

土木研究所資料

鉄筋コンクリート橋脚模型に対する
振動台加震実験結果の分析に基づく
橋梁地震被災度判定手法の開発

平成 21 年 3 月

独立行政法人土木研究所
構造物メンテナンス研究センター
橋梁構造研究グループ

Copyright © (2009) 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。

鉄筋コンクリート橋脚模型に対する 振動台加震実験結果の分析に基づく 橋梁地震被災度判定手法の開発

橋梁構造研究グループ

上席研究員
主任研究員

運上 茂樹
堺 淳一

要 旨

大規模な地震が発生した場合、道路橋などのライフラインの構造物の被災状況の把握は震後対応において極めて重要である。大規模地震後の橋の被災程度、使用可能性などの判断は、専門家による外観からの目視判定に頼らざるを得ないのが現状であり、専門家でなくとも橋の損傷を迅速かつ客観的に検知・判定できる技術の開発が必要とされている。

本研究では、構造物の地震被災度を迅速かつ客観的に判定するための技術の開発を目標とし、損傷による橋の応答周期の変化に着目して、この特性を利用した被災度判定手法の開発を行った。本資料は、被災度判定手法の開発の一環として行った、鉄筋コンクリート橋脚模型に対する振動台実験結果の分析に関する結果をとりまとめたものである。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚，被災度判定，振動台加震実験，応答周期，
応答加速度，応答塑性率

目 次

1 . はじめに	1
2 . 橋梁地震被災度判定システム	2
3 . 基部で曲げ破壊した鉄筋コンクリート橋脚模型の地震応答特性	
3 . 1 実験模型と実験条件	4
3 . 2 地震応答特性と応答周期の変化	13
4 . 鉄筋コンクリート橋脚の被災度判定手法の開発	
4 . 1 被災度判定手法	53
4 . 2 被災度判定フロー	56
4 . 3 被災度判定手法の精度	61
5 . まとめ	68
参考文献	69
参考資料 . 本研究で分析対象としなかった加振実験に対する検討結果	71

1. はじめに

大規模な地震が発生した場合、道路橋などのライフラインの建造物の被災状況の把握とそれに基づく災害時道路ネットワークの確保は、地震直後の救急救命活動、被災者の避難、救援物資輸送等の震後対応において極めて重要である。現状では、大規模地震時の建造物の被災検知と被災程度の把握、継続使用の可能性などの判断は、専門家による外観からの目視判定に頼らざるを得ないのが現状であり、被災度の定量的な判定基準がないこと、土中・水中、夜間時等の目視が困難なケースが少なくないこと、限られた人員による状況把握には特に被災が多発した場合、多大な時間を要することなどの課題点がある。こうした背景から、建造物の損傷を迅速かつ客観的に検知・判定できる技術の開発が必要とされている。

本研究は建造物の地震被災度を迅速かつ客観的に判定するための技術の開発を目標とし、損傷による建造物の固有周期の変化に着目して、この特性を利用した被災度判定手法の開発を行った¹⁾。

本資料は、被災度判定手法の開発の一環として行った鉄筋コンクリート橋脚模型に対する振動台加震実験結果の分析に関する結果をとりまとめたものである。

2. 橋梁地震被災度判定システム

本研究で開発する橋梁地震被災度判定システムは、道路管理者が地震発生後に実施する緊急巡視点検の際に利用することを想定している。地震による橋梁の被害としては橋脚、特に鉄筋コンクリート橋脚の被害が多いこと、また、橋脚の被害は地震後の橋梁の使用可能性に大きな影響を及ぼすことから、主として鉄筋コンクリート橋脚の被害を検知することを目的とし、その性能目標を以下のように設定した。

- ・ 地震直後に橋梁の地震被災度判定が可能である。
- ・ センサが小型で設置、取り扱いが容易である。
- ・ センサの製作および設置が安価である。
- ・ 道路管理者が緊急巡視点検車から降りずに情報を収集できる。
- ・ 停電に対して非常用のバッテリーを備えている。

1つ目は、本手法の目的であり、最重要な性能目標である。2つ目、3つ目の性能目標は、既設橋梁への設置を念頭においたシステムであることから、小型で取り扱いや設置が容易であり、かつ、安価であることとした。4つ目、5つ目の性能目標は、センサで得られた被災情報を緊急巡視点検の際に確実にかつ簡便に把握できるようにするための性能である。一般に震後の緊急点検では、車を走行させて、往路は道路が走行可能か否かを点検するため、この迅速な実施には道路管理者が緊急巡視点検車から降りることなく情報を収集できることが重要である。また、センサは、常時は電源が供給されて駆動するが、地震後には、停電により電源の供給が絶たれる可能性がある。こうした事態が生じると、緊急巡視点検車が現地に到着した際に橋梁の被災情報が収集できないため、これに対応するために、15時間以上の非常用電源を備えることとしたものである。

ここで、地震被災を判定する技術の開発が重要となるが、これに関しては橋梁の地震後の使用可能性等は、橋脚の局所的な損傷程度よりも全体的な被災程度により判断されることから、本研究では、橋脚天端に設置する加速度センサにより計測される応答加速度による手法を用いることとした。

本システムの構成を図-2.1に示す^{1)~3)}。これは、子機（被災度判定センサ）、中継器、親機からなる。子機には、センサ、センサの観測記録の変換を行うAD変換器、計測結果に基づく被災度を演算・判定するためのマイクロコンピュータ、データを収録するメモリ、無線通信機、非常用バッテリーを内蔵している。中継器は無線通信機、マイクロコンピュータ、非常用バッテリーを内蔵している。親機は一般的なノートパソコンの使用を想定しており、これに専用ソフトウェアをインストールする。

橋脚の損傷度をセンサにより検知する子機は橋脚天端に設置し、子機で得られた橋脚の損傷度を表示する親機は緊急巡視点検車の車中に設置する。中継器は、無線により子機から親機にデータを転送するために、必要に応じて用いられる。

本システムを利用することにより、道路管理者は大規模地震後の緊急巡視点検中に走行する車中

で橋梁の地震被災度に関する情報を収集することが出来る。

また、本システムでは中継器に被災度判定結果の表示機能を装備させることにより、子機を持たない一般の道路利用者にも地震後の橋の状態に対する情報提供を行うことも可能である。

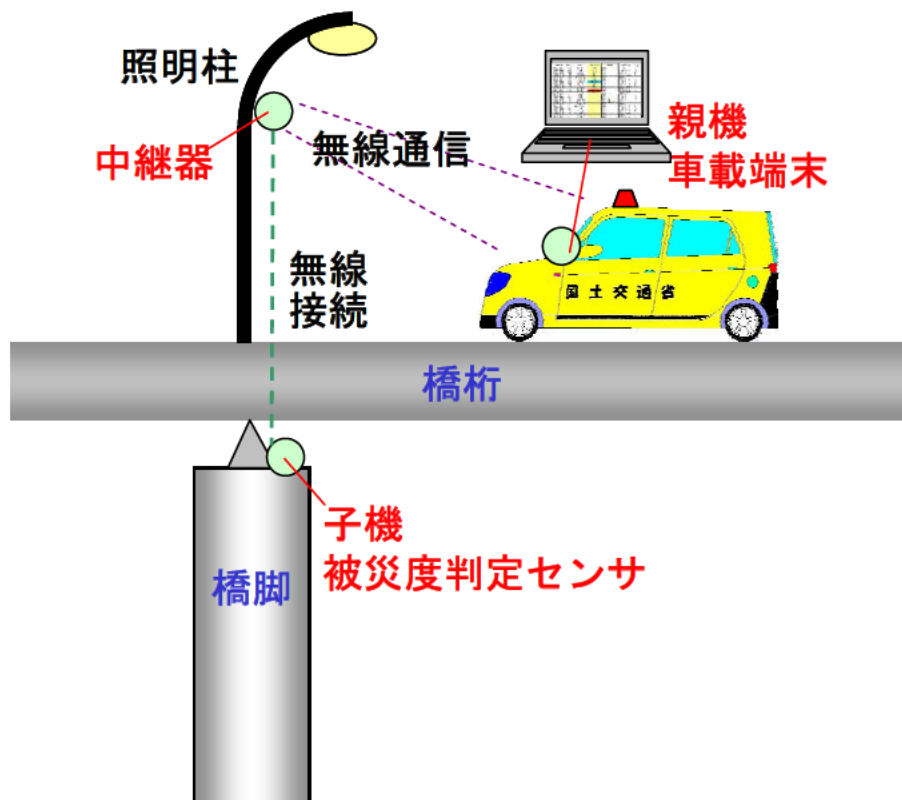


図-2.1 橋梁地震被災度判定システムの構成

3. 基部で曲げ破壊した鉄筋コンクリート橋脚模型の地震応答特性

3.1 実験模型と実験条件

本研究では、柱基部で曲げ破壊する鉄筋コンクリート（RC）橋脚模型に対して実施された振動台加震実験結果を分析することにより被災度判定手法を構築する。対象としたのは、表-3.2.1に示すように基部で曲げ破壊するタイプの RC 橋脚模型 9 体に対する実験^{4)~15)}であり、図-3.2.1、図-3.2.2に示すように正方形断面、円形断面、長方形断面の3種類の断面形状を有する模型に対して実験が行われている。実験模型の断面寸法としては、辺長もしくは直径が 0.6 m 程度、柱高さが 2m 程度であり、実際の橋脚を 1/3~1/4 に縮小した模型となっている。

これらの実験では、弾性レベルの応答を調べるための実験の後に非線形レベルの応答を調べるための実験が行われている。提案する被災度判定手法は、弾性域を超える応答が生じて、橋脚が損傷する場合を対象とするため、ここでは非線形レベルの応答を調べるための加震実験 33 ケースを対象とすることとした。

実験のセットアップとしては、図-3.2.3に示すように橋脚模型の頂部に上部構造の慣性質量と死荷重を模擬するための鋼製ブロックを載せたタイプ（1本柱形式）と、桁を用いてこれに鋼製ブロックを上載し、これを橋脚模型頂部の固定支承と端部の可動支承によって支持するタイプ（桁支持形式）がある。

実験では、応答加速度、応答変位、柱基部の曲率、鉄筋のひずみ等が計測されているが、本研究では、振動台上の応答加速度（入力地震動）、慣性力作用位置の応答加速度と応答変位を用いた。ここで、慣性力作用位置とは、1本柱形式のセットアップでは鋼製ブロックの中心位置であり、これは柱基部から 3 m の高さに相当する。桁支持形式のセットアップでは、慣性力作用位置の応答として橋軸方向、直角方向ともに橋脚天端の応答を用いることとした。慣性力作用位置の応答変位には、柱の変形量だけではなくフーチングのすべりやロッキング挙動による変位が含まれているが、非線形レベルの応答の場合には、こうした変位は数パーセント程度と小さいことが報告¹⁶⁾されているため、ここでは、フーチングのすべりやロッキング挙動による変位を除去せず、慣性力作用位置で計測された応答変位をそのまま用いることとした。なお、計測サンプリング周波数はいずれの実験ケースにおいても 200 Hz である。

入力地震動としては、内陸直下型地震の地震動である 1995 年兵庫県南部地震において JR 西日本鷹取駅で観測された地震動を用いたケースが多い。また、海洋型の大規模地震の地震動である 1983 年日本海中部地震において津軽大橋で観測された地震動や 2003 年十勝沖地震において K-NET 直別で観測された地震動も用いられている。入力地震動の方向としては、水平 1 方向、水平 2 方向、水平 2 方向+上下方向の 3 ケースがある。なお、入力地震動の時間軸は、相似則に従って模型の縮尺率に応じて圧縮されている。

表-3.2.2 に実験模型の諸元を示す。また、表-3.2.3 には計算から求めた各模型の固有周期を示すとともに、比較のために実験から求めた初期の固有周期もあわせて示している。ここで、固有周

期は、次式により全断面有効剛性 K_c と降伏剛性 K_y を仮定する場合のそれぞれについて求めている。

$$T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_c}} ; \quad T_y = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_y}} \quad (3.1a); (3.1b)$$

ここで、 M は表-3.2.2 に示す慣性質量であり、 K_c 、 K_y は次式より与えた。

$$K_c = \frac{3E_c I}{L^3} ; \quad K_y = \frac{P_y}{d_y} \quad (3.2a); (3.2b)$$

ここで、 L は表-3.2.2 に示す載荷点高さ、 E_c は表-3.2.3 に示すコンクリートの弾性係数、 I は軸方向鉄筋分をコンクリートに換算した断面 2 次モーメントであり、 P_y 、 d_y はそれぞれ表-3.2.3 に示す降伏点の耐力と変位である。

表-3.2.3 には、計算に用いた材料特性と降伏剛性の算出に用いたモデルの水平力～水平変位関係の初降伏点、降伏点、終局点の変位と耐力も示している。水平力～水平変位関係は道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁷⁾ の手法により、タイプ II 地震動を仮定して求めている。実験による固有周期は、後述する提案手法により求められた非線形レベル加震時の初期の固有周期（初期周期） T_0 と無損傷な状態におけるホワイトノイズ加振実験や微動計測から求められた固有周期を示している。なお、非線形レベル加震時の初期周期 T_0 は 4.2 において定義する高速フーリエ変換（FFT）解析の演算時間（FFT 演算時間）を 5 秒相当とした場合を示している。

非線形レベル加震実験の前には弾性レベル加震実験が行われており、これによって曲げひび割れが生じたケースもあるため、非線形レベル加震時の初期周期 T_0 はホワイトノイズ加振実験や微動計測から求められた固有周期よりもやや大きめの値となる。なお、無損傷状態での固有周期は、全断面有効剛性の固有周期 T_c よりも 20%～40%大きく、降伏剛性の固有周期 T_y よりも 20%～40%小さく、 T_c と T_y の平均値と同程度かやや小さめの値となっている。初期の段階では T_c と同程度の値になるはずであり、これよりも周期が大きいのは実験のセットアップ治具のなじみ等の影響があると推測される。

実験模型、実験条件、計測等の詳細については、参考文献 4)～15)を参照されたい。

表-3.2.1 分析対象とした柱基部で曲げ破壊する RC 橋脚に対する振動台加震実験

No.	Spec.	ID.	断面形状	地震波	方向	Case	加震振幅	時間軸	参考文献
1	1	00S	正方形	JR鷹取	2方向 X: EW Y: NS	00S-020x	20%	50%	4) 西田, 運上, 長屋, 2001 5) 運上, 西田, 長屋, 2002 6) 西田, 運上, 2002 7) 西田, 運上, 2003 8) Nishida & Unjoh, 2004
2						00S-020y			
3						00S-100x	100%		
4						00S-100y			
5	2	01C	円形	JR鷹取	2方向 X: EW Y: NS	01C-015x	15%		
6						01C-015y			
7						01C-080x	80%		
8						01C-080y			
9	3	02R	長方形	JR鷹取	2方向 X: EW Y: NS	02R-015x	15%		
10						02R-015y			
11						02R-090x	90%		
12						02R-090y			
13	4	03R	長方形	JR鷹取	1方向 NS	03R-015	15%		
14						03R-050	50%		
15						03R-060	60%		
16						03R-080-1	80%		
17						03R-080-2	80%		
18						03R-080-3	80%		
19	5	04R	長方形	JR鷹取	3方向 X: EW Y: NS Z: UD	04R-015x	15%		
20						04R-015y			
21						04R-090x	90%		
22						04R-090y			
23						04R-050x	50%		
24	04R-050y								
25	6	05R	長方形	JR鷹取	1方向 EW	05R-015-1x	15%		
26				K-NET 直別	3方向 X: EW Y: NS Z: UD	05R-015-2x	15%		
27						05R-015-2y	40%		
28				05R-040x					
29				05R-040y					
30				05R-170x	170%				
31	05R-170y								
32	7	05C	円形	津軽大橋	3方向 X: LG Y: TR Z: UD	05C-020x	20%		
33						05C-020y			
34						05C-400x	400%		
35						05C-400y			
36	8	06F	円形	JR鷹取	3方向 X: EW Y: NS Z: UD	06F-010x	10%		
37						06F-010y			
38						06F-020Mx	20%		
39						06F-020My			
40						06F-020Ax			
41						06F-020Ay			
42						06F-030Mx	30%		
43						06F-030My			
44						06F-030Ax			
45						06F-030Ay	50%		
46						06F-050Mx			
47						06F-050My			
48						06F-050Ax			
49						06F-050Ay	60%		
50	06F-060Mx								
51	06F-060My								
52	06F-060Ax								
53	06F-060Ay								
54	9	06ED	円形	JR鷹取	3方向 X: EW Y: NS Z: UD	06ED-010x	10%		
55						06ED-010y			
56						06ED-080x	80%		
57						06ED-080y			

表-3.2.2 分析対象としたRC橋脚模型の諸元

Spec.	ID.	セットアップ	断面形状, 寸法	載荷点 高さ L (m)	柱躯体 高さ (m)	慣性 質量*) M (ton)	躯体 質量 (ton)	柱基部 軸力 (kN)	柱基部 軸応力 (N/mm ²)	軸方向鉄筋 (本数, 径)	軸方向 鉄筋比	帯鉄筋 (径, 間隔)	帯鉄筋比
1	00S	1本柱	正方形 □0.6m	3.0	2.00	34.21	1.80	352.8	1.0	48本-D10	0.95%	D6@75mm	0.32%
2	01C	1本柱	円形 φ0.6m	3.0	2.14	27.00	1.51	277.0	1.0	40本-D10	1.01%	D6@75mm	0.32%
3	02R	1本柱	長方形 0.80m×0.45m	3.0	2.00	34.21	1.80	352.8	1.0	48本-D10	0.95%	D6@75mm Y方向には 中間帯筋あり	X: 0.46% Y: 0.47%
4	03R	1本柱	長方形 0.80m×0.45m	3.0	2.00	34.21	1.80	352.8	1.0				
5	04R	1本柱	長方形 0.80m×0.45m	3.0	2.00	34.21	1.80	352.8	1.0				
6	05R	1本柱	長方形 0.80m×0.45m	3.0	2.00	34.21	1.80	352.8	1.0				
7	05C	1本柱	円形 φ0.6m	3.0	2.14	27.00	1.51	277.0	1.0	40本-D10	1.01%	D6@75mm	0.32%
8	06F	1本柱	円形 φ0.6m	3.0	2.14	27.00	1.51	277.0	1.0	40本-D10	1.01%	D6@75mm**)	0.32%
9	06ED	桁支持	円形 φ0.6m	X: 3.65 Y: 2.50	2.00	X: 29.49 Y: 40.72	1.41	302.9	1.1	32本-D10 2.5段配筋	2.02%	外 D3@50mm**) 中 D3@100mm**) 内 D3@100mm**)	0.21%

*) 慣性質量には, 上部の鋼製ブロック, 取り付け治具 (PC鋼棒, 鋼板など), 支承, 柱の上部スラブの質量を含む。

***) 重ね継手により定着されている。

表-3.2.3 RC橋脚模型の材料特性、水平力～水平変位の特性、固有周期

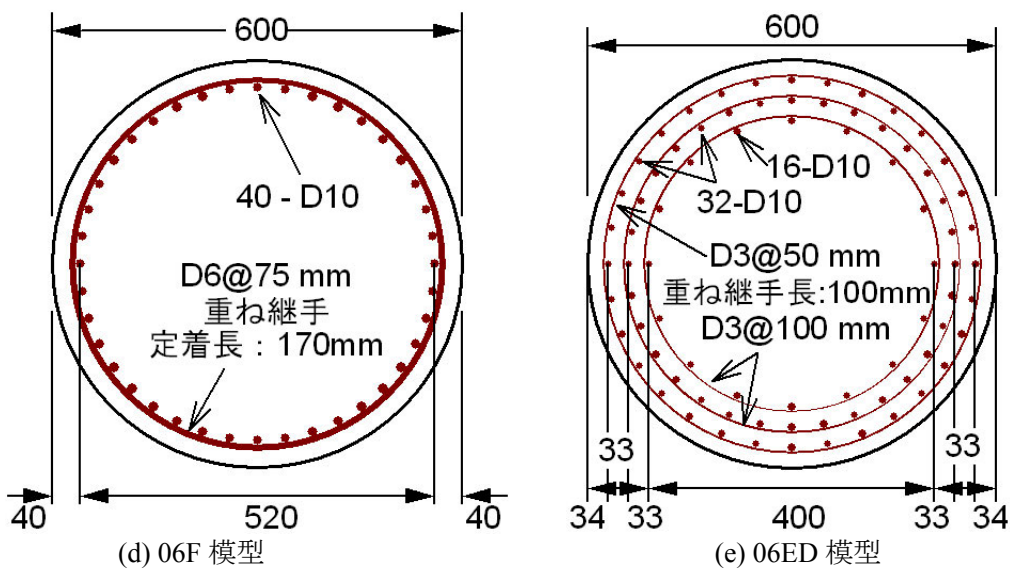
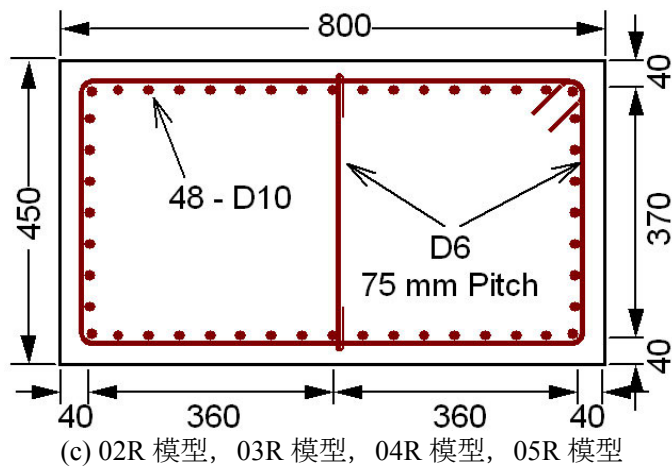
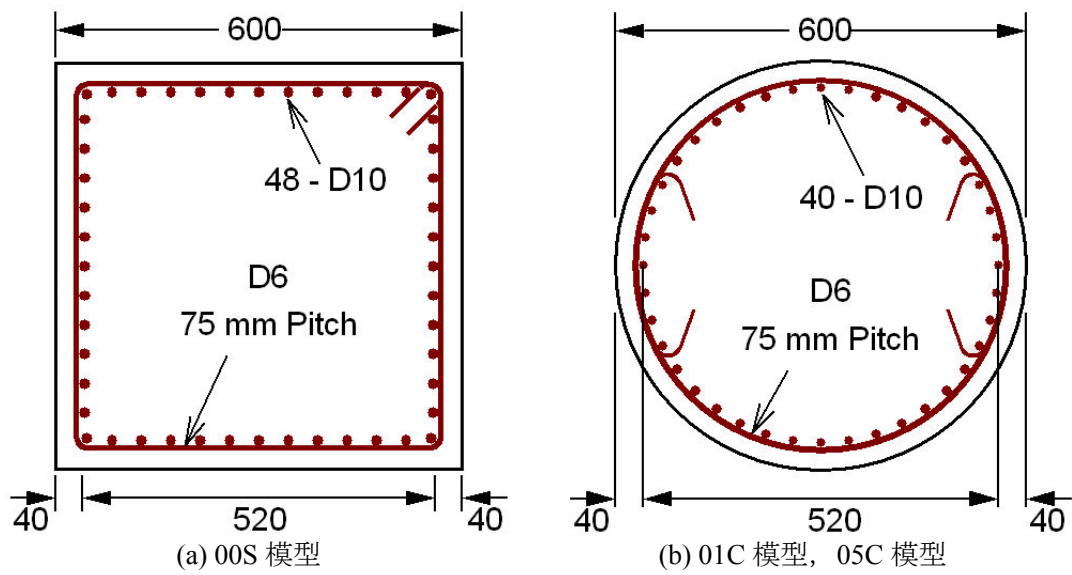
Spec.	ID.	材料特性				水平力～水平変位の特性*)				慣性質量	計算による固有周期		提案手法による固有周期 = 初期周期 T_0 (**)
		コンクリート 弾性係数 圧縮強度	軸方向鉄筋 弾性係数 降伏強度	帯鉄筋 弾性係数 降伏強度	初降伏点 変位 耐力	降伏点 変位 耐力	終局点 変位 耐力	全断面有効 剛性 固有周期	降伏点 剛性 固有周期				
1	00S	32.7 34.1	183 383.6	185 350.0	12.0 118.3	14.0 137.4	58.5 137.4	35.11	4.24×10 ⁴ 0.181	9.83×10 ³ 0.376	X: 0.263 (0.25) Y: 0.244 (0.23)		
2	01C	33.0 33.7	179 372.0	180 340.3	13.3 78.4	17.5 103.1	55.7 103.1	27.76	2.53×10 ⁴ 0.208	5.89×10 ³ 0.431	X: 0.293 (0.26) Y: 0.293 (0.26)		
3	X 強軸	26.3 30.4	175 372.5	164 316	9.1 143.6	9.3 47.8	54.4 147.8	35.11	6.09×10 ⁴ 0.151	1.58×10 ⁴ 0.296	X: 0.250 (0.21)		
	Y 弱軸	17.6 89.8	20.6 105.4	39.7 105.4	1.95×10 ⁴ 0.266	5.11×10 ³ 0.521	Y: 0.330 (0.31)						
4	03R (弱軸)	31.9 30.3	185 376.6	183 340.8	16.9 90.6	19.8 106.4	40.4 106.4	35.11	2.34×10 ⁴ 0.243	5.37×10 ³ 0.508	0.244 (0.29)		
	X 強軸	8.9 151.3	9.1 155.8	59.5 155.8	7.31×10 ⁴ 0.138	1.71×10 ⁴ 0.285	X: 0.233 (0.21)						
5	04R Y 弱軸	31.9 34.8	185 394.1	175 374.7	17.2 94.4	20.2 110.9	40.8 110.9	35.11	2.34×10 ⁴ 0.243	5.50×10 ³ 0.502	Y: 0.320 (0.30)		
	X 強軸	7.9 138.5	8.1 142.3	59.0 142.3	6.21×10 ⁴ 0.149	1.75×10 ⁴ 0.281	X: 0.244 (---)						
6	05R Y 弱軸	26.8 36.5	179 350.9	174 339.8	15.4 86.3	18.1 101.9	38.0 101.9	35.11	1.99×10 ⁴ 0.264	5.61×10 ³ 0.497	Y: 0.277 (---)		
	X 強軸	11.9 76.1	15.7 100.2	55.1 100.2	2.44×10 ⁴ 0.212	6.39×10 ³ 0.414	X: --- (0.3) (***) Y: --- (0.3) (***)						
7	05C	31.7 41.7	179 350.9	174 339.8	11.9 76.1	15.7 100.2	55.1 100.2	27.76	2.22×10 ⁴ 0.222	5.23×10 ³ 0.458	X: 0.310 (0.28) Y: 0.310 (0.27)		
	06F	28.5 23.0	183 391.5	183 380.4	15.0 78.5	19.5 102.1	46.3 102.1						
9	X 直角	28.8	178	213	20.6	28.8	48.3	30.20	1.32×10 ⁴ 0.301	4.50×10 ³ 0.515	X: --- (0.376) (***)		
	Y 橋軸	27.9	351.4	280.4	92.5	129.4	129.4					Y: 0.293 (0.251) (***)	

注) 単位: 弾性係数 (kN/mm²), 圧縮/降伏強度 (N/mm²), 変位 (mm), 耐力 (kN), 耐力質量 (ton), 慣性質量 (ton), 剛性 (kN/m), 固有周期 (sec)

*) 水平力～水平変位の特性は、道路橋示方書V耐震設計編の計算手法に基づき、タイプII地震動を仮定して算出した。

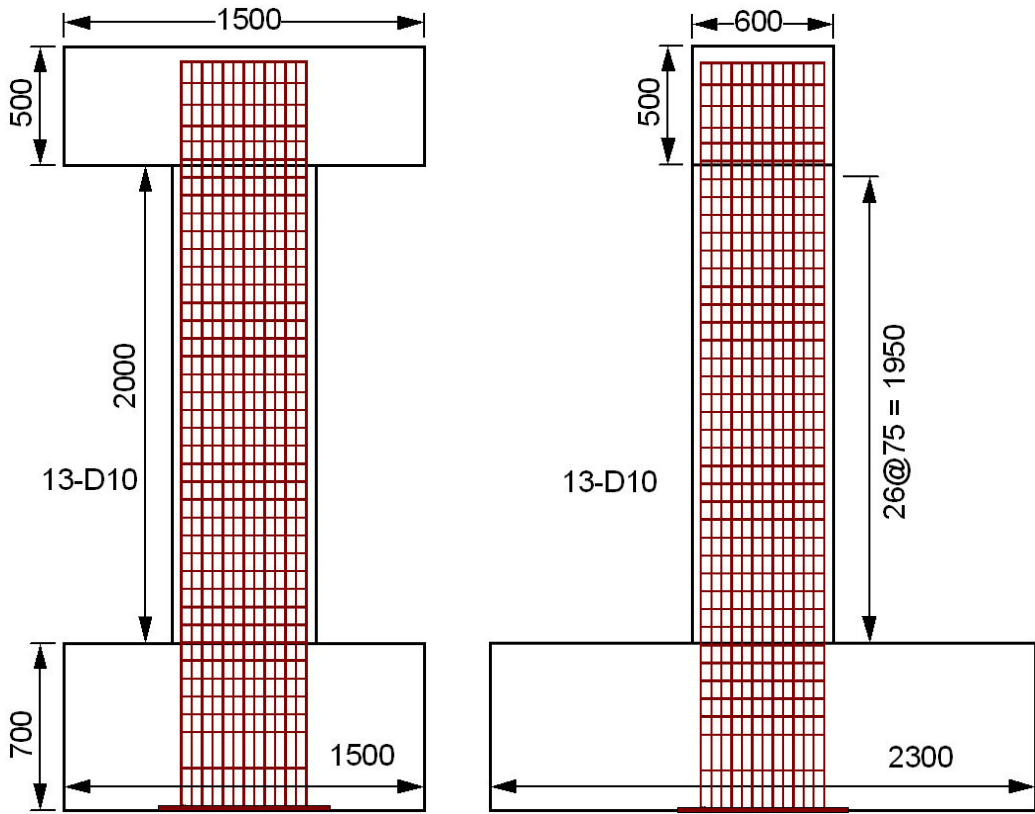
**) 括弧内には微動計測やホワイトノイズ加振実験により検出された固有周期を示す。

***) 提案手法により初期周期が検出できなかったため、ホワイトノイズテストにより検出された固有周期を示す。3.6の検討ではこれを初期値とした。

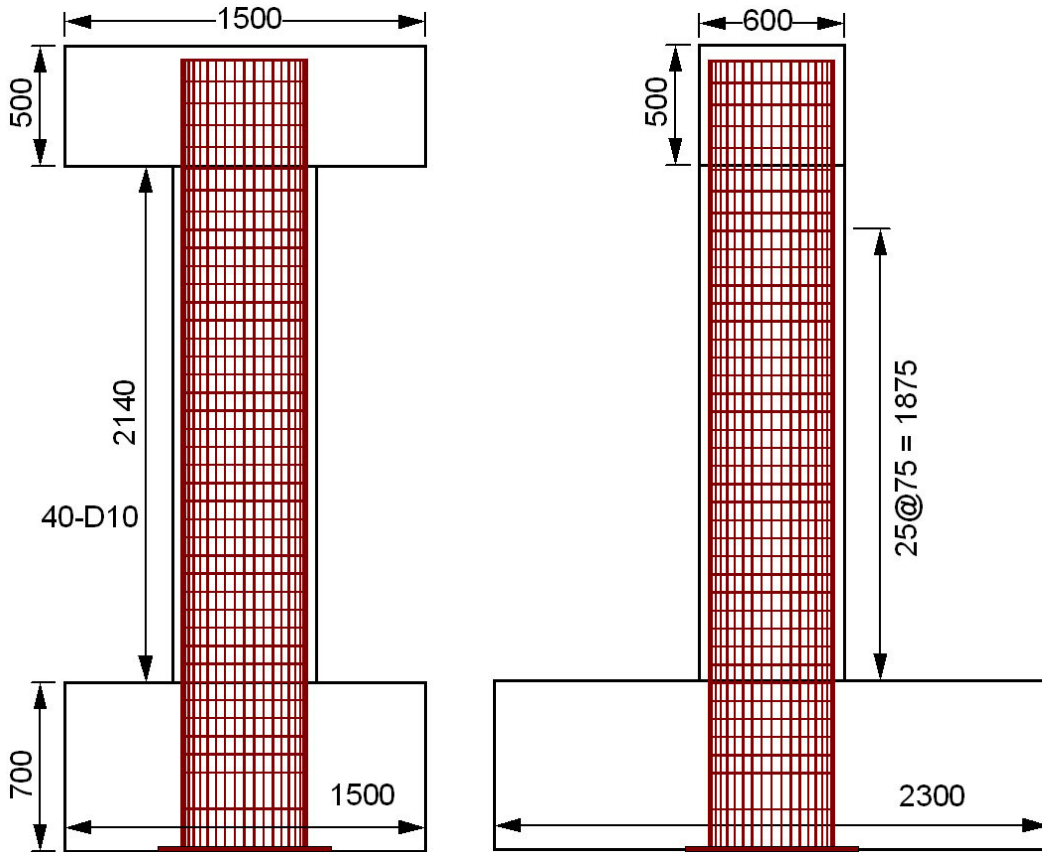


(単位 : mm)

図-3.2.1 RC 橋脚模型の断面



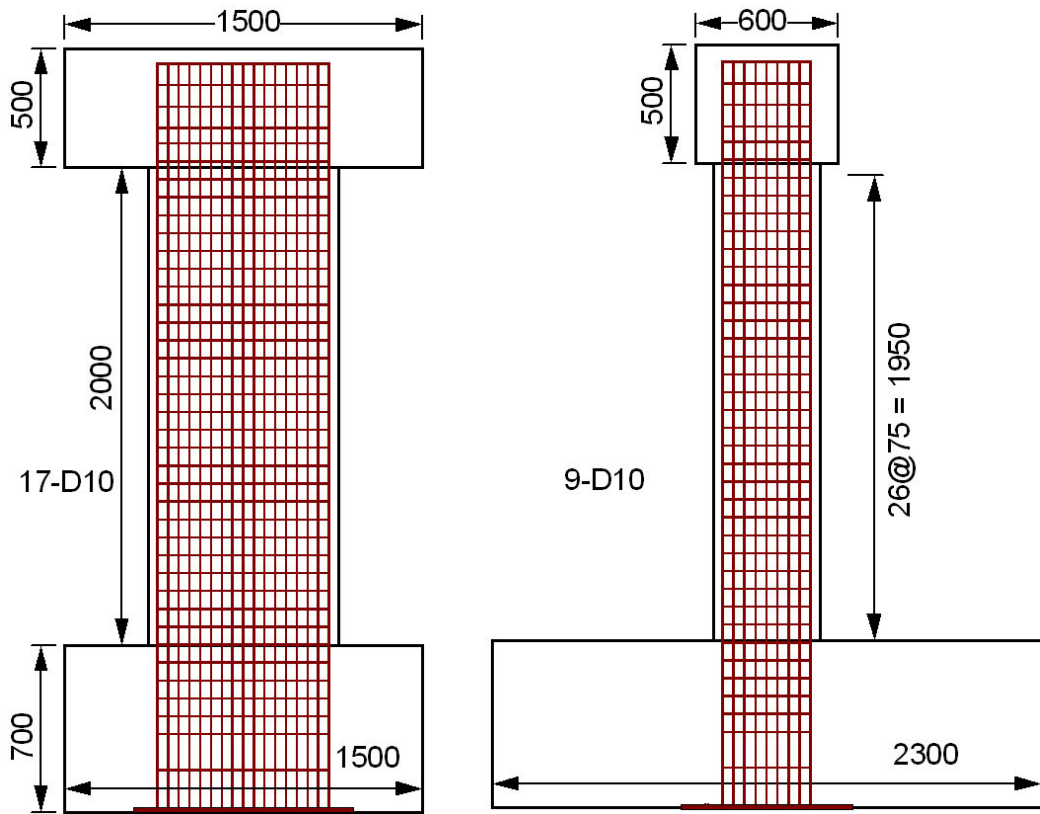
(a) 00S 模型



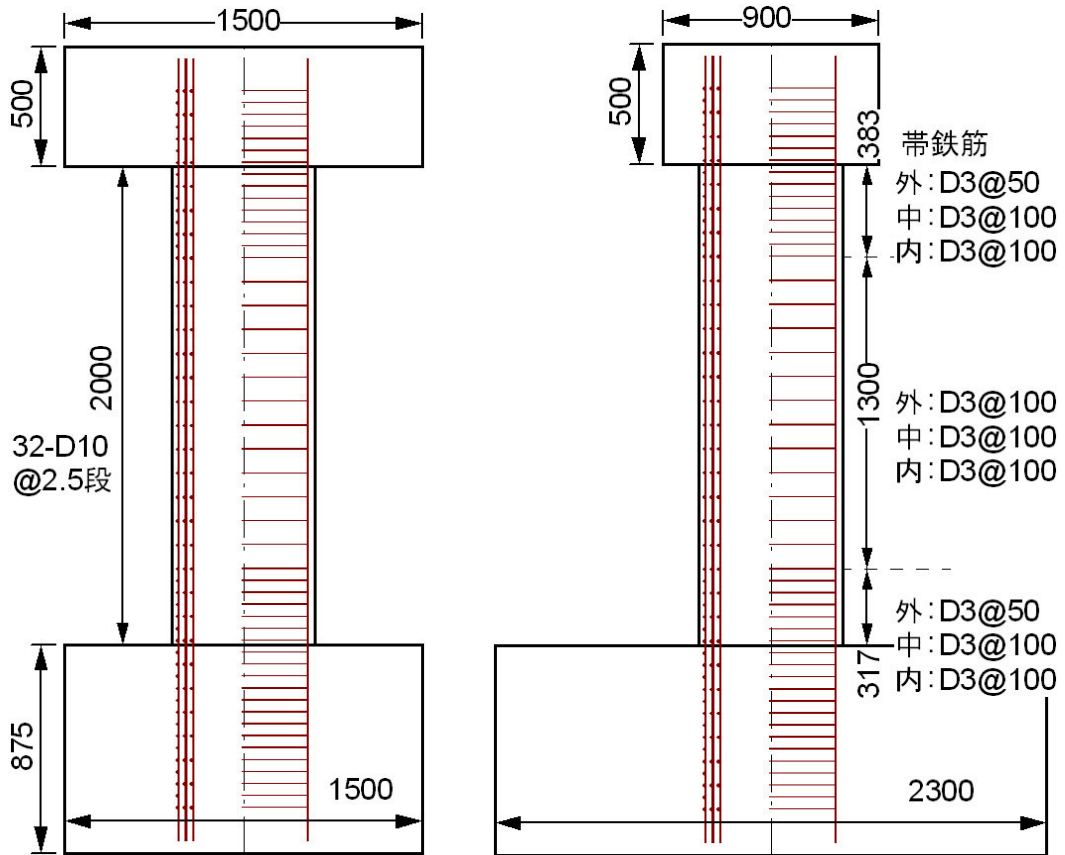
(b) 01C 模型, 05C 模型, 06F 模型

(単位 : mm)

図-3.2.2 (1) RC 橋脚模型の柱部の配筋



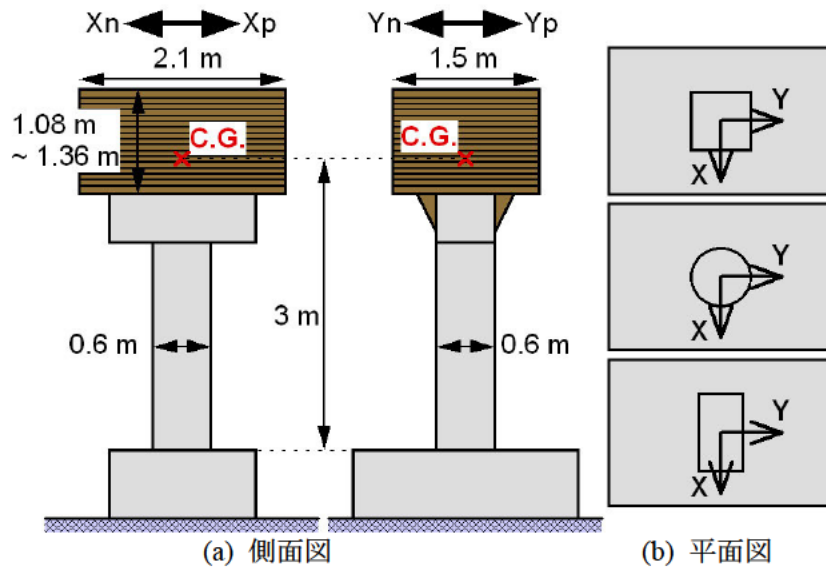
(c) 02R 模型, 03R 模型, 04R 模型, 05R 模型



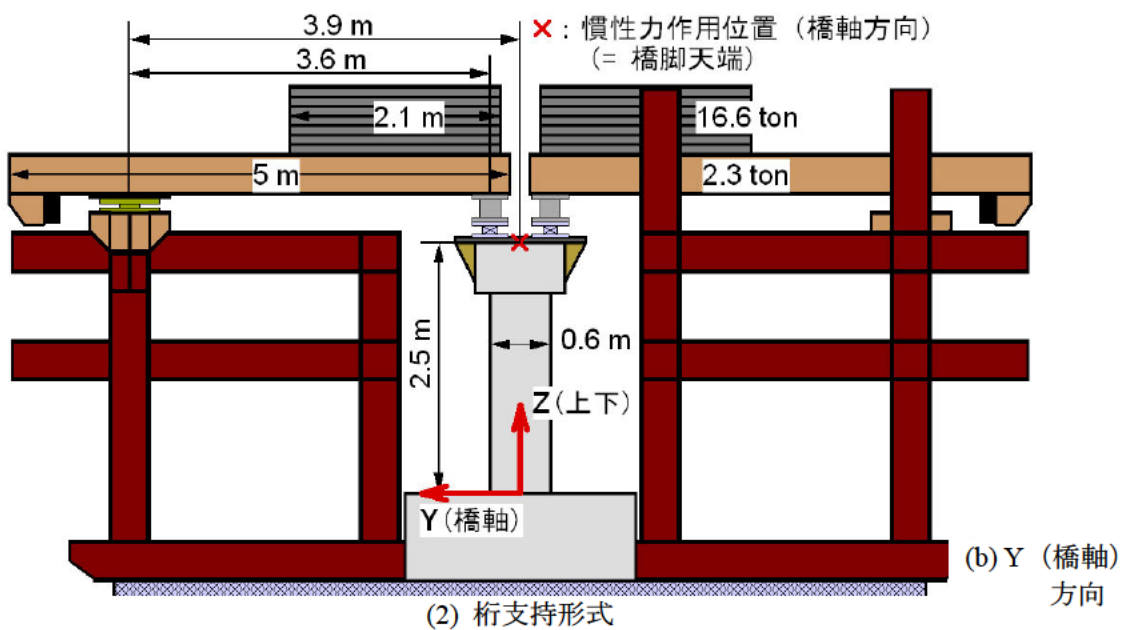
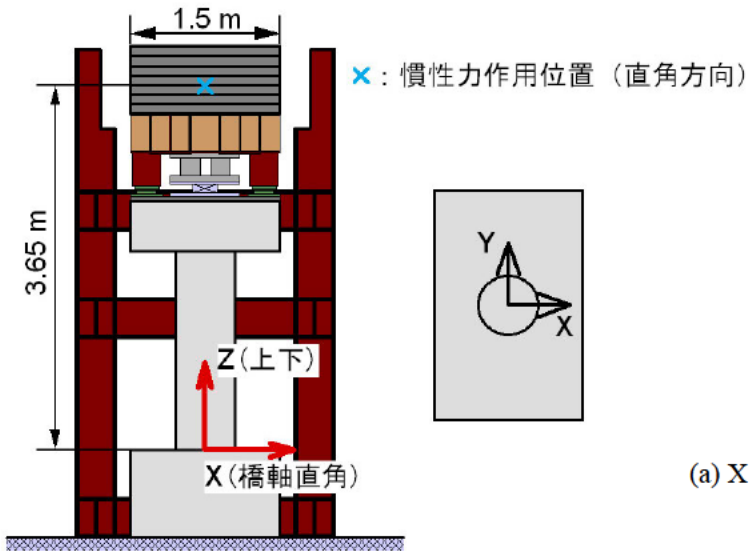
(d) 06ED 模型

(単位: mm)

図-3.2.2 (2) RC 橋脚模型の柱部の配筋



(1) 1本柱形式



(2) 桁支持形式

図-3.2.3 振動台実験のセットアップと座標の定義

3.2 地震応答特性と応答周期の変化

図-3.3.1～図-3.3.33 は、RC 橋脚模型に対する振動台加震実験から得られた入力地震動、慣性力作用位置の応答を示した結果である。表-3.3.1 は慣性力作用位置の最大応答変位と応答塑性率をまとめた結果である。詳しくは 4.2 に示すが、本手法では計測開始トリガ (0.5 m/sec^2) を検知した時刻を基準として、そこから 10 秒さかのぼった時刻を 0 秒とすることとしたため、ここでもこれに従って表示している。ただし、実験では相似則に従って時間軸が 50%～60%に圧縮されているため、これを考慮してさかのぼる時間 (4.2 で定義する遅延時間) を設定した。これらの模型は、図-3.3.34 に示すように、柱基部で曲げ破壊している。慣性力作用位置の応答加速度、応答変位には主要動によって橋脚模型に大きな応答変位が生じた後はこうした損傷により応答周期が増加する特性が見られる。

こうした特性を定量的に評価するために、慣性力作用位置で観測された応答加速度に対して、時系列的な推移を考慮した高速フーリエ変換 (FFT) 解析により卓越周期の変化を求めることとした。この結果も図-3.3.1～図-3.3.33 に示している。ここには FFT 演算時間を 2.5 秒とする場合と 5 秒とする場合 (06ED 模型の場合は 3 秒と 6 秒とする場合) の結果を比較している。なお、これらの実験では相似則に従って時間軸が 50%に圧縮されているため、これらの FFT 演算時間は実大サイズの橋脚に対する時間に換算すると、それぞれ 5 秒と 10 秒に相当する。また、後述のように実験セットアップや振動台の振動特性の影響で、一般的な橋脚模型の応答の固有周期ではない周期帯にフーリエスペクトルの最大値が生じる場合もあるため、FFT 解析を行う際には上下の遮断周期をそれぞれ 0.1 秒と 3 秒に設定したバンドパスフィルターを用いた。これらの図によれば、主要動が入力されて橋脚が大きく応答すると、応答周期は初期の値から大きく増加し、この後の応答周期は時系列的な変化はあるが、その変化の程度は小さく、最終的な値は初期値に比べて大きくなる。なお、主要動の付近で応答周期が最終的な段階の周期よりも大きくなるケースもあるが、これは入力地震動の固有周期特性の影響が含まれたためと考えられる。

なお、入力地震動が海洋性タイプの地震動を用いたケース (05R 模型や 05C 模型に対する加震) では、0 秒の時点ではすでに地震応答が始まっている。これは、こうした地震動は継続時間が長く徐々に入力加速度が増加する特性を有するためであり、この結果、こうした特性を有する地震動の場合には時刻 0 秒において検知される固有周期には入力地震動の影響が含まれる可能性がある。

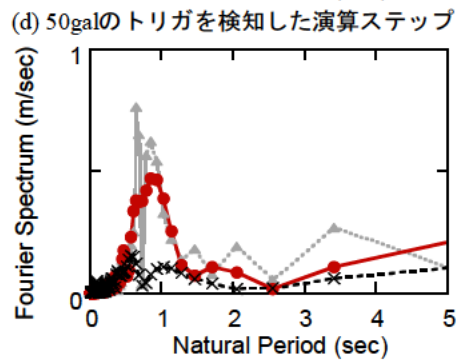
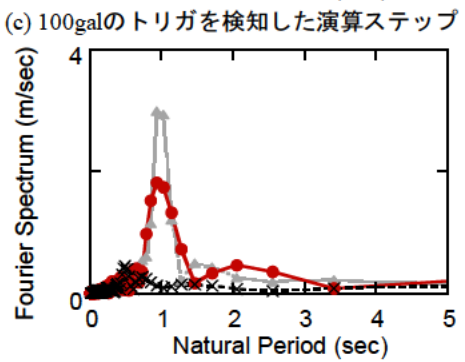
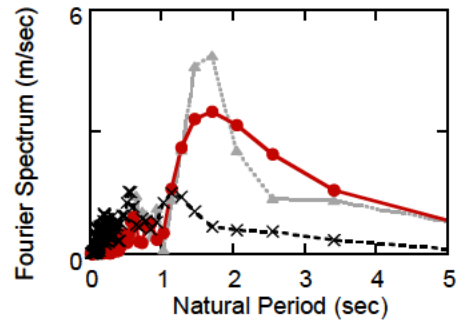
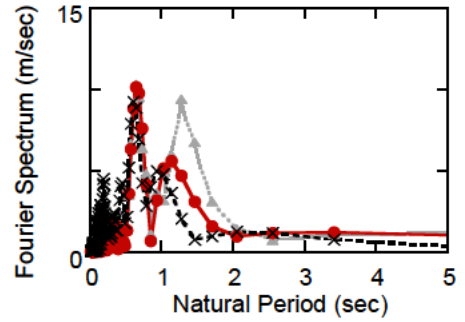
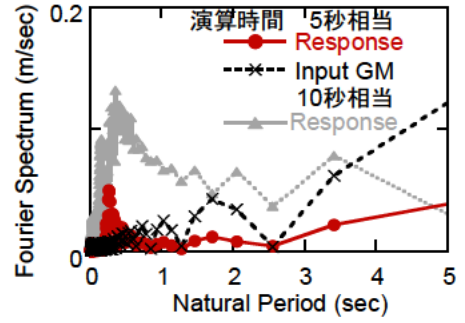
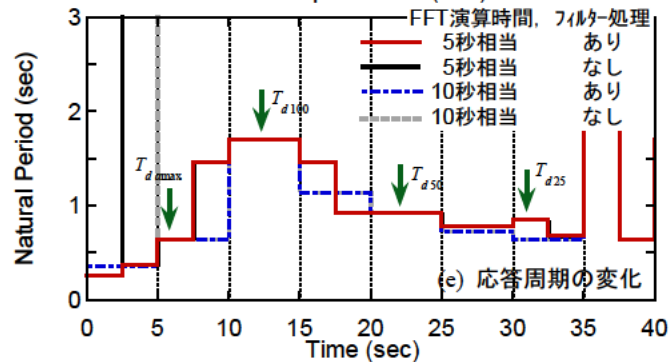
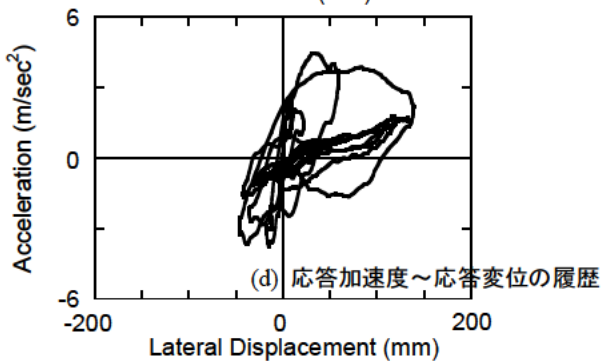
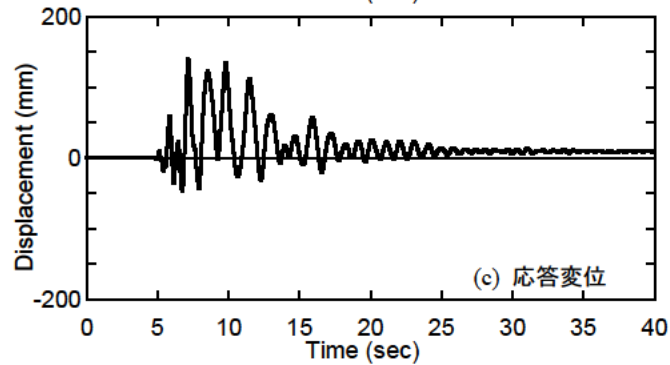
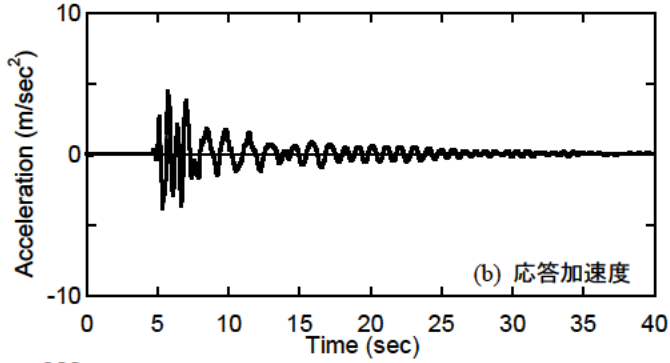
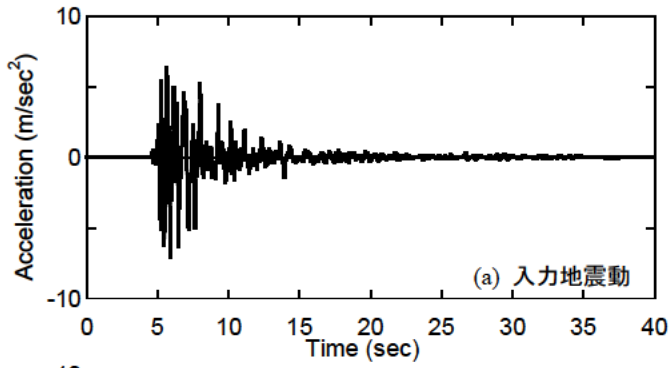
図-3.3.1～図-3.3.33 には、応答の初期段階、最大応答加速度が生じる付近、応答がおおむね収まった段階を例に慣性力作用位置で観測された応答加速度と振動台上で観測された加速度 (入力地震動) のフーリエスペクトルも示している。応答がおおむね収まった段階としては、4.2 において定義する地震終了判定トリガを 1 m/sec^2 、 0.5 m/sec^2 、 0.25 m/sec^2 とする 3 ケースについて示している。01C 模型に対する加震振幅 80%の実験の Y 軸方向の応答 (01C-080y) を例にすると、このフーリエスペクトルから初期段階には周期 0.29 秒の成分が卓越しているが、大きな応答が生じる段階になると周期 0.68 秒の成分が卓越し、応答が収まる段階では地震終了判定トリガの設定によって異なるが周期 0.85～0.93 秒の成分が卓越することが分かる。また、大きな応答が生じる段階では、入力地震動と応答加速度のフーリエスペクトルの形状がよく似ており、橋脚模型の応答周期には入力地

震動の影響が含まれることが分かる。また、地震終了判定トリガを 1 m/sec^2 とする場合には、入力地震動の卓越成分の影響が含まれているが、これを 0.5 m/sec^2 以下にすればその影響は小さいことが分かる。

また、例えば、05C-400y のケースでは、第1演算ステップのフーリエスペクトルにおいて、0.27秒付近に橋脚の初期固有周期と推察される卓越周期が検出されているが、これよりも1.7秒付近や3秒を超える成分の値が大きく、本手法では初期固有周期として1.7秒が検出されることになる。周期が0.5秒以上の領域では振動台上で観測された応答加速度（入力地震動）のスペクトルと形状がよく似ており、入力地震動の卓越成分が検出されたと考えられる。ただし、振動台の制御信号にはこうした成分は含まれておらず、これは振動台の振動特性によるものであると考えられるため、4.3に示す分析ではこうした影響を排除している。

表-3.3.1 慣性力作用位置の最大応答変位と応答塑性率

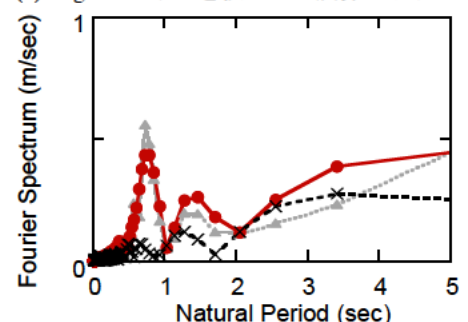
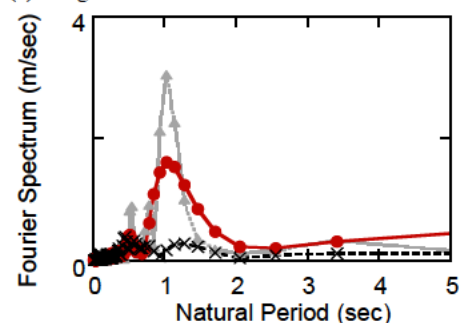
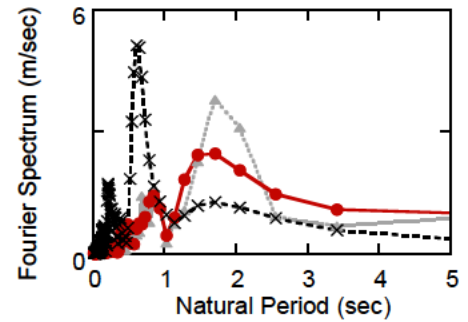
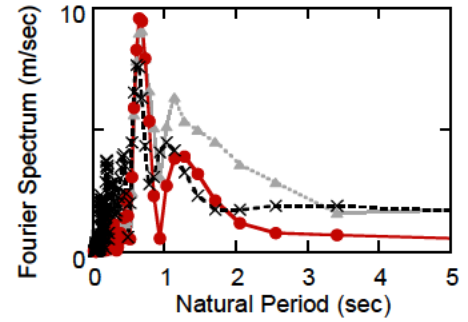
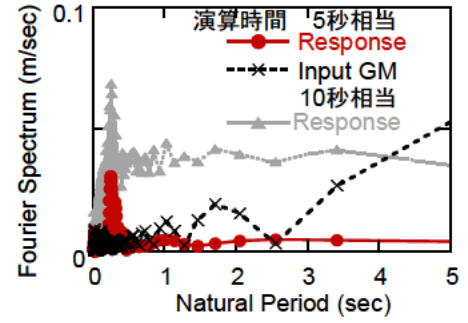
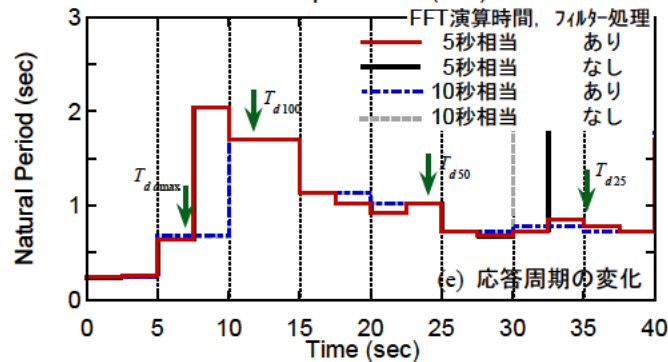
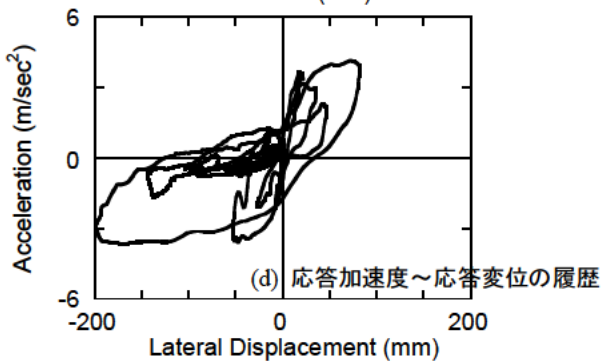
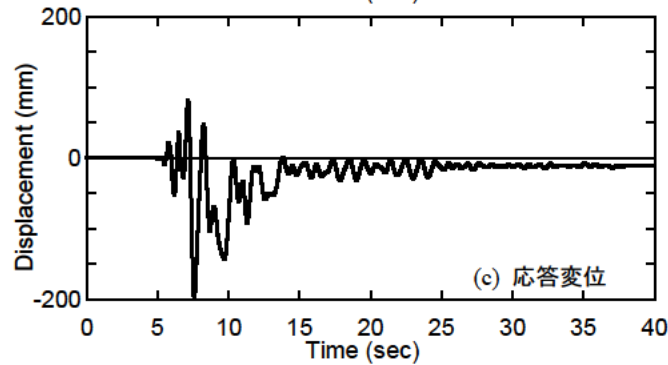
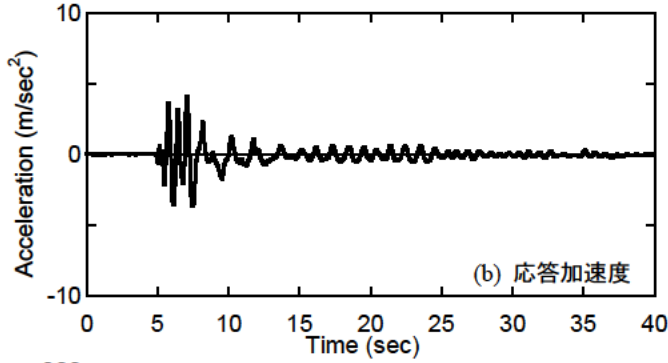
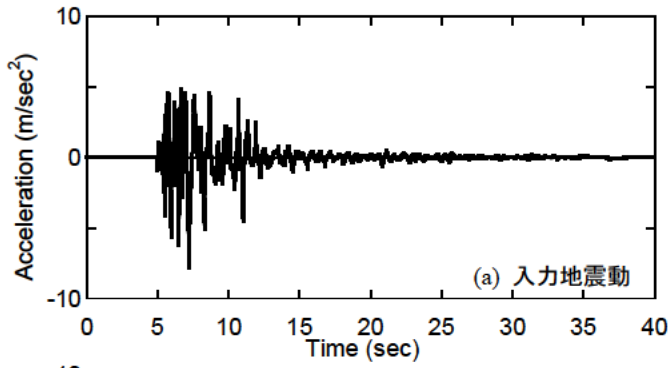
No.	Spec.	Case	最大応答変位 (mm)		降伏変位 (mm)	応答塑性率
			正側	負側		
1	1	00S-100x	139.56	-46.22	13.98	9.98
2		00S-100y	81.88	-199.12		14.24
3	2	01C-080x	110.14	-38.04	17.49	6.30
4		01C-080y	67.77	-151.08		8.64
5	3	02R-090x	82.32	-81.34	9.35	8.81
6		02R-090y	49.53	-162.96	20.63	7.90
7	4	03R-050	54.35	-62.79	19.83	3.17
8		03R-060	55.64	-95.84		4.83
9		03R-080-1	47.85	-136.11		6.86
10		03R-080-2	44.72	-148.19		7.47
11		03R-080-3	67.88	-137.46		6.93
12	5	04R-090x	64.92	-76.18	9.14	8.34
13		04R-090y	51.17	-176.00	20.16	8.73
14	6	05R-040x	18.16	-19.31	8.12	2.38
15		05R-040y	44.18	-44.72	18.15	2.46
16		05R-170x	86.84	-69.24	8.12	10.69
17		05R-170y	177.81	-74.81	18.15	9.80
18	7	05C-400x	192.78	-187.88	15.67	12.30
19		05C-400y	170.91	-84.04		10.90
20	8	06F-030Mx	28.07	-28.87	19.50	1.48
21		06F-030My	35.62	-41.85		2.15
22		06F-030Ax	34.79	-28.48		1.78
23		06F-030Ay	37.01	-55.62		2.85
24		06F-050Mx	52.43	-32.10		2.69
25		06F-050My	38.67	-88.55		4.54
26		06F-050Ax	52.28	-32.05		2.68
27		06F-050Ay	37.86	-89.29		4.58
28		06F-060Mx	63.30	-35.39		3.25
29		06F-060My	34.16	-110.81		5.68
30		06F-060Ax	63.64	-35.64		3.26
31		06F-060Ay	53.51	-124.18		6.37
32	9	06ED-080x	46.52	-115.28	14.35	8.04
33		06ED-080y	123.20	-47.02		8.59



