 ）

となる。Kent&Park モデルでは、最小応力を最大応力の 20%としているが、ここではそのまま直線的にゼロまで低減するものとした。引張側は道式で求められる引張応力まで弾性として負担するものとした。また、履歴特性は図-6.4 に示すモデル⁹⁾とした。

・拘束コンクリート

6.1 と同様に道示耐震設計編モデルとした。ただし、終局ひずみ後は最大応力の 10%までは同じ剛性低下率とし、それ以降はひずみが 0.01 の時に圧壊（応力ゼロ）となるよう直線的に低減させた。また、引張側の扱いおよび履歴特性はかぶりコンクリートと同様とした。

・軸方向鉄筋

バイリニアモデルとし、二次剛性比は 0.01 とした。バイリニアモデルのためバウシンガー効果は見込んでいない。

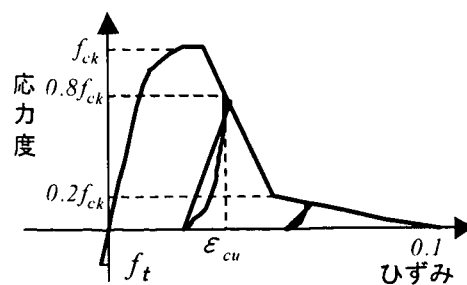


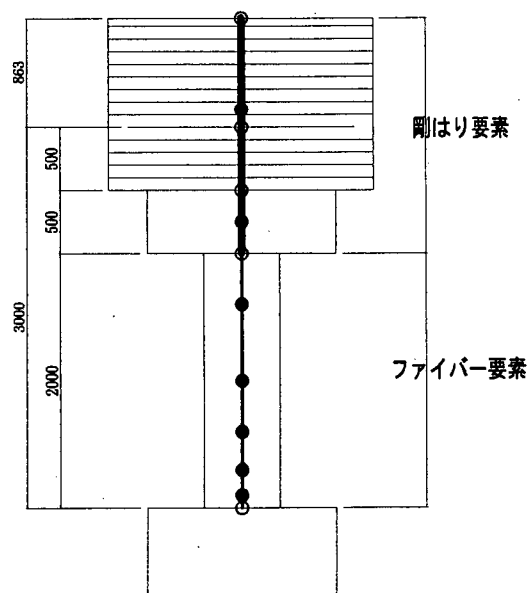
図-6.4 コンクリートの履歴モデル

(3)全体モデル

フーチングは振動台と完全に一体であるものとして、柱基部から上部をモデル化した。モデル化は図-6.5のように、柱部をファイバー要素、横梁部およびウエイト部を剛体要素とした。ここで、柱部は基部付近の変形が大きいことから基部に近いほど節点間隔が小さくなるようにした。質量は集中質量とし、柱部は各節点に、横梁部およびウエイト部は重心位置に配置した。

表-6.5 全体系モデル

節点 No.	座標 (m)	質量 (t)	断面形状 (m×m)	備考
1	0.00	—	0.6×0.6	橋脚基部
2	0.10	0.180		
3	0.30	0.180		
4	0.60	0.360		
5	1.00	0.360		
6	1.60	0.720		
7	2.00	—	0.6×1.5	横梁基部
8	2.25	1.125		横梁重心
9	2.50	—		ウエイト部下部
10	3.00	—	1.5×2.1	慣性力作用位置
11	3.14	33.075		ウエイト部重心
12	3.86	—		ウエイト部上部



単位：mm

図-6.5 解析モデル

(4)ファイバー要素内の断面分割（セルの分割）

全部で 304 個のセルに分割した。軸方向鉄筋（●部）は各鉄筋を一つのセルとし、コンクリート部分をかぶり部分（□部）はやや小さめの、拘束部（■部）をやや大きめのセルに分割した。各セルの図心を評価点とし座標および面積を与えた。

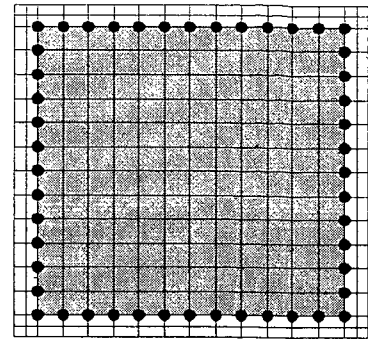


図-6.6 断面の分割

(5)減衰

多方向入力を考慮した減衰の設定に関する検討事例がないことから、ここでは基準振動数における減衰を 0.02 とする要素剛性比例減衰を仮定した。ここで、基準振動数は系全体の一次固有振動数(6.3で示す)、剛性は初期剛性を維持するものとした。

非線形化することによる履歴減衰も加わることから要素剛性比例減衰は若干小さめに設定した。

(6)その他諸定数

有効せん断断面積は、せん断変形を考慮するものとして、中実長方形の有効せん断係数 $\kappa = 10/12$ を用いた。ねじり定数は、ねじり変形を考慮しないことからゼロとした。

(7)入力波形

実験と同様にした。完全な比較が可能なように指令値ではなく、振動台上加速度記録（入力波の時間間隔は 0.005 秒）を用いた。

(8)要素内の分布形状の仮定

要素内での各分布形状は、曲げモーメント、曲率を一次式、せん断力は一定とした。

(9)幾何学非線形の考慮

幾何剛性は初期軸力に対してのみ考慮する。初期軸力に対してのみとしたのは、軸力変動による変位増分は小さく、それに伴う幾何学非線形の影響も小さいからである。

(10)計算条件

数値積分は Newmark β 法 ($\beta = 0.25$)、積分間隔 0.001 秒としている。不平衡力は Newton 法により補正するが、一定回数を超えて収束しない場合は不平衡力を次のステップに持ち越すものとした。

6.3 解析結果の検討

(1)固有値解析結果

6.2 のモデルの固有値解析結果を表-6.6 に示す。3.2 の実験による固有振動数に比べると、1Hz 程大きく実験供試体より若干剛である。1 次、2 次モードは並進、3 次、4 次モードは回転である。5 次モードは鉛直方向への振動だが、これは軸力変動を考慮して鉛直方向の拘束をしていないためであり、通常のはりモデルでの解析ではでてこないモードである。3 次モード以降は高周波であり、また、4 次モード以降は、有効質量比が 2%未満であることから、主要振動モードはほとんど 2 次までで決定される。また 1 次、2 次モードもウエイト形状による差であることから、系全体の振動は実質 1 質点系の振動とみなすことができる。

表-6.6 固有値解析結果

次数	固有振動数 (Hz)	累積有効質量比(%)					
		並進 X	並進 Y	並進 Z	回転 X	回転 Y	回転 Z
1	5.10	88	0	0	0	9	(固定)
2	5.14	88	90	0	6	9	
3	53.1	98	90	0	6	90	
4	55.2	98	98	0	87	90	
5	64.1	98	98	98	87	90	

(2)慣性力作用位置における加速度、変位波形

慣性力作用位置における加速度、変位波形を実験結果と比較したものを図-6.7 に示す。

加振 1 回目では、加速度、変位波形ともピークの大きさや位相などほぼ全時刻にわたりよく対応している。このことから、弾性範囲内ではファイバーモデルにより二方向入力を受ける部材の挙動を再現できることがわかる。

加振 2 回目では、加速度、変位波形とも、最大変位の直前まではほぼ対応しているが、それ以降の実験での長周期化までは再現できていない。実験波形と解析波形が乖離し始める段階は、かぶりコンクリートの剥落段階にほぼ対応しており、その後軸方向鉄筋の座屈なども加わることで実験波形における長周期化が生じていると考えられる。また、実験と解析波形の乖離の原因は、解析では平面保持を仮定しておりこのような状況を再現できないことや、解析の収束計算の関係上減衰が剛性変化に比例していないことなどがあげられる。

主軸別の加速度－変位関係を図-6.8、加速度および変位軌跡を図-6.9 に示す。加振 1 回目（弾性範囲）では、加速度－変位曲線の傾きや加速度、変位軌跡とも若干のずれはあるもののほぼ対応している。これに対し、加振 2 回目では、加速度が大きく、逆に変位が小さくなっている。この点からも、剛性が大幅に低下する段階までは、解析では十分シミュレートできていないことがわかる。

以上のことから、地震時保有水平耐力法で想定する終局状態までは、水平二方向入力を受ける場合でもファイバーモデルによりシミュレートできるといえる。

(3) 柱基部に作用する部材力

解析より求めたせん断力、曲げモーメント、曲率の時刻歴波形を図-6.10、せん断力および曲げモーメントの軌跡を図-6.11、曲げモーメントー曲率図を図-6.12 に示す。

加振 1 回目の時の最大値は、せん断力は 80kN 程度、曲げモーメントは 250kN・m 程度、曲率は 0.0035m^{-1} であり、コンクリートのひびわれ時モーメントを若干上回る程度である。曲率は最終的には元に戻っており、弾性範囲内であったことがわかる。また、せん断力および曲げモーメントの軌跡は非常に似た形状をしていることもわかる。

加振 2 回目の時の最大値は、せん断力は 200kN 程度、曲げモーメントは 500kN・m 程度、曲率は 0.12m^{-1} 程度であり、いずれも地震時保有水平耐力法より算出したタイプⅡ地震時の終局の値を超えている（ただ、本実験の目的が、実地震時の挙動の再現ではなく、多軸曲げを受ける際の非線形挙動の把握であることから、若干大きめの入力をしている点に注意が必要である）。また、最終的に残留曲率も 0.015m^{-1} 程度生じている。時刻歴波形を見ると、加振 1 回目に比べ、短周期成分がほとんどないという特徴もある。入力波形の周期特性は加振 1 回目と 2 回目で同じであることから、せん断力等の時刻歴波形での周期特性の差は、部材の応答レベルによるものであり、非線形化したために長周期成分が増えたものと考えられる。

軸方向変位および軸力の時刻歴波形を図-6.13 に示す。加振 1 回目の時の軸方向変位は、実験、解析共にほとんど変動しておらずほとんど無視できるレベルである。また、軸力変動も一定軸力（353kN）から $\pm 100\text{kN}$ 程度に収まっている。これに対し、加振 2 回目の時は軸方向変位が実験で最大 28mm、解析でも 8mm それぞれ伸びる方向に生じている。実験値がかなり大きくなっているが、これは、柱全体の回転の影響も含むことと、解析では考慮できない損傷の進展によるものと考えられる。また、最終的に実験で 1mm ほど伸びた状態となり、柱全体の残留変位による柱の回転の影響を考慮しても若干伸びたことがわかる。この要因は、軸方向鉄筋の伸び出しはフーチング内のひずみ分布は 5.4 で示したようにあまり生じていないと考えられることから、柱基部から 200mm の高さに生じたコアコンクリート内部まで達するクラックをはじめとした隙間が生じたためと考えられる。

(4) 軸方向鉄筋ひずみ

柱基部位置での軸方向鉄筋ひずみの実験値と解析値の時刻歴波形を図-6.14 に示す。加振 1 回目では、変位や加速度等の波形での比較ほど周期等がよい対応をしているとはいえないものの、傾向としてはほぼ同様であることから、平面保持の仮定が適用できることがわかる。加振 2 回目では、実験値で計測が行われている 7 秒付近までは、1 回目ほどではないものの傾向は似ている。実験では 7 秒付近でかぶりコンクリートの剥落などが生じていることから、断面が損傷する前までは平面保持の仮定がほぼ成り立ち、本研究で用いた仮定によるファイバーモデルにより追跡がほぼ可能であることがわかる。

