

マイクロフィルム用資料

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第3561号

土 木 研 究 所 資 料

強震記録に基づく長大吊橋の
地震時減衰特性

平成11年 9月

建設省土木研究所

耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright © 1998 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 Director General of P.W.R.I.

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

強震記録に基づく長大吊橋の 地震時減衰特性

Damping Characteristics of a Long-Span Suspension Bridge Based on Recorded Strong Motions

耐震技術研究センター耐震研究室	室 長	運上 茂樹
耐震技術研究センター耐震研究室	主任研究員	足立 幸郎

要旨

地震時における長大吊橋の減衰特性を把握するために、米国カリフォルニア州ロスアンジェルス市ビンセント・トーマス橋 (Vincent-Thomas) において記録されたウィットティア (Whittier) 地震とノースリッジ (Northridge) 地震における2つの強震記録を用いて、橋梁の減衰定数の推定を行った。減衰定数の推定においては、観測記録から求めたパワースペクトルおよび伝達関数にハーフパワー法を用いて推定する方法、主要動終了後の自由減衰振動波形から推定する方法、および減衰定数を変化させた地震応答解析を行うことによって加速度および変位の最大値を近似させる応答近似法の3つの手法を用いて推定を行った。この結果、推定された減衰定数は概ね1～5%であり、一般に長大吊橋の設計で用いられている減衰定数2%に近い数値が得られた。

キーワード： 長大吊橋、減衰特性、Vincent-Thomas 橋、Whittier 地震、Northridge 地震

目 次

1.	はじめに.....	1
2.	ビンセント・トーマス橋の概要と記録地震波	2
2. 1.	ビンセント・トーマス橋	2
2. 2.	ウィッティア(Whittier)地震の概要	5
2. 3.	ノースリッジ(Northridge)地震の概要	5
2. 4.	強震記録の特徴	6
3.	減衰特性の推定	17
3. 1.	減衰定数の推定方法	17
3. 2.	観測記録による減衰特性の推定	18
3. 2. 1.	ハーフパワー法による減衰特性の推定	18
3. 2. 2.	自由減衰振動波形からの減衰特性の推定	32
3. 2. 3.	減衰定数の推定結果のまとめ	35
3. 3.	地震応答解析(応答近似法)による減衰特性の推定	39
4.	おわりに	88
	謝辞	89
	参考文献	90
	付属資料	91
I.	各観測位置において記録された加速度記録および変位記録	92
II.	各観測波のフーリエスペクトル	117

1. はじめに

長大吊橋の上部構造系の耐震設計では、吊橋系の減衰定数に大きな不確定性が存在する。一般に耐震設計では2%程度の減衰定数を用いることが多いが、実橋の振動実験を整理した場合、これよりも小さい減衰定数が得られる場合が多い¹⁾。減衰定数は長大吊橋上部構造系の地震時の応答および下部構造に伝達される断面力等に大きな影響を及ぼすものであるため、これを十分に検討しておく必要がある。

ここでは、大規模吊橋の上部構造が実際の地震時にどの程度の減衰性能を有しているかを検討するために、1987年10月1日ウィットティア地震(Whittier Earthquake, $M_L=5.9$)および1994年1月17日ノースリッジ地震(Northridge Earthquake, $M_L=6.8$)と2種類の地震観測が得られている米国カリフォルニア州ロングビーチにあるビンセント・トーマス(Vincent-Thomas)橋²⁻⁵⁾を対象に減衰特性の解析を行った。

観測記録から吊橋の減衰定数を把握する手法は必ずしも確立されたものがないため、ここでは観測加速度記録から求めたパワースペクトルおよび伝達関数からハーフパワー法により減衰定数を推定する手法、主要動終了後の観測自由減衰振動波形から減衰定数を推定する手法、および減衰定数をパラメータとした時刻歴応答解析により最大応答加速度および最大応答変位を近似することによって減衰定数を同定する応答近似法の3つの方法を用いて推定した。

2. ビンセント・トーマス橋の概要と記録地震波

2. 1. ビンセント・トーマス橋

解析対象としたビンセント・トーマス橋は、カリフォルニア州ロスアンゼルス市の南方のロングビーチにおいてS-47（州道47号）がターミナル島に渡る位置に架設されている吊橋（有料道路）である。本橋は、図-2. 1に示すように橋長 766m の吊橋であり、中央径間長は 457m、両径間長は 154m である。1959 年に設計され、1964 年に竣工した。主桁は鋼製トラス構造、床版には軽量コンクリートが用いられ、非合成構造となっている。幅員は 15.6m で 4 車線を有する。主塔は 5 段の補剛横梁を有する鋼製構造であり、基礎は杭基礎である。本橋では、図-2. 2、図-2. 3に示すように主桁、主塔、基礎、地盤上等に合計 26 個の強震計が取り付けられている。

本橋は、ウィットティア地震およびノースリッジ地震という二度の大きな地震を経験しており、長大吊橋の減衰特性を検討する上で貴重な記録が得られている^{6) - 8)}。なお、本橋と両地震の震央および周辺の断層との位置関係を図-2. 4に示す。

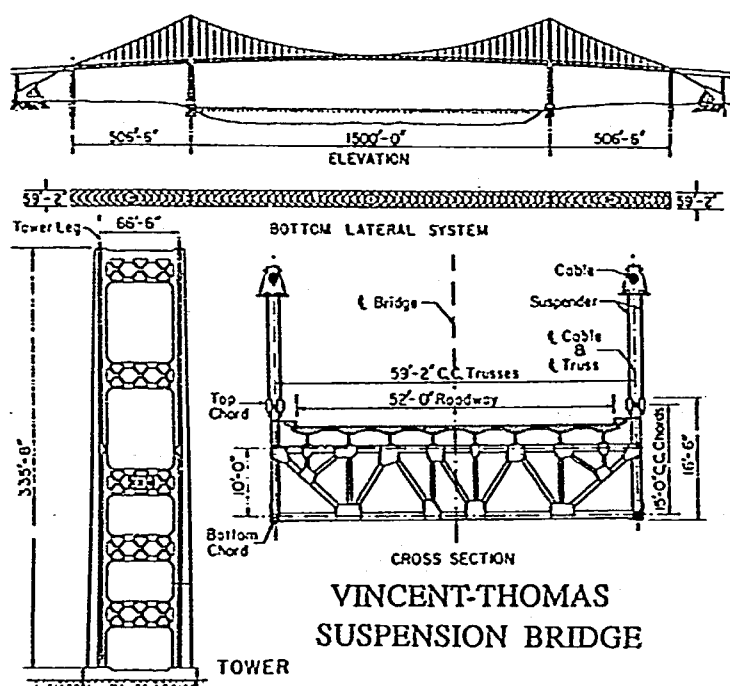


図-2. 1 ビンセント・トーマス橋の一般図²⁾

VINCENT-THOMAS SUSPENSION BRIDGE
SAN PEDRO - LOS ANGELES HARBOR

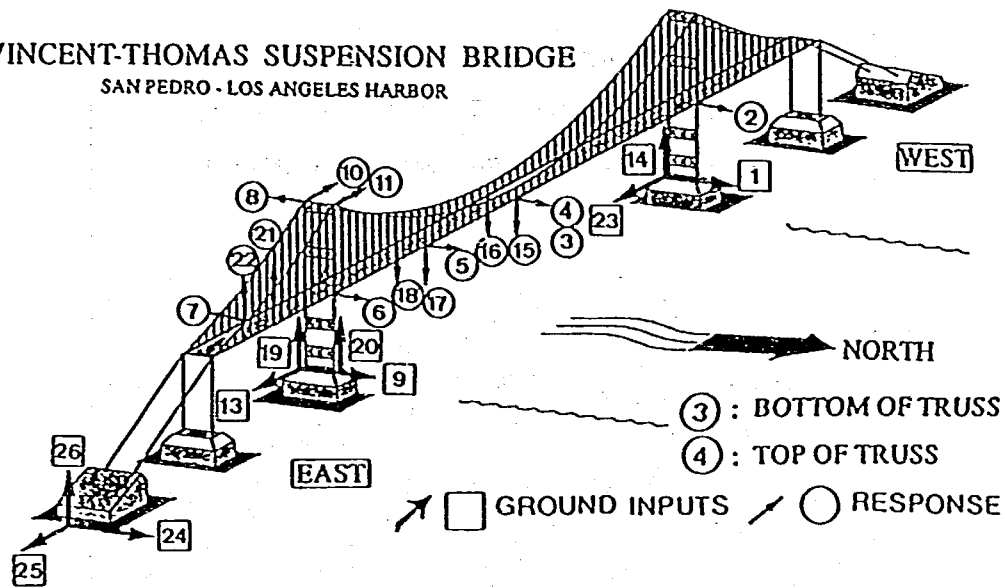


図-2. 2 ビンセント・トーマス橋の強震観測点⁶⁾

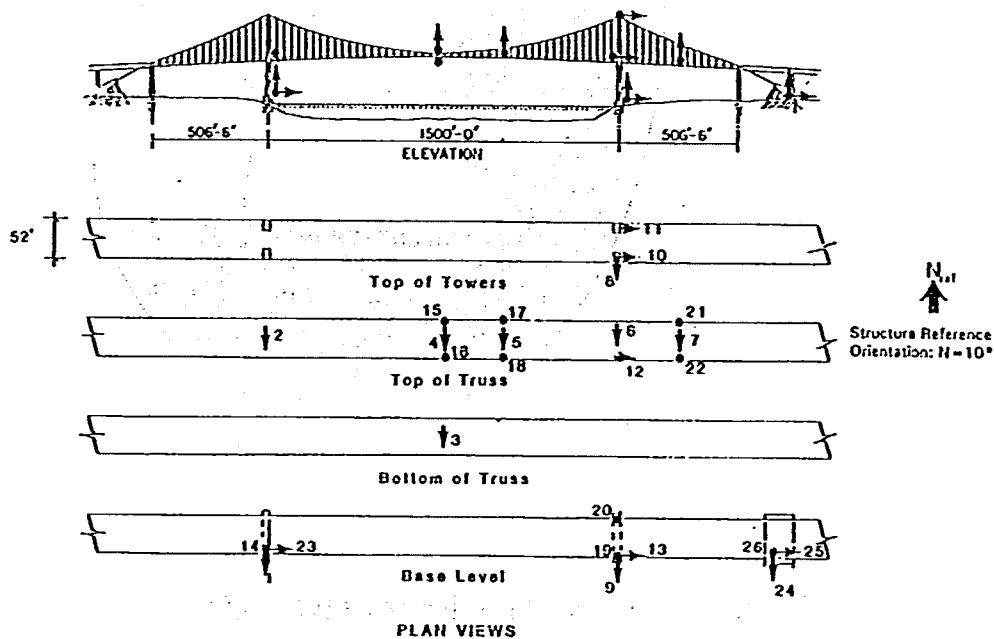


図-2. 3 センサー設置位置詳細図

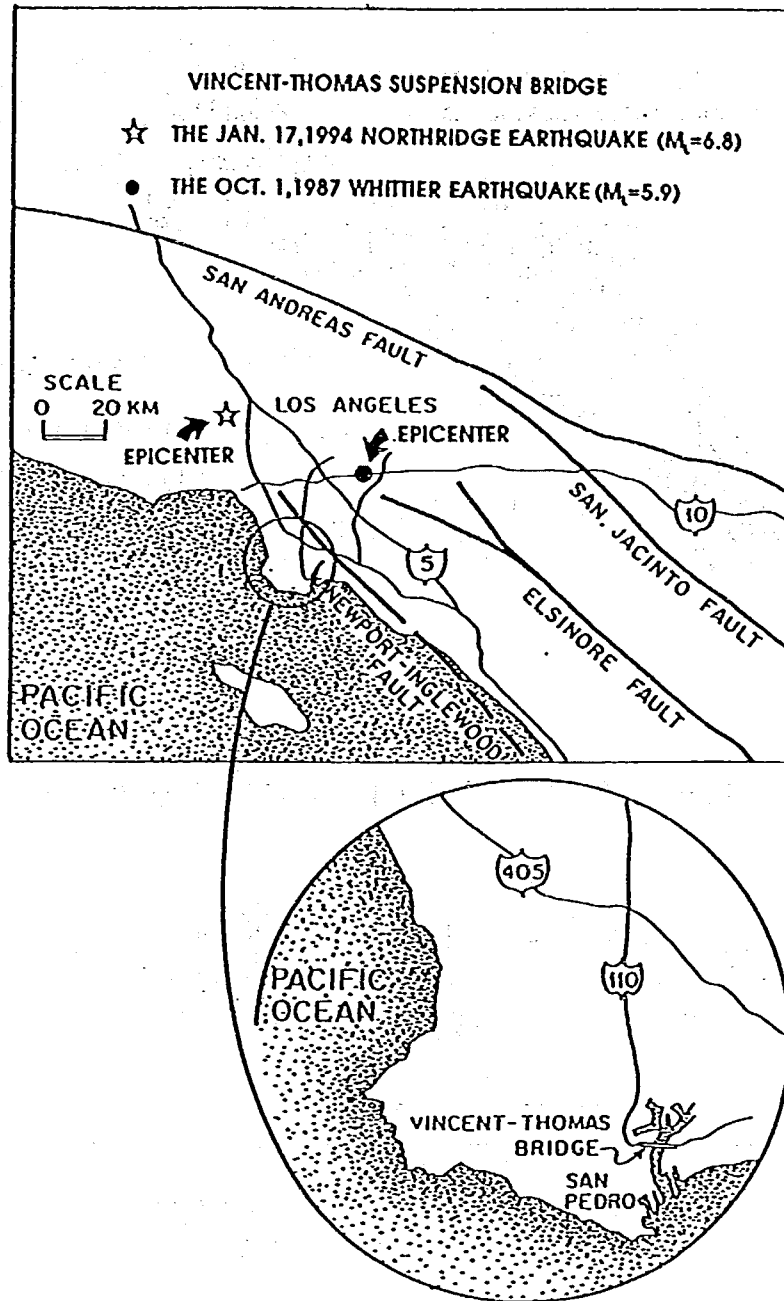


図-2. 4 ビンセント・トーマス橋の位置⁵⁾

2. 2. ウィットティア(Whittier)地震の概要

震源位置： 北緯34.058度、西経118.075度

Whittier Narrows (ウィットティア・ナローズ)

ロサンゼルス市の東方約15 km

震源深さ： 約9 km

発生時刻： 1987年10月1日 午前7時42分20秒 (現地時間)

マグニチュード： $M_L = 5.9$

2. 3. ノースリッジ(Northridge)地震の概要

震源位置： 北緯34.013度、西経118.032度

Sanfernando Valley (サンフェルナンド・バレー)

ロサンゼルス市の中心街から30 km余り北西

震源深さ： 約18 km

発生時刻： 1994年1月17日 午前4時30分 (現地時間)

マグニチュード： $M_L = 6.8$

2. 4. 強震記録の特徴

表-2. 1、表-2. 2および図-2. 5は、ピンセント・トーマス橋で得られた、ウィッティア地震およびノースリッジ地震それぞれ2つの地震により観測された各観測点の加速度記録の最大値および主要な観測点の最大変位振幅を示している。

表-2. 1には、代表的な観測点における最大変位、およびその中央径間長との比について示している。中央径間中央部における橋軸直角方向変位に着目すれば、ウィッティア地震およびノースリッジ地震においても変位振幅そのものはほぼ等しい値となっているが、鉛直方向についてはノースリッジ地震において相対的に大きな変位振幅となっている。したがって、ノースリッジ地震においては鉛直方向に大きく励起されたモードで振動していることがわかる。

図-2. 5には、代表的な観測点における最大加速度を示している。基盤さらに、表-2. 2においては、全観測点位置における最大加速度および最大変位を示している。

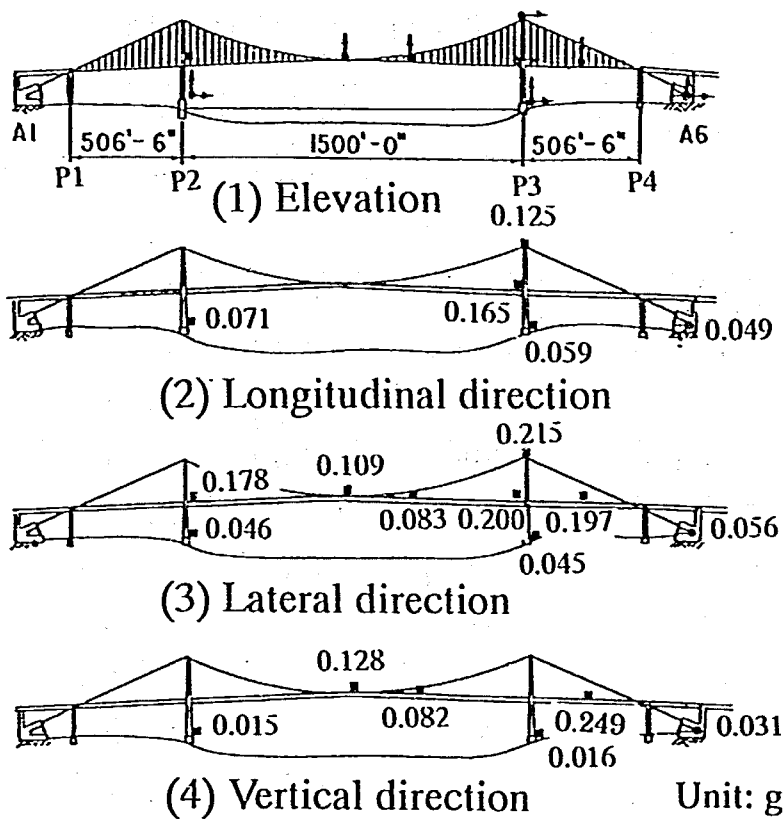
なお、各観測点において記録された加速度および変位の時刻歴記録およびそのフーリエスペクトルについては付属資料にまとめている。

表-2. 1 主要な観測点における最大変位振幅

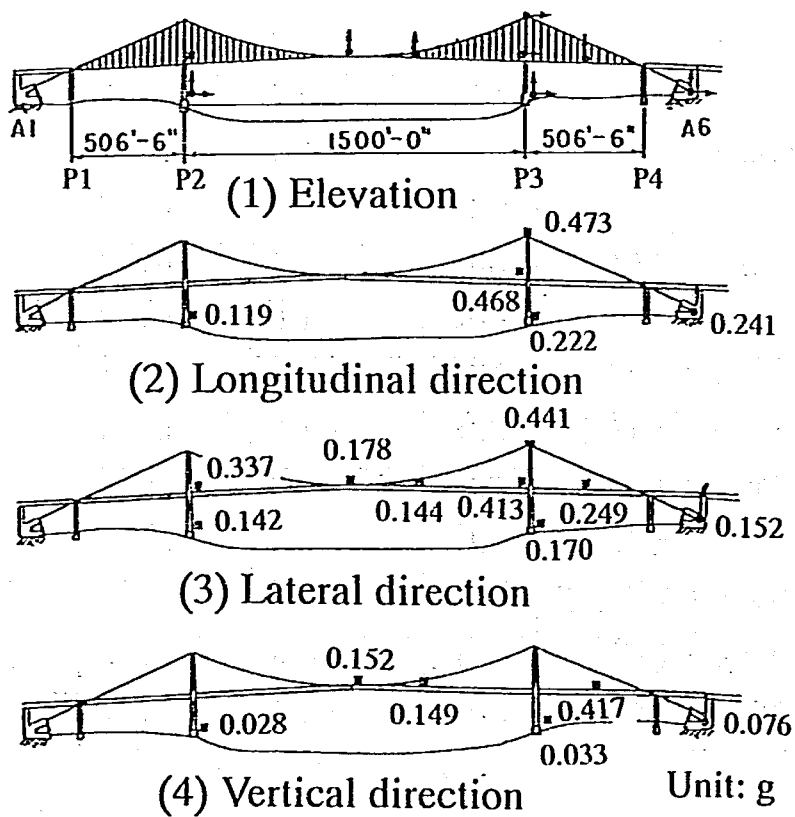
観測点			1987 年 ウィッティア地震	1994 年 ノースリッジ地震
主桁	中央径間中央	橋軸直角方向	4. 6 (0.00010)	4. 5 (0.00010)
		鉛直方向	5. 8 (0.00013)	17. 7 (0.00039)
	側径間中央	橋軸直角方向	3. 3 (0.00007)	4. 7 (0.00010)
		鉛直方向	8. 7 (0.00019)	20. 6 (0.00045)
主塔 頂部	橋軸方向		2. 8 (0.00006)	4. 8 (0.00011)
	橋軸直角方向		3. 1 (0.00007)	4. 4 (0.00010)

単位： cm

注) ()内は、中央支間長 (L=457m) に対する比を表す。



The Whittier earthquake



The Northridge earthquake

図-2. 5 観測された最大加速度

表-2. 2 各観測位置における最大応答値一覧

着目位置			1987 年 ウィットティア地震		1994 年 ノースリッジ地震	
			加速度(gal)	変位(cm)	加速度(gal)	変位(cm)
橋軸方向	2 P 主塔基部	CH23	7 1	1. 8	1 1 9	3. 3
	3 P 主塔基部	CH13	5 9	1. 6	2 2 2	5. 1
	3 P 側アンカヰ基部	CH25	4 9	1. 6	2 4 1	4. 7
	主桁主塔 3 P 位置	CH12	1 6 5	3. 5	4 6 8	7. 1
	3 P 塔頂 (南側)	CH10	1 2 5	1. 8	3 9 3	4. 4
	3 P 塔頂 (北側)	CH11	1 1 7	2. 8	4 7 3	4. 8
直角方向	2 P 主塔基部	CH1	4 6	1. 5	1 4 2	1. 9
	3 P 主塔基部	CH9	4 5	1. 6	1 7 0	1. 6
	3 P 側アンカヰ基部	CH24	5 6	1. 7	1 5 2	2. 2
	主桁主塔 2 P 位置	CH2	1 7 8	2. 3	3 3 7	2. 6
	中央径間中央 [上側]	CH4	8 7	4. 2	1 5 6	3. 5
	中央径間中央 [下側]	CH3	1 0 9	4. 6	1 7 8	4. 5
	中央径間 1/3 [上側]	CH5	8 3	3. 5	1 4 4	3. 8
	主桁主塔 3 P 位置	CH6	2 0 0	1. 9	4 1 3	2. 7
	側径間中央	CH7	1 9 7	3. 3	2 4 9	4. 7
	3 P 塔頂 (南側)	CH8	2 1 5	3. 1	4 4 1	4. 4
鉛直方向	2 P 主塔基部	CH14	1 5	0. 7	2 8	1. 4
	3 P 主塔基部 (南側)	CH19	1 6	0. 7	3 3	1. 4
	3 P 主塔基部 (北側)	CH20	1 6	0. 6	2 6	1. 0
	3 P 側アンカヰ基部	CH26	3 1	1. 1	7 6	1. 5
	中央径間中央 [北側]	CH15	1 1 5	5. 4	1 3 3	15. 8
	中央径間中央 [南側]	CH16	1 2 8	5. 8	1 5 2	17. 7
	中央径間 1/3 点 [北側]	CH17	6 6	3. 2	1 4 9	16. 0
	中央径間 1/3 点 [南側]	CH18	8 2	3. 5	1 3 0	14. 6
	側径間中央 [北側]	CH21	2 4 3	7. 5	4 1 7	20. 6
	側径間中央 [南側]	CH22	2 4 9	8. 7	3 7 3	20. 0

図-2.6 (1),(2),(3)は、1987年10月のウィッティア地震により観測された主要な観測点の加速度波形および変位波形を示したものである。本地震観測記録の振動特性を各方向にまとめると以下ようになる。

1) 橋軸方向

3P基礎位置の最大加速度は0.059gであるが、主桁で2.8倍に、主塔頂部で2.1倍に増幅している。主塔頂部よりも主桁での最大加速度が大きい値となっている。これは、主塔頂部の橋軸方向の変形は主ケーブルにより拘束されるため、主桁主塔位置の振動が大きくなる振動モードが卓越するためと考えられる。

2) 橋軸直角方向

3P基礎位置における最大加速度は約0.045gであるが、主塔位置の主桁で4.4倍に、主塔頂部では4.8倍に増幅されている。橋軸方向と同様に、主桁と主塔頂部の最大加速度は近い値となっている。主桁については、最大加速度は中央支間部で0.109g、側径間中央部で0.197gとなり、基礎位置に比較して2.4～4.4倍に増幅している。

3) 鉛直方向

3P主塔基部における最大加速度は、約0.02gと小さい。これが、主桁では中央径間中央位置で0.128gに、側径間中央位置で0.249gに大きくなり、主塔基部に比較して大きく増幅している。特に側径間の振動が大きい点が特徴的である。主塔基部では上下方向の振動はほとんどみられないが、図-2.6(3)にみられるように、主桁については、中央径間部は約5秒の周期で振動しており、さらに側径間部は約2秒の周期で振動している。また、地震動は時刻約20秒でほぼ主要動が終るが、主桁の鉛直方向振動はその後も長い自由減衰振動を続けていることがわかる。自由減衰振動の傾きから判断する限り、鉛直振動方向減衰性能は小さいと推定する事が出来る。

図-2. 7 (1),(2),(3)は、1994年1月のノースリッジ地震により観測された主要な観測点の加速度波形および変位波形を示したものである。本地震観測記録の振動特性を各方向にまとめると以下のようになる。

1) 橋軸方向

3P基礎位置の最大加速度は0.22gである。ウィットティア地震と比較した場合、入力加速度は大きい。しかしながら、主桁および主塔頂部の応答の増幅率をみた場合、主桁で2.1倍に、主塔頂部で2.1倍となっており、ウィットティア地震に比較して、増幅率は小さくなっている。また、主桁での最大加速度は主塔頂部の値とほぼ等しい値となっており、ウィットティア地震の場合と同様に主桁の応答が比較的大きい。

2) 橋軸直角方向

3P基礎位置における最大加速度は約0.17gである。橋軸方向と同様に、ウィットティア地震と比較した場合、入力加速度は大きい。主桁および主塔頂部の応答の増幅率をみた場合、主塔位置の主桁で2.4倍に、主塔頂部では2.6倍となっている。橋軸方向と同様に、ウィットティア地震と比較して増幅率は小さい。しかしながら、主塔位置の主桁の加速度波形には衝撃的なスパイクもみられ、主桁と主塔の間で衝突的な振動も生じたことも推察される。主桁については、最大加速度は中央支間部で0.178g、側径間中央部で0.249gとなり、基礎位置に比較して1.1～1.5倍に増幅している。

3) 鉛直方向

3P主塔基部における最大加速度は、約0.03gと小さい。これが、主桁では中央径間中央位置で0.152gに、側径間中央位置で0.417gに大きくなり、ウィットティア地震の場合と同様に、主塔基部に比較して大きく増幅している。ウィットティア地震の場合と同様に図-2. 7(3)にみられるように、地震動は時刻約20秒でほぼ主要動が終るが、主桁の鉛直方向振動は時刻約80秒～90秒で最大の変位振幅を生じるなど、自由減衰振動が観測されている。

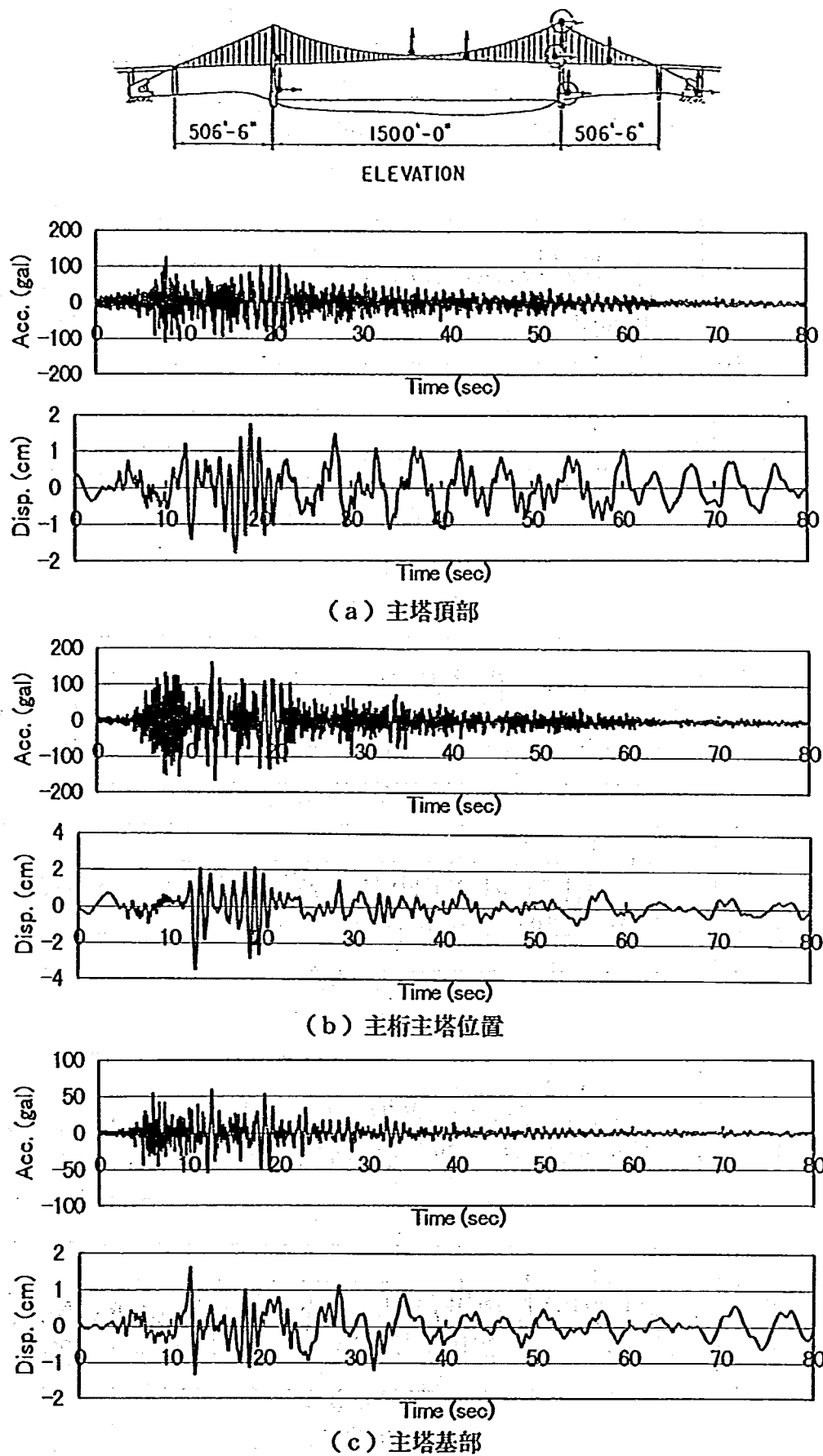


図-2. 6 (1) ウィッティア地震での観測記録 (主塔橋軸方向)⁸⁾

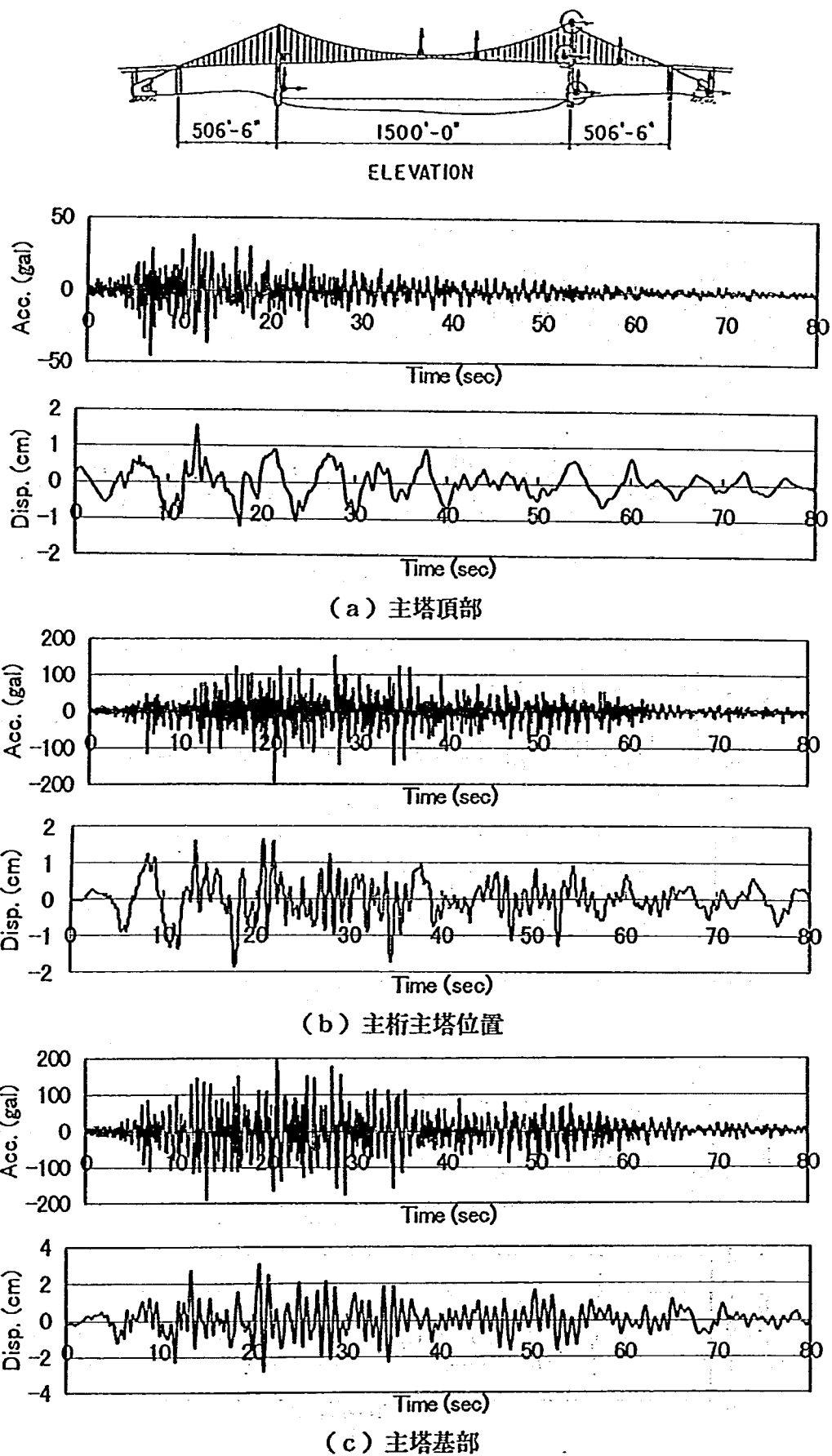


図-2. 6 (2) ウィッティア地震での観測記録 (主塔橋軸直角方向)⁸⁾

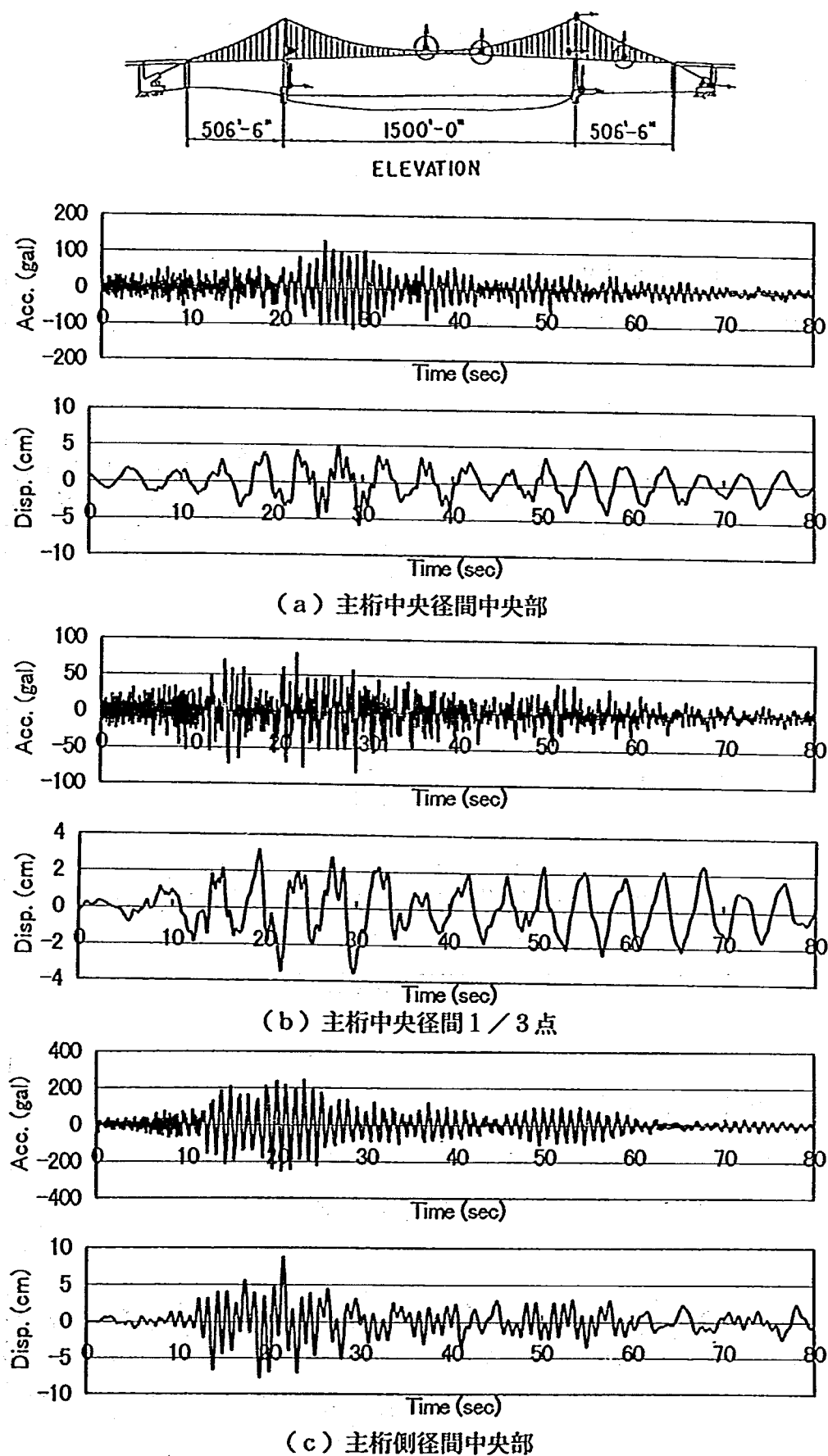
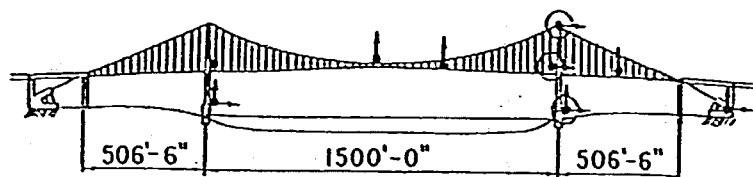
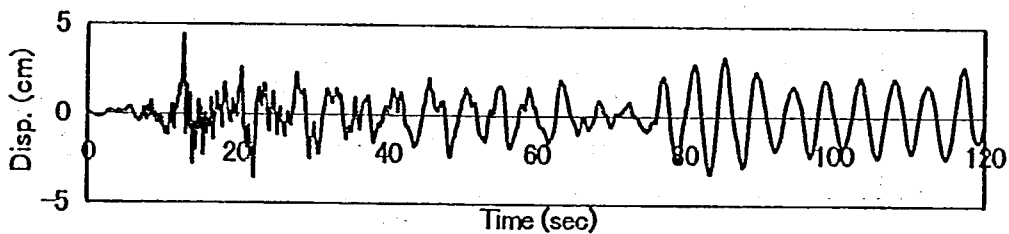
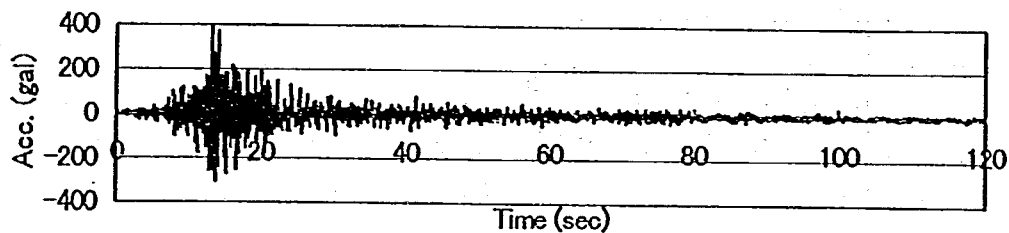