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

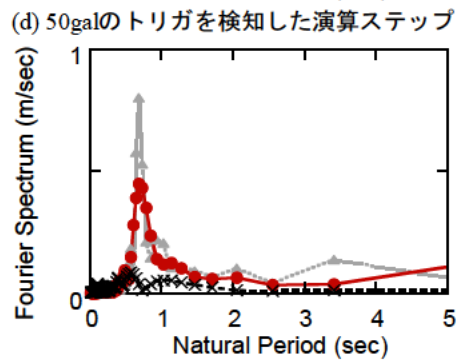
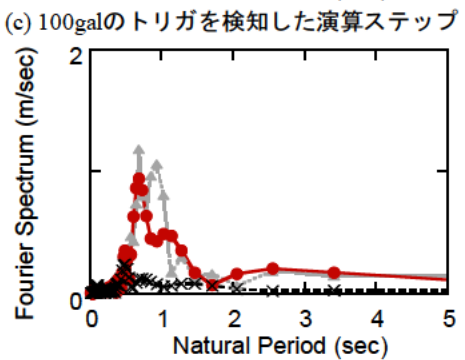
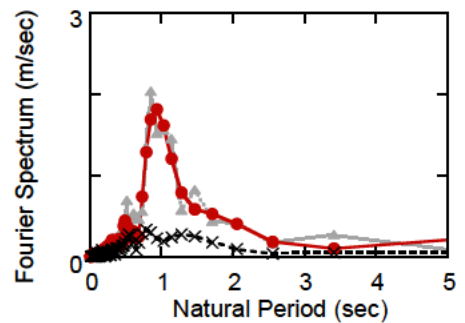
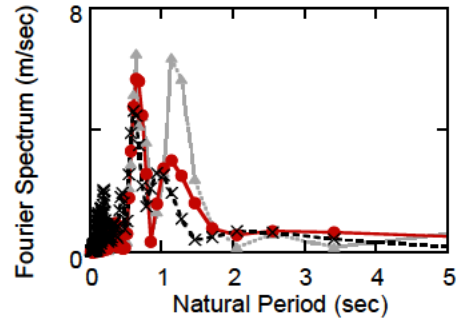
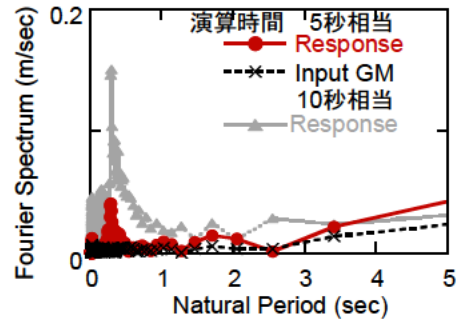
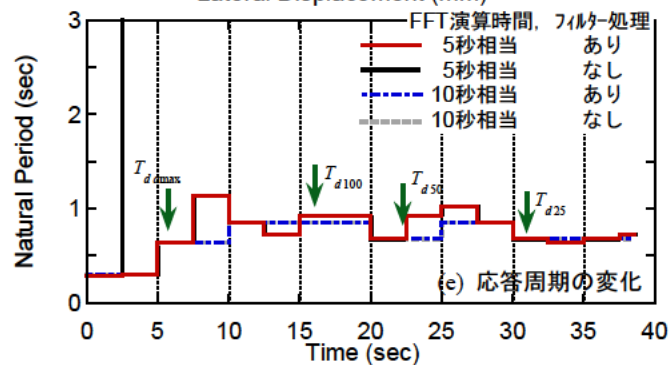
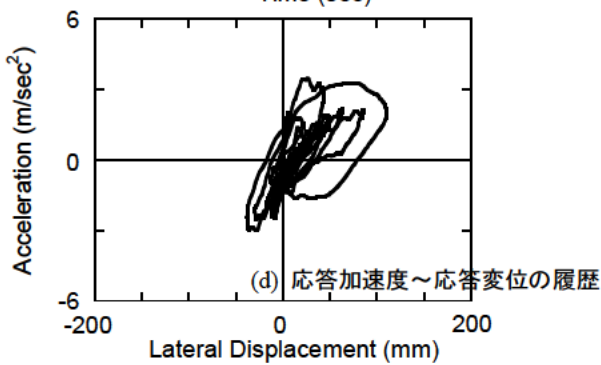
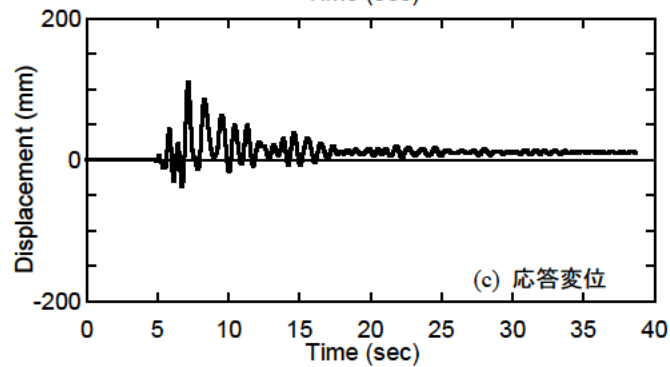
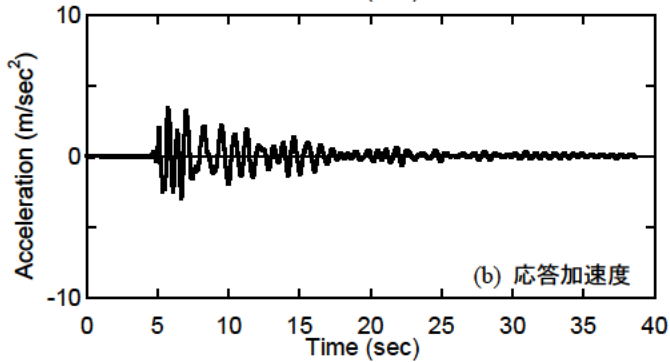
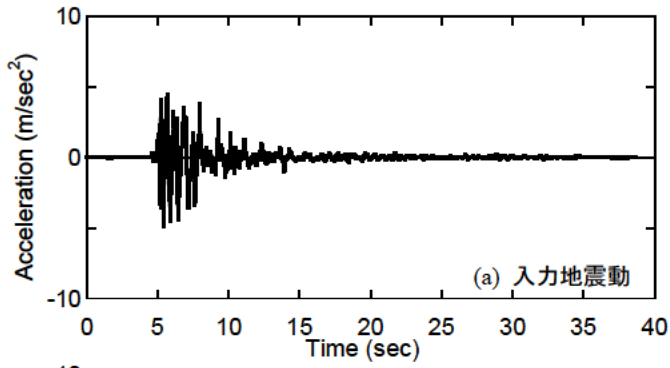
図-3.3.1 00S-100x の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

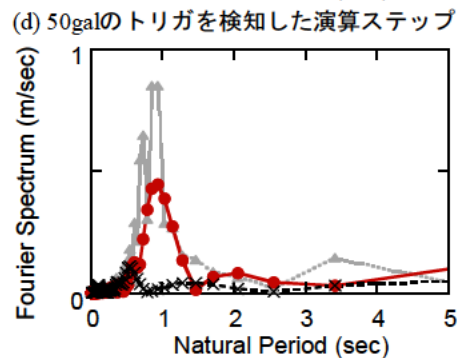
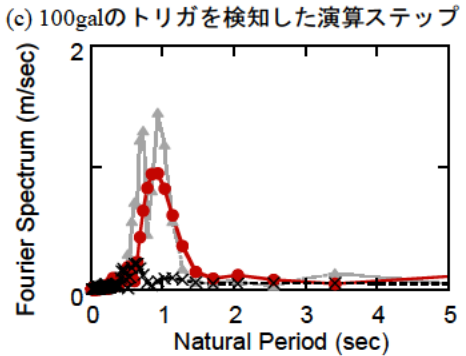
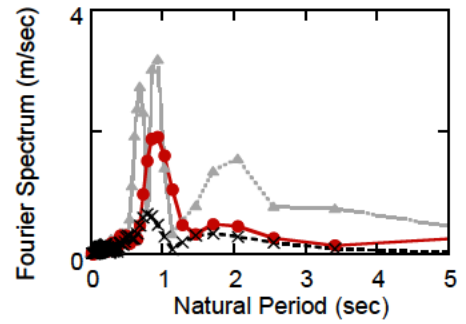
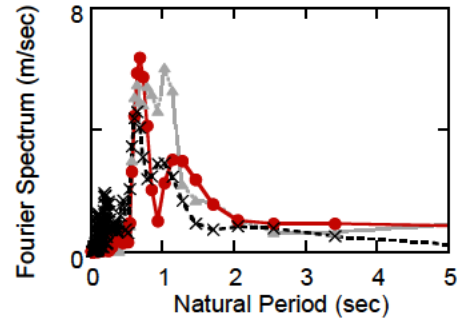
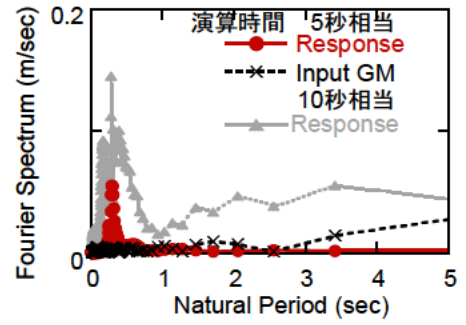
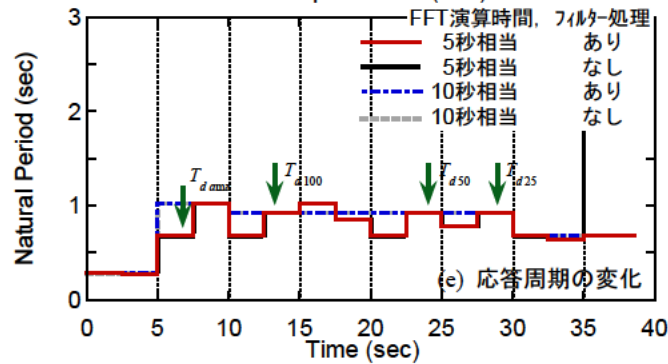
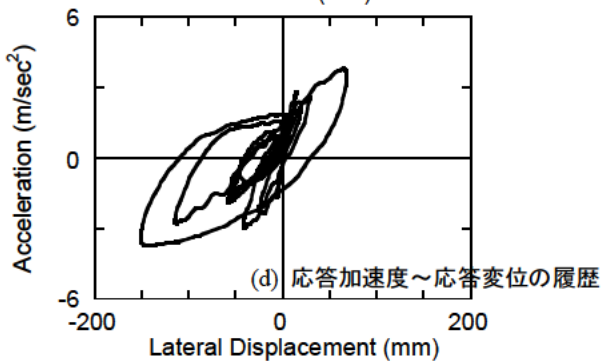
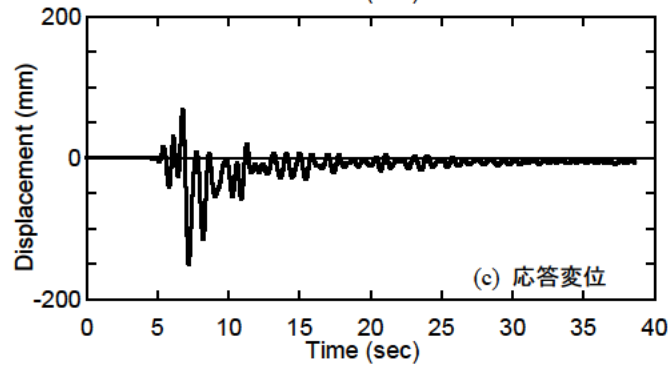
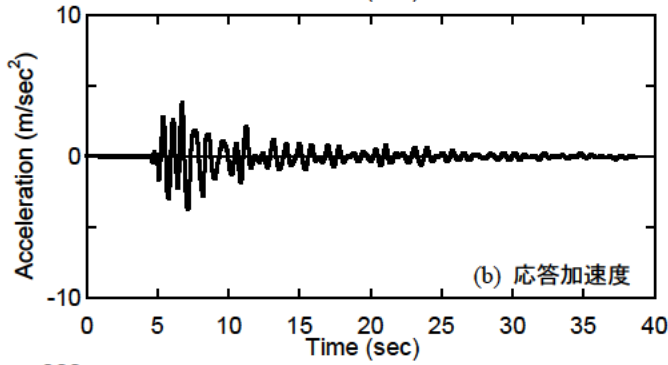
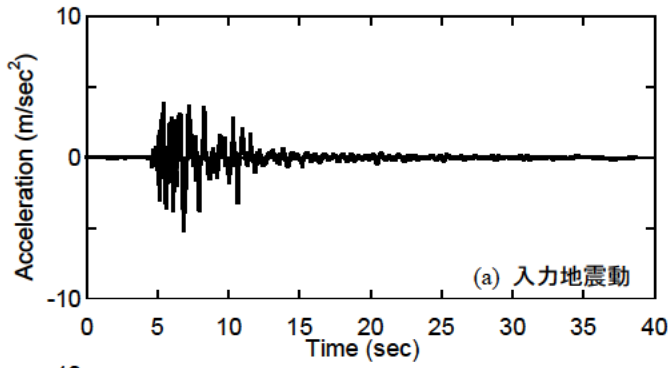
図-3.3.2 00S-100yの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

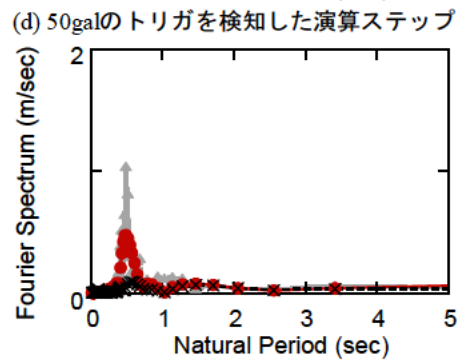
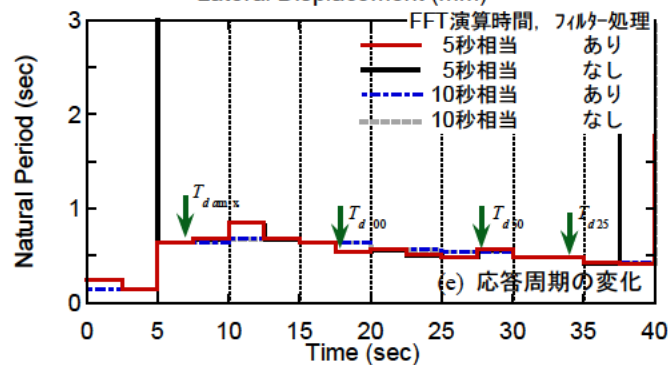
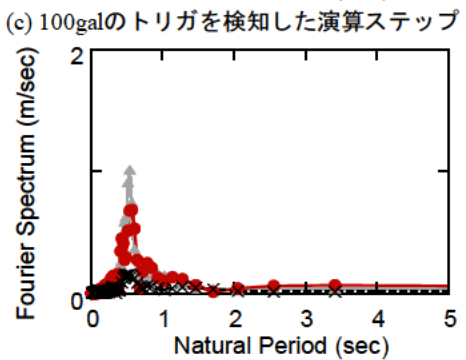
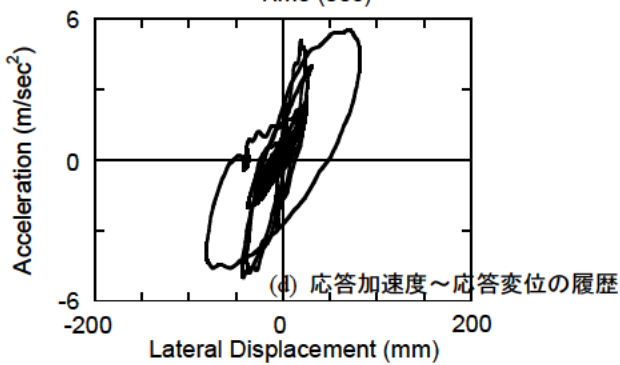
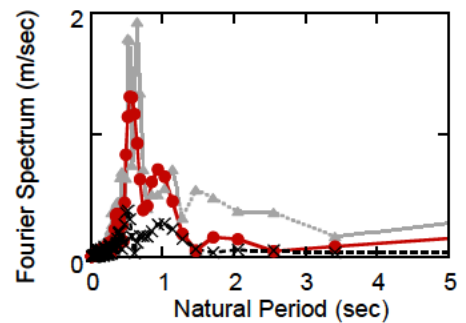
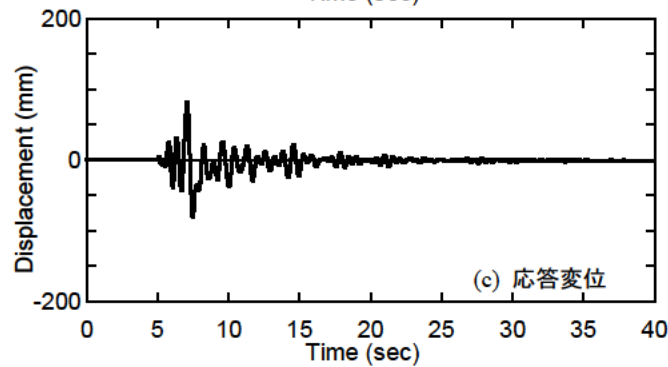
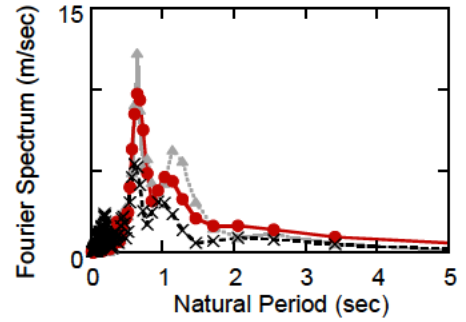
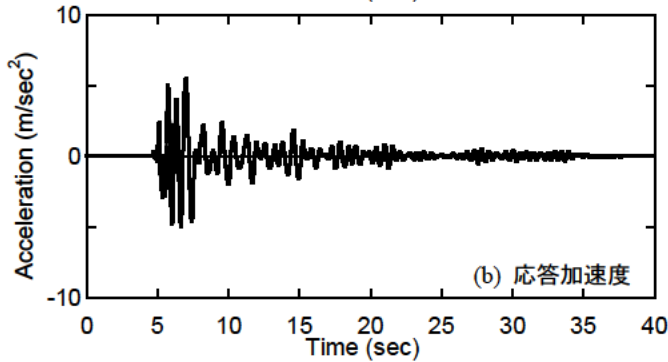
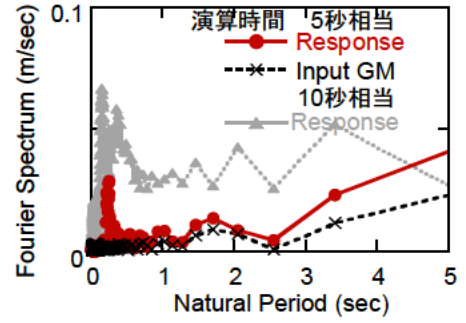
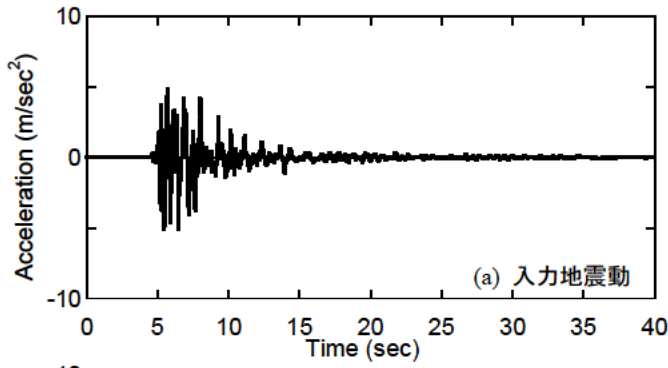
図-3.3.3 01C-080xの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

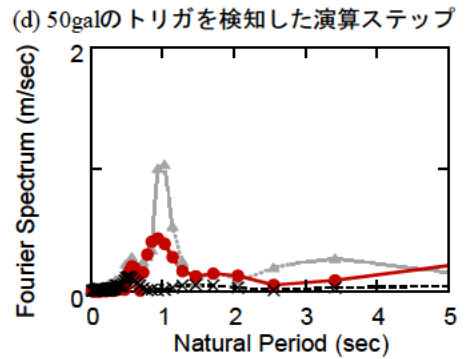
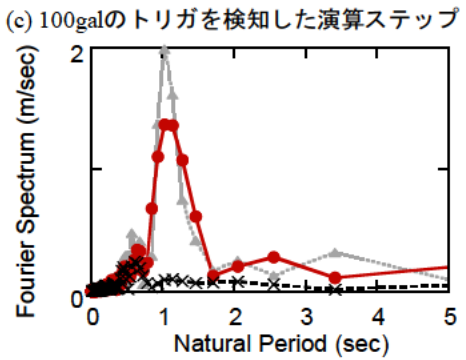
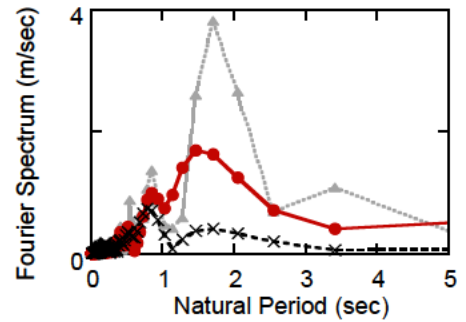
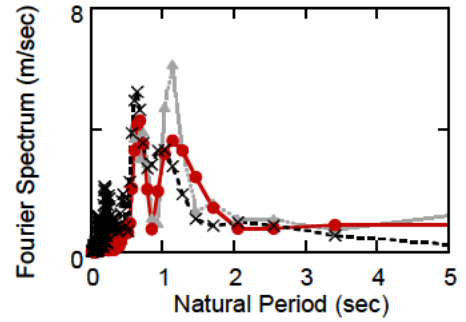
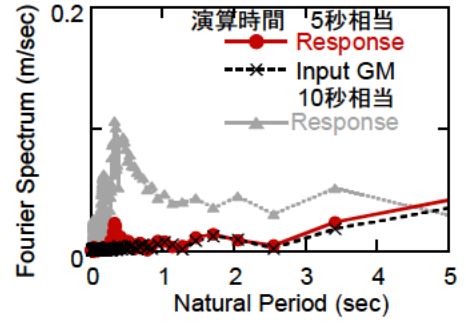
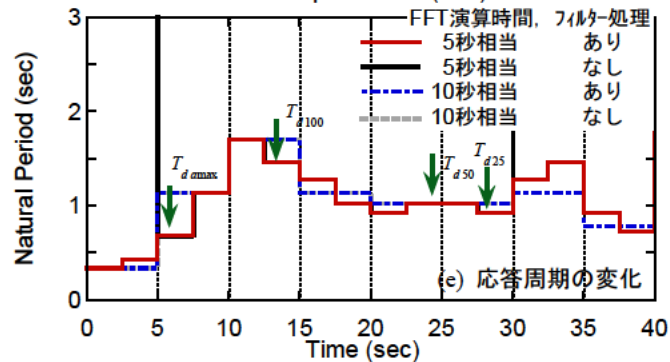
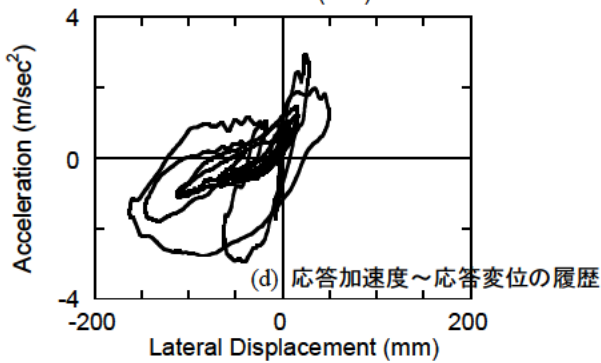
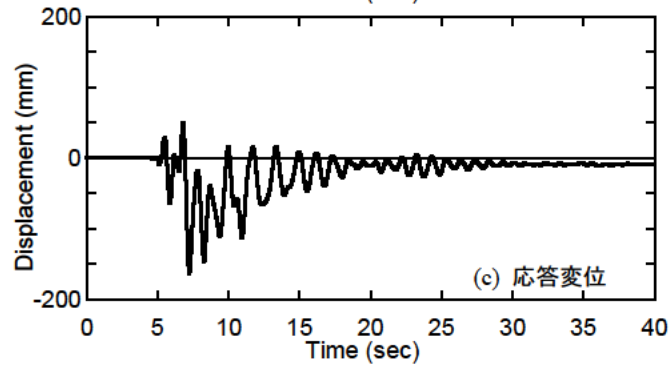
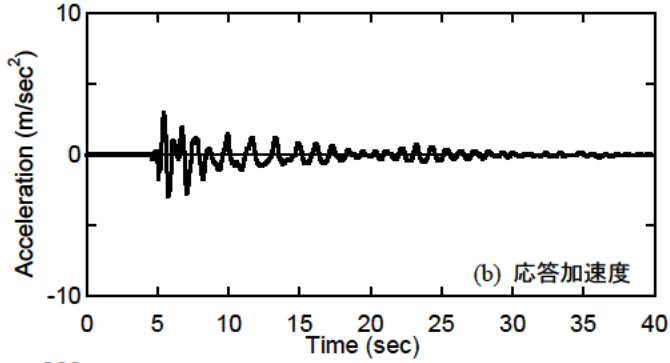
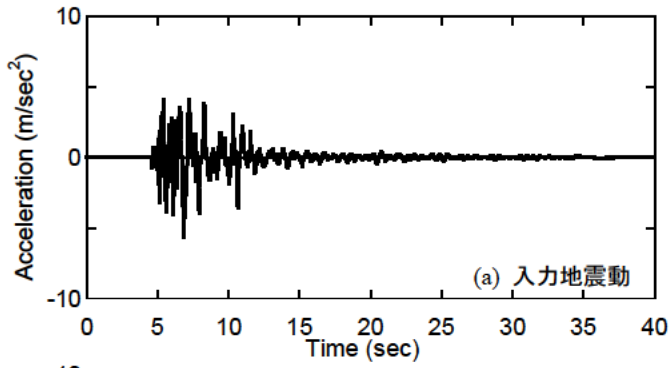
図-3.3.4 01C-080yの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

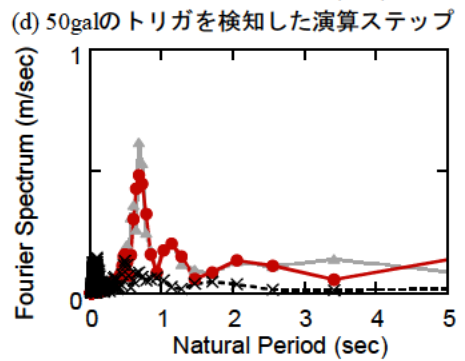
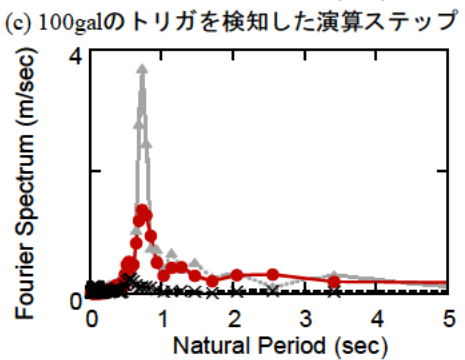
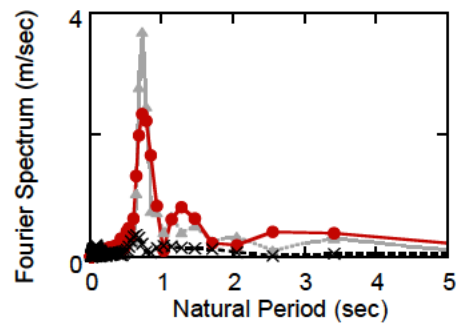
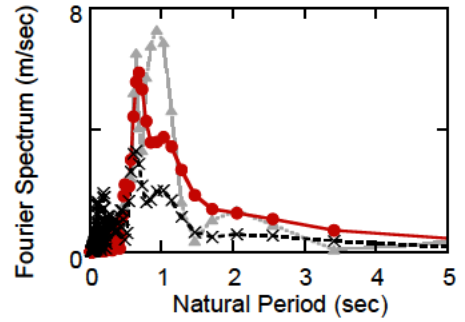
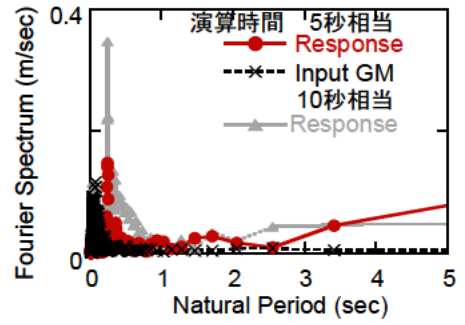
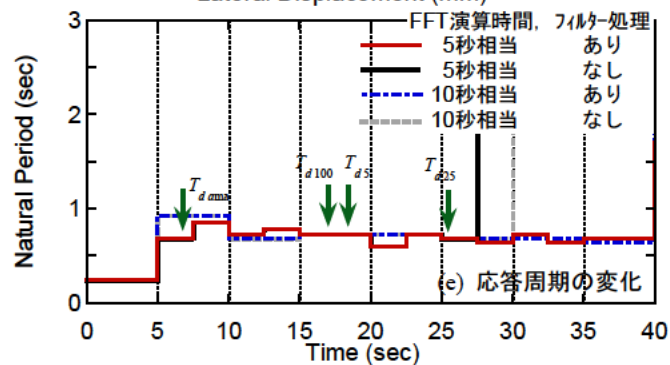
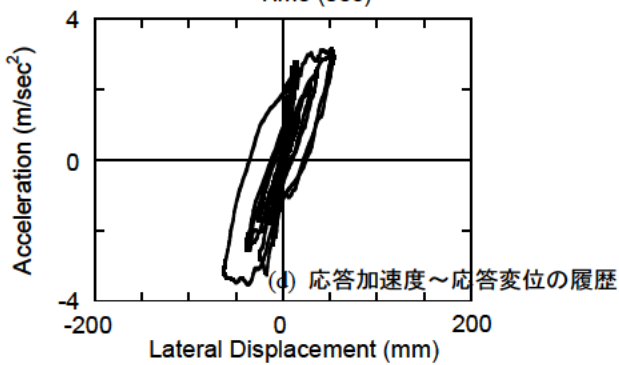
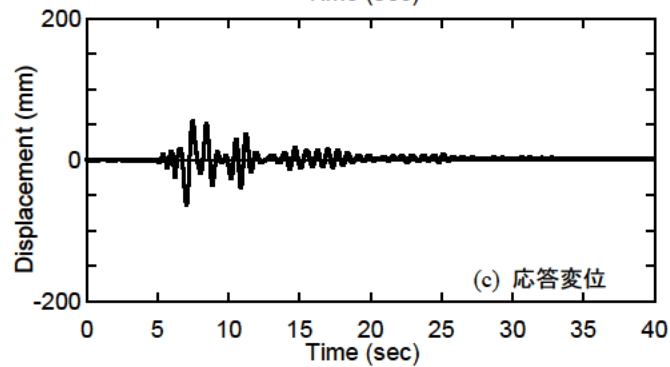
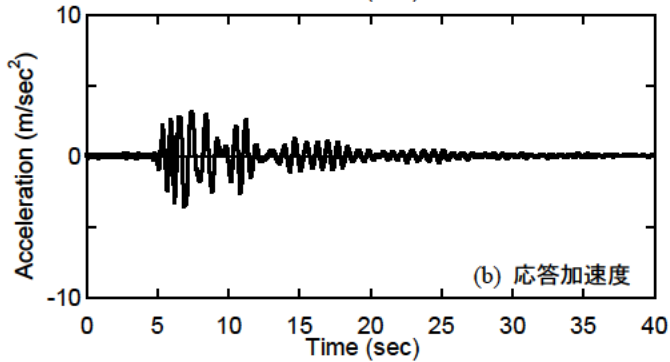
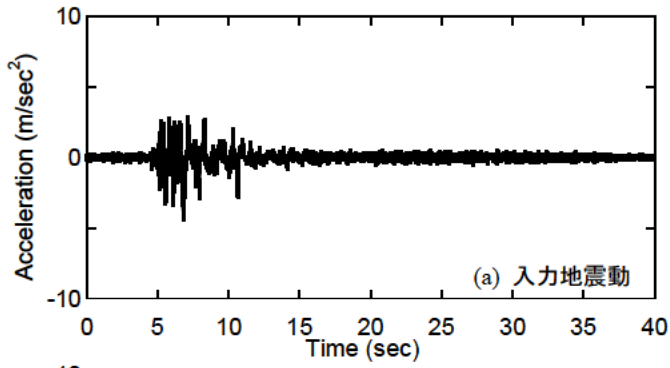
図-3.3.5 02R-090xの地震応答，応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

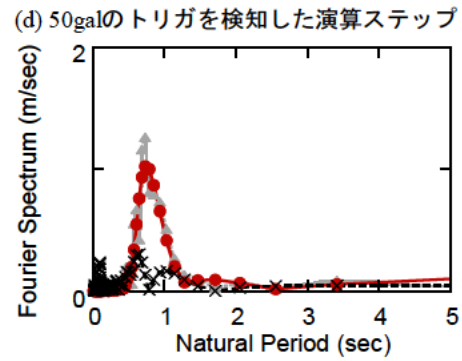
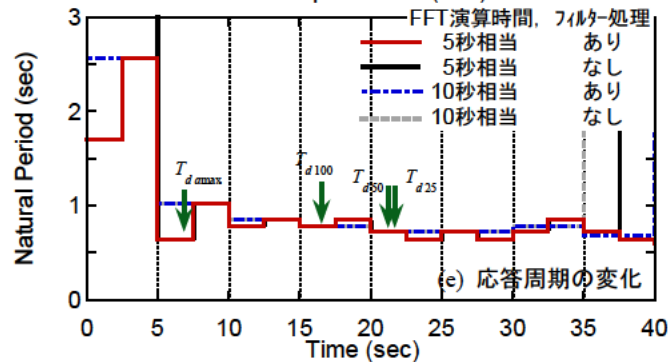
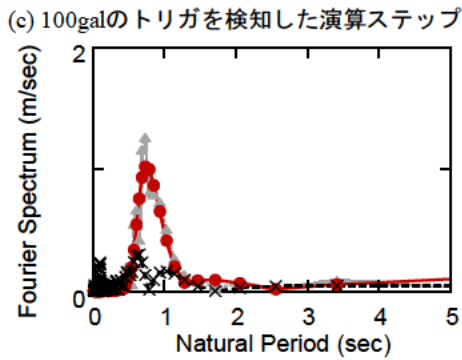
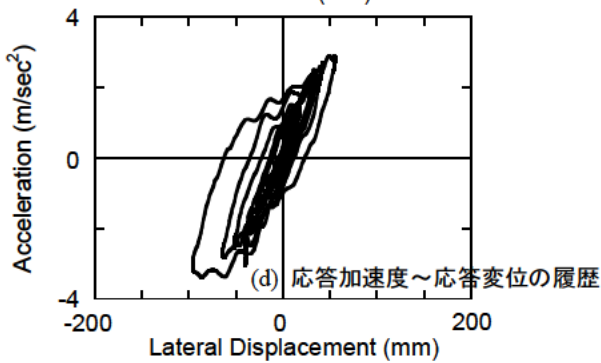
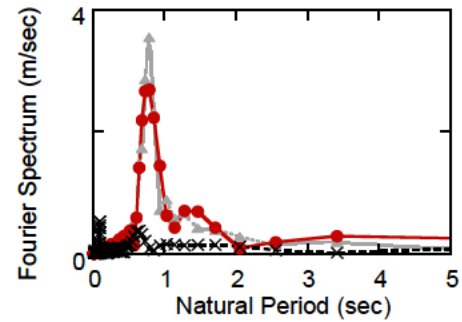
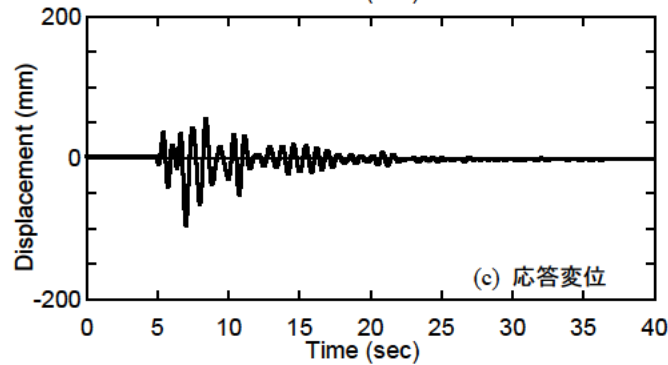
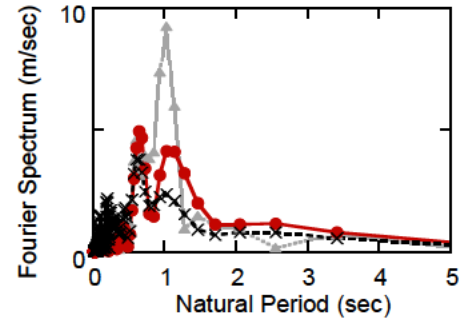
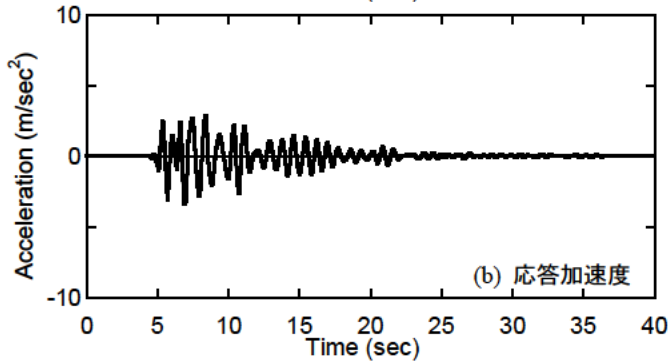
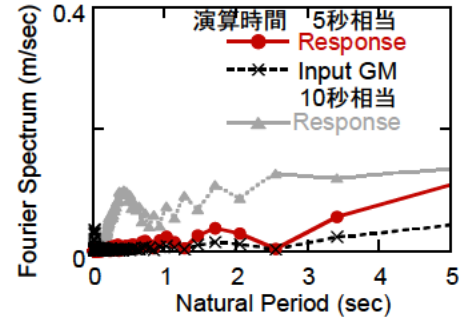
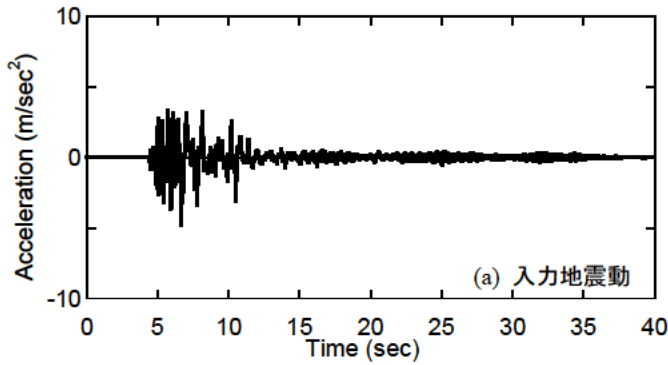
図-3.3.6 02R-090yの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

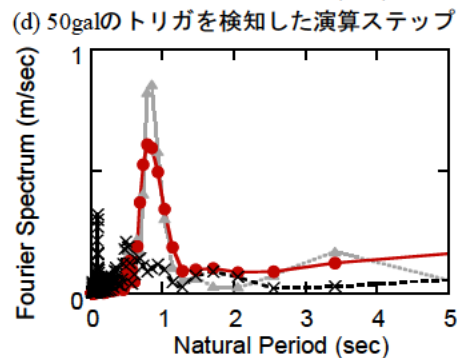
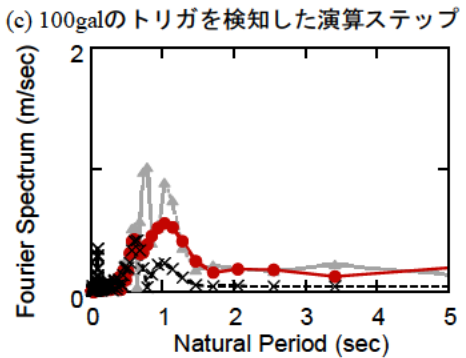
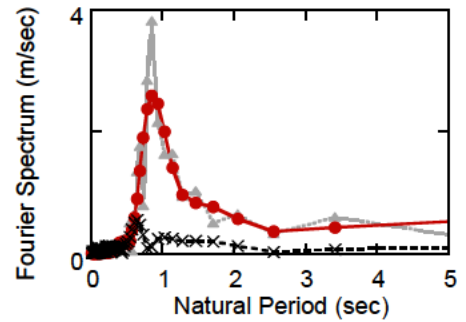
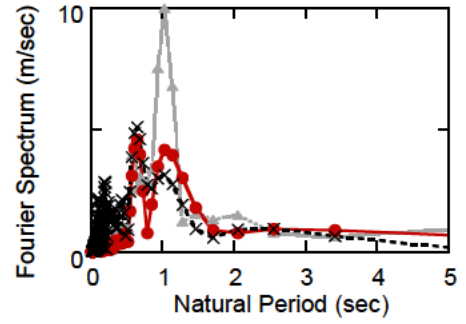
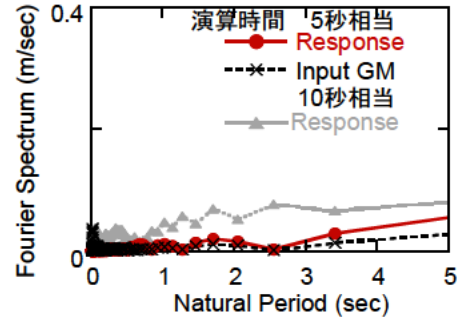
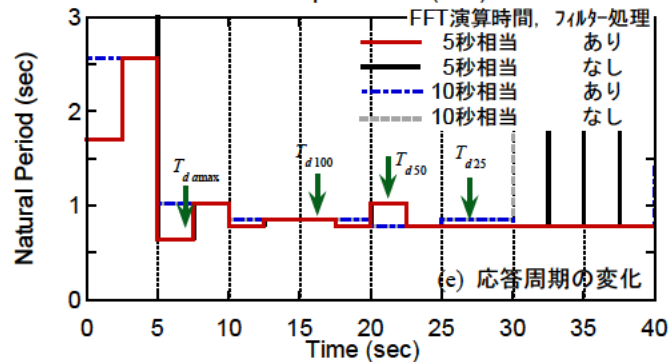
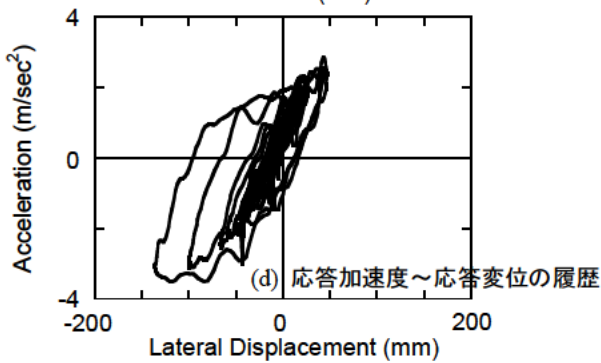
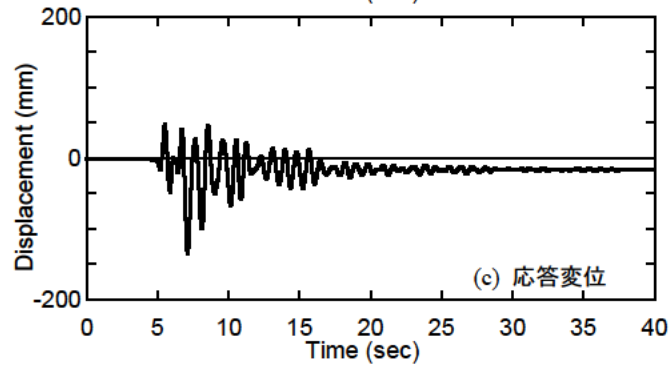
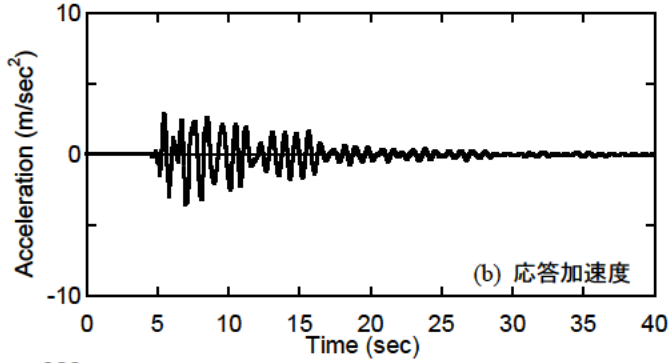
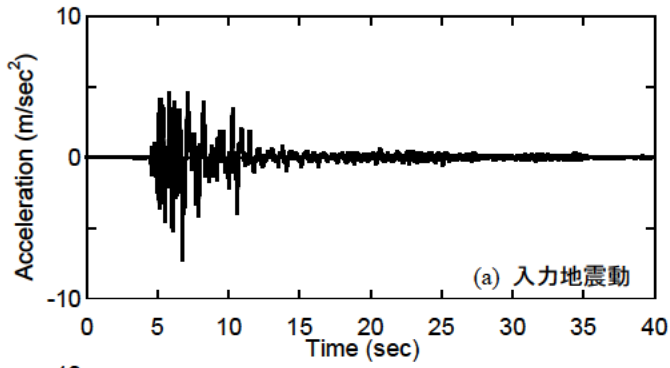
図-3.3.7 03R-050の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

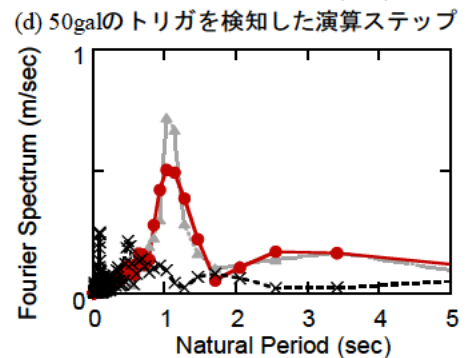
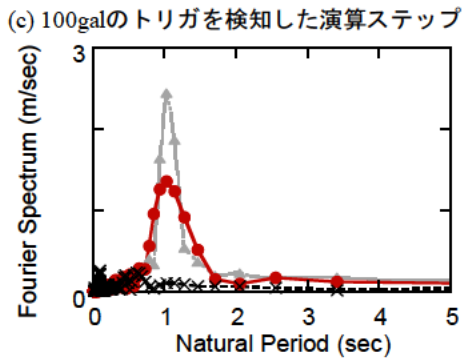
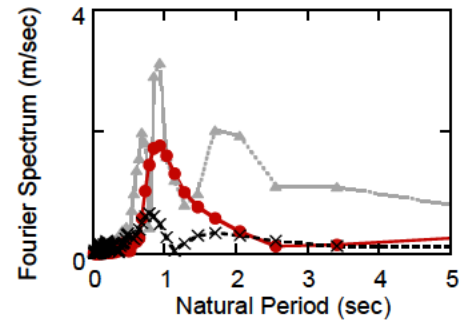
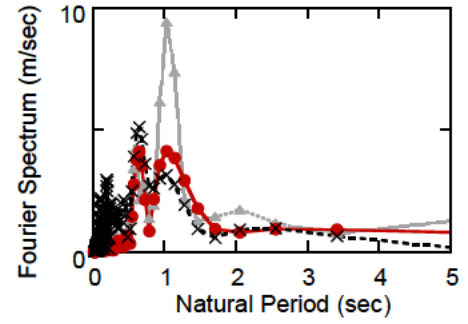
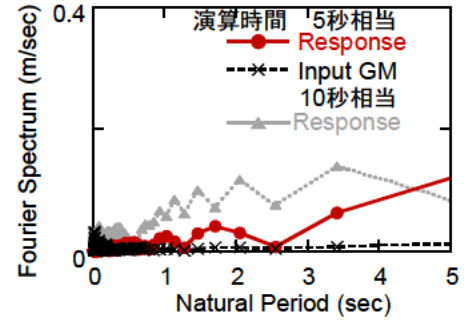
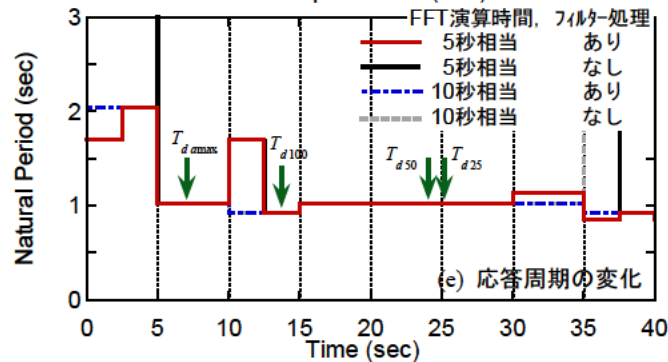
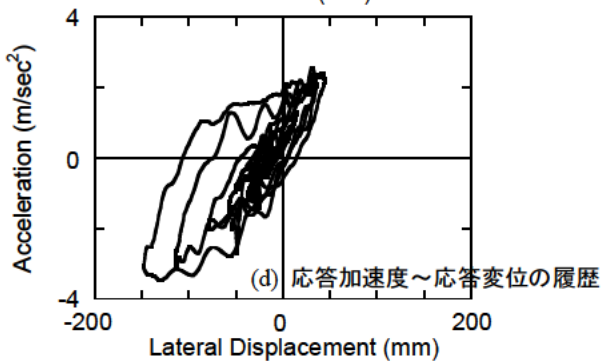
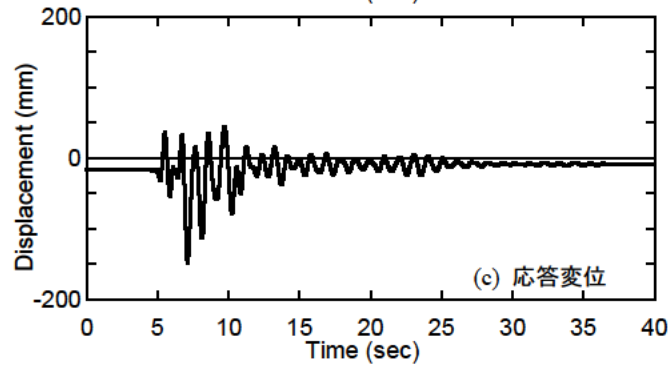
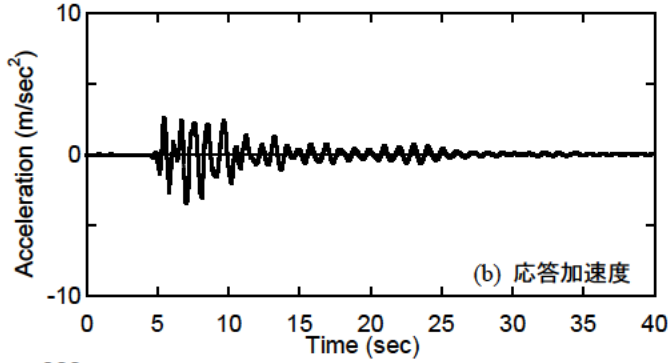
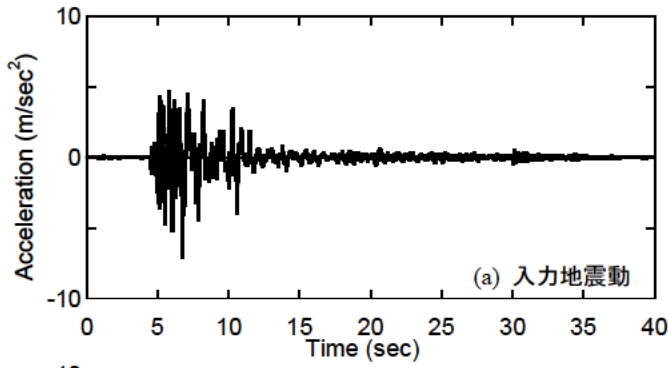
図-3.3.8 03R-060 の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

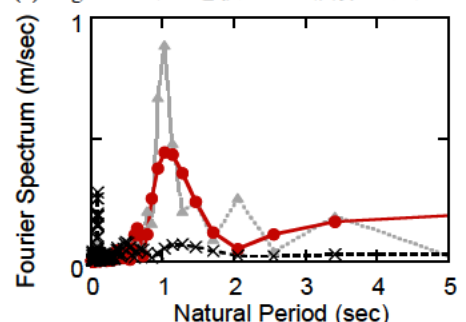
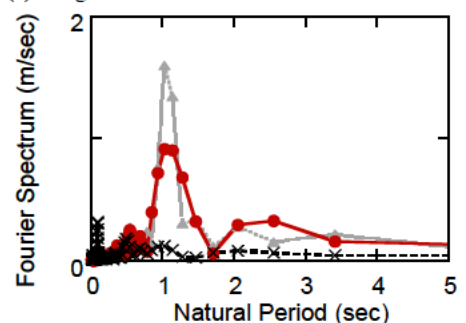
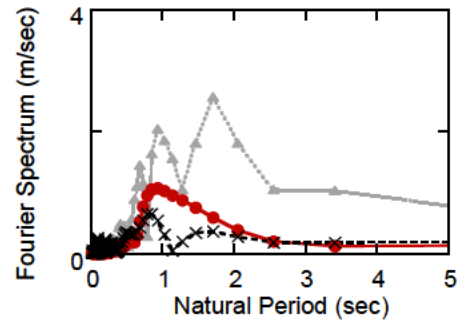
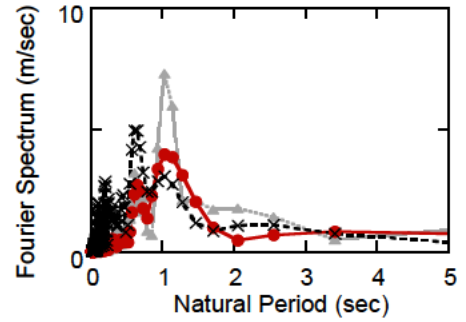
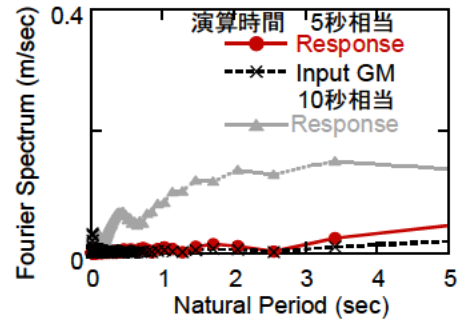
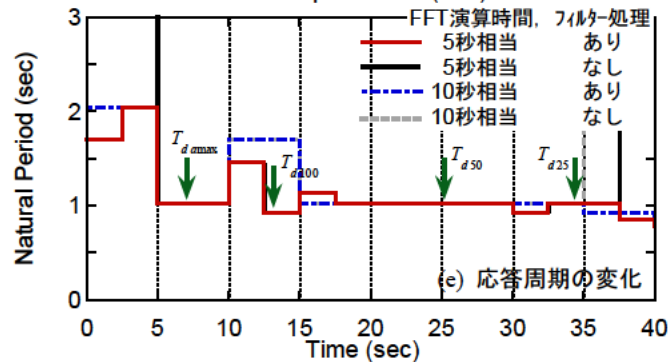
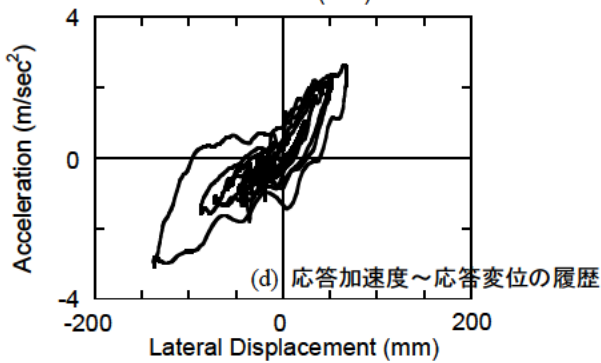
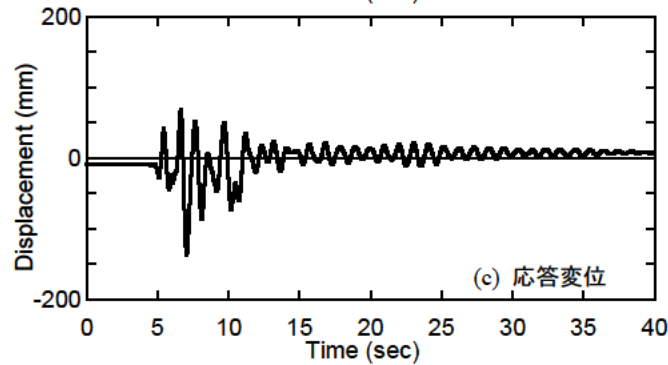
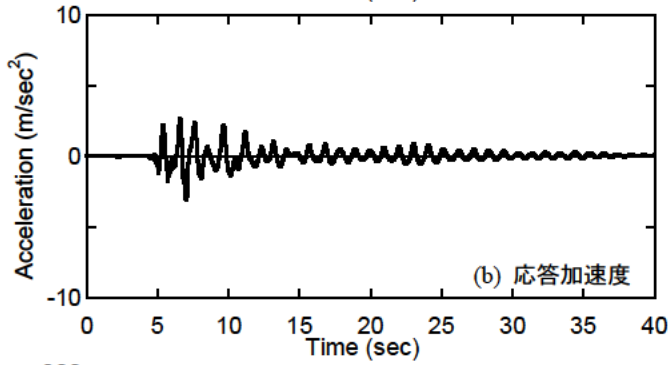
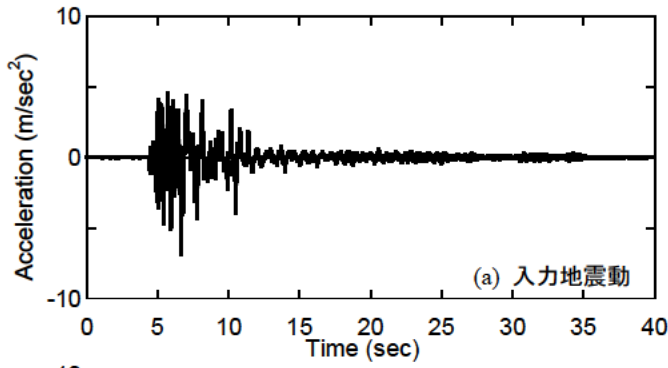
図-3.3.9 03R-080-1の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