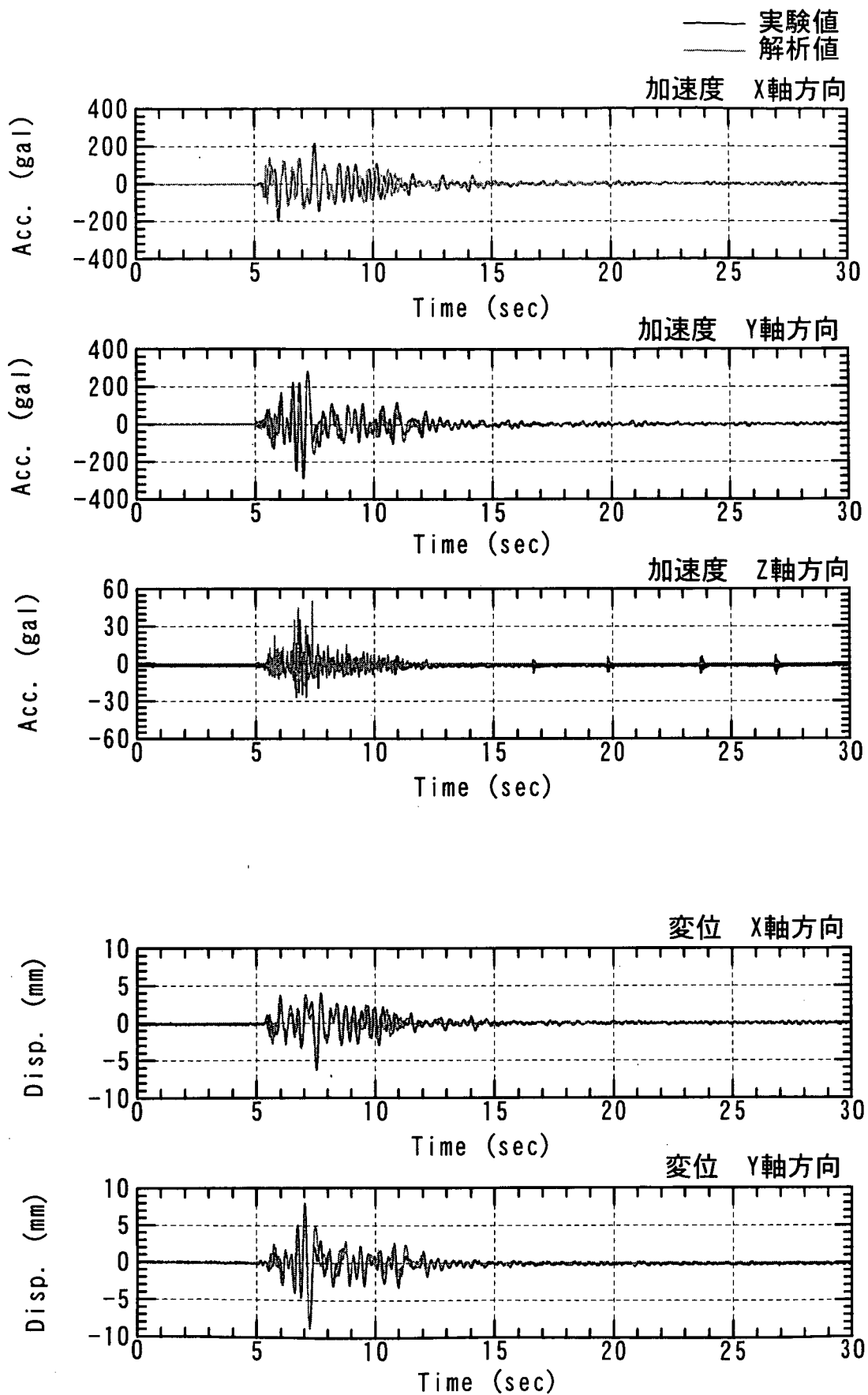


図-6.7(1) 慣性力作用位置における実験と解析の時刻歴波形の比較 (1回目加振)

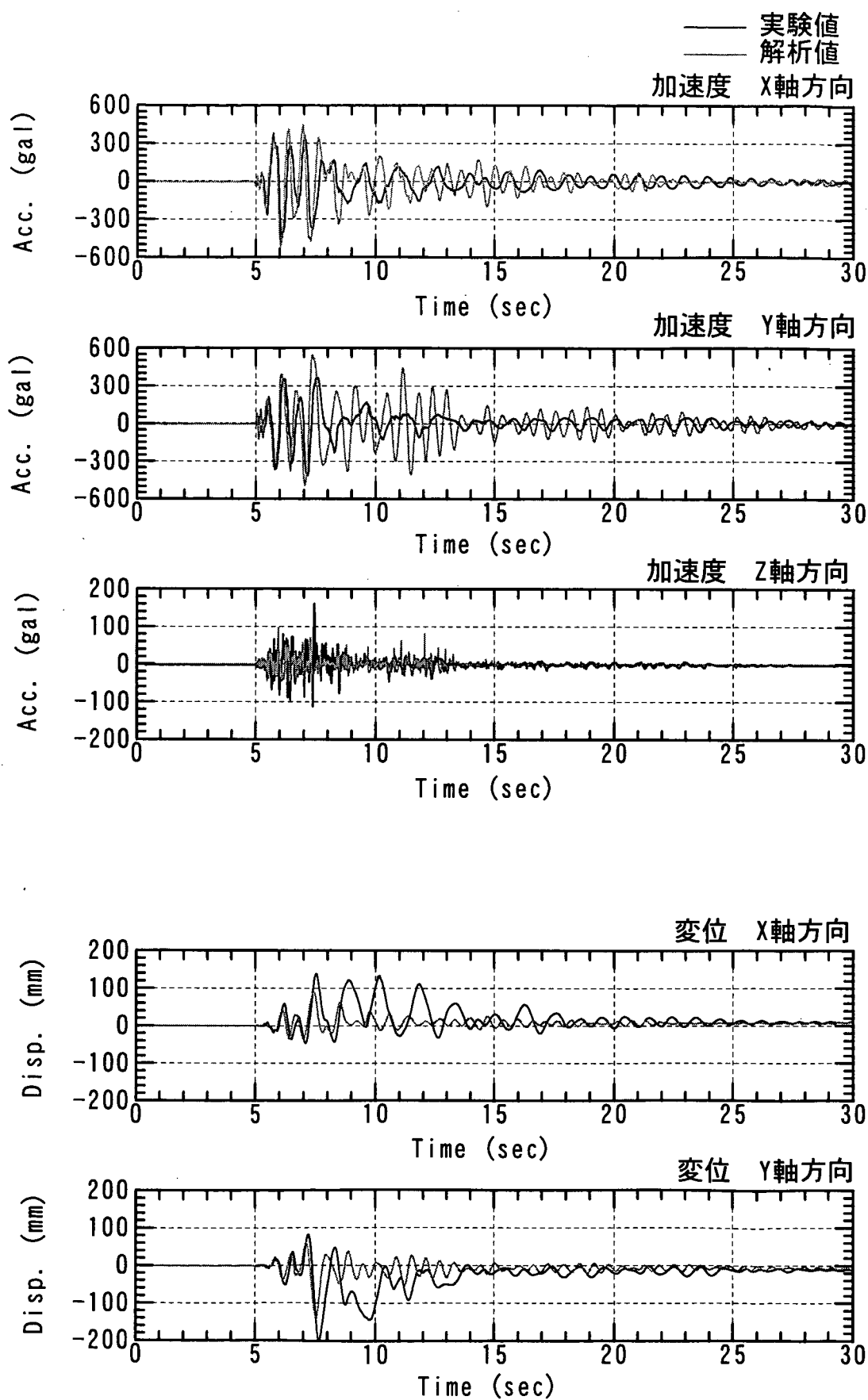
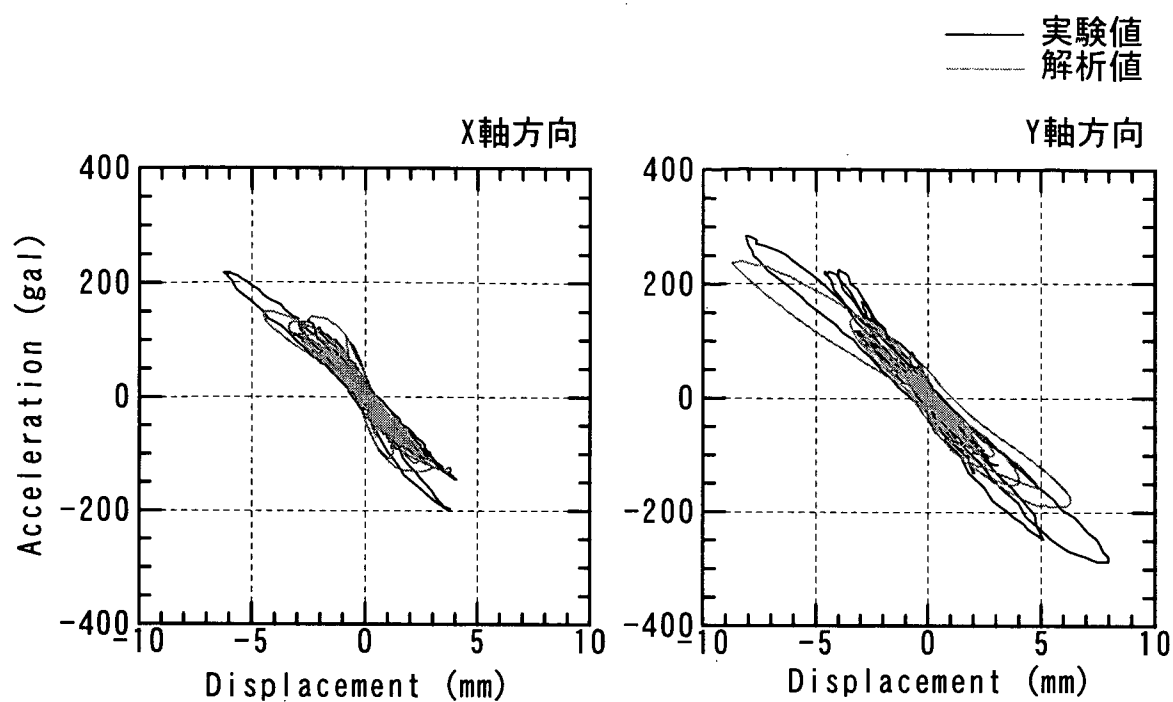
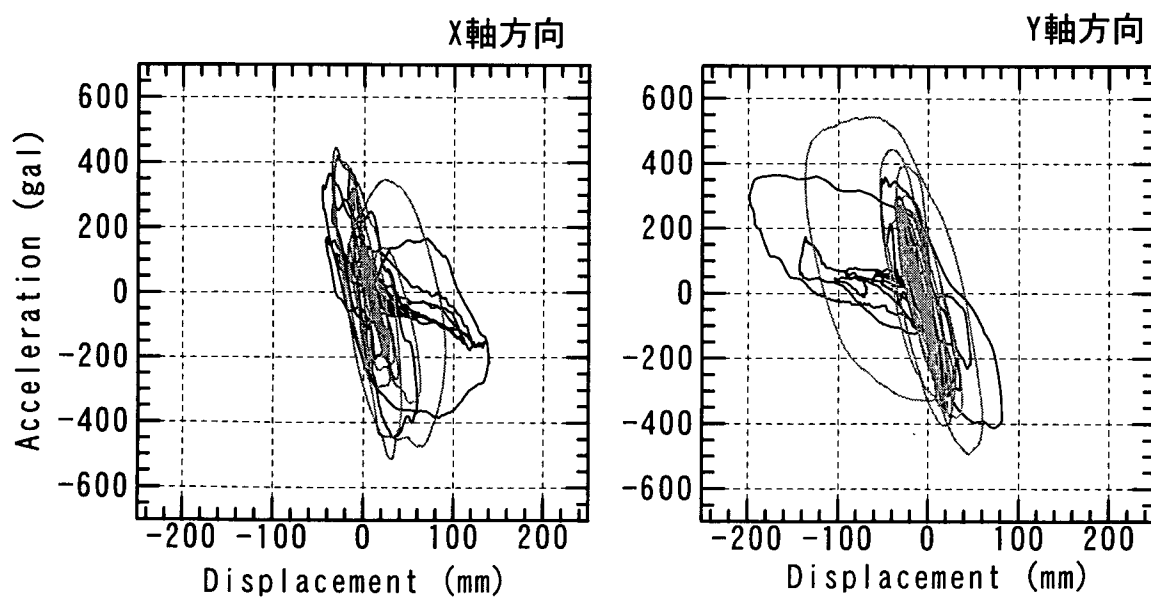