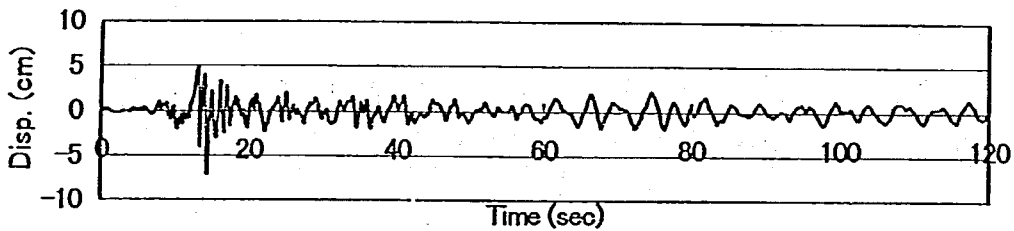
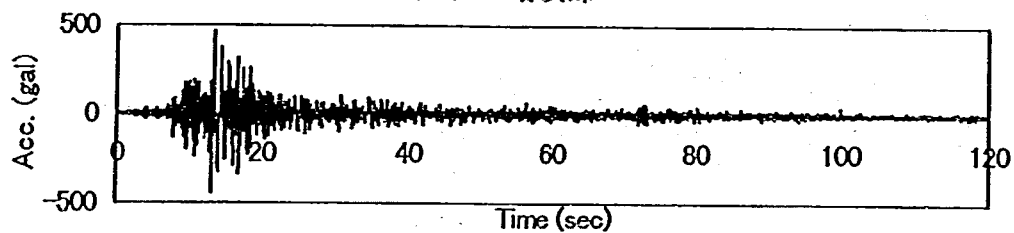
図-2. 6 (3) ウィッティア地震での観測記録 (主桁鉛直方向)⁸⁾



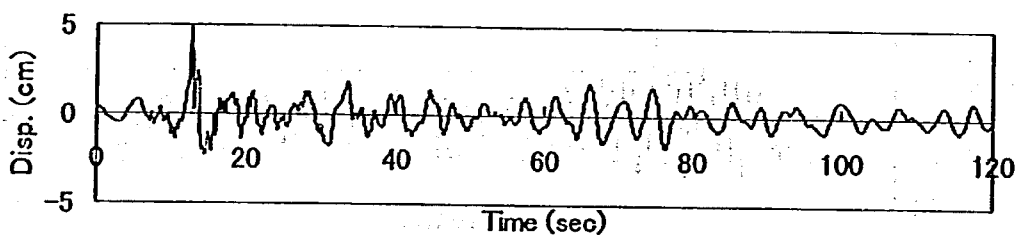
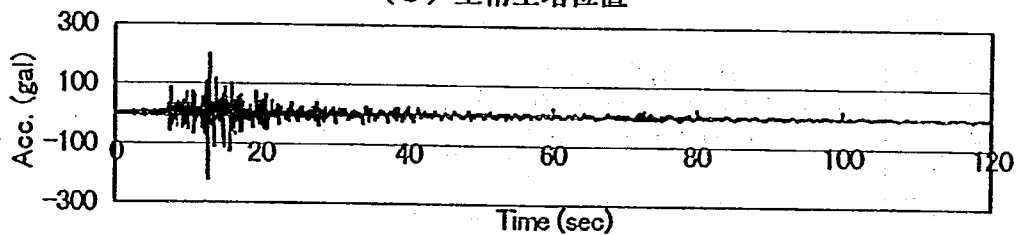
ELEVATION



(a) 主塔頂部



(b) 主桁主塔位置



(c) 主塔基部

図-2. 7 (1) ノースリッジ地震での観測記録 (主塔橋軸方向) ⁸⁾

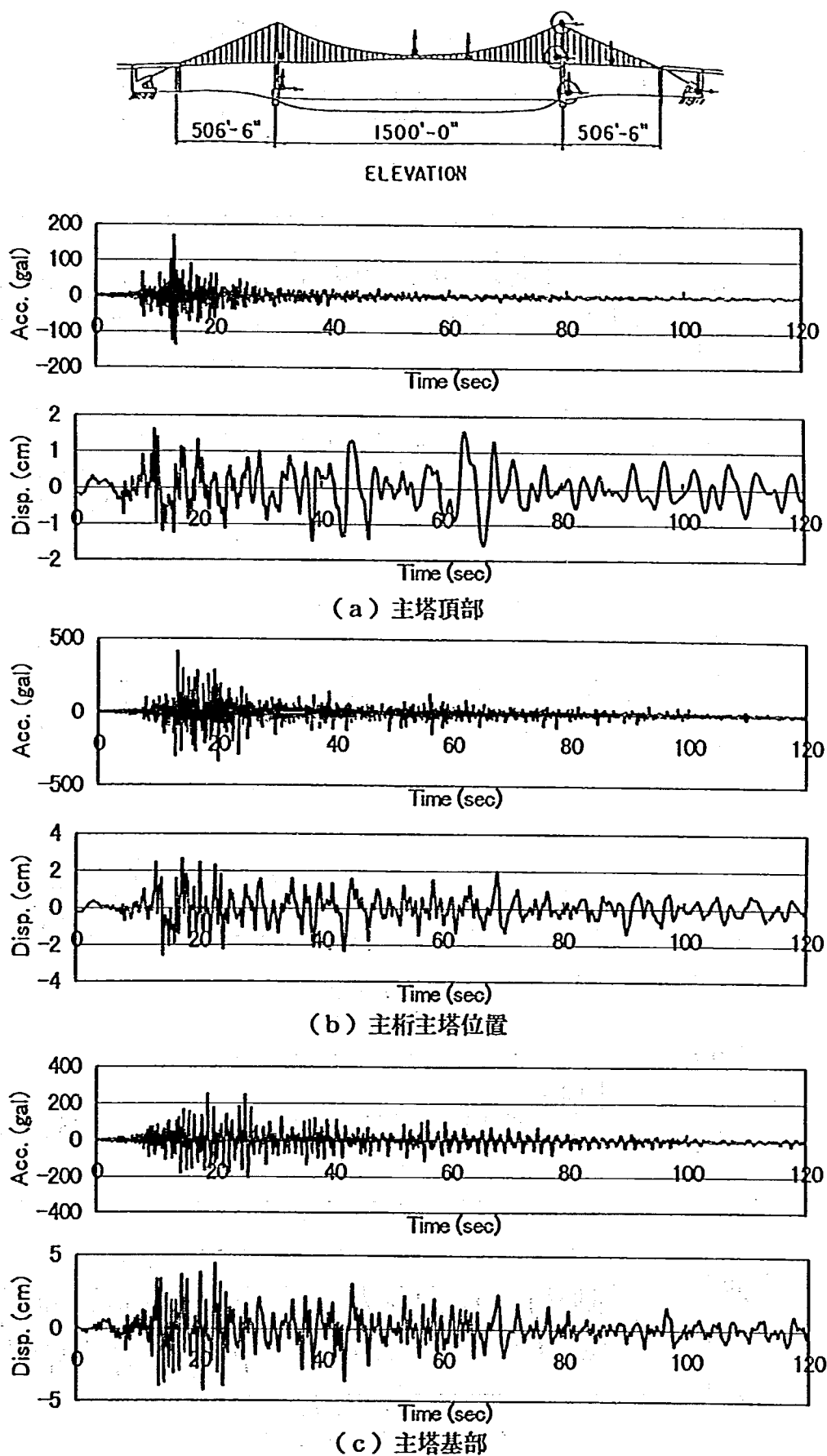


図-2. 7 (2) ノースリッジ地震での観測記録 (主塔橋軸直角方向)⁸⁾

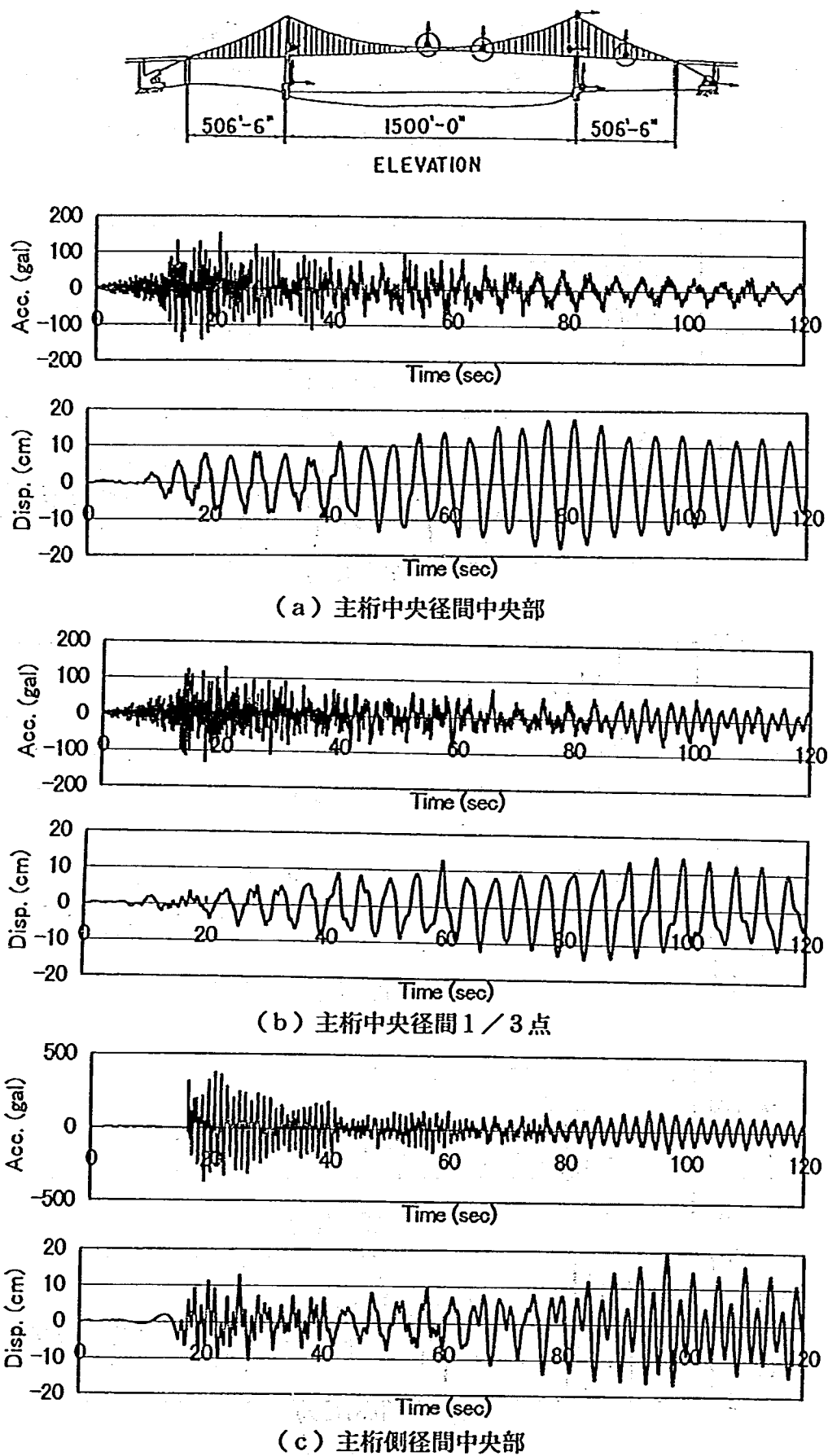


図-2. 7 (3) ノースリッジ地震での観測記録 (主桁鉛直方向)⁸⁾

3. 減衰特性の推定

3. 1. 減衰定数の推定方法

観測記録から吊橋の減衰定数を把握する手法は必ずしも確立されたものがないため、ここでは観測加速度記録から求めたのパワースペクトルおよび伝達関数からハーフパワー法により減衰定数を推定する手法、主要動終了後の観測自由減衰振動波形から減衰定数を推定する手法、および減衰定数をパラメータとした時刻歴応答解析により最大応答加速度および最大応答変位を近似することによって減衰定数を同定する応答近似法の3つの方法を用いて推定した。

減衰定数の推定フローチャートを図-3. 1に示す。

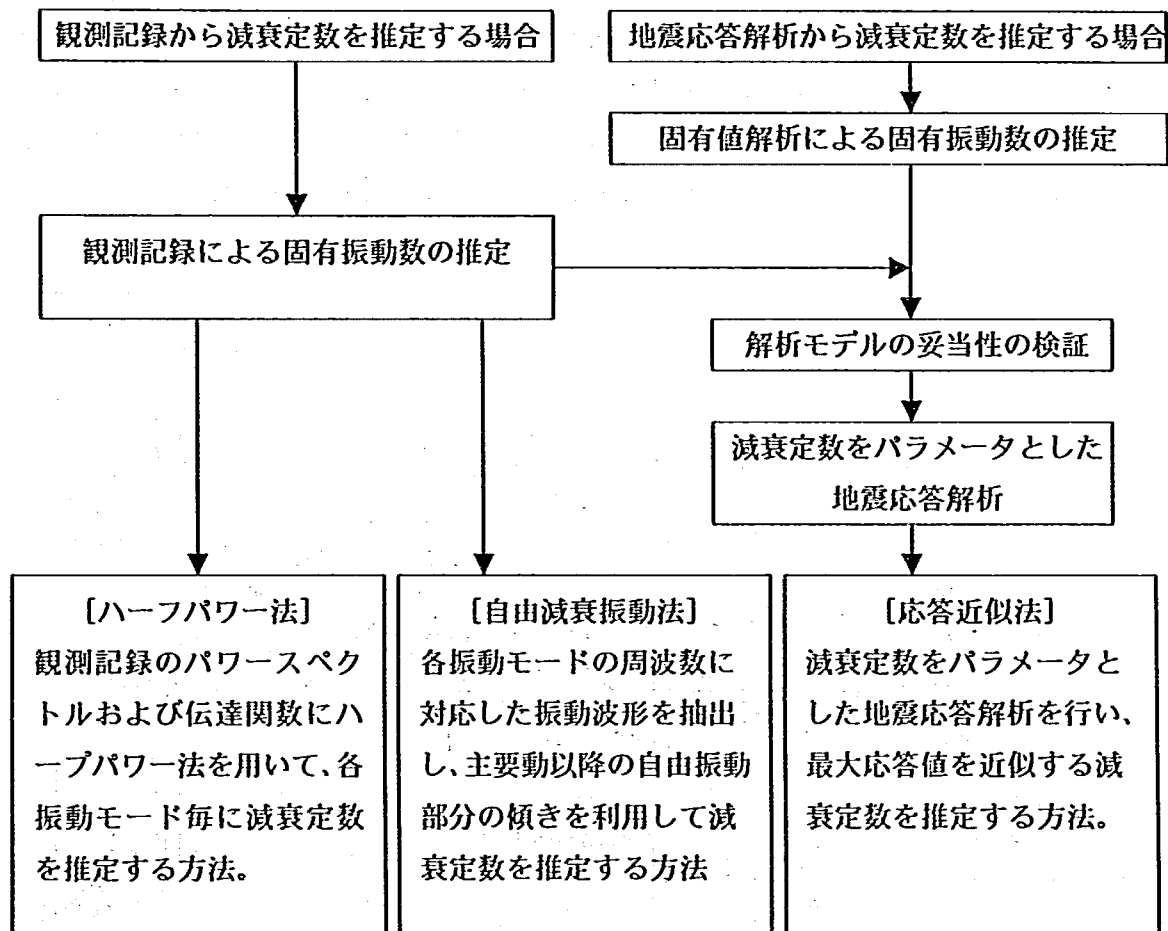


図-3. 1 減衰定数推定フローチャート

3. 2. 観測記録による減衰特性の推定

3. 2. 1. ハーフパワー法による減衰特性の推定

まずハーフパワー法を用いて本橋の減衰特性について推定を行った。ここでは、各振動モードに対する減衰定数を周波数領域においてハーフパワー法により求めた。強震記録等から減衰定数を推定する精度よい方法は確立されていないが、ここでは、以下の方法を用いて推定を行った。

①加速度観測波形からパワースペクトルを求め当該固有振動数の減衰定数をハーフパワー法により算出する方法

②各主塔基部（主塔2Pおよび3P）の地震入力に対する各観測点の伝達関数を求めハーフパワー法により減衰定数を算出する方法

各振動モードの減衰定数を求める際においては、どの位置で求められた観測波形を用いるかによって大きく変化をする。さらに伝達関数より減衰定数を推定する場合には、どの観測位置、さらにどの入力波形を用いるかによって違った値が算出される。従って、減衰定数の算定にあたっては、観測位置、入力波形毎に推定を行った。なお、推定においてはパワースペクトルおよび伝達関数のいずれにも平滑化処理は行っていない。さらに、フーリエ変位振幅との関係を検討するため、解析に用いた強震記録は両地震とも同じ時間長としている。図-3. 2に、ハーフパワー法による減衰定数推定の模式図を示す。

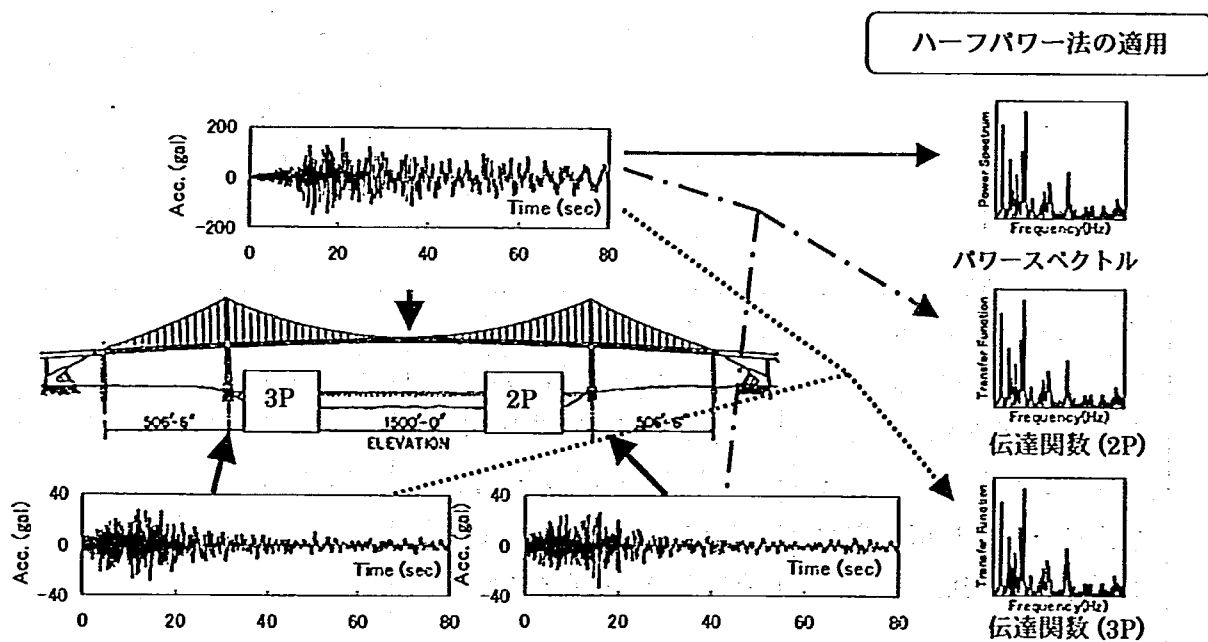


図-3. 2 ハーフパワー法を用いた減衰定数推定の模式図

本検討では、振動モード毎に減衰定数の推定を行った。振動モード毎に減衰定数を求める際には、目標とする振動モードと、それに対応する固有周期を設定する必要がある。ここでは、本橋を図-3.3に示すように骨組モデルによって本橋をモデル化し、固有値解析を行うことによって目標とする固有振動数を設定した。図-3.4に目標とした振動モードおよび固有振動数を示す。本解析で対象とした振動モードは、主桁鉛直対称1次、2次、主桁鉛直非対称1次、主桁横たわみ対称1次、主桁横たわみ非対称1次、主桁ねじり1次、および遊動円木モードである。

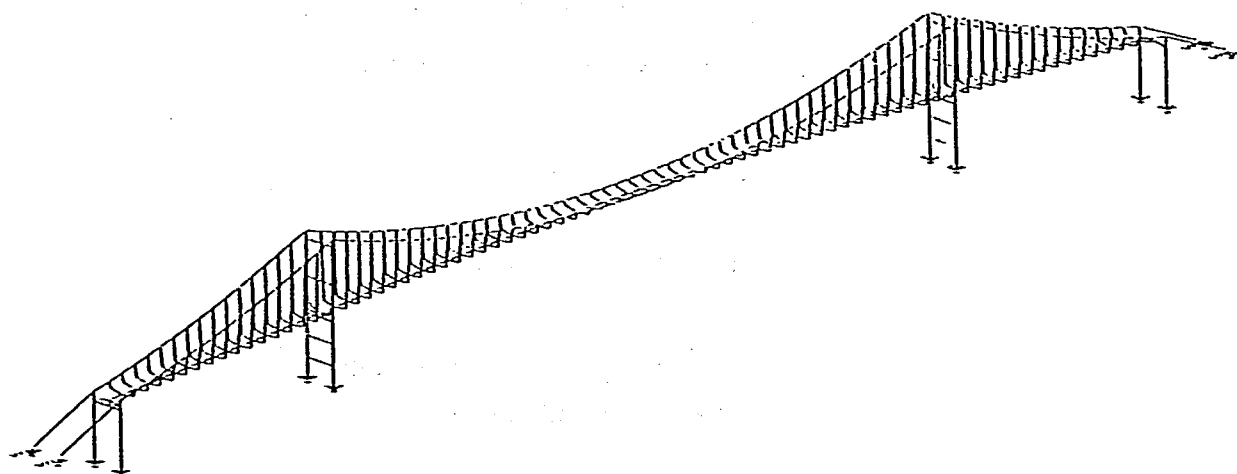


図-3.3 ピンセント・トーマス橋の骨組モデル

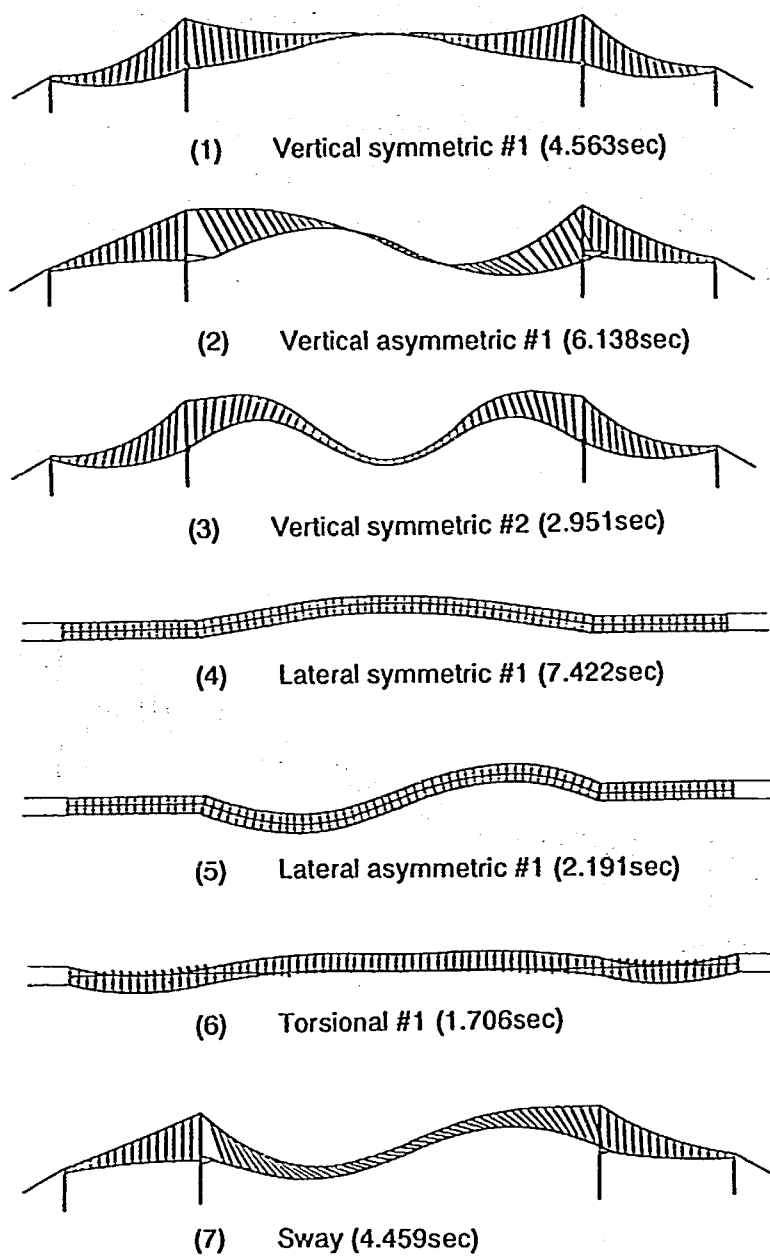


図-3.4 減衰定数を算出した主要な固有モード（解析値）

周波数領域においてハーフパワー法による減衰定数の推定を行う場合には、上記で設定した目標とする固有周期に対応する周波数帯において、周波数領域上に明確なピークが存在しなければならない。しかしながら、パワースペクトルおよび伝達関数において、目標とする周波数帯に明確なピークが存在しない場合も存在する。したがって、図-3.5に示す方法によってピーク値の評価を行い減衰定数評価を行った。

図-3.6および図-3.7に、加速度パワースペクトル上において、着目した振動モードの固有振動数と、それと対応するスペクトルのピークとの関係の一例を、ウィットティア地震およびノースリッジ地震および、代表的な観測位置において示す。加速度パワースペクトル上において、ほぼ全ての各振動モードに対応して、明確なピークがスペクトル上で確認出来ることがわかる。

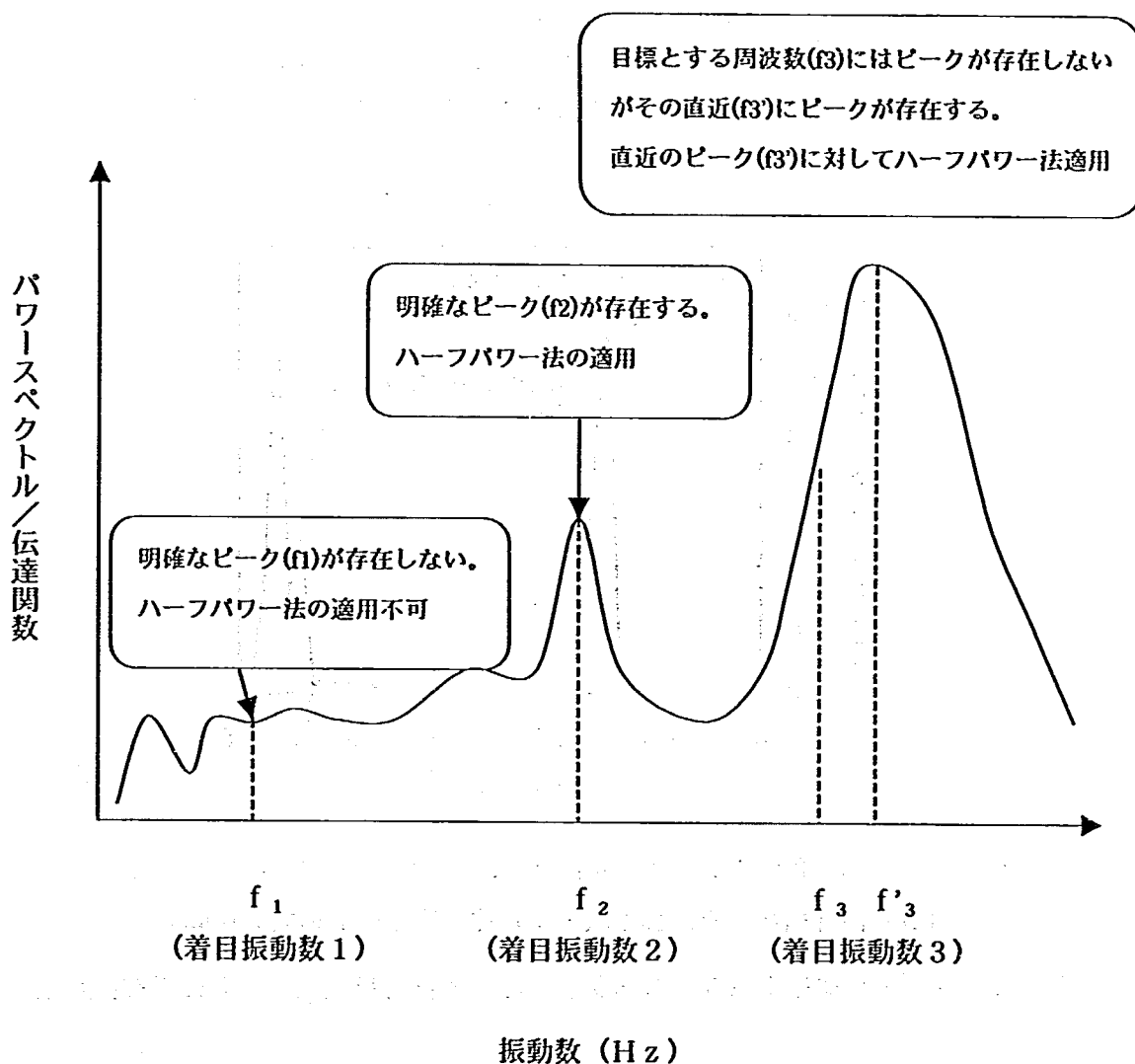
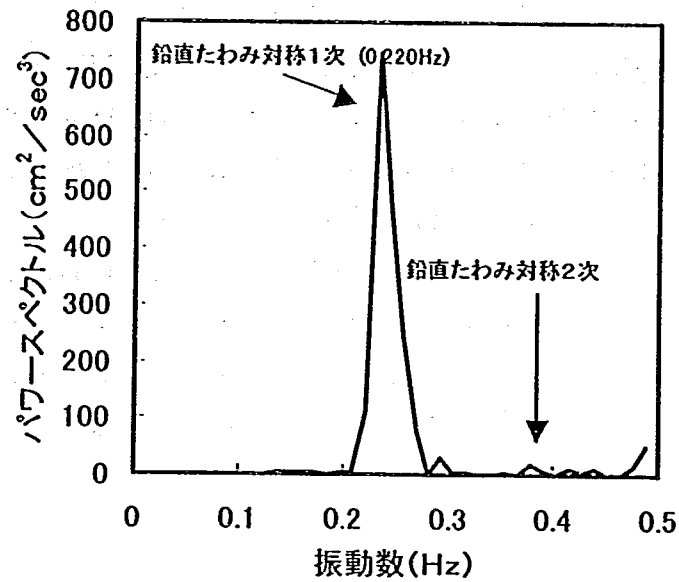
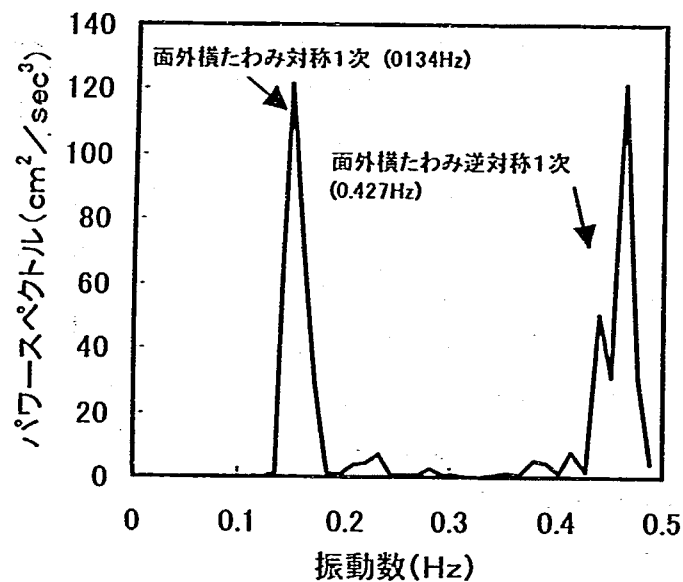


図-3.5 ハーフパワー法採用におけるピークの評価方法



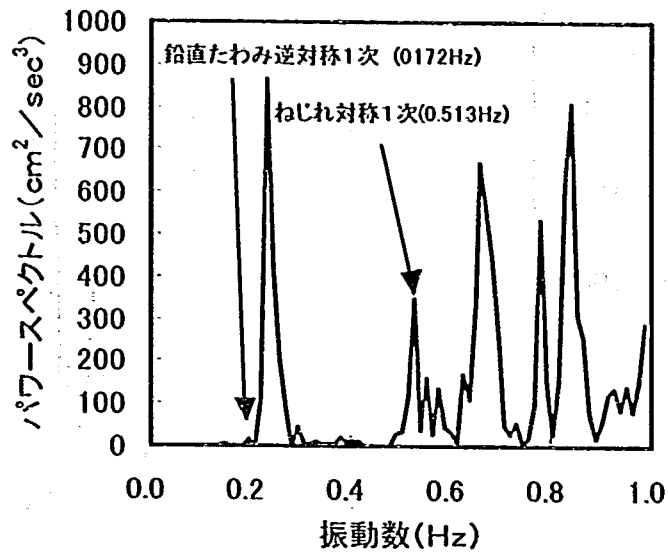
(着目位置：中央径間中央鉛直方向（北側） CH15)
 (a) 鉛直たわみ対称1次・2次モードの固有振動数



(着目位置：中央径間 1/3 点橋軸直角方向 CH5)
 (b) 面外横たわみ対称1次・逆対称1次モードの固有振動数

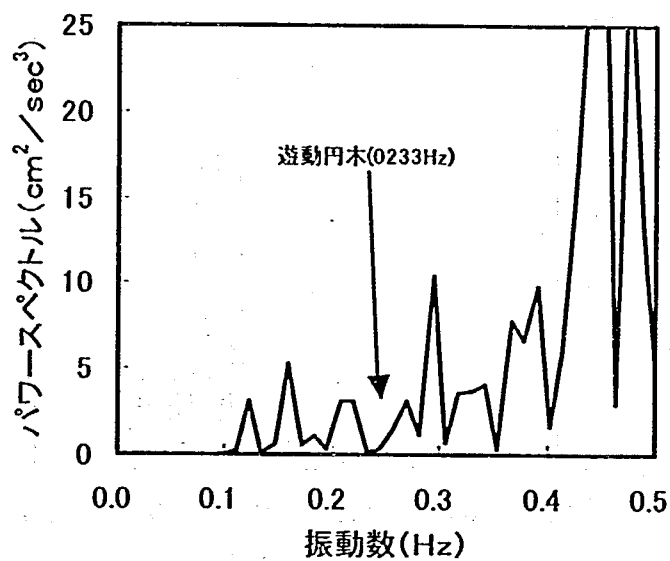
図-3.6 (1) 加速度パワースペクトルによる各着目振動モードの固有振動数

[ウィットティア地震]