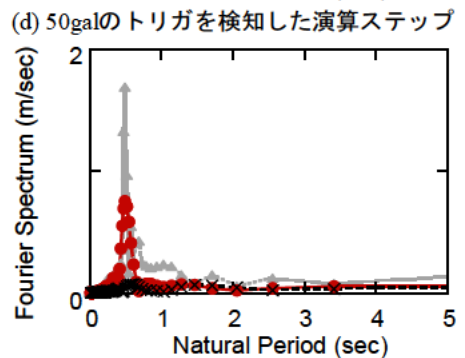
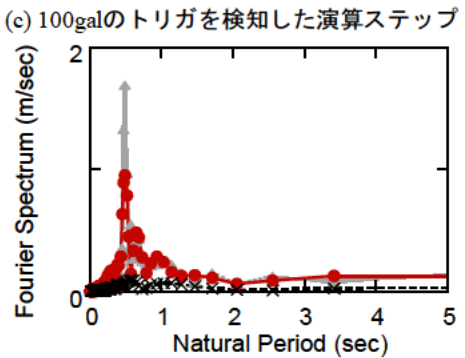
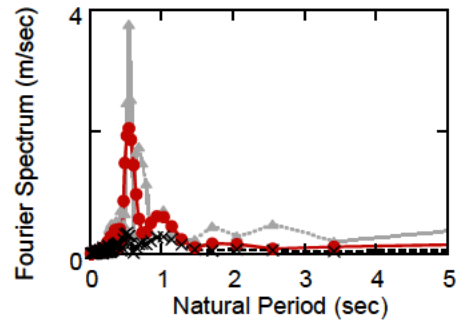
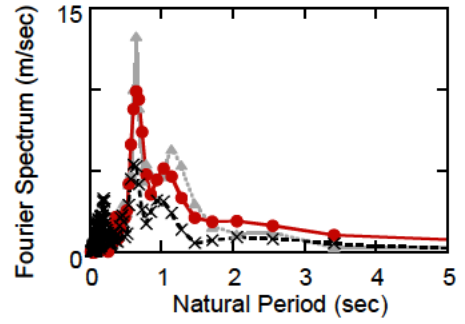
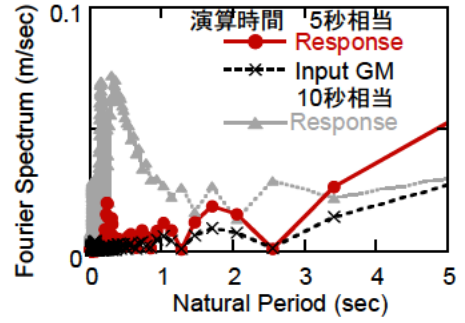
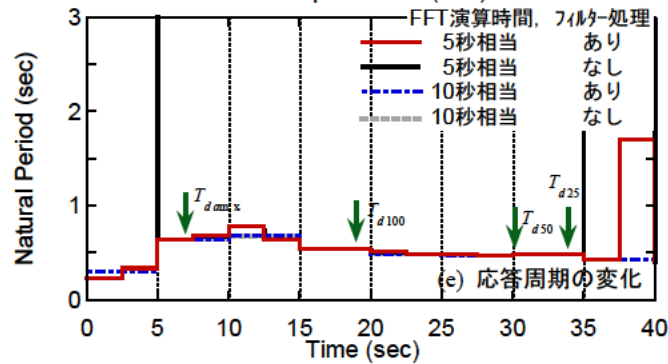
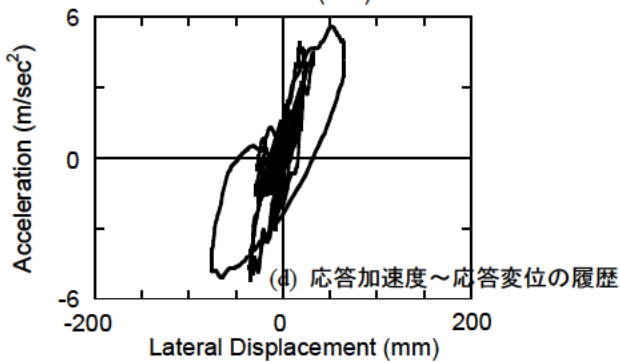
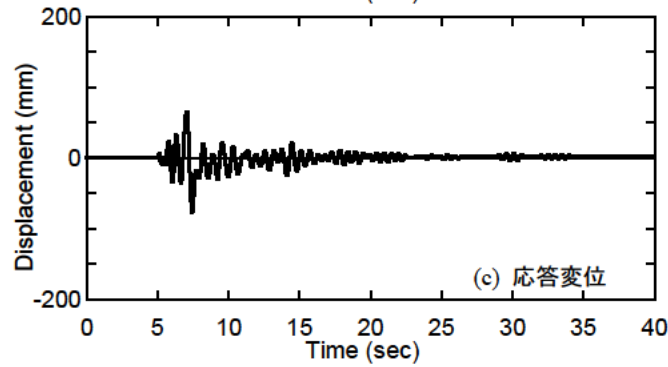
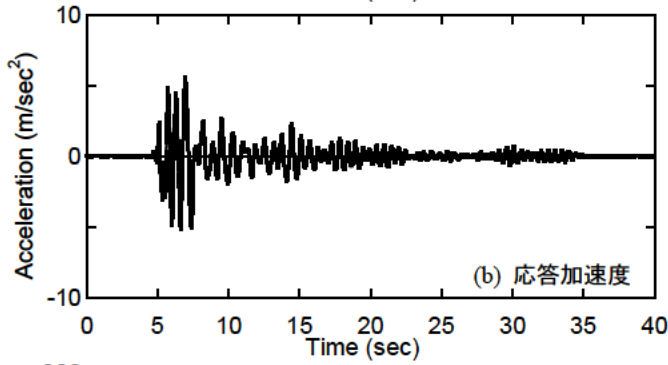
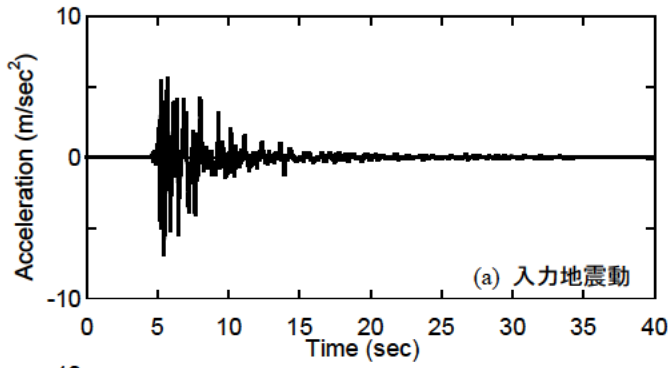
図-3.3.10 03R-080-2の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

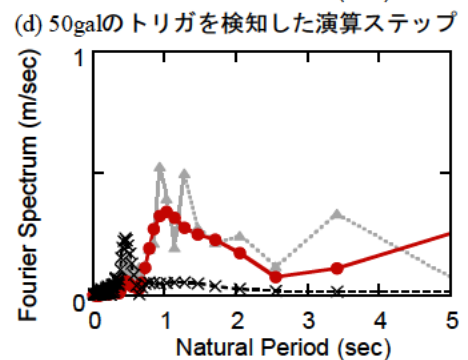
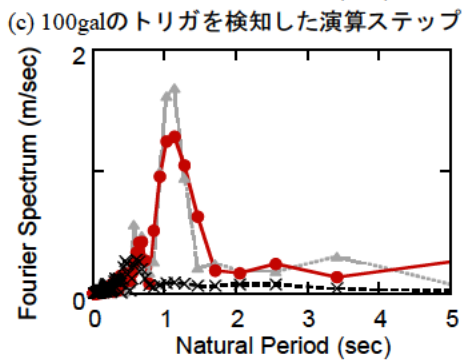
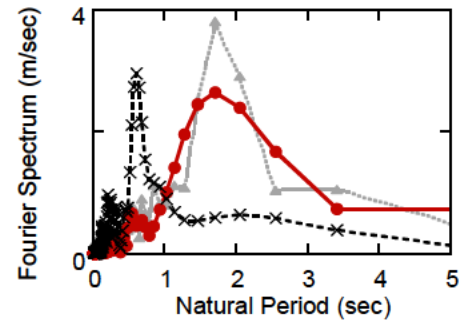
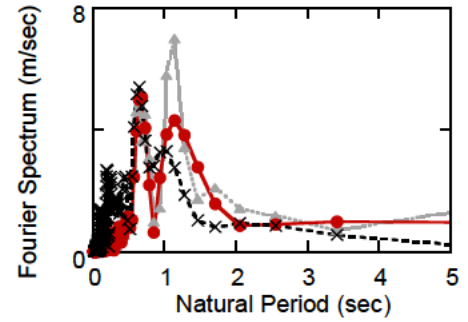
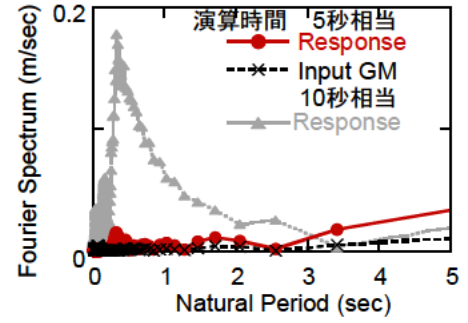
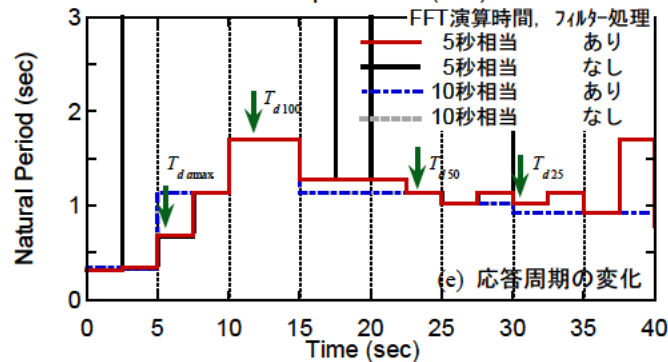
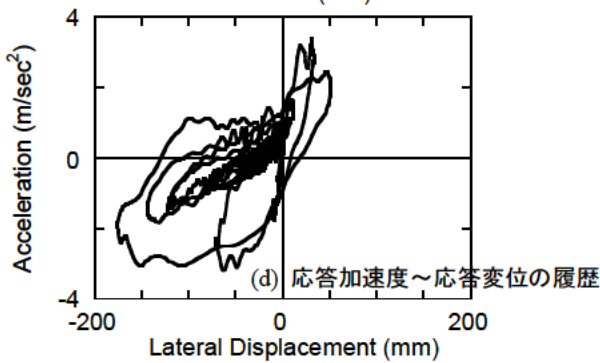
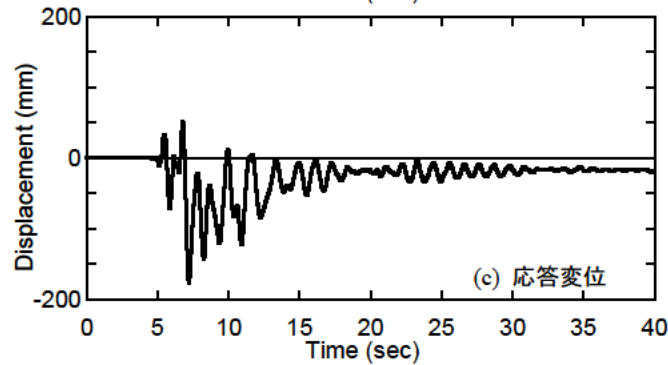
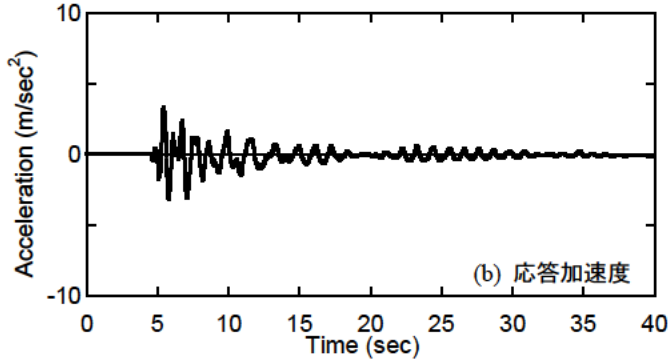
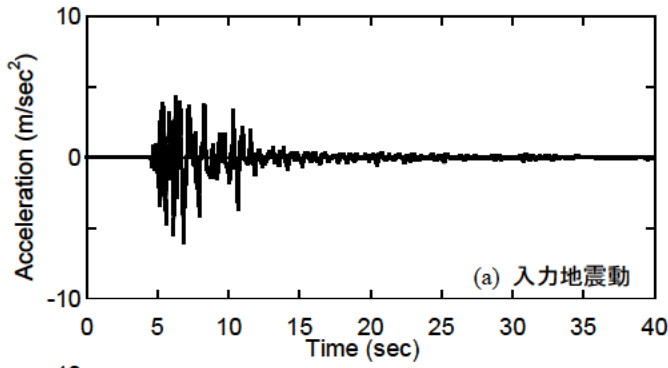
図-3.3.11 03R-080-3の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

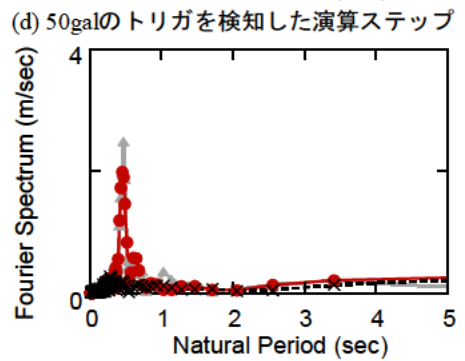
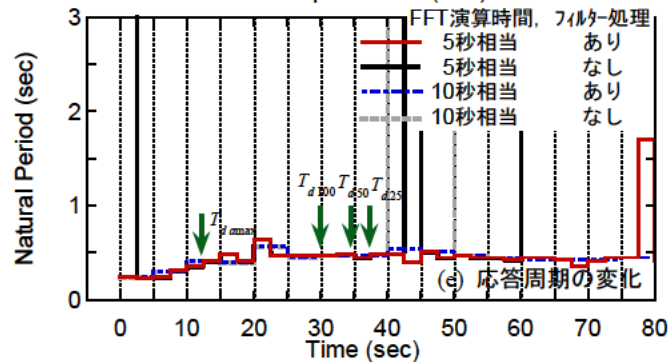
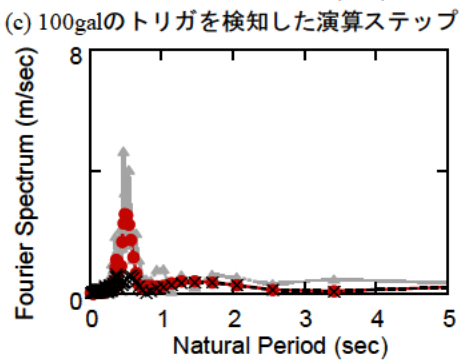
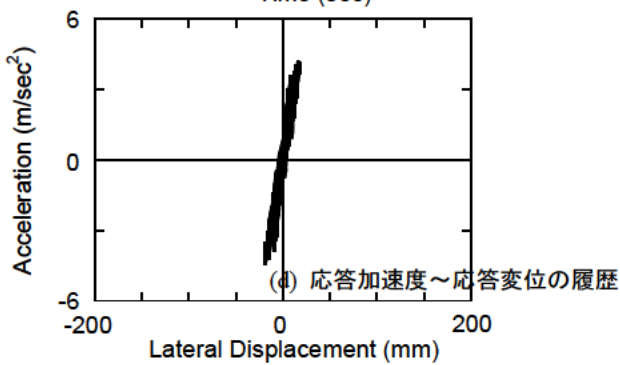
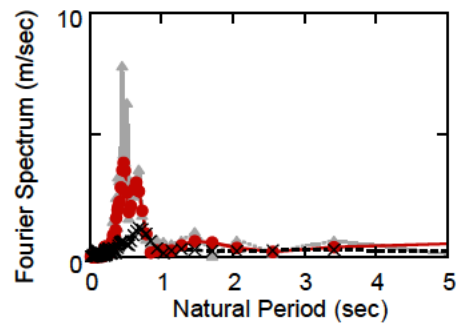
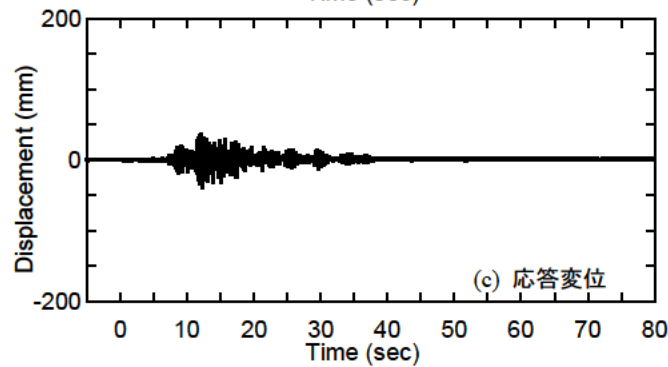
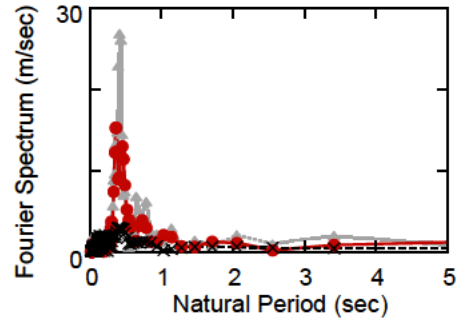
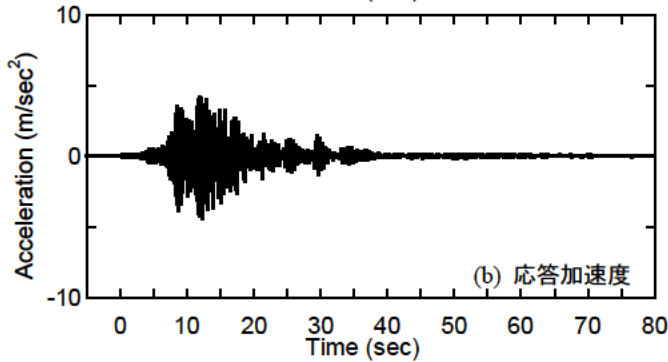
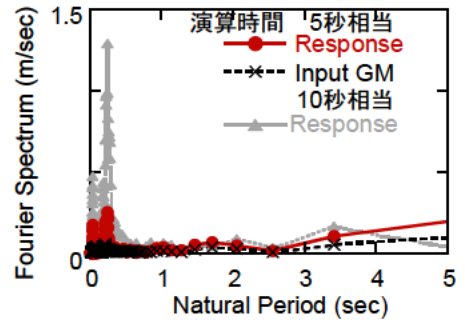
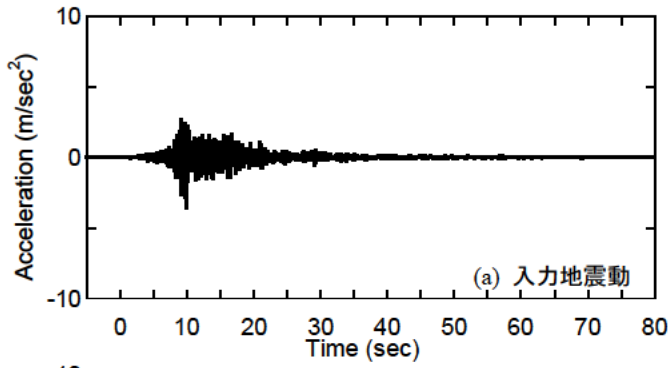
図-3.3.12 04R-090xの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

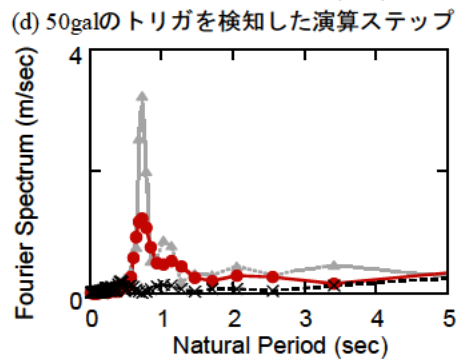
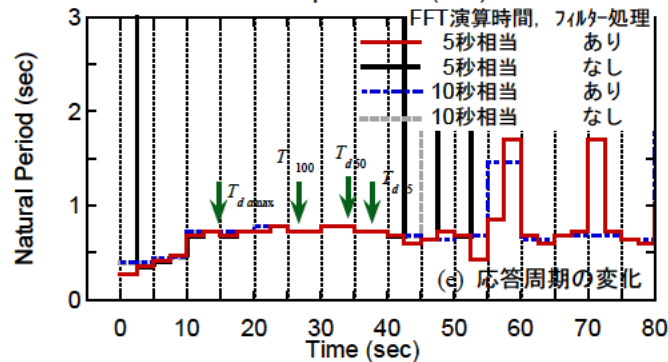
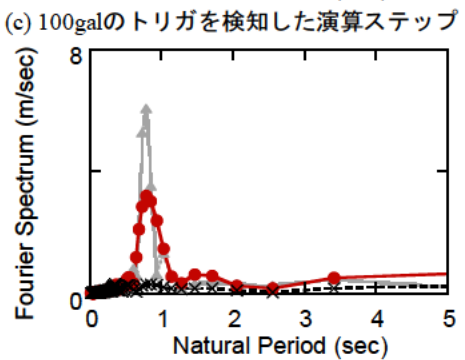
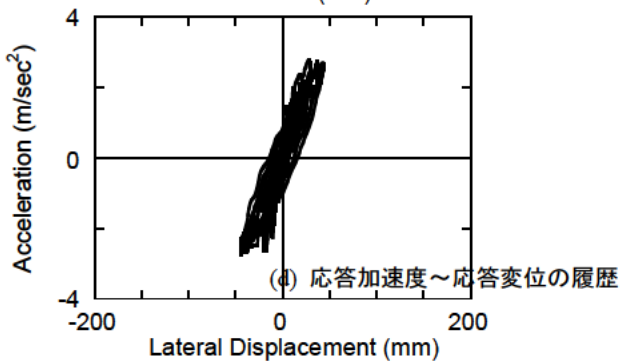
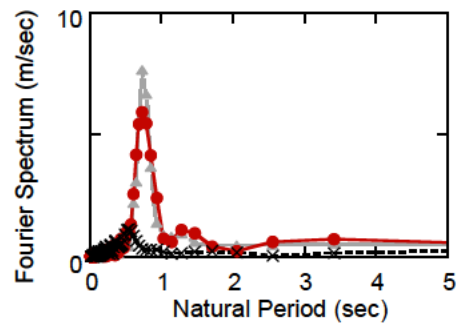
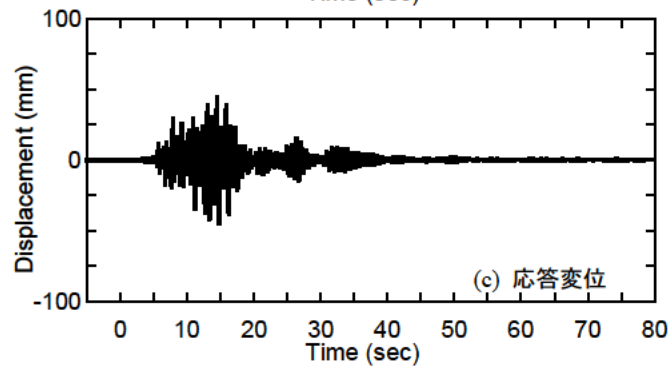
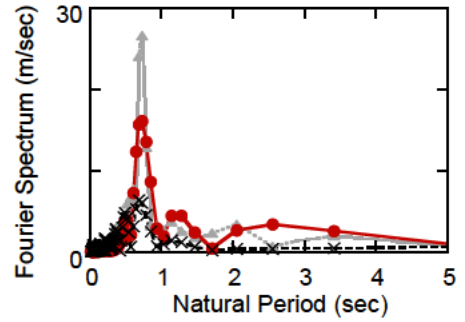
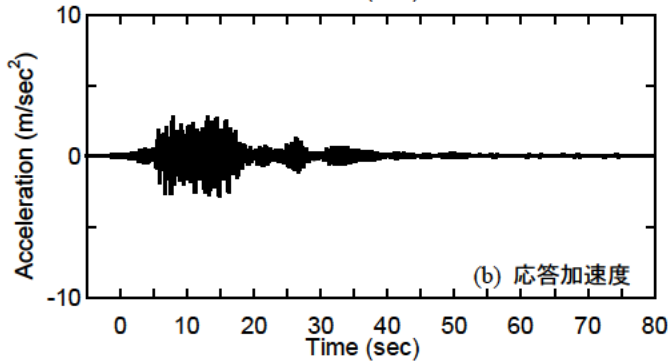
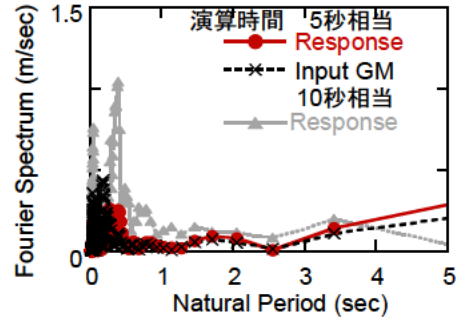
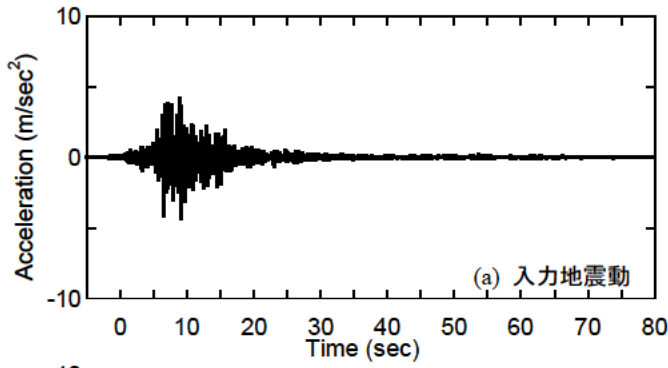
図-3.3.13 04R-090yの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

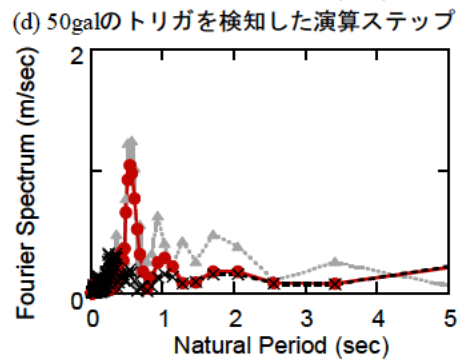
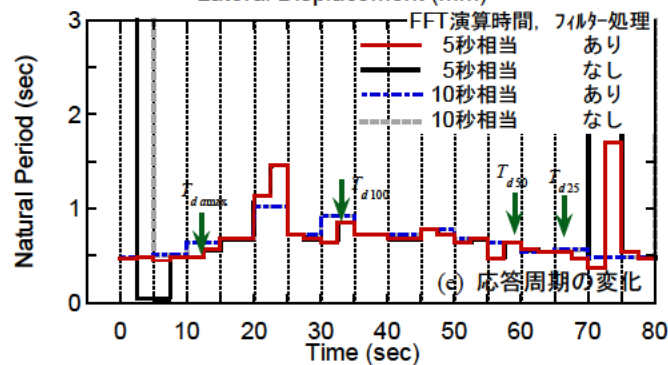
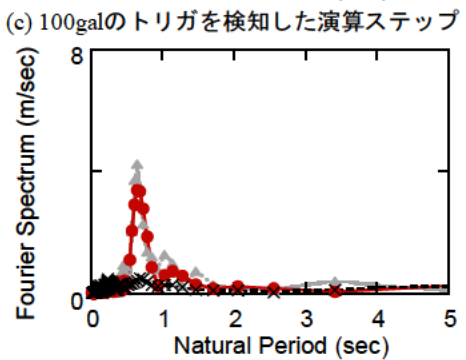
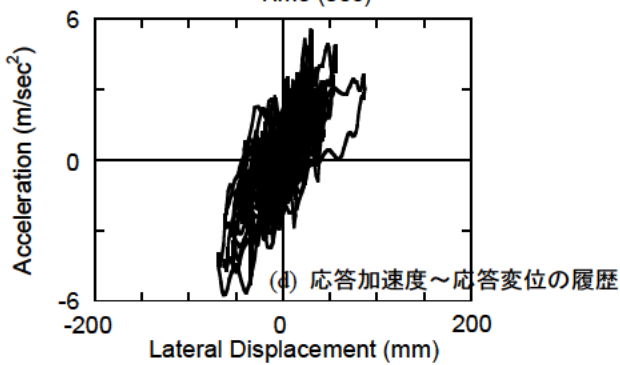
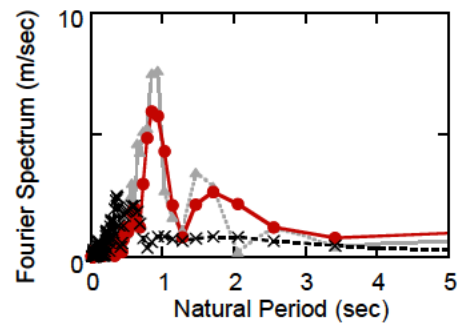
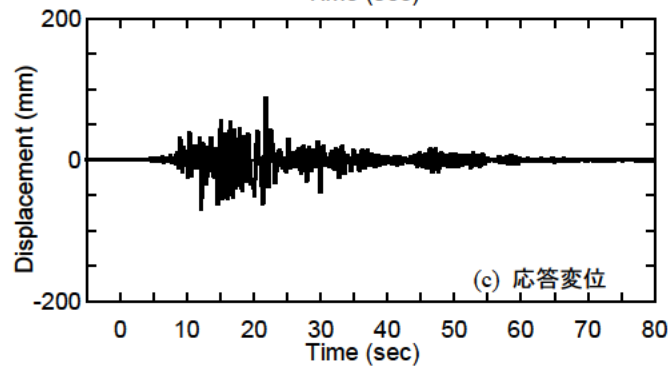
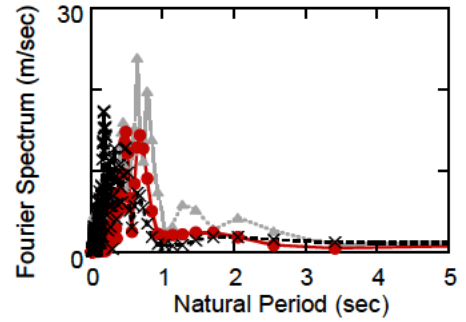
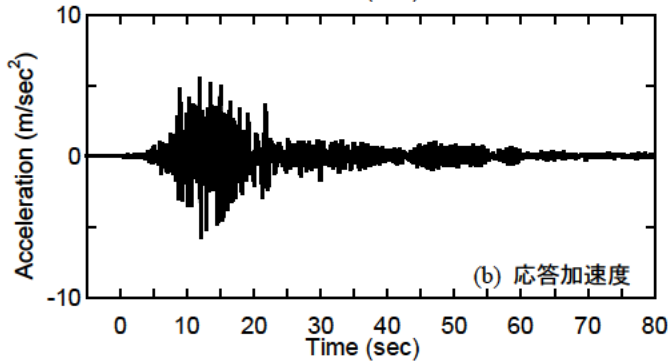
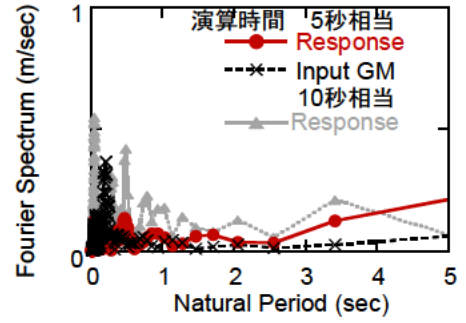
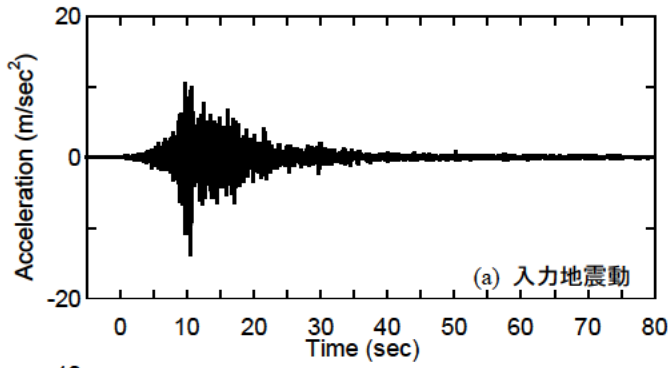
図-3.3.14 05R-040xの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

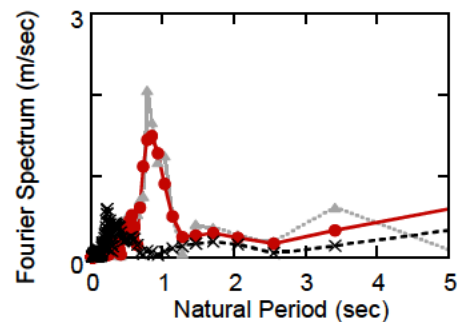
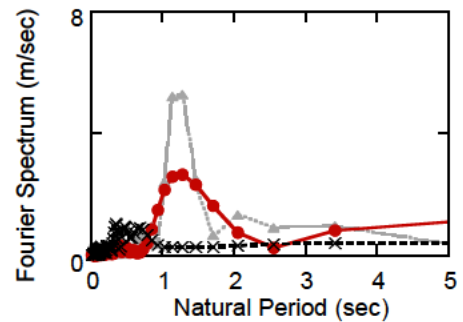
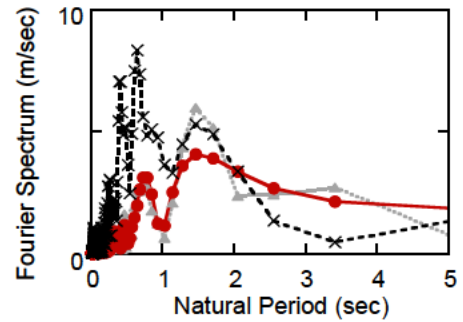
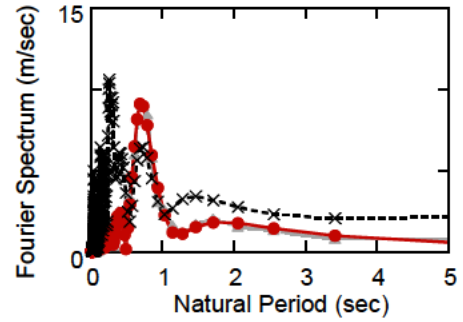
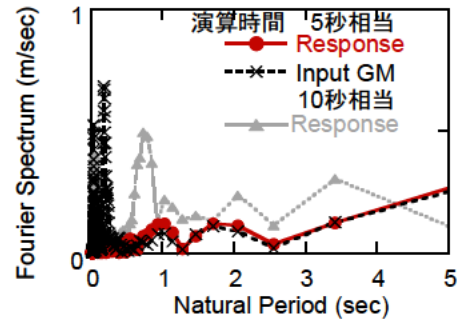
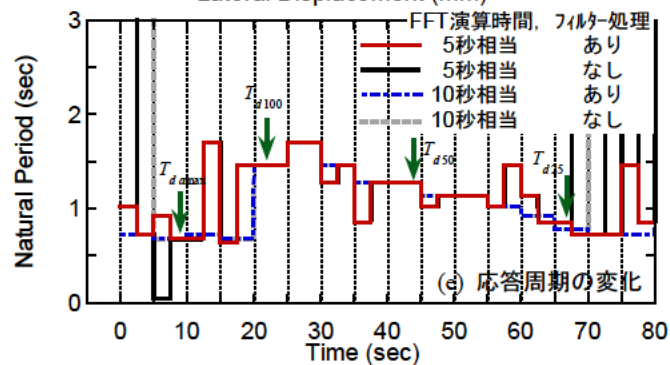
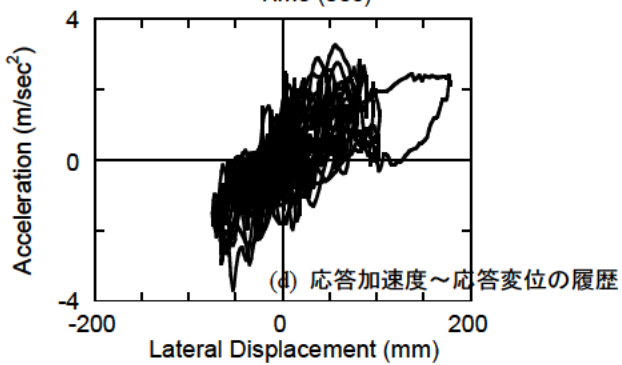
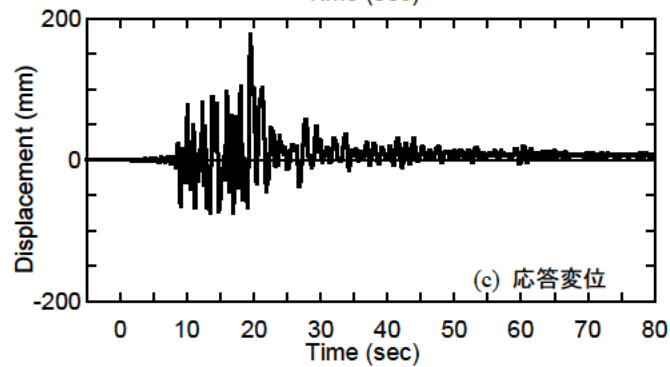
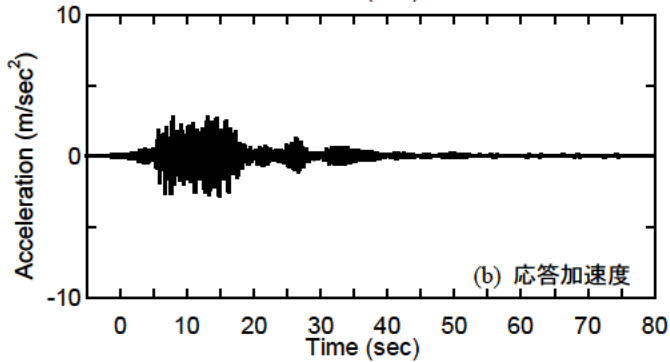
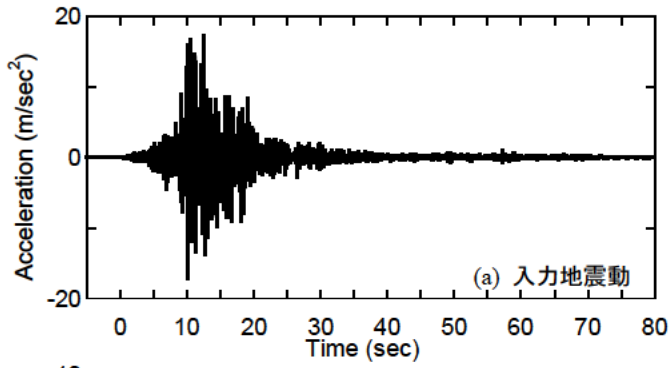
図-3.3.15 05R-040yの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

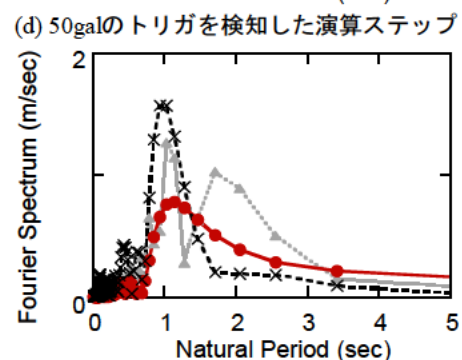
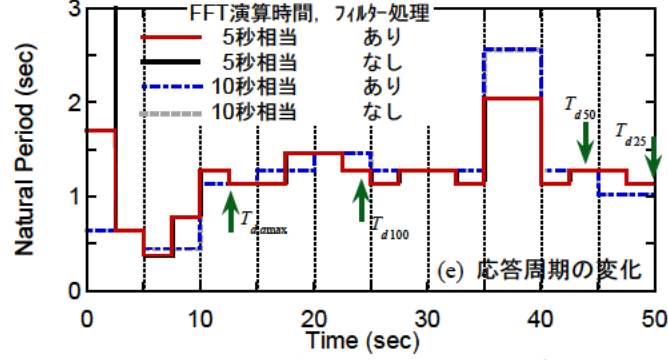
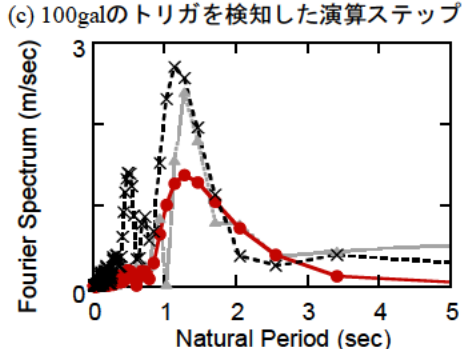
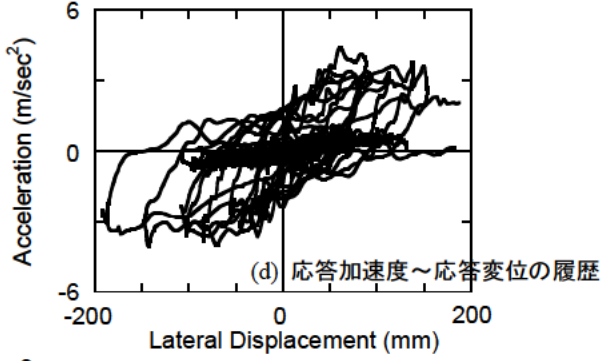
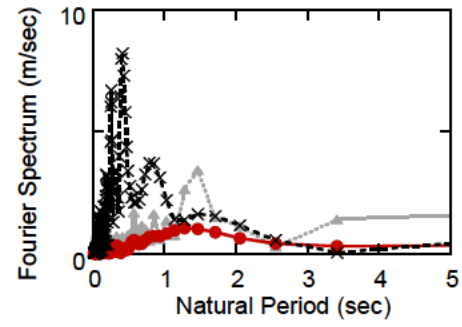
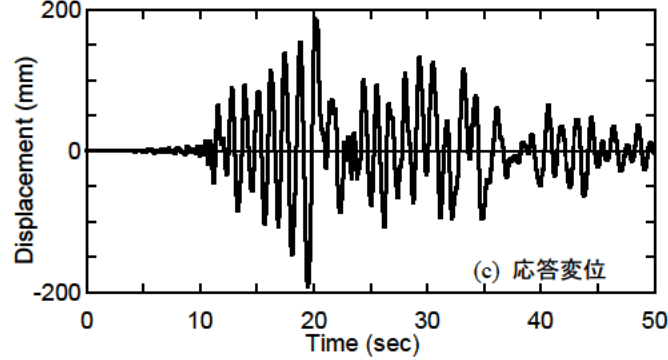
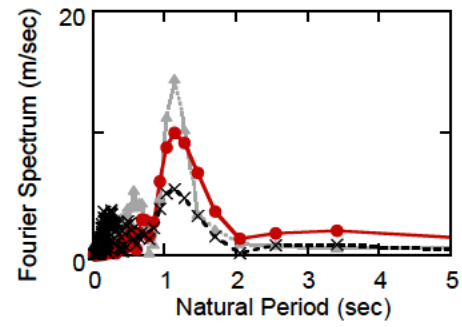
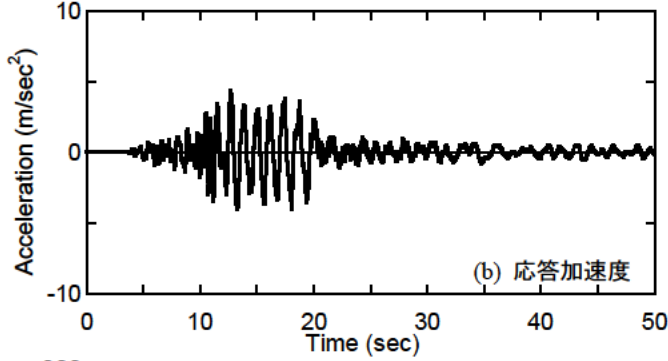
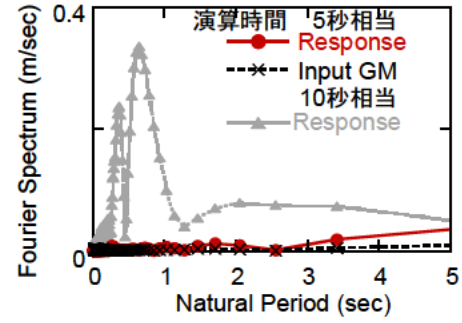
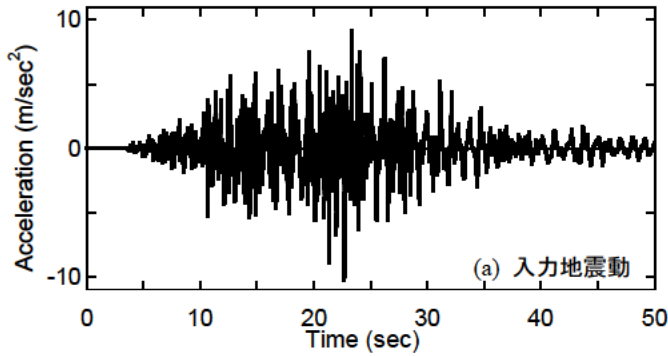
図-3.3.16 05R-170xの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



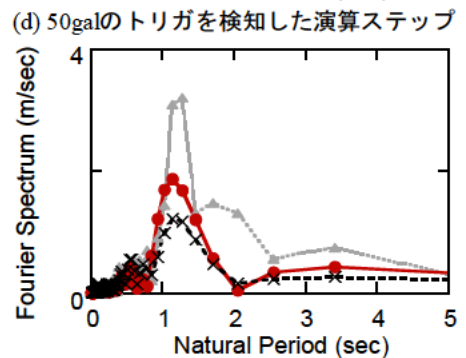
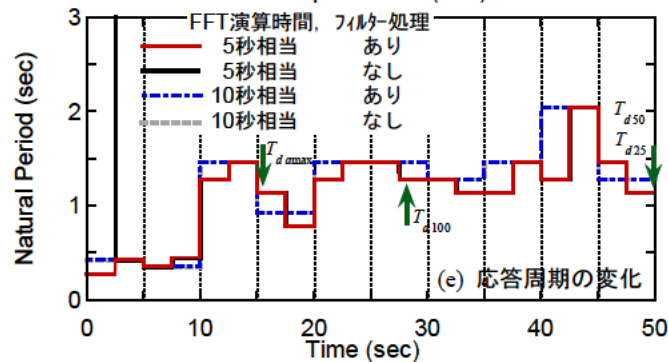
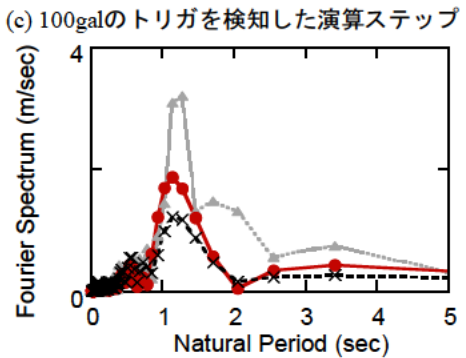
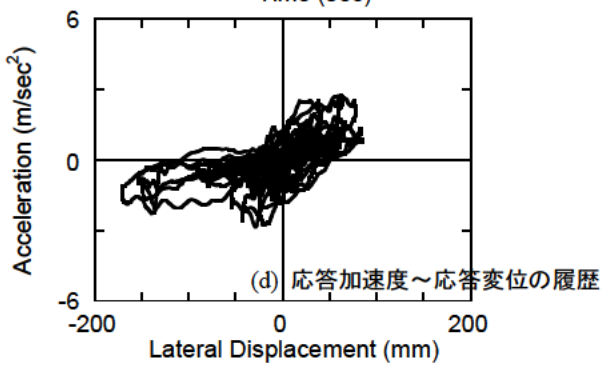
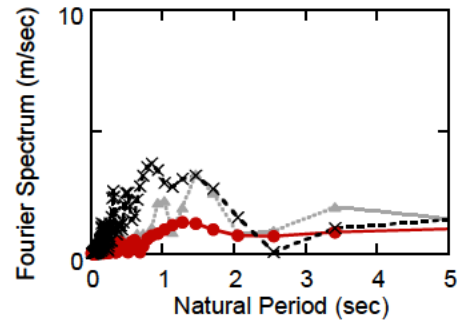
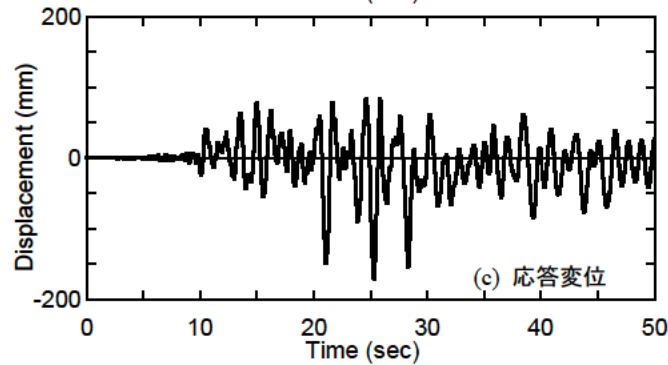
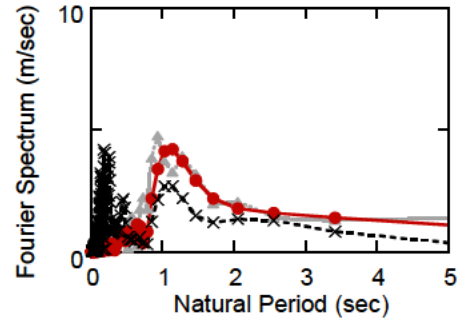
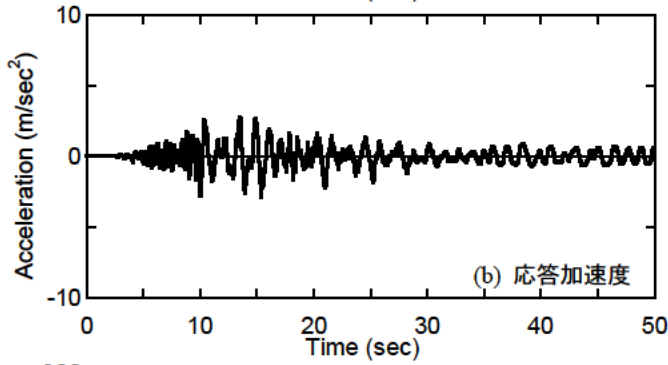
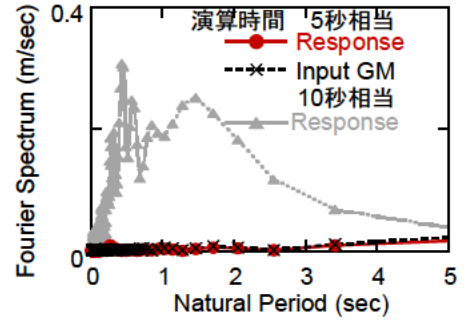
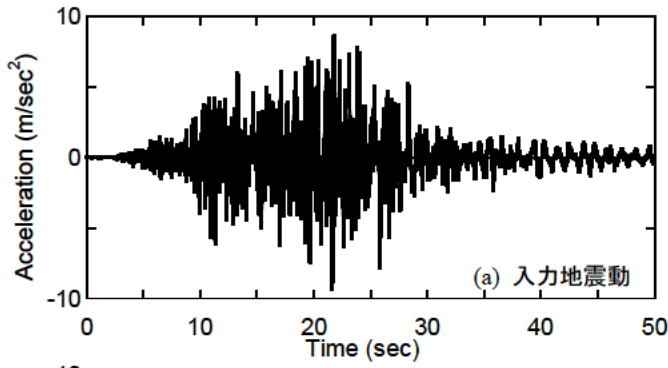
(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

図-3.3.17 05R-170yの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



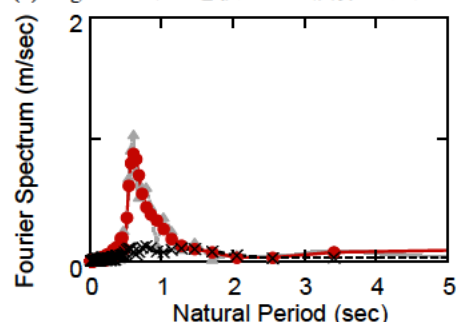
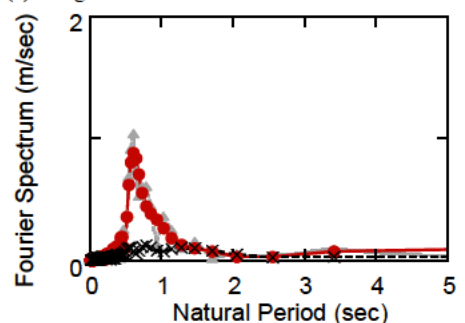
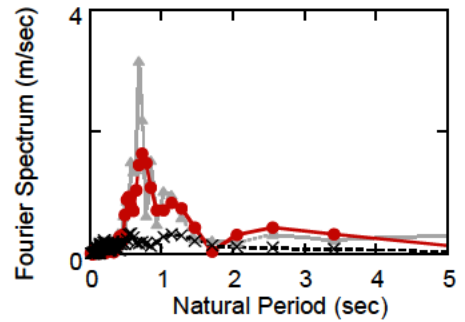
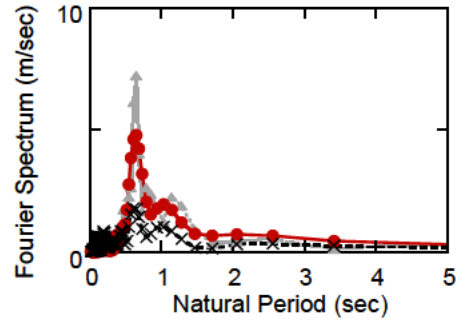
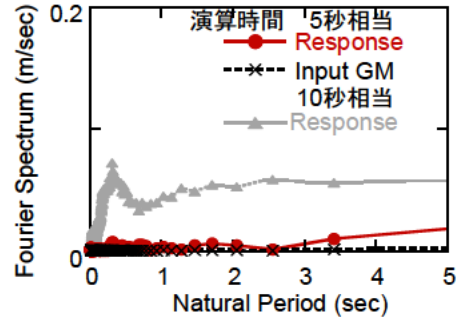
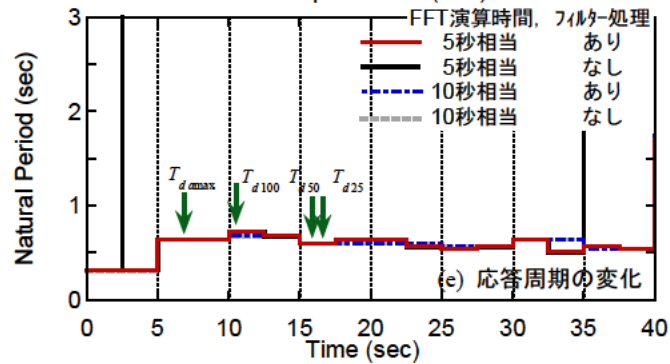
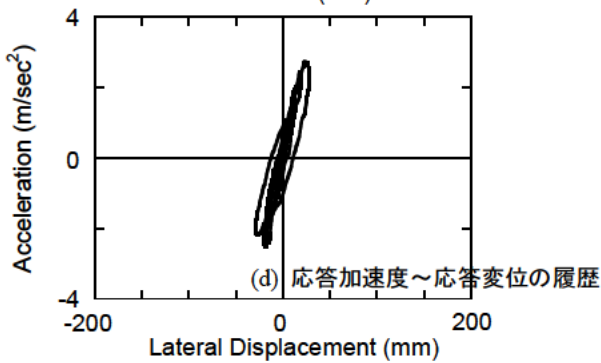
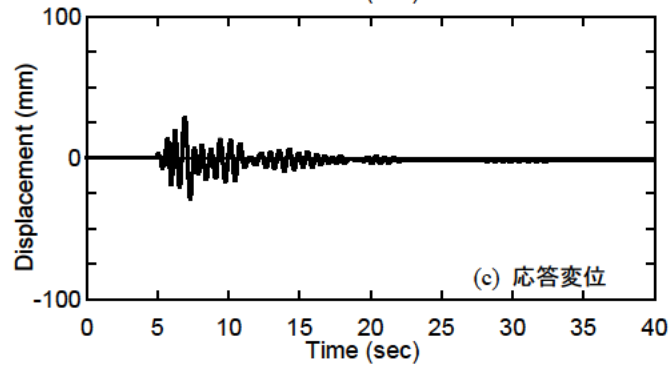
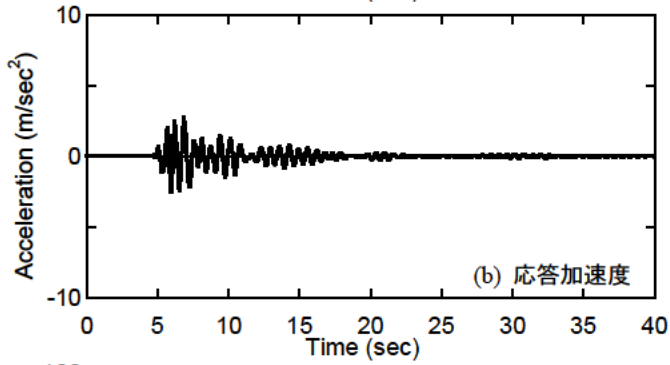
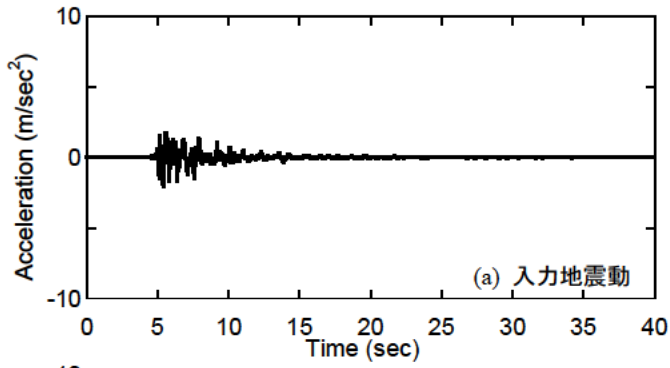
(1) 地震応答と応答周期の変化
 (2) フーリエスペクトル
 図-3.3.18 05C-400xの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