図-6.7(2) 慣性力作用位置における実験と解析の時刻歴波形の比較 (2回目加振)

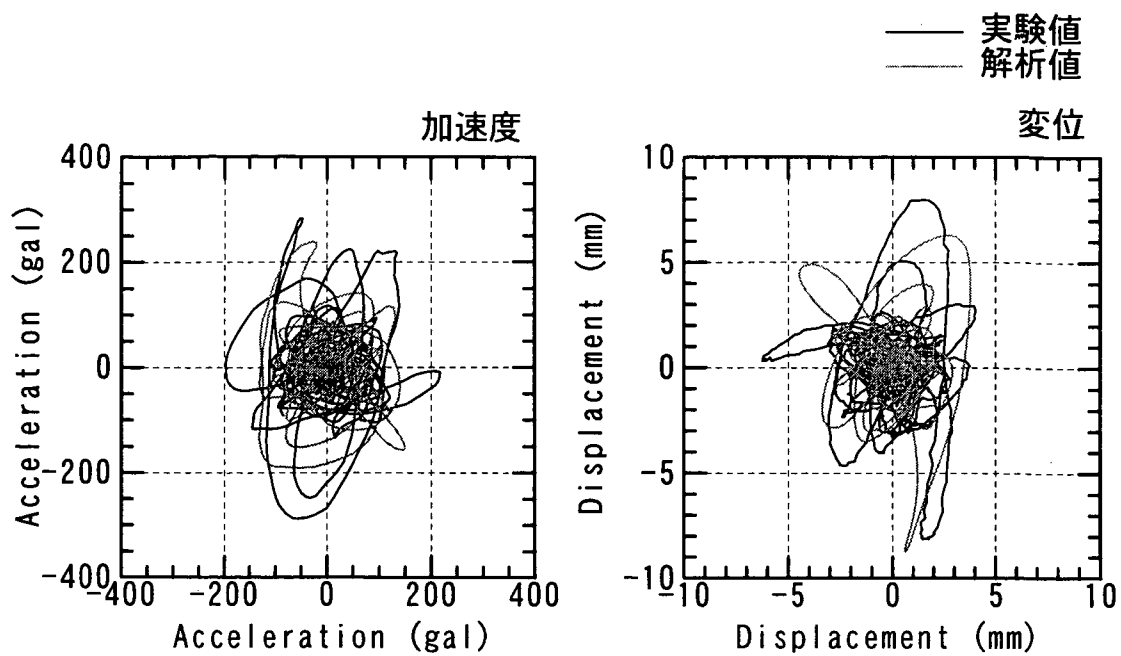


1 回目加振

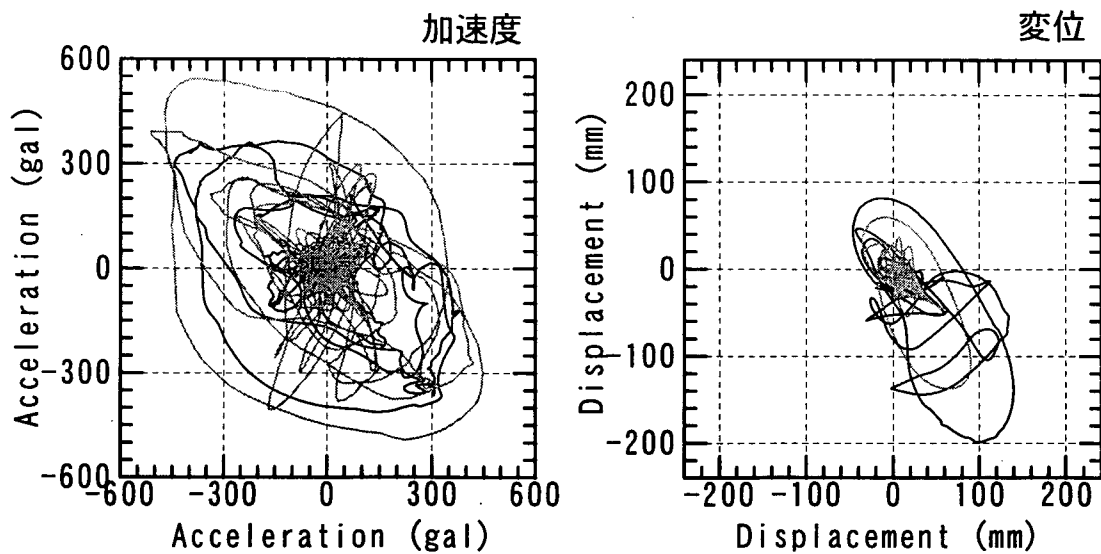


2 回目加振

図-6.8 慣性力作用位置における実験と解析の加速度-変位関係の比較



1 回目加振



2 回目加振

図-6.9 慣性力作用位置における実験と解析の加速度および変位軌跡の比較

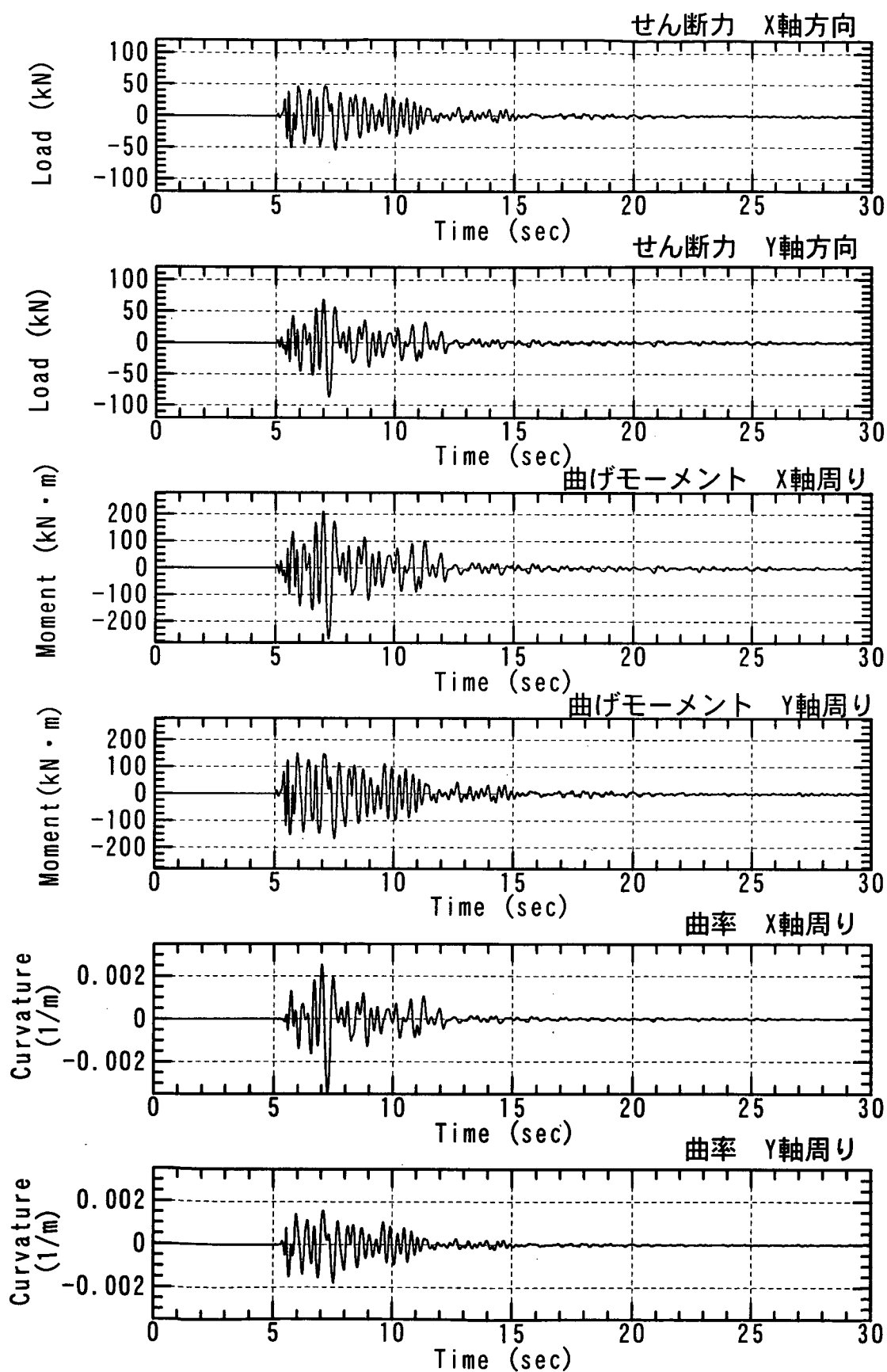


図-6.10(1) 解析より求めた柱基部におけるせん断力、曲げモーメントおよび曲率（1回目加振）