(着目位置：中央径間 1/3 点鉛直方向 (南側) CH16)

(a) 鉛直たわみ逆対称1次、ねじれ対称1次モードの固有振動数

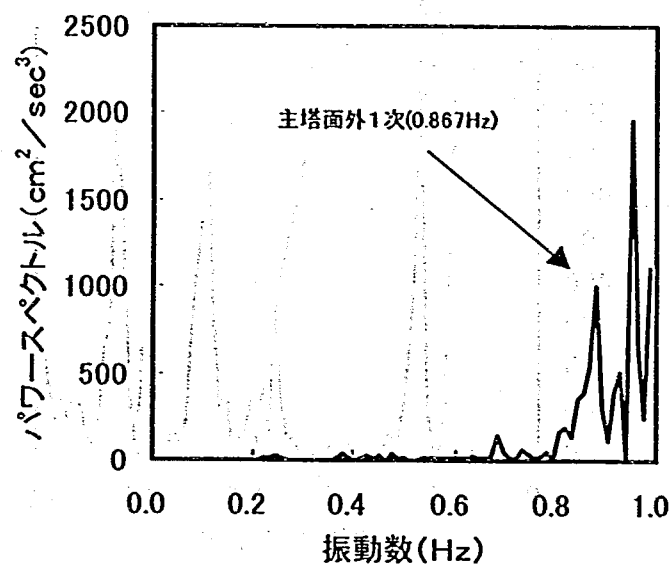


(着目位置：主桁主塔 3 P 位置橋軸方向 CH12)

(b) 遊動円木モードの固有振動数

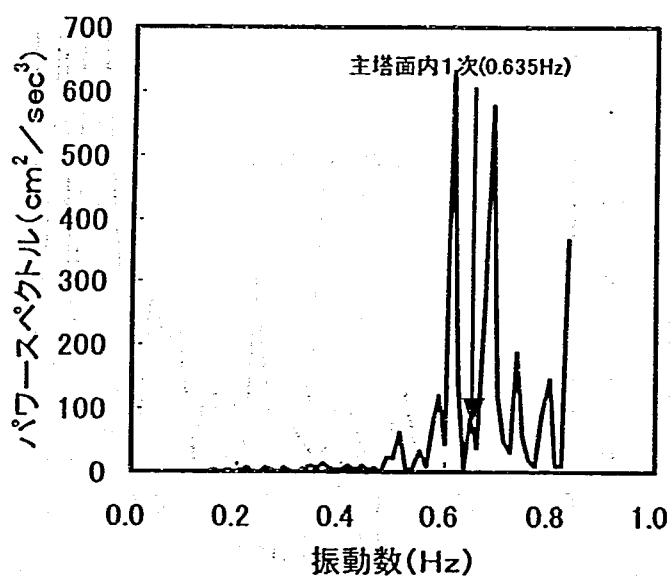
図-3.6 (2) 加速度パワースペクトルによる各着目振動モードの固有振動数

[ウィットティア地震]



(着目位置：塔頂（南側）橋軸方向 CH10)

(a) 主塔面外1次モードの固有振動数

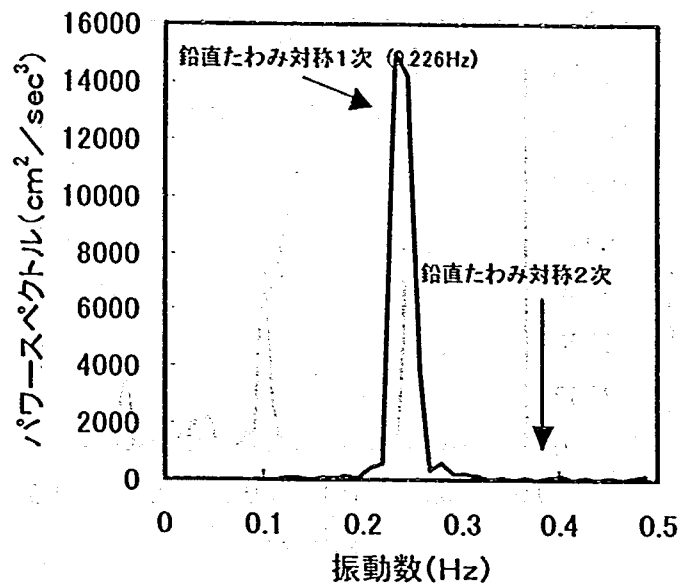


(着目位置：塔頂（南側）橋軸直角方向 CH8)

(b) 主塔面内1次モードの固有振動数

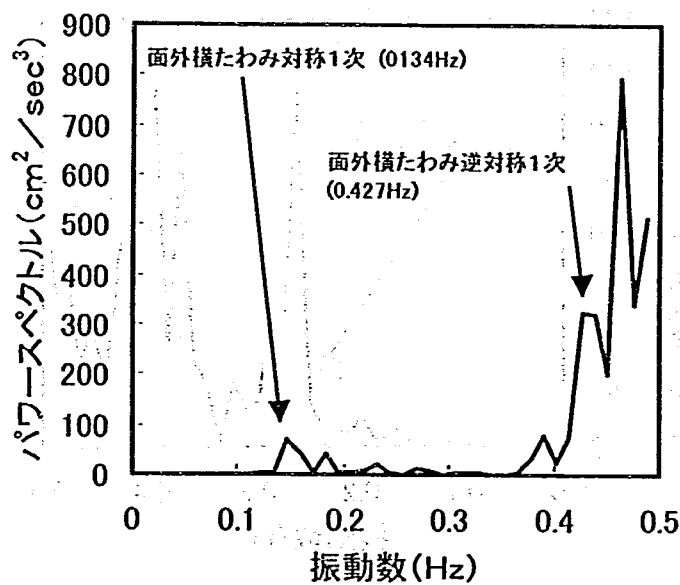
図-3.6 (3) 加速度パワースペクトルによる各着目振動モードの固有振動数

[ウィットティア地震]



(着目位置：中央径間中央鉛直方向（南側） CH16)

(a) 鉛直たわみ対称1次・2次モードの固有振動数

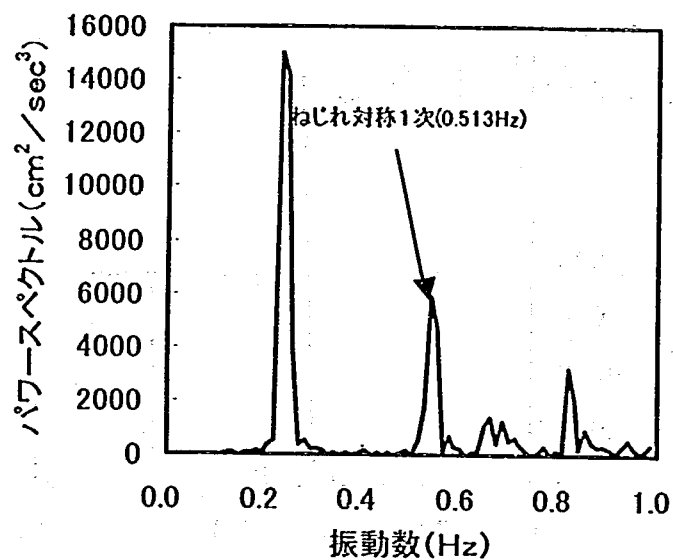


(着目位置：中央径間 1/3 点橋軸直角方向 CH5)

(b) 面外横たわみ対称1次・逆対称1次モードの固有振動数

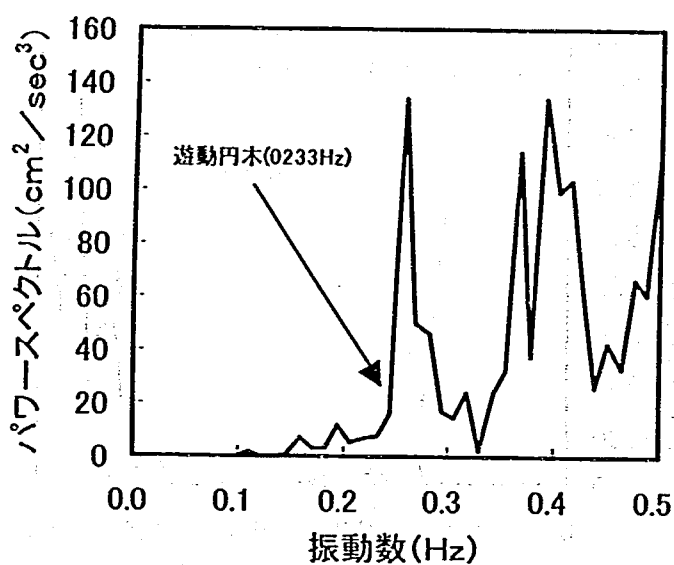
図-3. 7 (1) 加速度パワースペクトルによる各着目振動モードの固有振動数

[ノースリッジ地震]



(着目位置：中央径間 1/3 点鉛直方向 (南側) CH16)

(a) ねじれ対称1次モードの固有振動数

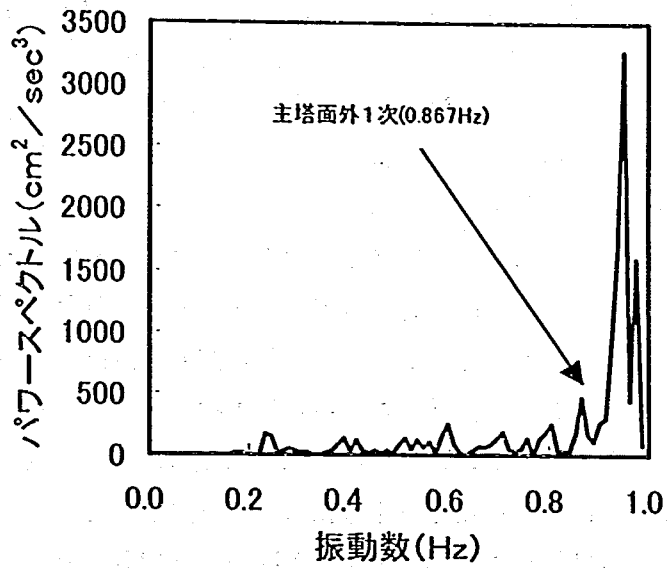


(着目位置：主桁主塔 3 P 位置橋軸方向 CH12)

(b) 遊動円木モードの固有振動数

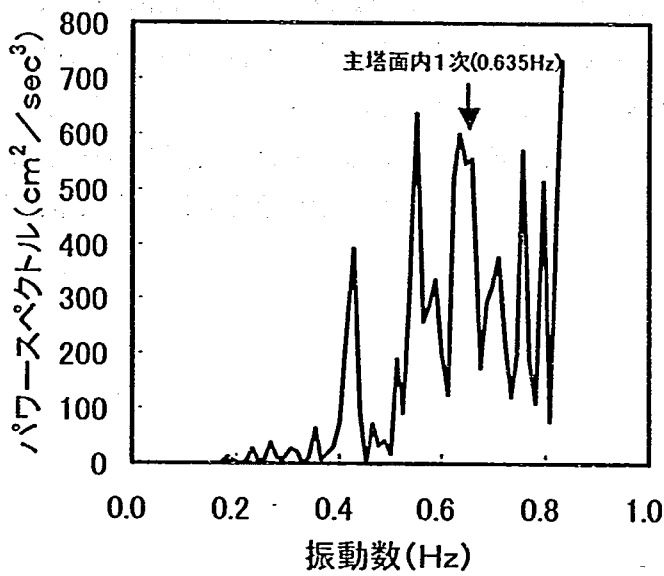
図-3.7(2) 加速度パワースペクトルによる各着目振動モードの固有振動数

[ノースリッジ地震]



(着目位置：塔頂（南側）橋軸方向 CH10)

(a) 主塔面外1次モードの固有振動数



(着目位置：塔頂（南側）橋軸直角方向 CH8)

(b) 主塔面内1次モードの固有振動数

図-3.7(3) 加速度パワースペクトルによる各着目振動モードの固有振動数

[ノースリッジ地震]

表-3. 1には、各振動モードに対して各手法によって得られた減衰定数を示し、表-3. 2にはその単純平均値を示す。ここでは、表-3. 2を用いて考察を行う。

伝達関数から推定された減衰定数について考察すると、ウィッティア地震記録から推定された減衰定数は、鉛直たわみ振動の低次モードでは1~3%程度であるが、面外横たわみでは対称1次モードで4%と大きい。しかし、ねじり振動では1%程度と小さいことが特長である。ここでは、各主塔基礎位置(2Pおよび3P)の地震動入力に対する各観測点の伝達関数を用いて減衰定数の推定を行っているが、推定された減衰定数はほぼ同じ値が推定された。ノースリッジ地震記録から推定された減衰定数は、鉛直たわみの低次モードでは1~3%程度であること、面外横たわみ対称1次モードでは4%と大きいこと、ねじり振動では1%程度と小さく推定され、ウィッティア地震で確認された傾向と一致する。

パワースペクトルから推定された減衰定数について考察すると、ウィッティア地震記録から推定された減衰定数は、鉛直たわみ振動の1次モードで5%と大きな減衰定数が推定された。これは、伝達関数から推定された減衰定数よりも大きな値となっている。面外横たわみ振動では2~8%程度が推定され、伝達関数を用いて推定したときと同様に大きな値となっている。ねじり振動は2%程度が推定された。ノースリッジ地震記録から推定された減衰定数は、鉛直たわみおよび面外横たわみ振動については1~6%であり、ねじり振動については2%以下であった。鉛直たわみ振動の減衰定数を除いて、ウィッティア地震およびノースリッジ地震から推定された減衰定数は、ほぼ同じ傾向を示している。

一般に、パワースペクトルから推定された減衰定数は、伝達関数から推定された減衰定数より大きい値が推定されている傾向にある。また、鉛直たわみ振動に関しては、低次モードの減衰定数は大きく高次モードの減衰定数は小さく推定される傾向にあることがわかる。

表-3. 1 (a) ハーフパワー法によって推定したモード減衰定数 (ウィットティア地震)

モード	固有振動数 (Hz)	着目位置		パワースペクトルを用いた推定		伝達関数を用いた推定				変位のフリーエ振幅 (cm*sec)
				固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	2 P側地震動基準		3 P側地震動基準		
						固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	
鉛直たわみ対称 1次	0.216	中央径間中央北側	CH15	0.220	5.5	0.226	2.3	0.232	2.2	65.3
		中央径間中央南側	CH16	0.220	4.3	0.226	2.4	0.232	2.8	70.0
		中央径間 1/3 点北側	CH17	0.232	5.7	0.226	2.4	0.232	1.8	39.4
		中央径間 1/3 点南側	CH18	0.232	5.6	0.226	2.3	0.232	1.6	39.6
鉛直たわみ対称 2次	0.366	中央径間中央北側	CH15	0.366	2.2	0.372	1.5	0.385	2.0	3.6
		中央径間中央南側	CH16	0.366	2.8	0.372	1.6	0.378	0.9	3.8
		中央径間 1/3 点北側	CH17	0.391	3.4	0.391	0.8	0.391	1.2	2.1
		中央径間 1/3 点南側	CH18	0.378	3.1	0.378	1.0	0.385	1.2	2.6
		側径間中央北側	CH21	0.366	2.6	0.354	1.9*	0.391	1.5*	18.5
		側径間中央南側	CH22	0.366	2.7	0.360	2.0*	0.385	1.6*	18.2
鉛直たわみ逆対称 1次	0.172	中央径間中央南側	CH16	0.183	3.9	0.177	1.6	0.177	1.2	12.0
		中央径間 1/3 点北側	CH17	0.183	3.9	0.177	1.4	0.177	1.2	10.5
面外横たわみ対称 1次	0.135	主桁主塔 2 P 位置	CH2	0.134	8.4	—	—	0.140	3.4	15.2
		中央径間中央上側	CH4	0.134	8.9	0.146	4.5	0.140	3.5	62.9
		中央径間 1/3 点	CH5	0.134	7.6	—	—	0.140	3.5	57.3
		主桁主塔 3 P 位置	CH6	0.134	6.7	0.122	6.3	0.140	3.7*	9.9
面外横たわみ逆対称 1次	0.428	主桁主塔 2 P 位置	CH2	0.427	1.8	0.421	0.9	—	—	3.2
		中央径間 1/3 点	CH5	0.427	2.6	0.421	0.7	—	—	4.3
		主桁主塔 3 P 位置	CH6	0.427	1.9	0.421	0.6	0.421	0.9	2.3
遊動円木	0.232	主桁主塔 3 P 位置	CH12	0.232	4.3	—	—	0.232	4.8	1.4
ねじれ対称 1次	0.513	中央径間中央北側	CH15	0.513	2.0	0.507	0.5	0.507	1.0*	7.2
		中央径間中央南側	CH16	0.513	1.6	0.507	0.5	0.507	1.0*	7.9
		中央径間 1/3 点北側	CH17	0.500	2.4	0.507	0.5	0.507	0.8	7.0
		中央径間 1/3 点南側	CH18	0.513	1.4	0.507	0.5	0.507	1.1*	7.4
主塔橋脚 1次	0.863	主塔 3 P 塔頂南側	CH10	0.867	1.3	—	—	0.861	2.0	4.8
		主塔 3 P 塔頂北側	CH11	0.879	2.6	—	—	—	—	4.5
主塔直角 1次	0.638	主塔 3 P 塔頂	CH8	0.635	1.4	—	—	0.604	0.5	2.7
		主桁主塔 3 P 位置	CH6	0.635	1.3	—	—	0.604	0.5	2.6

— : 目標とする周期に明確なピークが存在しない * : ピークが頭切れしているもの

表-3. 1 (b) ハーフパワー法によって推定したモード減衰定数 (ノースリッジ地震)

モード	固有振動数 (Hz)	着目位置		パワースペクトルを用いた推定		伝達関数を用いた推定				変位のフーリエ振幅 (cm・sec)
				固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	2 P側地震動基準		3 P側地震動基準		
						固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	
鉛直たわみ対称 1次	0.226	中央径間中央北側	CH15	0.226	1.9	0.226	2.4	0.226	1.2	540.1
		中央径間中央南側	CH16	0.226	1.9	0.226	2.4	0.226	1.3	599.3
		中央径間 1/3 点北側	CH17	0.226	2.1	0.226	2.6	0.226	1.3	400.1
		中央径間 1/3 点南側	CH18	0.226	2.1	0.226	2.6	0.226	1.3	399.2
鉛直たわみ対称 2次	0.342	中央径間中央北側	CH15	0.342	1.3	0.330	1.1	0.342	1.1	9.0
		中央径間中央南側	CH16	—	—	0.330	0.9	0.342	6.9	—
		中央径間 1/3 点北側	CH17	0.342	1.0	0.342	0.9	0.342	0.8	6.3
		中央径間 1/3 点南側	CH18	0.342	1.1	0.342	1.1	0.342	0.9	5.2
		側径間中央北側	CH21	—	—	0.336	6.6	0.342	—	—
		側径間中央南側	CH22	—	—	0.336	2.3	0.336	1.7	—
鉛直たわみ逆対称 1次	0.159	中央径間中央南側	CH16	—	—	0.165	3.0	0.165	2.1	—
		中央径間 1/3 点北側	CH17	0.159	3.5	0.165	3.9	0.165	3.3	30.1
面外横たわみ対称 1次	0.134	主桁主塔 2 P 位置	CH2	0.134	6.3	0.128	3.9	0.128	3.0	12.0
		中央径間中央上側	CH4	0.134	5.9	0.140	7.0	0.140	4.3	47.1
		中央径間 1/3 点	CH5	0.134	6.8	0.140	4.5	0.140	3.7	45.9
		主桁主塔 3 P 位置	CH6	0.134	4.3	0.140	2.5	0.140	3.6	15.2
面外横たわみ逆対称 1次	0.421	主桁主塔 2 P 位置	CH2	0.421	1.5	0.421	0.8	0.409	1.0	5.7
		中央径間 1/3 点	CH5	0.421	0.9	0.421	0.7	0.421	3.5	19.7
		主桁主塔 3 P 位置	CH6	0.415	2.7	0.421	0.6	0.421	1.1	11.4
遊動円木	0.244	主桁主塔 3 P 位置	CH12	0.244	5.9	—	—	0.238	4.0	17.6
ねじれ対称 1次	0.531	中央径間中央北側	CH15	0.531	1.4	0.531	0.4	0.525	0.8	34.6
		中央径間中央南側	CH16	0.531	1.7	0.531	0.4	0.525	0.9	34.9
		中央径間 1/3 点北側	CH17	0.531	1.2	0.531	0.4	0.525	0.8	35.4
		中央径間 1/3 点南側	CH18	0.525	2.5	0.531	0.4	0.525	1.1	30.1
主塔橋脚 1次	0.861	主塔 3 P 塔頂南側	CH10	0.861	1.1	—	—	0.879	0.5	3.4
		主塔 3 P 塔頂北側	CH11	0.861	1.1	—	—	—	—	2.7
主塔直角 1次	0.574	主塔 3 P 塔頂	CH8	0.574	1.3	—	—	0.580	1.0	8.1
		主桁主塔 3 P 位置	CH6	0.574	1.2	—	—	0.580	0.8	1.8

— : 目標とする周期に明確なピークが存在しない * : ピークが頭切れしているもの

表－3. 2 地震観測記録から推定された減衰定数

地震	固有振動モード		パワースペクトル		伝達関数	
			振動数 (Hz)	減衰 定数 (%)	振動数 (Hz)	減衰 定数 (%)
ウィ ッ テ ィ ア	鉛直た わみ	対称1次	0.226	5.3	0.229	2.3
		対称2次	0.372	2.8	0.378	1.4
		逆対称1次	0.183	3.9	0.177	1.4
	面外横 たわみ	対称1次	0.134	7.9	0.138	4.2
		逆対称1次	0.427	2.1	0.421	0.8
	遊動円木		0.232	4.3	0.232	4.8
	ねじれ対称1次		0.510	1.9	0.507	0.7
ノ ー ス リ ッ ジ	鉛直た わみ	対称1次	0.226	2.0	0.226	1.9
		対称2次	0.342	1.1	0.339	2.2
		逆対称1次	0.159	3.5	0.165	3.1
	面外横 たわみ	対称1次	0.134	5.8	0.140	4.1
		逆対称1次	0.419	1.7	0.421	0.7
	遊動円木		0.244	5.9	0.238	4.0
	ねじれ対称1次		0.530	1.7	0.528	0.7

3. 2. 2. 自由減衰振動波形からの減衰特性の推定

ハーフパワー法を用いた減衰定数の推定方法は、地動による強制振動を含んだ振動波形に対するスペクトル分析を行っていることになる。本橋の観測波形には図-2. 6、図-2. 7に示すように主要動のあとに長時間続く自由減衰部分が存在する。図-3. 8に、ウィッティア地震とノースリッジ地震における中央径間中央部における橋軸直角方向変位波形について示す。両地震とも主要動は20秒前後でほぼ終了しているが、その後80～120秒にいたるまで自由減衰振動波形が観測されていることがわかる。ここでは、この自由減衰振動部分の勾配に着目して減衰定数を推定した。

減衰定数の推定においては、各振動モードの減衰特性を把握することとした。各振動モードの減衰定数の推定にあたっては、主要な振動モードに対応する周波数帯の波形を抽出し、その波形勾配から減衰定数の推定を行った。着目する振動モードの波形の抽出にあたっては、減衰振動による振動数の変化をとらえることができるよう適当なバンド幅を設定しながらバンドパスフィルターをかけ、着目周波数に応じた波形の抽出を行った。なお、減衰定数の推定においては、その振動モードによって最も励起される観測点の変位波形を用いた。図-3. 9には、主桁面外横たわみ対称1次モードの抽出波形例を示す。

表-3. 3には、以上に示した方法によって推定された各振動モードの減衰定数を示す。なお、着目した周波数帯の振動波形抽出の際にうねり成分を除去出来ず、そのまま推定を行ったものについては注記をしている。

減衰定数の推定にあたっては、下記の関係を用いた。

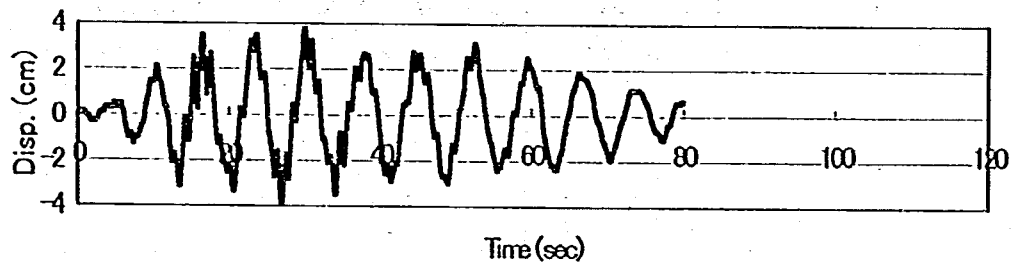
$$\delta = \log_e(a_m / a_{m+1}) = \frac{2\pi h}{\sqrt{1-h^2}}$$

ここに、 δ : 対数減衰率 a_m : 波の振幅値 h : 減衰定数

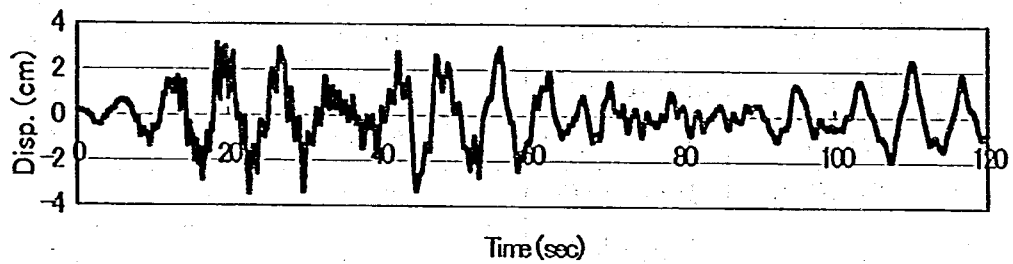
また、推定にあたっては平均対数減衰率から減衰定数を推定した。

ウィッティア地震においては、面外横たわみ対称1次モードの減衰定数が5.5%と大きい、他のモードにおいては1-2%程度である。一方、ノースリッジ地震においては、1-3%程度の減衰定数が得られているが、鉛直たわみ対称1次モードと中央径間遊動円木モードにおいて3%前後と大きい減衰定数となっている。

ハーフパワー法によって推定された減衰定数と、自由減衰波形から推定された減衰定数とを比較した場合、両者の値は若干の違いはあるものの、各振動モード毎の減衰定数の大小といった傾向は一致している。また、自由減衰波形から求めた減衰定数の値は、ハーフパワー法によって推定された減衰定数より小さい傾向にある。。

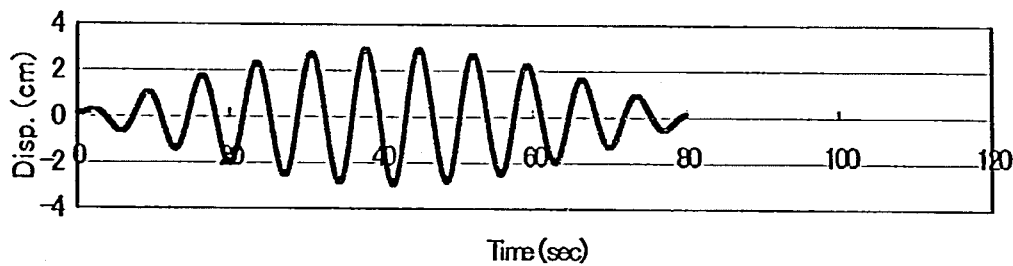


(a) ウィッティア地震

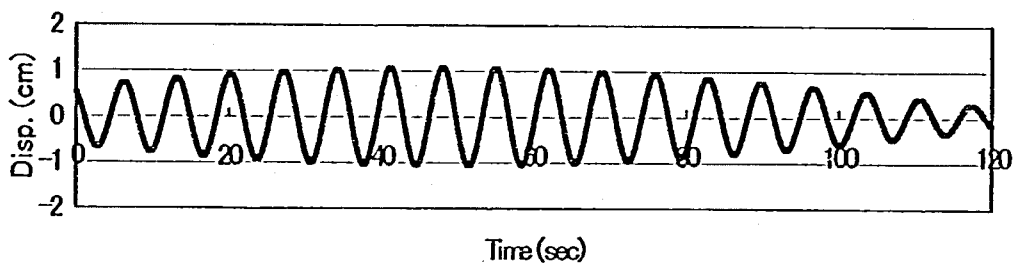


(b) ノースリッジ地震

図-3.8 中央径間中央部横たわみの変位波形 (原波形)



(a) ウィッティア地震



(b) ノースリッジ地震

図-3.9 観測記録から抽出した主桁横たわみ対称1次モード変位波形

(中央径間中央部)

表-3. 3 自由減衰振動波形から求めた各振動モードの減衰定数

	振動モード	着目点	ウィットティア地震	ノースリッジ地震
			減衰定数	減衰定数
面外	横たわみ対称1次	中央径間中央	5.5%	2.6%
	横たわみ逆対称1次	中央径間1/3	1.4%	1.4%
	ねじれ対称1次	中央径間中央	0.8%	0.9%
面内	鉛直たわみ逆対称1次	中央径間1/3	1.4%*	0.9%
	鉛直たわみ対称1次	中央径間中央	1.5%*	2.9%
	中央径間遊動円木	塔位置・橋軸	1.7%	3.4%
	鉛直たわみ対称2次	中央径間中央	2.0%*	0.6%
主塔	塔の直角方向同位相	塔頂・直角	0.7%	1.6%
	塔の橋軸方向	塔頂・橋軸	0.3%	0.6%

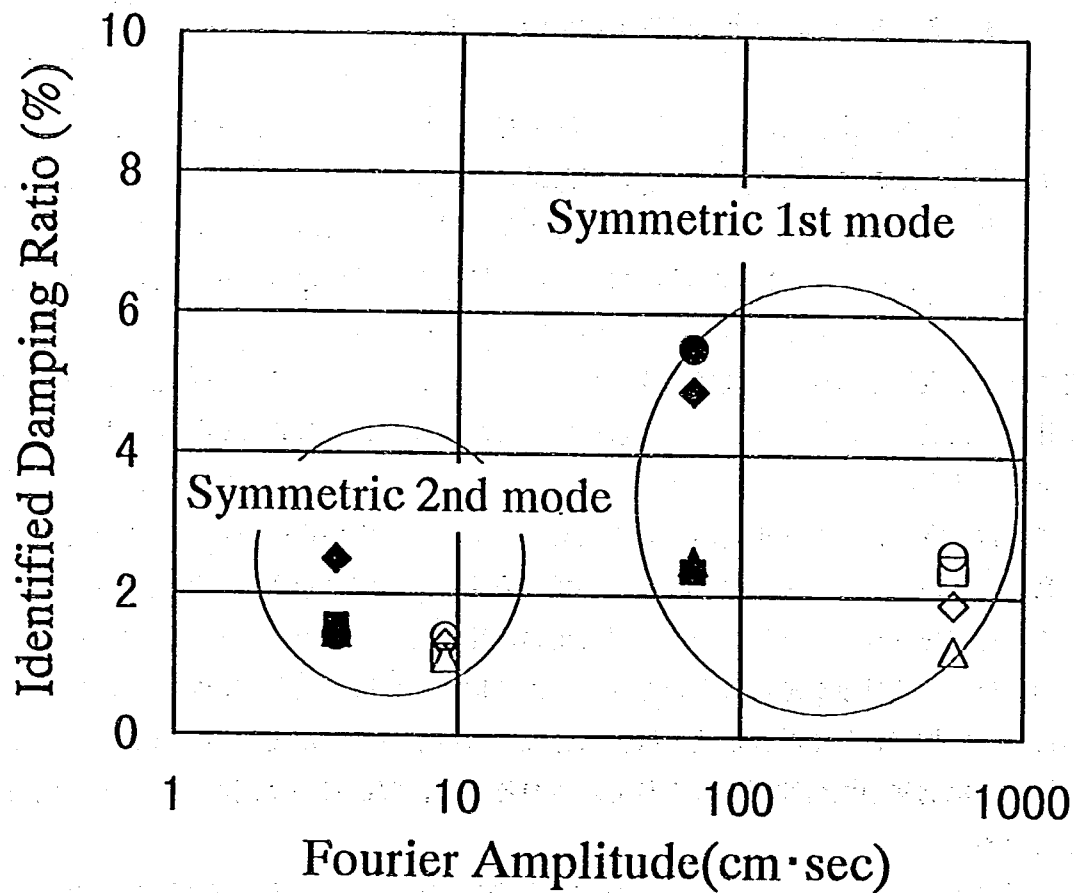
*： うねり成分を除去できない状態で推定を行ったもの

3. 2. 3. 減衰定数の推定結果のまとめ

これまでは、周波数領域における観測記録に対してハーフパワー法を用いた推定手法、および時間領域における観測記録のうち自由減衰振動波形の勾配を利用した減衰定数の推定方法を用いた、吊橋の減衰定数の推定を行った。観測記録を用いて推定された減衰定数の傾向としては、実橋での振動実験においては1%以下の減衰定数しか確認されない場合が多いが、このような大振幅の振動においては、振動モードによっては小さい減衰定数も推定されるが概ね2%程度の減衰定数が得られていることがわかる。一般に長大吊橋の耐震設計では減衰定数として2%が用いられているが、今回の減衰定数の推定においてはその妥当性が示された。

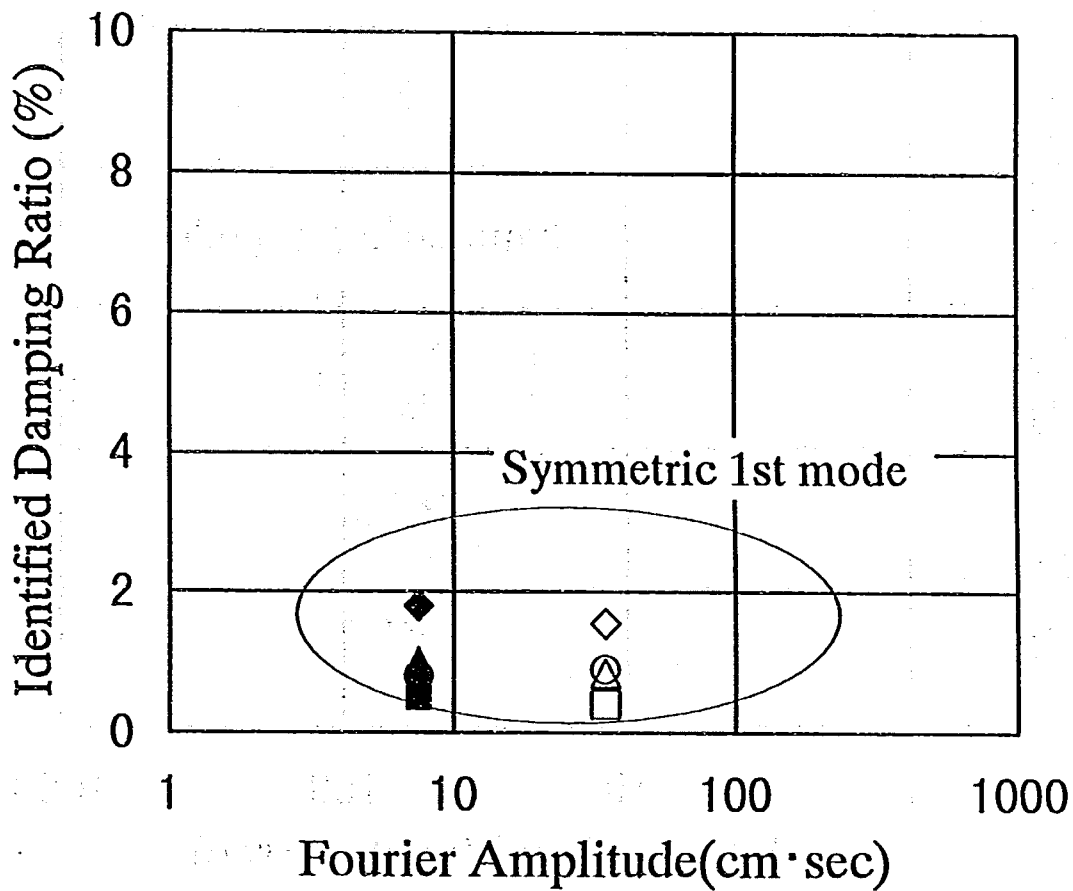
ここでは、さらにこれら推定結果のまとめとして、主桁中央径間部中央において代表的な振動モード毎にフーリエ変位振幅と、各推定方法によって推定された減衰定数との関係に関する考察を行う。フーリエ変位振幅を用いた比較を行うことによって、ウィットティア地震およびノースリッジ地震の違いとフーリエ変位振幅の違いとして示すことができ、両地震によって推定された減衰定数の振幅依存性を考察することができる。なお、フーリエ変位振幅には通常観測時間が乗じられて示されるため、解析対象時間は両地震とも同時間としている。