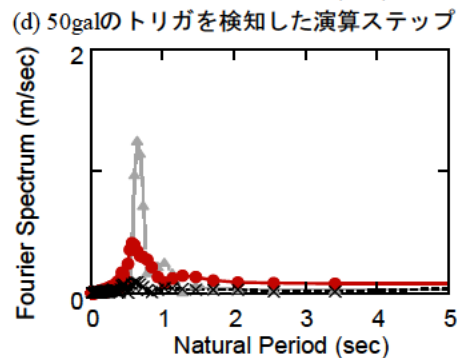
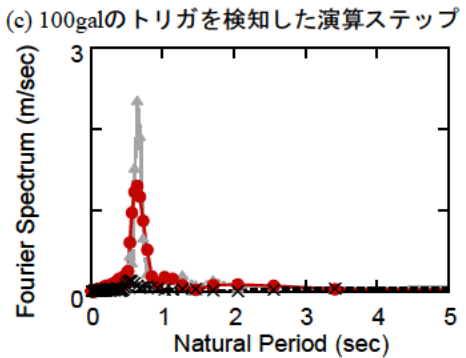
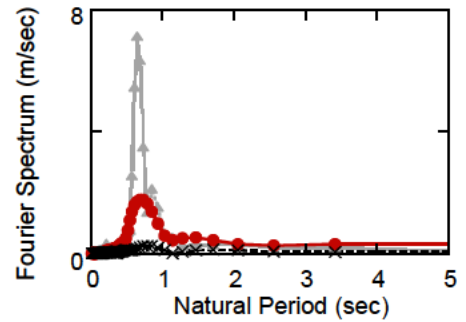
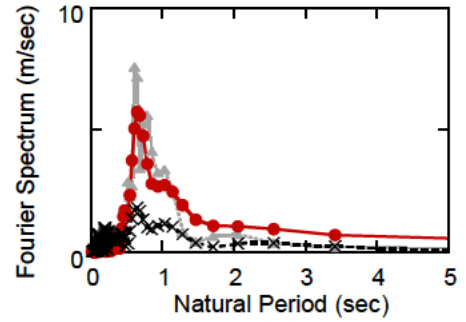
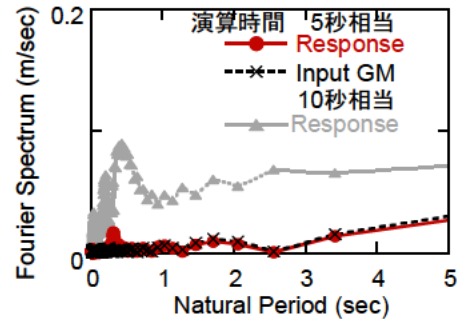
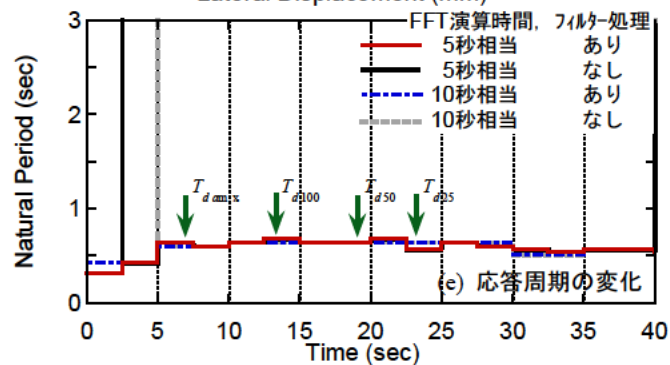
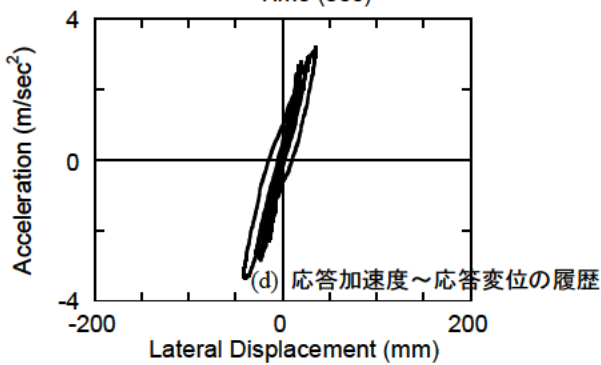
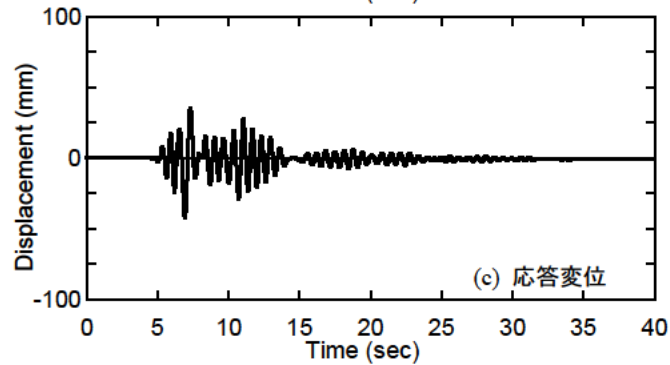
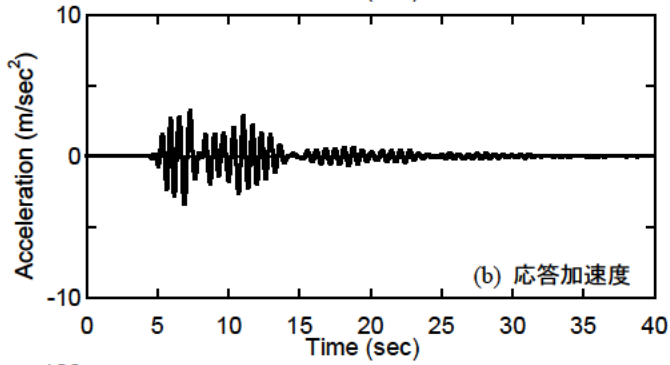
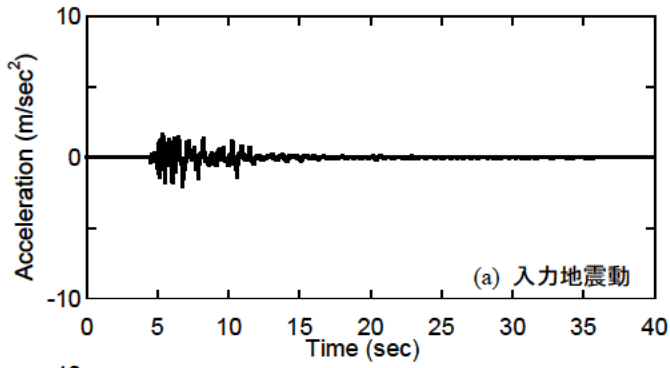
図-3.3.19 05C-400yの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

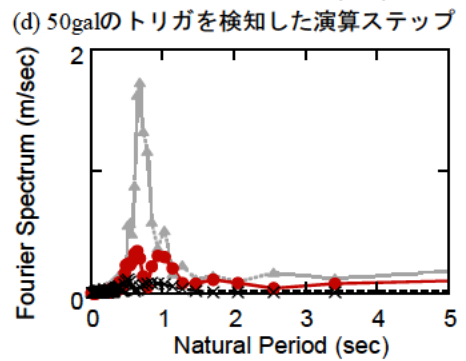
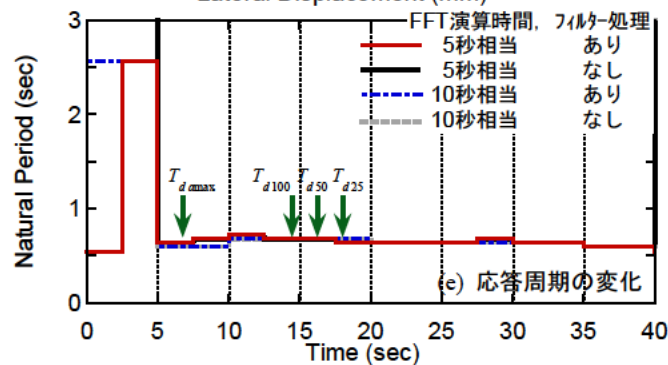
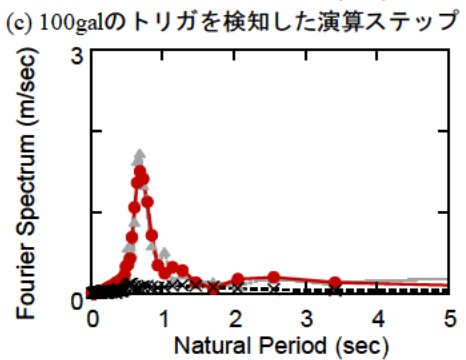
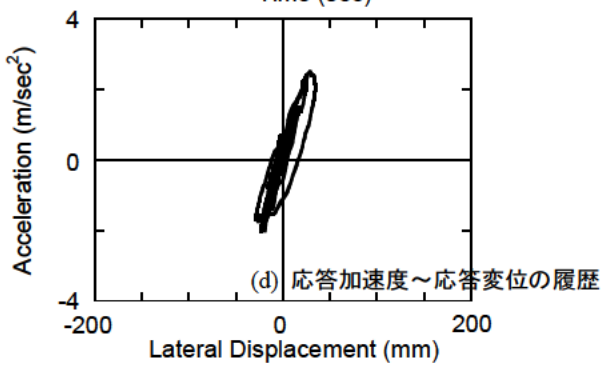
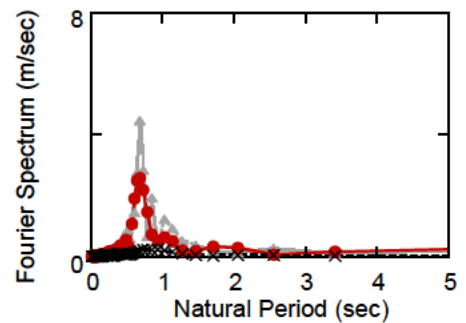
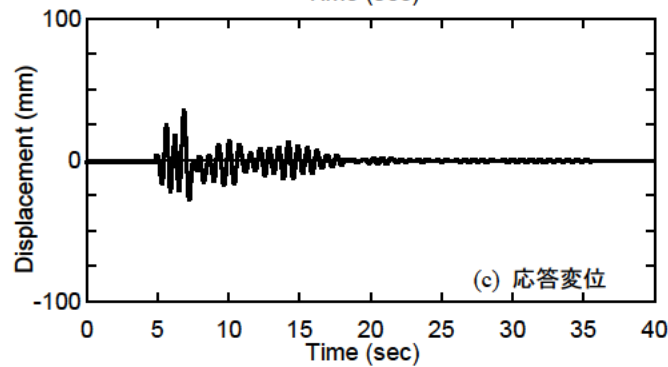
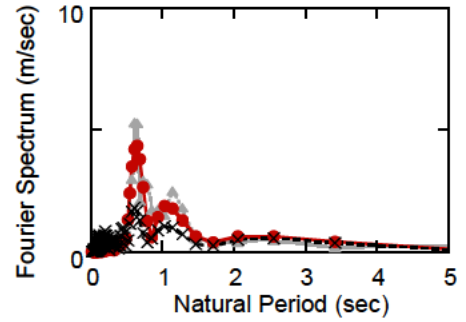
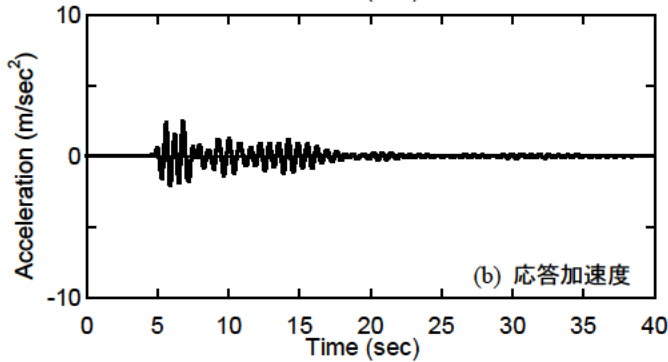
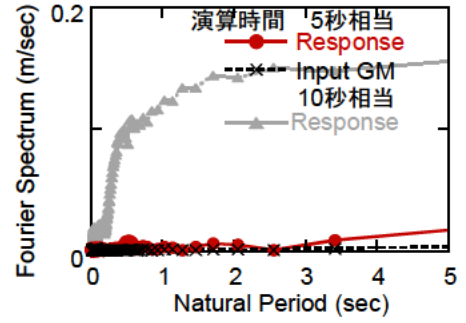
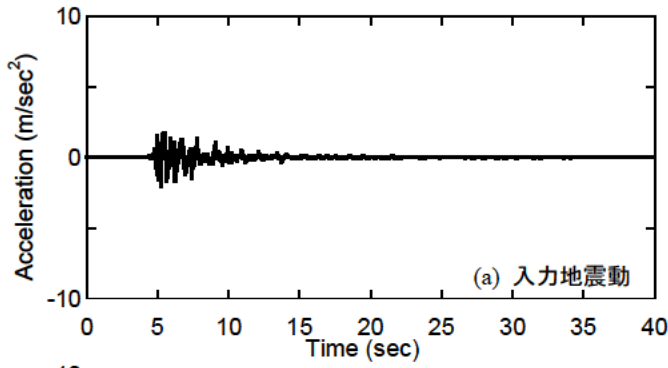
図-3.3.20 06F-030Mx の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

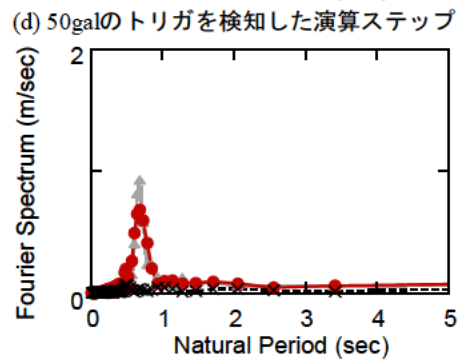
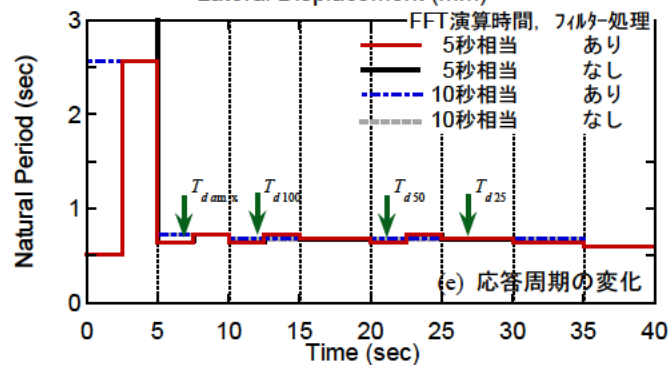
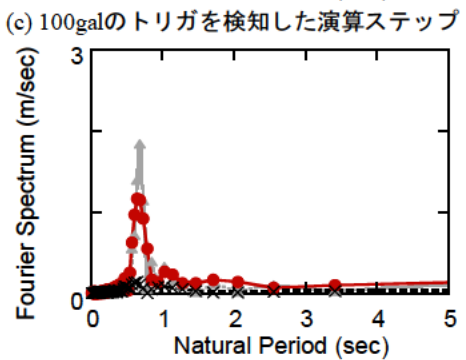
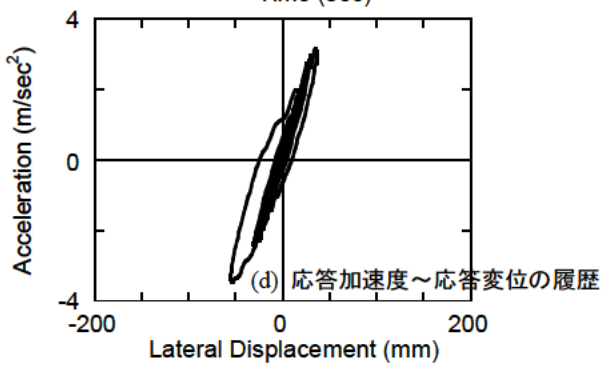
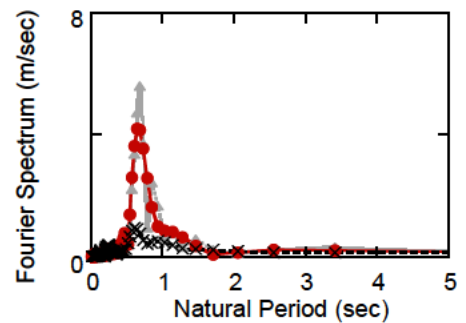
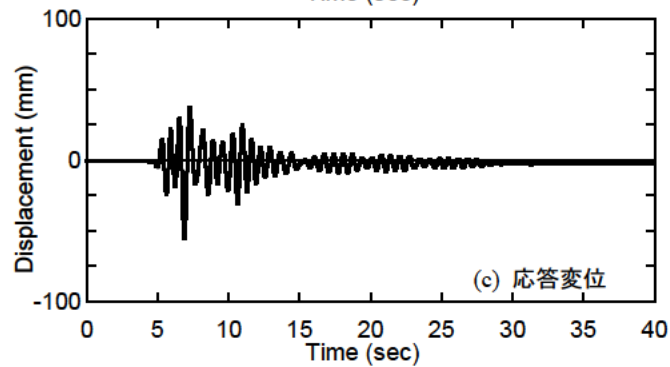
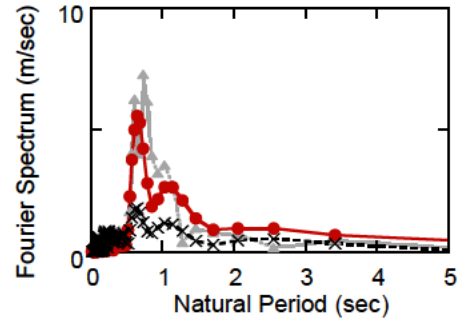
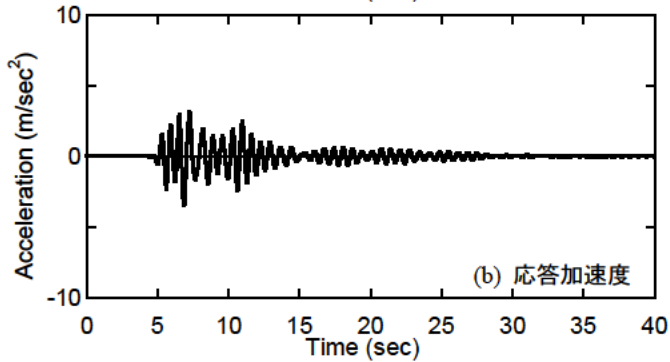
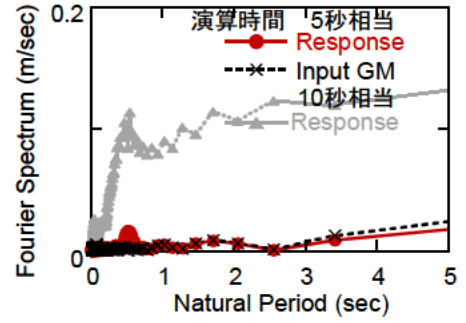
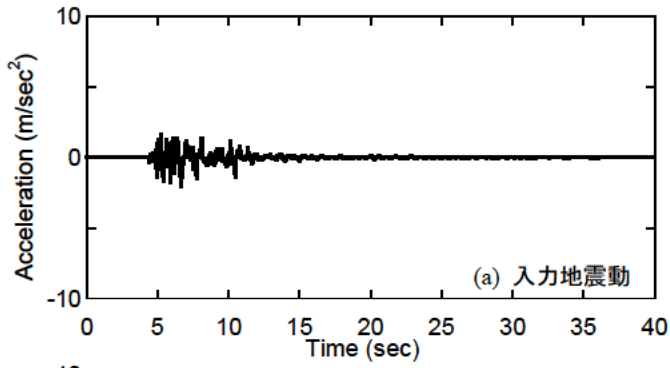
図-3.3.21 06F-030Myの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

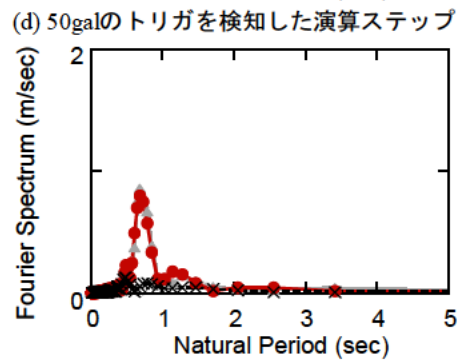
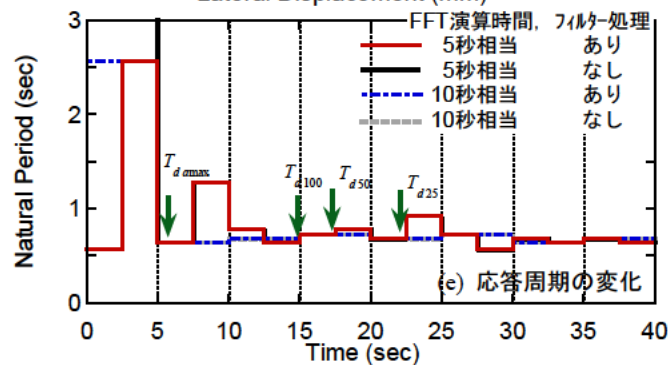
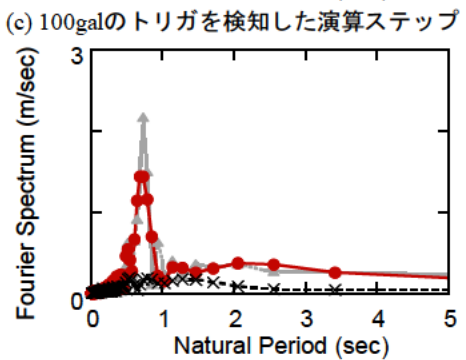
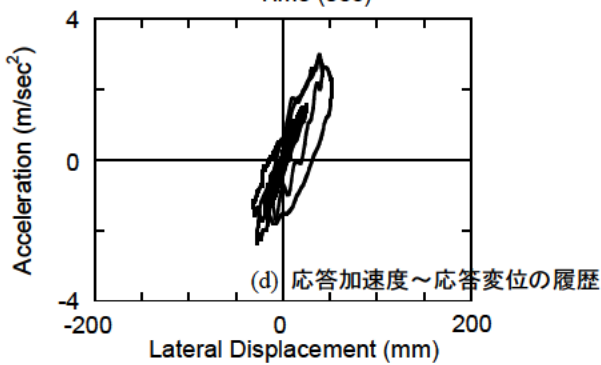
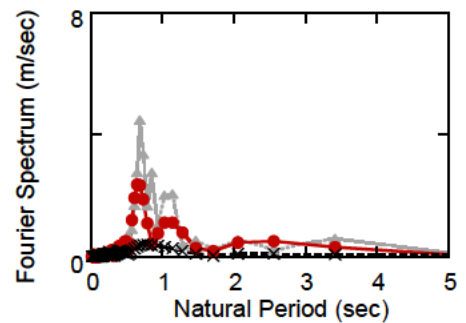
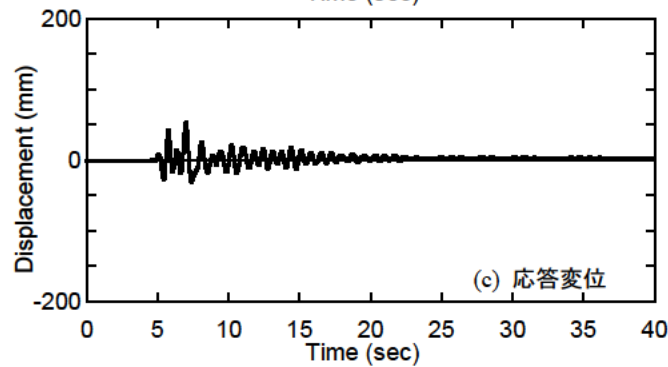
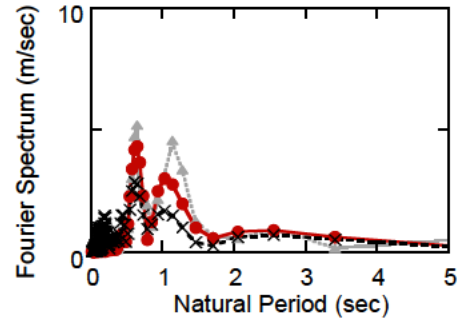
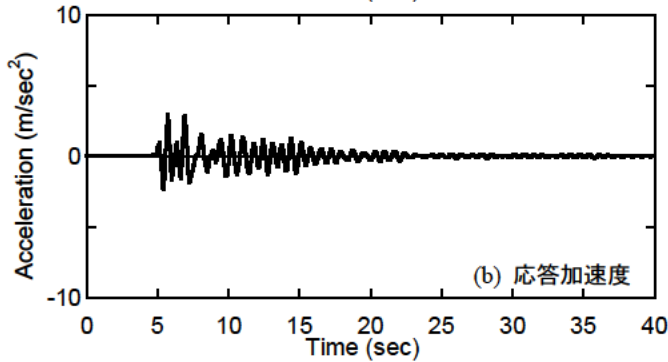
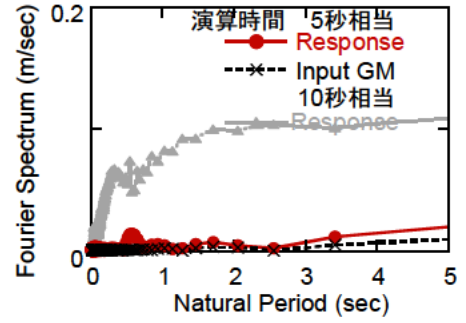
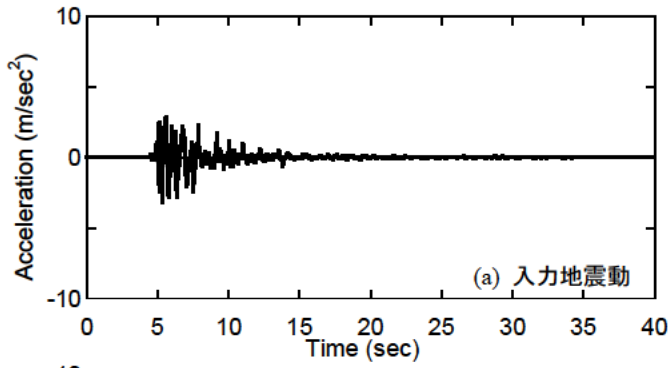
図-3.3.22 06F-030Ax の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

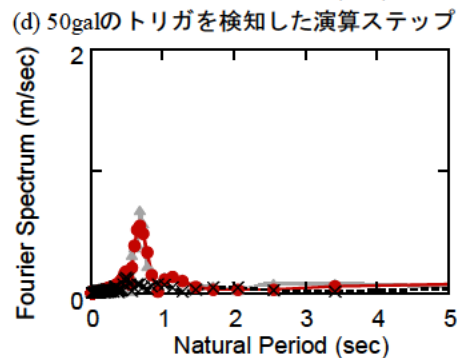
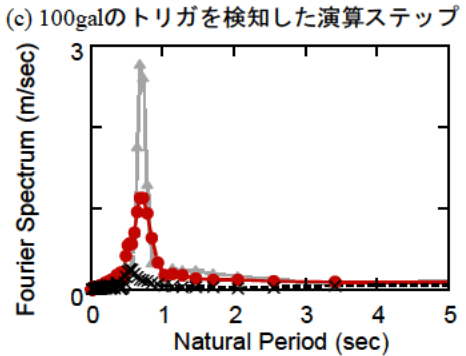
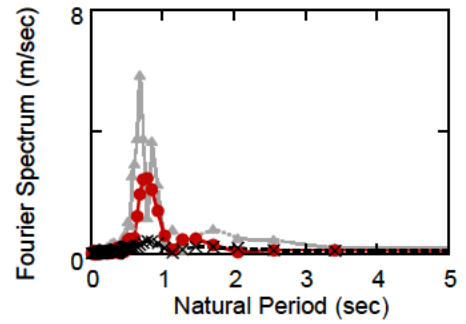
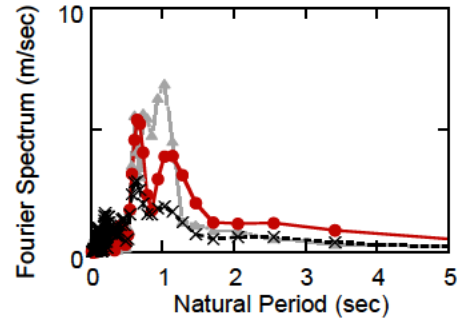
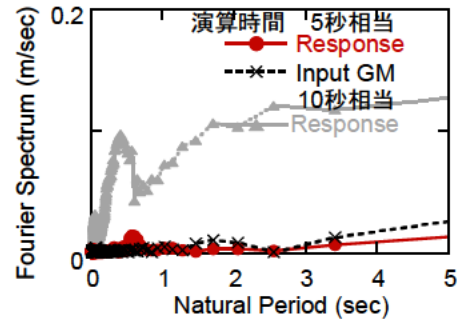
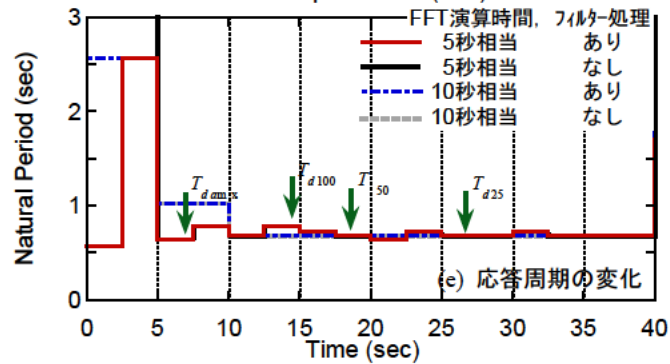
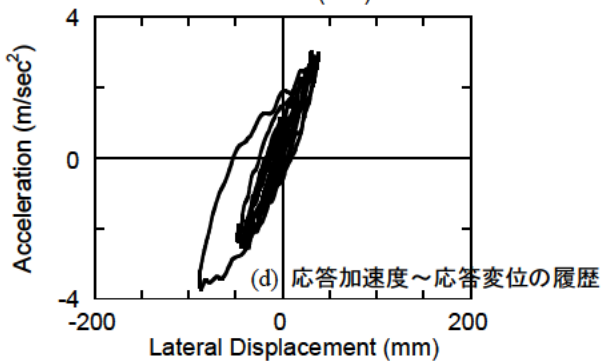
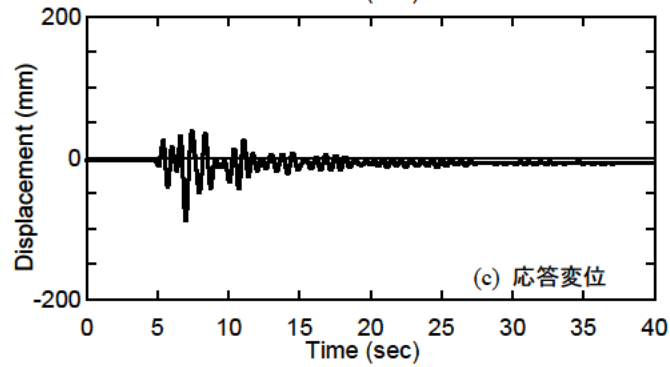
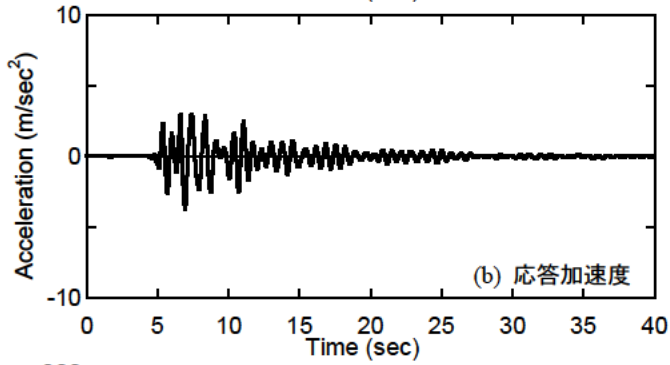
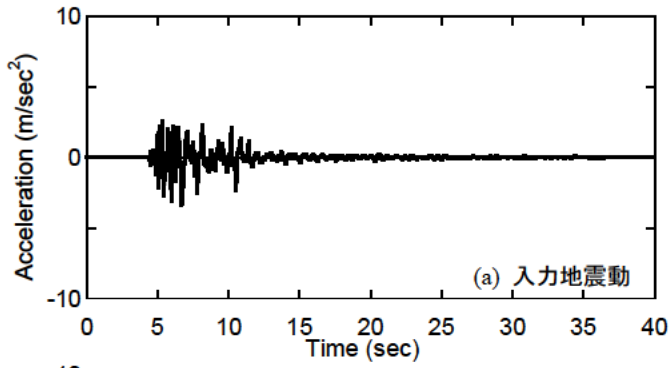
図-3.3.23 06F-030Ayの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

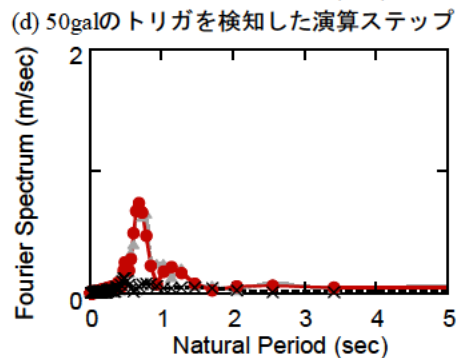
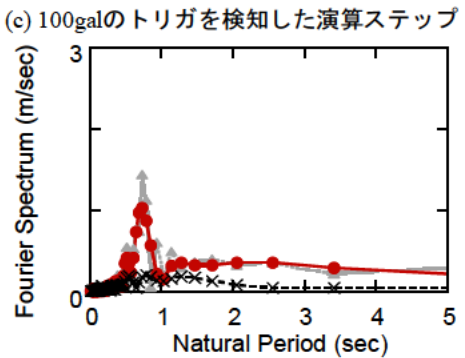
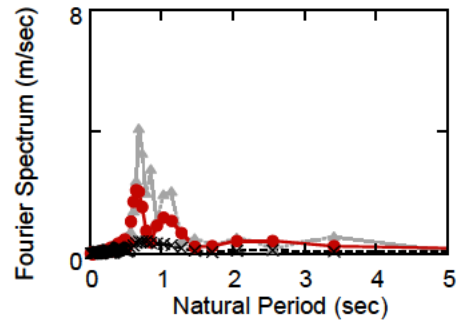
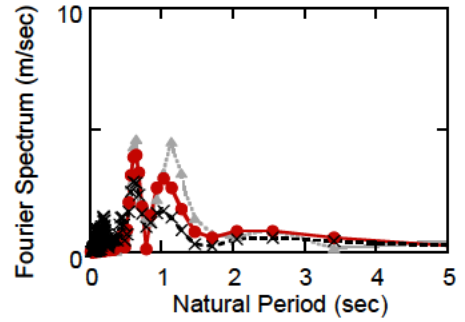
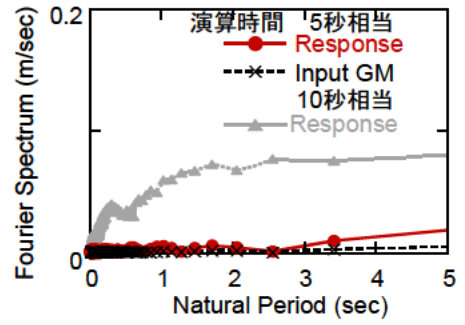
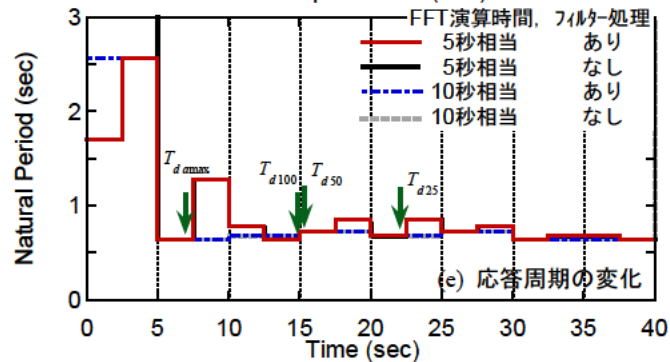
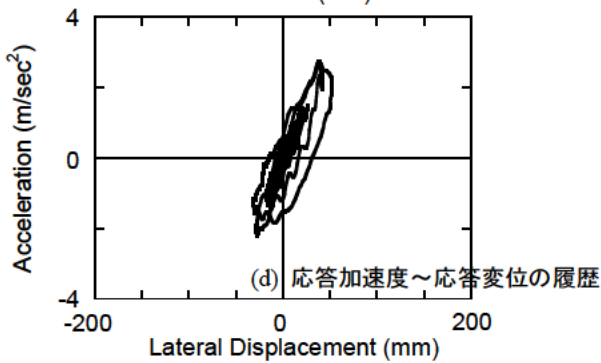
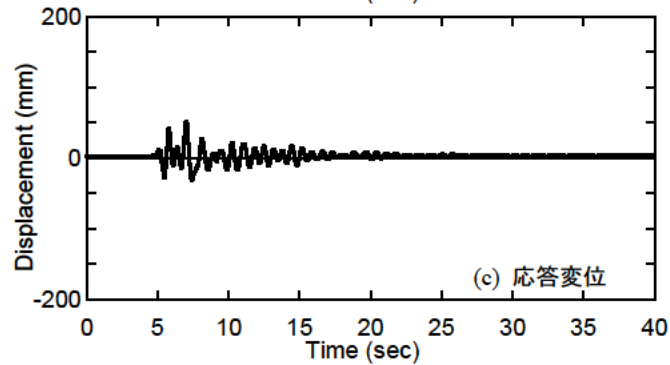
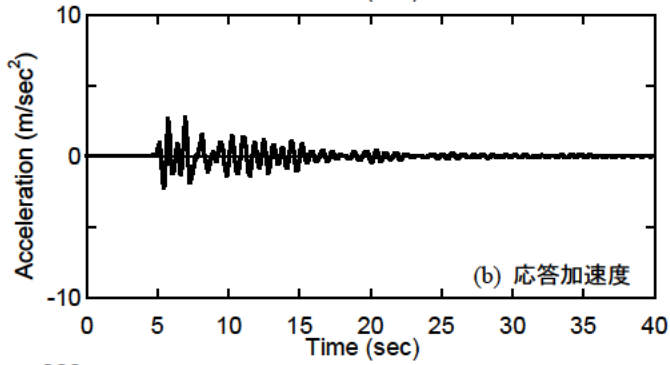
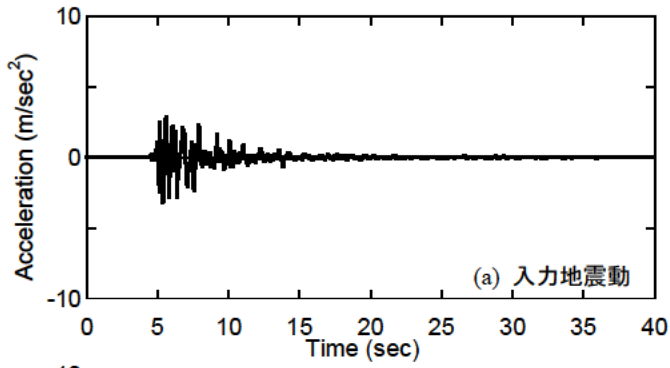
図-3.3.24 06F-050Mx の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

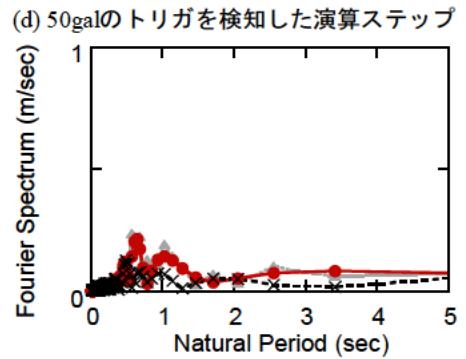
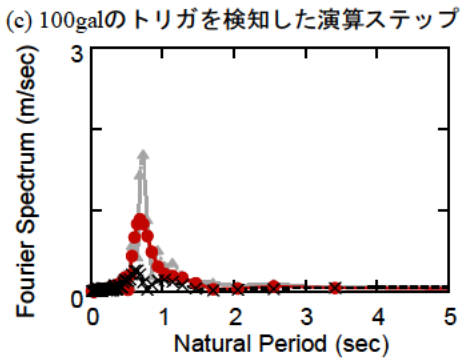
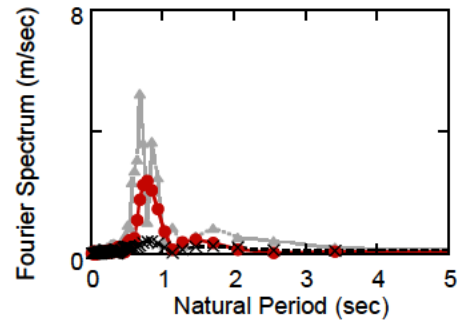
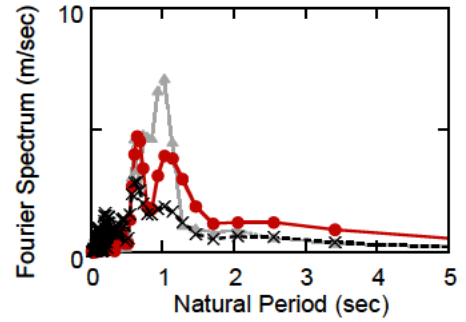
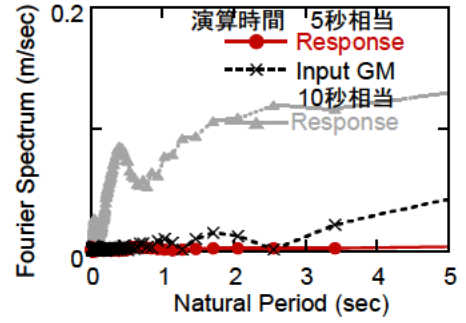
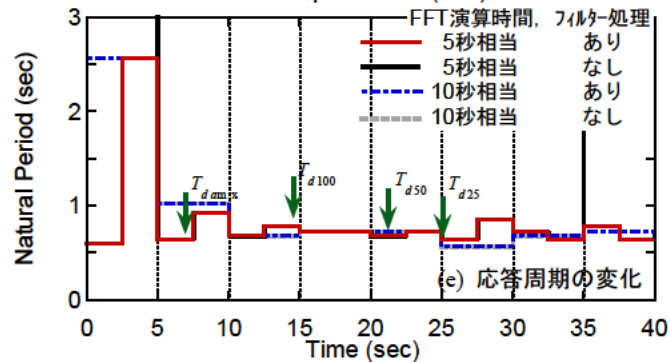
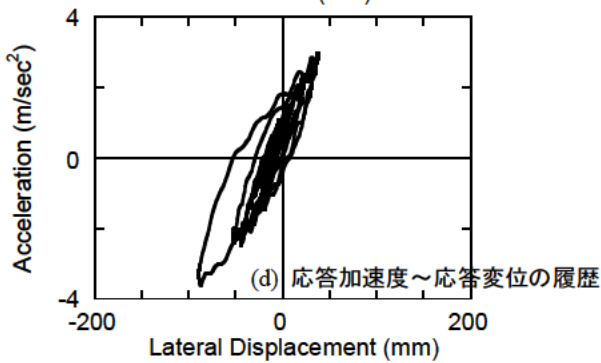
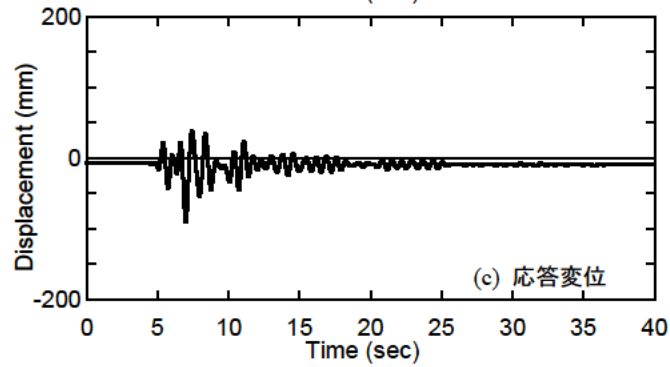
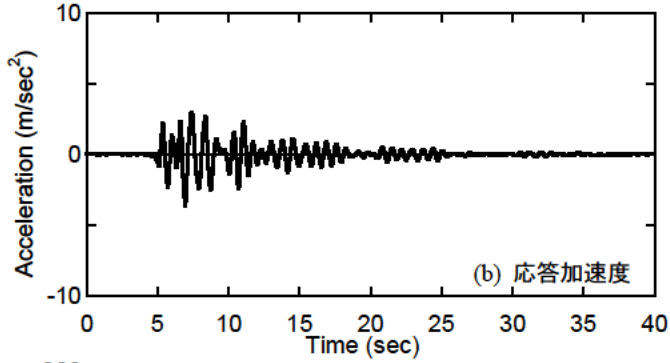
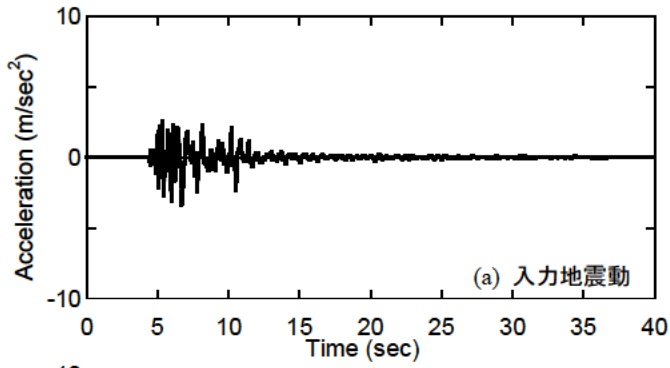
図-3.3.25 06F-050Myの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

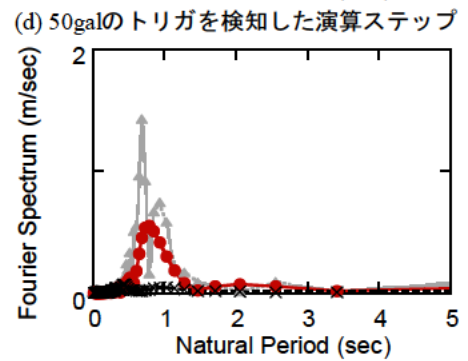
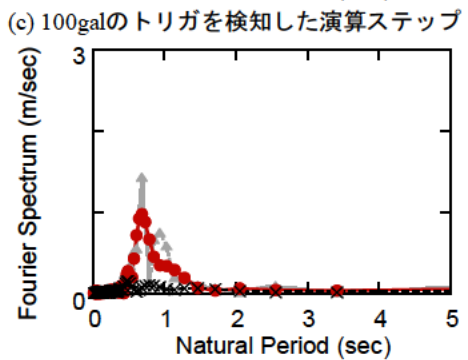
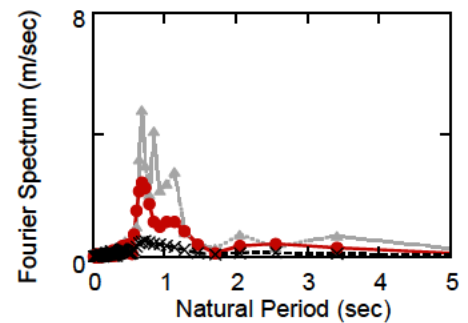
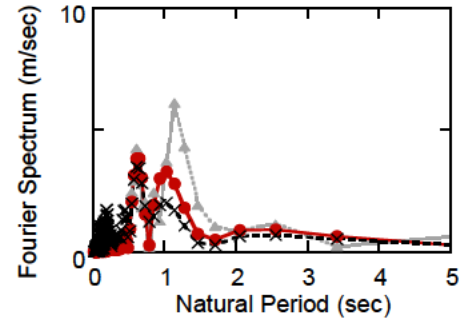
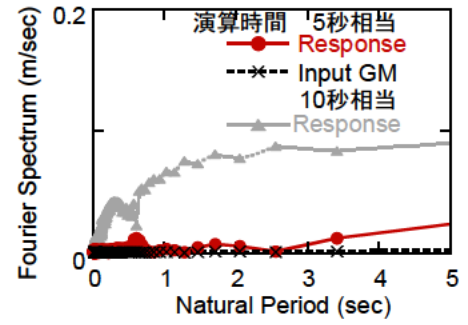
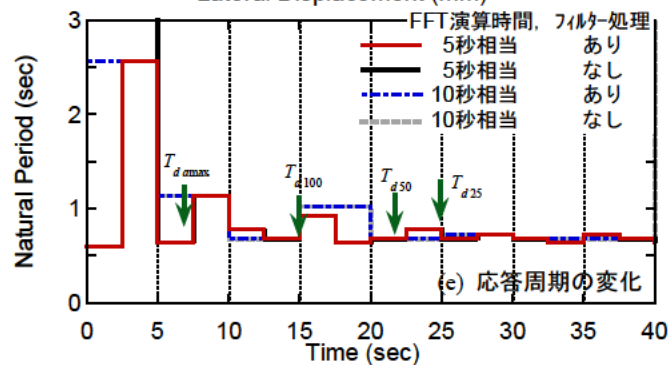
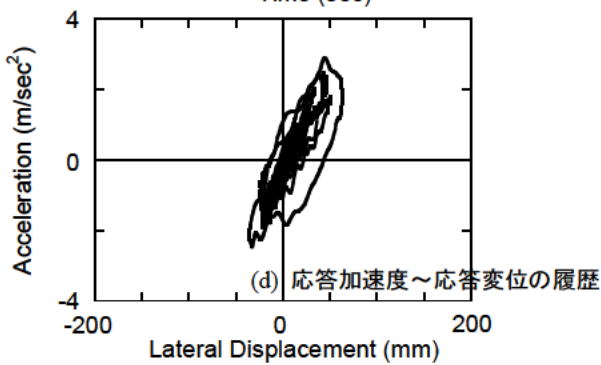
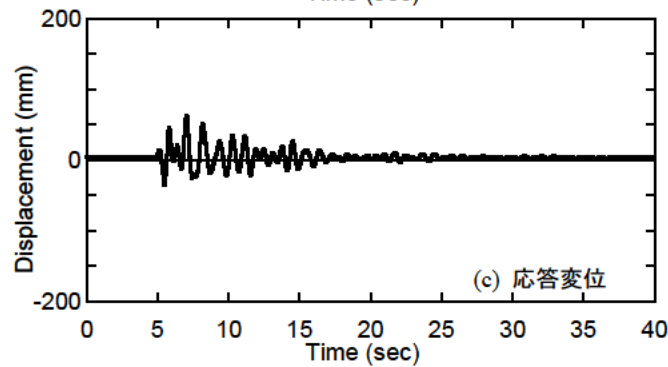
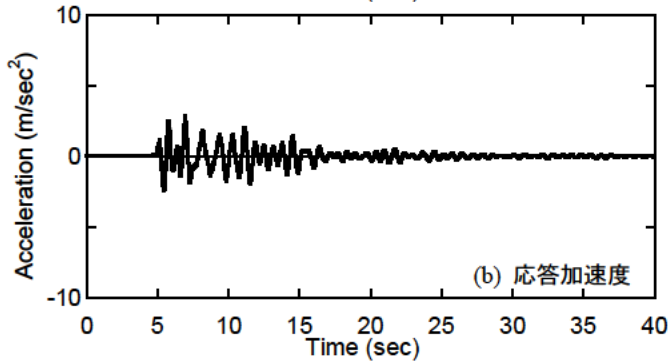
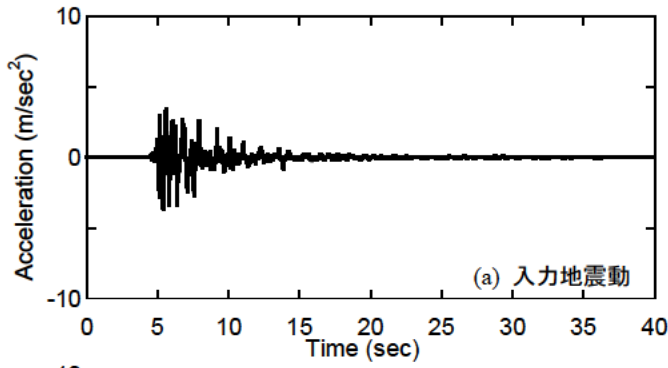
図-3.3.26 06F-050Ax の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

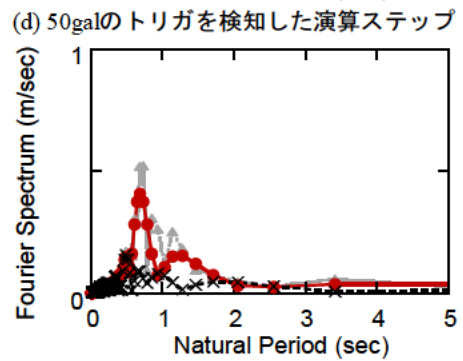
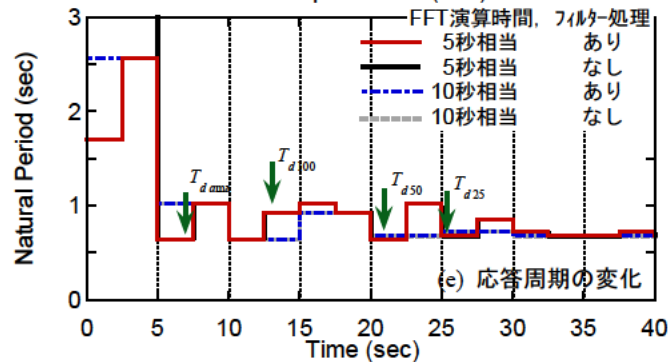
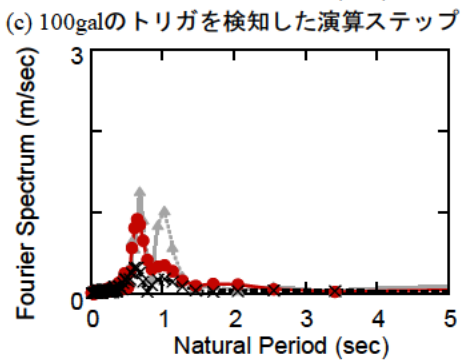
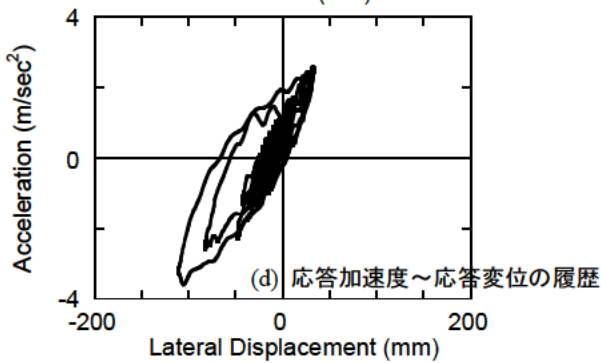
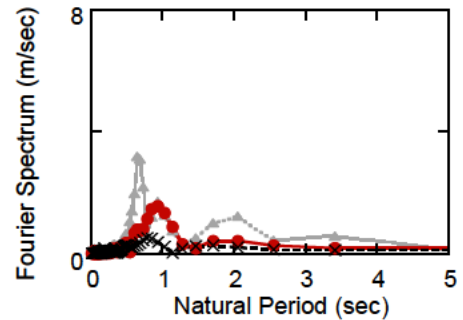
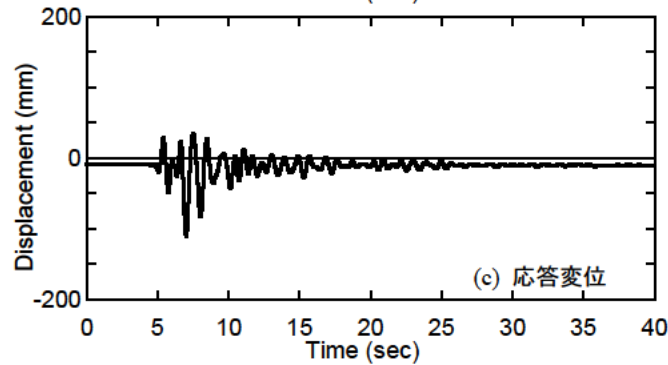
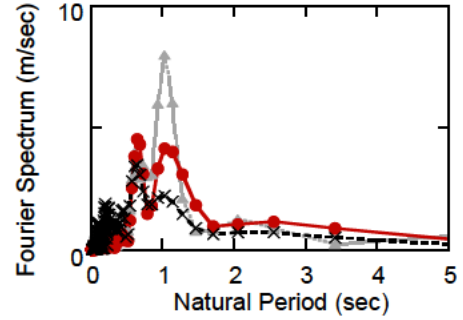
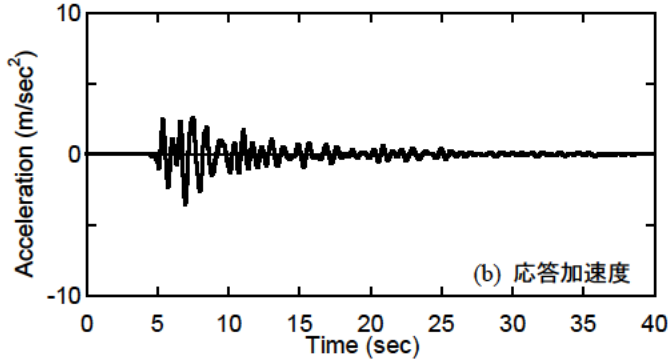
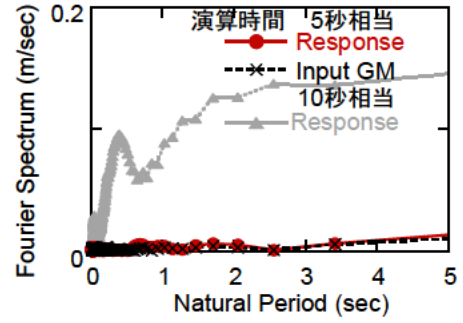
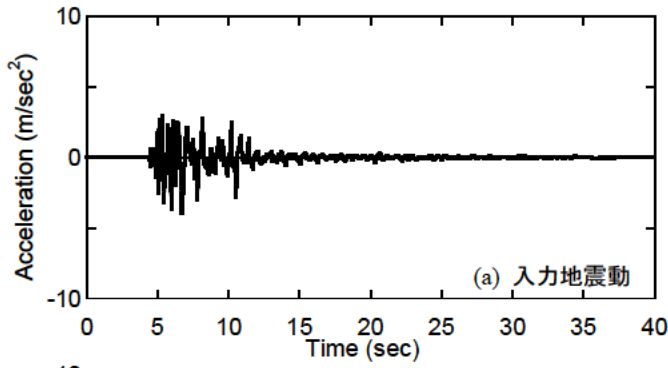
図-3.3.27 06F-050Ayの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

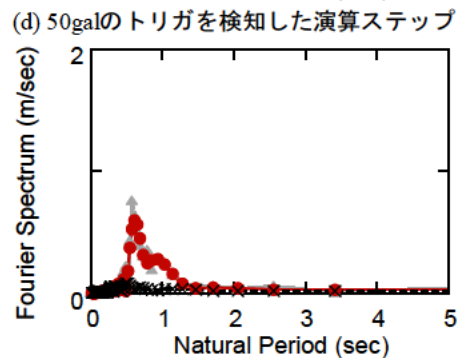
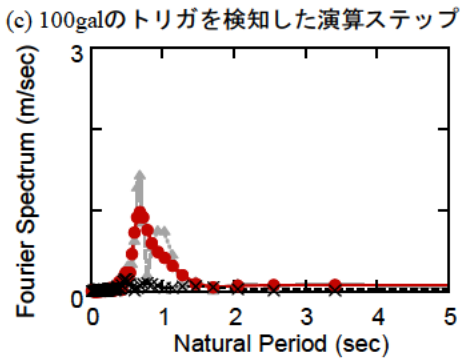
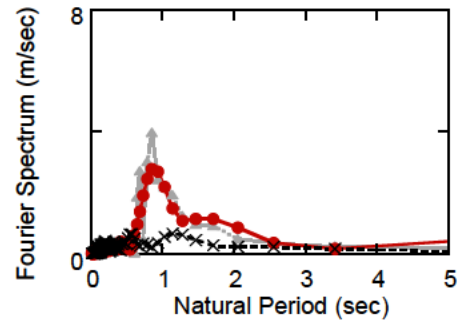
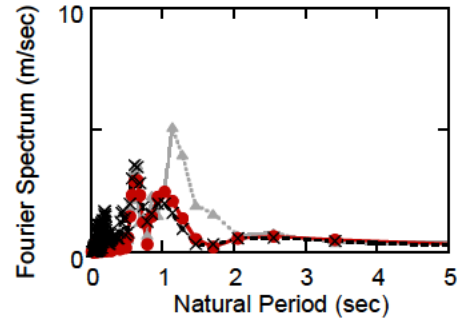
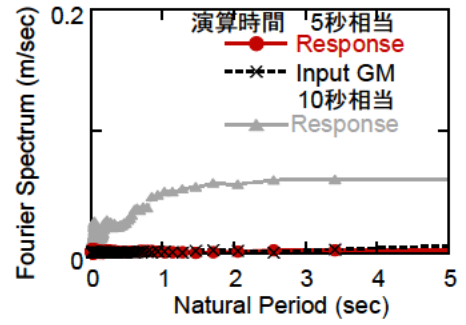
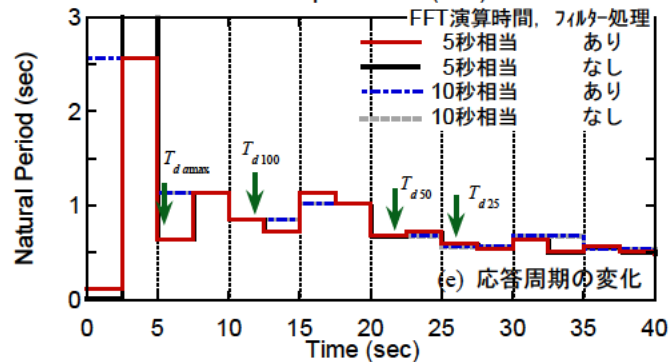
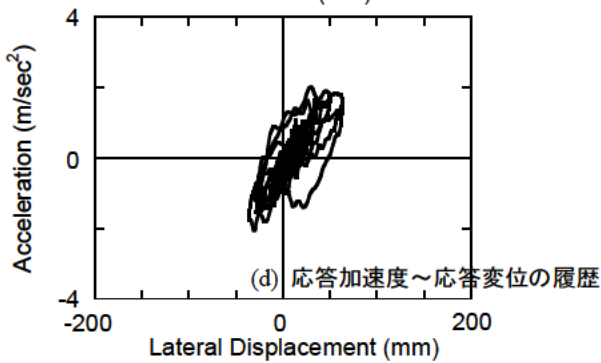
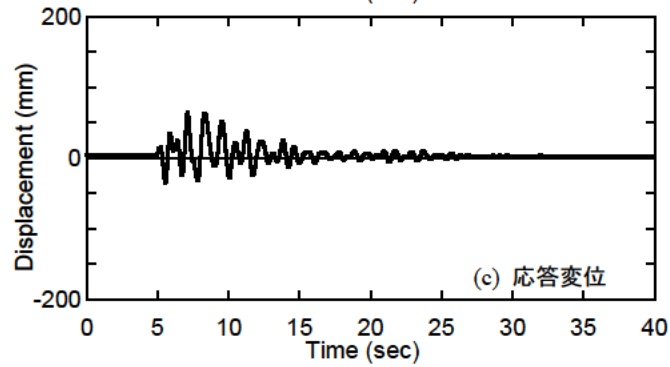
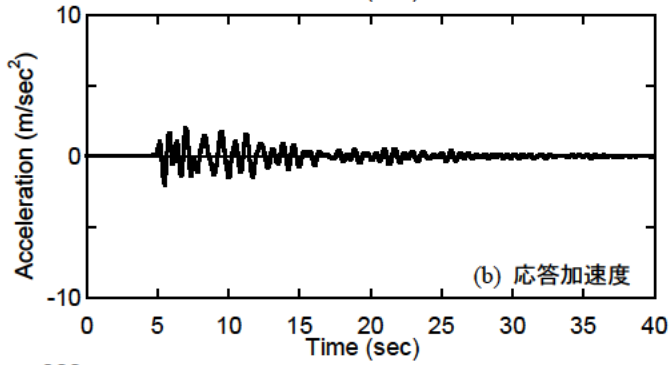
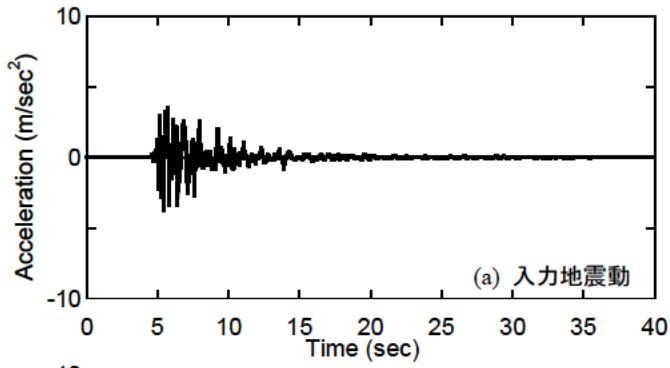
図-3.3.28 06F-060Mx の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