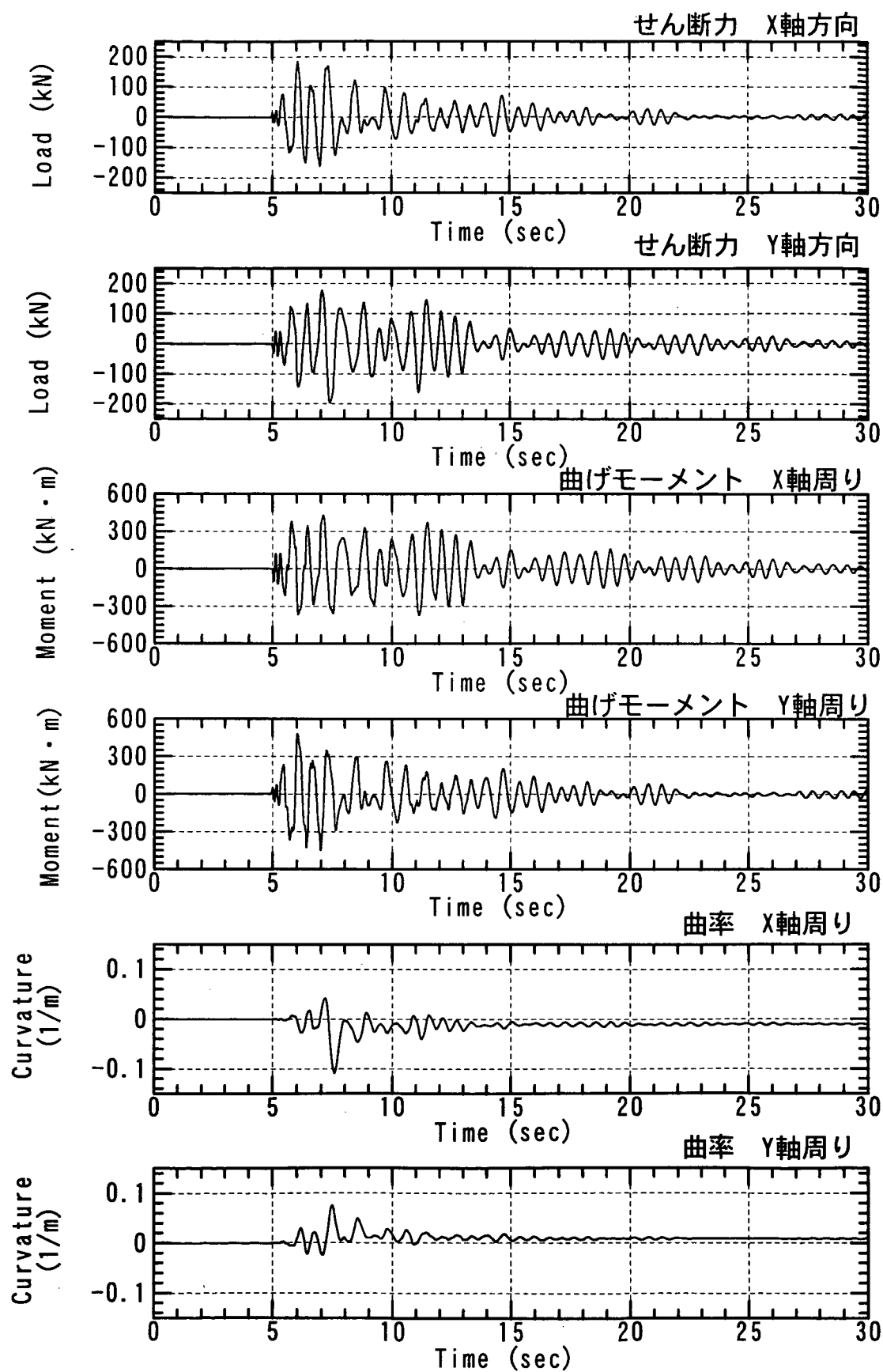
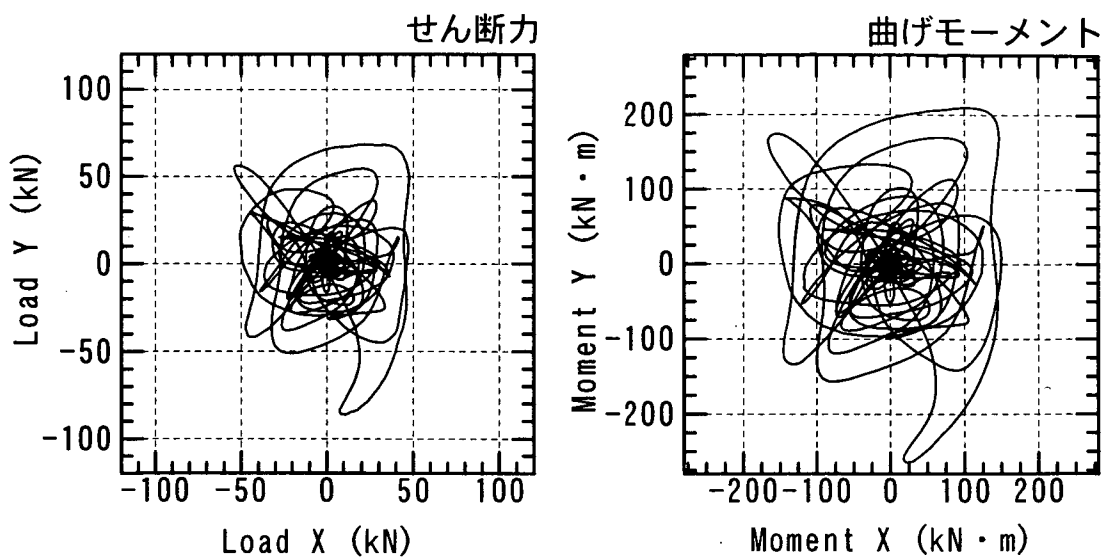
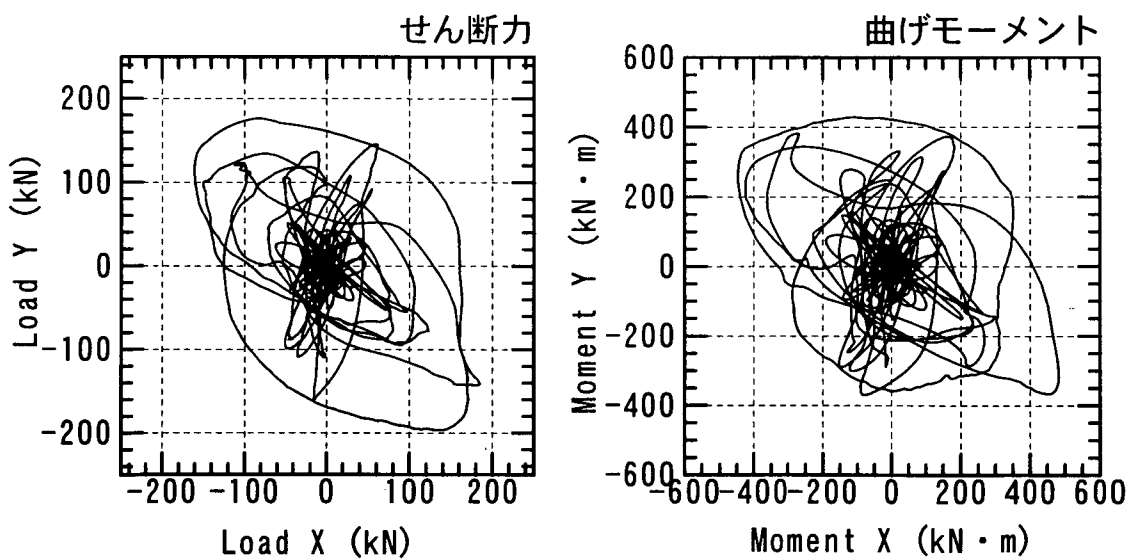


図-6.10(2) 解析より求めた柱基部におけるせん断力、曲げモーメントおよび曲率（2回目加振）

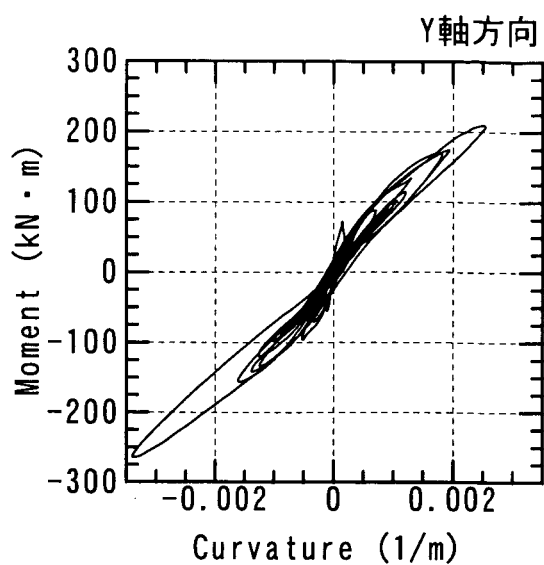
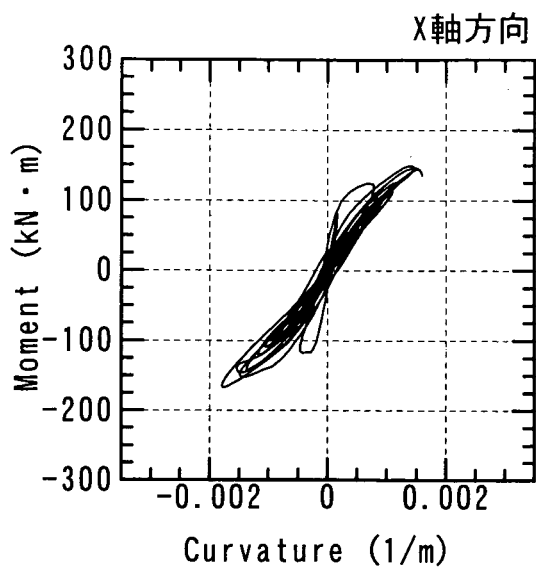


1 回目加振

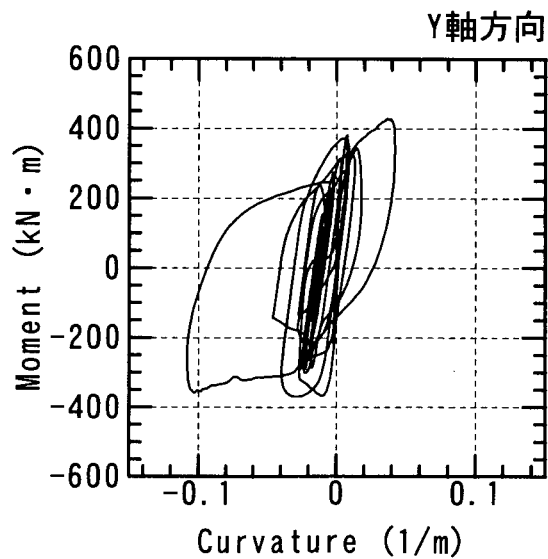
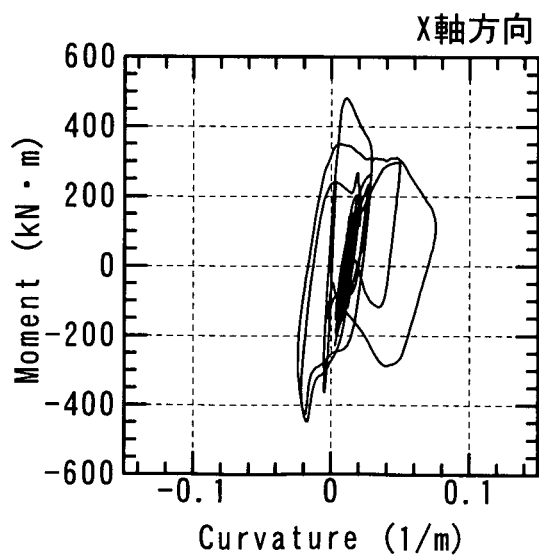