フーリエ変位振幅と各推定された減衰定数とを比較して図化したものが、図-3.10である。主桁中央径間部中央における鉛直たわみ振動に着目した場合、対称1次および2次と混在して示しているが、おおむね減衰定数が2%付近に散らばっている様子がわかる。対称1次および2次と個別にみた場合、対称2次モードではほぼ同一の減衰定数が推定されるが、対称1次モードにおいては、ノースリッジ地震では大きなフーリエ変位振幅が算出されるが、推定される減衰定数はウィットティア地震のものよりも小さい傾向にある。この原因については、大振幅になることによって、非合成コンクリート床版部の減衰への寄与や、支承部での摩擦状態が2つの地震間で変化しているものと考えられる。主桁中央径間部中央における主桁ねじれ1次振動においては、減衰定数は1%前後にばらついており、ねじれに対する減衰定数は小さいことが確認できるが、明確な振幅依存性は認められない。面外横たわみ対称1次振動については、他のモードと比較して大きな減衰定数が確認できる。しかしながら、得られたフーリエ変位振幅が接近しているため振幅依存性は確認できない。



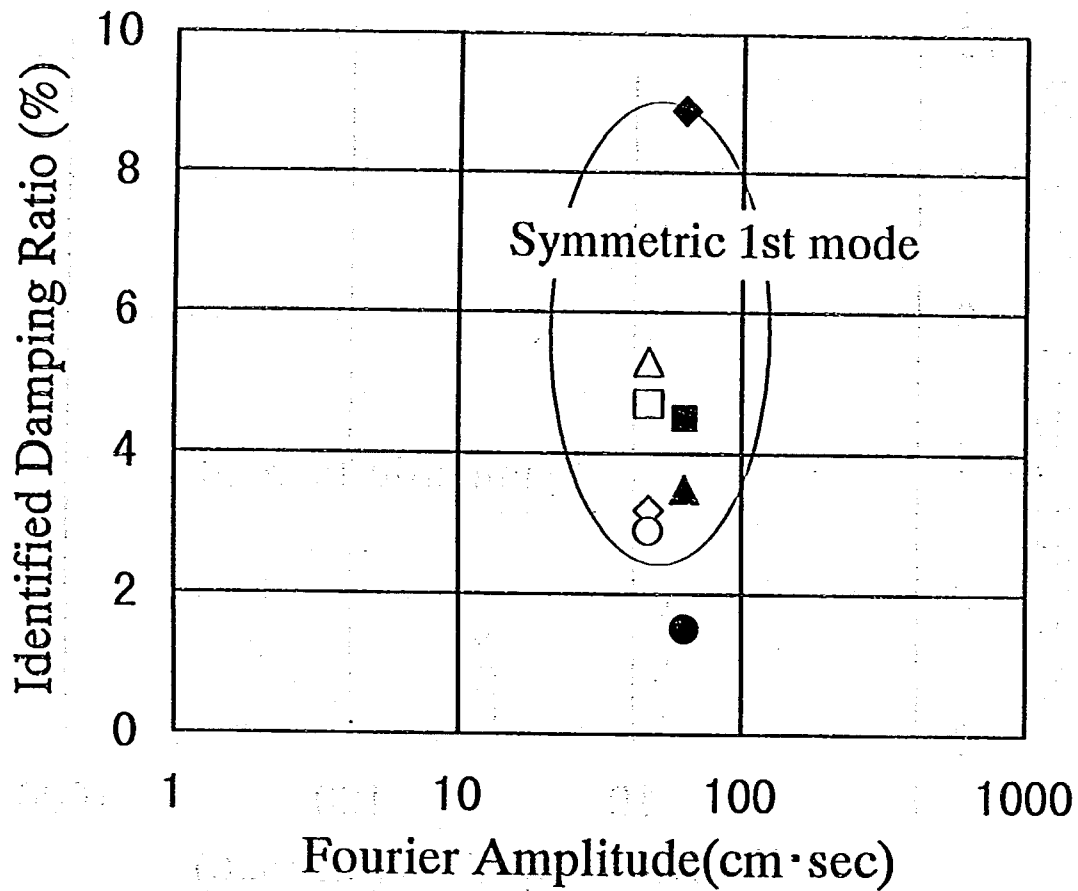
- ◆: パワースペクトルにハーフパワー法を用いて減衰定数を推定した結果 (ウィットティア地震)
- ◇: パワースペクトルにハーフパワー法を用いて減衰定数を推定した結果 (ノースリッジ地震)
- : 2 P 基礎入力との伝達関数を用いて減衰定数を推定した結果 (ウィットティア地震)
- : 2 P 基礎入力との伝達関数を用いて減衰定数を推定した結果 (ノースリッジ地震)
- ▲: 3 P 基礎入力との伝達関数を用いて減衰定数を推定した結果 (ウィットティア地震)
- △: 3 P 基礎入力との伝達関数を用いて減衰定数を推定した結果 (ノースリッジ地震)
- : 自由減衰振動波形を用いて減衰定数を推定した結果 (ウィットティア地震)
- : 自由減衰振動波形を用いて減衰定数を推定した結果 (ノースリッジ地震)

図-3. 10 (1) 主桁鉛直たわみ対称1次および2次振動に着目した減衰特性の振幅依存性 (着目位置: 主桁中央径間部中央)



- ◆: パワースペクトルにハーフパワー法を用いて減衰定数を推定した結果 (ウィットティア地震)
- ◇: パワースペクトルにハーフパワー法を用いて減衰定数を推定した結果 (ノースリッジ地震)
- : 2 P 基礎入力との伝達関数を用いて減衰定数を推定した結果 (ウィットティア地震)
- : 2 P 基礎入力との伝達関数を用いて減衰定数を推定した結果 (ノースリッジ地震)
- ▲: 3 P 基礎入力との伝達関数を用いて減衰定数を推定した結果 (ウィットティア地震)
- △: 3 P 基礎入力との伝達関数を用いて減衰定数を推定した結果 (ノースリッジ地震)
- : 自由減衰振動波形を用いて減衰定数を推定した結果 (ウィットティア地震)
- : 自由減衰振動波形を用いて減衰定数を推定した結果 (ノースリッジ地震)

図-3. 10 (2) 主桁ねじれ対称1次振動に着目した減衰特性の振幅依存性 (着目位置: 主桁中央径部中央)



- ◆： パワースペクトルにハーフパワー法を用いて減衰定数を推定した結果（ウィットティア地震）
- ◇： パワースペクトルにハーフパワー法を用いて減衰定数を推定した結果（ノースリッジ地震）
- ： 2 P基礎入力との伝達関数を用いて減衰定数を推定した結果（ウィットティア地震）
- ： 2 P基礎入力との伝達関数を用いて減衰定数を推定した結果（ノースリッジ地震）
- ▲： 3 P基礎入力との伝達関数を用いて減衰定数を推定した結果（ウィットティア地震）
- △： 3 P基礎入力との伝達関数を用いて減衰定数を推定した結果（ノースリッジ地震）
- ： 自由減衰振動波形を用いて減衰定数を推定した結果（ウィットティア地震）
- ： 自由減衰振動波形を用いて減衰定数を推定した結果（ノースリッジ地震）

図-3. 10 (3) 主桁面外たわみ対称1次振動に着目した減衰特性の振幅依存性（着目位置：主桁中央径部中央）

3. 3. 地震応答解析（応答近似法）による減衰特性の推定

ここでは、動的解析用吊橋モデルを構築し、減衰定数を変化させた地震応答解析を行い、最大応答加速度または変位を応答近似させるといった手法によって、減衰定数の推定を行った。吊橋の地震観測記録と地震応答解析結果とを整合させるためには、各モードに対して適切な減衰定数を設定する必要があるが、各モード毎の適切な減衰定数の与え方はまだ解明されていないため、ここでは吊橋全体に一律に0、1、2、3、5%の5種類に変化させて地震応答解析を行い、観測値と地震応答解析から得られた最大値応答をもとに減衰定数の推定を行った。

上部構造は図-3. 3に前述した3次元の線形骨組み解析モデルを用いた。床版のモデル化においては、本橋は非合成の床版を有しており、主桁横剛性への寄与は構造上ないと考えられるが、実構造上の摩擦等を考慮し床版剛性の主桁横剛性への寄与率を40%程度に考えた。表-3. 4は、観測記録のフーリエスペクトルの卓越振動数から求めた固有周期の実測値と、解析モデルから推定される解析値を比較したものである。これによれば、固有値解析から求められる固有周期は概ね実測値と一致しており解析モデルがほぼ実際の振動特性を表現していることがわかる。なお、主要なモード図は、図-3. 3に示したとおりである。このようにして作成された解析モデルを用いて地震応答解析を行った。地震応答解析はモード解析法により、モード重ね合わせ数は292次（有効質量比95%以上）まで考慮した。

図-3. 11～図-3. 14に、代表的な観測地点におけるウィットティア地震およびノースリッジ地震時における加速度波形および変位波形に対する応答近似法の解析事例を示す。ピンセント・トーマス橋では両主塔基礎位置での3方向成分の観測記録が得られているが、両端橋脚位置やアンカレイジでは全ての入力波に関する観測記録が得られていないため、橋梁応答の観測波形と応答計算結果を一致させることは困難である。しかしながら、上部構造のモデル化が橋梁の応答特性を表現できる場合は、ある程度の応答推定が可能である。ここでは、代表的な事例としてノースリッジ地震での変位波形に対する応答近似法の近似度について考察を行う。

図-3. 14(a)および(b)に示す主桁中央径間の橋軸直角方向の振動は、両主塔位置での地震入力の位相差に最も影響を受ける。これらの図からわかるように、概ね主要動が終了する40～60秒前後までは、ほぼ観測波形および計算波形の振動周期は一致しており、骨組モデルの精緻さと、両主塔位置での観測記録が得られていることから、橋軸直角方向の応答をこれだけ合致させることが可能であったと考えられる。

図-3. 14(c)および(d)に示す主桁中央径間の鉛直方向の波形は主にケーブルの鉛直たわみ振動と連成する。40～60秒以降の自由振動を生じている部分においては固有振動数がほぼ一致しているため傾向的にはほぼ一致しているが、主要動付近においては一致度が

劣る。これは、ケーブルの鉛直たわみ振動には主塔、端橋脚、アンカレイジからの地震入力波の位相差が重要となるが、観測記録の不足からこの位相差を十分に表現できていないために、一致度が劣るものと考えられる。

図-3. 14(e)では、主桁主塔位置での橋軸方向の変位応答波形を示しているが、別途加速度波形からはスパイク的な波形が観測されており、衝突が生じた可能性が考えられる。そのため、観測波形と応答計算結果との一致度が劣る。

図-3. 14(f)および(g)に示す主塔頂の振動は、ケーブルの振動に影響される。したがって、主桁鉛直振動における振動性状とおよび動的解析結果との整合度の関係に類似する。主要動域における観測記録に対する応答計算結果との一致度は劣るが、自由振動部分においては一致度が向上する。

このような、応答近似法の特性を踏まえた上で、各最大応答加速度および最大各応答変位を近似する減衰定数を同定した。

減衰定数の推定にあたっては、観測値の変位または加速度の最大値と、減衰定数を変化させた応答波形の最大値とが整合する減衰定数を、推定された減衰定数として扱った。このようにして各観測位置の最大応答をもとに減衰定数を推定した結果を表-3. 5に示している。なお、表中では解析で設定した減衰定数は0, 1, 2, 3, 5%の5ケースであるので、観測による最大応答値が解析で求められない場合には、減衰定数も該当する範囲で示している。解析値と観測値がほぼ等しい場合にはそのときの減衰定数を示し、さらに減衰定数が5%よりも大きいと推定される場合には5%以上と記述している。表-3. 5の結果によれば、以下の点が考察される。

1) 最大応答加速度で比較した場合

- ①推定された減衰定数は観測点によってばらつきが見られるが、ウィットティア地震による観測記録から得られた減衰定数は、主塔の橋軸方向には5%以上、主塔の橋軸直角方向には0~1%、主桁の橋軸直角方向には1%程度、主桁の鉛直方向には1~2%程度が推定される。遊動円木モードの減衰は0%と推定される。
- ②ノースリッジ地震による観測記録から得られた減衰定数にも同様のばらつきが見られるが、主塔の橋軸方向には5%、主塔の橋軸直角方向には5%以上、補剛桁の橋軸直角方向には2~5%、補剛桁の鉛直方向には3~5%程度が推定される。遊動円木モードの減衰は0%と推定される。
- ③ノースリッジ地震による観測記録から減衰定数を求めた場合とウィットティア地震による観測記録から減衰定数を求めた場合を比較してみると、ばらつきはみられるが、全体としてノースリッジ地震から推定される減衰定数が大きくなっている。

2) 最大応答変位で比較した場合

- ①推定された減衰定数は観測点によってばらつきが見られるが、ウィットティア地震による観測記録から得られた減衰定数は、主塔の橋軸方向には5%以上、主塔の橋軸直角方向には2%、補剛桁の橋軸直角方向には5%以上、補剛桁の鉛直方向には1～5%程度が推定される。遊動円木モードは2%程度の減衰が推定される。
- ②ノースリッジ地震による観測記録から得られた減衰定数にも同様のばらつきが見られるが、主塔の橋軸方向には3%、主塔の橋軸直角方向には5%以上、補剛桁の橋軸直角方向には5%以上、補剛桁の鉛直方向には0～2%程度が推定される。遊動円木モードは3～5%程度の減衰が推定される。
- ③ノースリッジ地震による観測記録から減衰定数を求めた場合とウィットティア地震による観測記録から減衰定数を求めた場合を比較してみると、ばらつきはみられるが、やはり全体としてノースリッジ地震から推定される減衰定数が大きくなっている。

最大応答変位を用いて減衰定数を推定した場合と、最大応答加速度を用いて推定した場合とでは結果が異なる。この原因の一つとしては、最大加速度を用いる場合には観測された加速度波形にはスパイク的な波形が内在しているため小さな減衰定数が推定されるのに対し、最大応答変位を用いる場合にはその傾向がみられないことによるものと考えられる。これは、ここには示していないが最大値の発生時刻が、変位に関してはほぼ観測値と計算値の時刻が多少の誤差を含みながらほぼ一致しているのに対し、加速度に関しては大きく離れている場合が多いことから類推される。ノースリッジ地震およびウィットティア地震の観測記録を応答近似させる減衰定数を推定した結果を比較すると、ばらつきはみられるものの全体としてノースリッジ地震から推定される減衰定数が大きくなっている。

表-3. 3 固有値解析結果と各地震記録からの推定固有周期の比較

振動モード	固有値解析 結 果 (sec)	ウィッティア 地震記録より推定 (sec)	ノースリッジ 地震記録より推定 (sec)
面外横たわみ対称1次	7.422	7.407	7.463
面外横たわみ逆対称1次	2.191	2.336	2.375
ねじれ対称1次	1.706	1.949	1.883
鉛直たわみ逆対称1次	6.138	5.814	6.289
鉛直たわみ対称1次	4.563	4.630	4.425
鉛直たわみ対称2次	2.951	2.732	2.924
中央径間遊動円木	4.459	4.310	4.098
主塔橋軸方向	1.162	1.159	1.164
主塔直角方向	1.780	1.567	1.742

表-3. 4(1) 地震応答解析結果一覧 (ウィットティア地震時最大加速度)

着目する位置・方向		観測値(gal)	計算値(gal)および計算値と観測値との比較									
			h=0%	計算/観測	h=1%	計算/観測	h=2%	計算/観測	h=3%	計算/観測	h=5%	計算/観測
中央径間中央・直角	CH4	86.9	207.9	2.4	84.6	1.0	72.0	0.8	61.7	0.7	47.2	0.5
中央径間1/3点・直角	CH5	82.5	157.7	1.9	83.7	1.0	72.6	0.9	66.2	0.8	57.9	0.7
中央径間中央・鉛直	CH15	114.5	448.1	3.9	128.9	1.1	91.6	0.8	71.7	0.6	66.4	0.6
中央径間1/3点・鉛直	CH17	66.1	349.2	5.3	86.9	1.3	58.8	0.9	57.9	0.9	55.6	0.8
主桁塔位置・橋軸	CH12	165.4	125.7	0.8	67.1	0.4	58.0	0.4	54.6	0.3	53.6	0.3
塔頂・直角	CH8	215.4	361	1.7	180.0	0.8	149.2	0.7	134.6	0.6	113.0	0.5
塔頂・橋軸	CH11	117.3	651.1	5.6	305.4	2.6	250.5	2.1	213.4	1.8	166.3	1.4

表-3. 4(2) 地震応答解析結果一覧 (ノースリッジ地震時最大加速度)

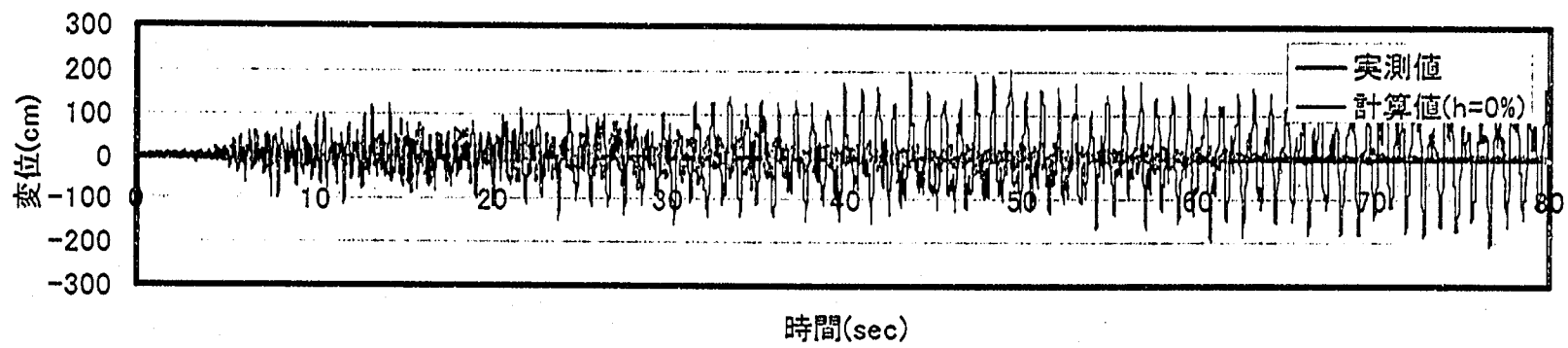
着目する位置・方向		観測値(gal)	計算値(gal)および計算値と観測値との比較									
			h=0%	計算/観測	h=1%	計算/観測	h=2%	計算/観測	h=3%	計算/観測	h=5%	計算/観測
中央径間中央・直角	CH4	156.1	501.9	3.2	222.9	1.4	189.2	1.2	171.1	1.1	142.2	0.9
中央径間1/3点・直角	CH5	144.1	484.0	3.4	175.9	1.2	145.9	1.0	127.7	0.9	122.3	0.8
中央径間中央・鉛直	CH15	132.6	1370.8	10.3	589.0	4.4	330.9	2.5	216.4	1.6	156.2	1.2
中央径間1/3点・鉛直	CH17	148.5	860.0	5.8	312.9	2.1	215.2	1.4	162.9	1.1	129.9	0.9
主桁塔位置・橋軸	CH12	467.6	205.8	0.4	202.6	0.4	200.4	0.4	199.8	0.4	200.5	0.4
塔頂・直角	CH8	441.4	1302.8	3.0	834.9	1.9	782.3	1.8	741.3	1.7	666.4	1.5
塔頂・橋軸	CH11	472.9	1009.4	2.1	535.8	1.1	515.0	1.1	517.4	1.1	504.0	1.1

表-3. 4(3) 地震応答解析結果一覧 (ウィットティア地震時最大変位)

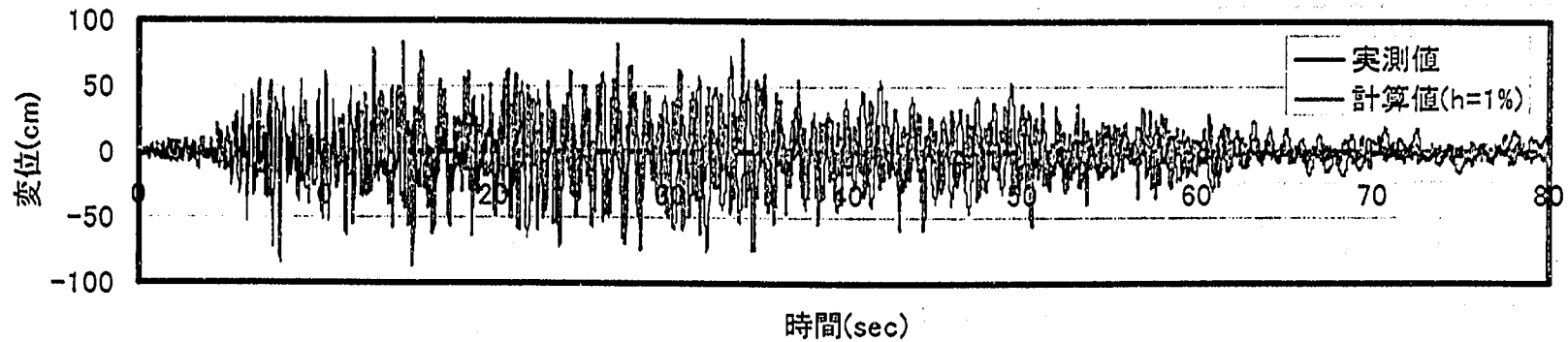
着目する位置・方向		観測値(cm)	計算値(cm)および計算値と観測値との比較									
			h=0%	計算/観測	h=1%	計算/観測	h=2%	計算/観測	h=3%	計算/観測	h=5%	計算/観測
中央径間中央・直角	CH4	4.2	17.6	4.2	11.0	2.6	8.6	2.0	7.8	1.9	6.7	1.6
中央径間1/3点・直角	CH5	3.5	15.5	4.4	9.9	2.8	7.3	2.1	6.6	1.9	5.8	1.7
中央径間中央・鉛直	CH15	5.4	11.1	2.1	7.2	1.3	5.1	0.9	4.4	0.8	4.1	0.8
中央径間1/3点・鉛直	CH17	3.2	9.5	3.0	5.6	1.8	4.9	1.5	4.3	1.3	3.5	1.1
主桁塔位置・橋軸	CH12	3.5	4.8	1.4	3.8	1.1	3.5	1.0	3.2	0.9	2.8	0.8
塔頂・直角	CH8	3.1	7.6	2.5	3.5	1.1	3.1	1.0	2.8	0.9	2.6	0.8
塔頂・橋軸	CH11	2.8	12.5	4.5	7.3	2.6	6.2	2.2	5.3	1.9	4.2	1.5

表-3. 4(4) 地震応答解析結果一覧 (ノースリッジ地震時最大変位)

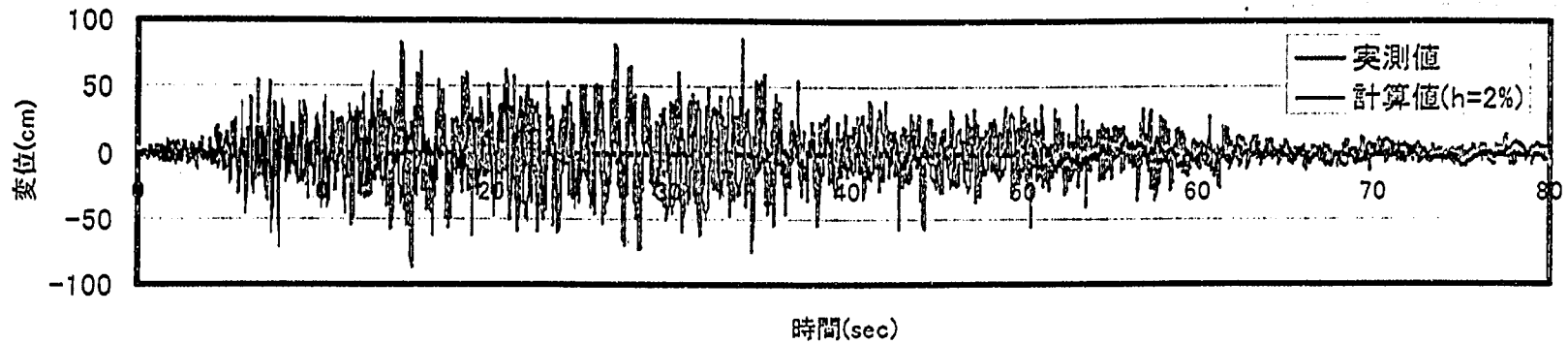
着目する位置・方向		観測値(cm)	計算値(cm)および計算値と観測値との比較									
			h=0%	計算/観測	h=1%	計算/観測	h=2%	計算/観測	h=3%	計算/観測	h=5%	計算/観測
中央径間中央・直角	CH4	3.5	14.5	4.1	8.3	2.4	6.4	1.8	5.6	1.6	5.2	1.5
中央径間1/3点・直角	CH5	3.8	20.7	5.4	10.0	2.6	6.9	1.8	6.2	1.6	5.5	1.4
中央径間中央・鉛直	CH15	15.8	27.9	1.8	12.0	0.8	9.7	0.6	7.9	0.5	5.7	0.4
中央径間1/3点・鉛直	CH17	16.0	33.8	2.1	19.7	1.2	13.8	0.9	10.6	0.7	7.6	0.5
主桁塔位置・橋軸	CH12	7.1	17	2.4	12.5	1.8	9.9	1.4	8.3	1.2	6.4	0.9
塔頂・直角	CH8	4.4	14.3	3.3	7.3	1.7	7.0	1.6	6.6	1.5	6.0	1.4
塔頂・橋軸	CH11	4.8	11.4	2.4	5.7	1.2	5.2	1.1	5.0	1.0	5.1	1.1



(a) 減衰定数 $h=0\%$

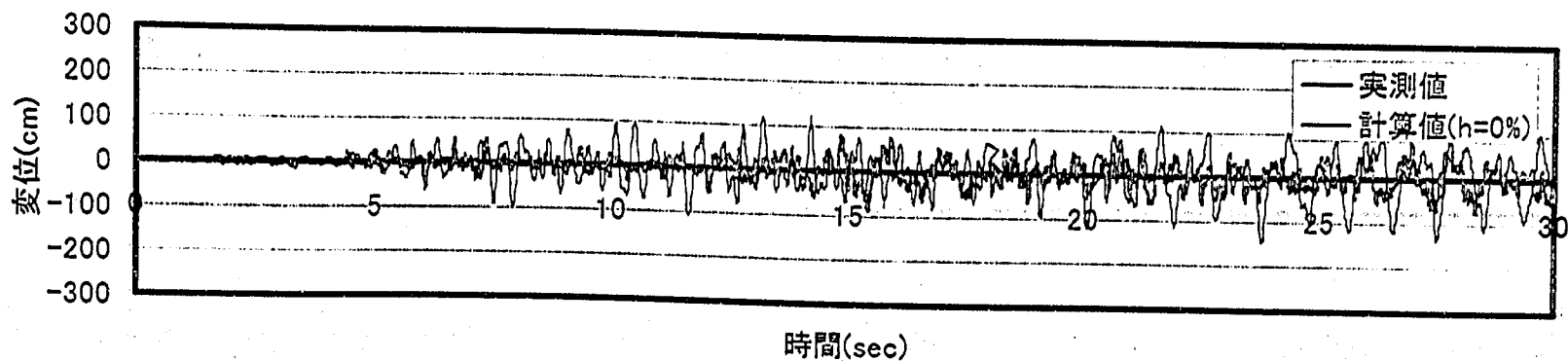


(b) 減衰定数 $h=1\%$

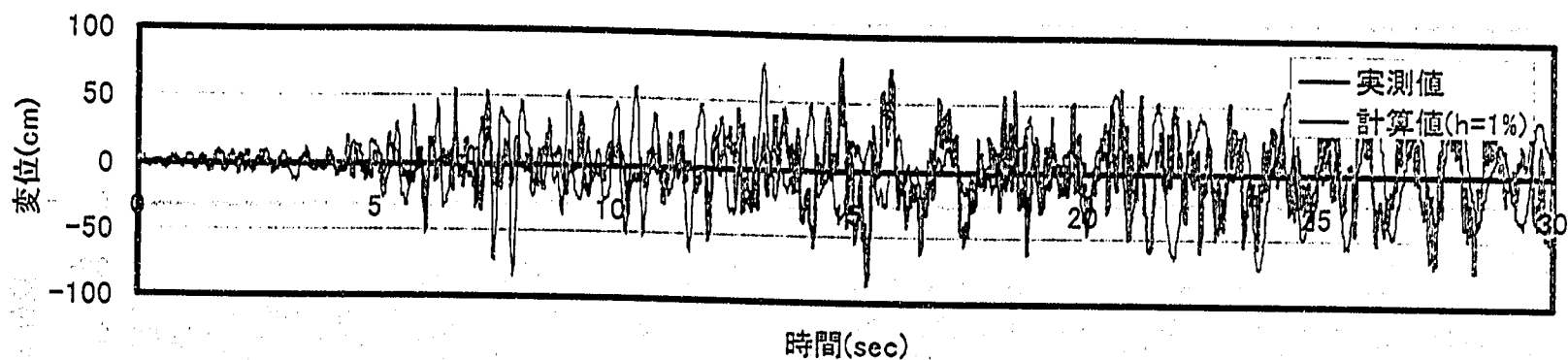


(c) 減衰定数 $h=2\%$

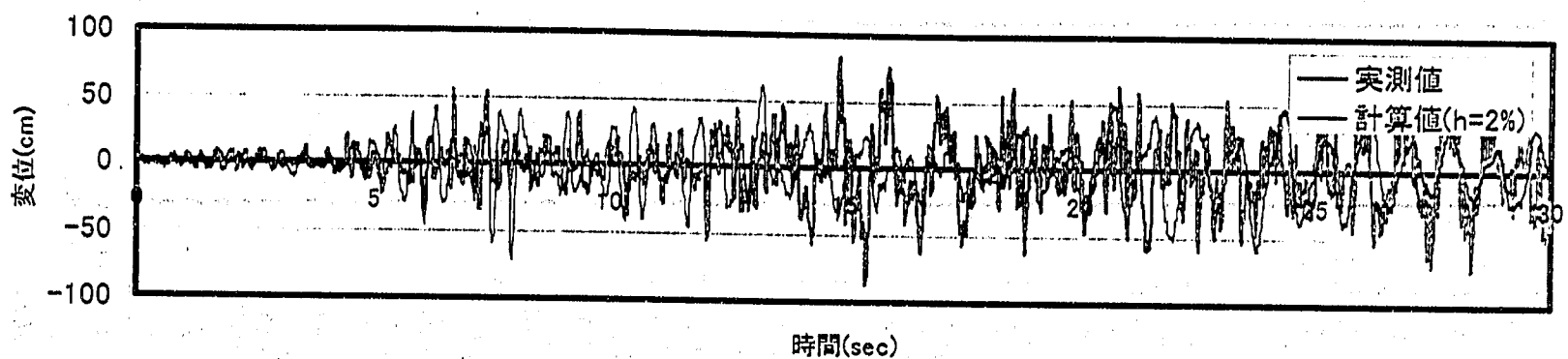
図-3.11 (a) - 1 主桁中央径間中央橋軸直角方向加速度 (CH4) - ウィットティア地震 -



(d) 減衰定数 $h=0\%$

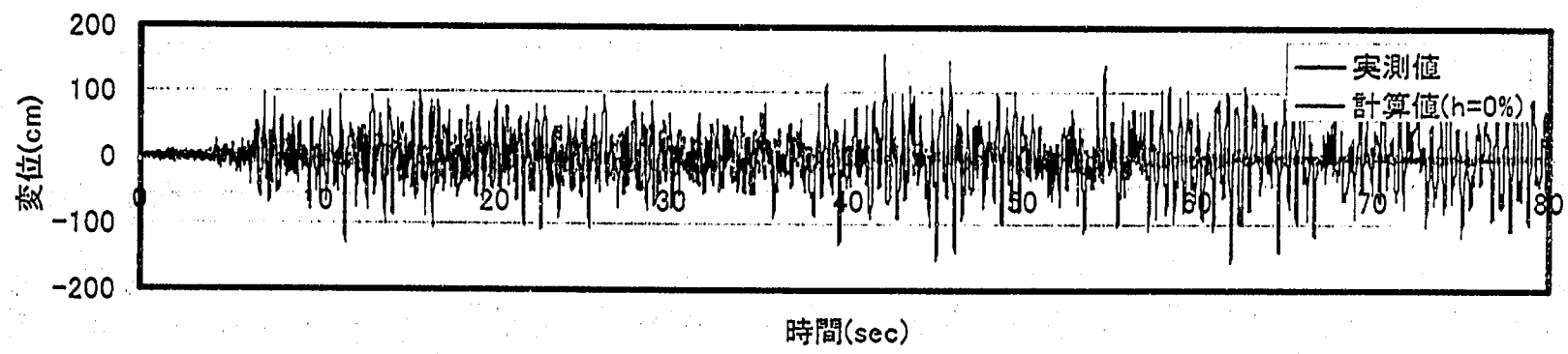


(e) 減衰定数 $h=1\%$

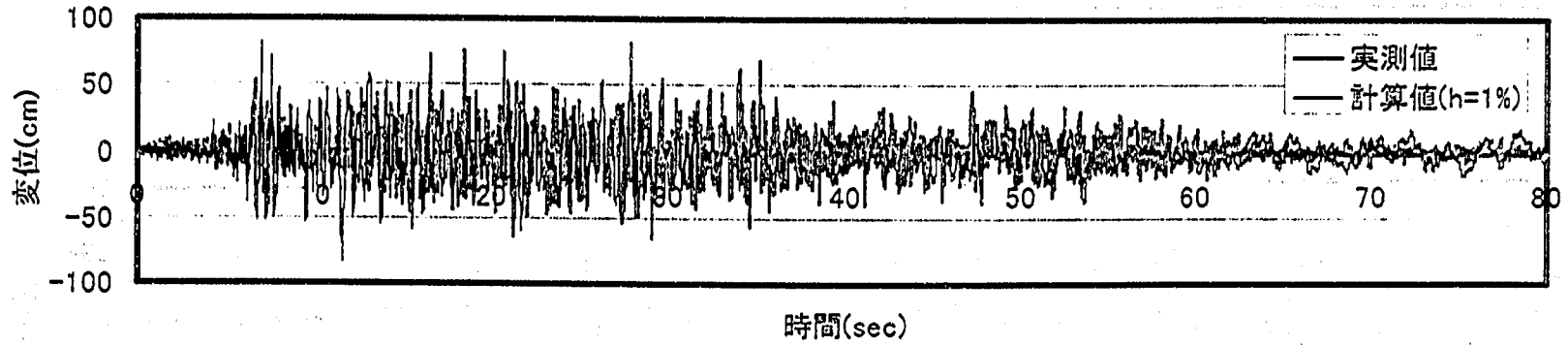


(f) 減衰定数 $h=2\%$

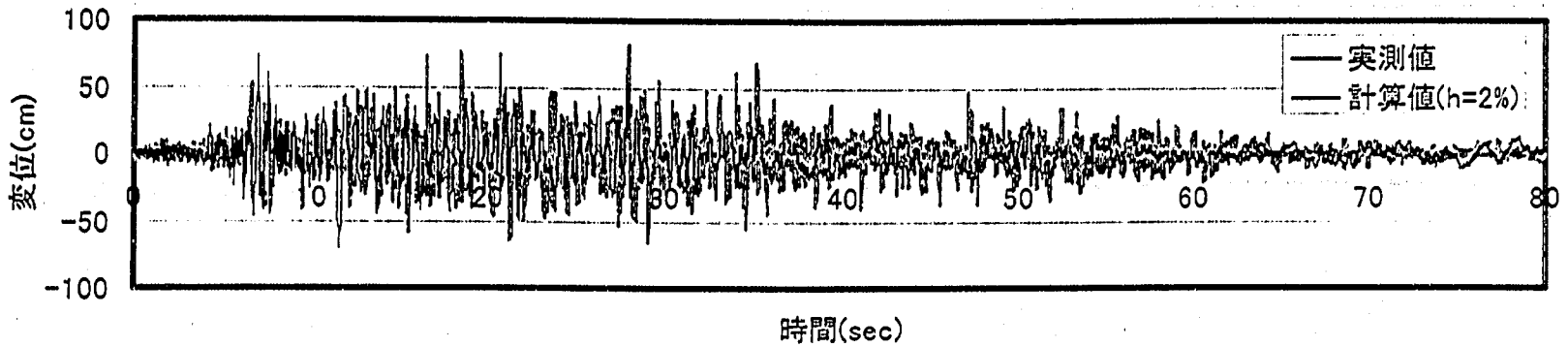
図-3. 1.1 (a) - 2 主桁中央径間中央橋軸直角方向加速度 (CH4) -ウィットティア地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