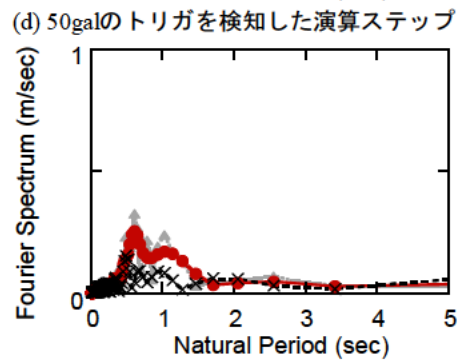
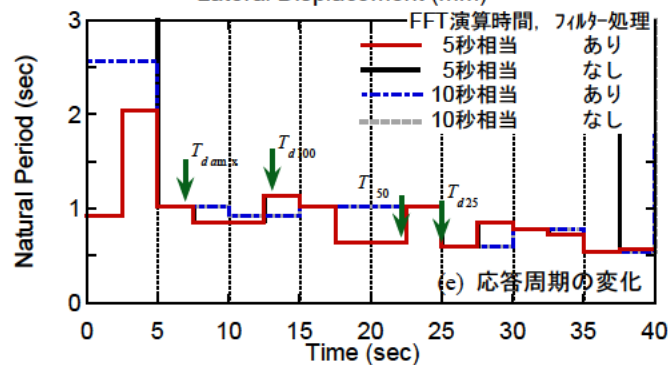
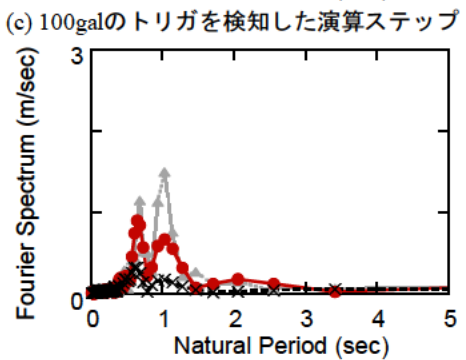
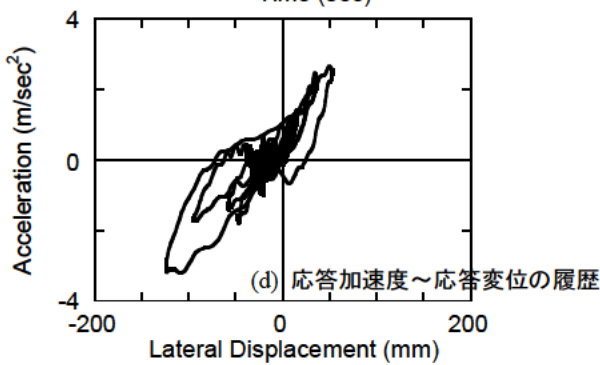
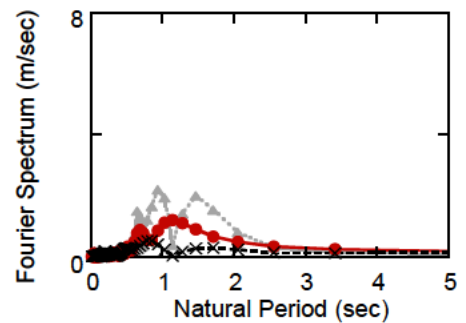
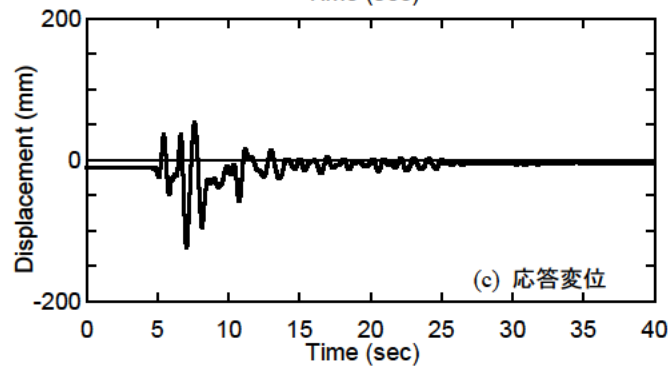
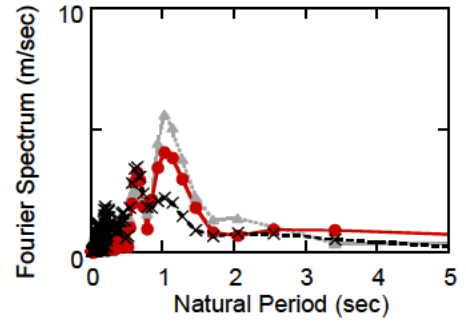
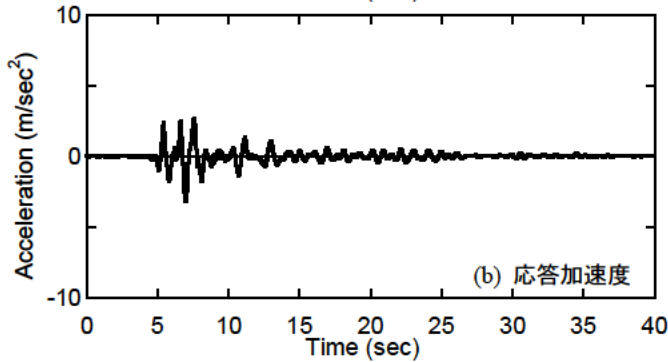
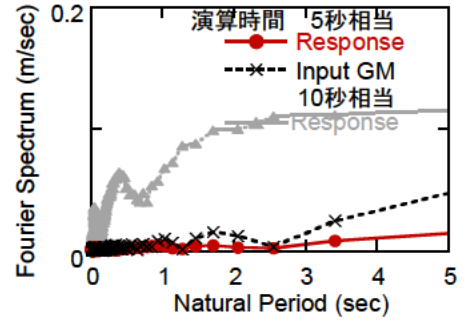
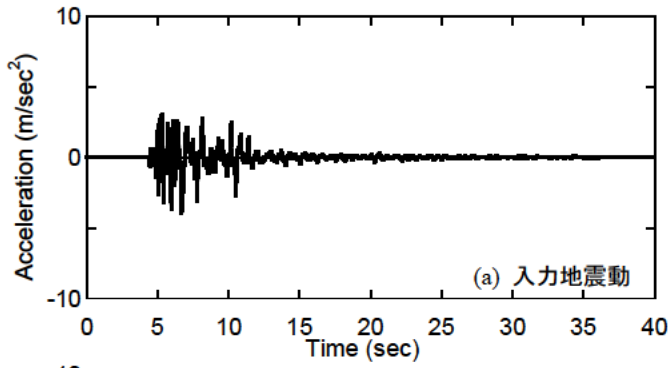
図-3.3.29 06F-060Myの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

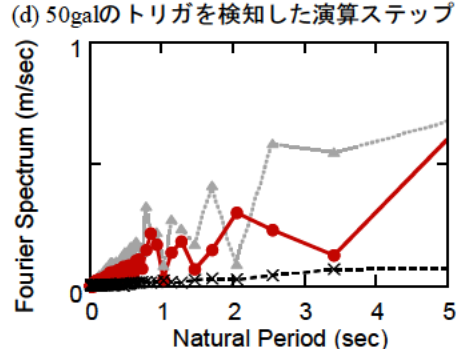
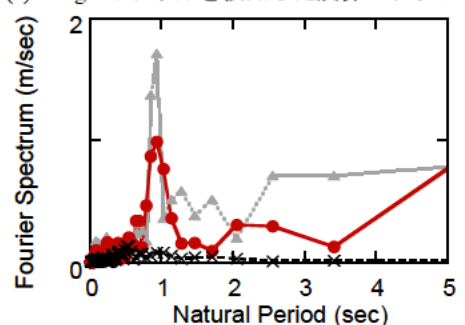
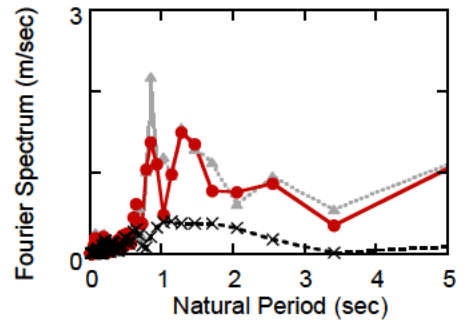
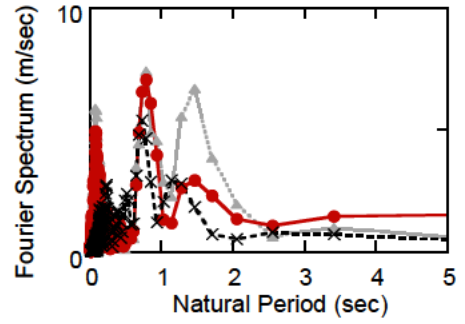
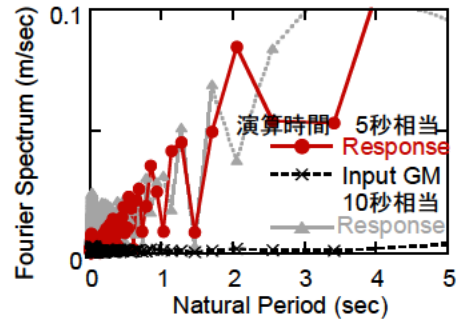
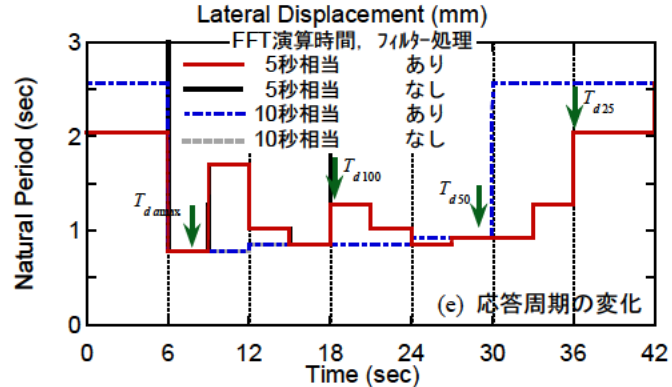
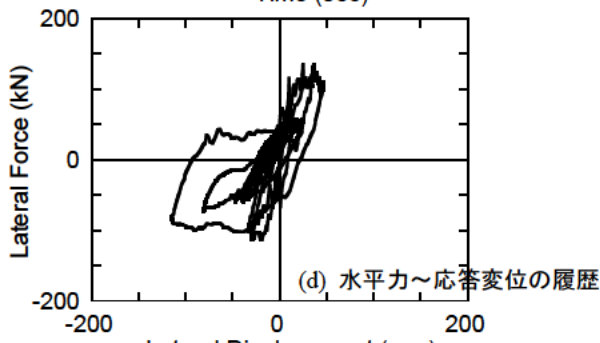
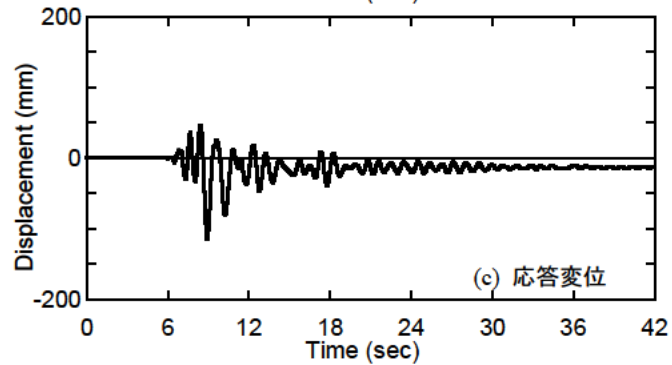
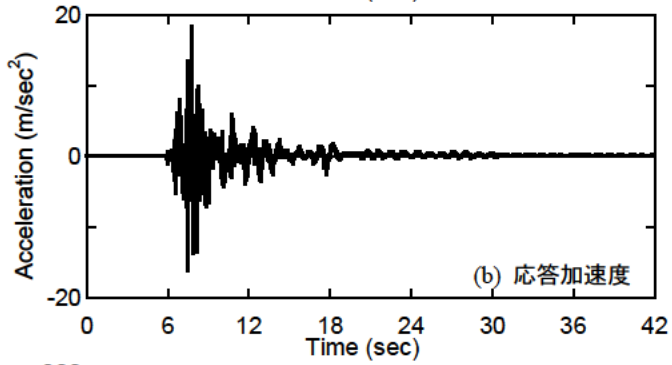
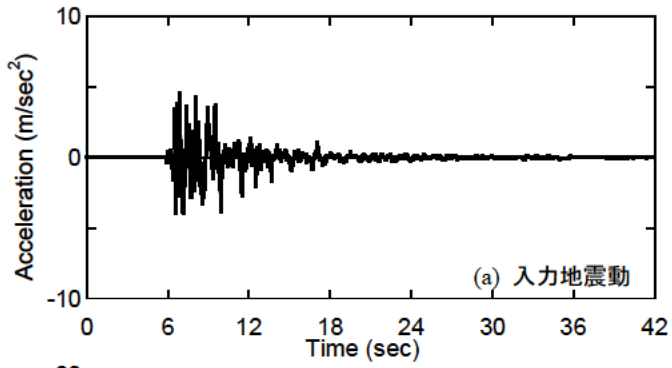
図-3.3.30 06F-060Ax の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

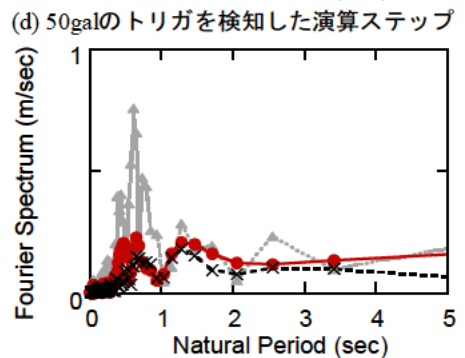
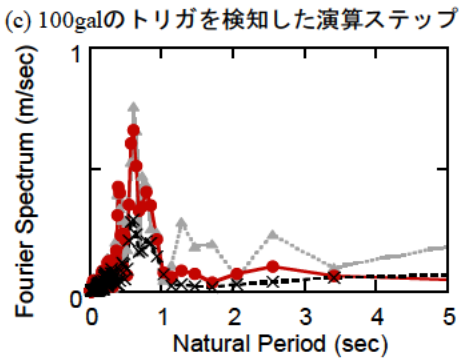
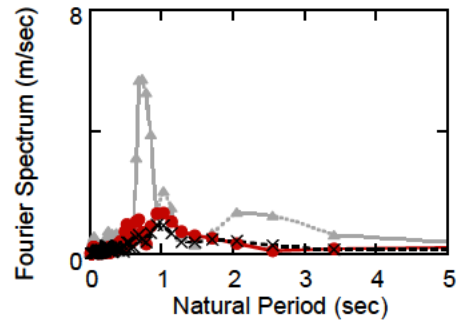
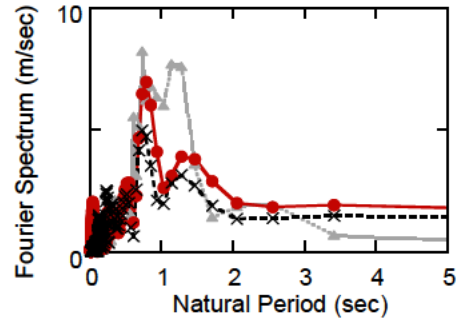
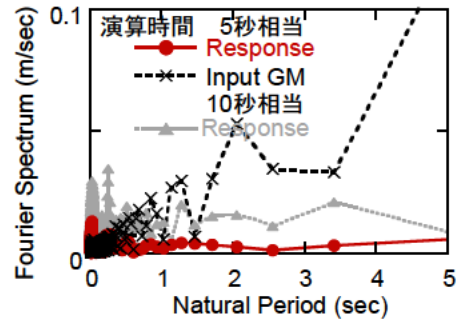
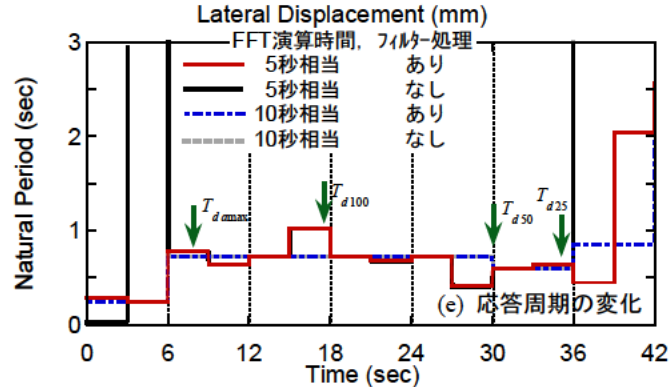
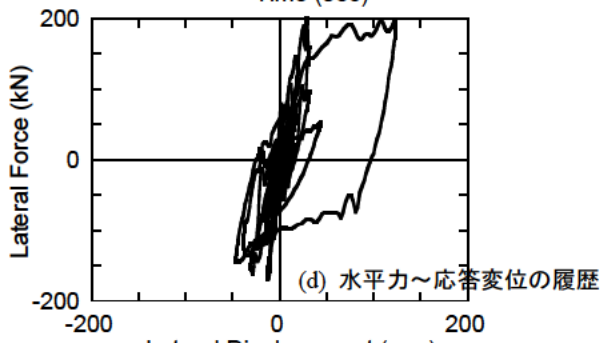
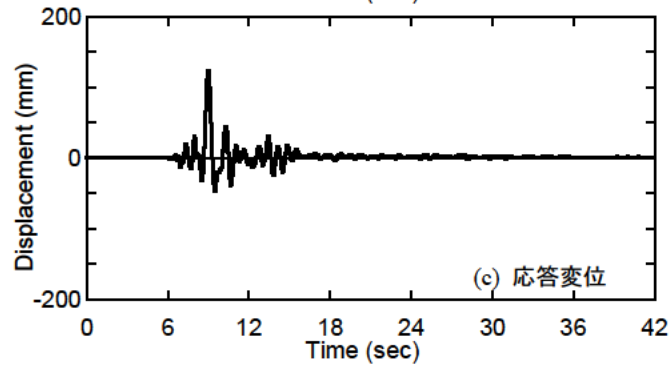
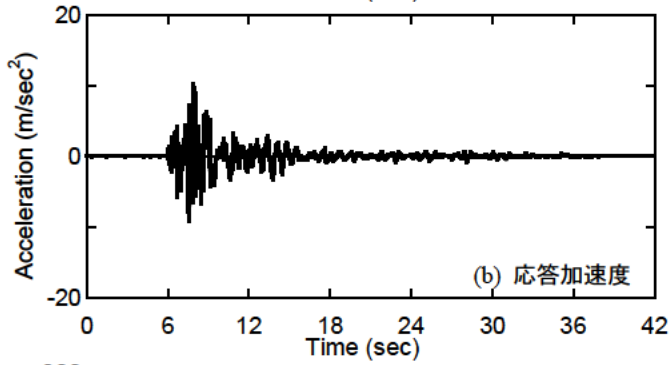
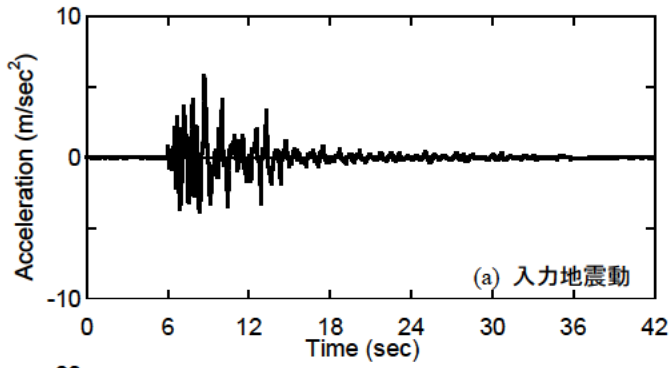
図-3.3.31 06F-060Ay の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

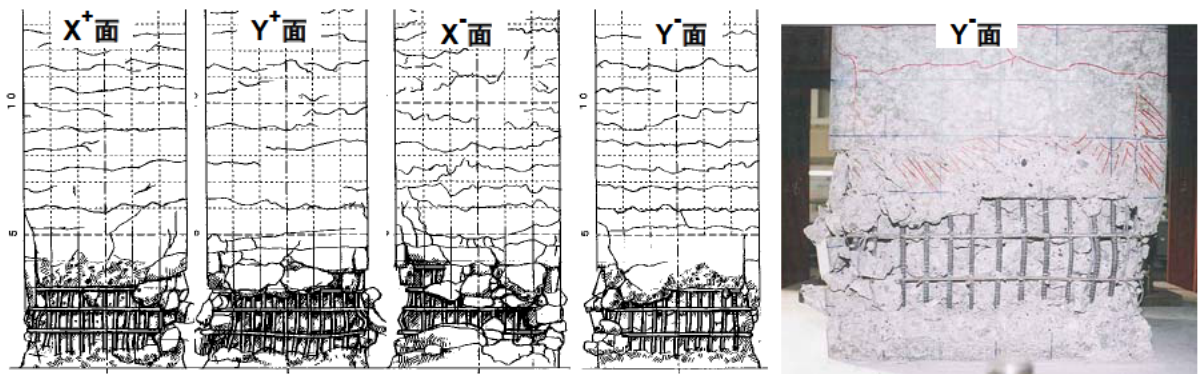
図-3.3.32 06ED-080x の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



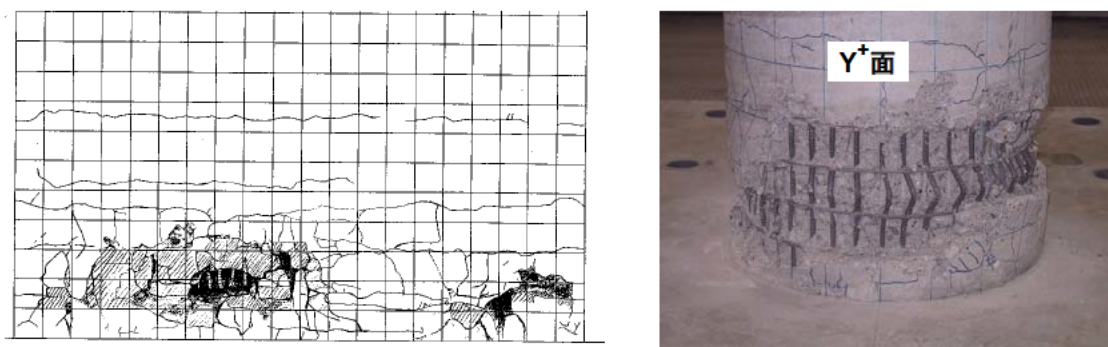
(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

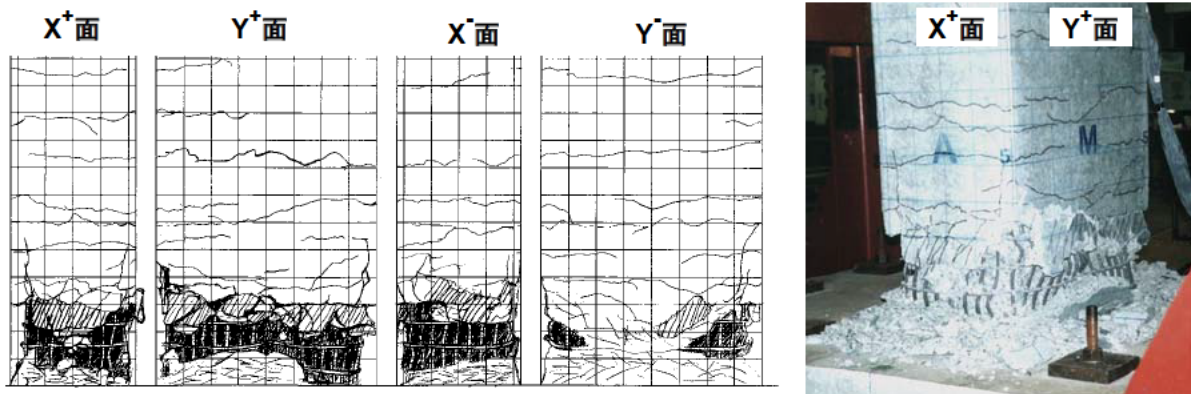
図-3.3.33 06ED-080yの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(a) 00S 模型 (100%加震後)

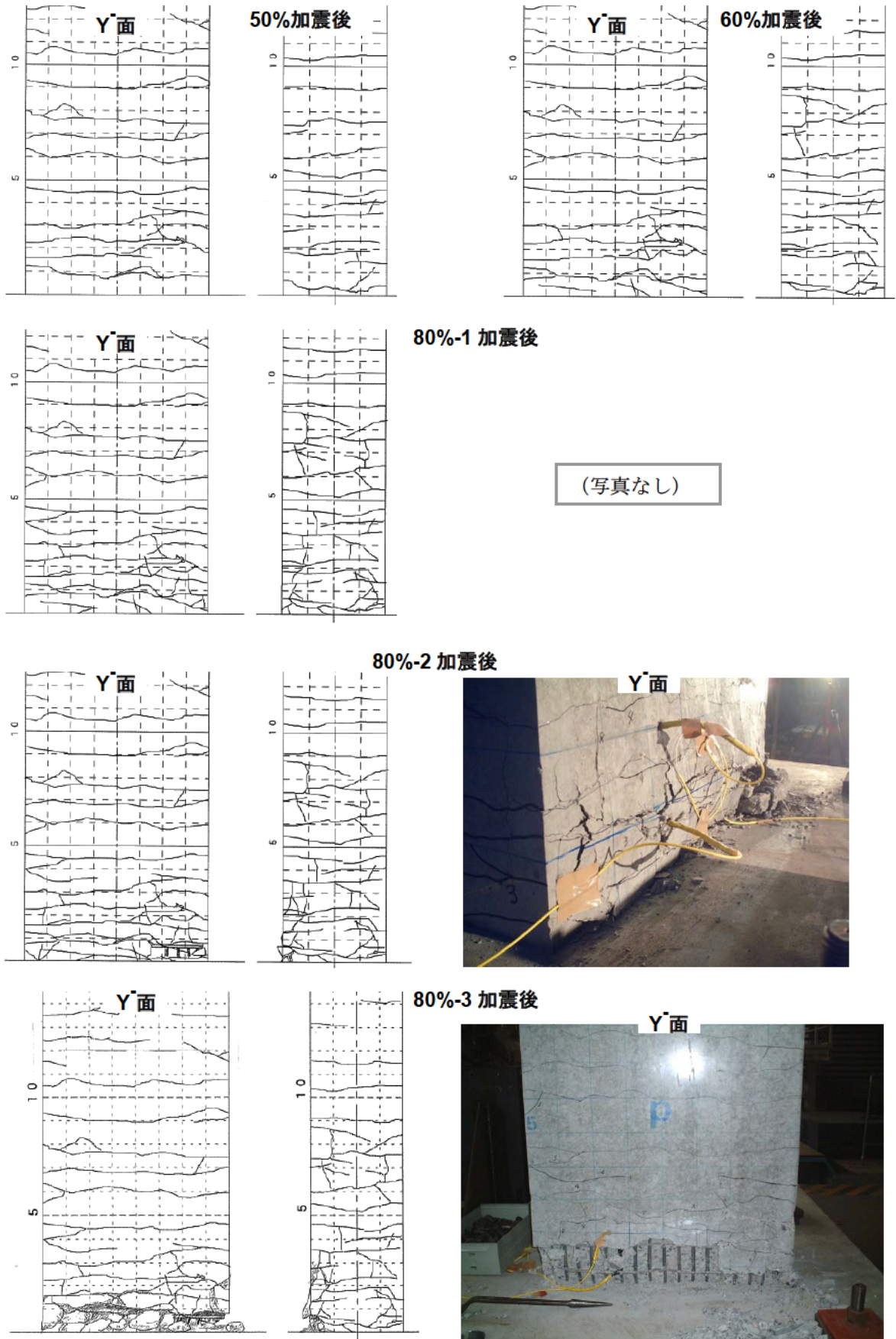


(b) 01C 模型 (80%加震後)

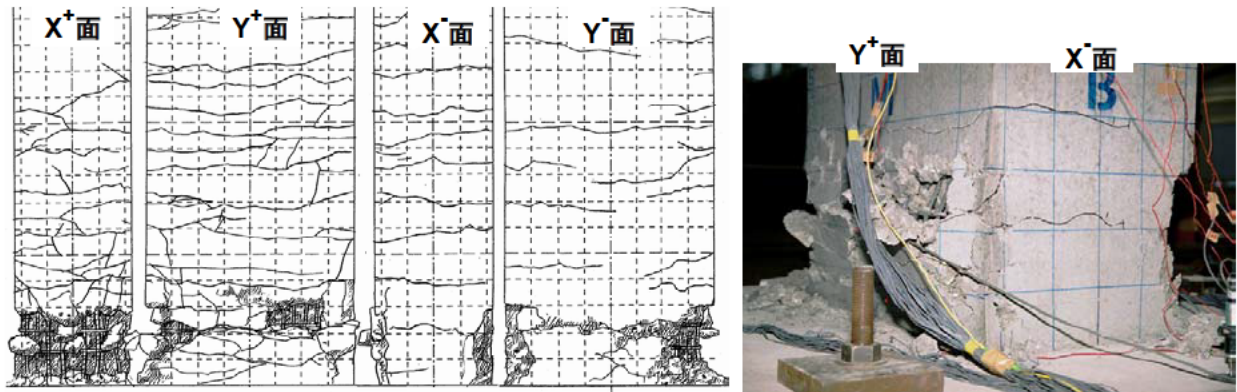


(c) 02R 模型 (90%加震後)

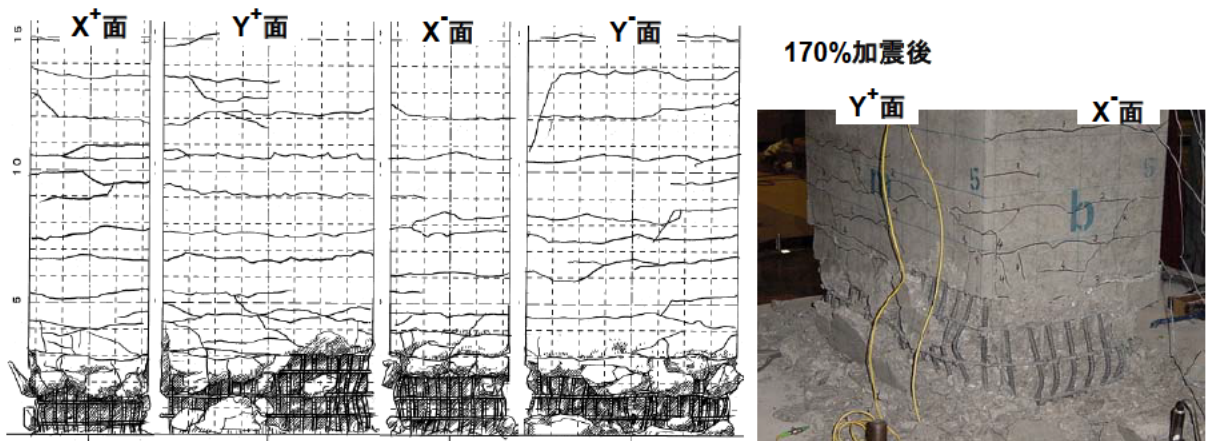
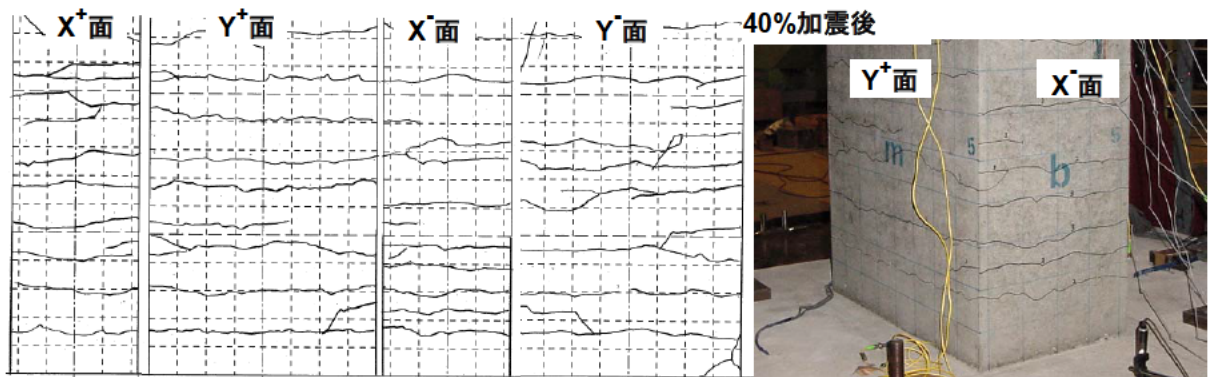
圖-3.3.34 (1) 最終損傷狀況



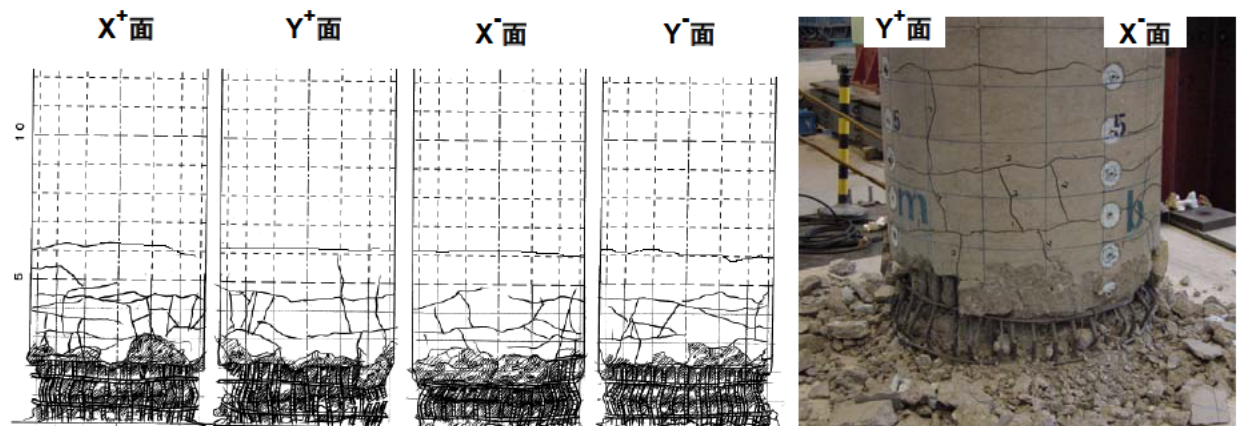
(d) 03R 模型
 図-3.3.34 (2) 最終損傷状況



(e) 04R 模型 (90%加震後)

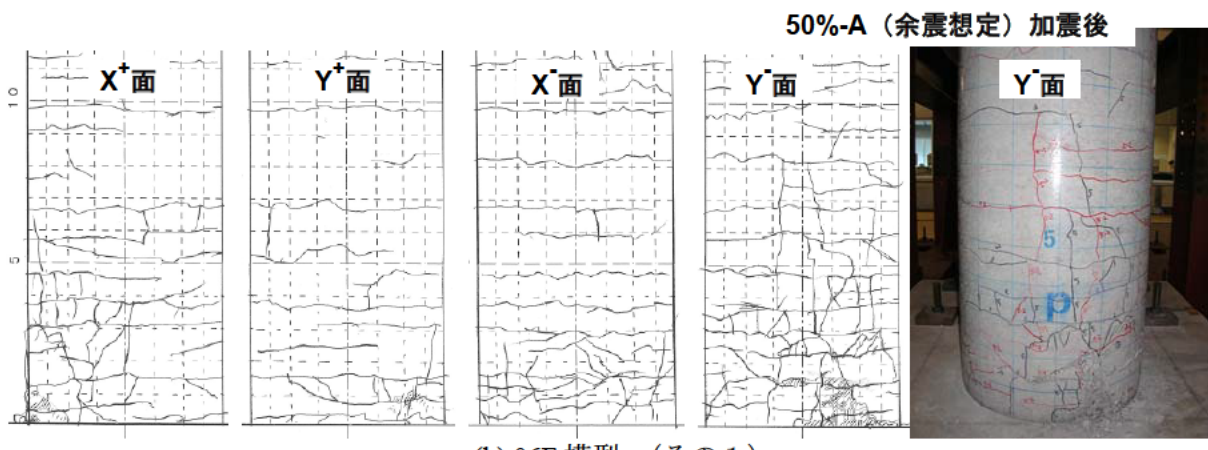
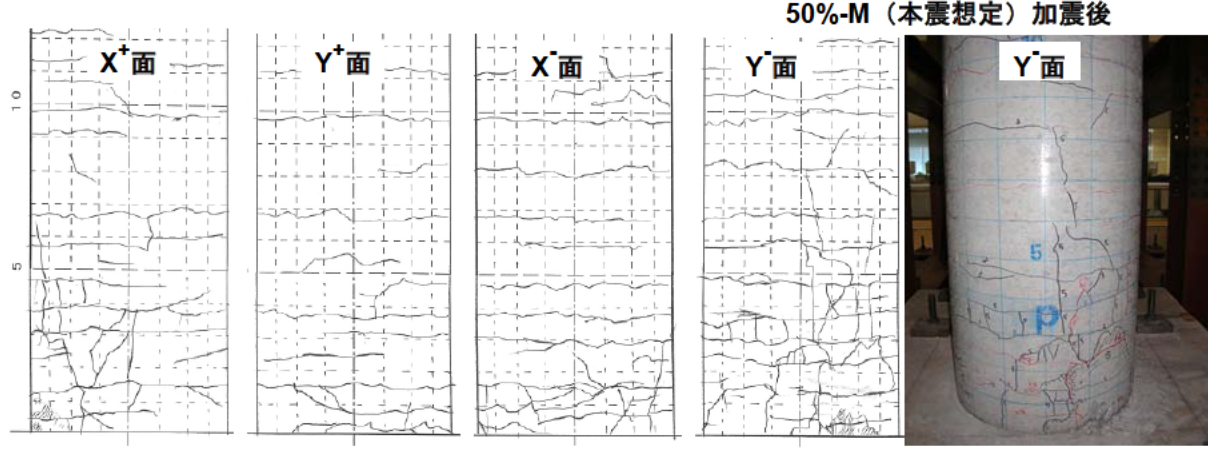
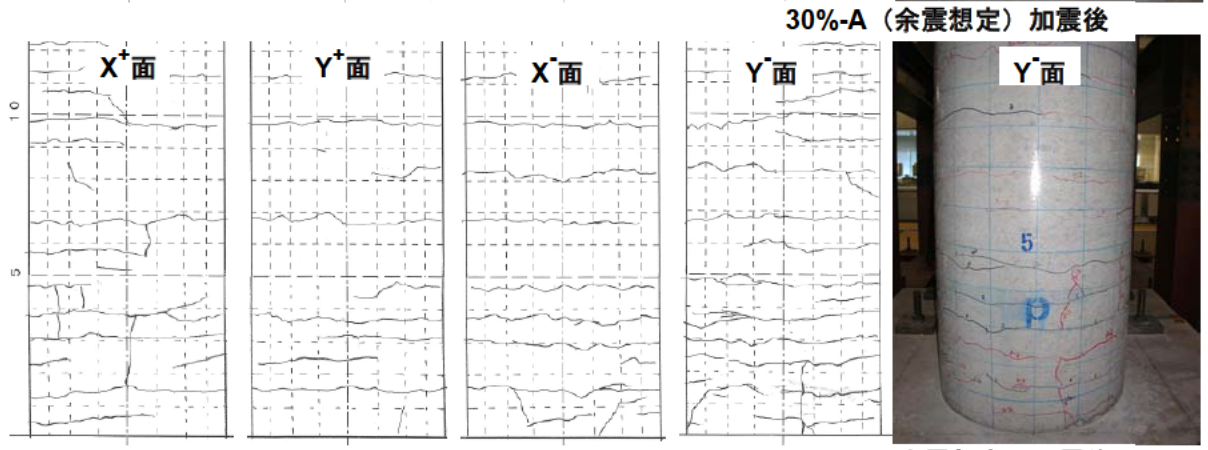
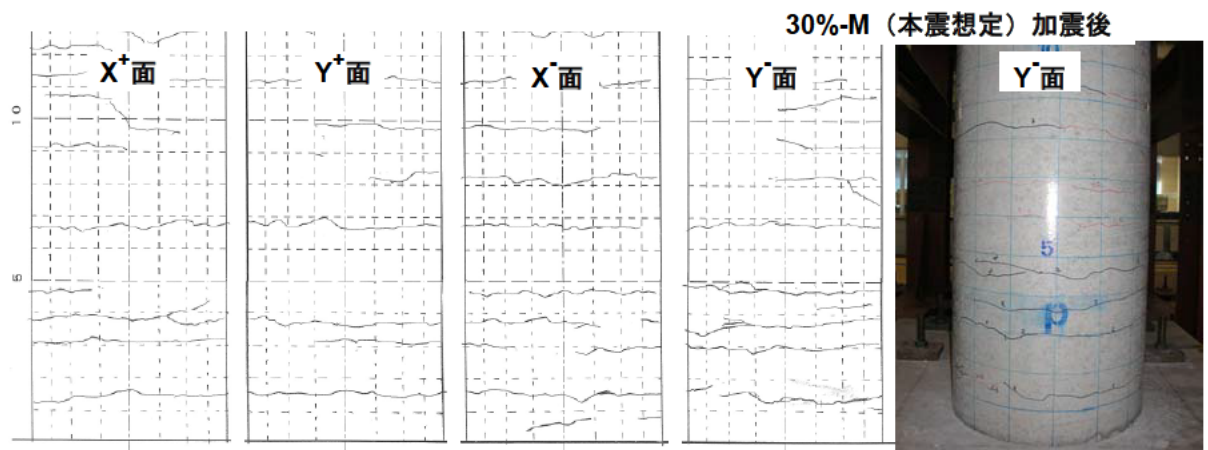


(f) 05R 模型



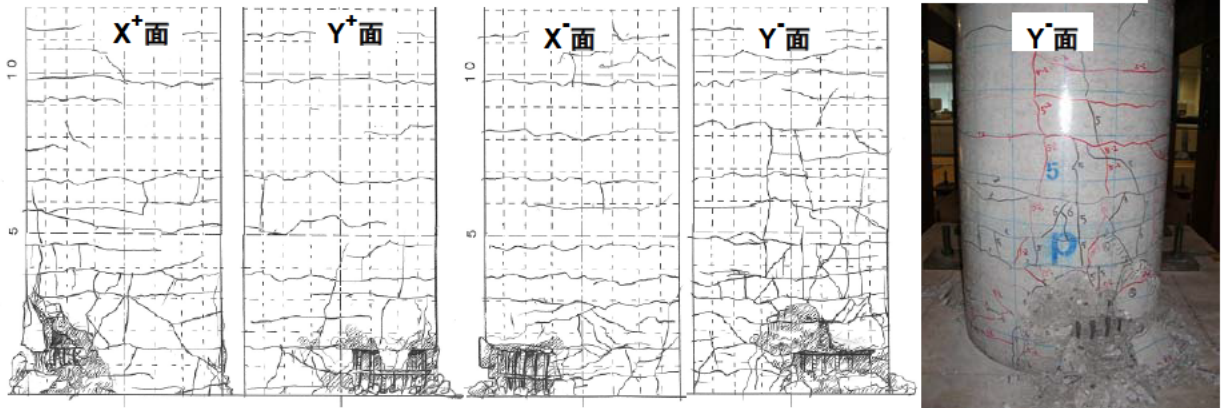
(g) 05C 模型 (400%加震後)

圖-3.3.34 (3) 損傷狀況

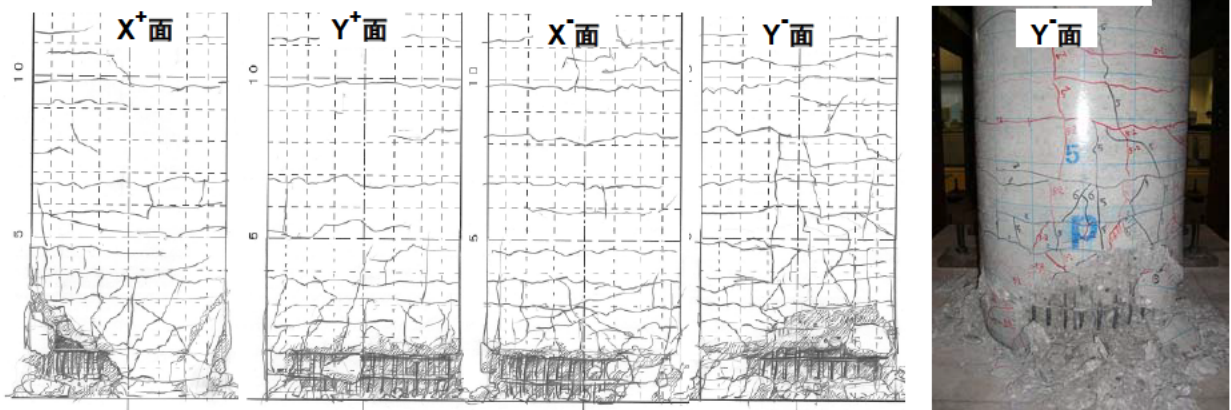


(h) 06F 模型 (その1)
 図-3.3.34 (4) 損傷状況

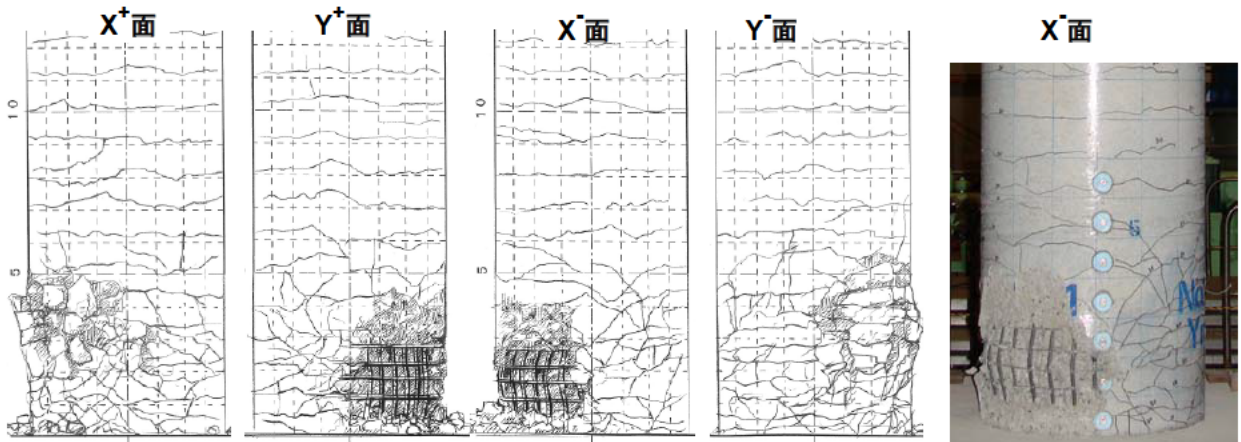
60%-M (本震想定) 加震後



60%-A (余震想定) 加震後



(h) 06F 模型 (その2)



(i) 06ED 模型 (80%加震後)

図-3.3.34 (5) 損傷状況

4. 鉄筋コンクリート橋脚の被災度判定手法の開発

4.1 被災度判定手法

本研究では3. に示したような損傷に伴う RC 橋脚の応答周期の変化に基づき構造物の最大応答変位および被災度を推定する手法を提案する^{1), 3), 9)}。

ここでは、図-4.1.1 に示すように構造物を 1 自由度系の振動モデルに簡略化する。橋梁の慣性質量、剛性をそれぞれ M 、 K とすると、振動モデルの固有周期 T は次式で与えられる。

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \quad (4.1)$$

ここで、地震前の健全な状態の応答周期（初期周期）、剛性をそれぞれ T_0 、 K_0 とし、地震後の被災した状態の応答周期、剛性をそれぞれ T_d 、 K_d とすると、被災前後の応答周期の変化は次式で与えられる。

$$\frac{T_d}{T_0} = \sqrt{\frac{K_0}{K_d}} \quad (4.2)$$

ここで、RC 橋脚が図-4.1.2 に示すような弾完全塑性型の骨格曲線の特徴を有すると仮定すると、被災前の健全な状態の剛性 K_0 は、降伏荷重 P_y 、降伏変位 d_y を用いて次式で与えられる。

$$K_0 = \frac{P_y}{d_y} \quad (4.3)$$

被災した後の剛性 K_d は、仮に最大応答変位 $d_{r,max}$ に対する割線剛性で与えると次式で表される。

$$K_d = \frac{P_y}{d_{r,max}} \quad (4.4)$$

式(4.3)、式(4.4)を式(4.2)に代入し、応答塑性率 μ_{QEDDM} に対して整理すると次式が得られる。

$$\mu_{QEDDM} = \frac{d_{r,max}}{d_y} = \left(\frac{T_d}{T_0}\right)^2 \quad (4.5)$$

ただし、被災した後の剛性 K_d は一般には橋脚の履歴特性に依存するため実際には式(4.4)とは異なる。これに関しては次式のように構造特性補正係数 α を設定し、これを 4.3 に示すように実験結

果に対する分析から定めることとした。なお、構造特性補正係数 α は橋脚の履歴特性に依存するため、材料、破壊特性等の構造特性ごとに定まる係数である。4.3で定める α は、柱基部で曲げ破壊するRC橋脚が対象である。

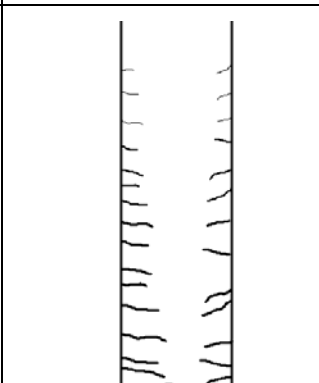
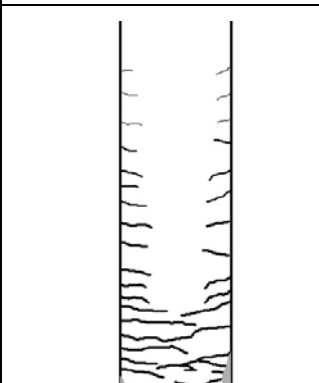
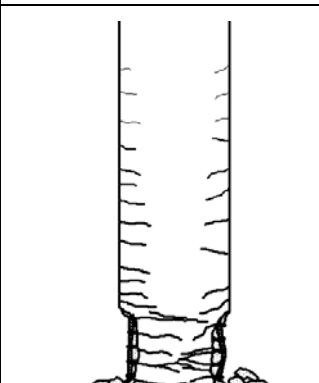
$$\mu = \alpha \cdot \mu_{QEDDM} \quad (4.6)$$

推定応答塑性率 μ は構造物の損傷度合いに密接な関係があるため、これにより構造物の被災度を推定する。

表-4.1.1に柱基部で曲げ破壊するタイプのRC橋脚の損傷程度とその状態を示す。これまでの研究によれば、昭和55年以降の基準により設計された柱基部で曲げ破壊するタイプのRC橋脚では、応答塑性率が3程度までは曲げひび割れ程度の損傷が生じ、応答塑性率が5~8程度になるとかぶりコンクリートの浮きや軽微な剥落が見られるようになり、これ以上の変形によりかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、帯鉄筋のゆるみ等の損傷が生じることが明らかになっている。一方、昭和55年以前の基準によるRC橋脚は、これより小さい応答塑性率で損傷が生じる¹⁸⁾。

既往の知見および本研究で分析した実験データに基づき、被災度判定において被害の程度を「大」と判定する応答塑性率としては、適用基準によって図-4.1.3のように設定することとした。ここで、適用基準としては、1980（昭和55）年より古い道路橋示方書、1980（昭和55）年および1990（平成2）年の道路橋示方書、1996（平成8）年以後の道路橋示方書の3つに分類した。ここでは、1995（平成7）年の「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」が適用された橋脚も1996（平成8）年以後の道路橋示方書に含める。なお、図-4.1.3の値については実験データやパラメータが十分ではない点もあることから、今後、実被害とのキャリブレーション等を行うことにより、調整する必要がある値であるため、ここでは暫定提案とする。

表-4.1.1 柱基部で曲げ破壊するRC橋脚の損傷程度とその状態

被害の程度	小	中程度	大
損傷のイメージ			
	曲げひび割れの発生	かぶりコンクリートの浮き・軽微な剥落	かぶりコンクリートの剥落 軸方向鉄筋の座屈、破断 帯鉄筋のゆるみ、破断

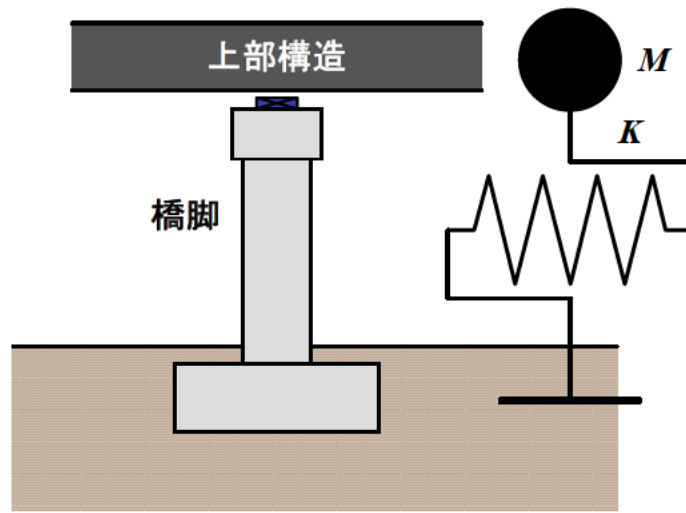


図-4.1.1 橋梁の1自由度振動系へのモデル化

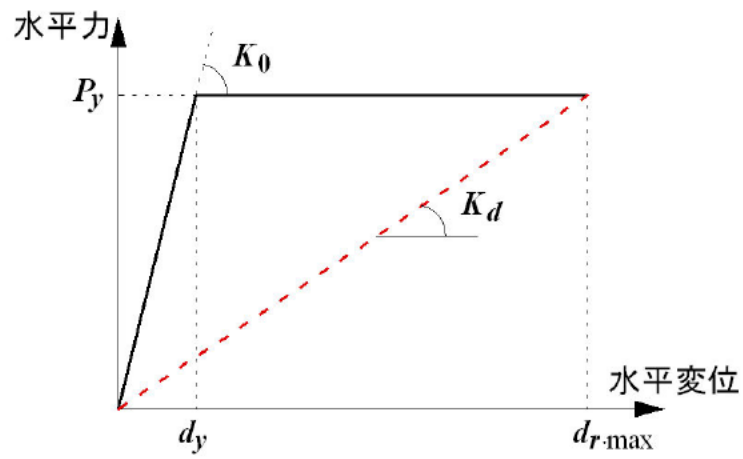


図-4.1.2 水平力～水平変位関係のモデル化と損傷前後の剛性の仮定

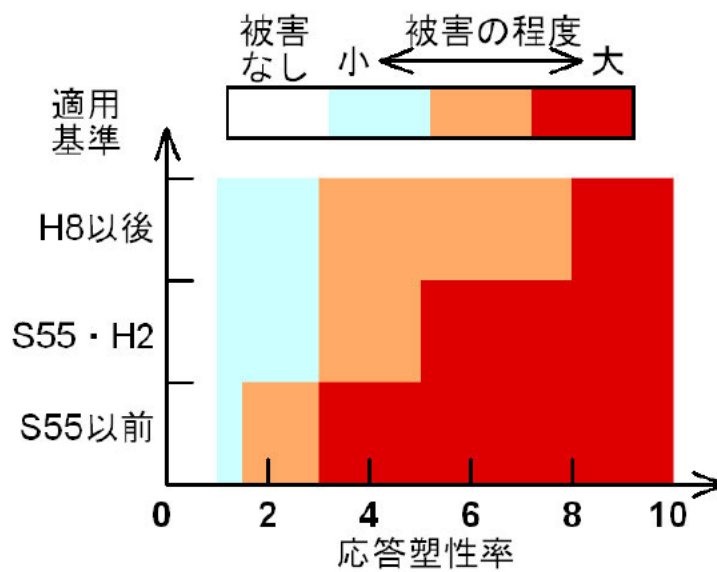


図-4.1.3 基部で曲げ破壊するRC橋脚の適用基準に応じた被災度の判定基準（暫定提案）

4.2 被災度判定フロー

被災度を判定するフローを図-4.2.1に示す。センサは常時、応答加速度を計測し、メモリ上にバッファしている。ユーザーが設定した計測開始トリガを検知すれば、そこからある所定の時間（ここでは、これを遅延時間とよび、10秒とした）だけさかのぼった点をデータ収録開始点として、データを収録し始める。データの収録時間としては、海洋性の巨大地震では地震動の継続時間が長い場合もあることから180秒間を標準とすることとした。3.3に示したように、柱基部で曲げ破壊するRC橋脚では損傷の進展に応じて応答周期が変化するため、この応答周期の時系列的な変化を求めるために、ある所定の時間ごとのデータに対して高速フーリエ変換（FFT）解析を行って応答周期を求めることとした。FFT解析の演算を行う所定の時間（FFT演算時間）については、後述のように5秒とする場合と10秒とする場合に対して精度の比較を行い、推定精度に及ぼす影響を調べることとした。

また、計測における収録周波数およびFFT解析に用いるデータ数としては、それぞれ100Hz、2048個を標準とすることとした。これは、表-4.2.1に示すようにFFT解析に用いるデータ数が多ければ固有周期の分解能が高くなるためである。データ数が2048あれば、固有周期が2秒までのおおむね0.1秒程度の刻みで固有周期が検出できるため、固有周期が1～2秒の範囲では10の固有周期が検出される。一方、本システムの子機（被災度判定センサ）では小型のマイクロコンピュータを用いてFFT解析の演算を行い、応答塑性率を推定することから、CPUの演算処理能力からはFFTの解析データ数は少ない方が望ましい。これらを総合的に判断して、FFTのデータ数の標準を2048としたものである。なお、データの収録周波数が100Hzで、FFT演算時間が5秒の場合には、データ数が500となるため、データ数が2048となるように後続のゼロを足すこととした。

表-4.2.2は4.3に示す実験データの分析における応答周期の検出分解能と推定応答塑性率の算出例を示したものである。ここで、データ数は2048とし、対象とした実験では相似率を1:4とするケースが多かったため、これを考慮している。サンプリング周波数は200Hzである。また、推定応答塑性率の算出においては、初期周期を0.2秒、0.3秒、0.4秒とし、式(4.6)の構造特性補正係数 α を1.0とする場合を例に示している。これによれば、推定応答塑性率が大きくなると、また、初期固有周期が大きいと検出分解能は低下するが、応答塑性率が4程度までは塑性率の刻みが0.5程度は確保されている。応答塑性率が6程度になると塑性率の刻みは1以上になる。

被災度判定センサでは、計測完了後、FFT解析の演算を行い、被災前の健全な状態の初期応答周期 T_0 と地震後の被災した状態の応答周期 T_d から式(4.6)に基づいて応答塑性率を推定し、図-4.1.3に示した関係に基づき橋脚の被災度を判定する。