2 回目加振

図-6.11 解析より求めた柱基部におけるせん断力および曲げモーメント



1 回目加振



2 回目加振

図-6.12 解析より求めた柱基部における曲げモーメントー曲率関係

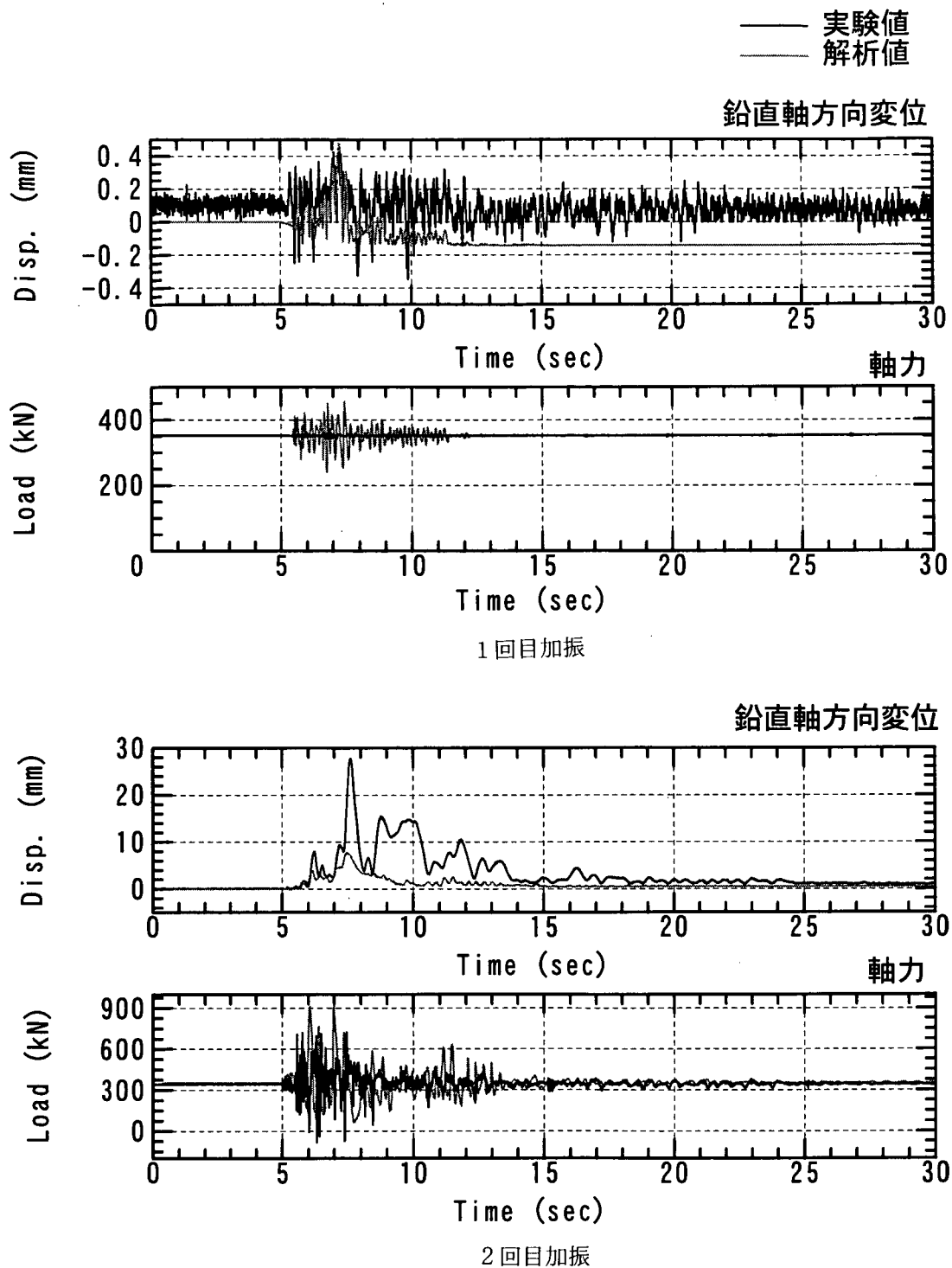


図-6.13 実験と解析の鉛直軸方向変位および軸力の比較

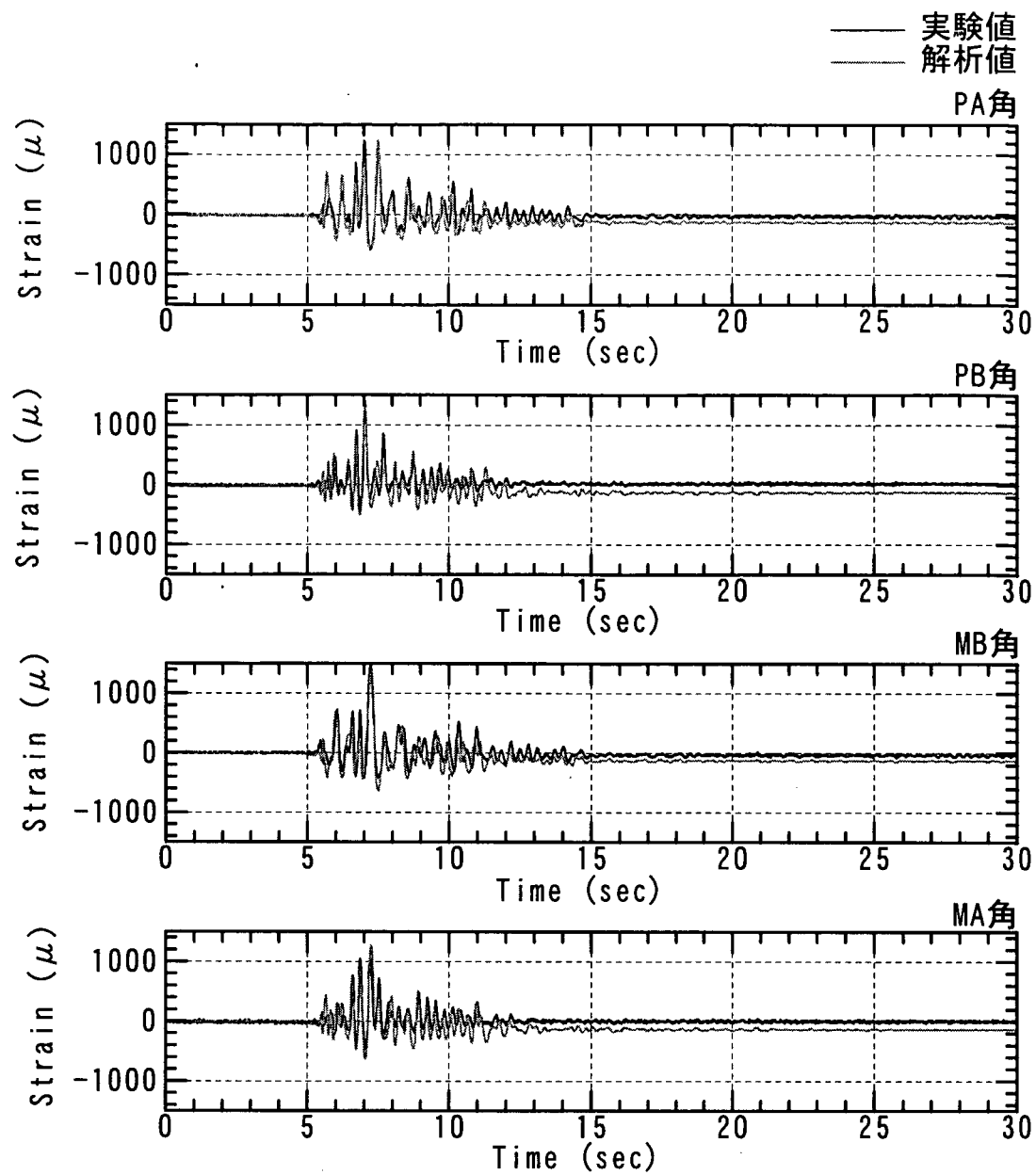


図-6.14(1) 実験と解析の軸方向鉄筋ひずみの比較 (1回目加振)

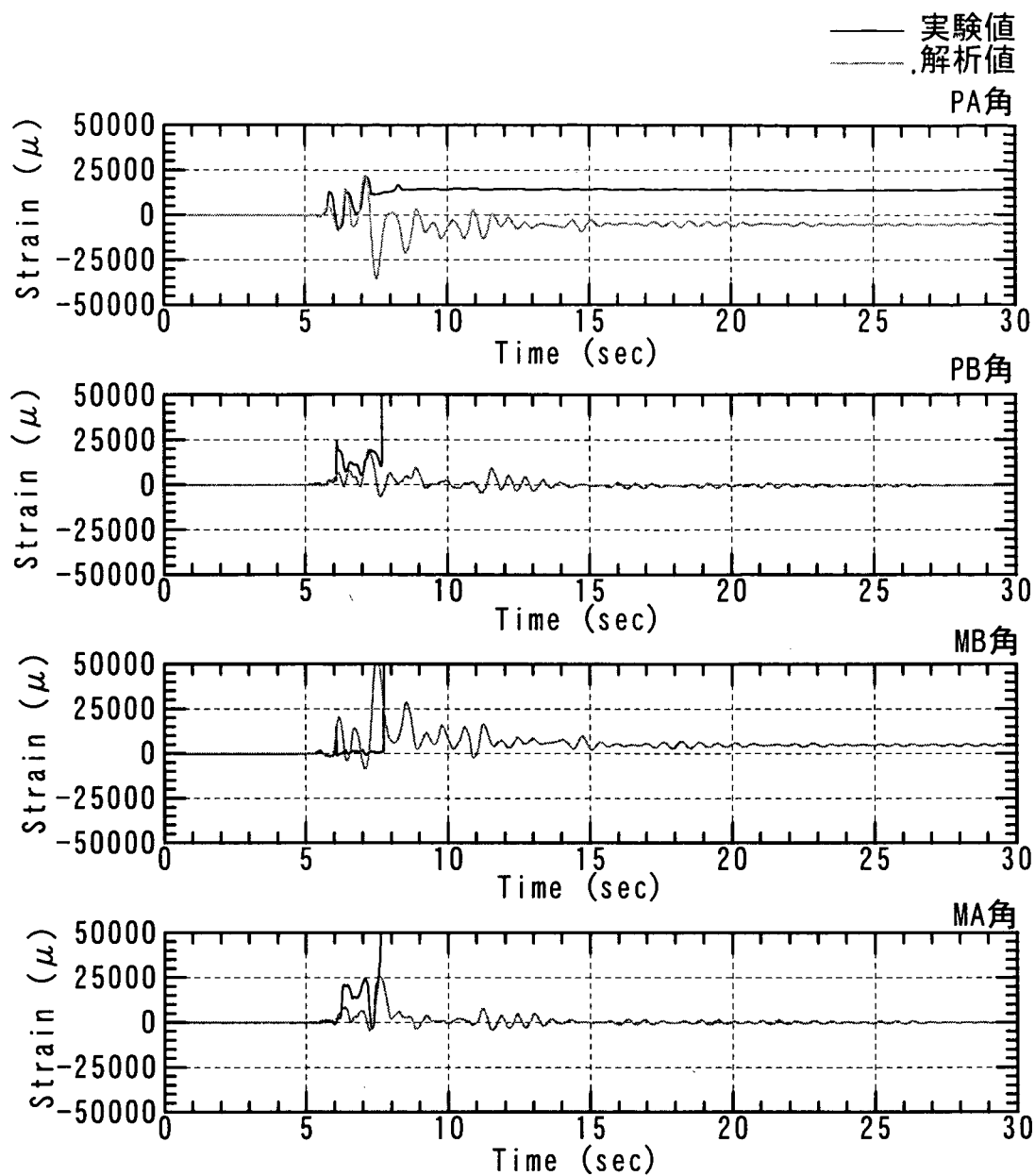


図-6.14(2) 実験と解析の軸方向鉄筋ひずみの比較 (2回目加振)

6.4 一方向入力解析との比較

現行の設計法では、一般に橋軸および橋軸直角方向に別々に慣性力が作用することを前提としている。そこで、現行設計通り主軸毎に時刻歴動的解析を行った場合と、本研究のように二方向同時入力した場合の耐力および変形特性の違いについて検討する。この差がある場合は二軸曲げなど解析対象主軸と異なる主軸成分の影響があることを意味する。一方向入力解析は、6.2 の解析とは入力方向（一方向）以外の変位および回転成分を固定した以外は全て同じ条件で行った。

加速度および変位の時刻歴波形（図-6.15）、軌跡（図-6.16）、加速度－変位関係（図-6.17）、部材力の時刻歴波形（図-6.18）、軌跡（図-6.19）、曲げモーメント－曲率関係（図-6.20）をそれぞれ示す。ここで、一方向入力解析での軌跡とは、ある時刻におけるX方向、Y方向の値をプロットしたものをつなぎ合わせて表現したものである。

加振 1 回目では、全時刻に対してほぼ一方向入力と二方向入力解析および実験結果は等しくなっている。厳密に見ると、一方向加振時は二方向加振および実験結果に比べ、荷重に関する項は大きく、逆に変形に関する項は小さくなっているが、この原因は、かぶりコンクリートのひびわれにより部材の剛性が若干劣化し、厳密に弾性応答になっていないためと考えられる。しかし、その差は小さいことから、かぶりコンクリートにひびわれが生じる程度であれば二方向入力の影響は少なく、一方向ずつの解析で荷重－変形特性はほぼ把握できるといえる。

これに対し加振 2 回目では、特に 6～10 秒の間で加速度、変位波形とも一方向入力時と二方向入力時とは異なり、一方向加振の方が加速度は大きく、変位は逆に小さくなっている。この原因は、加振 1 回目と同様部材の剛性劣化によるが、その程度がひびわれ時よりかなり大きいために差が大きく現れたと考えられる。また、加速度軌跡を見ると一方向加振では直線的に挙動している部分があるが、二方向加振にはこのような部分は見られない。このような荷重－変形特性の差が生じる原因として、一方向加振と二方向加振の場合には非線形領域から塑性領域へ至る段階が二方向加振の方が早いこともあげられる。さらに、実際の部材では、ある時刻で弾性域から塑性域に入ると部材全体の剛性が劣化するが、一方向ずつの解析の場合は、同じ時刻でもある一方向は塑性域に入っているものの別の方向ではまだ弾性域にとどまっているというような状態が生じうることも、応答特性の差になって現れているといえる。

以上より、コンクリートにひびわれが生じる程度であれば、一方向入力と二方向入力の差はあまりないものの、かぶりコンクリートの剥離、剥落などの損傷の発生により、部材の剛性が大幅に劣化する状態では二方向入力の影響は大きく、一方向入力時に比べて耐力は小さく、逆に変形は大きくなることがわかる。