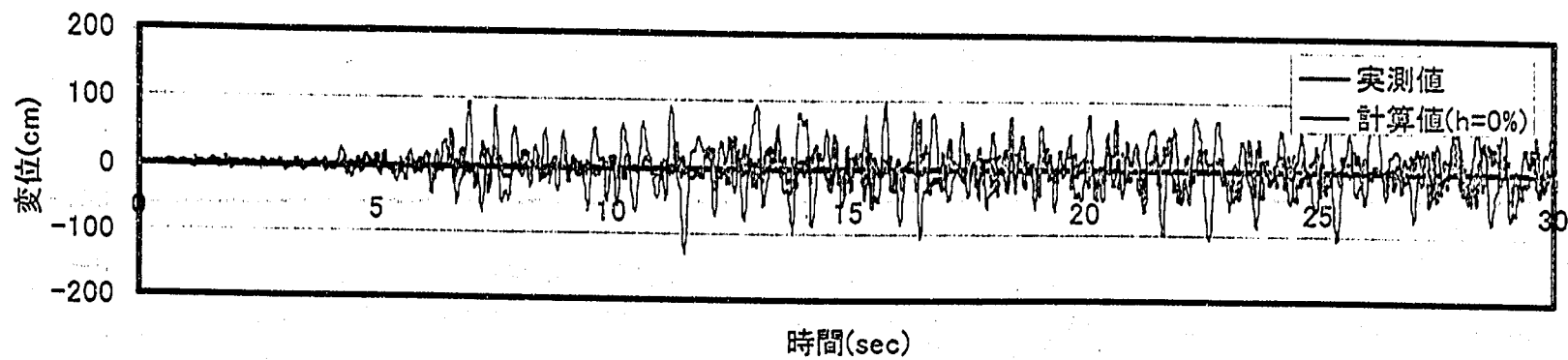


(b) 減衰定数 $h=1\%$

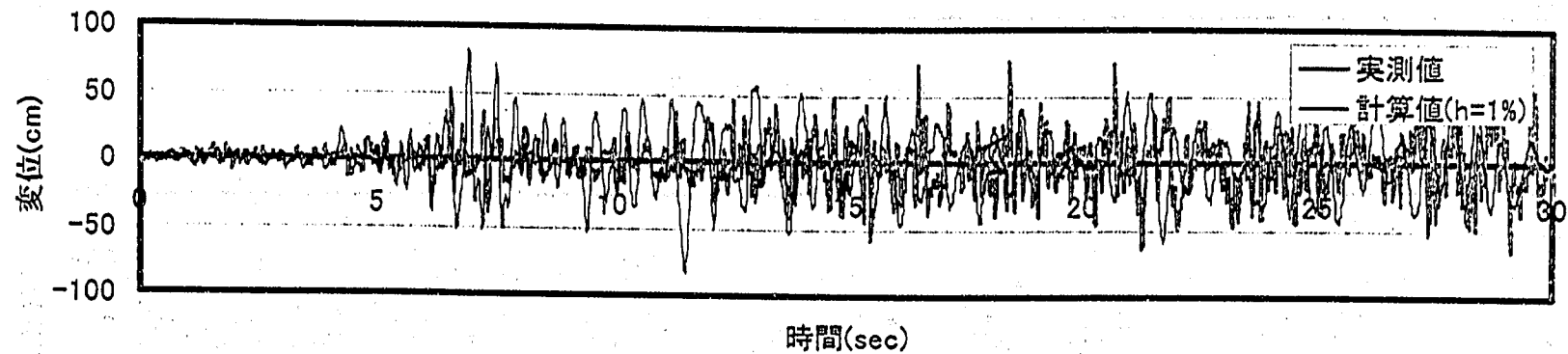


(c) 減衰定数 $h=2\%$

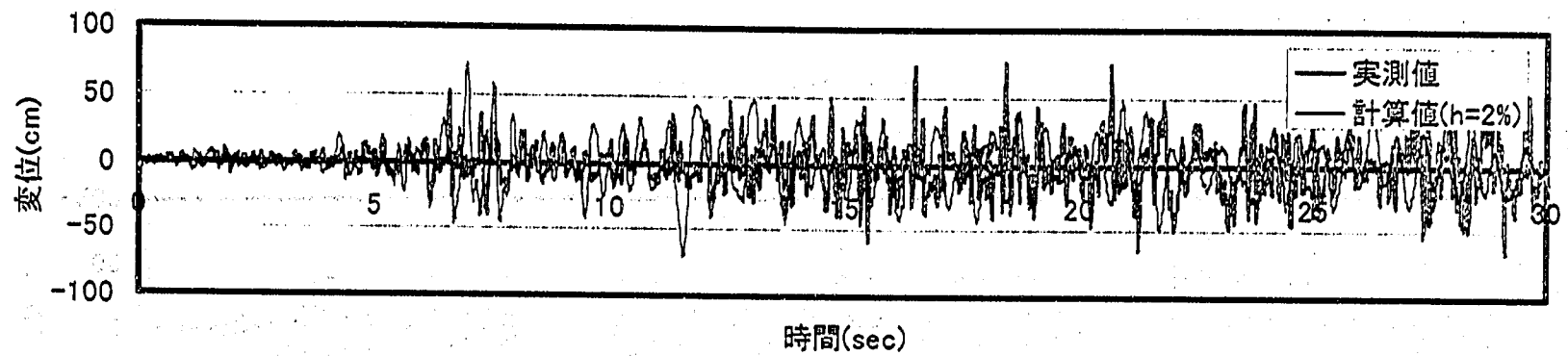
図-3. 11 (b) - 1 主桁中央径間 1/3 点橋軸直角方向加速度 (CH5) - ウィットピア地震 -



(a) 減衰定数 $h=0\%$

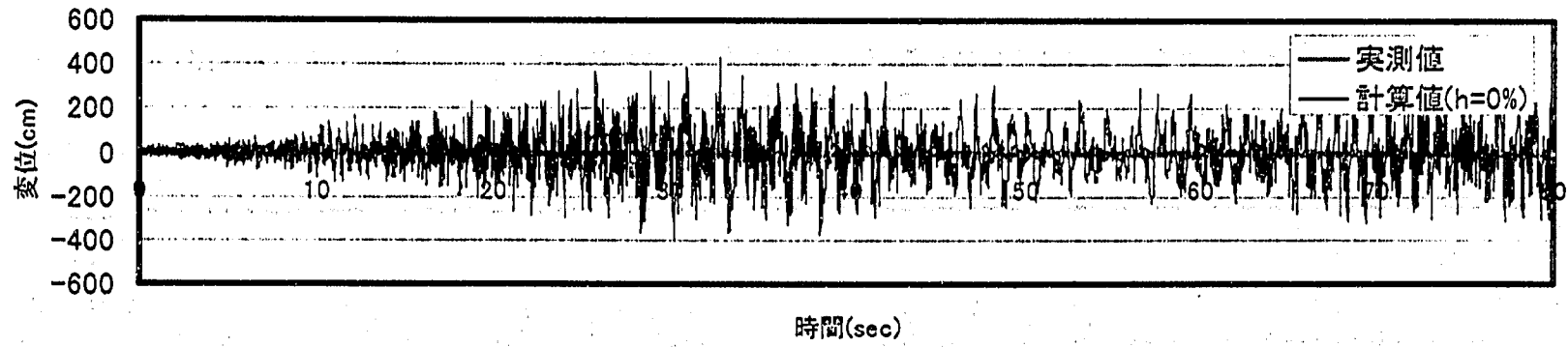


(b) 減衰定数 $h=1\%$

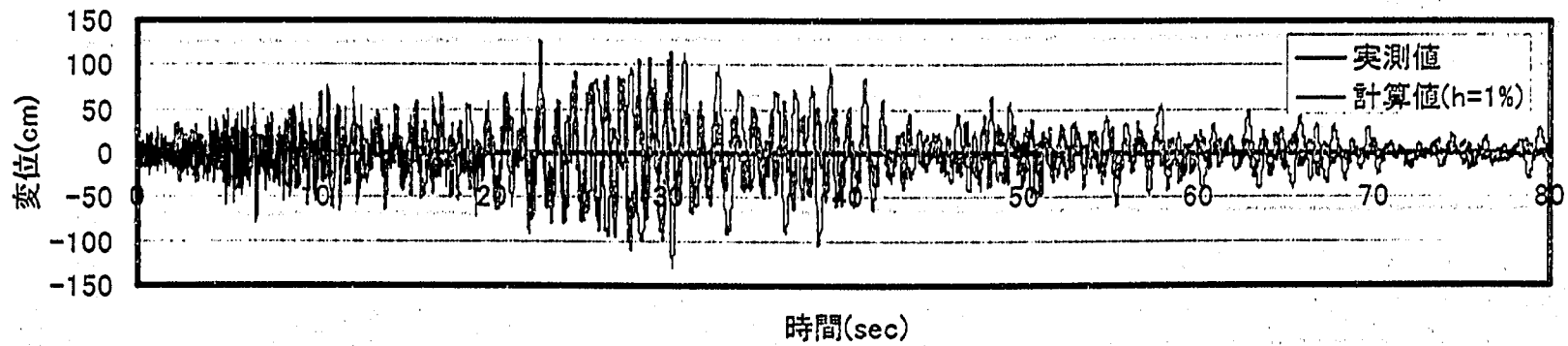


(c) 減衰定数 $h=2\%$

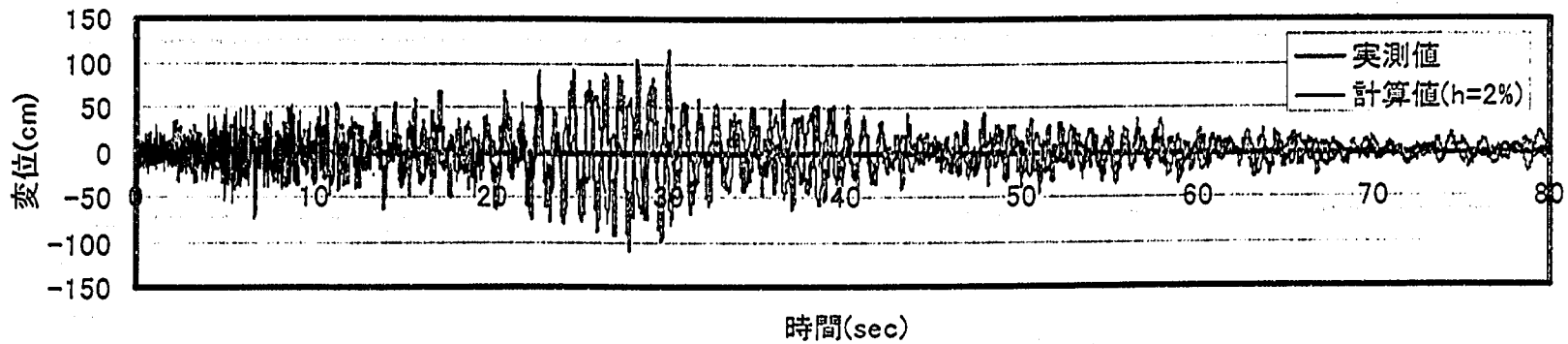
図-3.11 (b) - 2 主桁中央径間 1/3 点橋軸直角方向加速度 (CH5) - ウィットピア地震 -



(a) 減衰定数 $h=0\%$

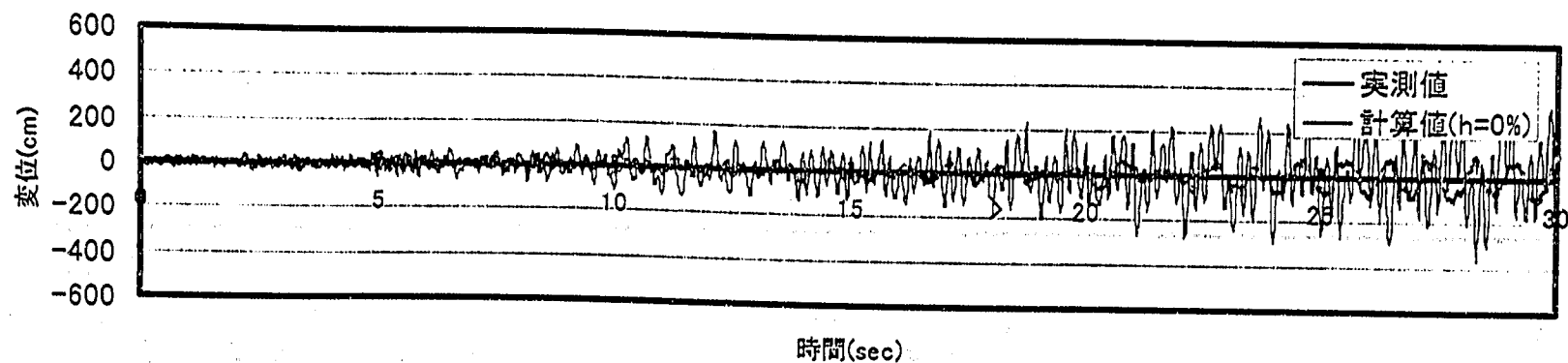


(b) 減衰定数 $h=1\%$

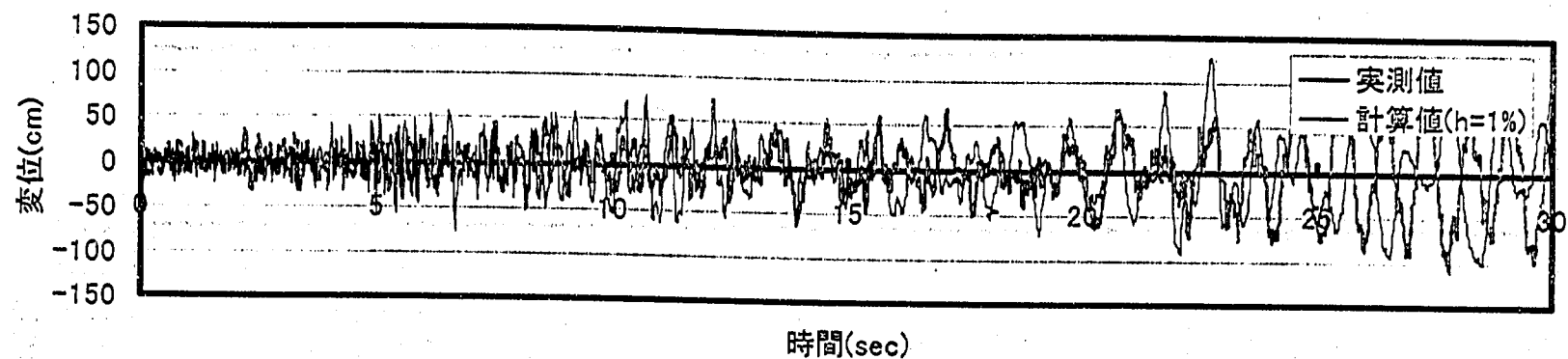


(c) 減衰定数 $h=2\%$

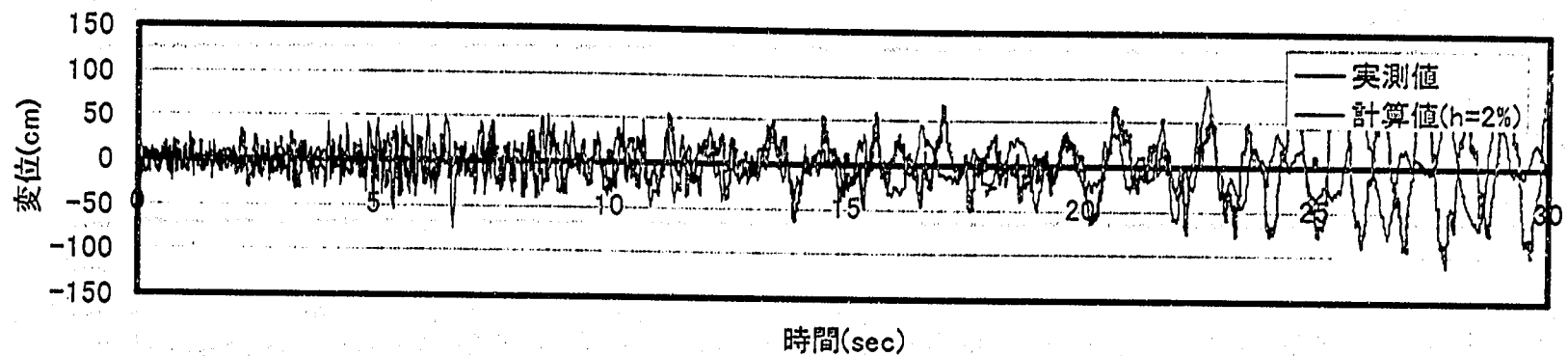
図-3.11(c) 主桁中央径間中央鉛直方向加速度 (CH15) -ウィットティア地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

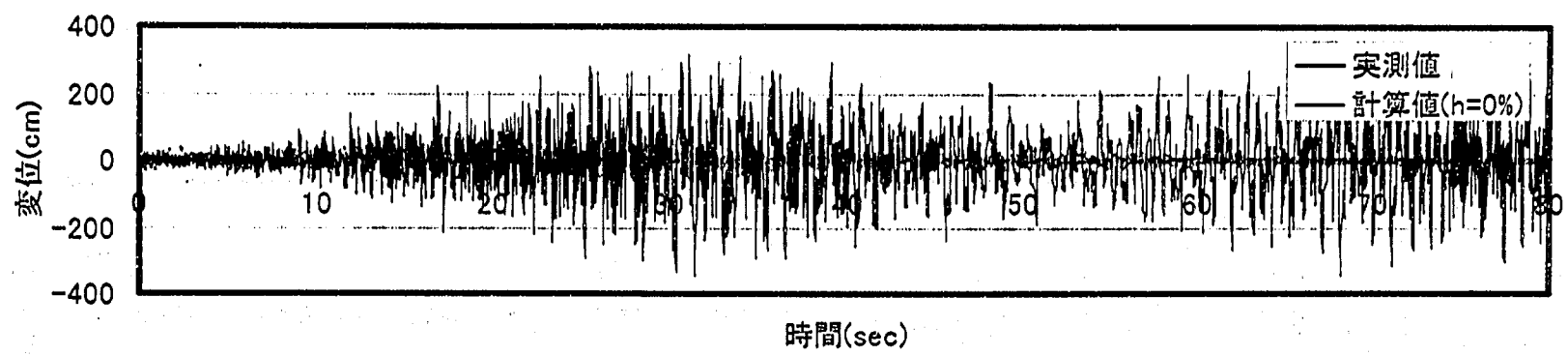


(b) 減衰定数 $h=1\%$

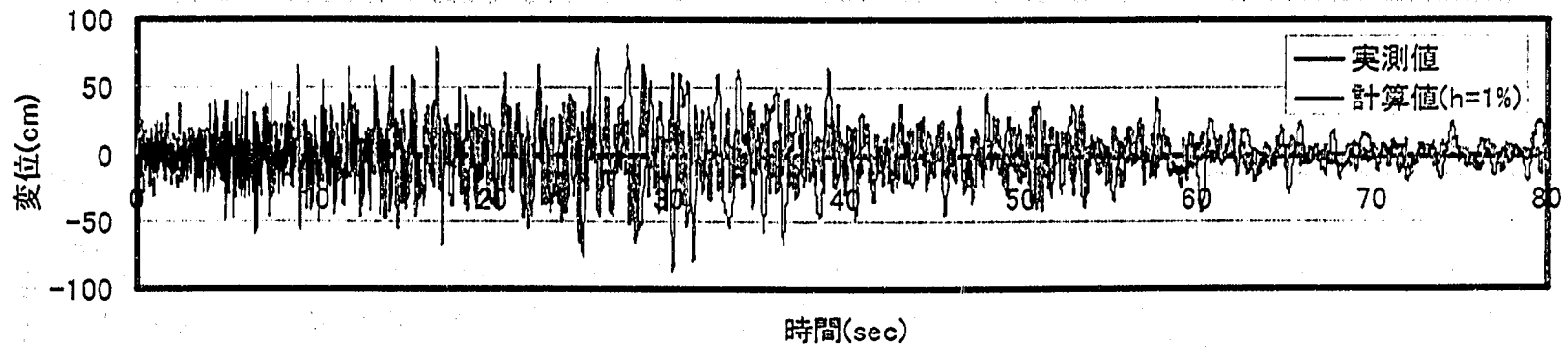


(c) 減衰定数 $h=2\%$

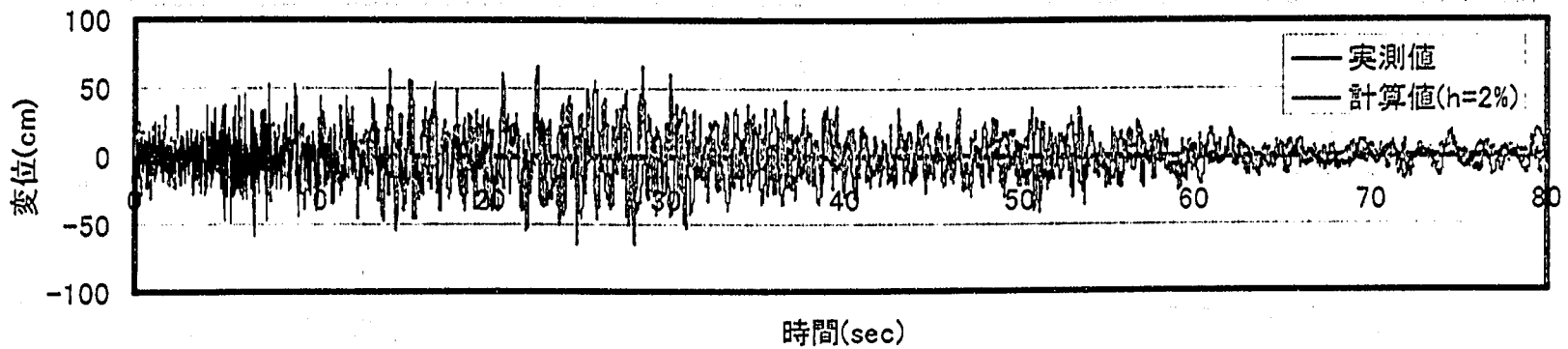
図-3. 11 (c) 主桁中央径間中央鉛直方向加速度 (CH15) -ウィットティア地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

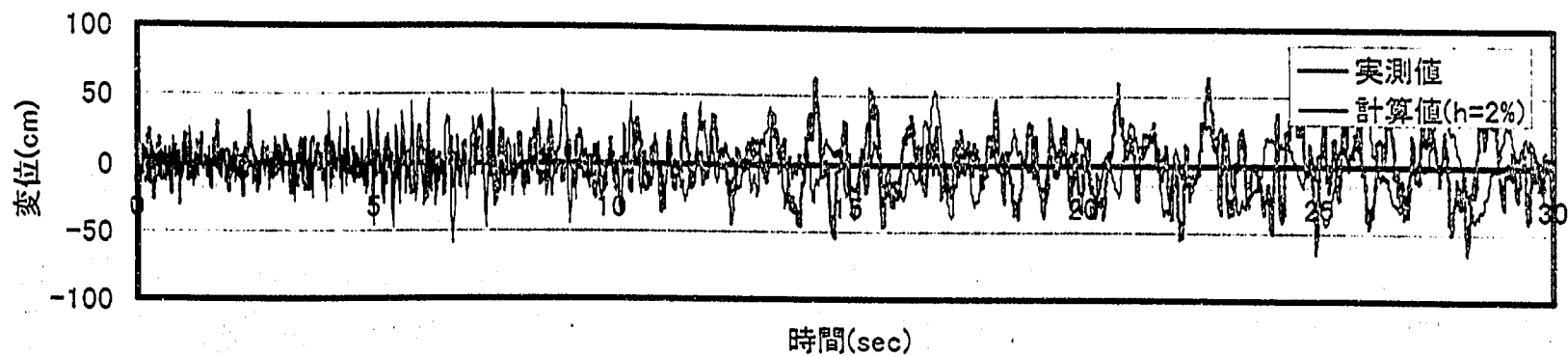


(b) 減衰定数 $h=1\%$

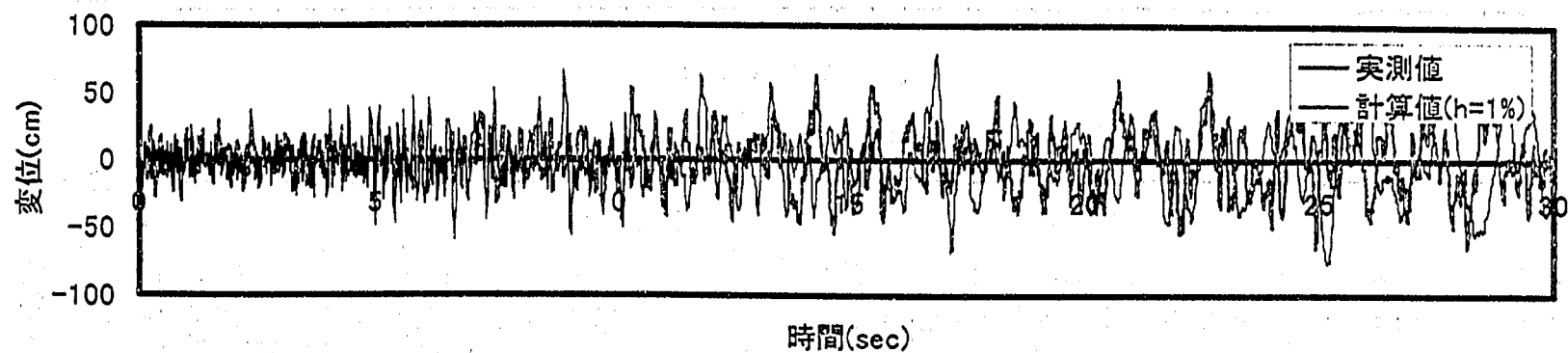


(c) 減衰定数 $h=2\%$

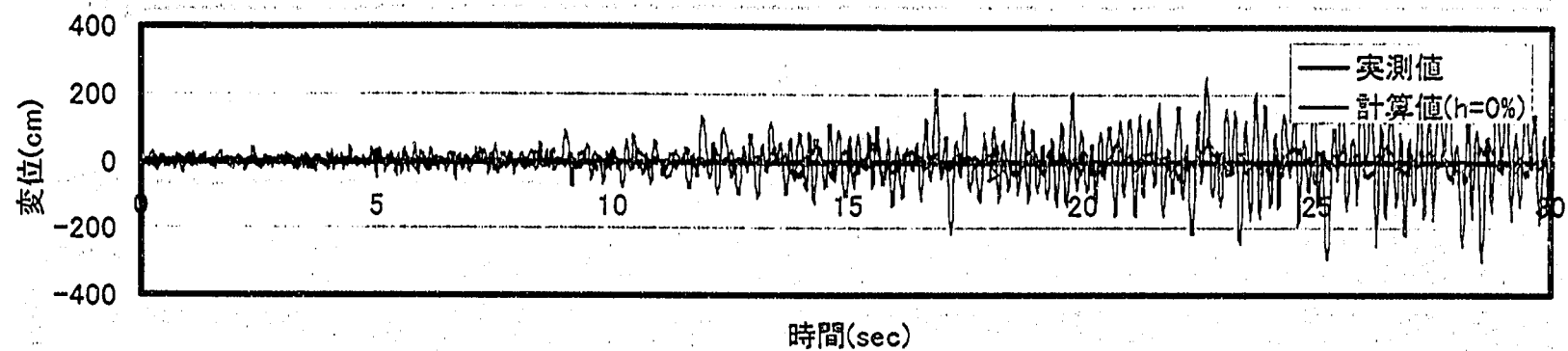
図-3. 11 (d) - 1 主桁中央径間 1/3 点鉛直方向加速度 (CH17) -ウィットティア地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

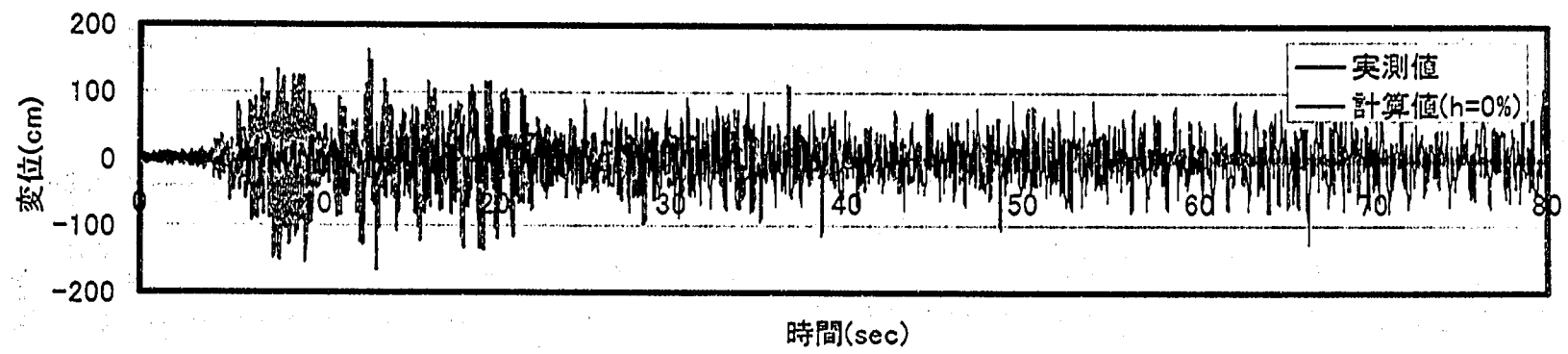


(b) 減衰定数 $h=1\%$

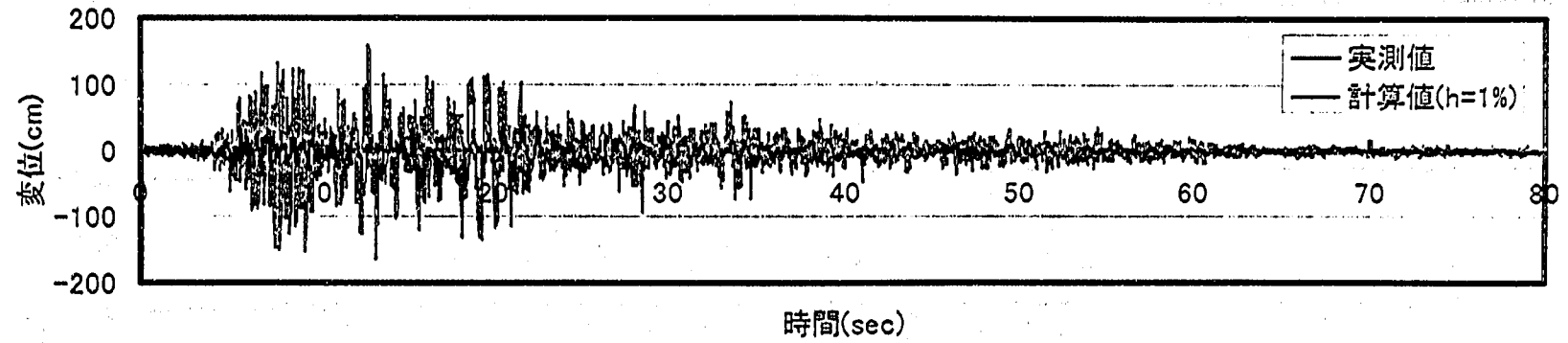


(c) 減衰定数 $h=2\%$

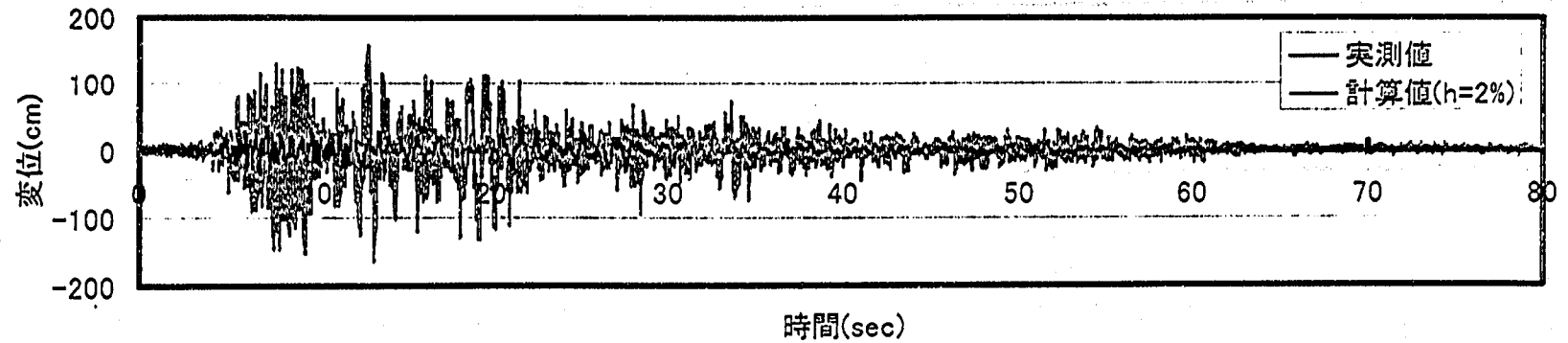
図-3.11 (d) - 2 主桁中央径間 1/3 点鉛直方向加速度 (CH17) - ウィッティア地震 -



(a) 減衰定数 $h=0\%$

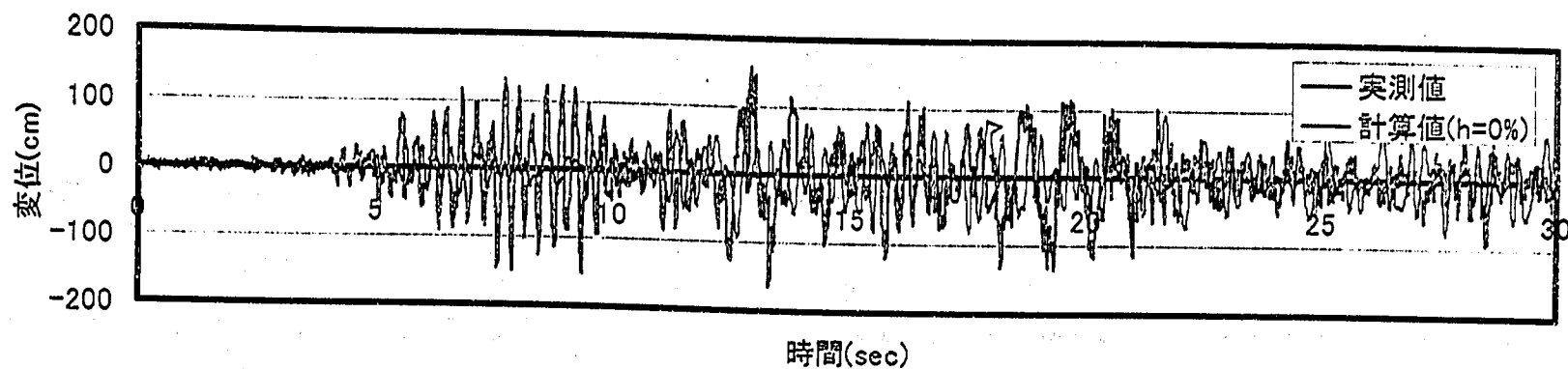


(b) 減衰定数 $h=1\%$

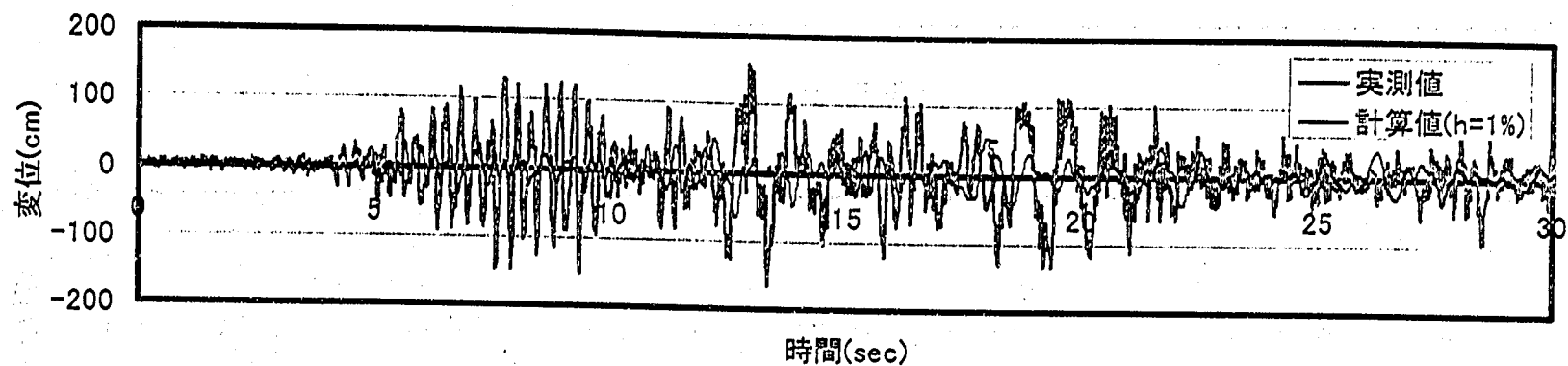


(c) 減衰定数 $h=2\%$

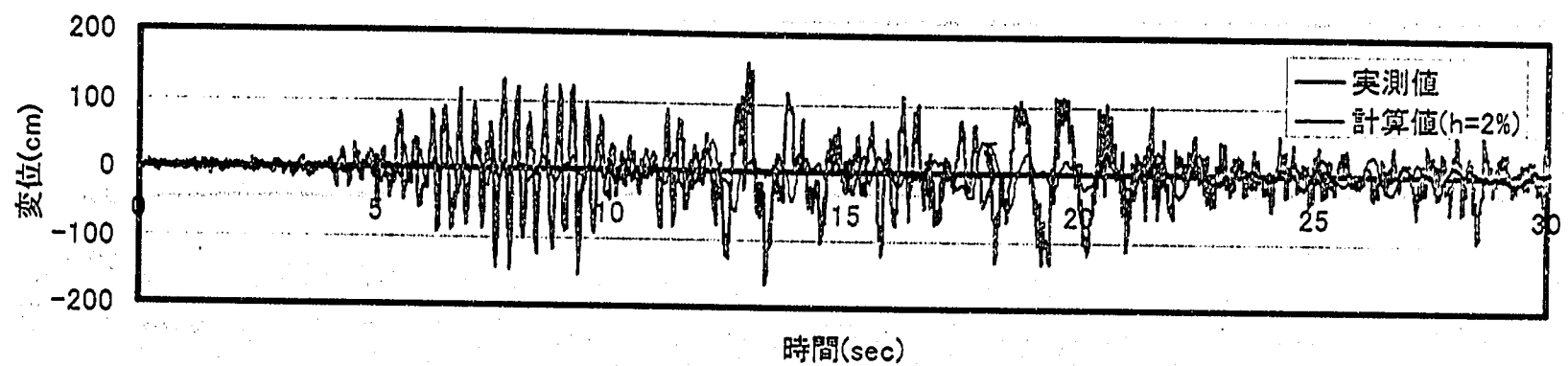
図-3. 11 (e) -1 主桁主塔3P位置橋軸直角方向加速度 (CH12) -ウィットティア地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