ここで、被災前の健全な状態と被災後の応答周期 T_0 、 T_d をどのように定義するかが重要であるが、本研究ではこれらを図-4.2.2のように定めた。被災前の応答周期（初期周期） T_0 は、センサの設置時などに常時微動や交通振動による橋脚の振動をあらかじめ計測した結果に基づき定めることとした。計測開始トリガから遅延時間だけさかのぼった時点は地震応答が始まる前を想定しているため、一般にはこの時点の応答周期は初期周期 T_0 に一致すると考えられるが、3.3に示したように継続時間が長い海洋性タイプの地震動が入力される場合には、地震応答が大きくなるまでに時

間を要し、初期周期に入力地震動の影響が含まれる可能性があるため、このようにしたものである。被災後の応答周期 T_d は、地震応答が減衰した後の固有周期を用いることとし、ここでは地震終了判定トリガを最後に下回った時刻の応答周期とした。なお、本手法では、地震終了判定トリガを下回った後の 20 秒間に地震終了判定トリガ以上の応答加速度を再び計測しないことを地震終了の判定指標とした。

また、被災後の応答周期 T_d に関しては、地震終了判定トリガを最後に下回った時刻の応答周期だけでなく、主要動が入力されて橋脚が大きく振動する際の応答周期 ($T_{d-a\max}$) についてもその適用性を検討することとした。

計測開始トリガについては、常時の交通振動によって本センサが計測を開始することを避けるため、常時の交通振動によって橋脚に生じる水平応答加速度よりも大きな値に設定することとした。これは、橋梁の構造形式、地盤条件等、個別の橋梁の条件によって変わると考えられるため、センサの設置時などに常時微動や交通振動による橋脚の振動を計測した結果に基づきあらかじめ定めることを基本とした。参考文献 1), 19) に示すように、本研究でも 3 橋梁に対して交通振動による橋脚天端の水平加速度を計測しており、その結果、最大でも両振幅で 0.2 m/sec^2 程度であったことから、ここでは片振幅で 0.5 m/sec^2 (50 gal) とすることを目安としている。

地震終了判定トリガについては 4.3 に示すように 1 m/sec^2 , 0.5 m/sec^2 , 0.25 m/sec^2 とする場合に対して被災度判定手法による応答塑性率の推定精度の比較を行い、その結果に基づき定めることとした。

表-4.2.1 FFT解析のデータ数と検出分解能

	周期 (sec)			
	N= 2048	N= 1024	N= 512	N= 256
1	5.120	5.120	5.120	
2	4.096			
3	3.413	3.413		
4	2.926			
5	2.560	2.560	2.560	2.560
6	2.276			
7	2.048	2.048		
8	1.862			
9	1.707	1.707	1.707	
10	1.575			
11	1.463	1.463		
12	1.365			
13	1.280	1.280	1.280	1.280
14	1.205			
15	1.138	1.138		
16	1.078			
17	1.024	1.024	1.024	
18	0.975			
19	0.931	0.931		
20	0.890			
21	0.853	0.853	0.853	0.853
22	0.819			
23	0.788	0.788		
24	0.759			
25	0.731	0.731	0.731	
26	0.706			
27	0.683	0.683		
28	0.661			
29	0.640	0.640	0.640	0.640
30	0.621			
31	0.602	0.602		
32	0.585			
33	0.569	0.569	0.569	
34	0.554			
35	0.539	0.539		
36	0.525			
37	0.512	0.512	0.512	0.512
38	0.500			
39	0.488	0.488		
40	0.476			
41	0.465	0.465	0.465	
42	0.455			
43	0.445	0.445		
44	0.436			
45	0.427	0.427	0.427	0.427
46	0.418			
47	0.410	0.410		
48	0.402			

表-4.2.2 実験データの分析における検出分解能

被災後周期 T_d (sec)	推定応答塑性率		
	$T_0=0.2$ 秒	$T_0=0.3$ 秒	$T_0=0.4$ 秒
2.560	163.84	72.82	40.96
2.048	104.86	46.60	26.21
1.707	72.82	32.36	18.20
1.463	53.50	23.78	13.37
1.280	40.96	18.20	10.24
1.138	32.36	14.38	8.09
1.024	26.21	11.65	6.55
0.931	21.66	9.63	5.42
0.853	18.20	8.09	4.55
0.788	15.51	6.89	3.88
0.731	13.37	5.94	3.34
0.683	11.65	5.18	2.91
0.640	10.24	4.55	2.56
0.602	9.07	4.03	2.27
0.569	8.09	3.60	2.02
0.539	7.26	3.23	1.82
0.512	6.55	2.91	1.64
0.488	5.94	2.64	1.49
0.465	5.42	2.41	1.35
0.445	4.96	2.20	1.24
0.427	4.55	2.02	1.14
0.410	4.19	1.86	1.05
0.394	3.88	1.72	-----
0.379	3.60	1.60	-----
0.366	3.34	1.49	-----
0.353	3.12	1.39	-----
0.341	2.91	1.29	-----
0.330	2.73	1.21	-----
0.320	2.56	1.14	-----
0.310	2.41	1.07	-----
0.301	2.27	1.01	-----
0.293	2.14	-----	-----
0.284	2.02	-----	-----
0.277	1.91	-----	-----
0.269	1.82	-----	-----
0.263	1.72	-----	-----
0.256	1.64	-----	-----
0.250	1.56	-----	-----
0.244	1.49	-----	-----
0.238	1.42	-----	-----
0.233	1.35	-----	-----
0.228	1.29	-----	-----
0.223	1.24	-----	-----
0.218	1.19	-----	-----
0.213	1.14	-----	-----
0.209	1.09	-----	-----
0.205	1.05	-----	-----
0.201	1.01	-----	-----

注1) N= 2048 の場合

注2) 1:4 の相似率を考慮

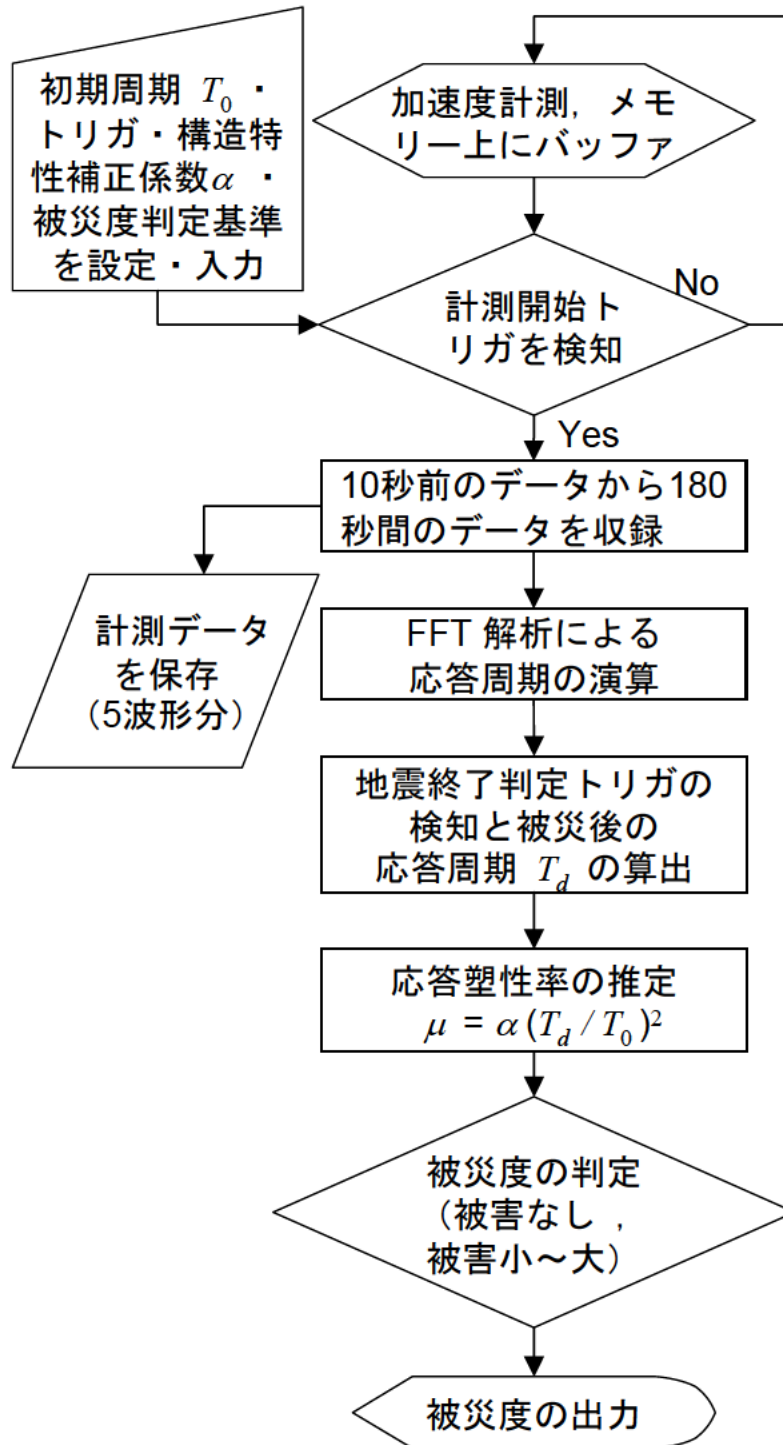


図-4.2.1 被災度判定フロー

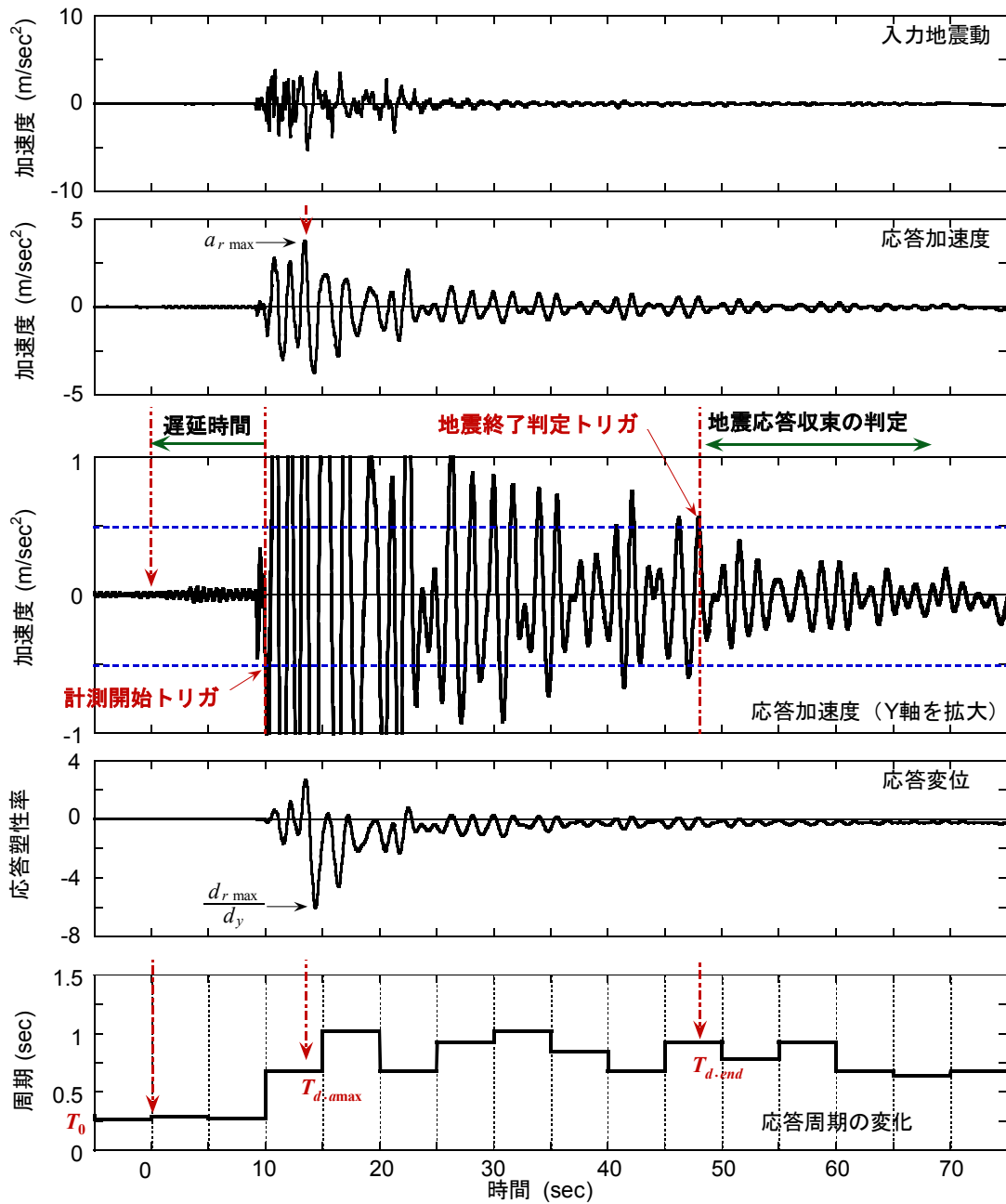


図-4.2.2 地震応答，固有周期の変化と計測開始トリガ，地震終了判定トリガ

4.3 被災度判定手法の精度

ここでは、3. に示した RC 橋脚模型の振動台加震実験の結果に本手法を適用することによりその推定精度を評価するとともに式(4.6)における構造特性補正係数 α を定めることとした。なお、本研究で対象とした実験では 03R 模型を除く 8 模型に対する実験において水平 2 方向に地震入力が行われており、X、Y 方向の計測値には他方向の応答特性の影響が含まれている可能性があるが、ここではその影響は考えないこととした。

表-4.3.1 に加速度最大の時刻と地震終了判定トリガを検知した時刻およびその時刻に検知された応答周期を、表-4.3.2、図-4.3.1 に式(4.5)による推定応答塑性率の精度を示す。ここでは、地震応答が減衰した後の固有周期を用いる場合と主要動が入力されて橋脚が大きく振動する際の固有周期 $T_{d-a\max}$ を用いる場合の精度を比較した。なお、地震応答が減衰した後の固有周期を用いる場合には、地震終了判定トリガを 1 m/sec^2 、 0.5 m/sec^2 、 0.25 m/sec^2 とする場合(それぞれ T_{d-100} 、 T_{d-50} 、 T_{d-25}) に対してその精度を比較した。また、FFT 演算時間を 5 秒とする場合と 10 秒とする場合についても応答塑性率の推定精度を比較した。ここで、実験では相似則に従って時間軸が圧縮されているため、実験結果を分析する上でも FFT 演算時間を縮小模型の時間軸に相当する時間に換算している。また、実際の応答塑性率は、図-3.3.1~図-3.3.33 に示した慣性力作用位置の最大応答変位を、表-3.2.3 に示した降伏点の変位 (d_y) で除して求めている。なお、一般には、実験における降伏時の変位にはフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる変位の影響等が含まれるため、こうした計算に基づく降伏変位の方が小さい傾向にあり、実際の応答塑性率はここに示す値よりも小さい可能性がある。

これらによれば、 $T_{d-a\max}$ を用いる場合には全体的にばらつきが大きい上、非常に小さい応答塑性率を推定する場合もある。これは入力地震動の周期特性の影響が含まれるためである。一方、地震終了判定トリガを用いる場合にも、全体的にばらつきが、 $T_{d-a\max}$ を用いるよりも推定精度はよい。地震終了判定トリガを大きくすれば応答塑性率を大きめに推定する傾向がある。 T_{d-100} を用いる場合に応答塑性率を大きめに推定するのは、図-3.3.1~図-3.3.33 に示したようにこの段階ではまだ入力地震動の周期特性の影響が含まれるためである。 T_{d-50} と T_{d-25} では、推定精度に大差はないが、 T_{d-50} の方が 1:1 の関係にやや近い傾向を示す。これらより、地震終了判定トリガとしては計測開始トリガと同じ 0.5 m/sec^2 (50 gal) を用いることを提案する。

また、FFT 演算時間は、推定精度に及ぼす影響は顕著ではない。FFT 演算時間を小さく設定する方が時々刻々の変化をよく表すことができることからこれを 5 秒とすることとした。

図-4.3.2 は、地震終了判定トリガを 0.5 m/sec^2 とし、FFT 演算時間を 5 秒とする場合の本提案手法による応答塑性率の推定精度と式(4.6)における補正係数 α との関係を示した結果である。図中には、 $\alpha = 1.5$ 、 1 、 0.5 に相当するラインを示している。このラインよりも下にあれば、本手法による応答塑性率は実際よりも大きな値を推定していることになり、安全側の評価をすることになる。

図より、実際の応答塑性率の 2 倍程度の応答塑性率を推定するケースが多いことが分かる。特に、実際の応答塑性率が 4 程度以下の場合には、実際の応答塑性率の 2 倍程度の応答塑性率を推定する

ケースが多い。これらのデータから回帰曲線を引くと、 $\alpha = 0.64$ ($R^2 = 0.22$) が得られる。

また、02R-090x, 04R-090x, 05R-170x など長方形断面模型の強軸方向（長方形断面の長辺方向）の応答では、実際の応答塑性率の 50%~60%の応答塑性率が推定されている。これは、強軸方向には、損傷による剛性の変化が相対的に小さいためと考えられる。長方形断面橋脚の場合は弱軸方向（長方形断面の短辺方向）の応答による損傷が支配的になると考えられるため、ここでは長方形断面模型の強軸方向の結果を対象にしないこととすると、 $\alpha = 0.61$ ($R^2 = 0.43$) となる。

以上より、実験結果の統計的分析からは、 $\alpha \approx 0.6$ となる。ただし、実橋脚に適用する場合には、橋梁の位置する路線の重要度等から道路管理者が当該橋梁の地震時の管理レベルを設定し、図-4.3.2 に示した関係をふまえて α の値を適切に定めることが望ましい。例えば、損傷を見過ごすことが許容されないような重要度の高い橋梁に対しては $\alpha = 1$ とすることが考えられる。

表-4.3.1 (1) 加速度最大の時刻と地震終了判定トリガを検知した時刻および応答周期
(a) FFT 演算時間 10 秒の場合

No.	Spec.	Case	応答塑性率の推定に用いた初期周期 (sec)	加速度最大時		地震終了判定トリガ 1m/s ²		地震終了判定トリガ 0.5m/s ²		地震終了判定トリガ 0.25m/s ²	
				検知時刻 (sec)	応答周期 (sec)	検知時刻 (sec)	応答周期 (sec)	検知時刻 (sec)	応答周期 (sec)	検知時刻 (sec)	応答周期 (sec)
1	1	00S-100x	0.353	5.715	0.640	12.300	1.707	22.105	0.931	31.000	0.640
2		00S-100y	0.250	7.070	0.683	11.770	1.707	24.015	1.024	35.100	0.731
3	2	01C-080x	0.301	5.715	0.640	16.090	0.853	22.245	0.683	30.960	0.683
4		01C-080y	0.284	6.720	1.024	13.200	0.931	24.010	0.931	28.955	0.931
5	3	02R-090x	0.153	6.990	0.640	17.845	0.640	27.790	0.539	33.960	0.488
6		02R-090y	0.330	5.740	1.138	13.375	1.707	24.335	1.024	27.985	1.024
7	4	03R-050	0.244	6.870	0.931	16.990	0.731	18.445	0.731	25.485	0.683
8		03R-060	0.244	6.855	1.024	16.540	0.788	21.260	0.731	21.695	0.731
9		03R-080-1	0.244	6.960	1.024	16.125	0.853	21.220	0.788	26.840	0.853
10		03R-080-2	0.244	7.020	1.024	13.720	0.931	24.085	1.024	25.165	1.024
11		03R-080-3	0.244	7.020	1.024	13.170	1.707	25.150	1.024	34.470	1.024
12	5	04R-090x	0.301	6.930	0.640	18.925	0.539	30.115	0.488	33.990	0.488
13		04R-090y	0.330	5.435	1.138	11.655	1.707	23.325	1.138	30.430	0.931
14	6	05R-040x	0.238	12.225	0.410	29.900	0.445	34.600	0.465	37.225	0.465
15		05R-040y	0.394	14.805	0.731	26.760	0.731	34.030	0.788	37.760	0.731
16		05R-170x	0.238	12.110	0.640	33.250	0.931	59.135	0.640	66.425	0.569
17		05R-170y	0.394	8.995	0.683	21.950	1.463	43.865	1.280	66.780	0.788
18	7	05C-400x	0.300	12.665	1.138	24.225	1.463	43.900	1.280	*) 49.955	1.024
19		05C-400y	0.300	15.380	0.931	28.295	1.463	*) 49.955	1.280	*) 49.955	1.280
20	8	06F-030Mx	0.310	6.825	0.640	10.505	0.683	15.915	0.602	16.540	0.602
21		06F-030My	0.310	6.875	0.602	13.300	0.640	19.100	0.640	23.090	0.640
22		06F-030Ax	0.310	6.775	0.602	14.580	0.683	16.270	0.683	17.930	0.683
23		06F-030Ay	0.310	6.845	0.731	11.985	0.683	21.095	0.683	26.835	0.683
24		06F-050Mx	0.310	5.705	0.640	14.805	0.683	17.240	0.731	22.115	0.683
25		06F-050My	0.310	6.945	1.024	14.555	0.683	18.550	0.683	26.700	0.683
26		06F-050Ax	0.310	6.910	0.640	14.830	0.683	15.255	0.731	22.090	0.683
27		06F-050Ay	0.310	6.945	1.024	14.560	0.683	21.190	0.731	25.045	0.569
28		06F-060Mx	0.310	6.915	1.138	14.930	0.683	21.685	0.683	24.850	0.683
29		06F-060My	0.310	6.955	1.024	13.035	0.640	20.910	0.683	25.360	0.731
30		06F-060Ax	0.310	5.480	1.138	11.795	0.853	21.710	0.683	26.055	0.569
31	06F-060Ay	0.310	6.940	1.024	13.020	0.931	22.130	1.024	25.025	0.602	
32	9	06ED-080x	0.376	7.780	0.788	18.340	0.853	28.965	0.931	36.105	**) 2.560
33		06ED-080y	0.251	7.855	0.731	17.595	0.731	30.070	0.602	35.145	0.602

*) 地震終了トリガを検知しなかったため、最終ステップの固有周期を用いた。

**) ノイズにより固有周期が検出できなかった。

表-4.3.1 (2) 加速度最大の時刻と地震終了判定トリガを検知した時刻および応答周期

(b) FFT 演算時間 5 秒の場合

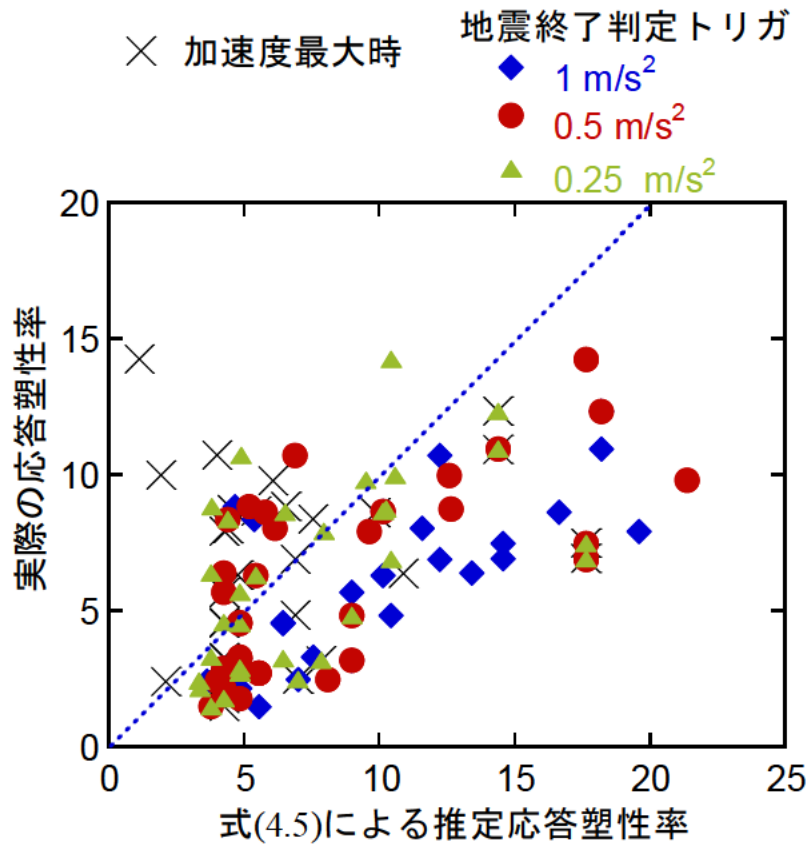
No.	Spec.	Case	応答塑性率の推定に用いた初期周期 (sec)	加速度最大時		地震終了判定トリガ 1m/s ²		地震終了判定トリガ 0.5m/s ²		地震終了判定トリガ 0.25m/s ²	
				検知時刻 (sec)	応答周期 (sec)	検知時刻 (sec)	応答周期 (sec)	検知時刻 (sec)	応答周期 (sec)	検知時刻 (sec)	応答周期 (sec)
1	1	00S-100x	0.263	5.715	0.366	12.300	1.463	22.105	0.931	31.000	0.853
2		00S-100y	0.244	7.070	0.256	11.770	2.048	24.015	1.024	35.100	0.788
3	2	01C-080x	0.293	5.715	0.640	16.090	0.931	22.245	0.683	30.960	0.683
4		01C-080y	0.293	6.720	0.683	13.200	0.931	24.010	0.931	28.955	0.931
5	3	02R-090x	0.250	6.990	0.640	17.845	0.539	27.790	0.569	33.960	0.488
6		02R-090y	0.330	5.740	0.683	13.375	1.463	24.335	1.024	27.985	0.931
7	4	03R-050	0.244	6.870	0.683	16.990	0.731	18.445	0.731	25.485	0.683
8		03R-060	0.244	6.855	0.640	16.540	0.788	21.260	0.731	21.695	0.731
9		03R-080-1	0.244	6.960	0.640	16.125	0.853	21.220	1.024	26.840	0.788
10		03R-080-2	0.244	7.020	1.024	13.720	0.931	24.085	1.024	25.165	1.024
11		03R-080-3	0.244	7.020	1.024	13.170	0.931	25.150	1.024	34.470	1.024
12	5	04R-090x	0.233	6.930	0.640	18.925	0.539	30.115	0.488	33.990	0.488
13		04R-090y	0.320	5.435	0.683	11.655	1.707	23.325	1.138	30.430	1.024
14	6	05R-040x	0.244	12.225	0.353	29.900	0.465	34.600	0.488	37.225	0.445
15		05R-040y	0.277	14.805	0.731	26.760	0.731	34.030	0.788	37.760	0.731
16		05R-170x	0.244	12.110	0.488	33.250	0.853	59.135	0.640	66.425	0.539
17		05R-170y	0.277	8.995	0.683	21.950	1.463	43.865	1.280	66.780	0.853
18	7	05C-400x	0.300	12.665	1.138	24.225	1.280	43.900	1.280 ^{*)}	49.955	1.138
19		05C-400y	0.300	15.380	1.138	28.295	1.280 ^{*)}	49.955	1.138 ^{*)}	49.955	1.138
20	8	06F-030Mx	0.310	6.825	0.640	10.505	0.731	15.915	0.602	16.540	0.602
21		06F-030My	0.310	6.875	0.640	13.300	0.683	19.100	0.640	23.090	0.569
22		06F-030Ax	0.310	6.775	0.640	14.580	0.683	16.270	0.683	17.930	0.640
23		06F-030Ay	0.310	6.845	0.640	11.985	0.640	21.095	0.640	26.835	0.683
24		06F-050Mx	0.310	5.705	0.640	14.805	0.640	17.240	0.731	22.115	0.683
25		06F-050My	0.310	6.945	0.640	14.555	0.788	18.550	0.683	26.700	0.683
26		06F-050Ax	0.310	6.910	0.640	14.830	0.640	15.255	0.731	22.090	0.683
27		06F-050Ay	0.310	6.945	0.640	14.560	0.788	21.190	0.683	25.045	0.640
28		06F-060Mx	0.310	6.915	0.640	14.930	0.683	21.685	0.683	24.850	0.788
29		06F-060My	0.310	6.955	0.640	13.035	0.931	20.910	0.640	25.360	0.683
30		06F-060Ax	0.310	5.480	0.640	11.795	0.853	21.710	0.683	26.055	0.602
31	06F-060Ay	0.310	6.940	1.024	13.020	1.138	22.130	0.640	25.025	0.602	
32	9	06ED-080x	0.376	7.780	0.788	18.340	1.280	28.965	0.931	36.105 ^{**)}	2.048
33		06ED-080y	0.251	7.855	0.788	17.595	1.024	30.070	0.602	35.145	0.640

*) 地震終了トリガを検知しなかったため、最終ステップの固有周期を用いた。

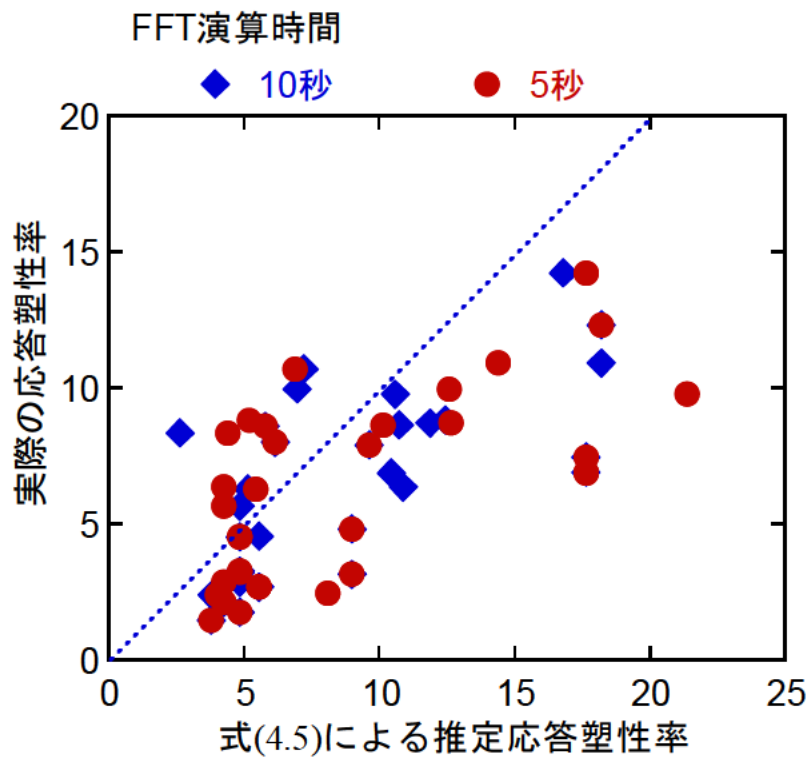
***) ノイズにより固有周期が検出できなかった。

表-4.3.2 実際の応答塑性率と式(3.5)による推定応答塑性率

No.	Spec.	Case	実際の応答塑性率	式(3.5)による推定塑性率							
				FFT演算時間 10秒				FFT演算時間 5秒			
				加速度最大時	トリガ 1 m/s ²	トリガ 0.5 m/s ²	トリガ 0.25 m/s ²	加速度最大時	トリガ 1 m/s ²	トリガ 0.5 m/s ²	トリガ 0.25 m/s ²
1	1	00S-100x	10.0	3.3	23.4	7.0	3.3	1.9	31.0	12.6	10.6
2		00S-100y	14.2	7.5	46.7	16.8	8.6	1.1	70.6	17.6	10.4
3	2	01C-080x	6.3	4.5	8.0	5.1	5.1	4.8	10.1	5.4	5.4
4		01C-080y	8.6	13.0	10.7	10.7	10.7	5.4	10.1	10.1	10.1
5	3	02R-090x	8.8	17.5	17.5	12.4	10.2	6.6	4.7	5.2	3.8
6		02R-090y	7.9	11.9	26.7	9.6	9.6	4.3	19.6	9.6	7.9
7	4	03R-050	3.2	14.6	9.0	9.0	7.8	7.8	9.0	9.0	7.8
8		03R-060	4.8	17.6	10.4	9.0	9.0	6.9	10.4	9.0	9.0
9		03R-080-1	6.9	17.6	12.2	10.4	12.2	6.9	12.2	17.6	10.4
10		03R-080-2	7.5	17.6	14.6	17.6	17.6	17.6	14.6	17.6	17.6
11		03R-080-3	6.9	17.6	49.0	17.6	17.6	17.6	14.6	17.6	17.6
12	5	04R-090x	8.3	4.5	3.2	2.6	2.6	7.6	5.4	4.4	4.4
13		04R-090y	8.7	11.9	26.7	11.9	7.9	4.6	28.4	12.6	10.2
14	6	05R-040x	2.4	3.0	3.5	3.8	3.8	2.1	3.6	4.0	3.3
15		05R-040y	2.5	3.4	3.4	4.0	3.4	7.0	7.0	8.1	7.0
16		05R-170x	10.7	7.2	15.3	7.2	5.7	4.0	12.2	6.9	4.9
17		05R-170y	9.8	3.0	13.8	10.6	4.0	6.1	27.9	21.4	9.5
18	7	05C-400x	12.3	14.4	23.8	18.2	11.7	14.4	18.2	18.2	14.4
19		05C-400y	10.9	9.6	23.8	18.2	18.2	14.4	18.2	14.4	14.4
20	8	06F-030Mx	1.5	4.3	4.8	3.8	3.8	4.3	5.6	3.8	3.8
21		06F-030My	2.1	3.8	4.3	4.3	4.3	4.3	4.8	4.3	3.4
22		06F-030Ax	1.8	3.8	4.8	4.8	4.8	4.3	4.8	4.8	4.3
23		06F-030Ay	2.9	5.6	4.8	4.8	4.8	4.3	4.3	4.3	4.8
24		06F-050Mx	2.7	4.3	4.8	5.6	4.8	4.3	4.3	5.6	4.8
25		06F-050My	4.5	10.9	4.8	4.8	4.8	4.3	6.4	4.8	4.8
26		06F-050Ax	2.7	4.3	4.8	5.6	4.8	4.3	4.3	5.6	4.8
27		06F-050Ay	4.6	10.9	4.8	5.6	3.4	4.3	6.4	4.8	4.3
28		06F-060Mx	3.2	13.4	4.8	4.8	4.8	4.3	4.8	4.8	6.4
29		06F-060My	5.7	10.9	4.3	4.8	5.6	4.3	9.0	4.3	4.8
30		06F-060Ax	3.3	13.4	7.6	4.8	3.4	4.3	7.6	4.8	3.8
31	06F-060Ay	6.4	10.9	9.0	10.9	3.8	10.9	13.4	4.3	3.8	
32	9	06ED-080x	8.0	4.4	5.2	6.1	----	4.4	11.6	6.1	----
33		06ED-080y	8.6	8.5	8.5	5.8	5.8	9.8	16.6	5.8	6.5

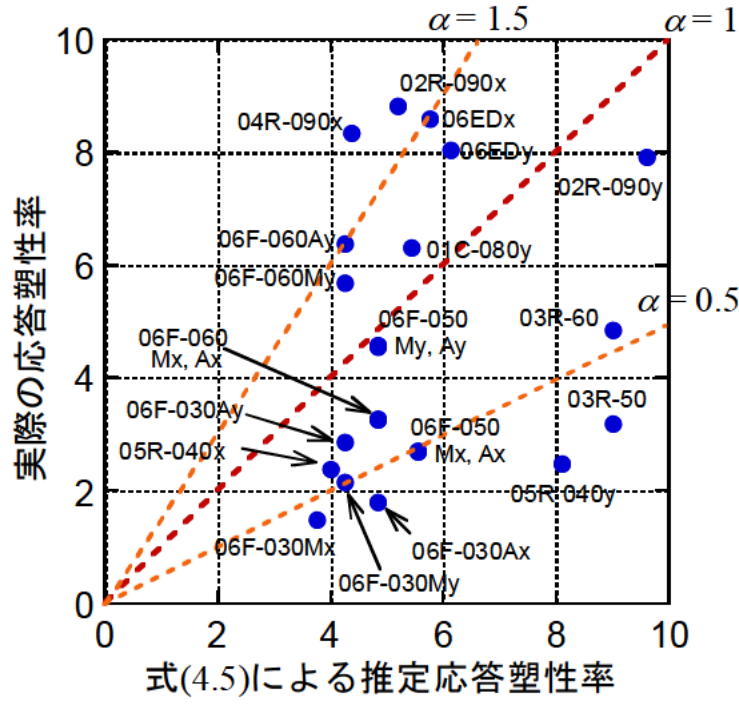


(a) 地震終了判定トリガの影響 (FFT 演算時間が 5 秒の場合)

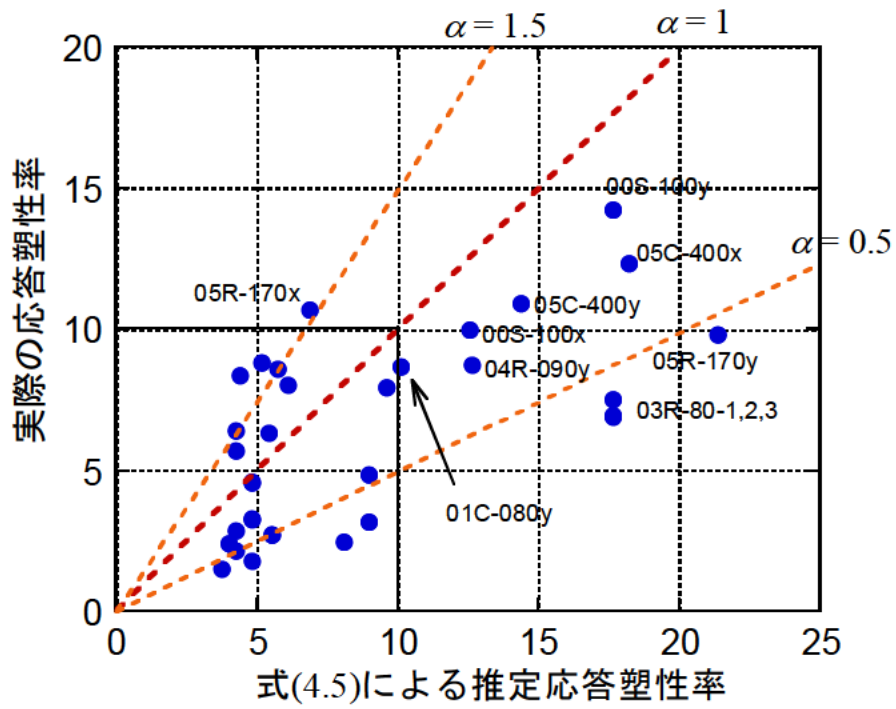


(b) FFT 演算時間の影響 (地震終了判定トリガが 0.5 m/sec^2 の場合)

図-4.3.1 被災度判定手法の精度



(a) 応答塑性率が 10 以下の領域

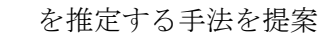
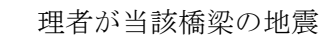


(b) 応答塑性率が 10 以上を含む領域

図-4.3.2 被災度判定手法と構造特性補正係数 α

5. まとめ

本研究は橋梁の地震被災度を客観的かつ迅速に判定するための技術の開発を目標とし、鉄筋コンクリート（RC）橋脚の被災の有無の検知、被災程度の推定を可能とする技術を開発する一環として、損傷による RC 橋脚の応答周期の変化に着目して、基部で曲げ破壊した RC 橋脚模型に対する振動台実験結果の分析を行った。以下に、本研究から得られた成果を示す。

- (1) RC 橋脚に対する振動台加震実験から、主要動が入力されて RC 橋脚が大きく応答するときに応答周期は大きく増加し、最終的な値は初期値に比べて大きくなる。この特性を利用して、RC 橋脚の被災の有無および程度を判定することが可能である。
- (2) 振動台加震実験から得られた損傷の観察および既往の知見から、適用された設計基準ごとに応答塑性率と損傷の関係を設定し、これをもとに上記(1)に示した特性を利用して RC 橋脚の被災度を推定する手法を提案した。さらに、-4.2.1 に示す被災度の判定フローを提案した。
- (3) 柱基部で曲げ破壊するタイプの RC 橋脚の振動台実験結果を本手法によって分析し、地震終了判定トリガを大きくすれば応答塑性率を大きめに推定する傾向があること、入力地震動の特性の影響は地震終了判定トリガを 0.5 m/sec^2 程度以下にするとほぼ無視できること、高速フーリエ変換（FFT）解析の演算時間（FFT 演算時間）の影響は大きくないことを示した。これらと参考文献 19) に示す実橋梁の計測結果から、計測開始トリガおよび地震終了判定トリガを 0.5 m/sec^2 (50 gal) とすることを提案した。FFT 演算時間は、応答塑性率の推定精度に及ぼす影響は小さいこと、これを小さく設定する方が時々刻々の変化をよく表すことができることから 5 秒とすることを提案した。
- (4) 柱基部で曲げ破壊するタイプの RC 橋脚に対しては、本手法では実際の応答塑性率の 2 倍程度の応答塑性率を推定するケースが多く、本研究で対象とした実験結果に基づけば、構造物特性係数 α は 0.6 である。実際に橋梁に適用する場合には、橋梁の位置する路線の重要度等から道路管理者が当該橋梁の地震時の管理レベルを設定し、-4.3.2 に示した関係をふまえて、例えば、損傷を見過ごすことが許容されないような重要度の高い橋梁に対しては $\alpha = 1$ とする等、 α の値を適切に定めることが望ましい。

参考文献

- 1) 堺淳一, 運上茂樹: インテリジェントセンサを用いた橋梁地震被災度判定手法の開発に関する研究, 土木研究所報告, No.213, 2009.
- 2) 国土交通省: 国土交通省総合技術開発プロジェクト「社会資本の管理技術の開発」総合報告書 第3章大規模地震発生直後に橋梁の被災度を迅速に把握する技術の開発, 2008.
- 3) 堺淳一, 小林寛, 運上茂樹: 鉄筋コンクリート橋脚に対する地震時被災度判定手法の開発, 土木技術資料, (財)土木研究センター, Vol. 51, No. 2, pp. 32-35, 2009.
- 4) 西田秀明, 運上茂樹, 長屋和宏: 正方形断面 RC 柱の水平二方向非線形領域加振振動台実験, 第26回地震工学研究発表会講演論文集, (社)土木学会 地震工学委員会, pp. 913-916, 2001.
- 5) 運上茂樹, 西田秀明, 長屋和宏: 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, 土木研究所資料 No. 3871, 2002.
- 6) 西田秀明, 運上茂樹: 円形鉄筋コンクリート柱の水平二方向加振振動台実験, 第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, (社)土木学会, pp. 259-264, 2002.
- 7) 西田秀明, 運上茂樹: 長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, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, (社)土木学会, pp. 71-74, 2003.
- 8) Nishida, H. and Unjoh, S.: Dynamic response characteristic of reinforced concrete column subjected to bilateral earthquake ground motions, *Proc. of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, CD-ROM No. 576, Vancouver, Canada, 2004.
- 9) 小林寛, 運上茂樹: 道路橋の地震時被災度判定システムに関する基礎的研究, リアルタイム災害情報検知とその利用に関するシンポジウム論文集, pp. 161-164, 2004.
- 10) 小林寛, 運上茂樹, 加納匠: 加速度センサを用いた道路橋の地震時被災度判定手法の開発, 土木学会地震工学論文集 Vol. 28, CD-ROM No.23, 2005.
- 11) 西田秀明, 運上茂樹: 長方形断面を有する鉄筋コンクリート柱の三次元加振振動台実験, 第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 327-330, 2006.
- 12) 西田秀明, 運上茂樹: 三次元入力を受ける矩形 RC 柱の動的応答に対するファイバーモデル解析の適用性, 第12回日本地震工学シンポジウム, No. 0196, 2006.
- 13) Sakai, J. and Unjoh, S.: Earthquake simulation test of circular reinforced concrete bridge column under multidirectional seismic excitation, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol.5, No.1, pp. 103-110, 2006.
- 14) 堺淳一, 運上茂樹: 震災を受けた道路橋の応急復旧工法の提案と振動台加震実験による性能検証, 土木技術資料, (財)土木研究センター, Vol.50, No.9, pp. 30-35, 2008.
- 15) 堺淳一, 運上茂樹, 右近大道: 兵庫県南部地震における RC 橋脚の被災再現のための振動台実

- 験，地震工学論文集，Vol. 29，No. 15-2，pp. 934-943，2007.
- 16) 堺淳一，運上茂樹，右近大道：RC 橋脚の振動台加震実験における応答変位の計測精度の評価，構造工学論文集 Vol. 54A，pp. 331-342，2008.
 - 17) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
 - 18) (社) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編），2007.
 - 19) 堺淳一，運上茂樹：橋梁地震被災度判定センサによる橋梁の振動計測実験，第 12 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，(社) 土木学会，pp. 29-36，2009.

参考資料. 本研究で分析対象としなかった加震実験に対する検討結果

本参考資料には、表-3.2.1 に示した実験ケースのうち、弾性レベルの加震実験や非線形レベル加震後に加震振幅を小さくして実験が行われたため、本研究の分析対象としなかったケースに対して、橋脚の入力地震動、地震応答および応答周期の変化、フーリエスペクトルを示す。

対象としたのは、表-参.1 に示す 24 ケースである。図-参.1～図-参.24 に橋脚の入力地震動、地震応答および応答周期の変化、フーリエスペクトルを示す。本研究で提案した地震被災度判定手法によって応答塑性率を推定した結果を表-参.1 および図-参.25 に示す。ここで、FFT 解析を行う場合には上下の遮断周期をそれぞれ 0.1 秒と 2 秒（もしくは 1 秒）としたバンドパスフィルターを用いた。また、3.3 では、計測開始トリガを検知した時刻から 10 秒相当の遅延時間を考慮したが、ここでは弾性レベルの応答のために同様の方法を用いると初期周期の段階において地震応答がすでに始まっている場合もあるため、遅延時間を揃えず、実験データの 1 ステップ目からのデータを用いた。

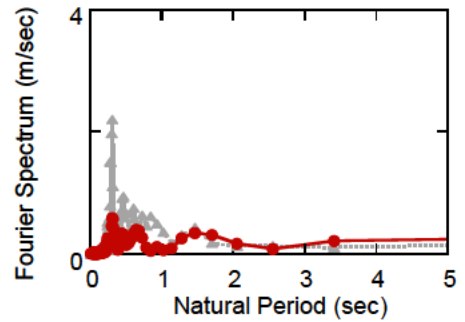
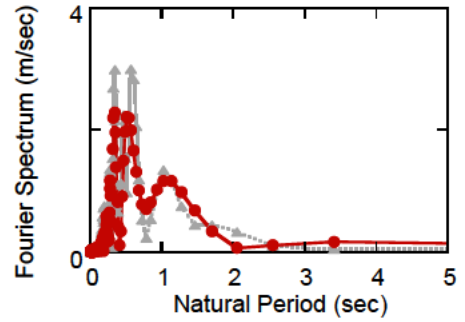
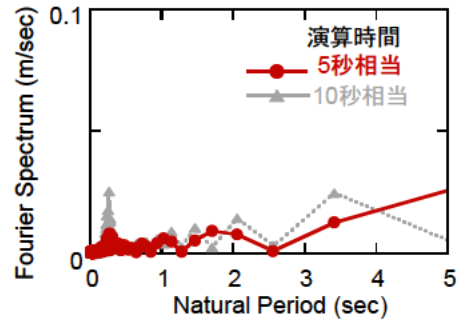
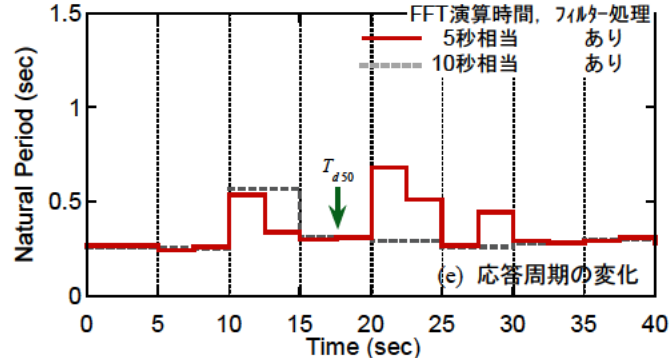
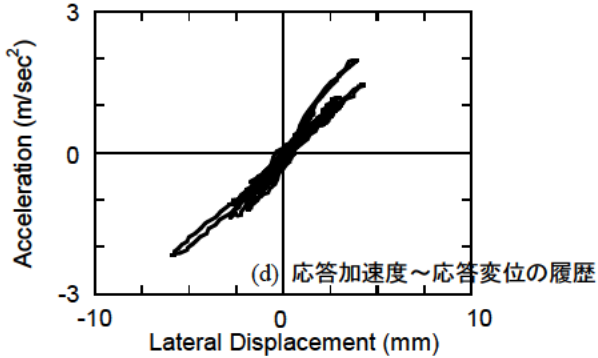
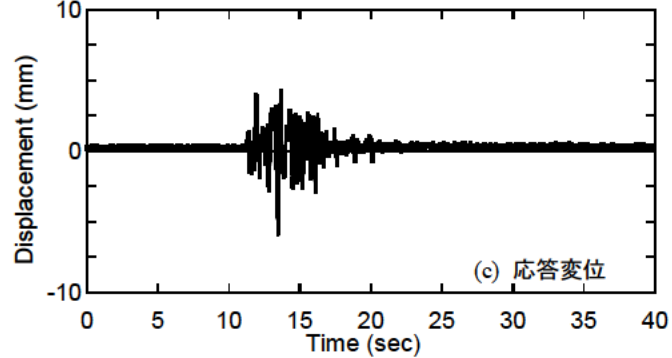
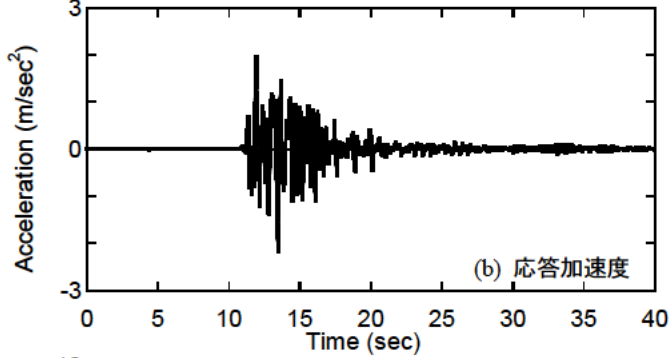
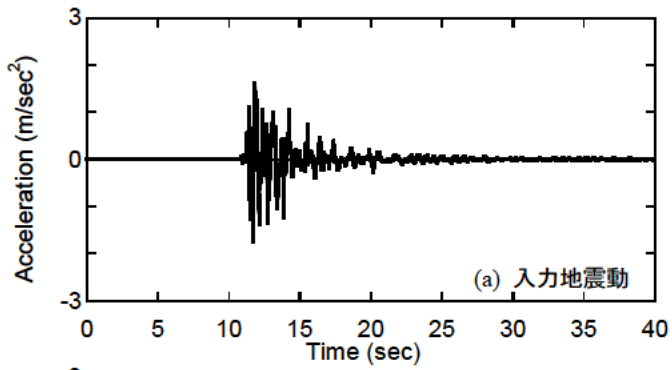
表-参.1 および図-参.25 によれば、弾性レベルの加震実験では、いずれのケースも実際の応答塑性率は 1 以下であるが、地震終了判定トリガ (0.5 m/sec^2) を検知した時刻では初期周期よりも大きな応答周期となっており、この結果、提案する判定手法による応答塑性率は 1 以上となる。ただし、これらの応答周期はほとんどのケースにおいて、この後の非線形レベルの加震実験における初期周期（表-3.2.3 参照）よりも大きな周期となっていることから、弾性レベルの実験によって橋脚の応答周期が変化したのではなく、まだ応答が続いていることの影響と考えられる。

これらの 24 ケースのうち、図-参.26 に示すように各橋脚模型の最初の加震として行われた実験ケース（16 ケース）を対象とすると、その大半のケースでは応答塑性率は 1.5 以下となっている。このため、本手法で推定された応答塑性率が 1.5 程度以下の場合には、弾性域内の応答が含まれている可能性がある。弾性域内の応答にとどまっている場合の応答塑性率の推定精度については、実橋梁における計測を行い、中小規模の地震による橋脚の応答の分析等を、今後、引き続き行う必要がある。

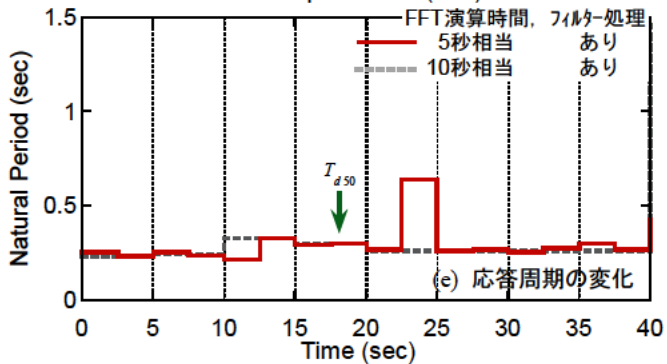
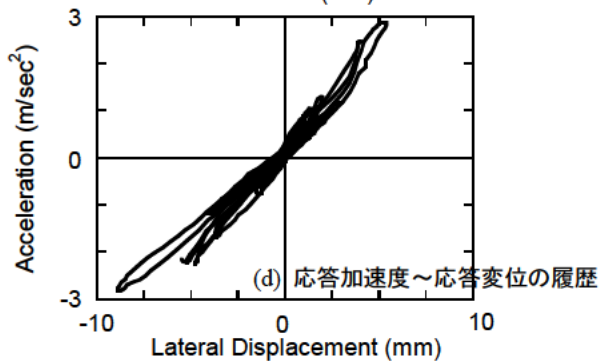
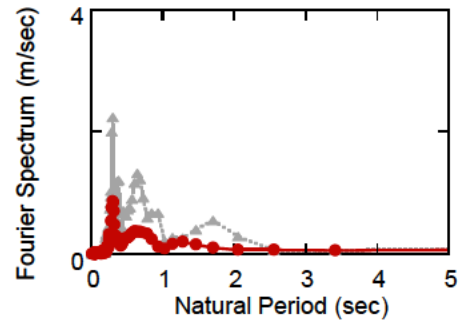
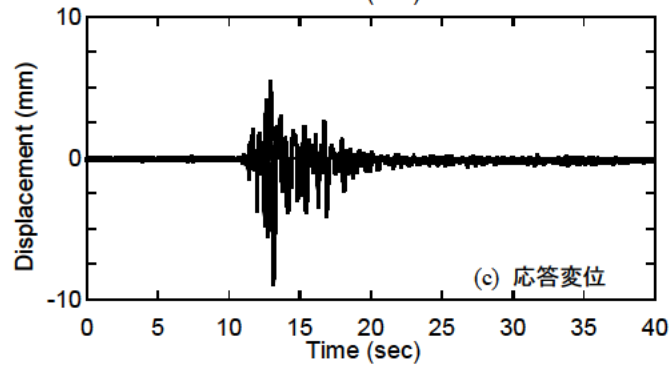
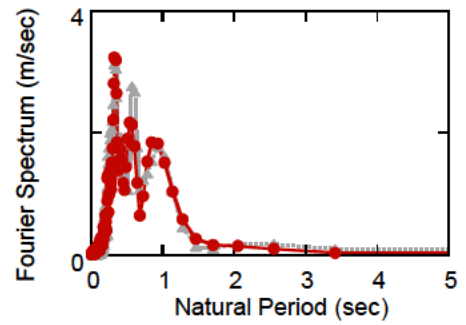
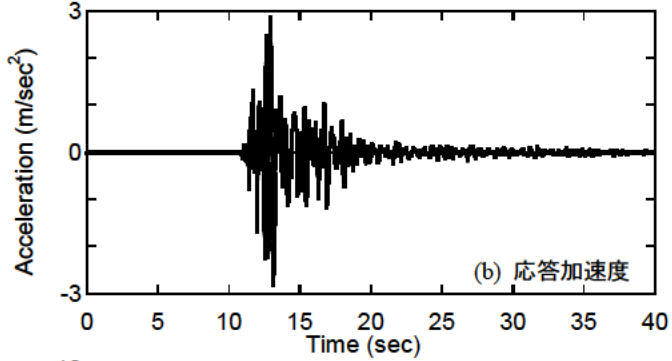
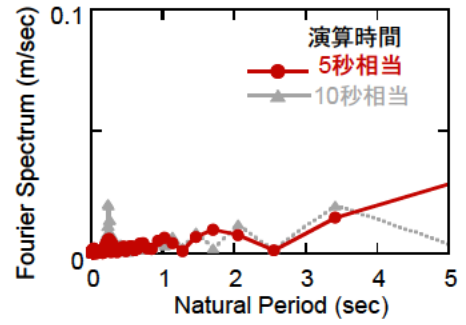
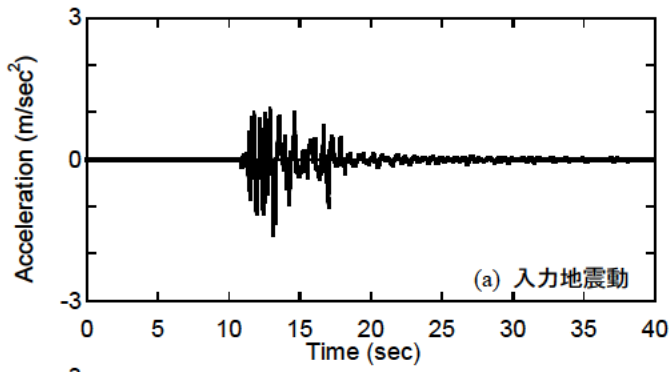
表-参.1 弾性レベル加震実験結果による実際の応答塑性率と式(3.5)による推定応答塑性率

No.	Spec.	Case	最大応答変位 (mm)		実際の 応答 塑性率	提案手法に よる初期周 期 (sec)	地震終了判定トリガ		推定 応答 塑性率
			正側	負側			検知時刻 (sec)	応答周期 (sec)	
1	1	00S-020x	4.3	-5.9	0.42	0.269	17.605	0.310	1.33
2		00S-020y	5.4	-8.9	0.64	0.256	18.140	0.301	1.38
3	2	01C-015x	2.7	-3.7	0.21	0.277	18.280	0.310	1.26
4		01C-015y	4.3	-4.8	0.27	0.269	16.365	0.640	5.64
5	3	02R-015x	2.3	-2.1	0.24	0.218	14.720	0.256	1.38
6		02R-015y	4.1	-6.9	0.34	0.341	23.100	0.379	1.23
7	4	03R-015	5.1	-6.3	0.32	0.238	16.145	0.353	2.20
8	5	04R-015x	4.8	-4.8	0.52	0.223	19.830	0.293	1.73
9		04R-015y	10.6	-13.3	0.66	0.310	24.205	0.410	1.74
10		04R-050x *)	45.1	-68.7	7.52	----	25.130	0.512	5.29
11		04R-050y *)	23.3	-102.5	5.08	----	19.775	1.463	22.23
12	6	05R-015-1x	3.1	-2.3	0.38	0.228	14.790	0.238	1.10
13		05R-015-2x	4.3	-5.2	0.64	0.233	50.555	0.263	1.27
14		05R-015-2y	9.2	-9.3	0.51	0.301	52.410	0.366	1.47
15	7	05C-020x	6.8	-6.9	0.44	0.269	34.685	0.353	1.72
16		05C-020y	6.1	-5.8	0.39	0.269	36.420	0.320	1.41
17	8	06F-010x	1.9	-2.7	0.14	0.277	14.535	0.310	1.26
18		06F-010y	3.9	-3.8	0.20	0.269	13.770	0.310	1.33
19		06F-020Mx	7.7	-6.7	0.39	0.277	14.405	0.366	1.75
20		06F-020My	10.7	-13.7	0.70	0.293	12.290	0.488	2.78
21		06F-020Ax	13.8	-12.2	0.71	0.301	12.685	0.445	2.19
22		06F-020Ay	15.1	-15.8	0.81	0.301	13.145	0.569	3.57
23	9	06ED-010x	2.0	-2.6	0.18	0.366	15.335	0.683	3.48
24		06ED-010y	1.6	-1.4	0.11	0.244	16.970	0.284	1.36