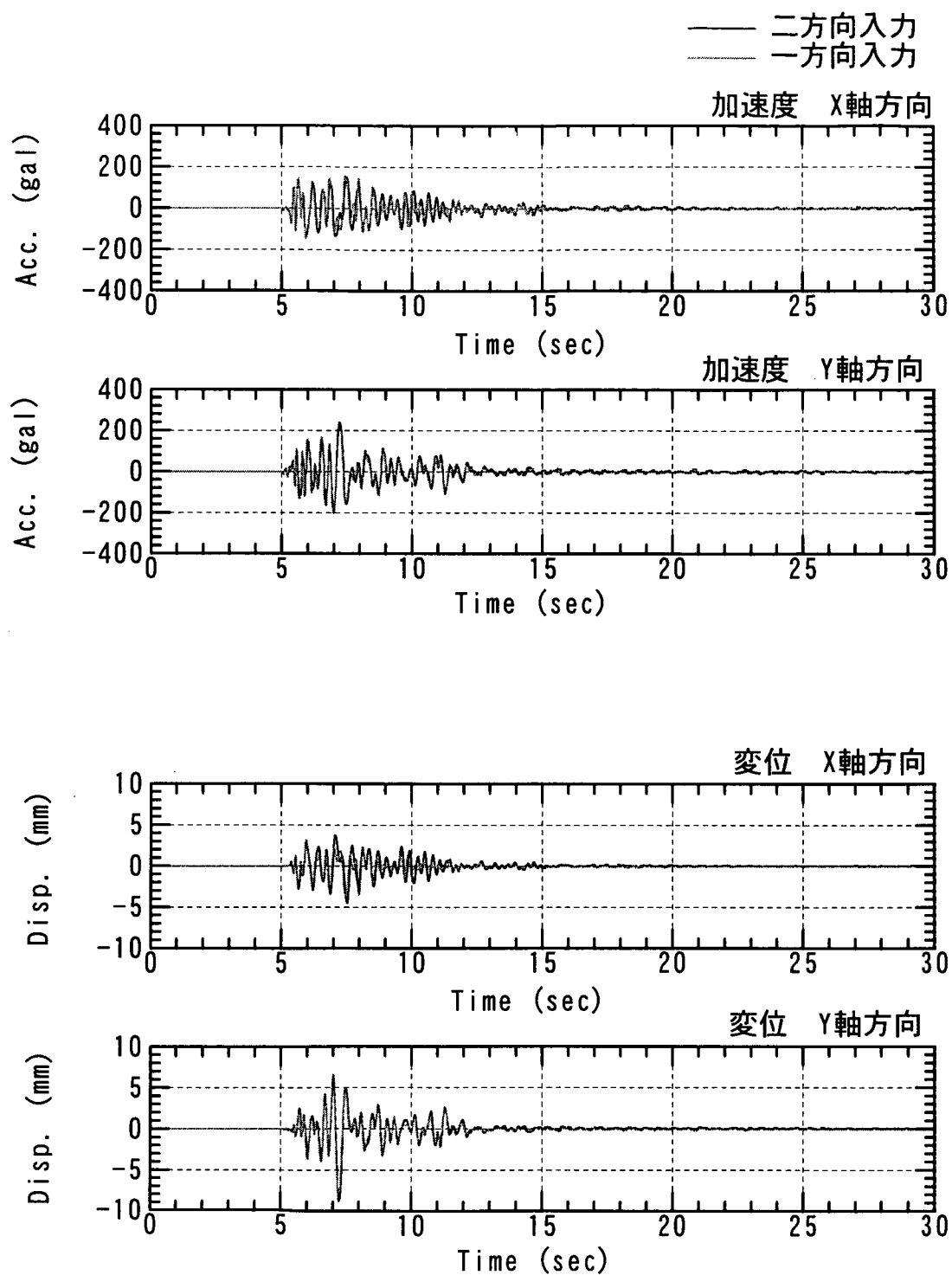


図-6.15(1) 一方向入力解析と二方向入力解析の加速度および変位時刻歴波形の比較 (1 回目加振)

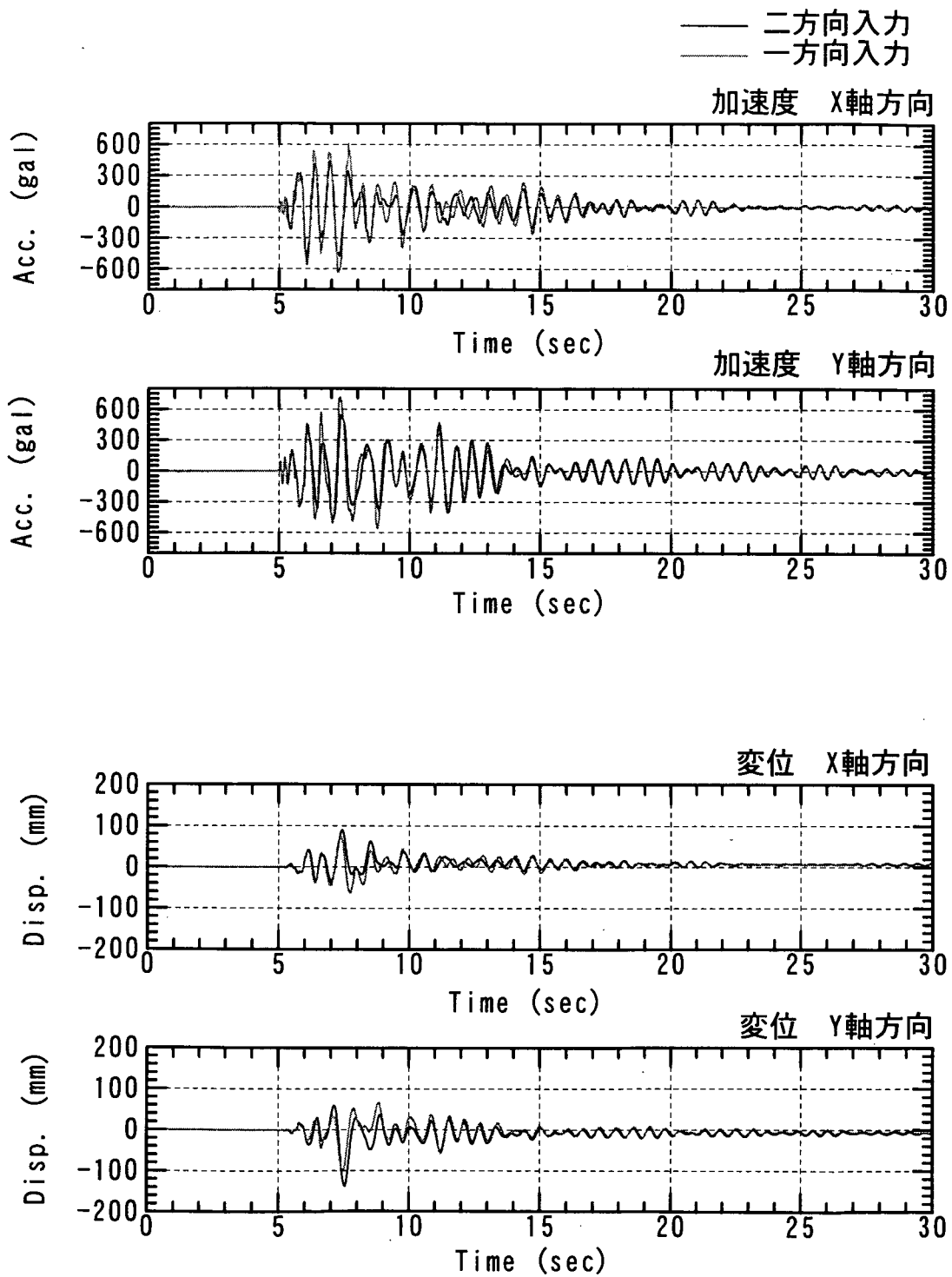
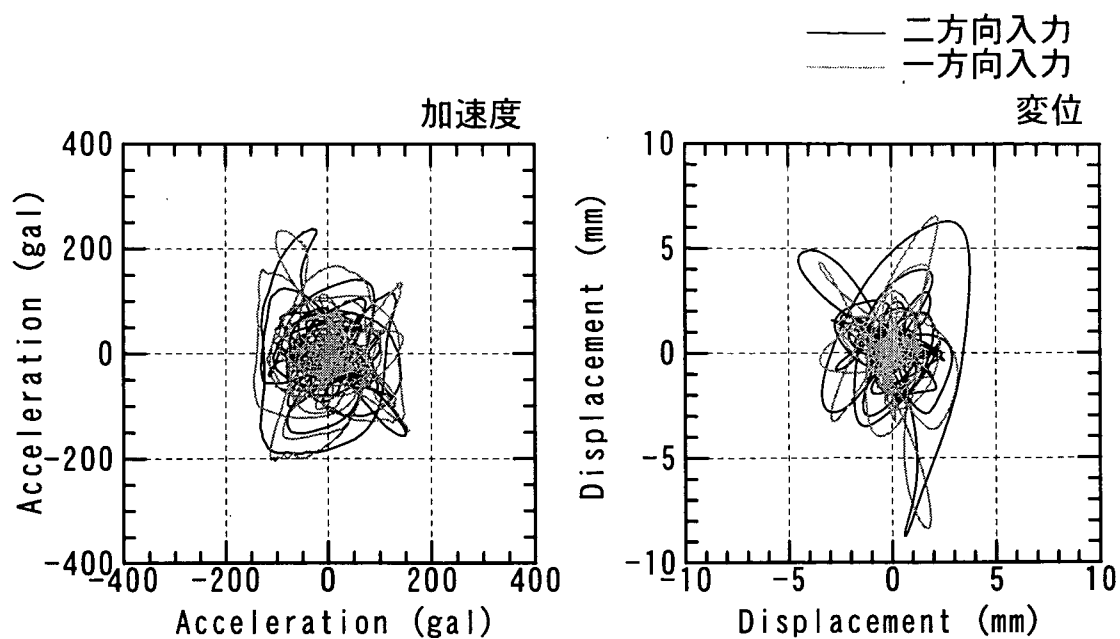
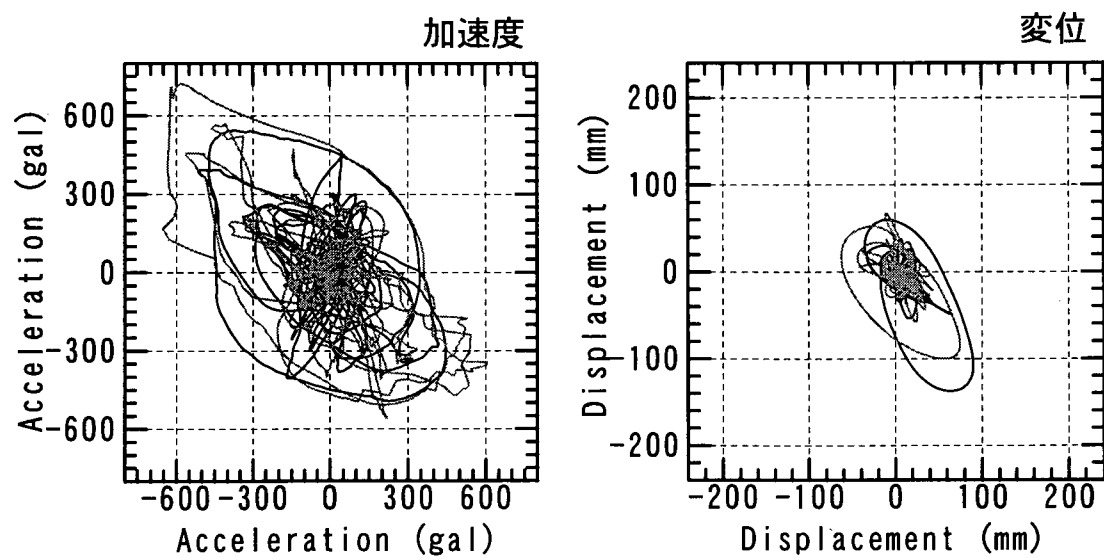


図-6.15(2) 一方向入力解析と二方向入力解析の加速度および変位時刻歴波形の比較 (2回目加振)