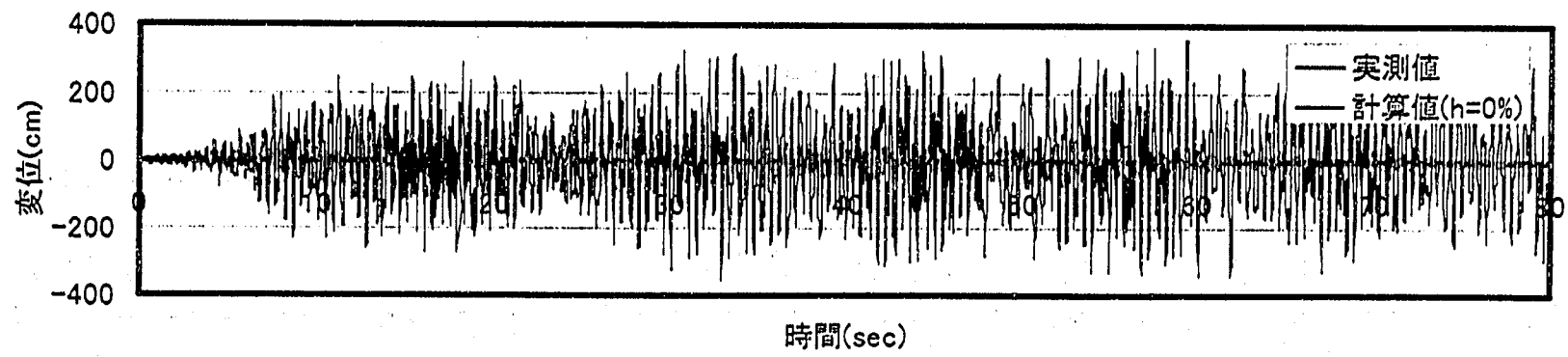


(b) 減衰定数 $h=1\%$

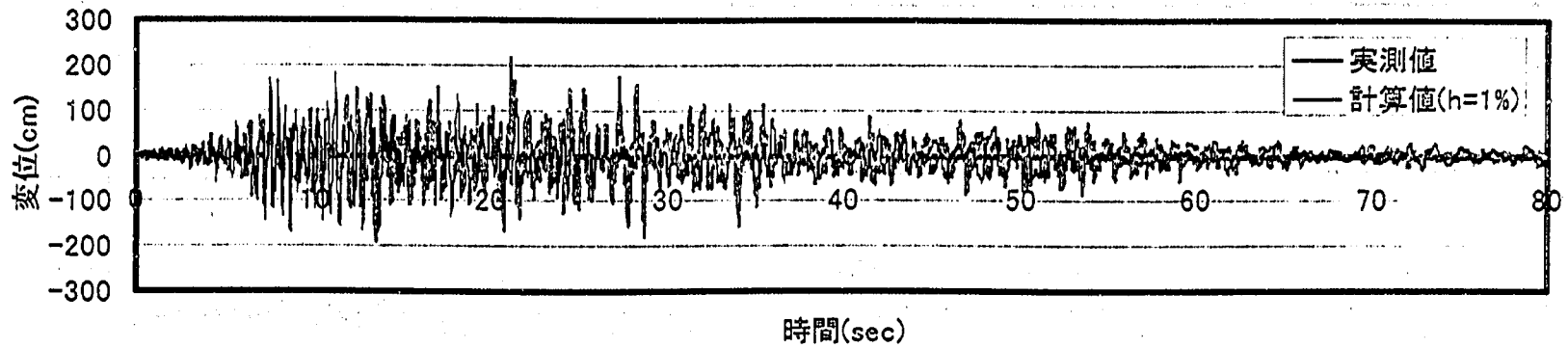


(c) 減衰定数 $h=2\%$

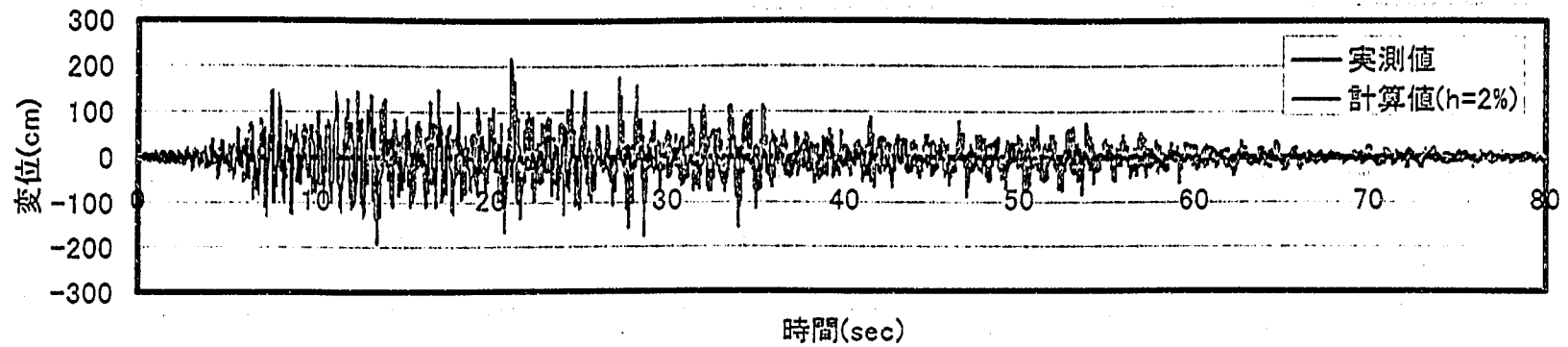
図-3. 11 (e) - 2 主桁主塔3P位置橋軸直角方向加速度 (CH12) - ウィットピア地震 -



(a) 減衰定数 $h=0\%$

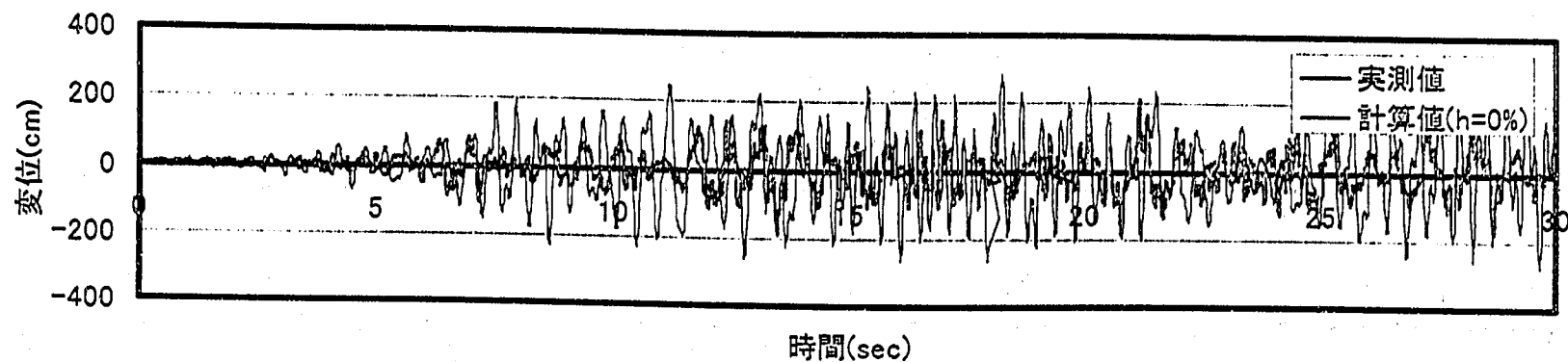


(b) 減衰定数 $h=1\%$

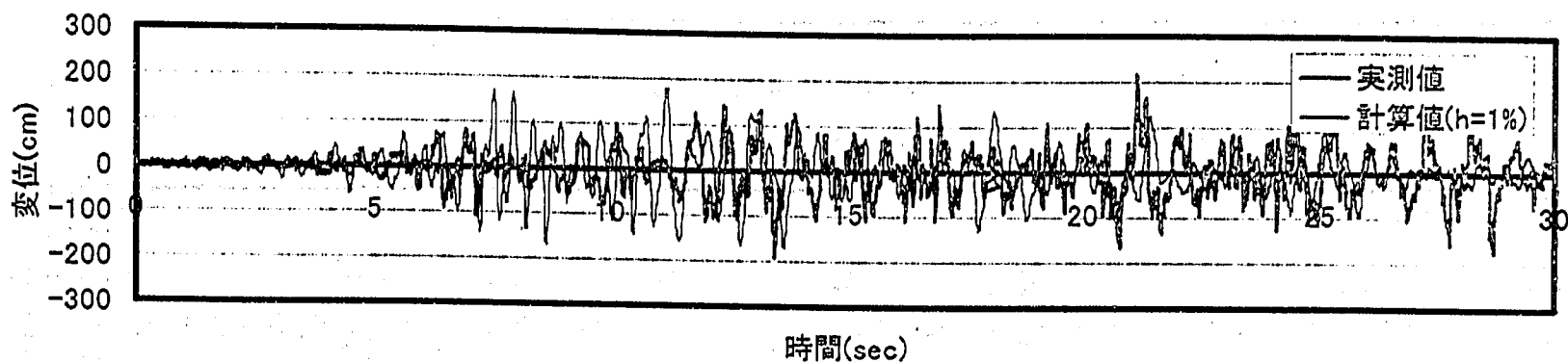


(c) 減衰定数 $h=2\%$

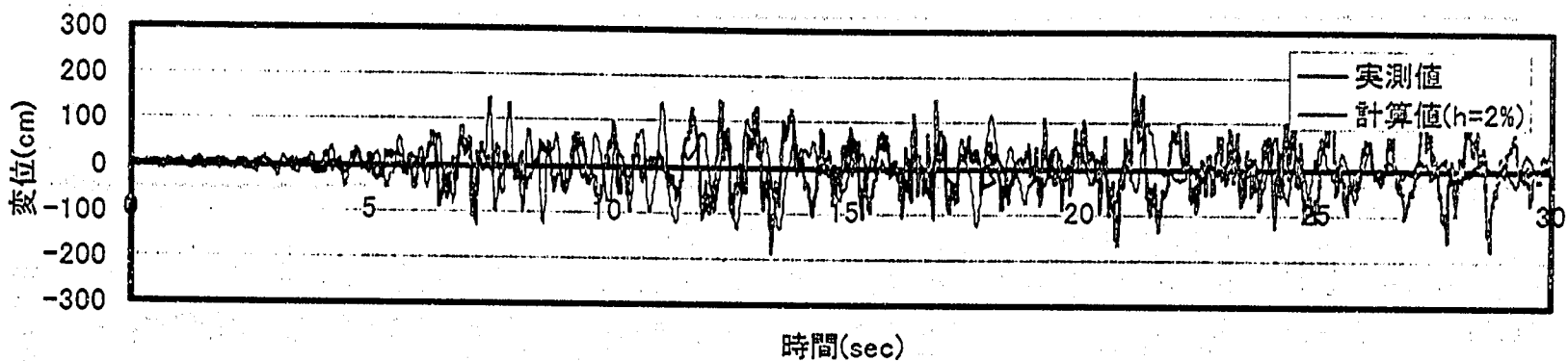
図-3.11 (f) -1 主塔頂3P橋軸直角方向加速度 (CH8) -ウィットティア地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

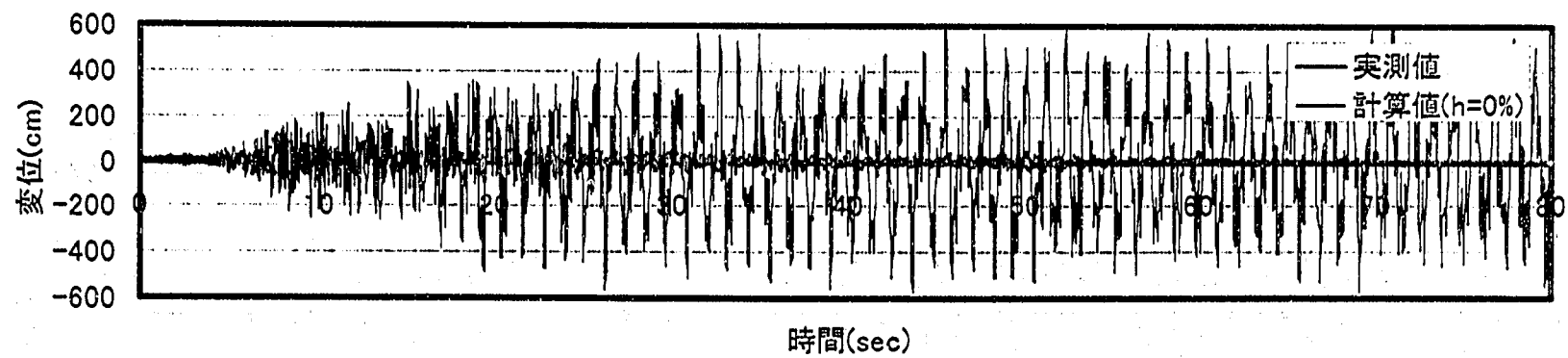


(b) 減衰定数 $h=1\%$

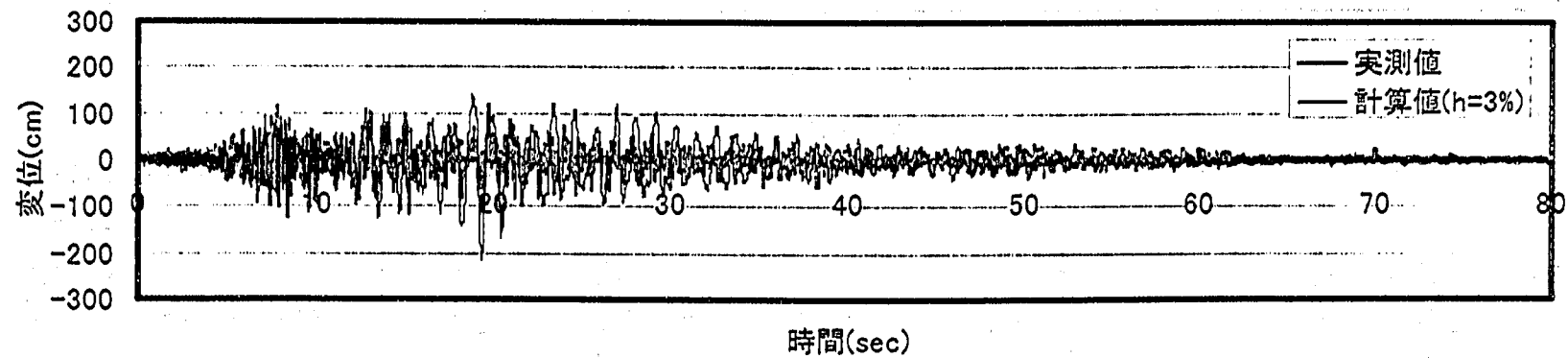


(c) 減衰定数 $h=2\%$

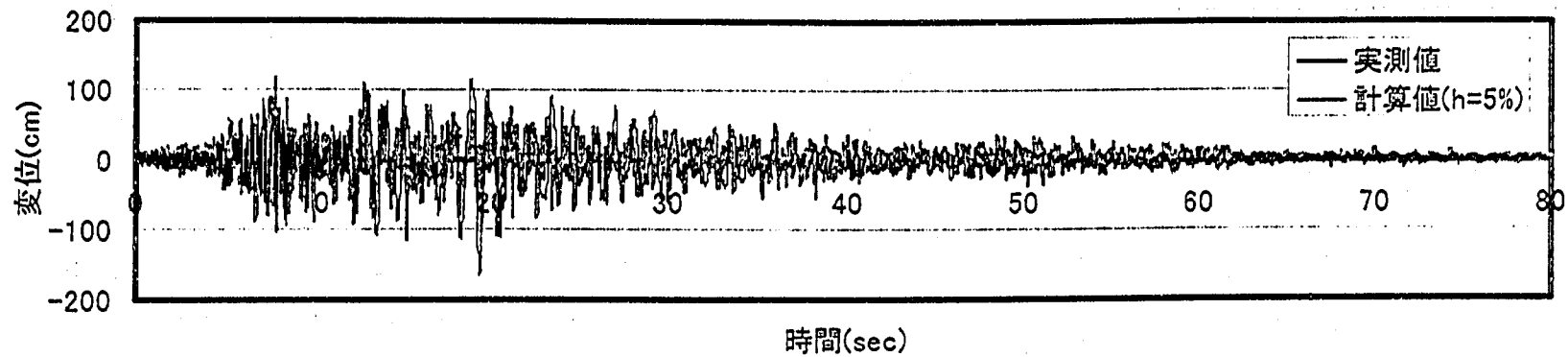
図-3. 1.1 (f) - 2 主塔頂3P橋軸直角方向加速度 (CH8) - ウィッティア地震 -



(a) 減衰定数 $h=0\%$

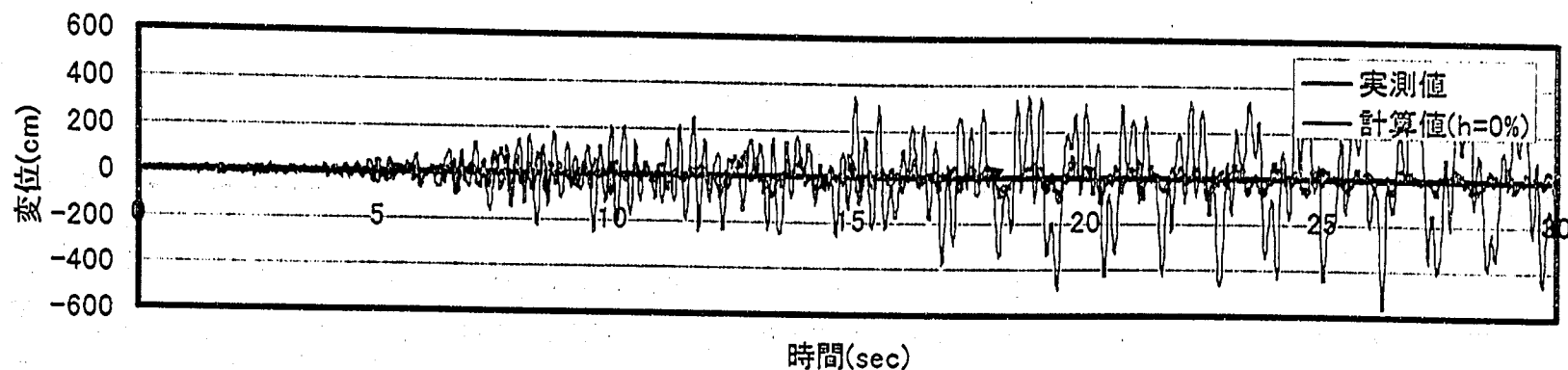


(b) 減衰定数 $h=3\%$

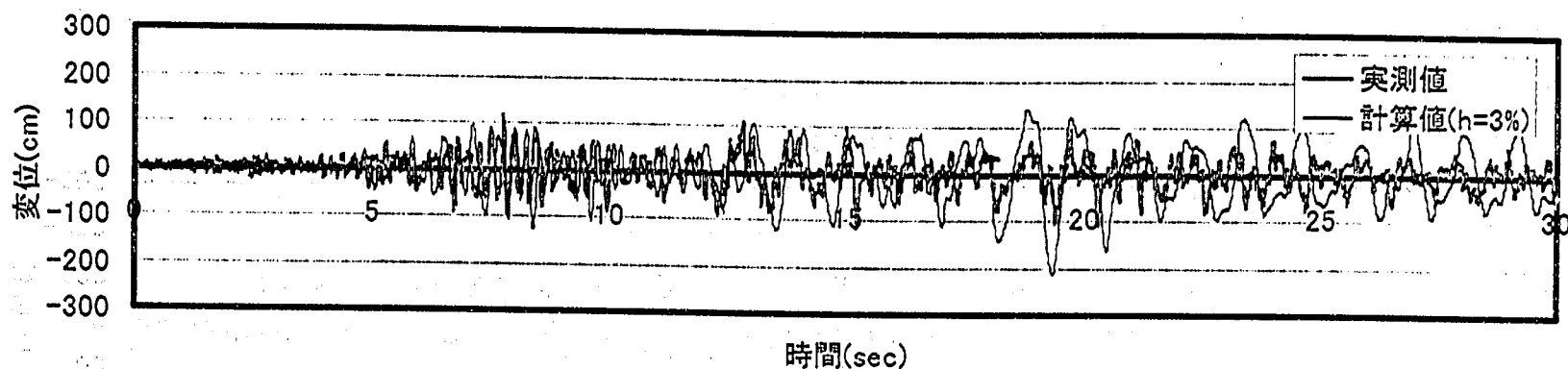


(c) 減衰定数 $h=5\%$

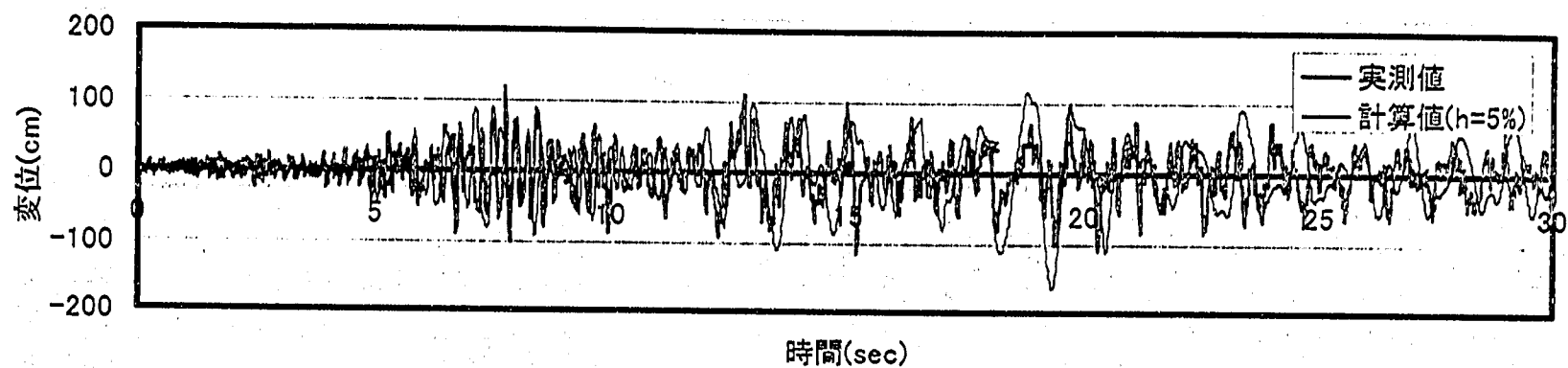
図-3.11(g)-1 主塔頂3P橋軸方向加速度(CH11) -ウィットティア地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

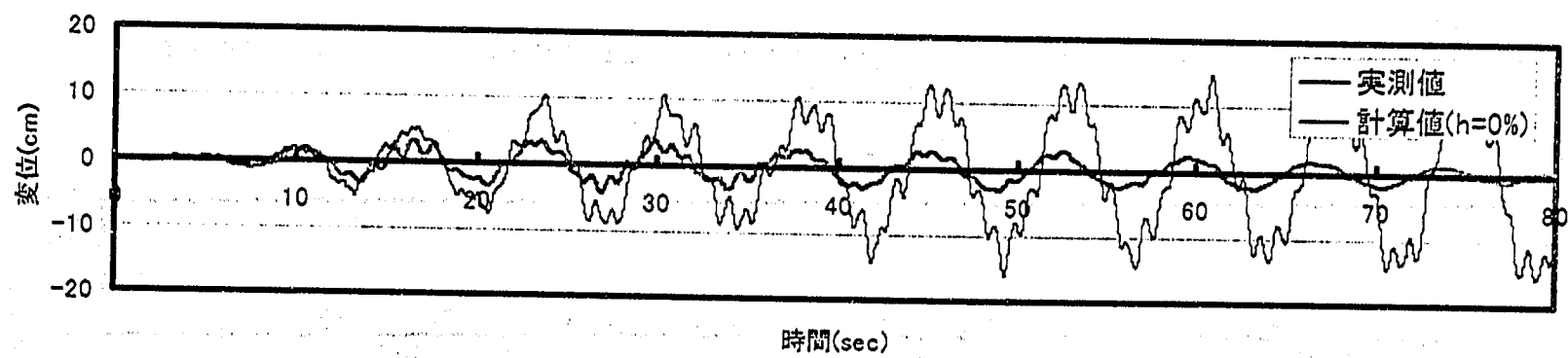


(b) 減衰定数 $h=3\%$

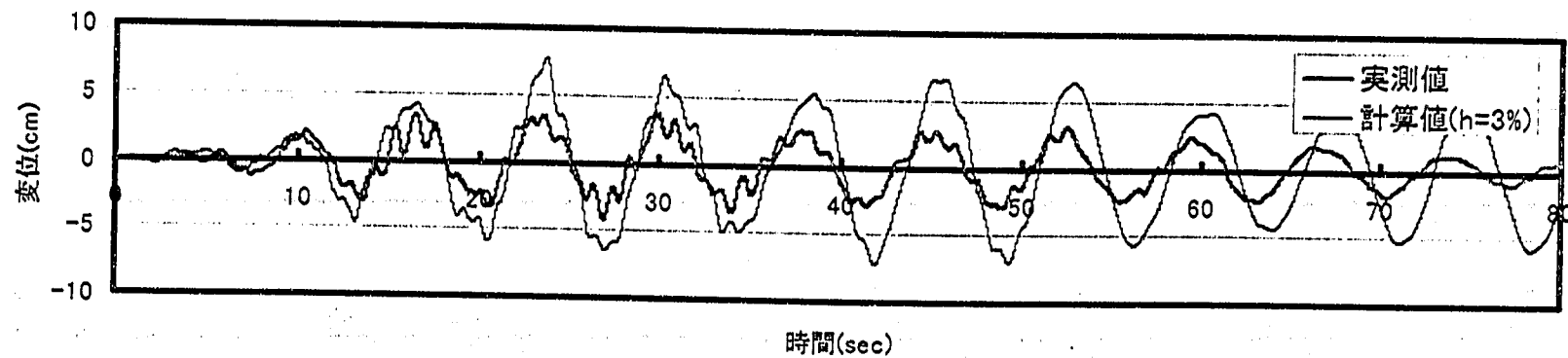


(c) 減衰定数 $h=5\%$

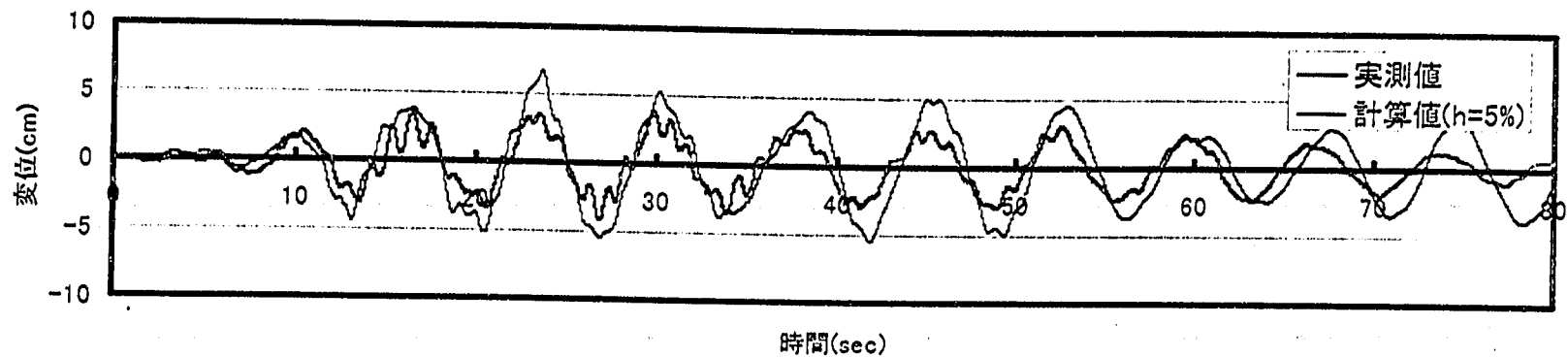
図-3. 1.1 (g) - 2 主塔頂 3 P 橋軸方向加速度 (CH 1.1) - ウィットティア地震 -



(a) 減衰定数 $h=0\%$

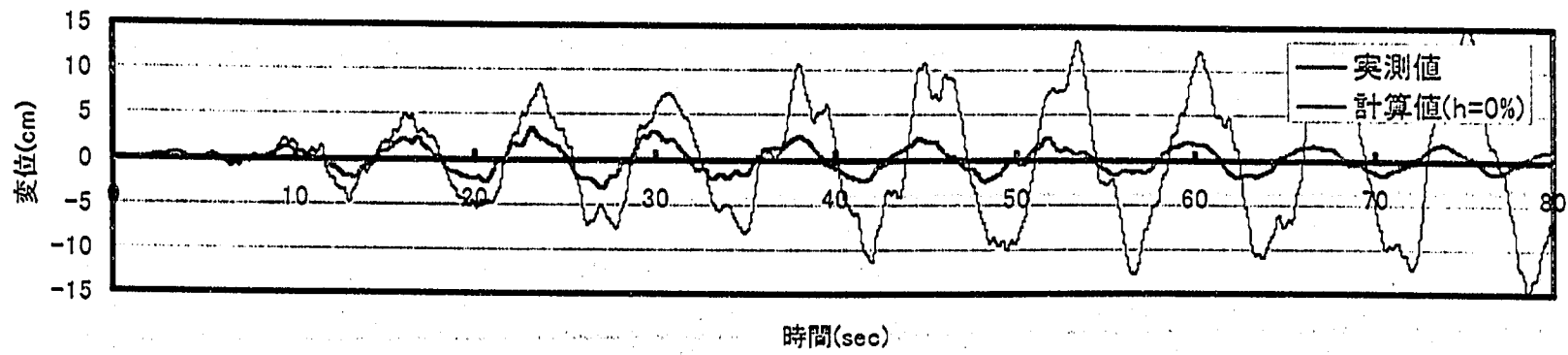


(b) 減衰定数 $h=3\%$

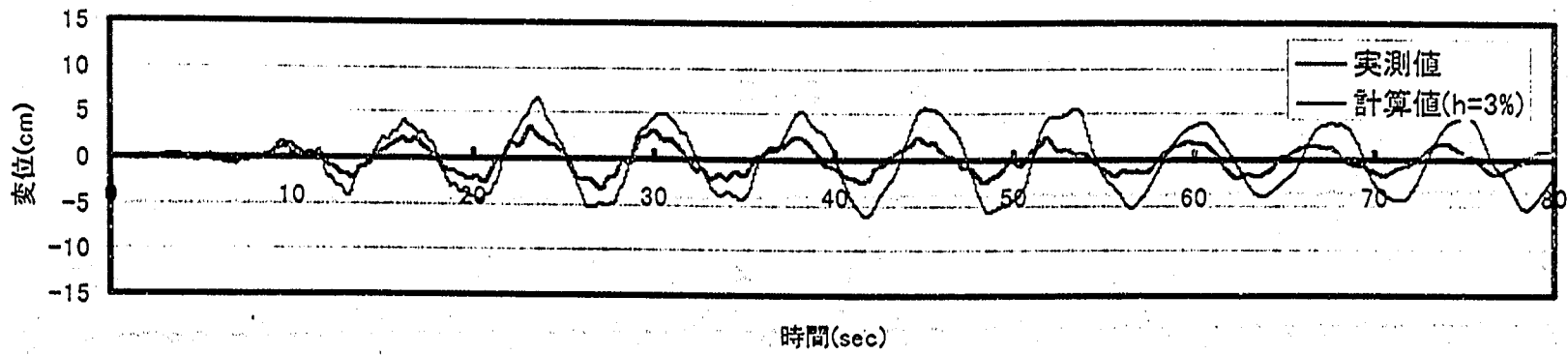


(c) 減衰定数 $h=5\%$

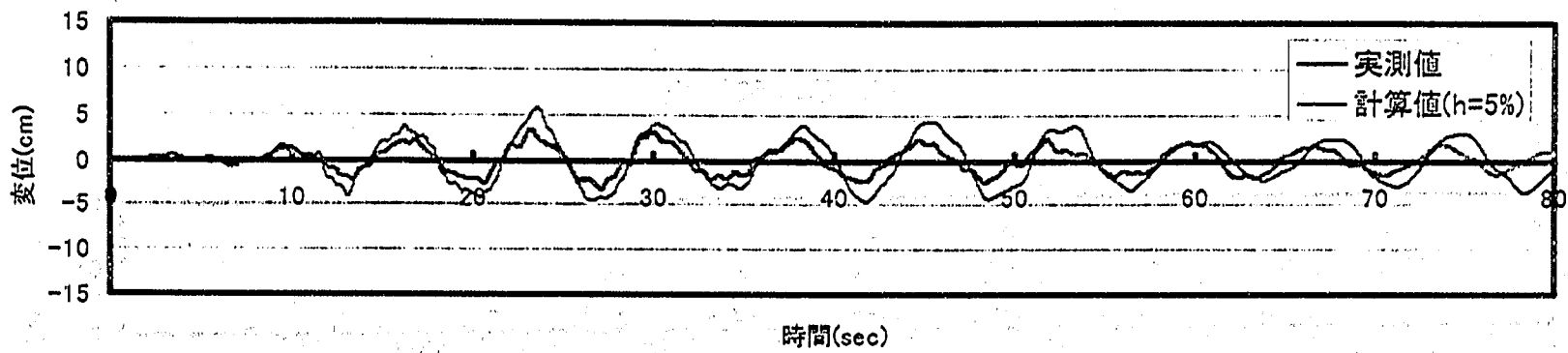
図-3.12 (a) 主桁中央径間中央橋軸直角方向変位 (CH4) -ウィットティア地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