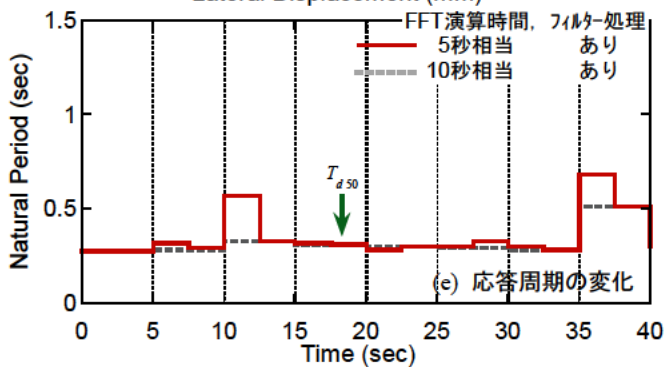
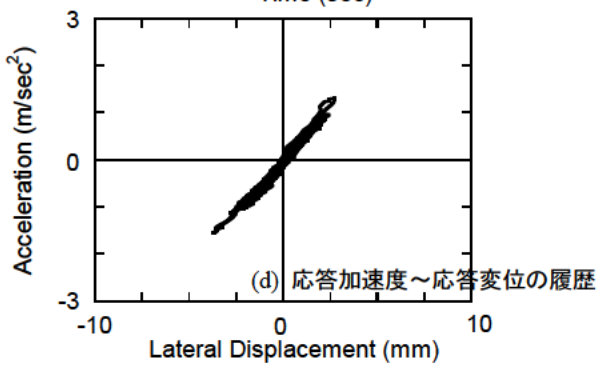
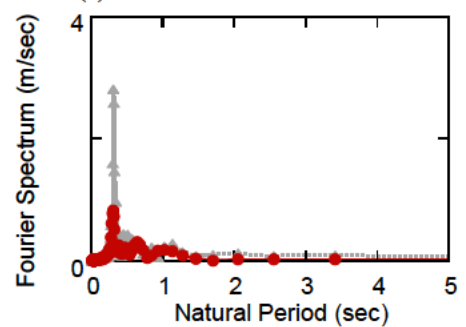
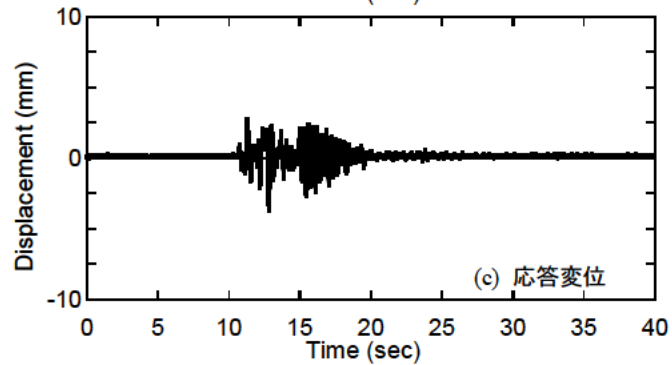
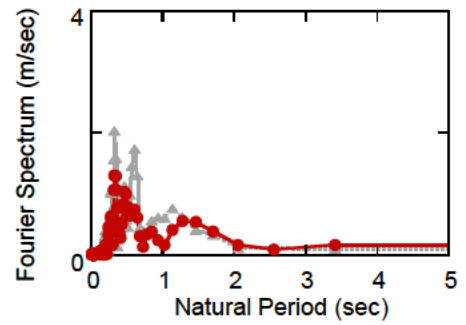
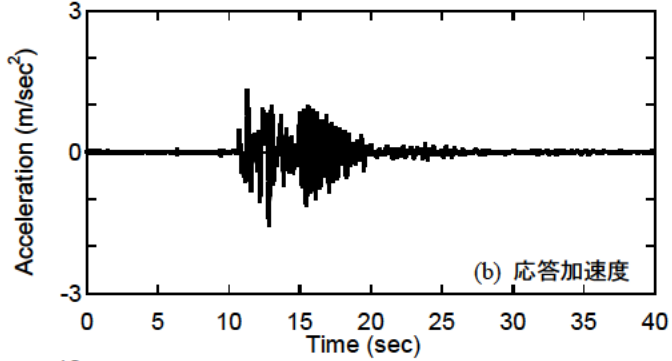
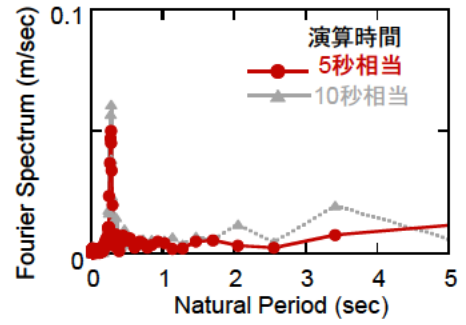
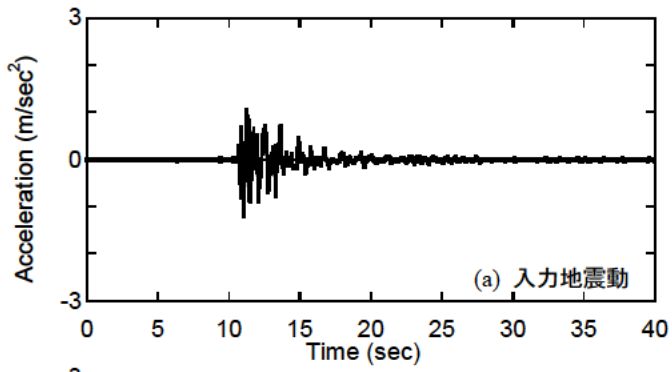
*) 非線形レベルの加震実験後に行われた加震実験



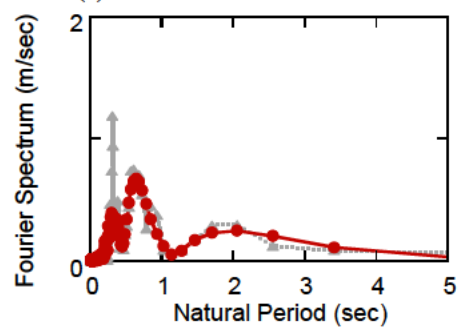
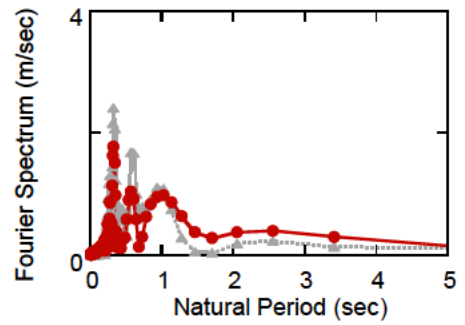
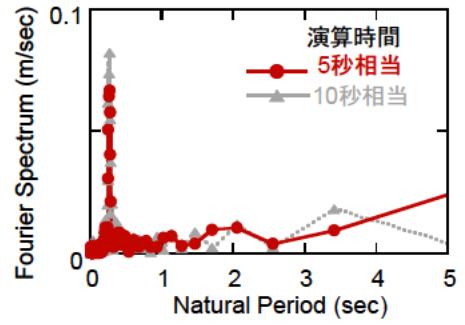
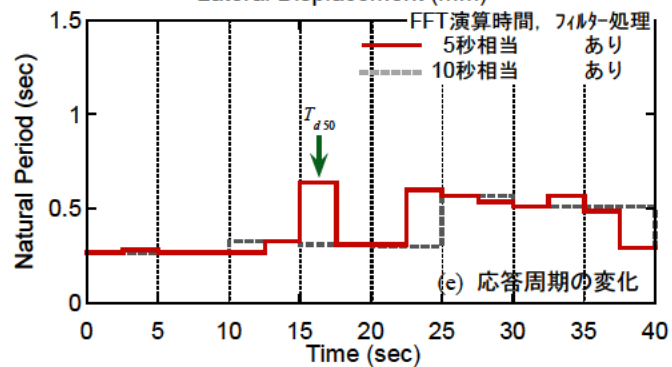
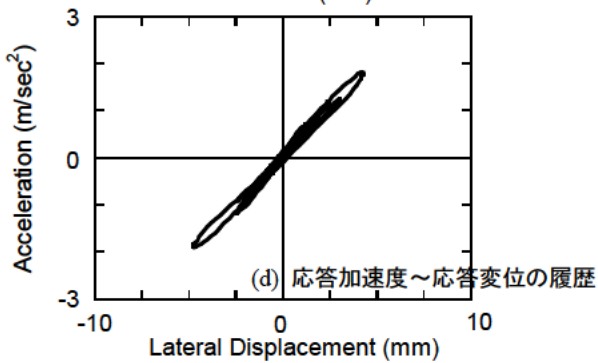
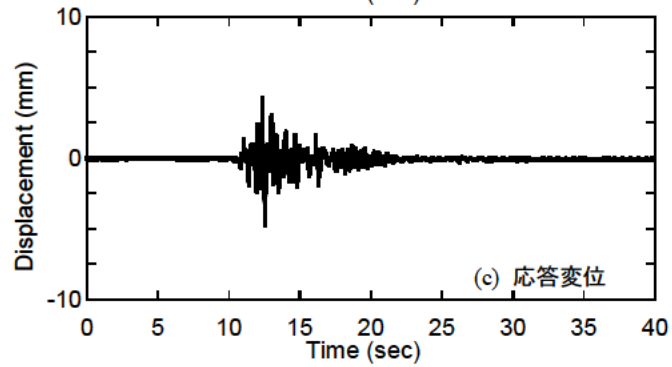
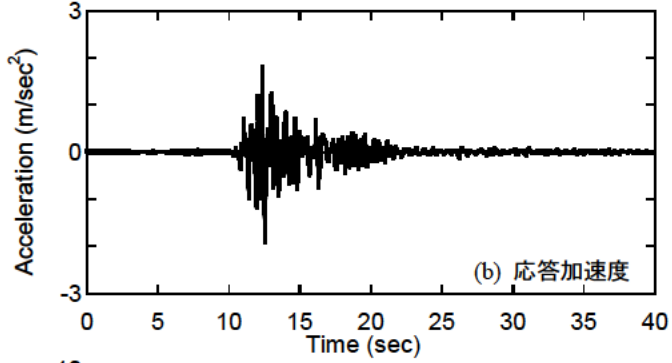
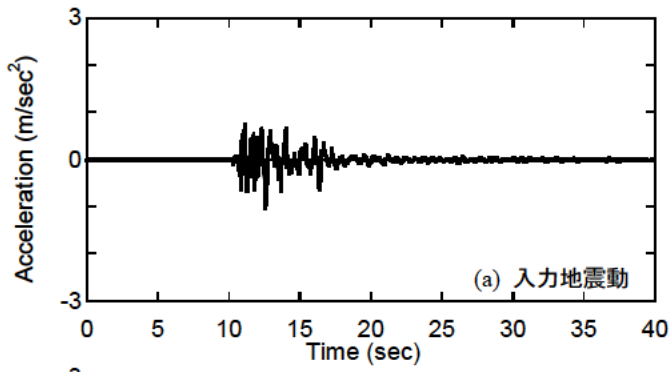
(1) 地震応答と応答周期の変化 (2) フーリエスペクトル
 図-参.1 00S-020x の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



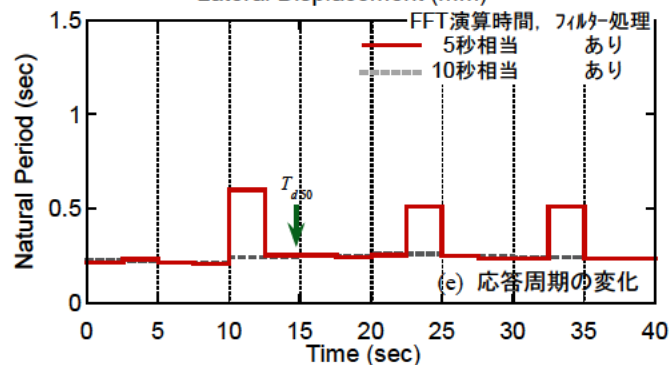
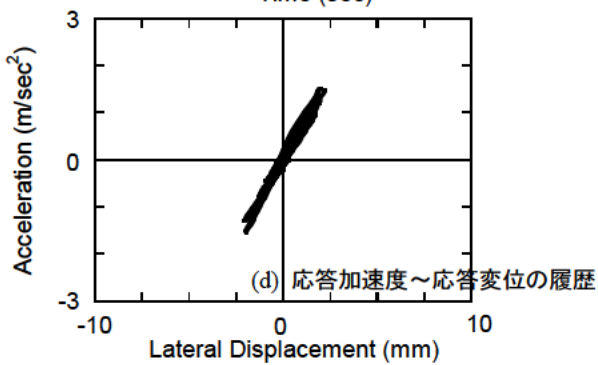
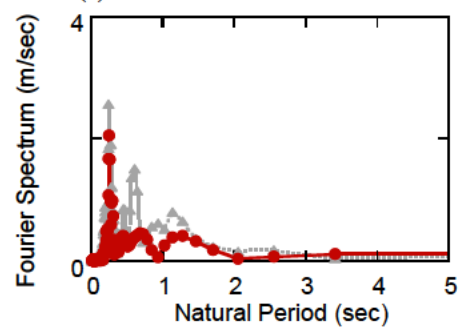
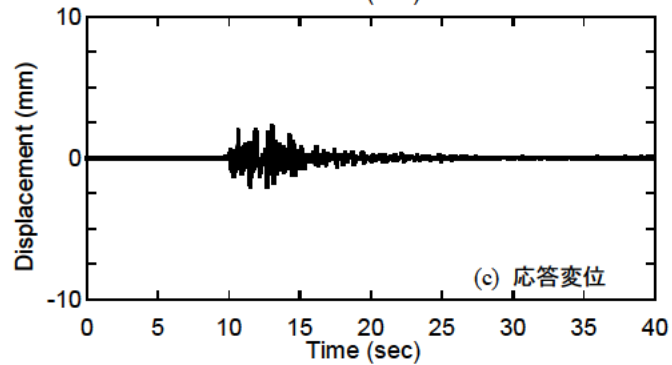
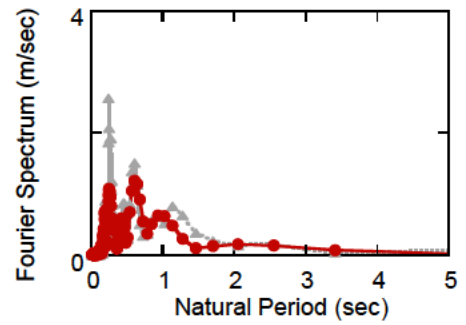
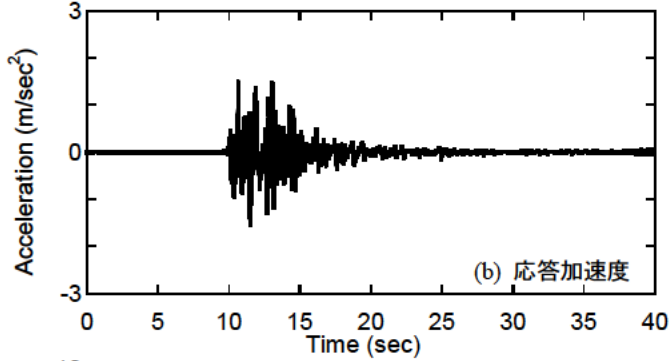
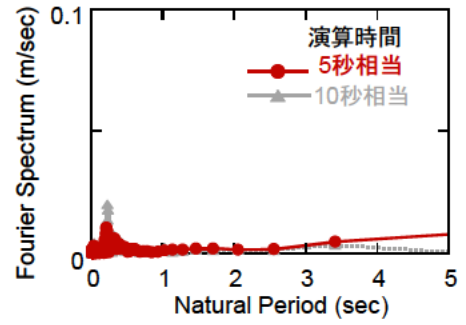
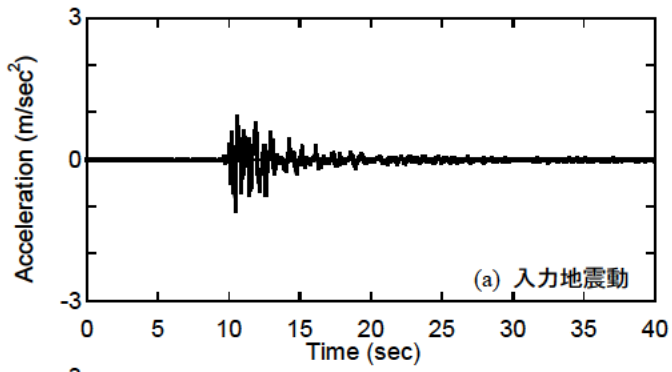
(1) 地震応答と応答周期の変化 (2) フーリエスペクトル
 図-参.2 00S-020y の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



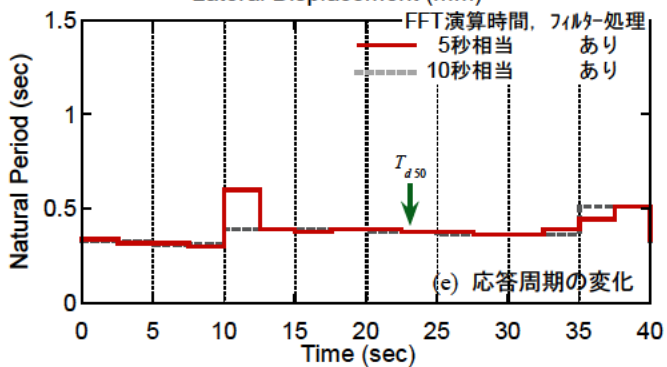
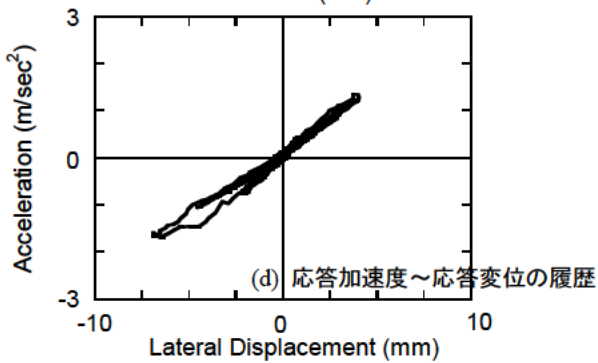
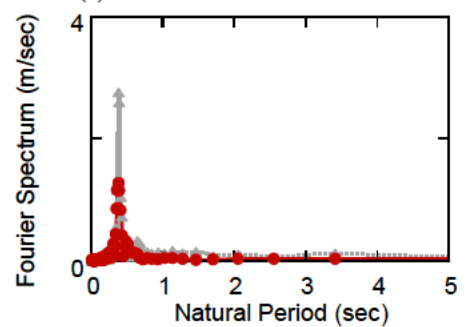
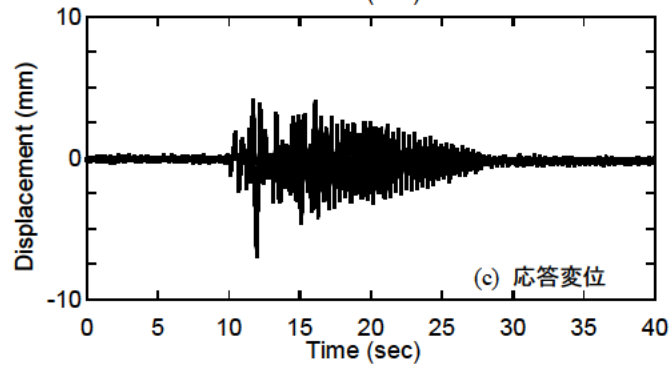
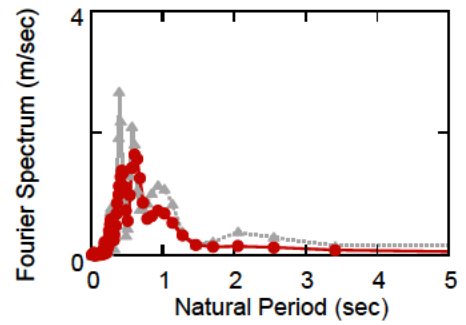
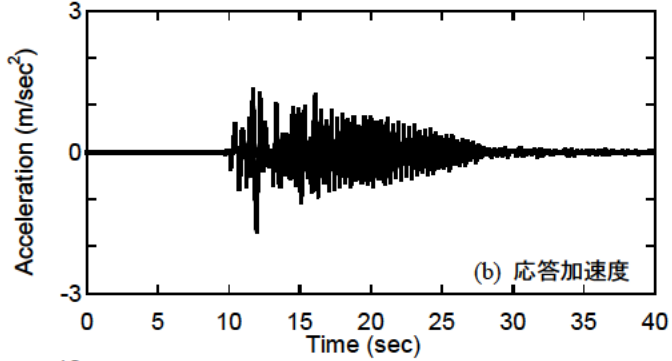
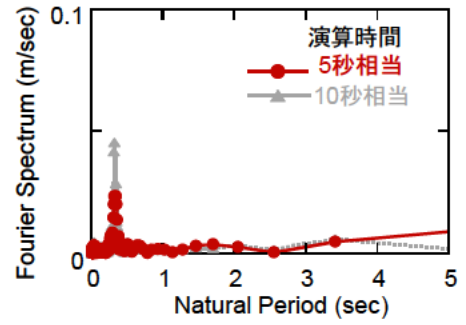
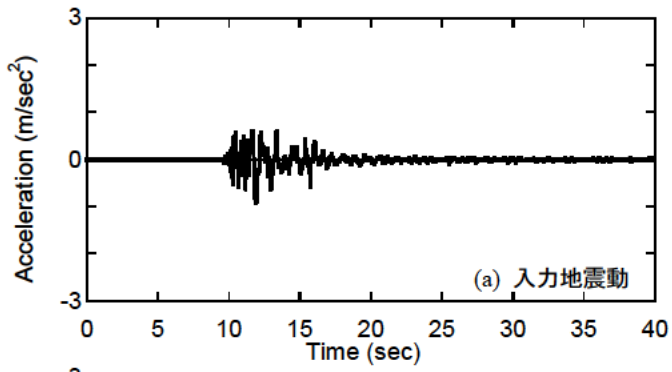
(1) 地震応答と応答周期の変化 (2) フーリエスペクトル
 図-参.3 01C-015x の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



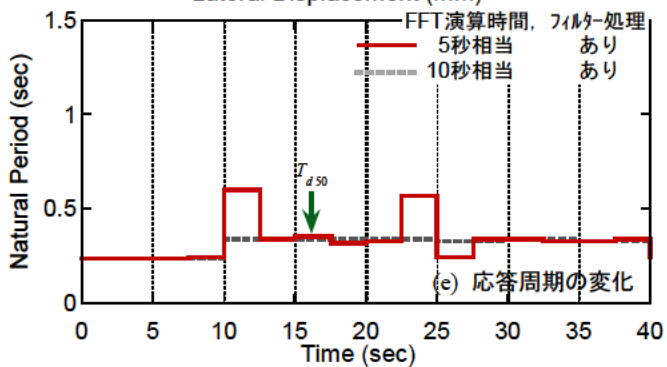
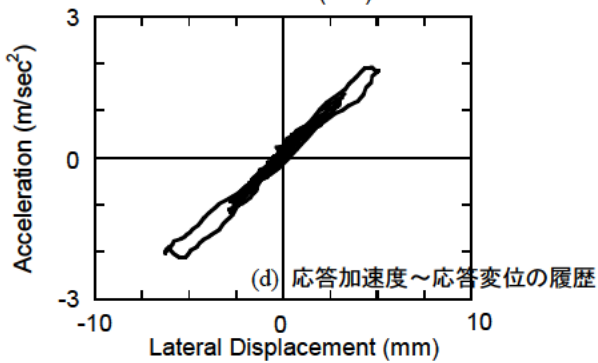
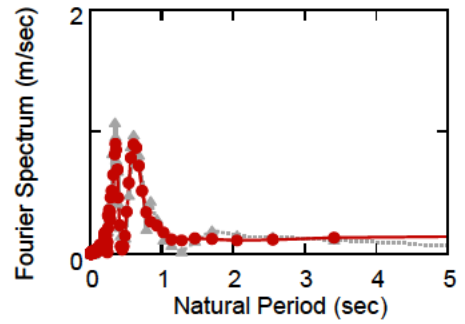
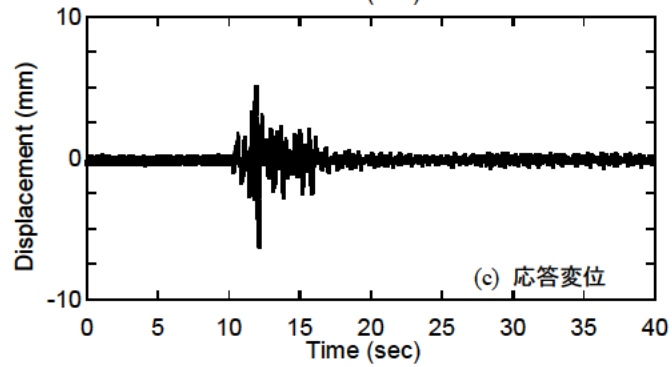
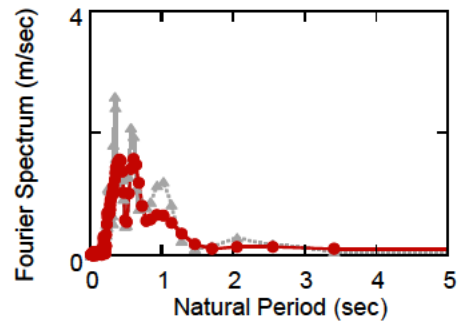
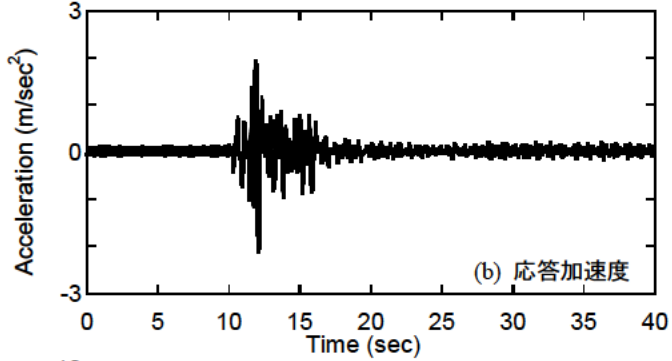
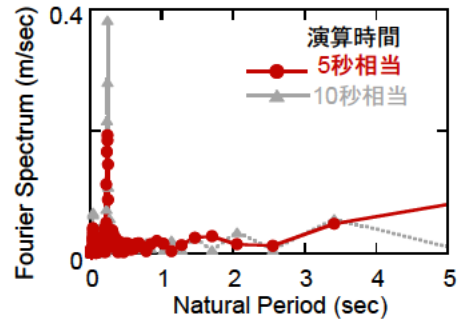
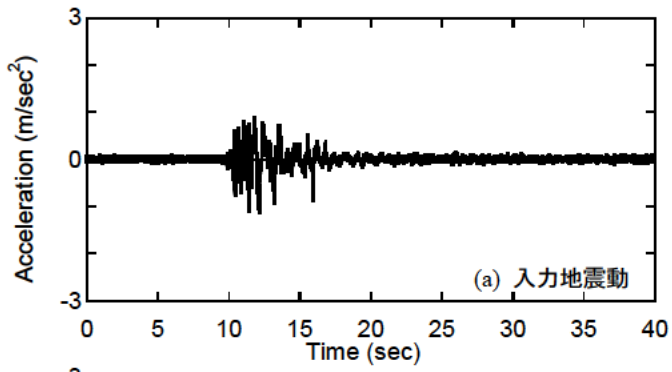
(1) 地震応答と応答周期の変化 (2) フーリエスペクトル
 図-参.4 01C-015y の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



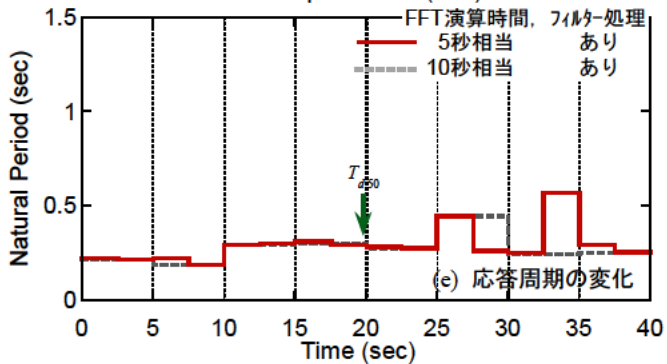
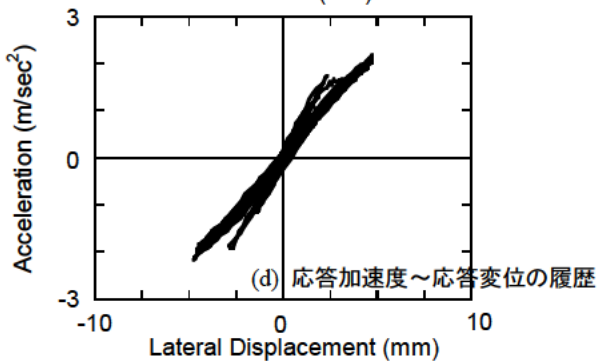
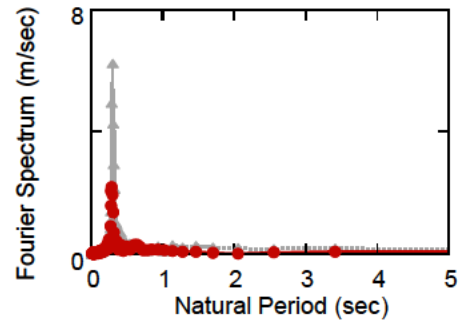
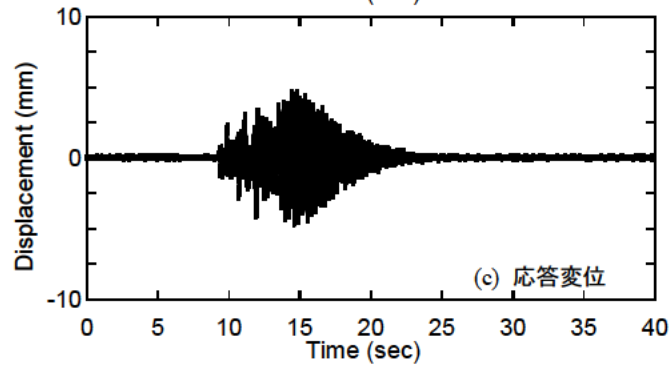
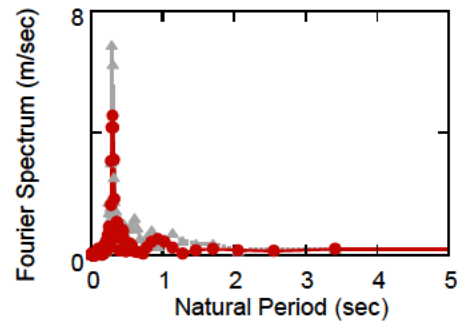
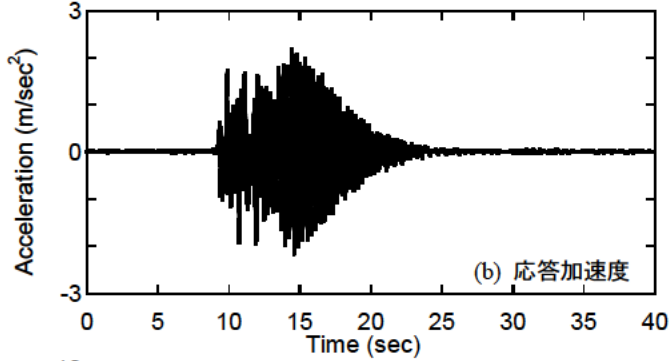
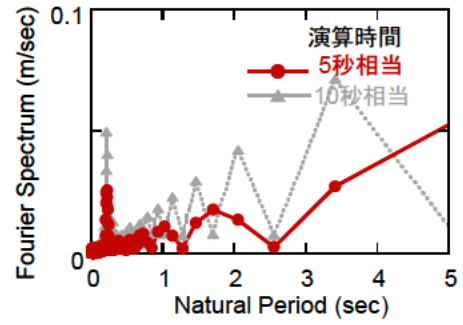
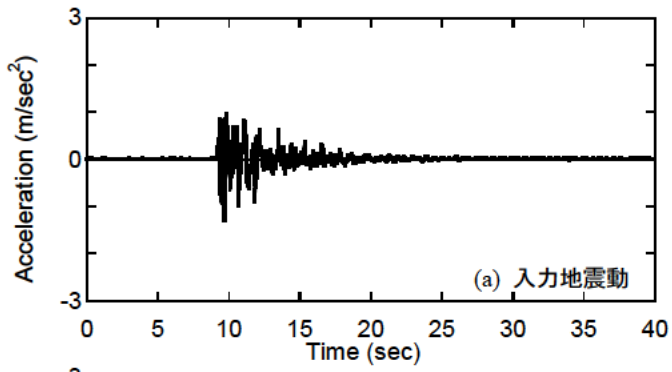
(1) 地震応答と応答周期の変化 (2) フーリエスペクトル
 図-参.5 02R-015x の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



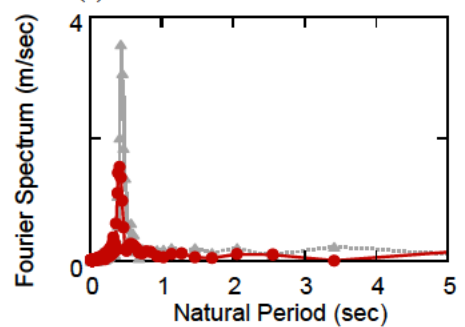
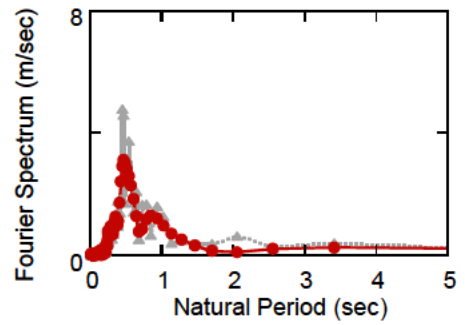
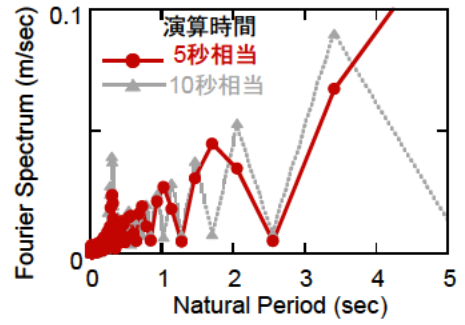
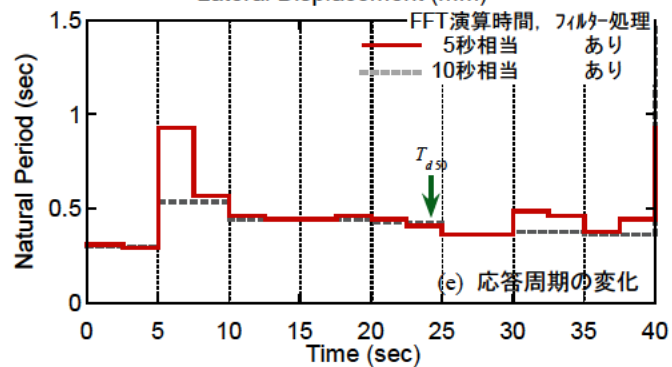
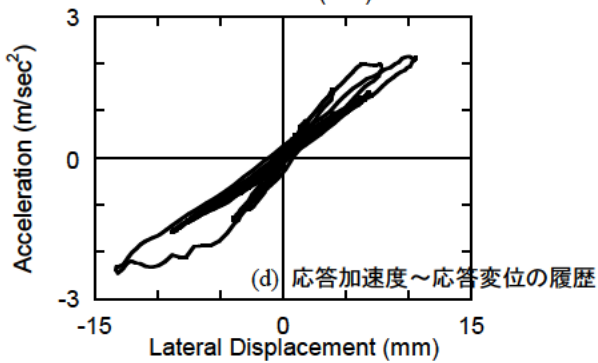
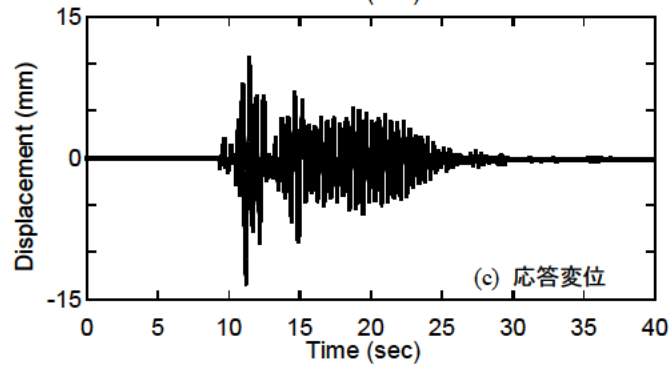
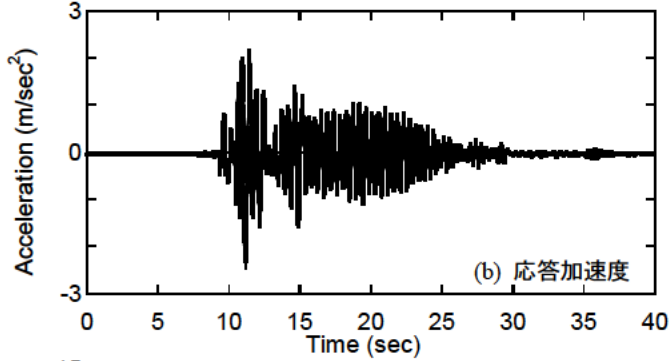
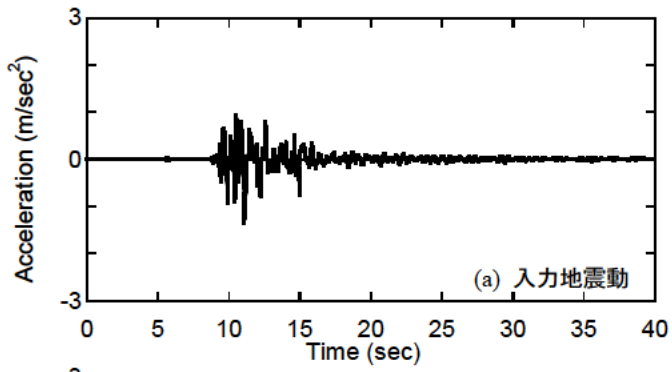
(1) 地震応答と応答周期の変化 (2) フーリエスペクトル
 図-参.6 02R-015yの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



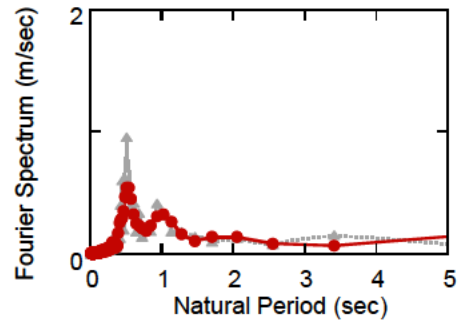
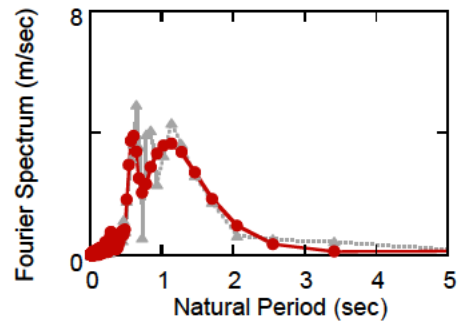
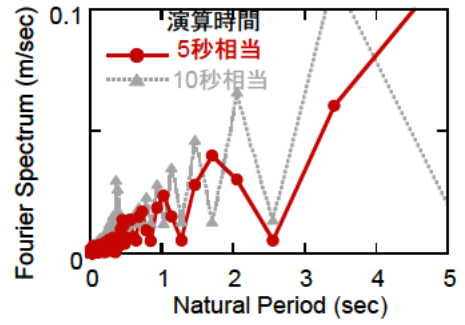
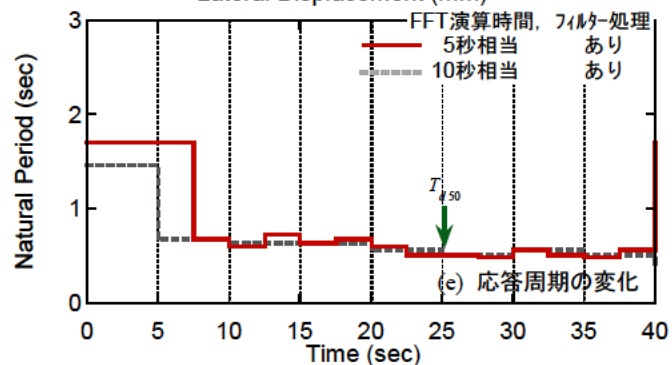
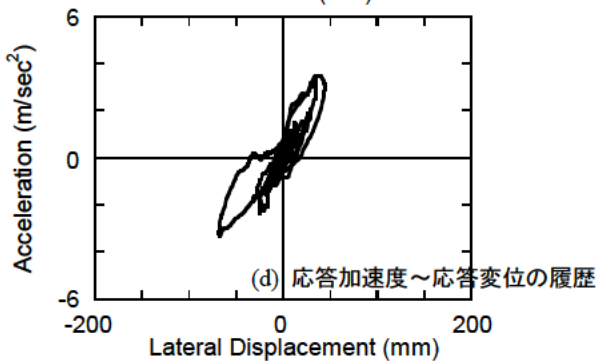
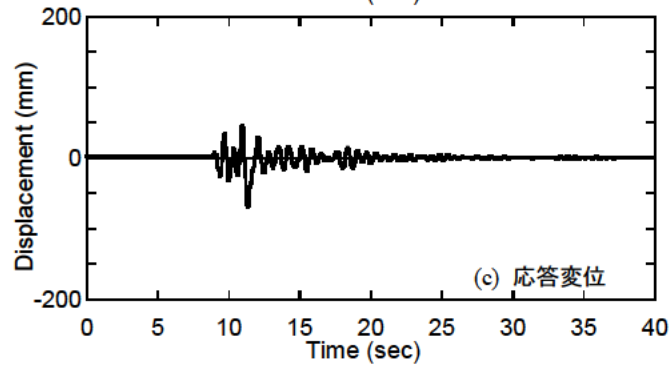
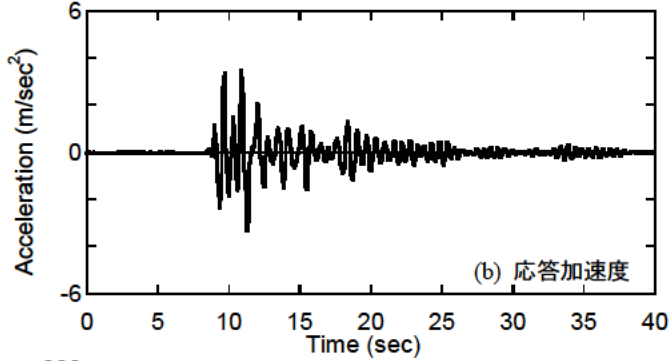
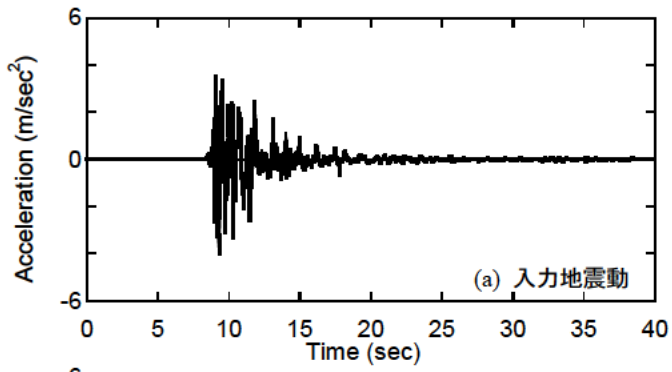
(1) 地震応答と応答周期の変化 (2) フーリエスペクトル
 図-参.7 03R-015の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化 (2) フーリエスペクトル
 図-参.8 04R-015x の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



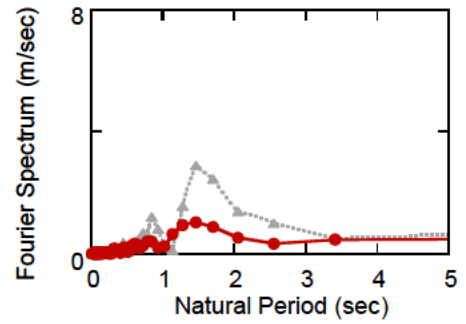
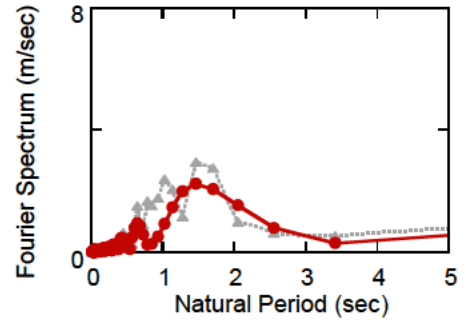
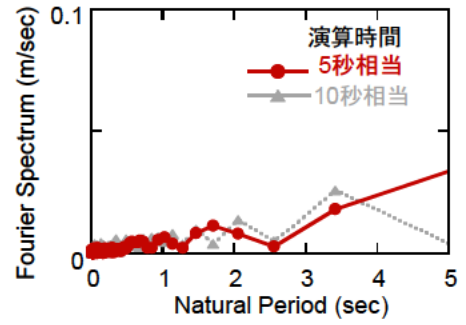
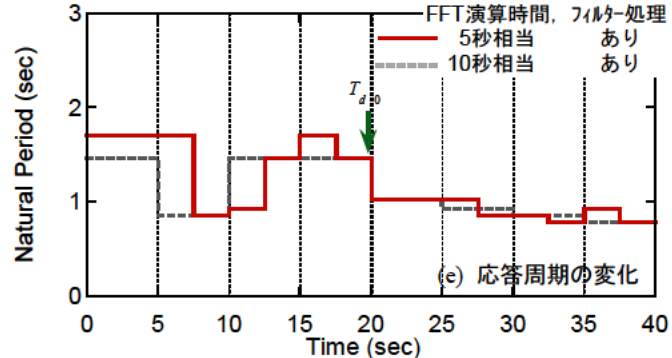
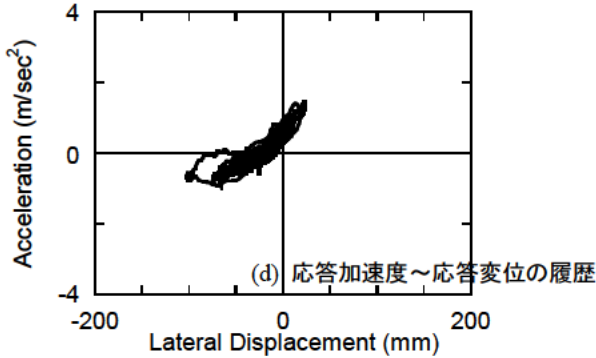
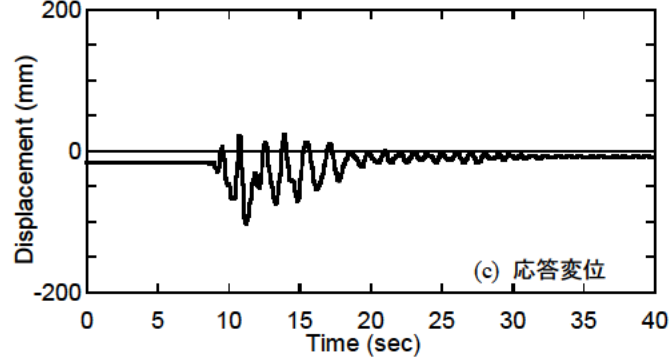
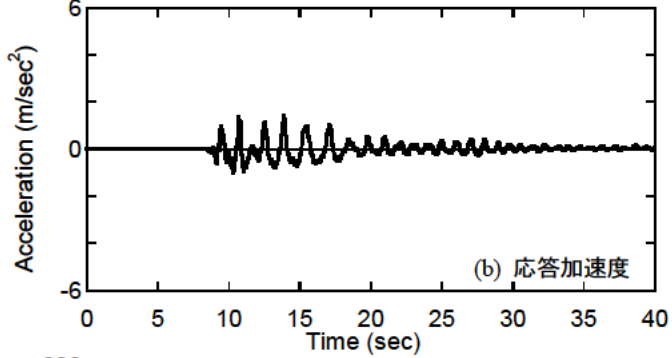
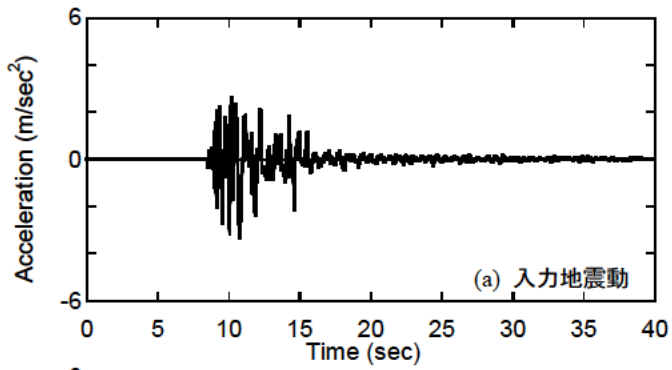
(1) 地震応答と応答周期の変化 (2) フーリエスペクトル
 図-参.9 04R-015y の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

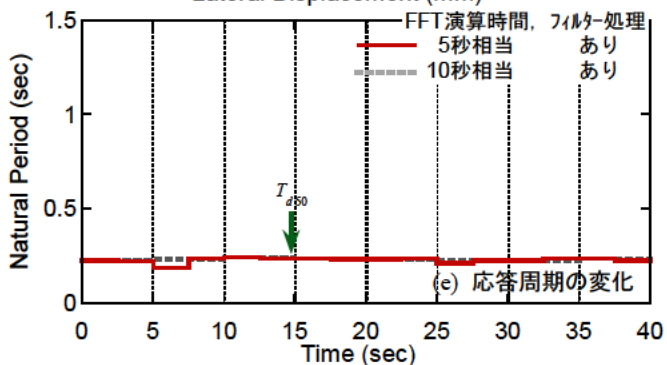
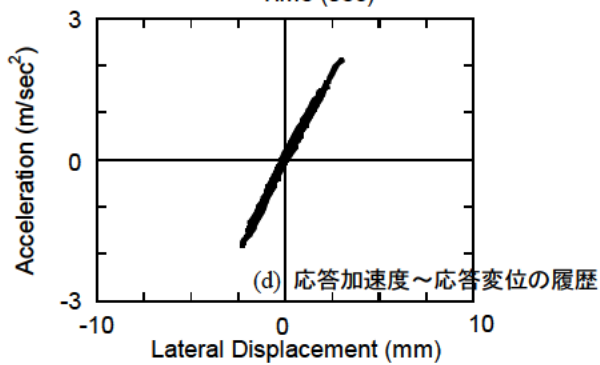
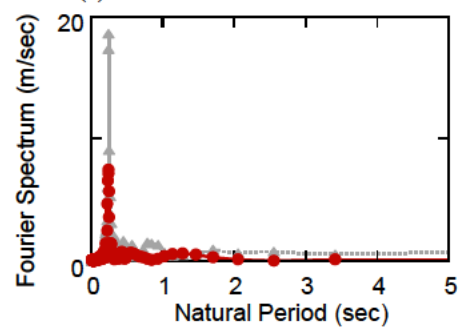
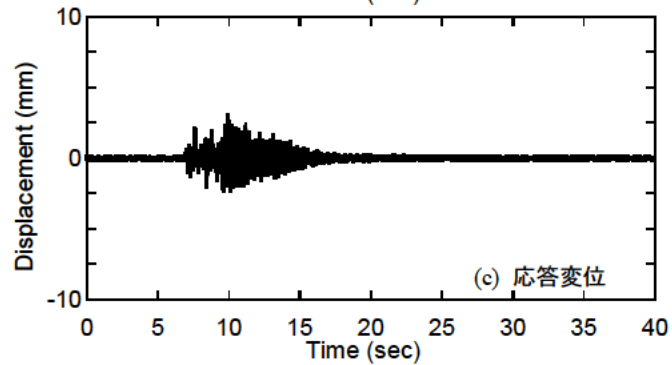
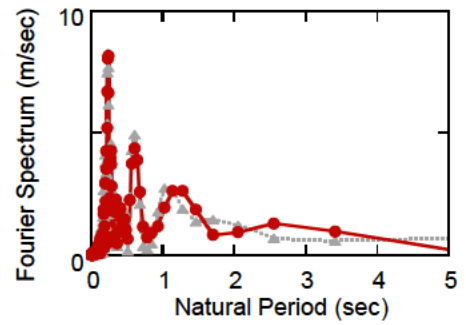
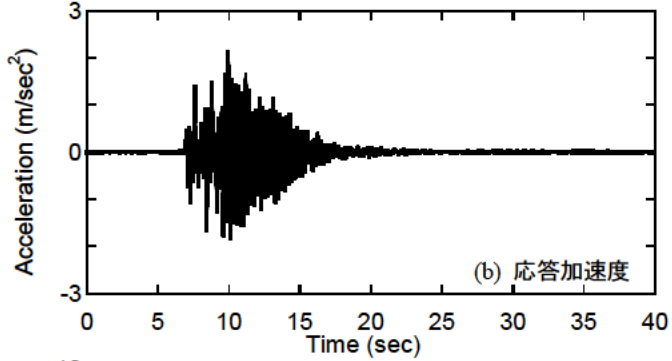
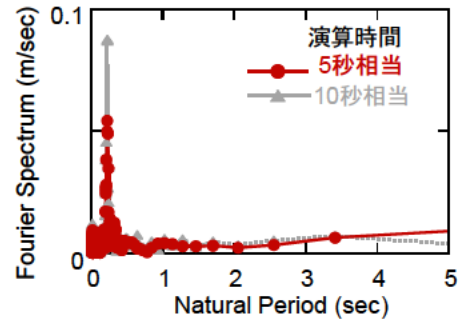
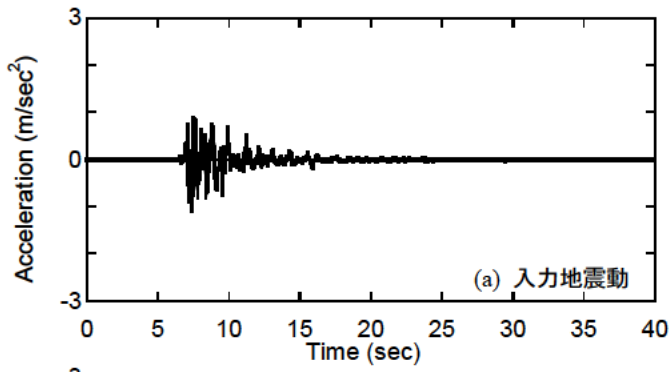
図-参. 10 04R-050xの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

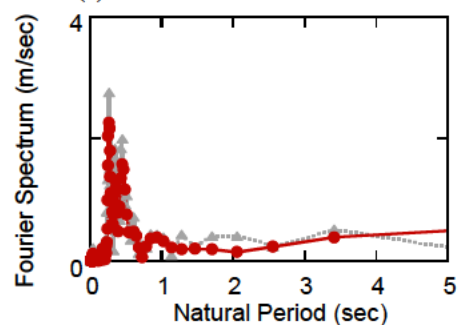
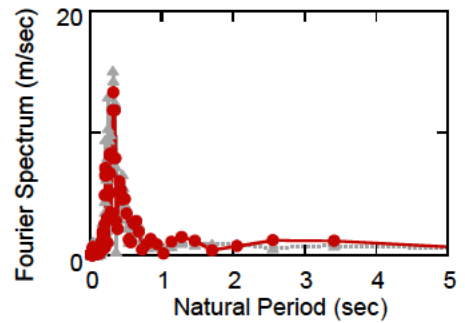
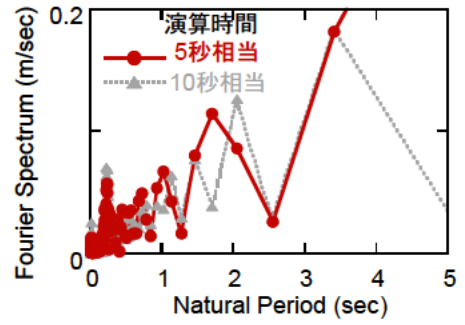
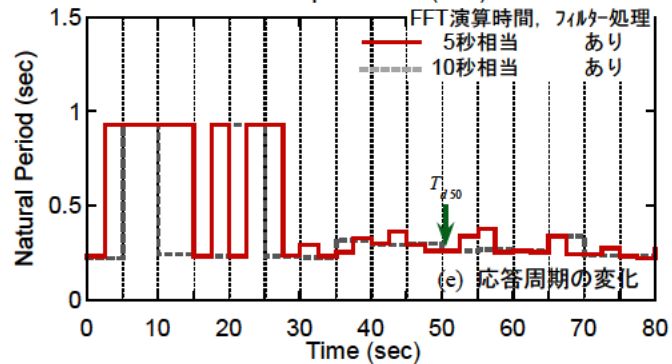
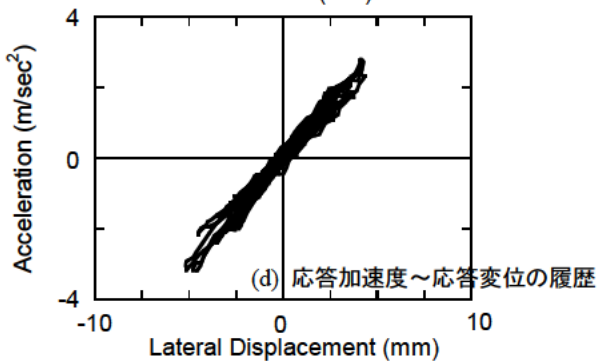
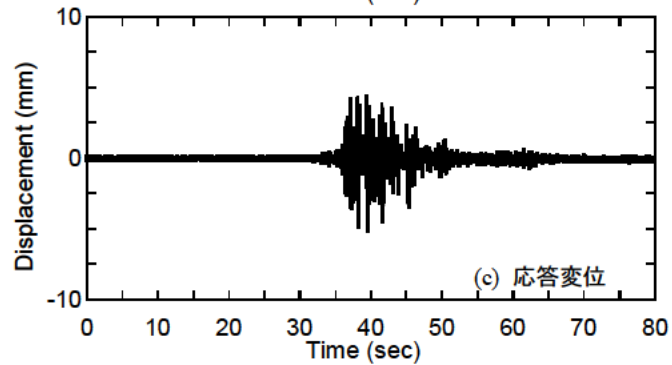
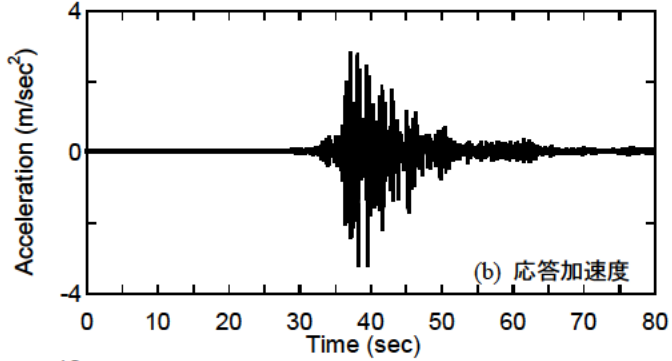
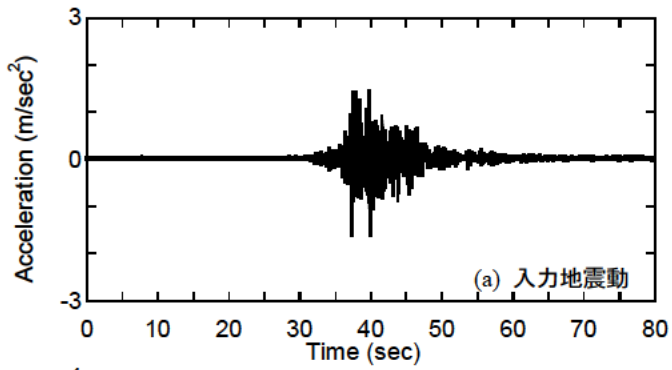
図-参. 11 04R-050yの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