1 回目加振



2 回目加振

図-6.16 一方向入力解析と二方向入力解析の加速度および変位軌跡の比較

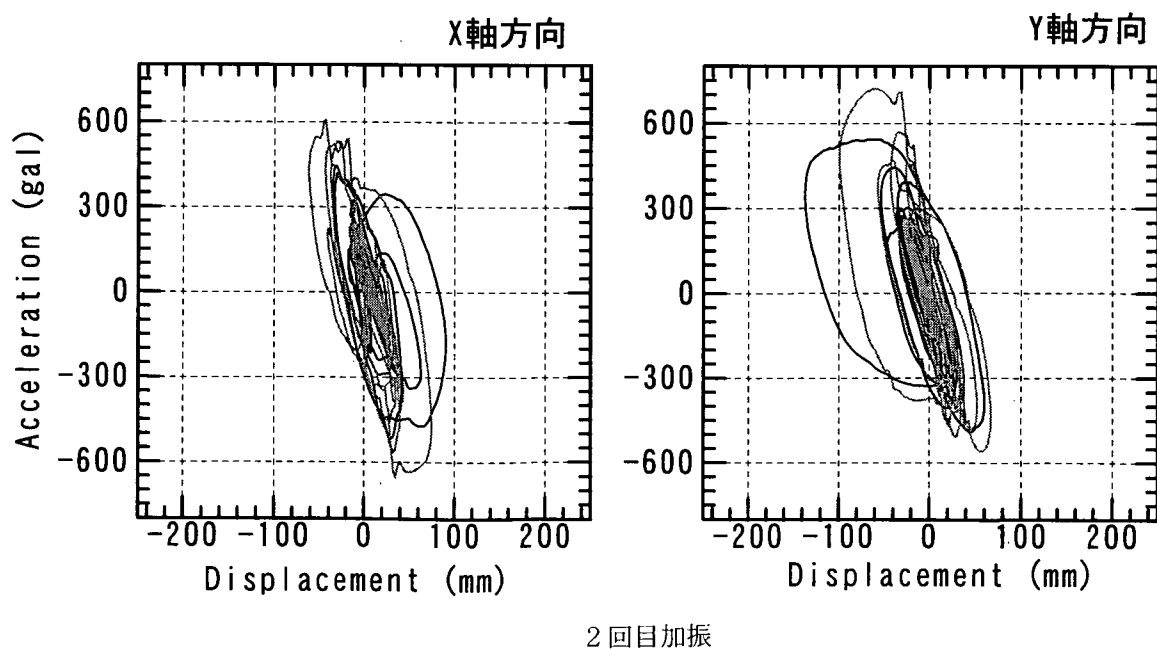
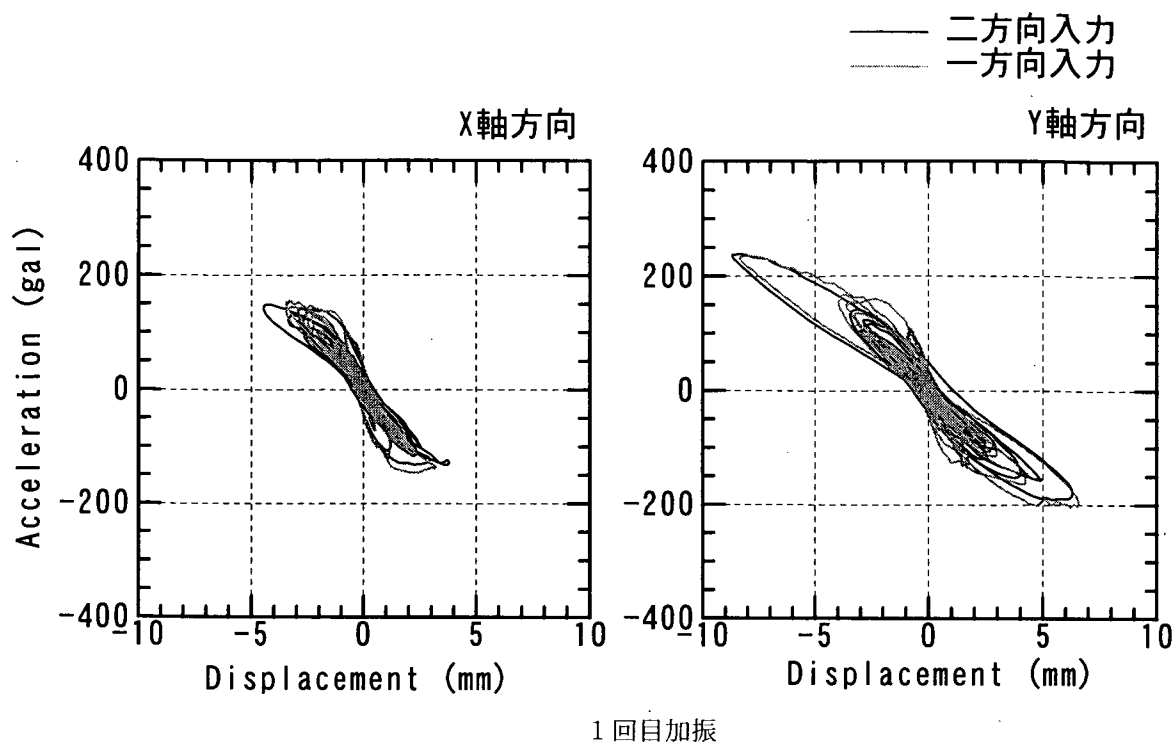


図-6.17 一方向入力解析と二方向入力解析の加速度-変位関係の比較

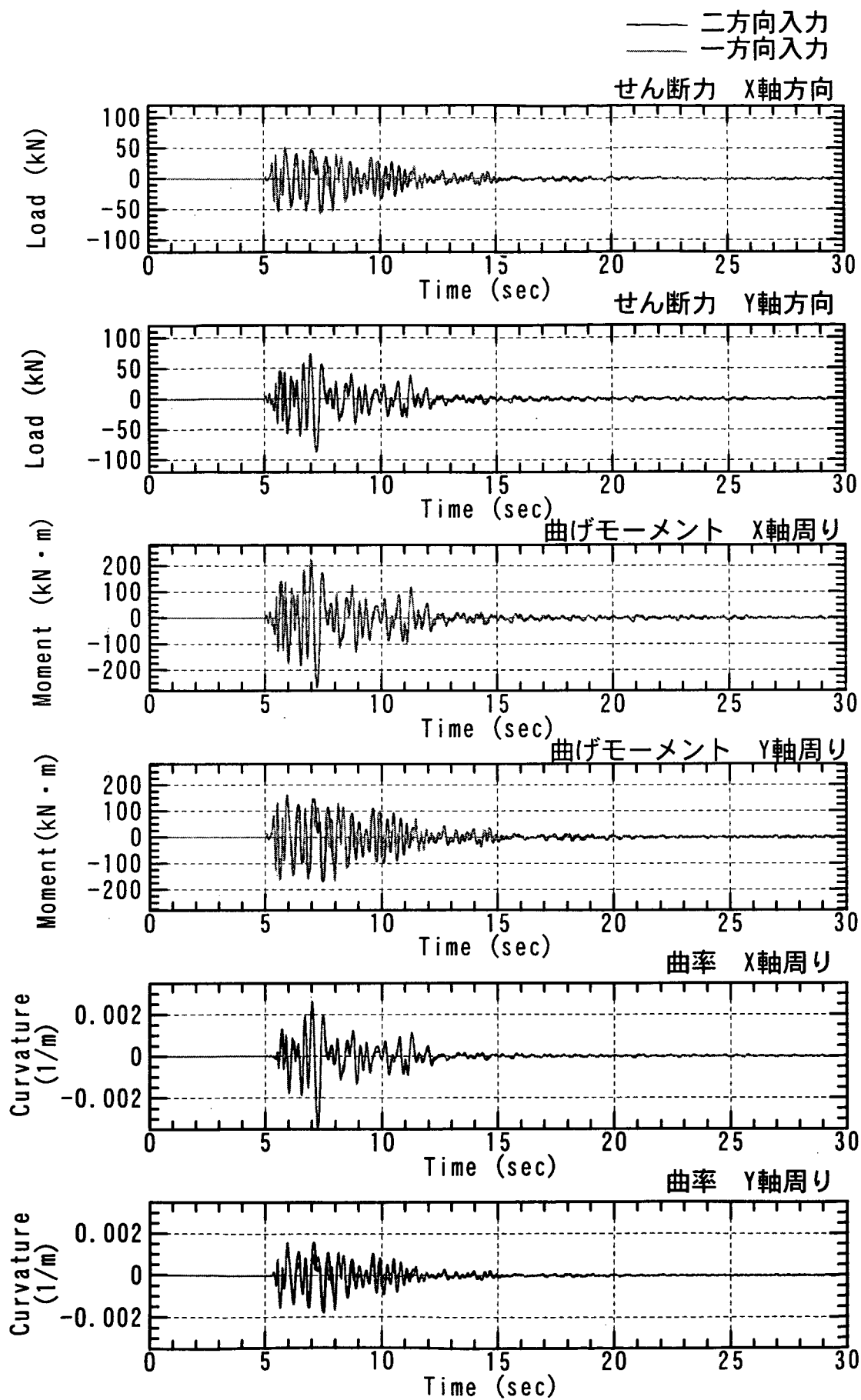


図-6.18(1) 入力方法の違いによる柱基部におけるせん断力、曲げモーメントおよび曲率の比較
(1回目加振)