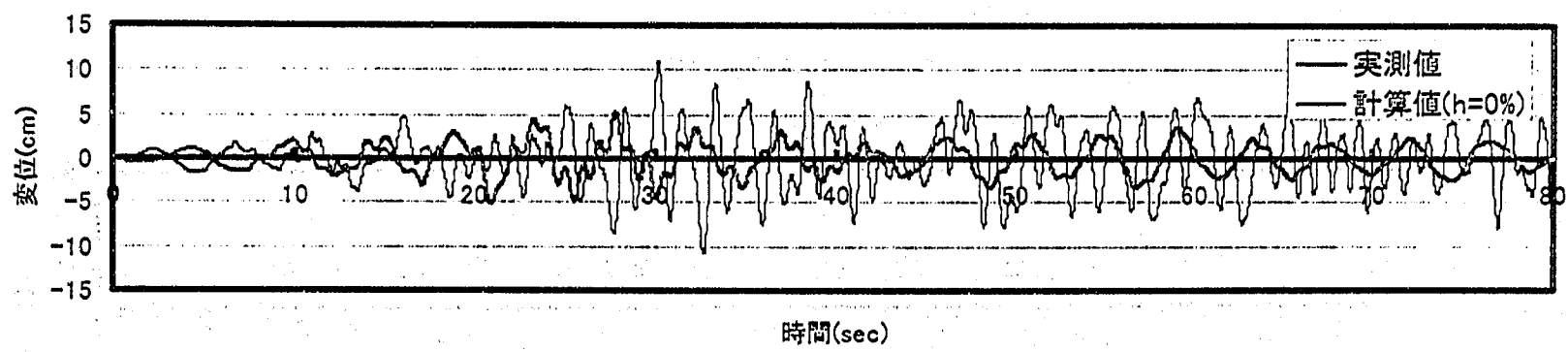


(b) 減衰定数 $h=3\%$

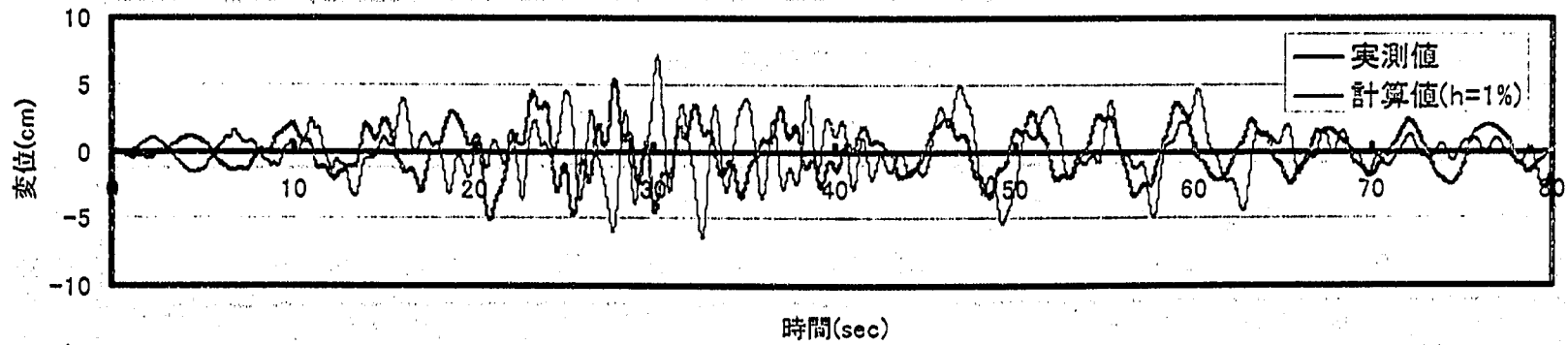


(c) 減衰定数 $h=5\%$

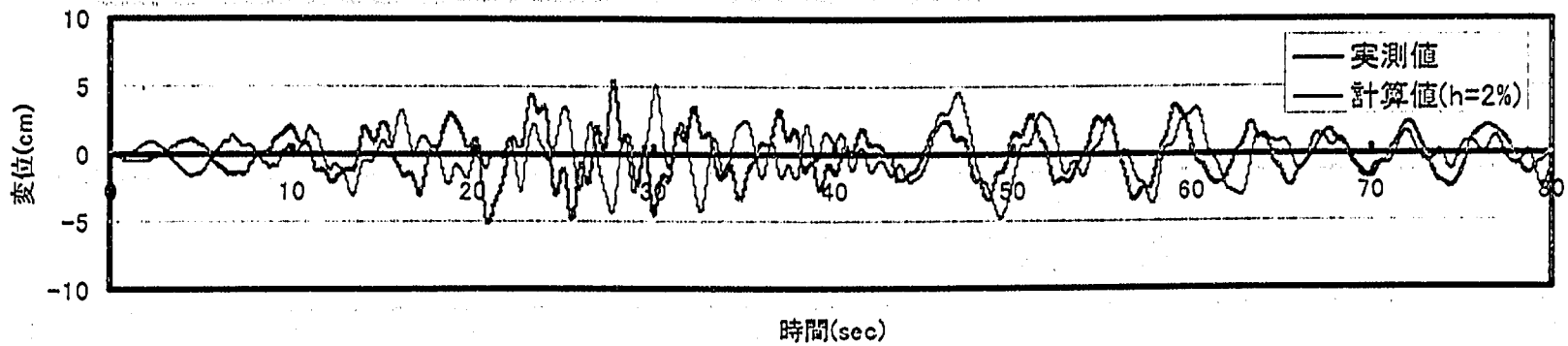
図-3.12 (b) 主桁中央径間1/3点橋軸直角方向変位 (CH5) -ウィットティア地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

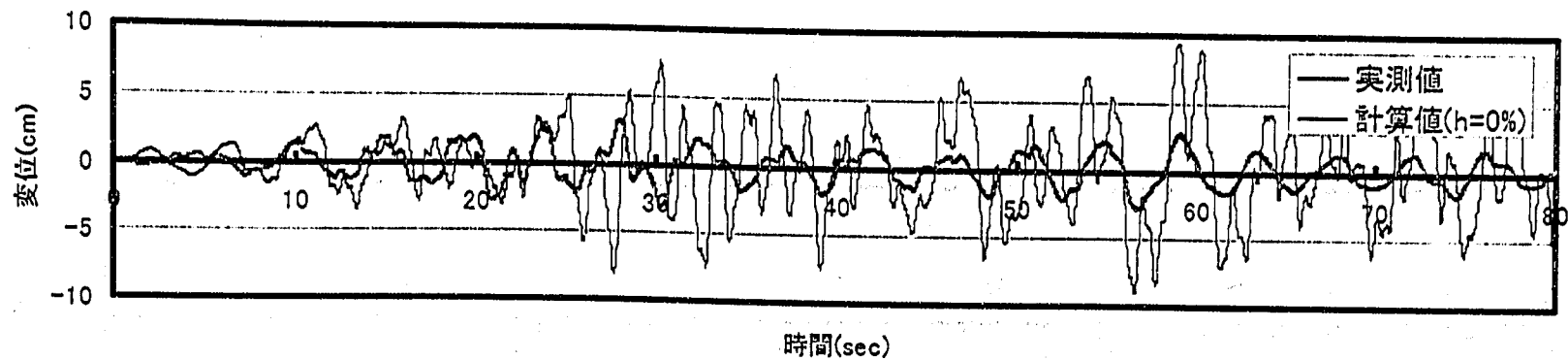


(b) 減衰定数 $h=1\%$

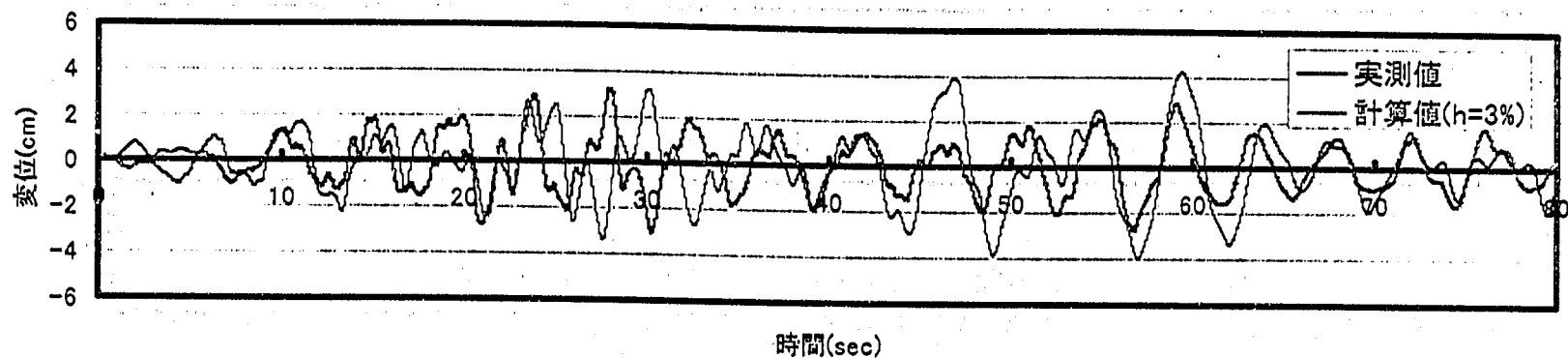


(c) 減衰定数 $h=2\%$

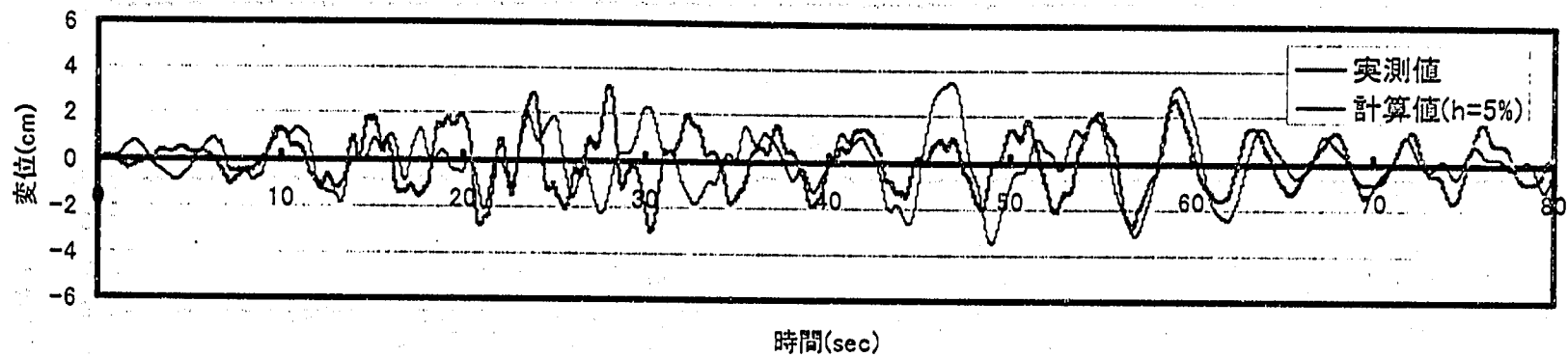
図-3.12 (c) 主桁中央径間中央鉛直方向変位 (CH15) -ウィットティア地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

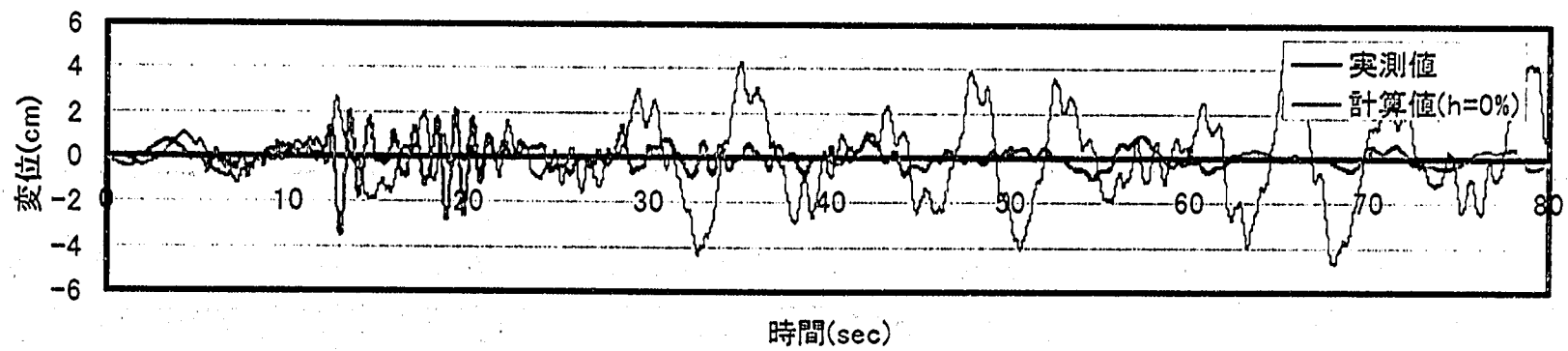


(b) 減衰定数 $h=3\%$

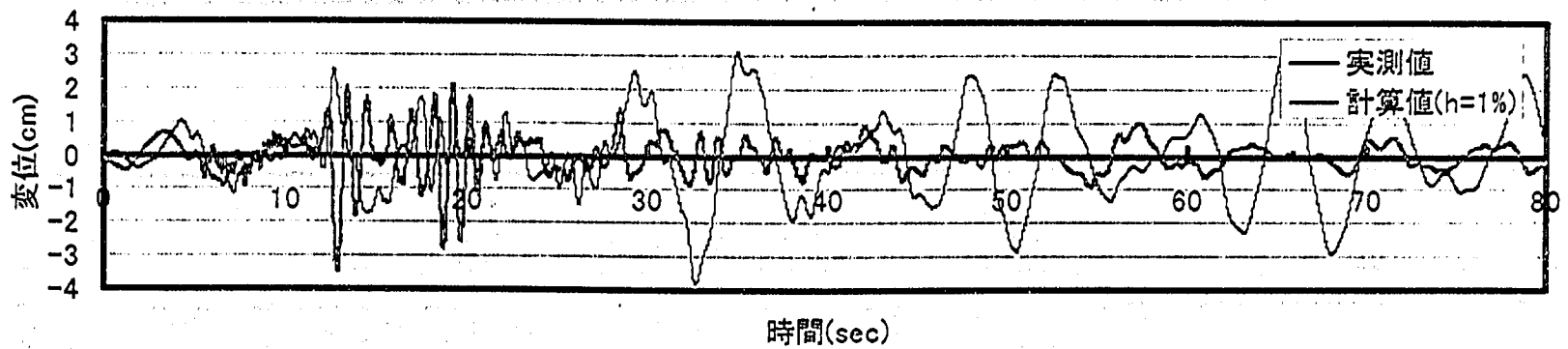


(c) 減衰定数 $h=5\%$

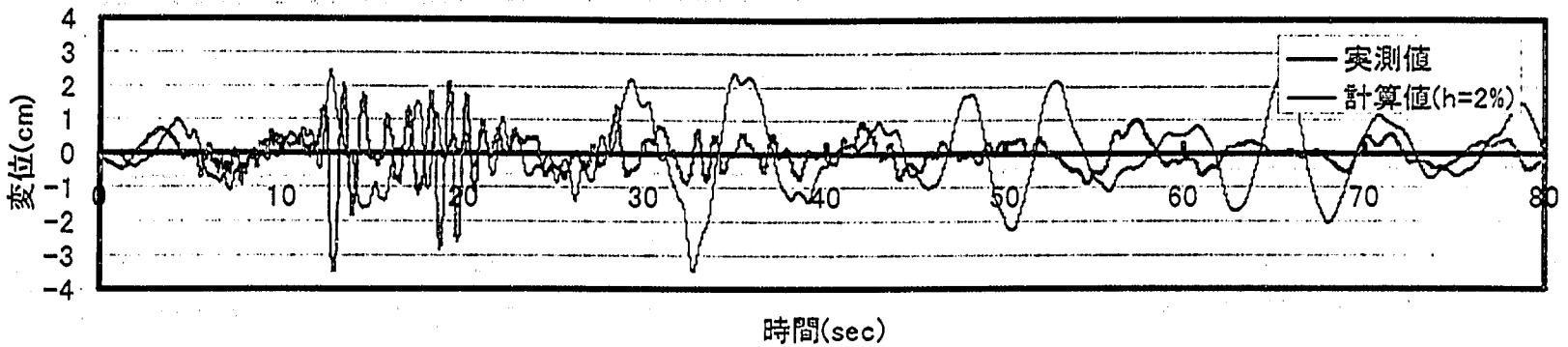
図-3. 12 (d) 主桁中央径間1/3点鉛直方向変位 (CH17) -ウィットティア地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

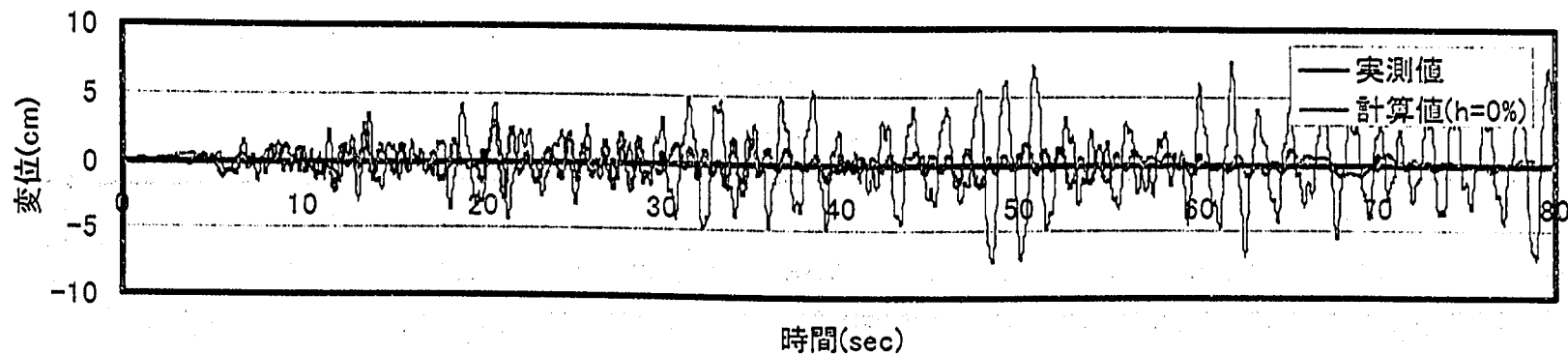


(b) 減衰定数 $h=1\%$

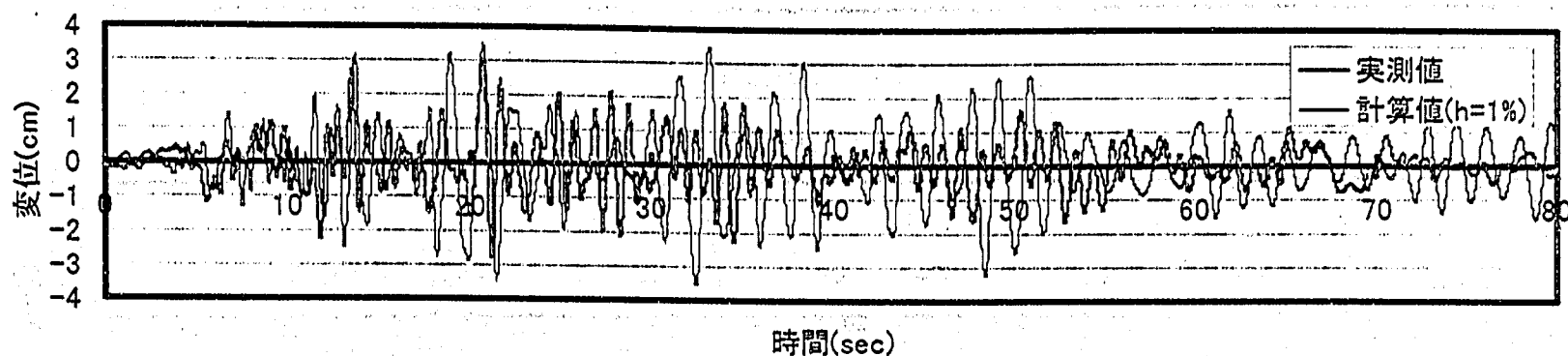


(c) 減衰定数 $h=2\%$

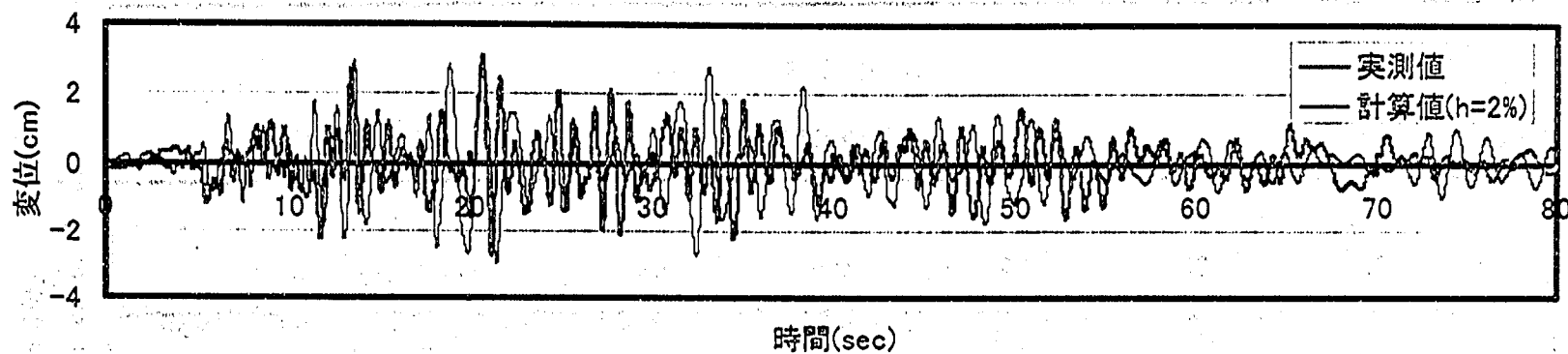
図-3.12 (e) 主桁主塔3P位置橋軸直角方向変位 (CH12) -ウィットティア地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

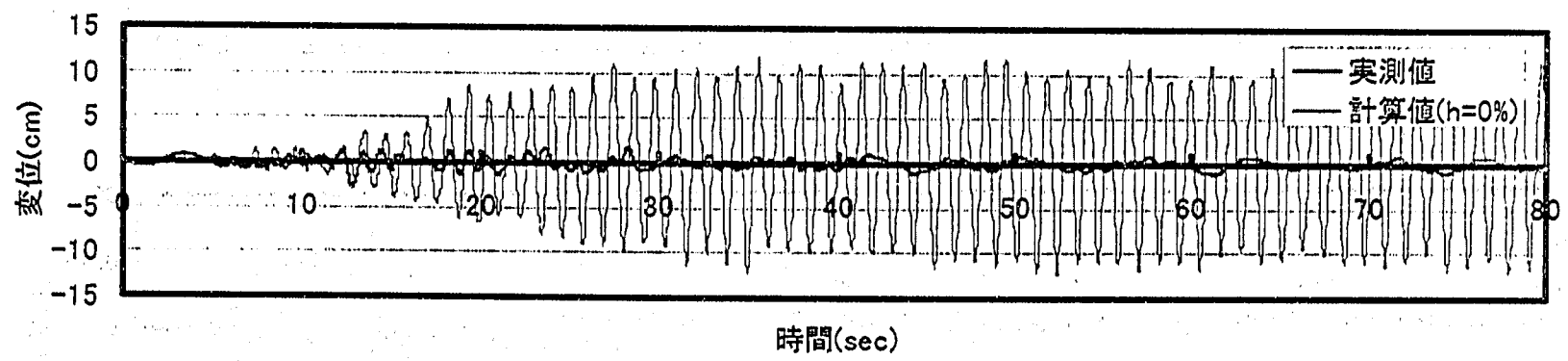


(b) 減衰定数 $h=1\%$

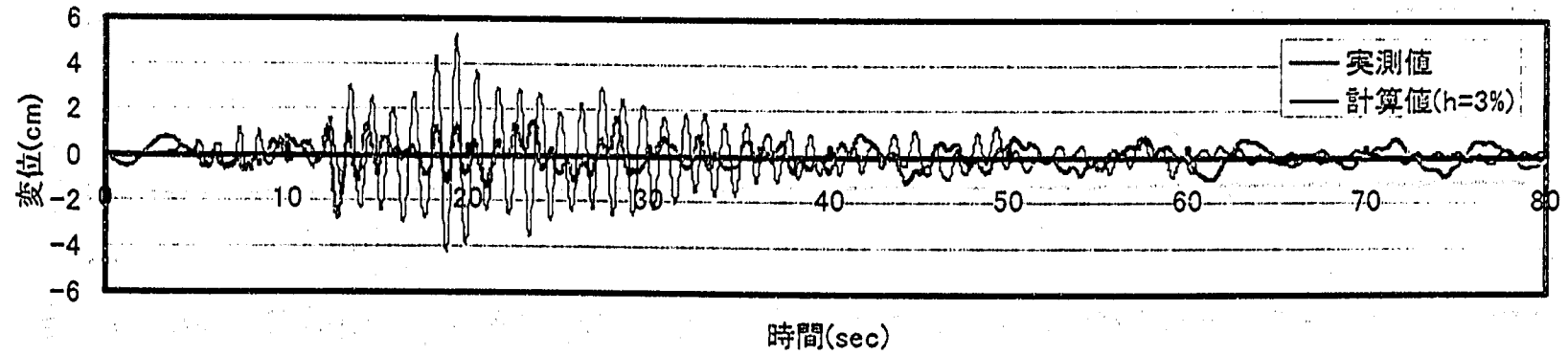


(c) 減衰定数 $h=2\%$

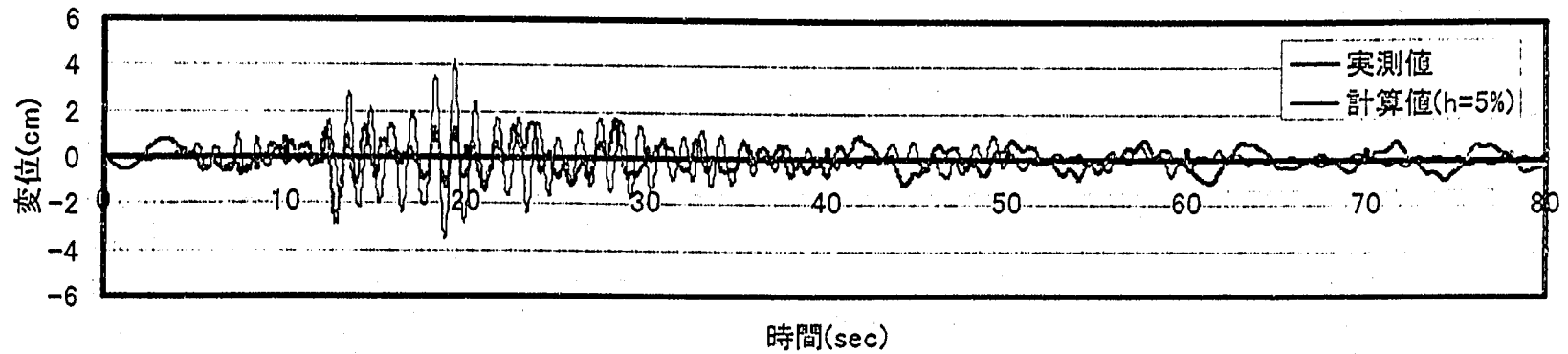
図-3.12 (f) 主塔頂3P橋軸直角方向変位 (CH8) -ウィットピア地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

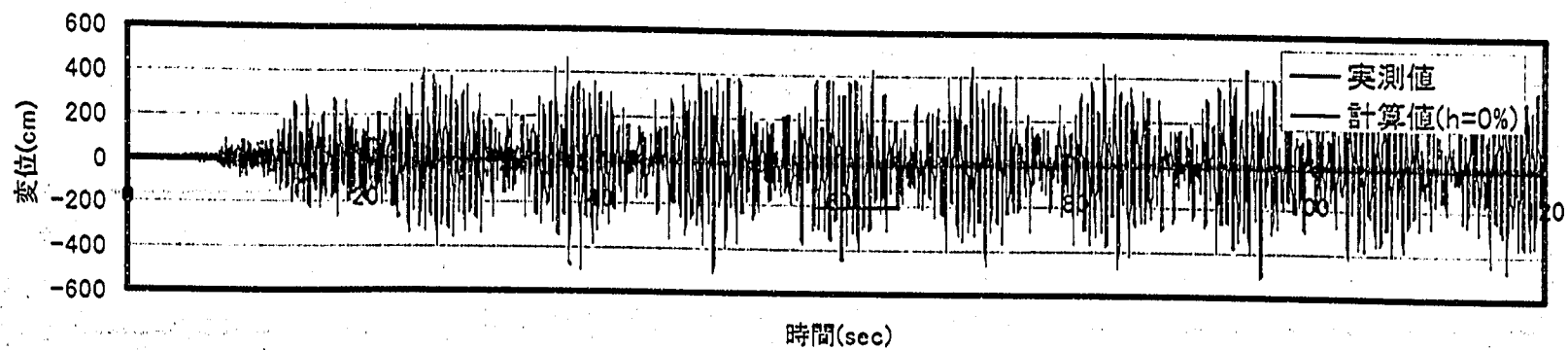


(b) 減衰定数 $h=3\%$

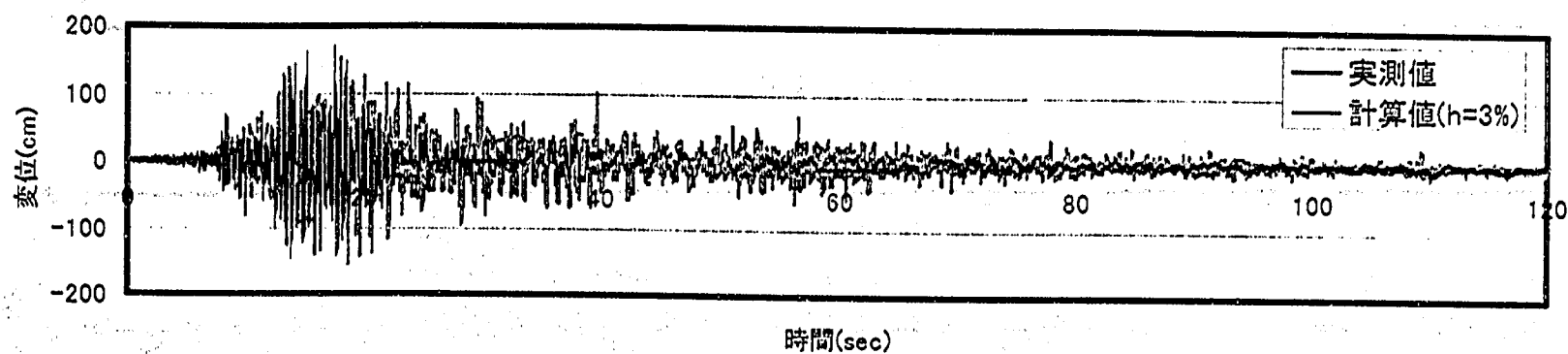


(c) 減衰定数 $h=5\%$

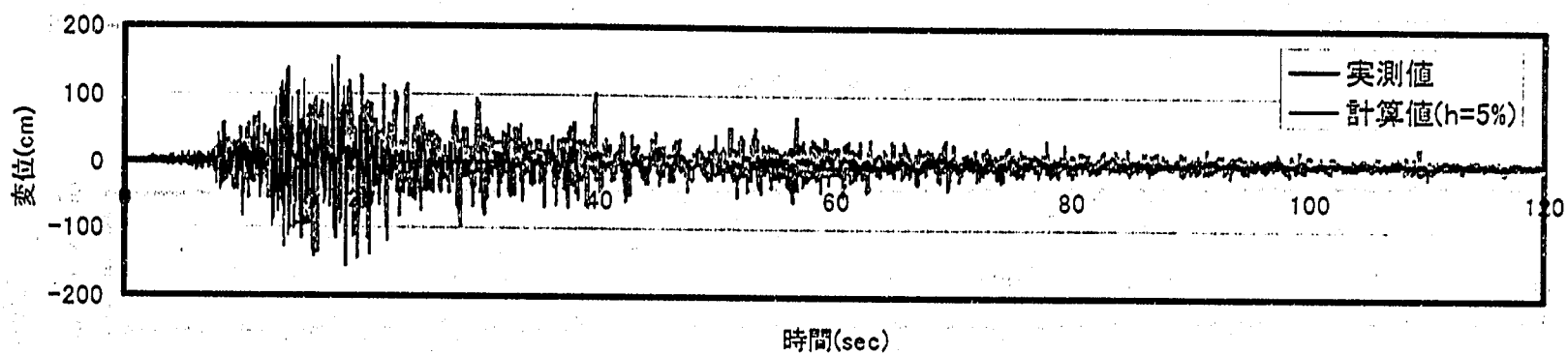
図-3.12 (g) 主塔頂3P橋軸方向変位 (CH11) -ウィットティア地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

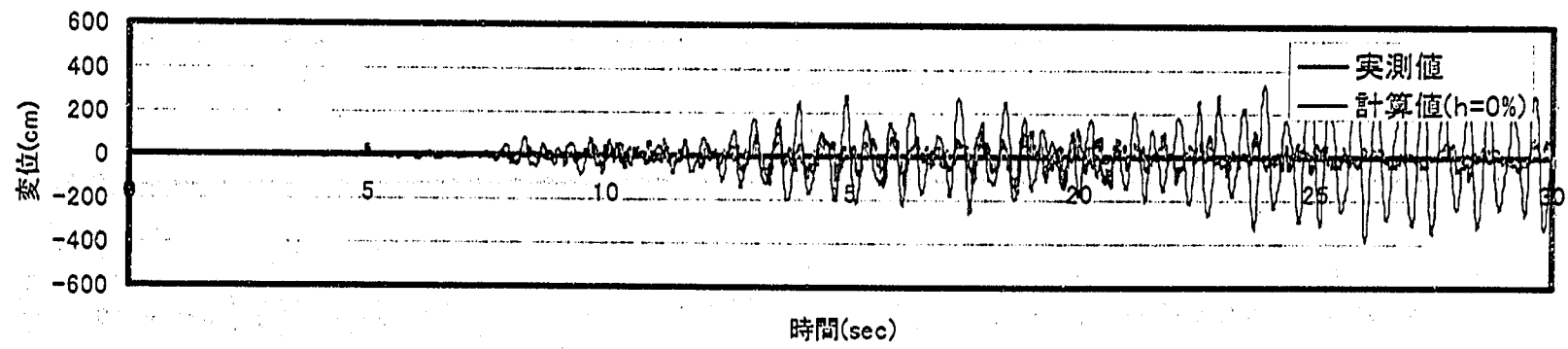


(b) 減衰定数 $h=3\%$

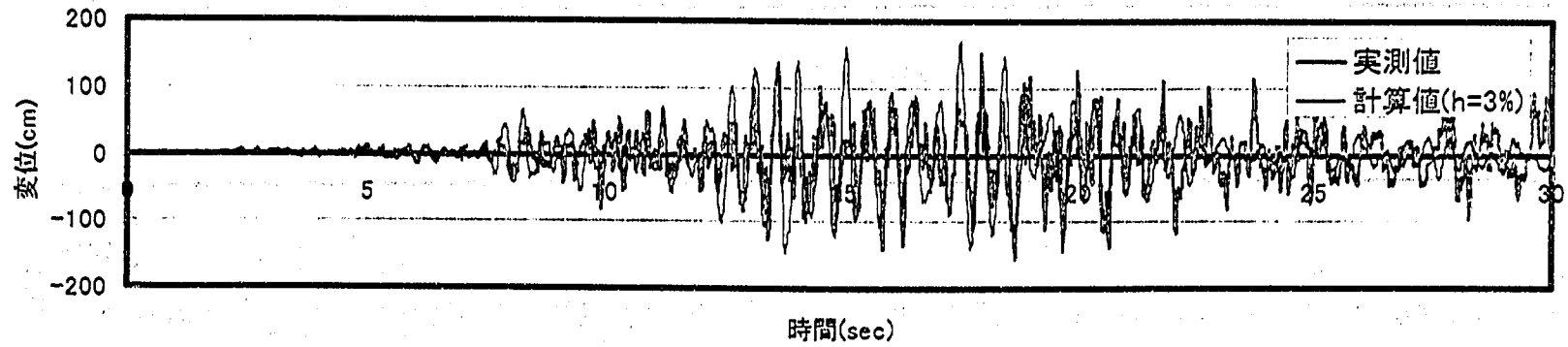


(c) 減衰定数 $h=5\%$

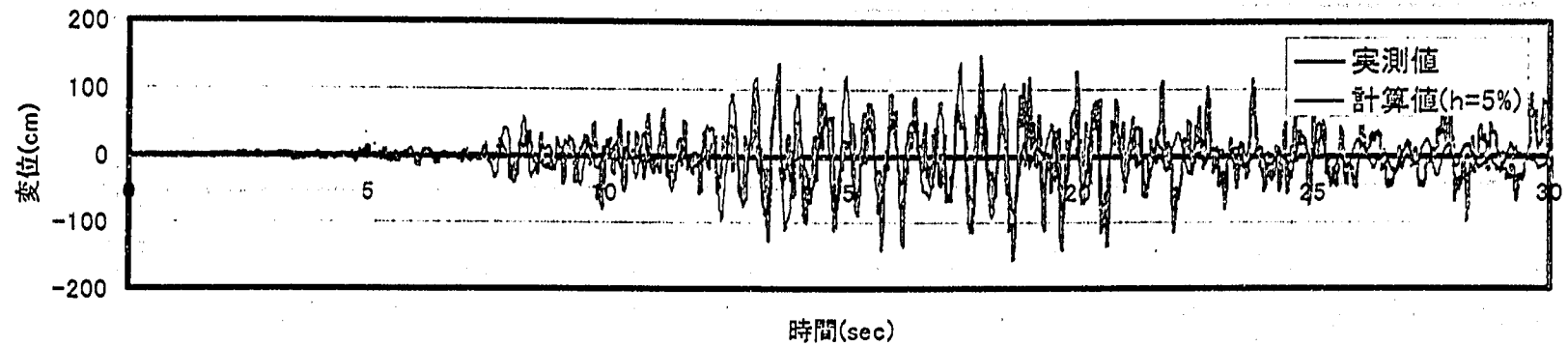
図-3.13 (a)-1 主桁中央径間中央橋軸直角方向加速度 (CH4) -ノースリッジ地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