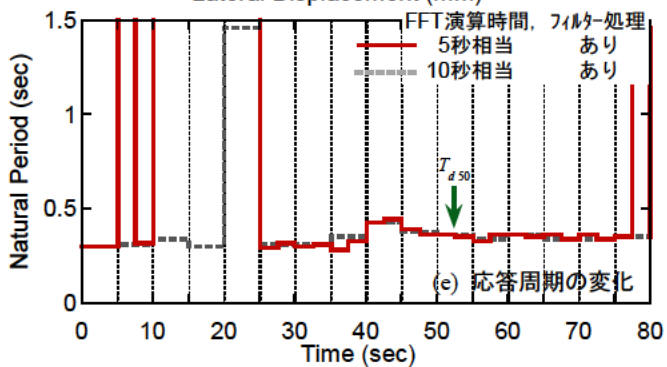
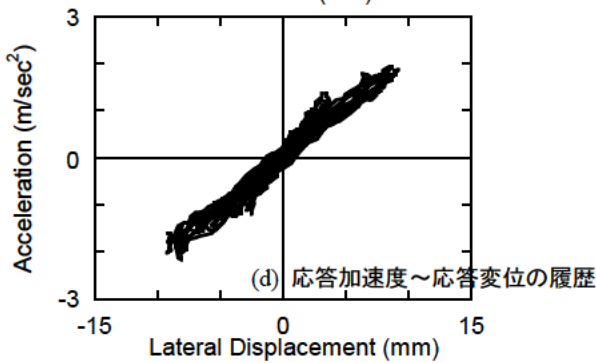
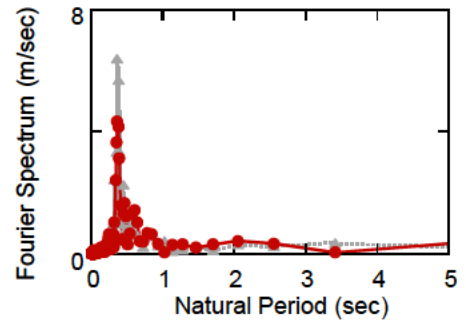
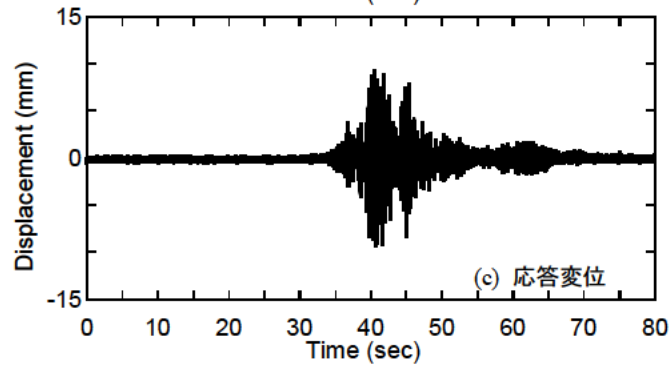
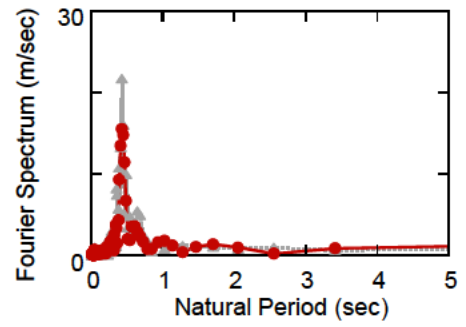
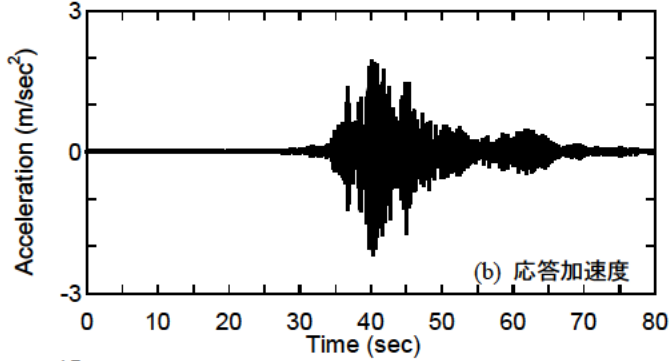
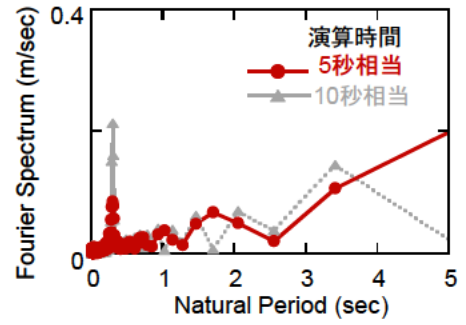
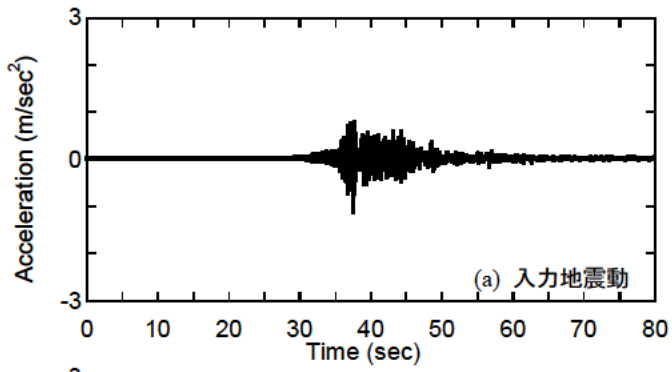
図-参. 12 05R-015-1x の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

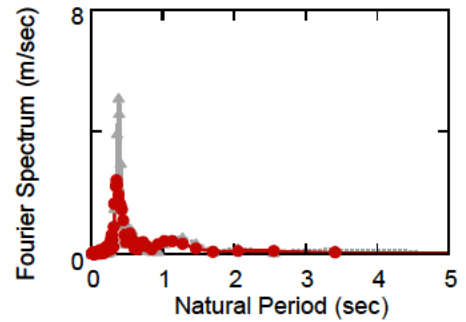
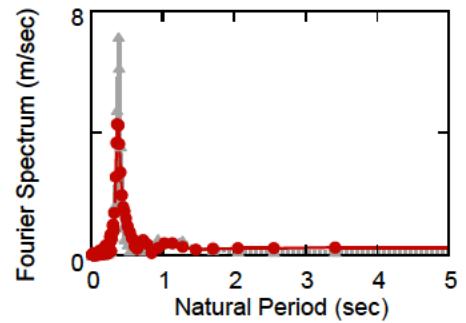
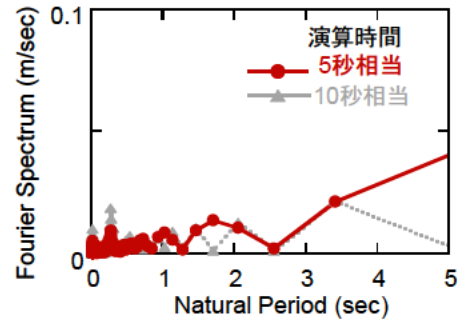
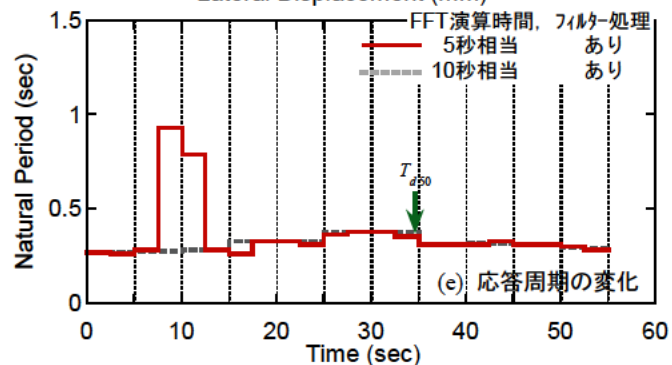
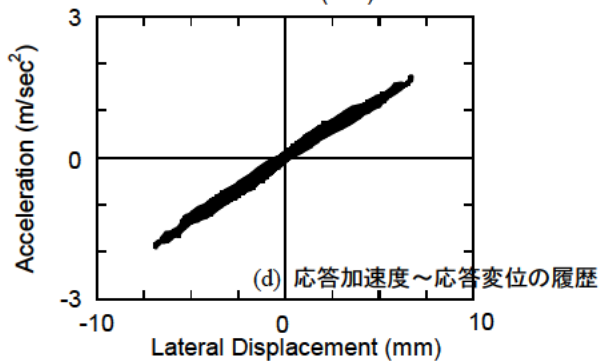
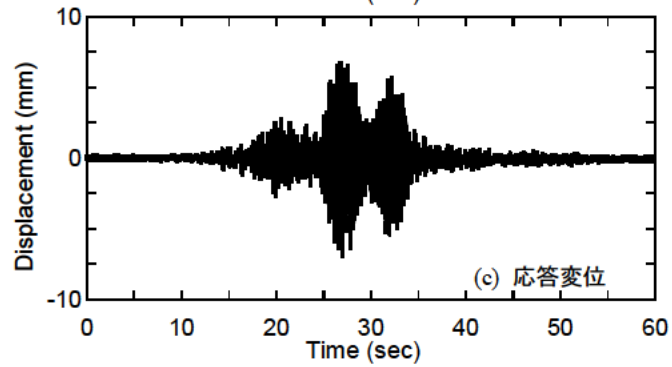
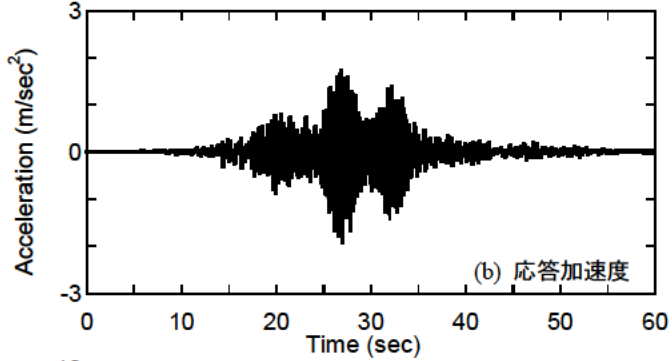
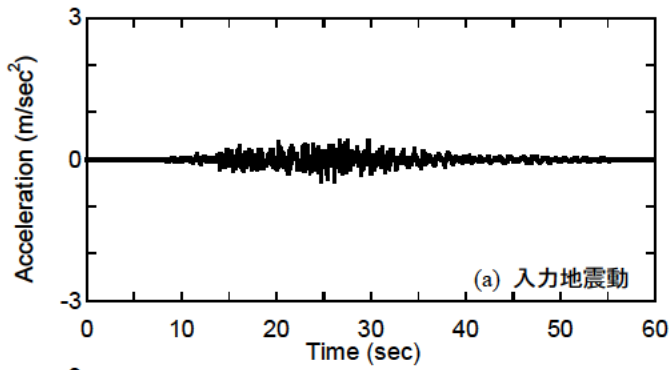
図-参. 13 05R-015-2x の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

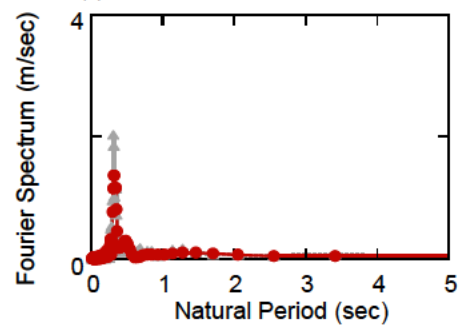
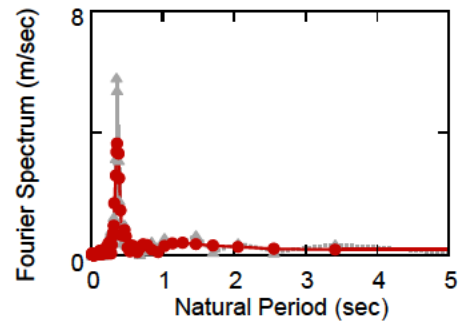
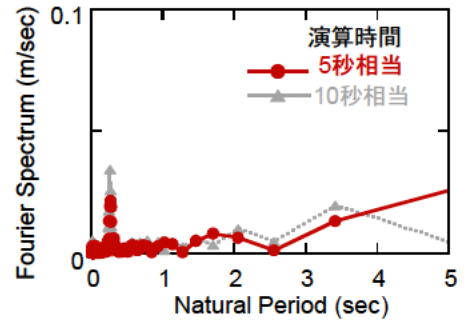
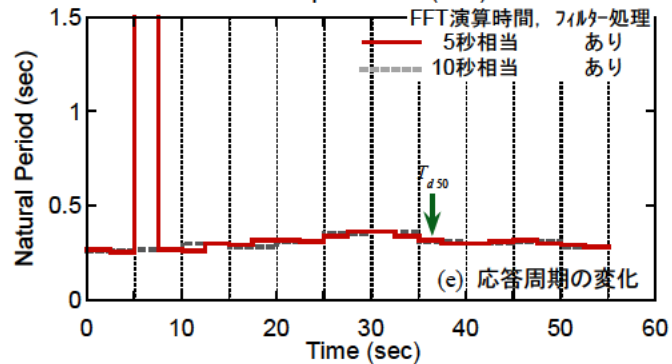
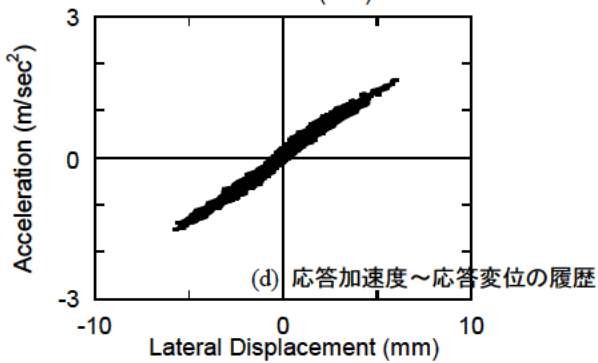
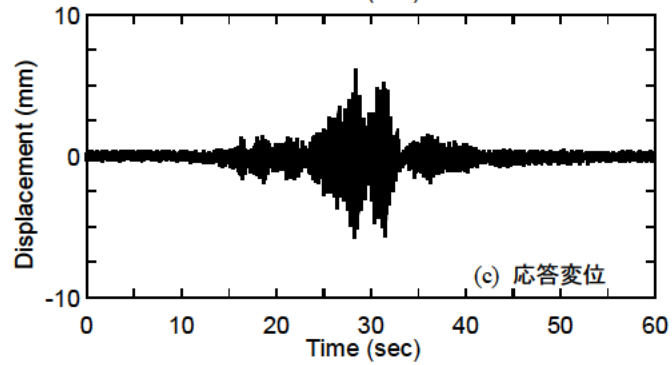
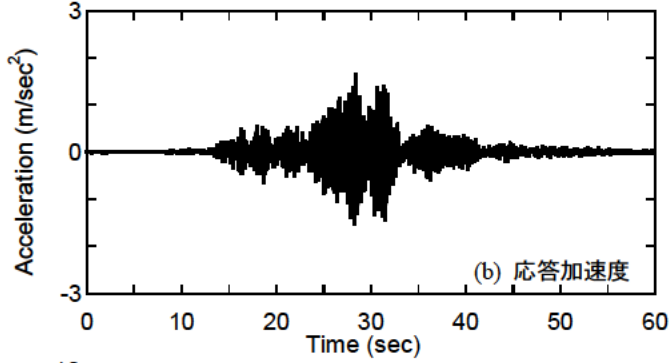
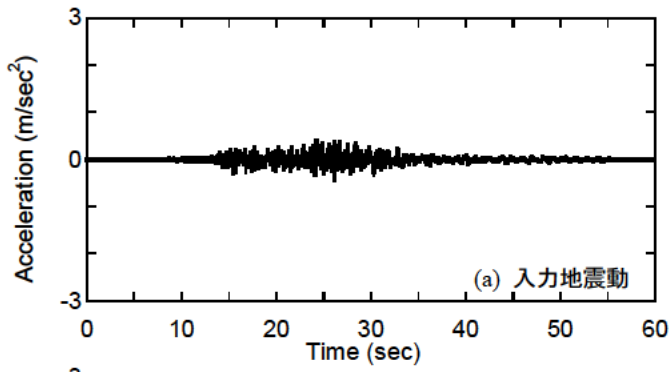
図-参.14 05R-015-2yの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



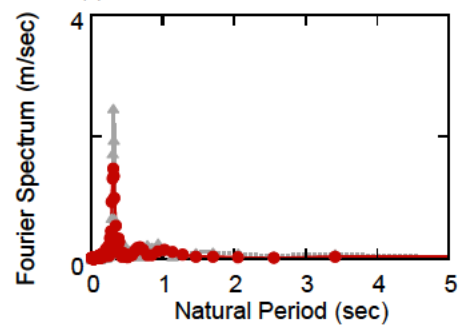
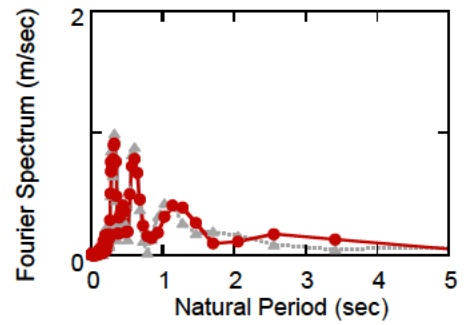
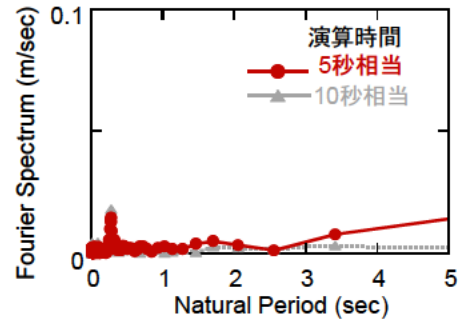
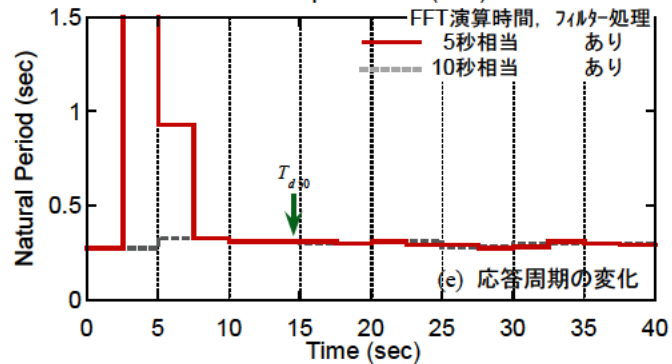
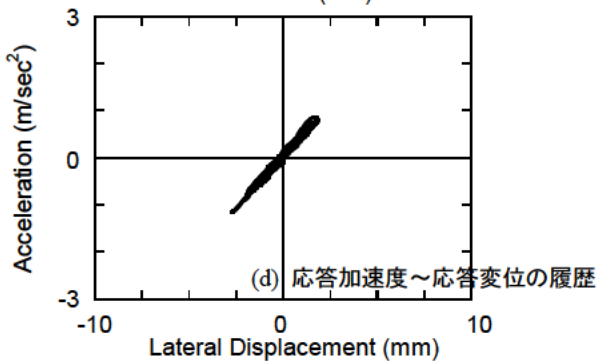
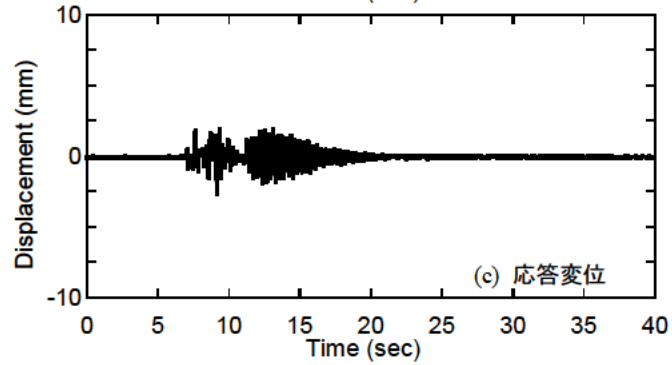
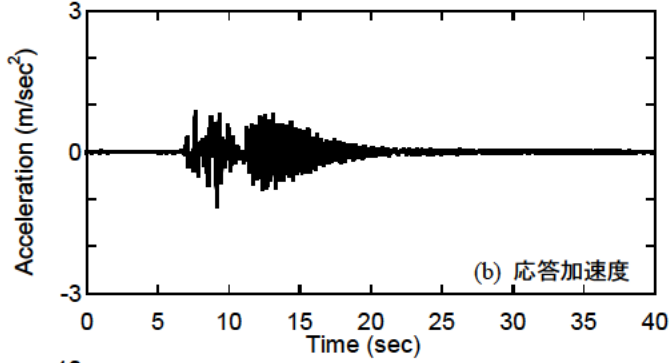
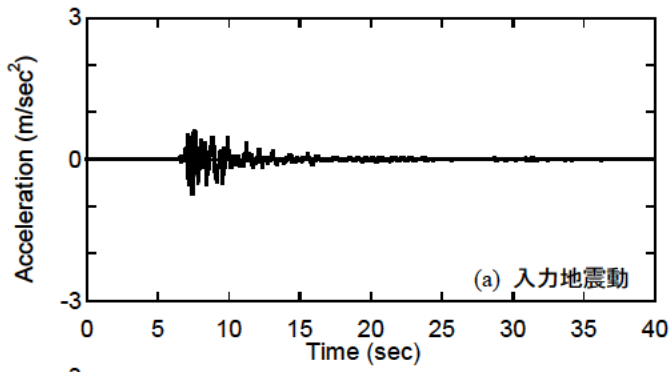
(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

図-参. 15 05C-020xの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



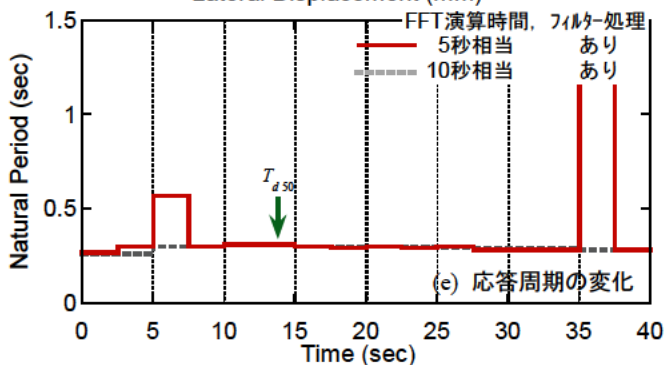
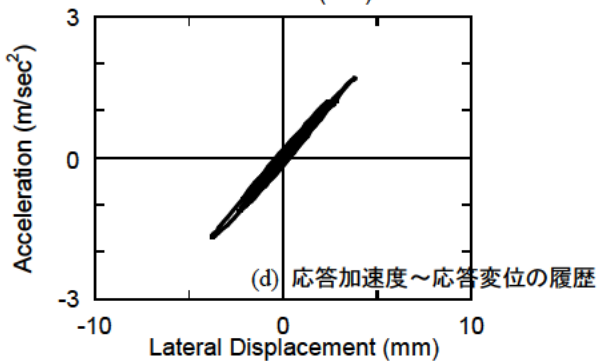
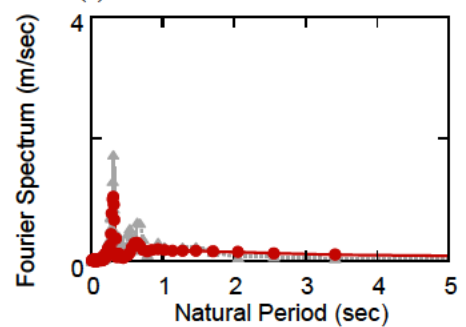
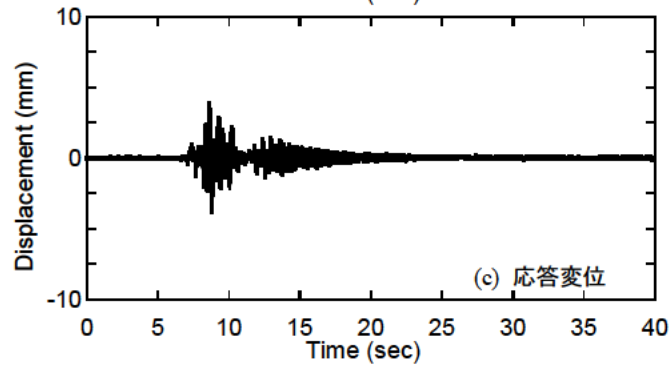
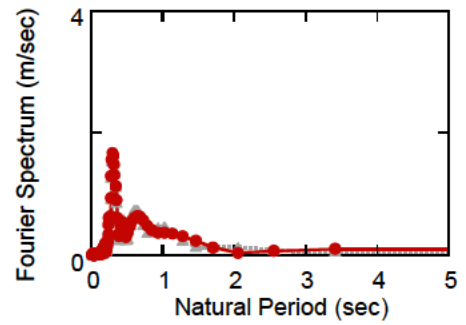
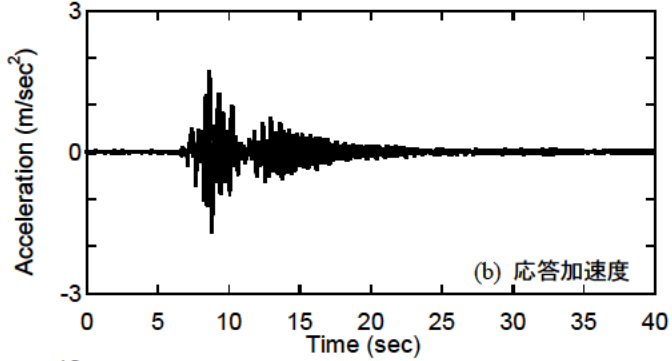
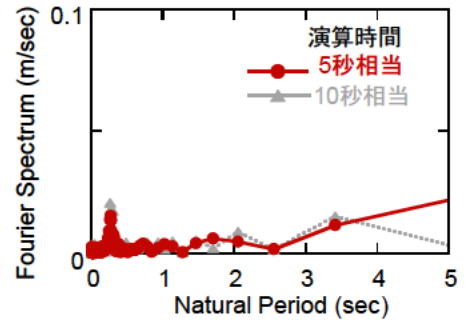
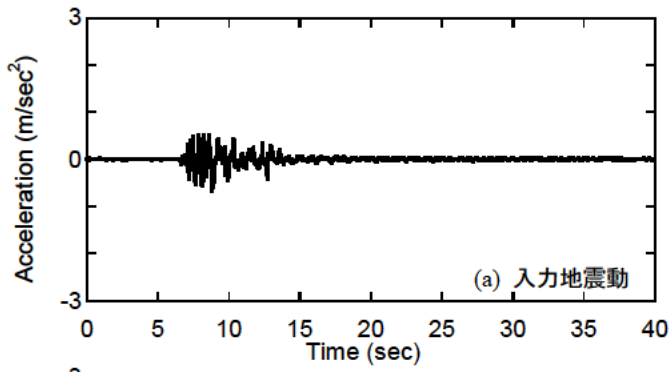
(1) 地震応答と応答周期の変化 (2) フーリエスペクトル
 図-参. 16 05C-020yの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

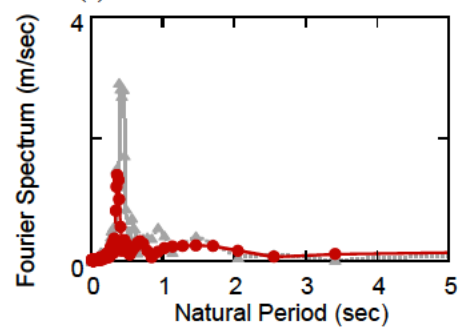
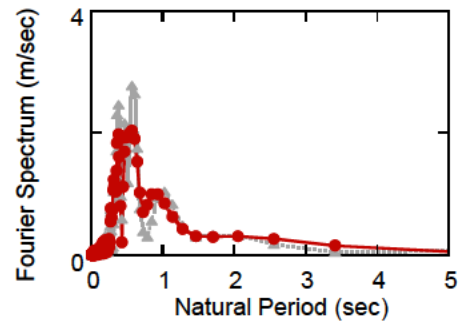
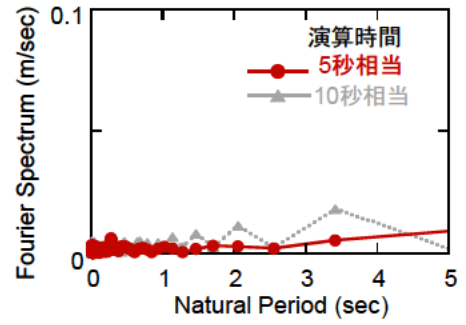
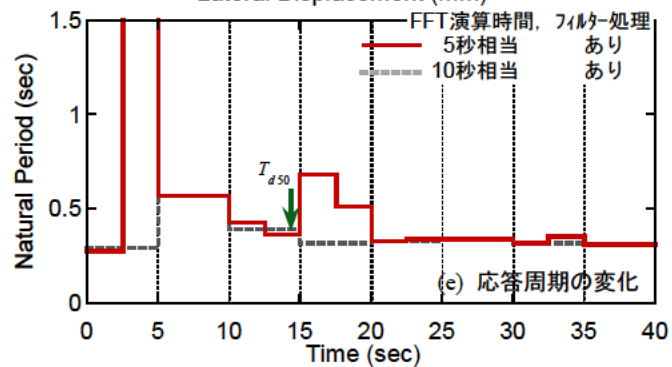
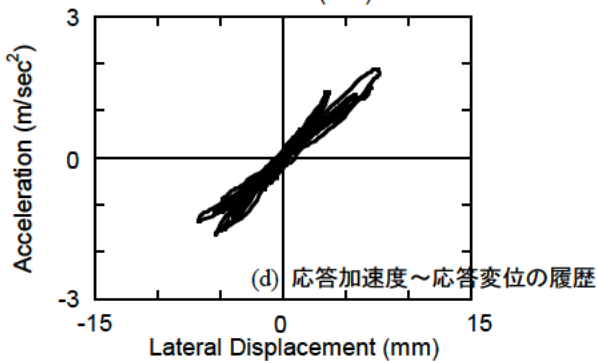
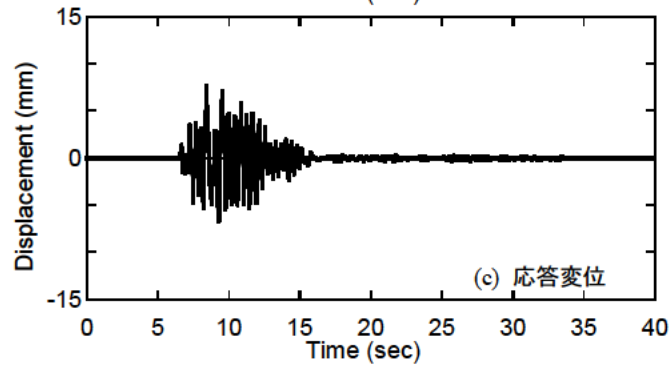
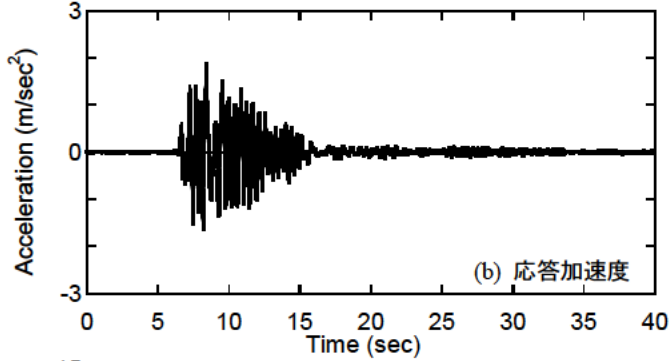
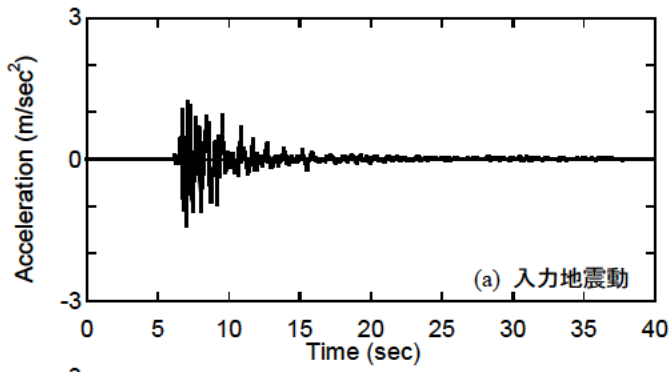
図-参.17 06F-010x の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

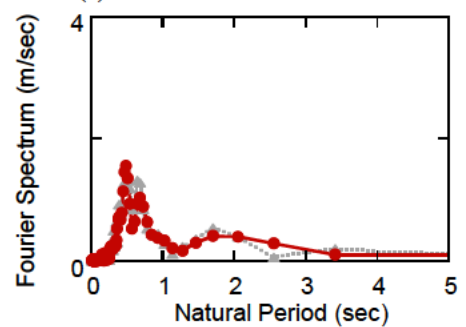
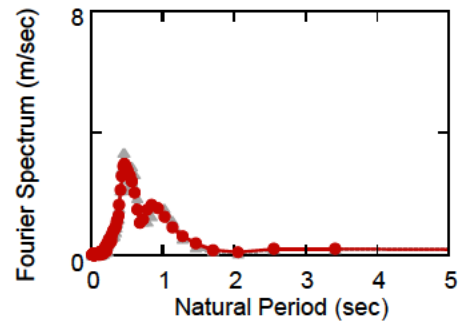
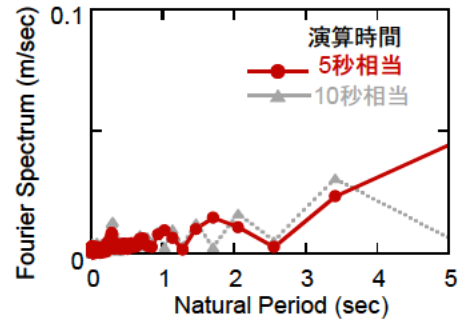
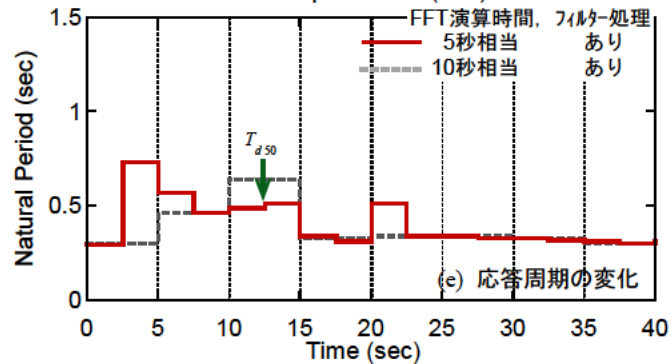
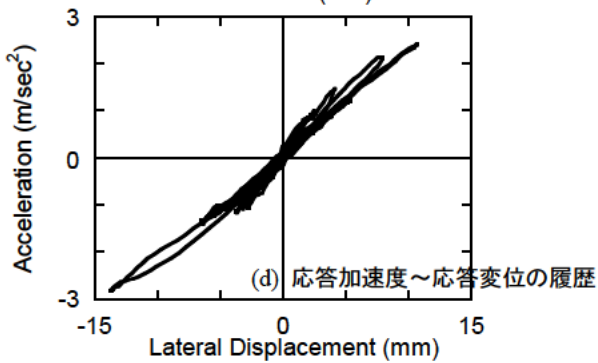
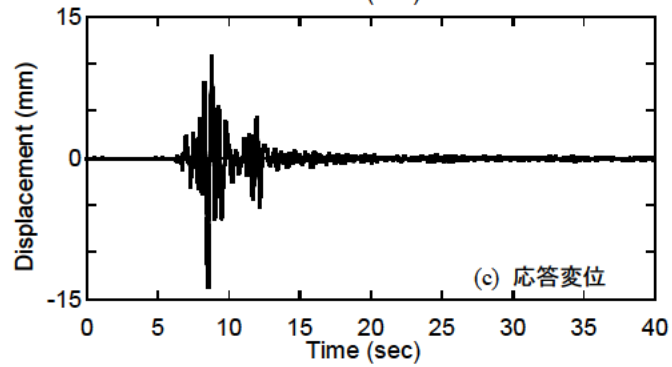
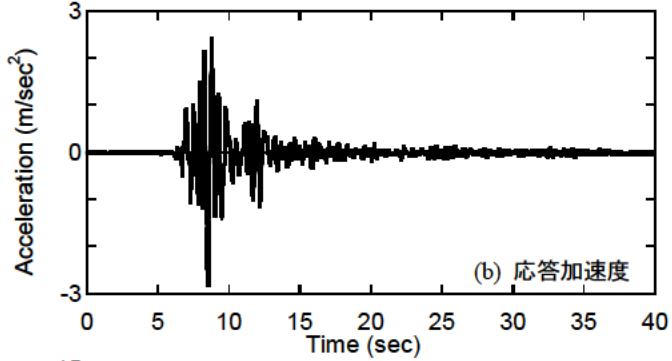
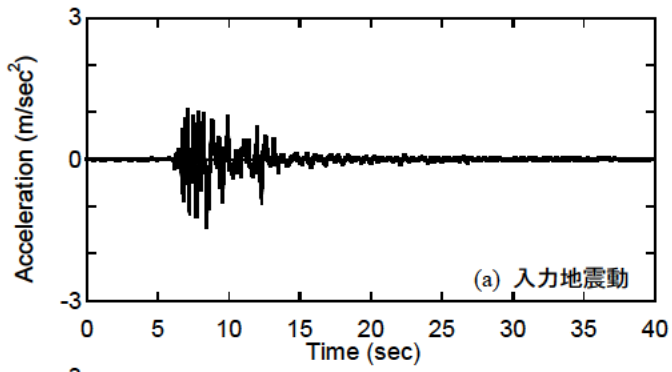
図-参.18 06F-010yの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

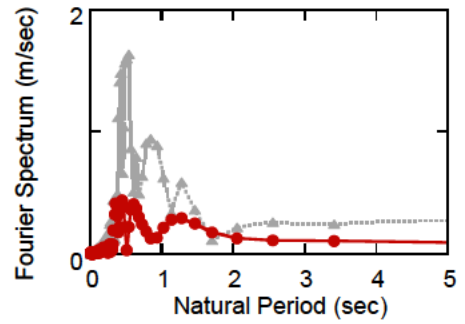
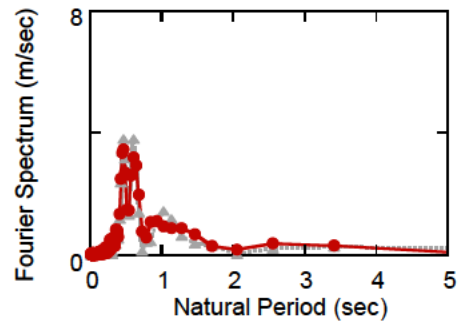
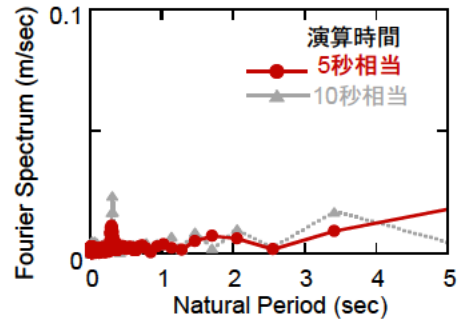
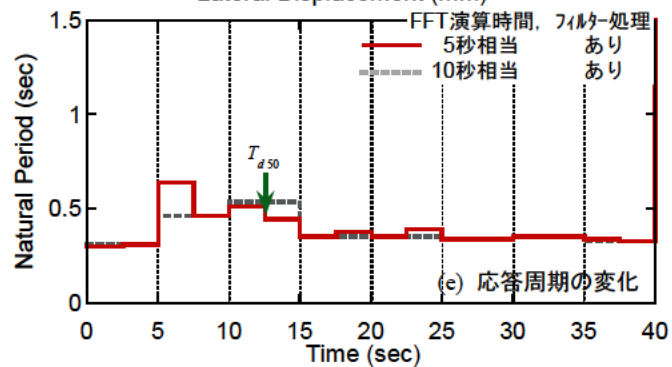
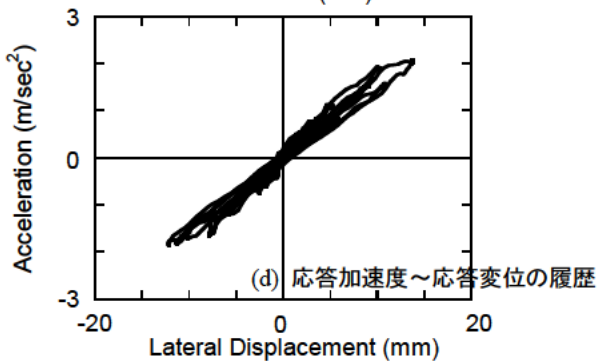
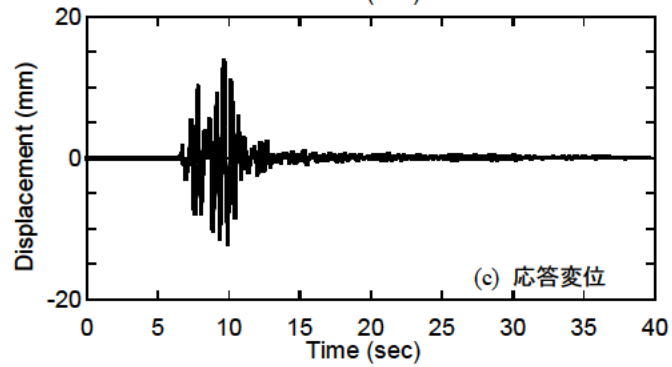
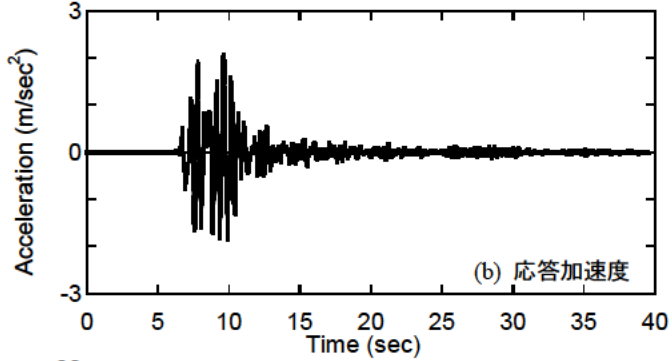
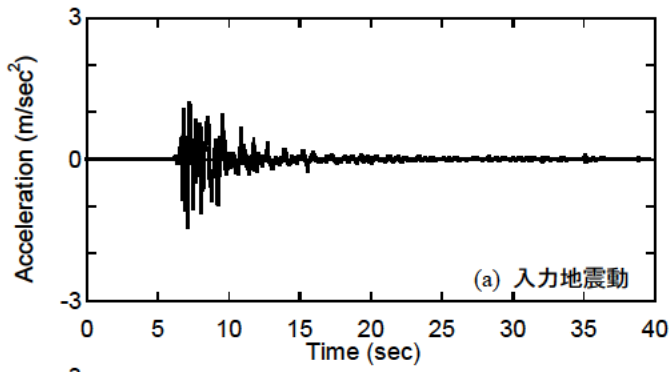
図-参. 19 06F-020Mx の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

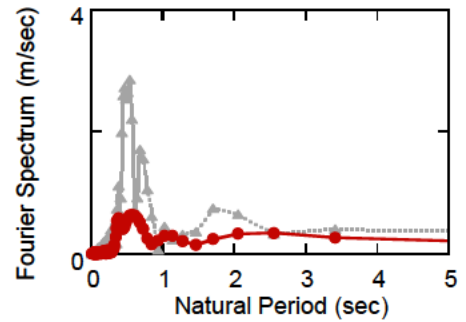
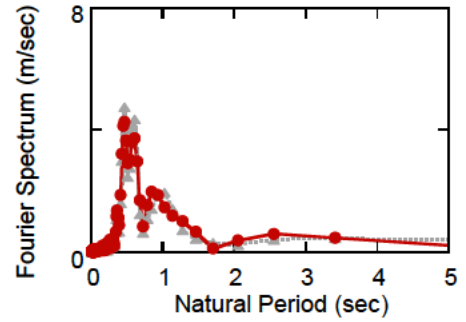
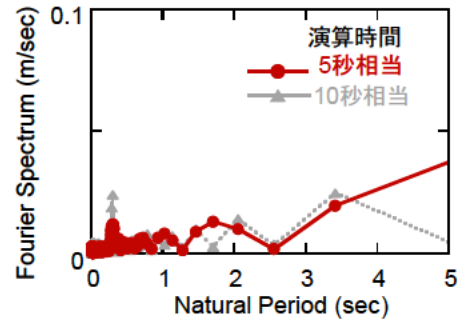
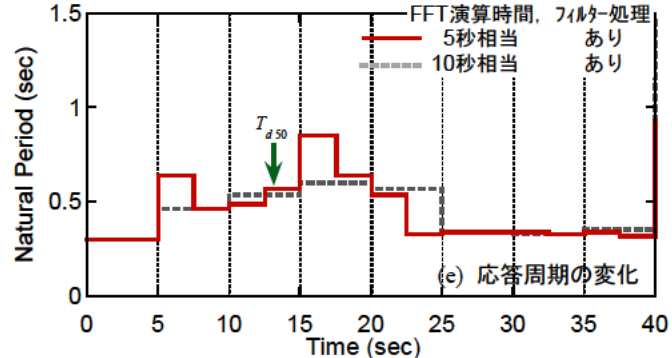
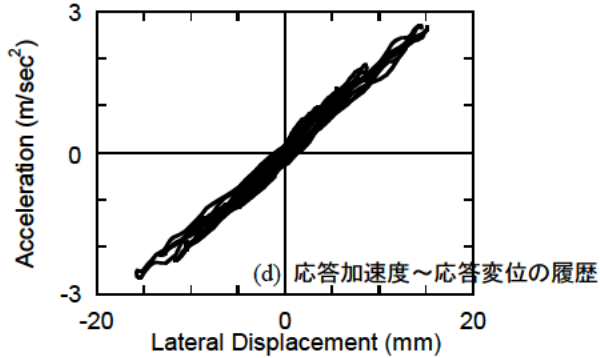
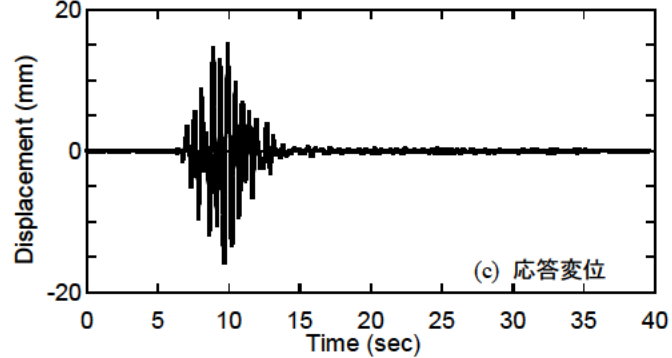
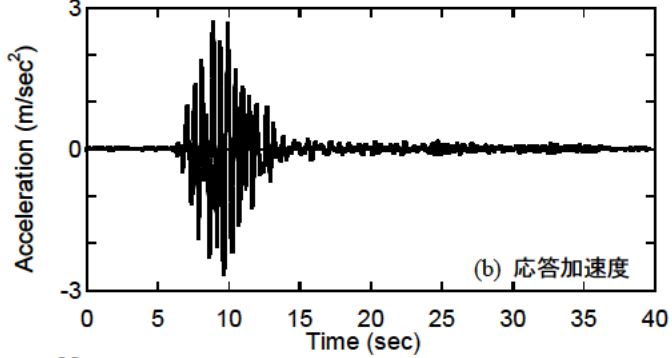
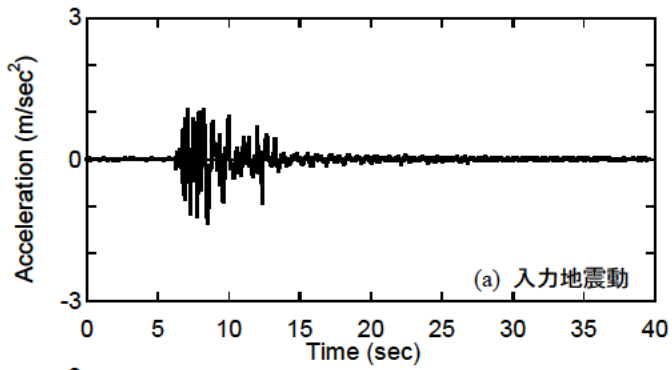
図-参.20 06F-020My の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



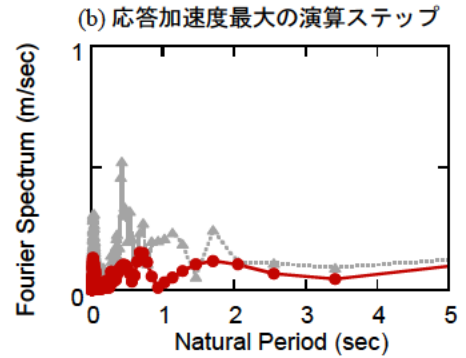
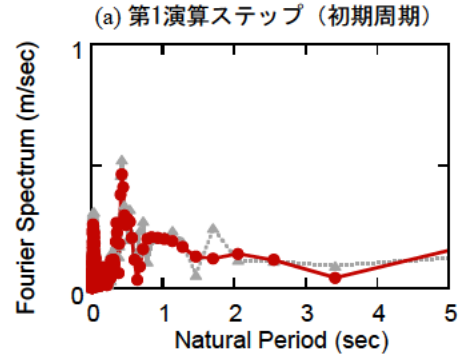
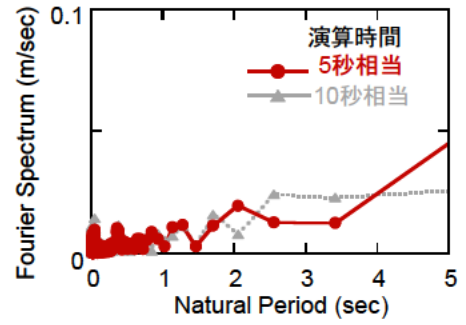
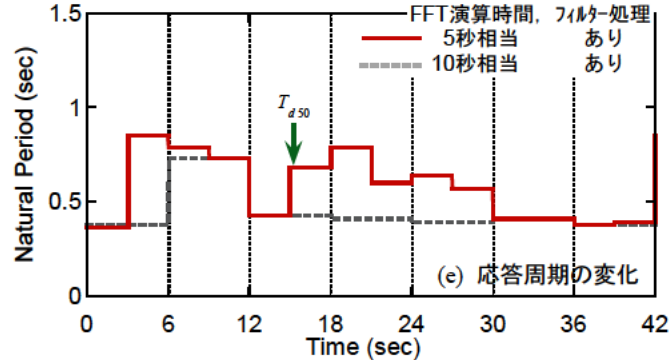
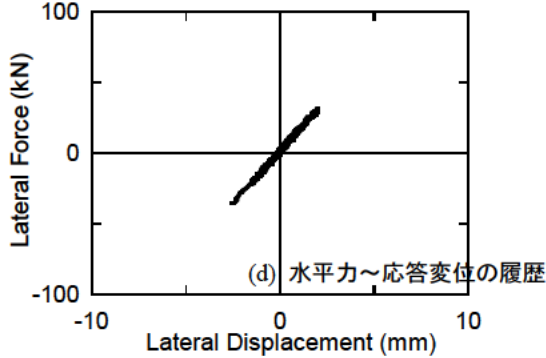
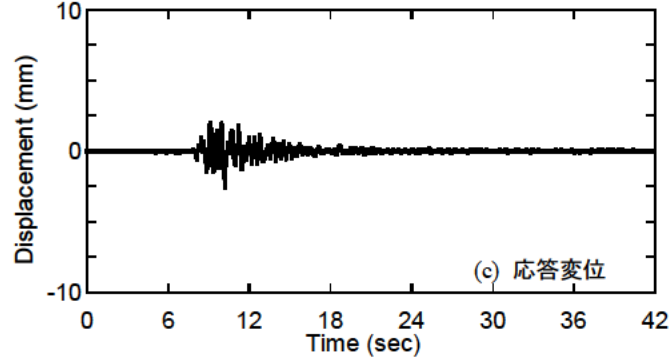
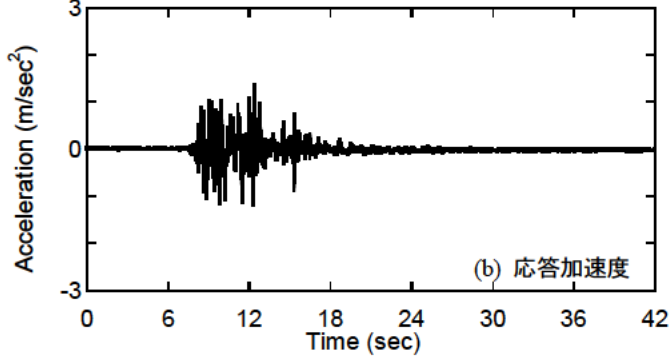
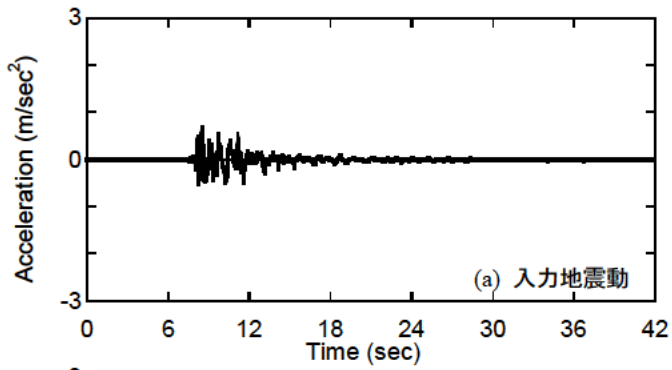
(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

図-参. 21 06F-020Ax の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



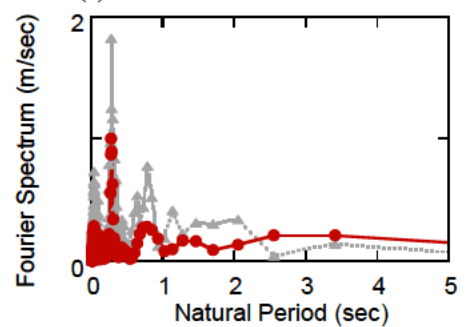
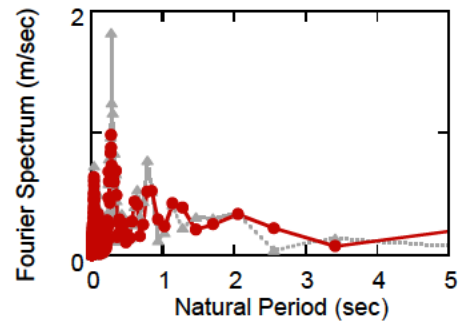
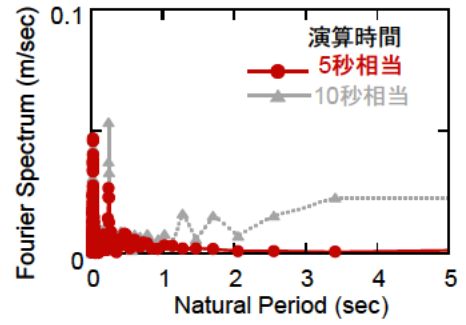
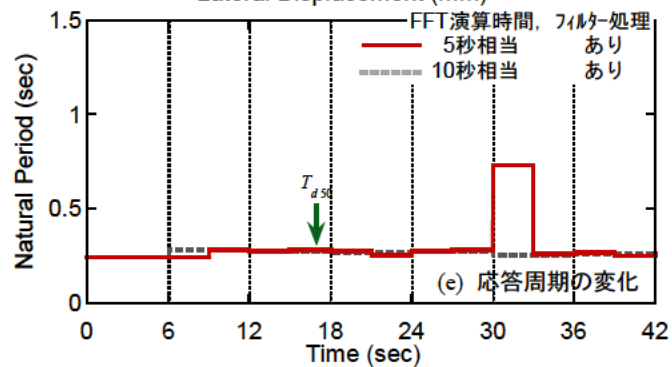
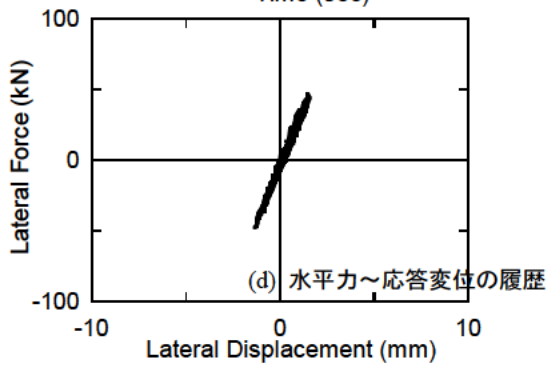
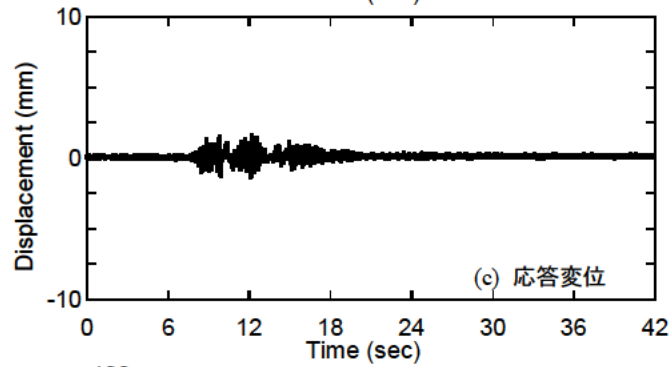
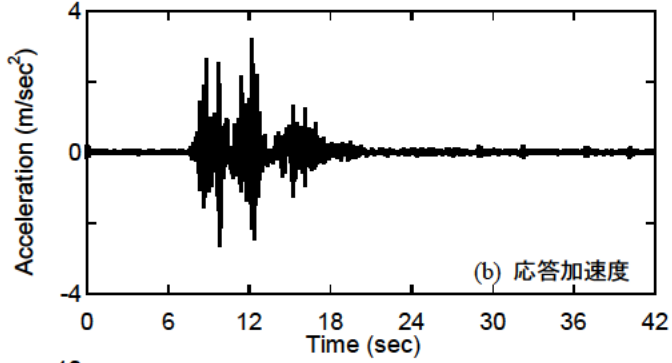
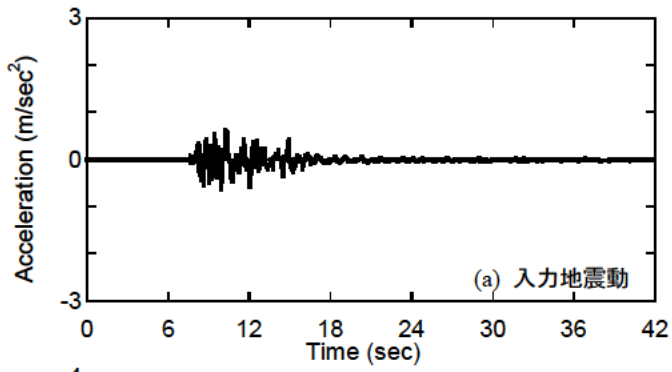
(1) 地震応答と応答周期の変化 (2) フーリエスペクトル
 図-参. 22 06F-020Ay の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

図-参. 23 06ED-010x の地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル



(1) 地震応答と応答周期の変化

(2) フーリエスペクトル

図-参.24 06ED-010yの地震応答, 応答周期の変化とフーリエスペクトル

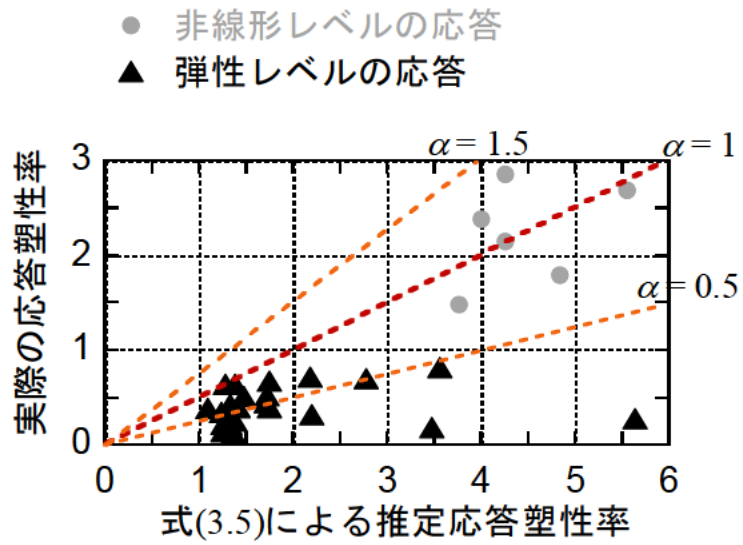


図-参. 25 弾性レベル加震実験結果による実際の応答塑性率と式(3.5)による推定応答塑性率
(非線形レベル加震実験後に行われた 04R-050x, 04R-050y の結果を除く)

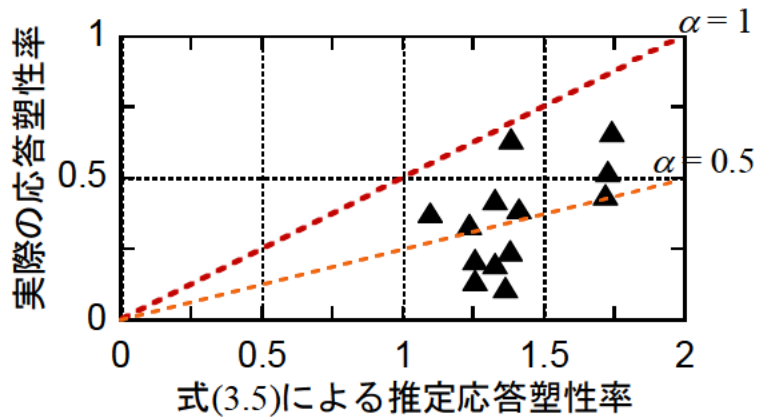


図-参. 26 各橋脚模型の最初の加震として行われた実験ケースに対する提案手法の推定精度

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4135 March 2009

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所 企画部 業務課
〒305 - 8516 茨城県つくば市南原1 - 6 電話029 - 879 - 6754