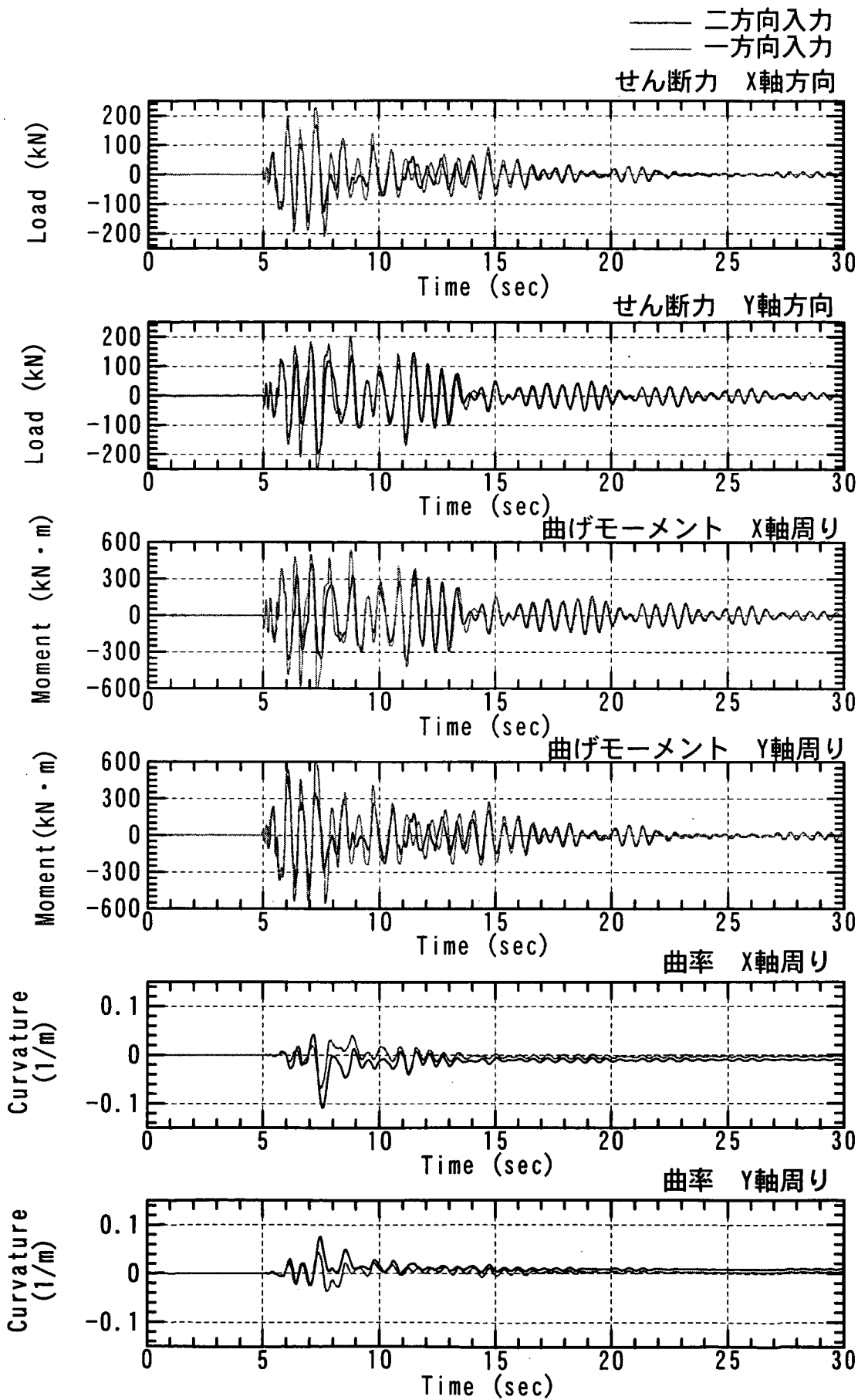
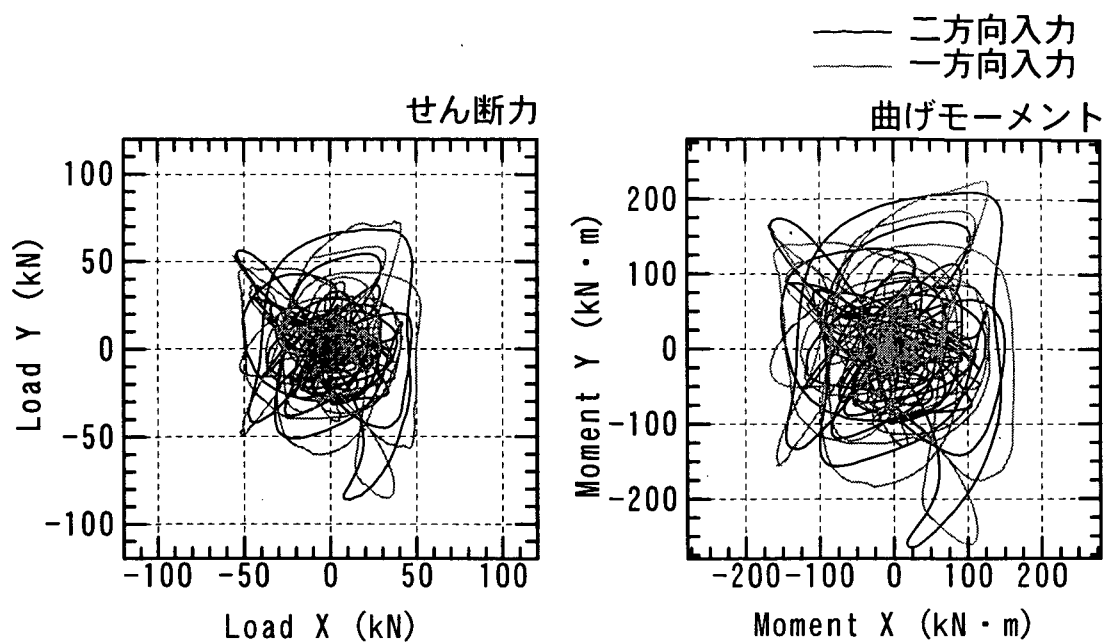
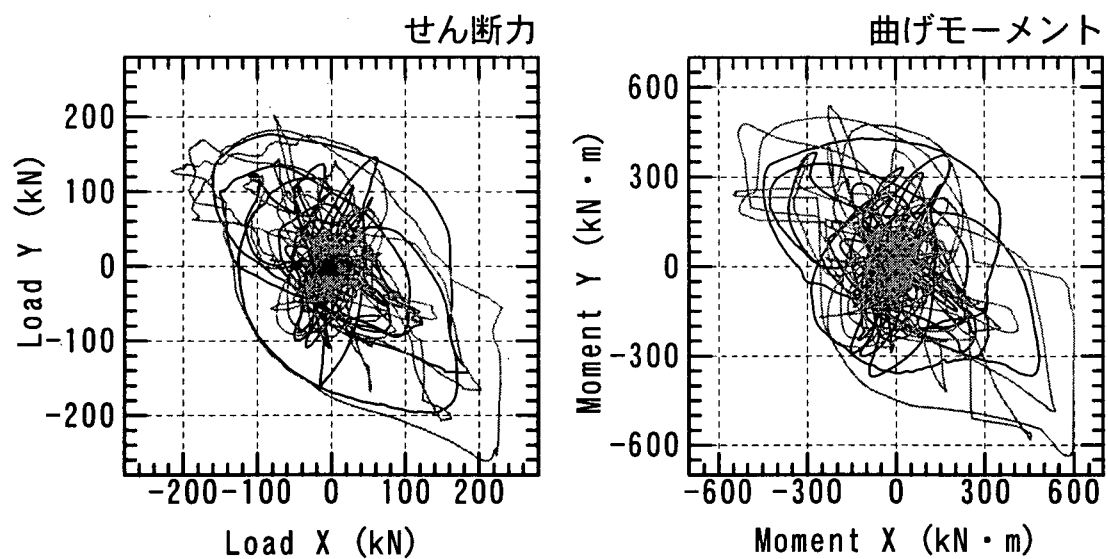


図-6.18(2) 入力方法の違いによる柱基部におけるせん断力、曲げモーメントおよび曲率の比較
(2回目加振)

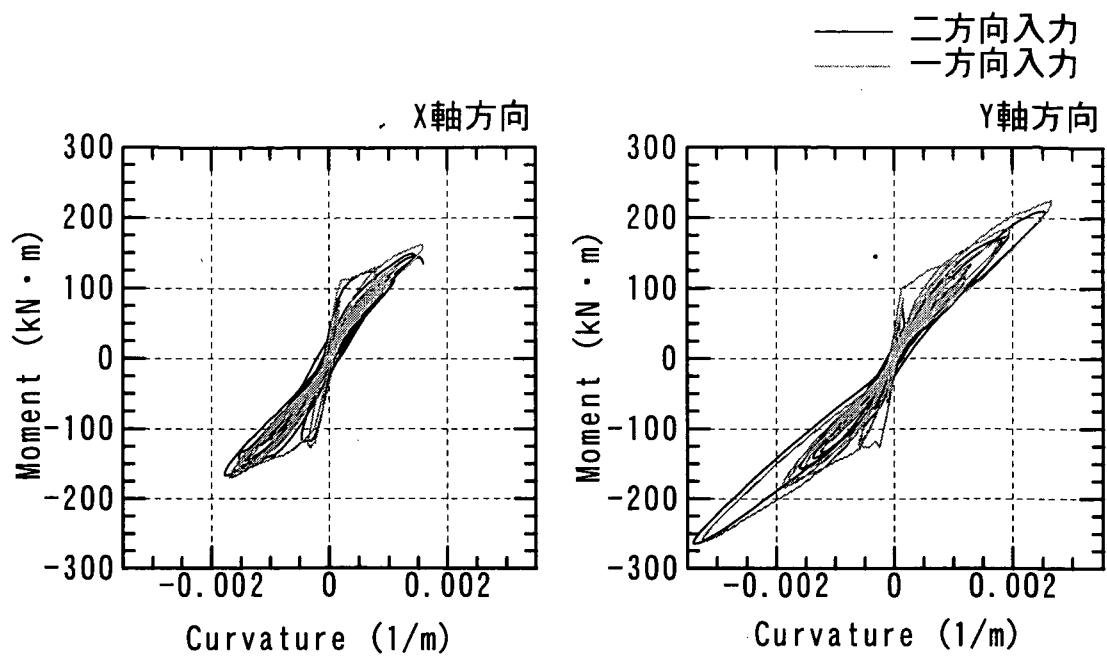


1 回目加振

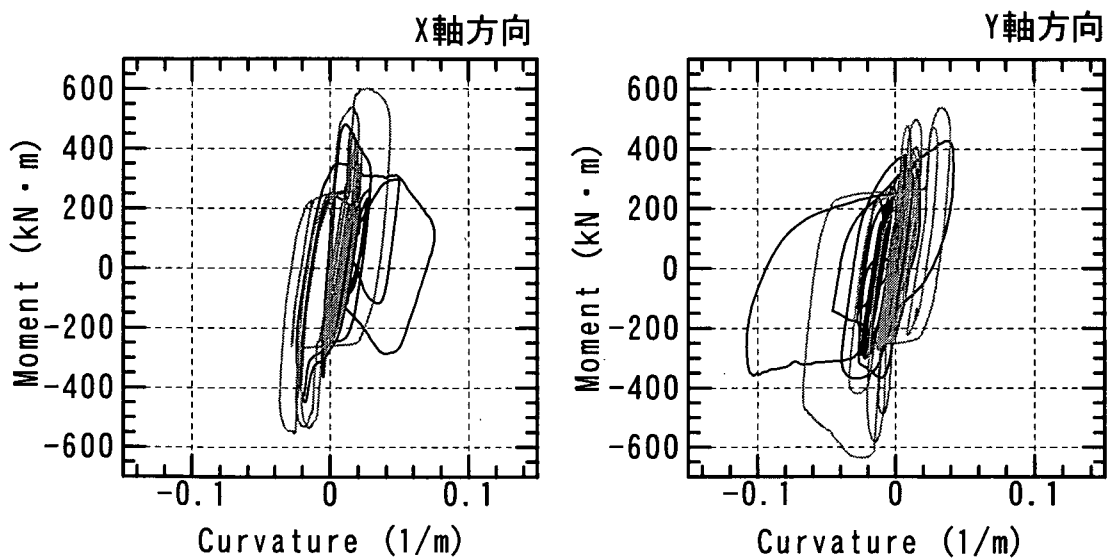


2 回目加振

図-6.19 入力方法の違いによる柱基部におけるせん断力および曲げモーメントの比較



1 回目加振



2 回目加振

図-6.20 入力方法の違いによる柱基部における曲げモーメントー曲率関係

7 結論

正方形断面を有する鉄筋コンクリート柱の水平二方向同時加振振動台実験を、軸方向鉄筋が弾性範囲程度の加振の場合（加振 1 回目）およびかぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈が生じる程度の加振の場合（加振 2 回目）の 2 ケース行い、実験結果の検討およびファイバーモデルによる解析的検討を行った結果、次のような結論を得た。

- (1)固有振動数を微振動から推定した結果、加振 1 回目前後ではほとんど変化しなかったものの加振 2 回目後は大幅に低振動数側にシフトした。
- (2)加振 1 回目では損傷はほとんどみられなかったが、加振 2 回目では、全断面にわたってかぶりコンクリートの剥離、剥落および軸方向鉄筋の座屈を生じた。
- (3)慣性力作用位置での加速度および変位軌跡は、加振 1 回目では両者が似たような挙動を示したが、加振 2 回目では異なる挙動を示し、特に加速度軌跡では円弧状の挙動を示した。このことから二方向入力の影響は特に非線形領域で顕著であることがわかった。
- (4)地震時保有水平耐力法による計算値と、慣性力作用位置における合加速度、合変位をもとに求めた荷重－変形特性を比較した結果、計算による終局変位と実験におけるかぶりコンクリートの剥離、剥落段階はほぼ対応した。
- (5)ファイバーモデルを用いた時刻歴応答解析により、実験結果をシミュレートした。その結果、加振 1 回目についてはほぼ全時刻に対して、加振 2 回目についてはかぶりコンクリートが剥離、剥落する段階までよい対応を示した。このことから、動的加振状態におけるファイバーモデルの適用範囲はおよそかぶりコンクリートの剥離、剥落段階までと推定される。
- (6)一方向ずつの加振状態を考えた解析と二方向同時加振状態の解析を比較した結果、加振 1 回目では荷重、変形ともほとんど差はなかったのに対し、加振 2 回目では、二方向同時加振時の方が荷重は小さく、逆に変形は大きくなった。このことから、剛性が大きく変化すると、二方向入力の影響が現れることがわかる。

今後の課題としては、断面形状の影響や、加振方向および加振波の影響、解析の精緻化等の検討があげられる。また、今回の実験では変位の応答が大きい方向に帯鉄筋のフックが位置していたが、これがはずれていたことから、定着位置と加振方向や定着長等の影響も検討する必要があると考えられる。