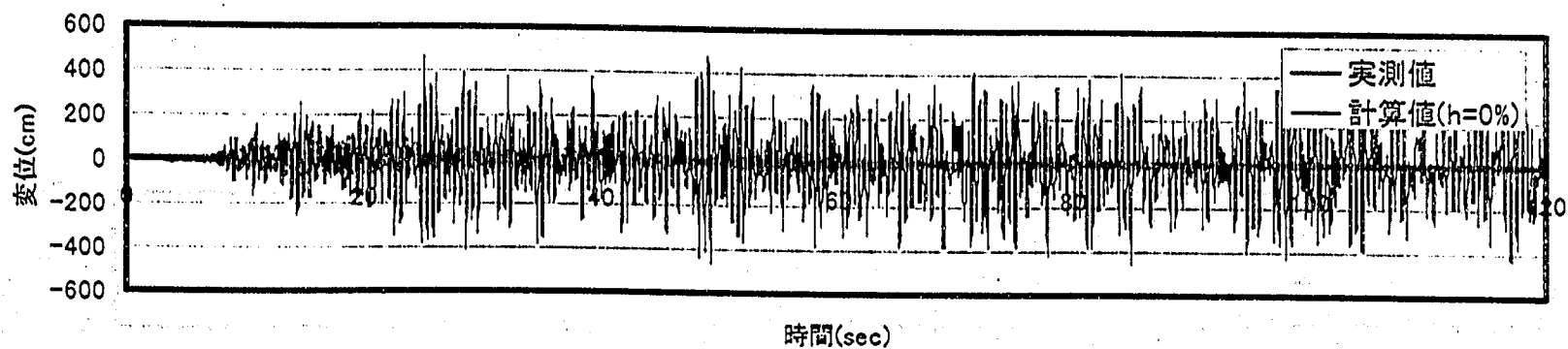


(b) 減衰定数 $h=3\%$

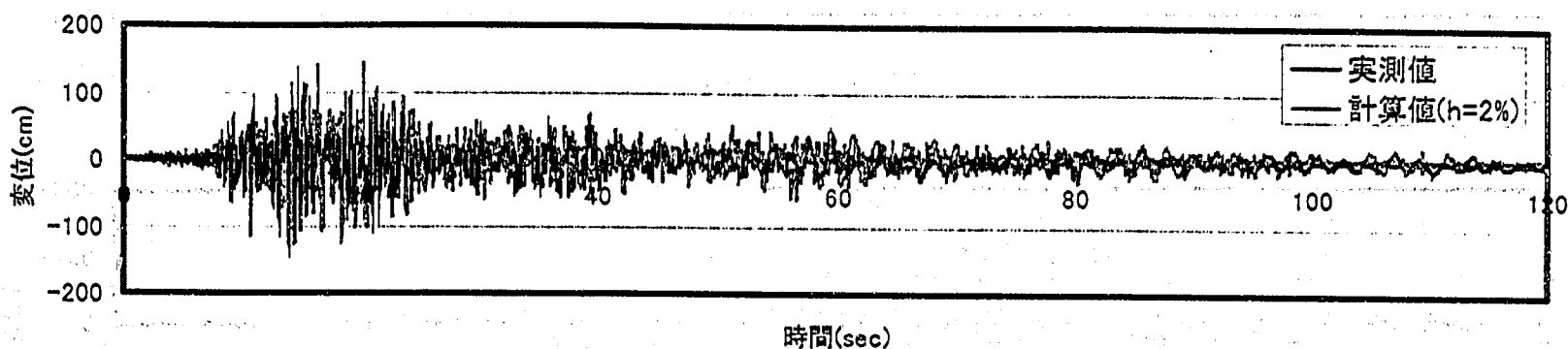


(c) 減衰定数 $h=5\%$

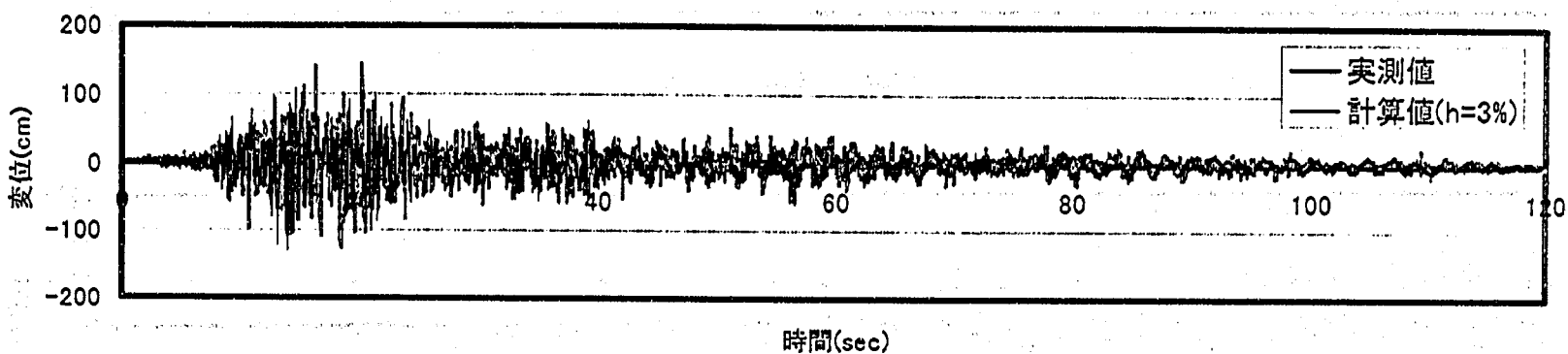
図-3.13 (a)-2 主桁中央径間中央橋軸直角方向加速度 (CH4) -ノースリッジ地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

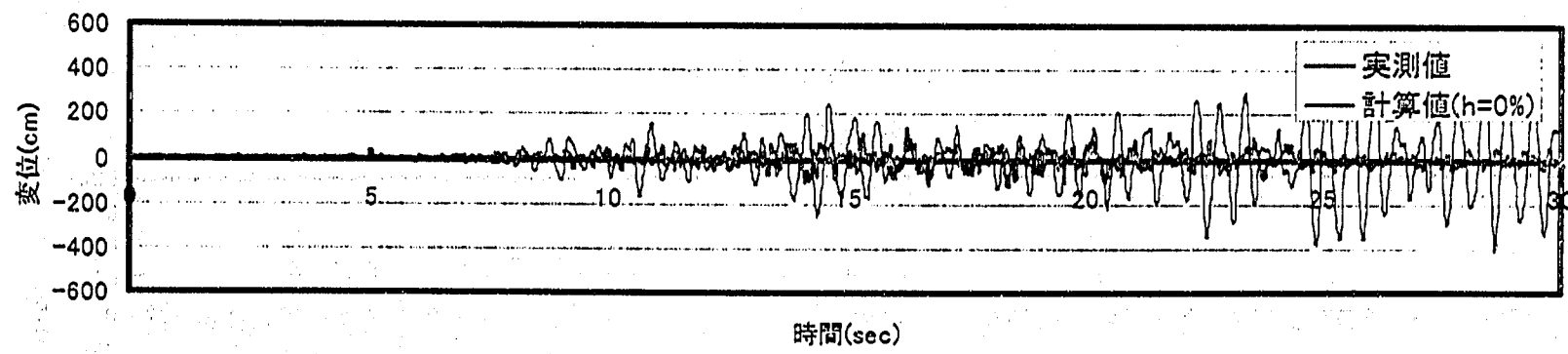


(b) 減衰定数 $h=2\%$

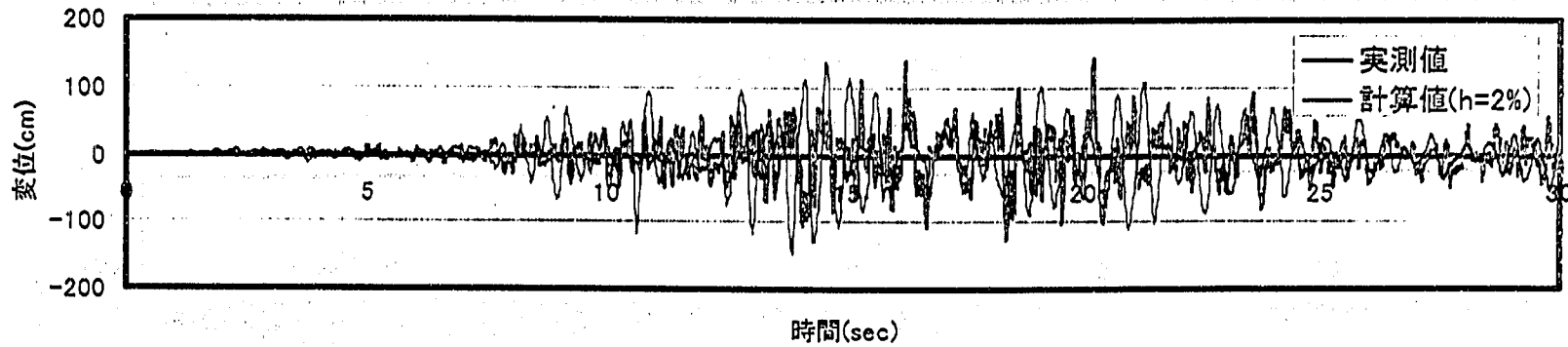


(c) 減衰定数 $h=3\%$

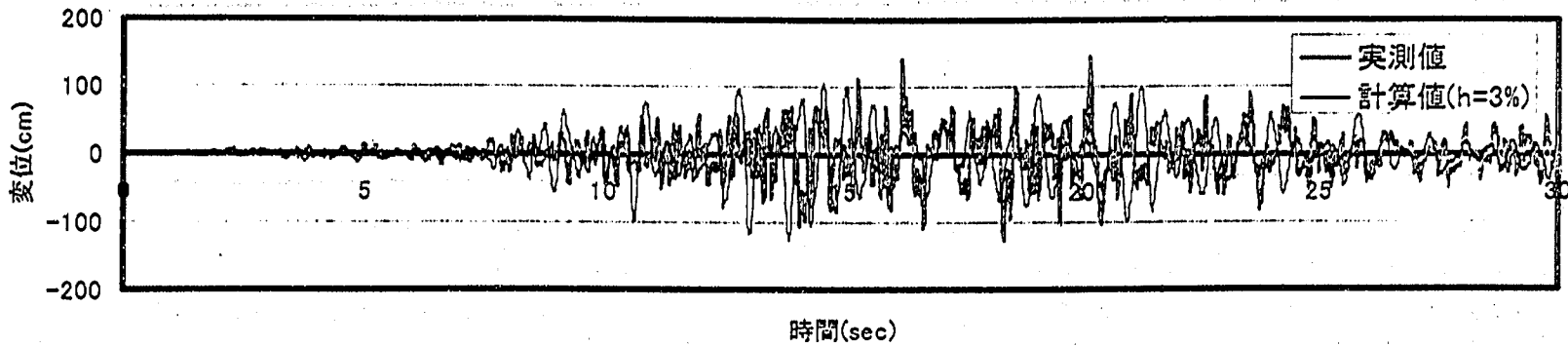
図-3.13 (b)-1 主桁中央径間1/3点橋軸直角方向加速度(CH5) -ノースリッジ地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

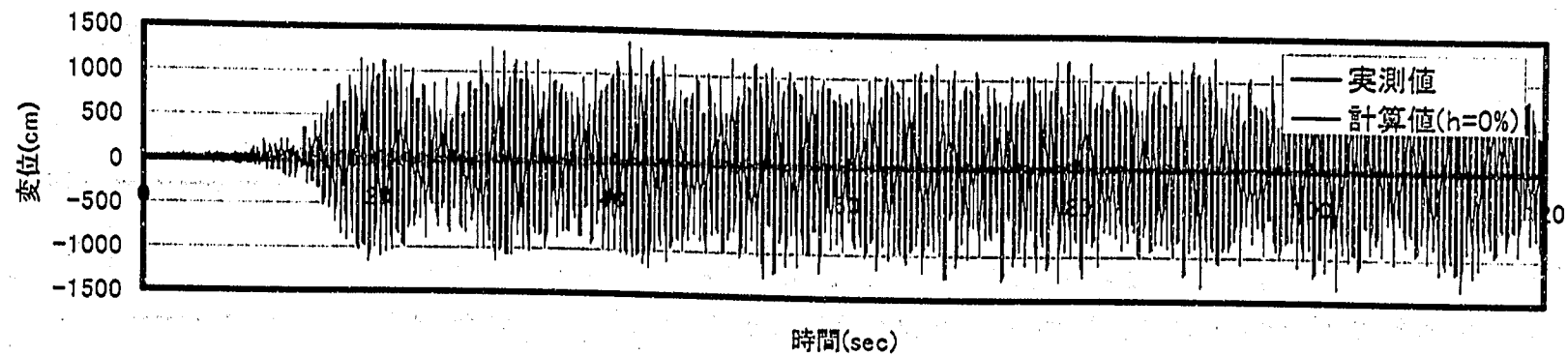


(b) 減衰定数 $h=2\%$

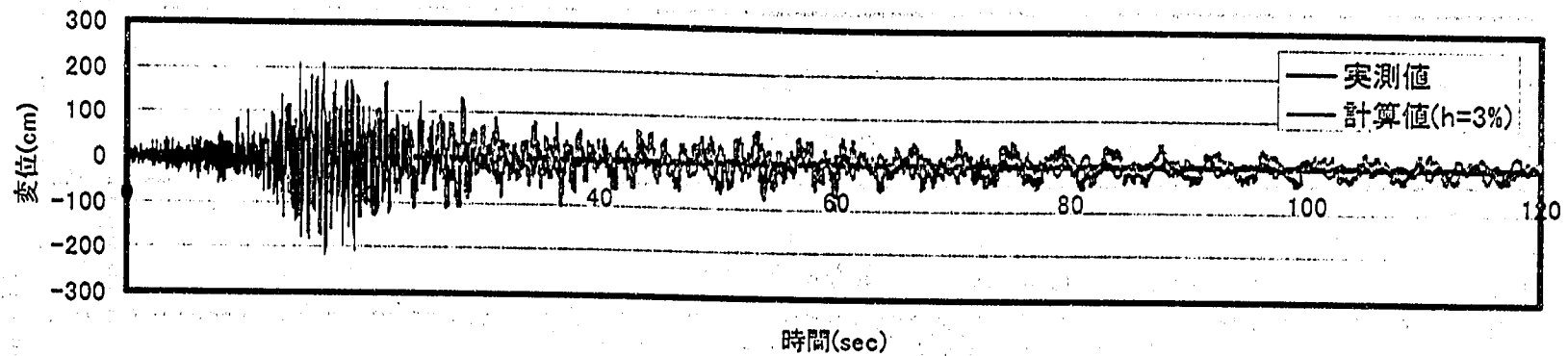


(c) 減衰定数 $h=3\%$

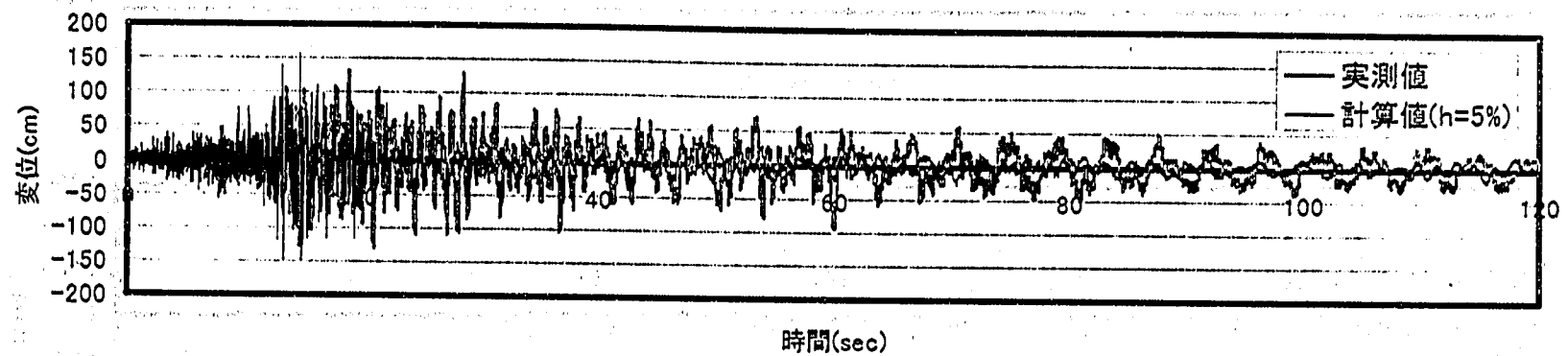
図-3.13 (b)-2 主桁中央径間1/3点橋軸直角方向加速度 (CH5) -ノースリッジ地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

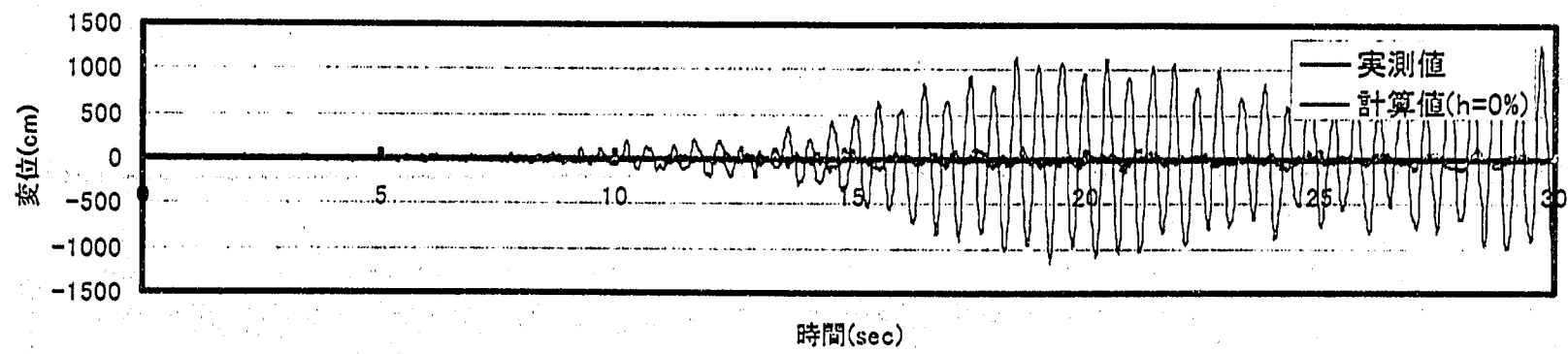


(b) 減衰定数 $h=3\%$

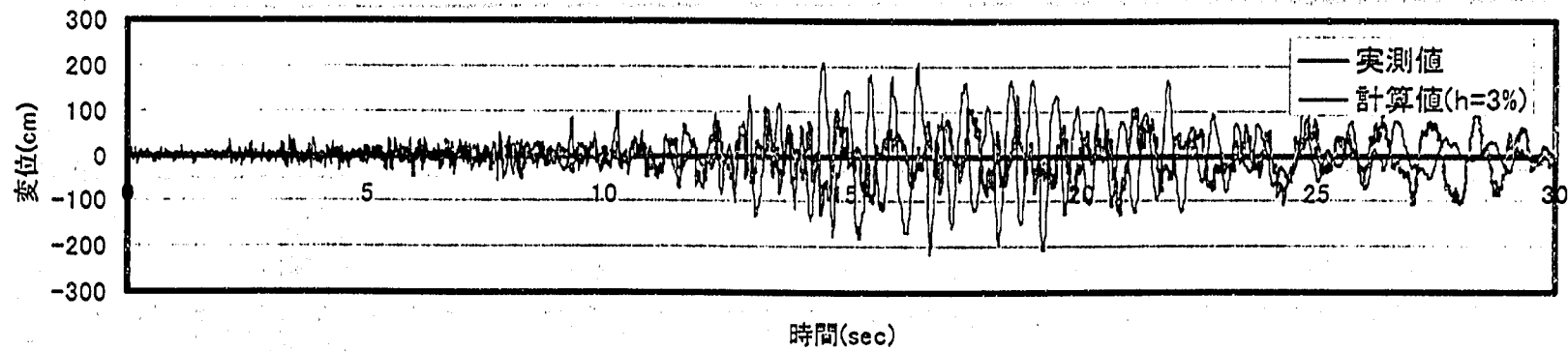


(c) 減衰定数 $h=5\%$

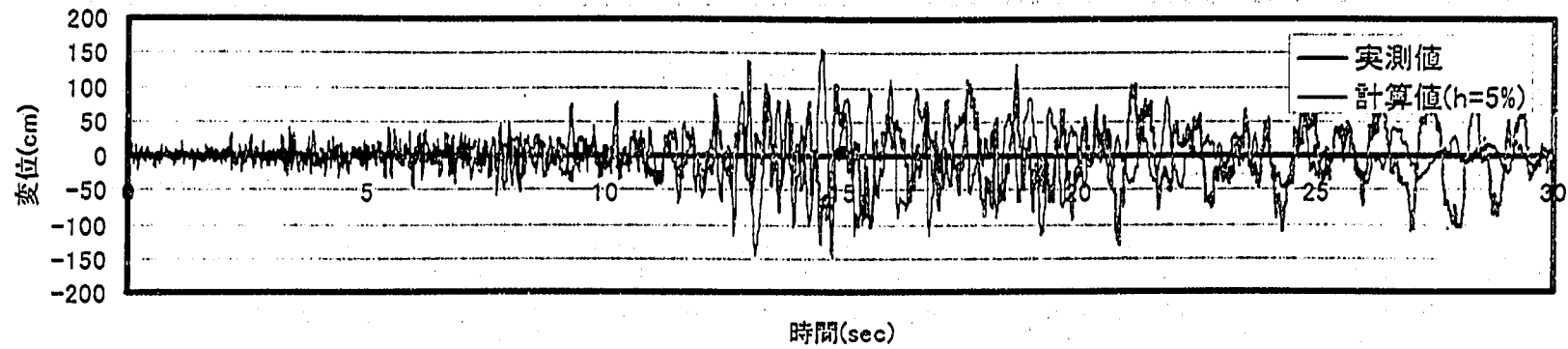
図-3.13 (c)-1 主桁中央径間中央鉛直方向加速度 (CH15) -ノースリッジ地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

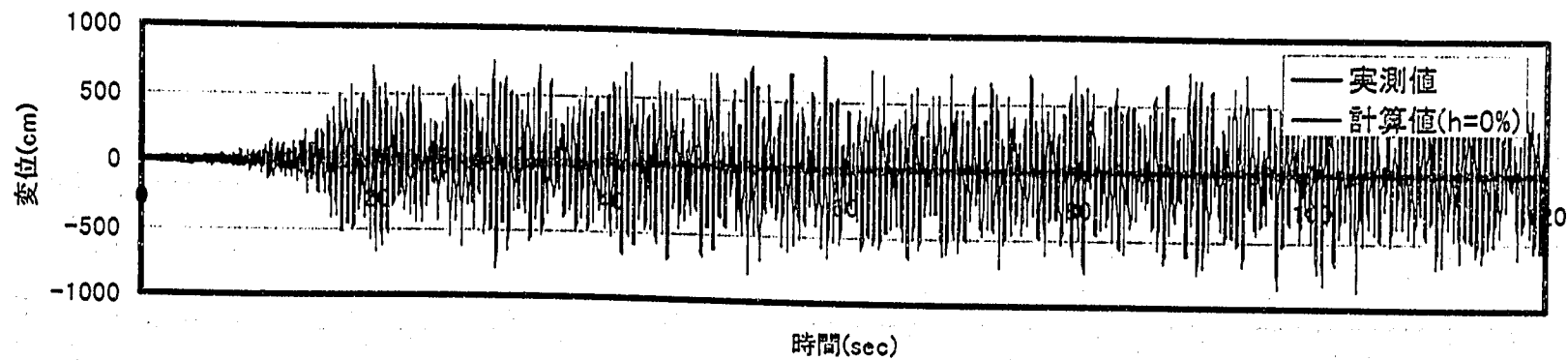


(b) 減衰定数 $h=3\%$

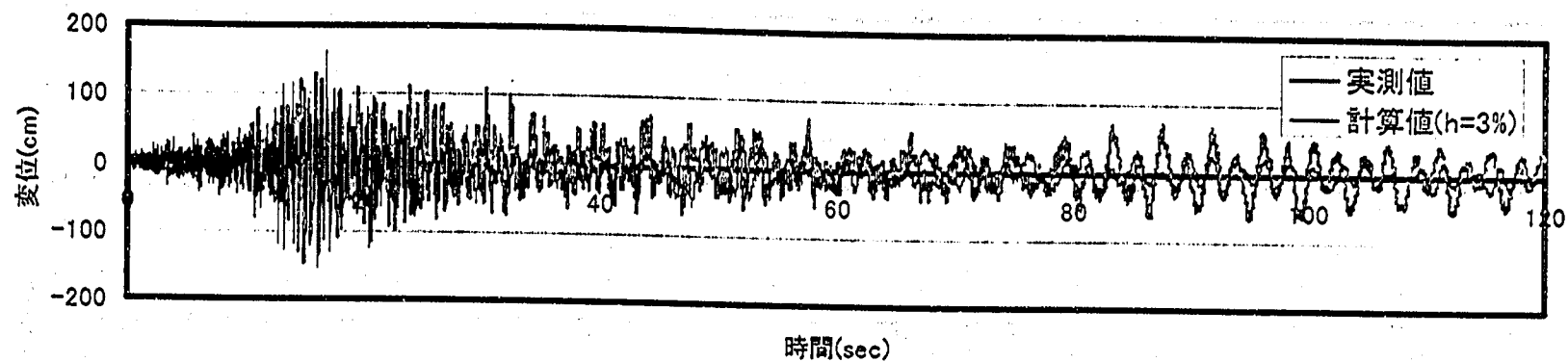


(c) 減衰定数 $h=5\%$

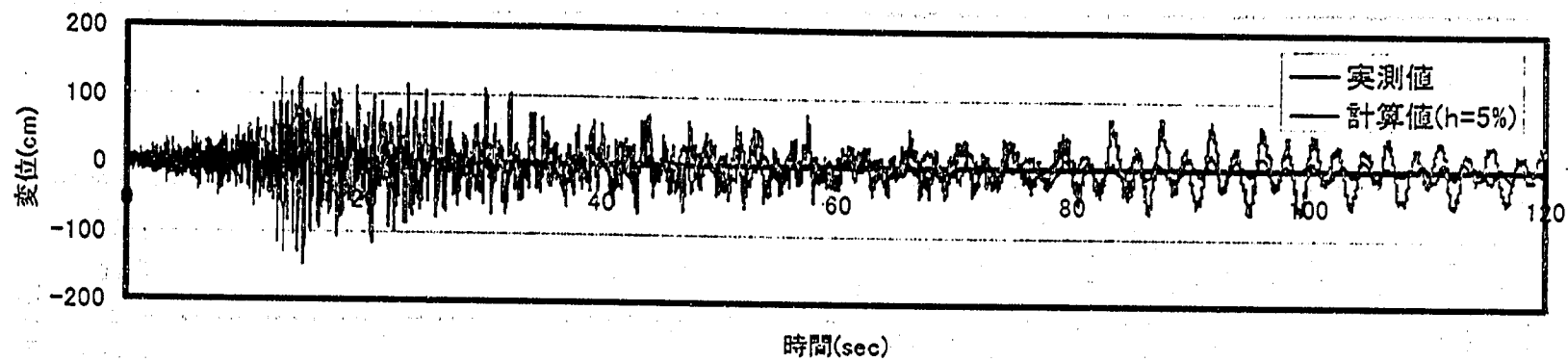
図-3.13 (c)-2 主桁中央径間中央鉛直方向加速度 (CH15) -ノースリッジ地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

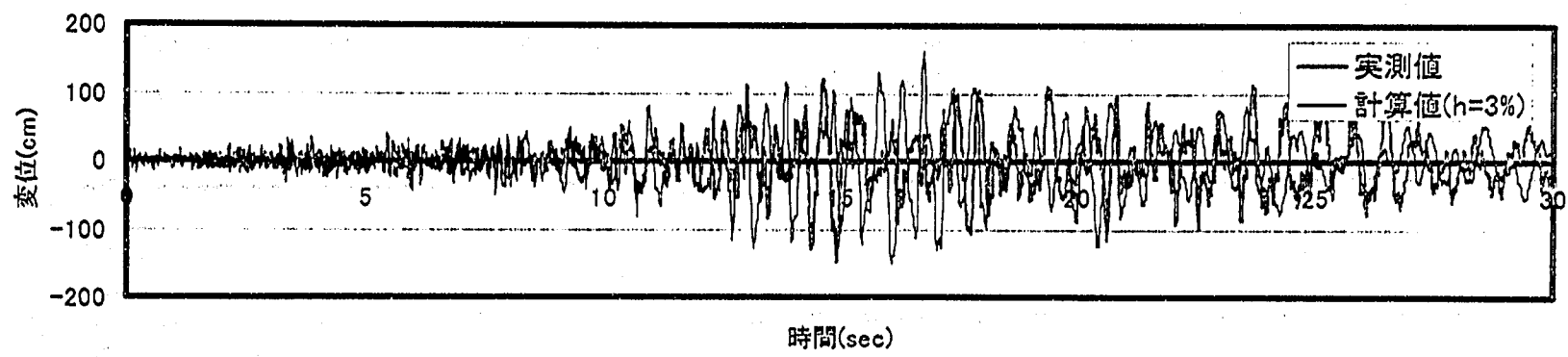


(b) 減衰定数 $h=3\%$

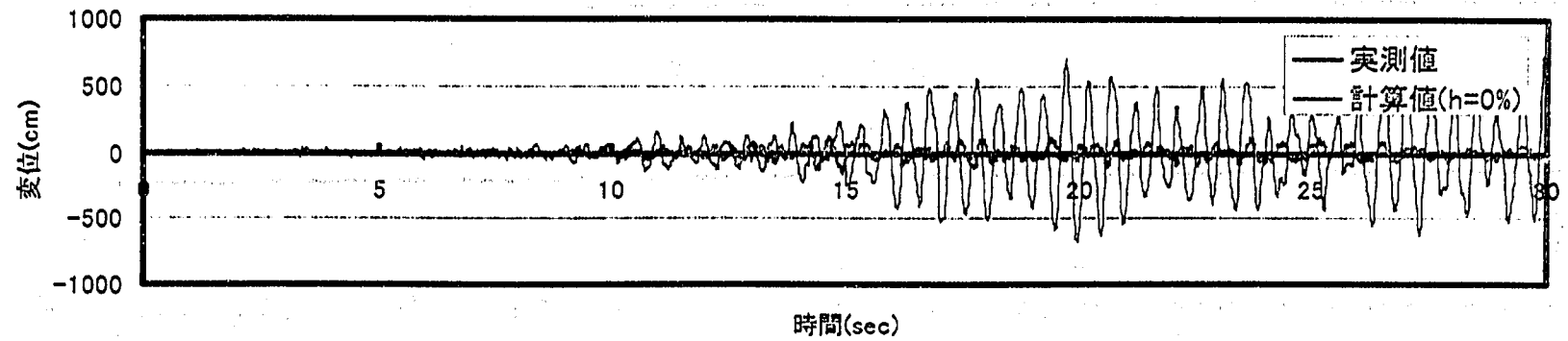


(c) 減衰定数 $h=5\%$

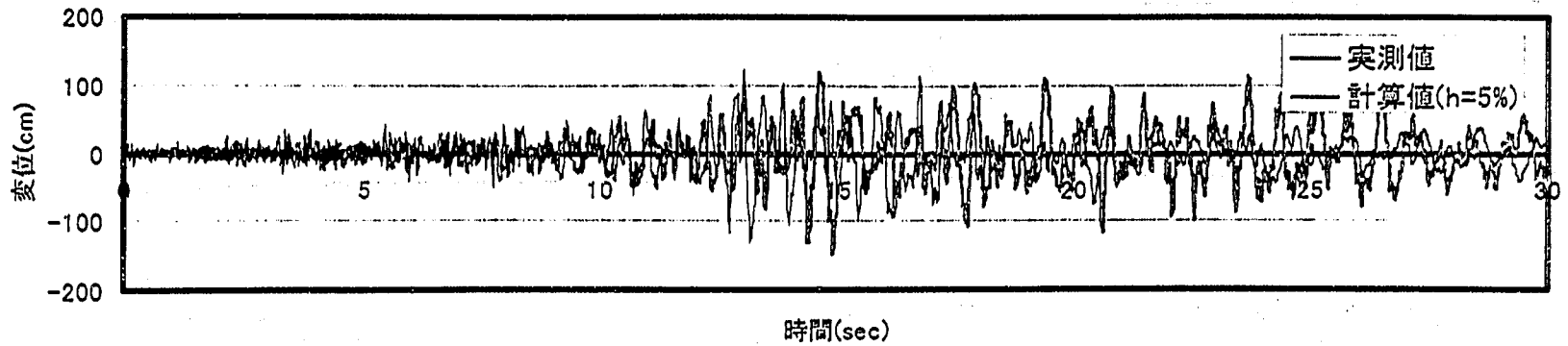
図-3.13 (d)-1 主桁中央径間1/3点鉛直方向加速度(CH17) -ノースリッジ地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

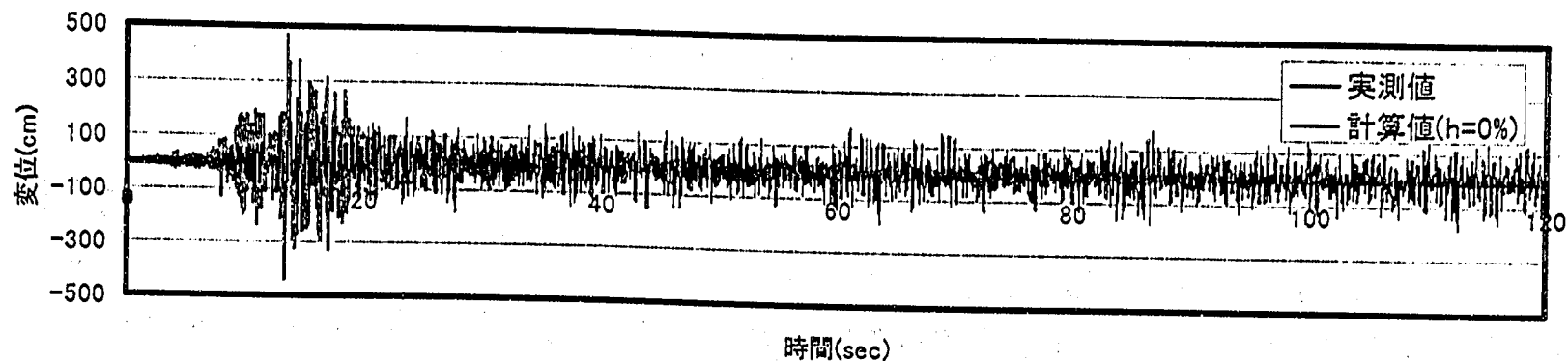


(b) 減衰定数 $h=3\%$

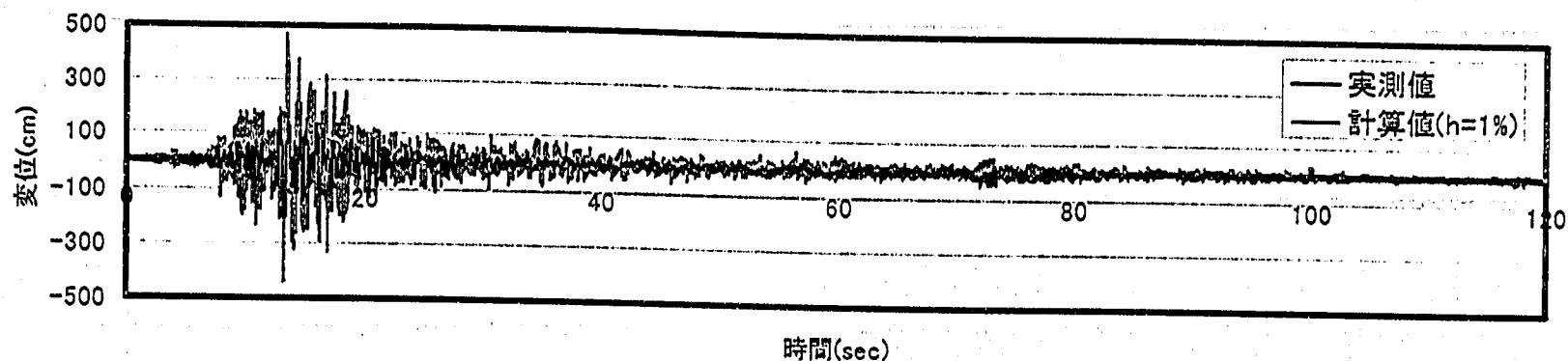


(c) 減衰定数 $h=5\%$

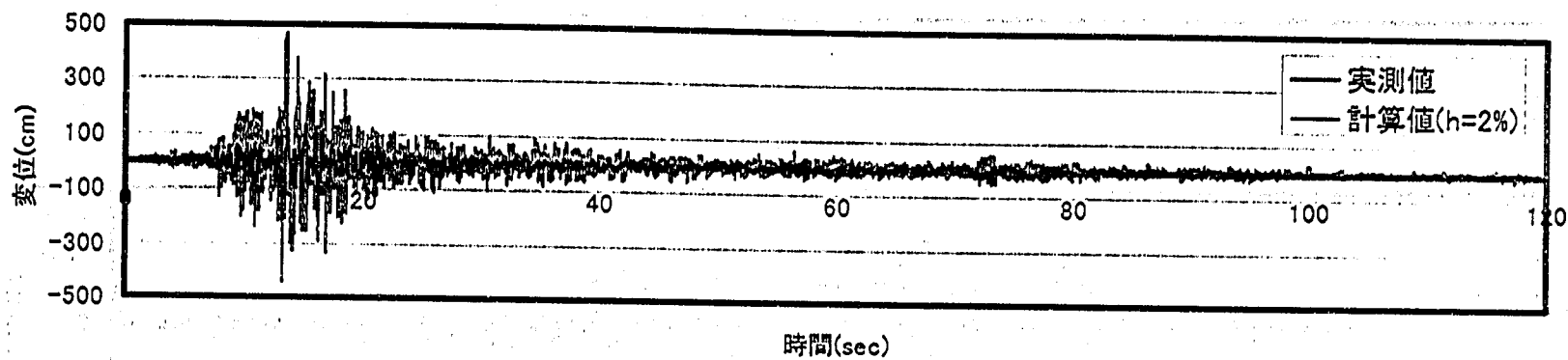
図-3. 13 (d) - 2 主桁中央径間 1/3 点鉛直方向加速度 (CH 17) - ノースリッジ地震 -



(a) 減衰定数 $h=0\%$

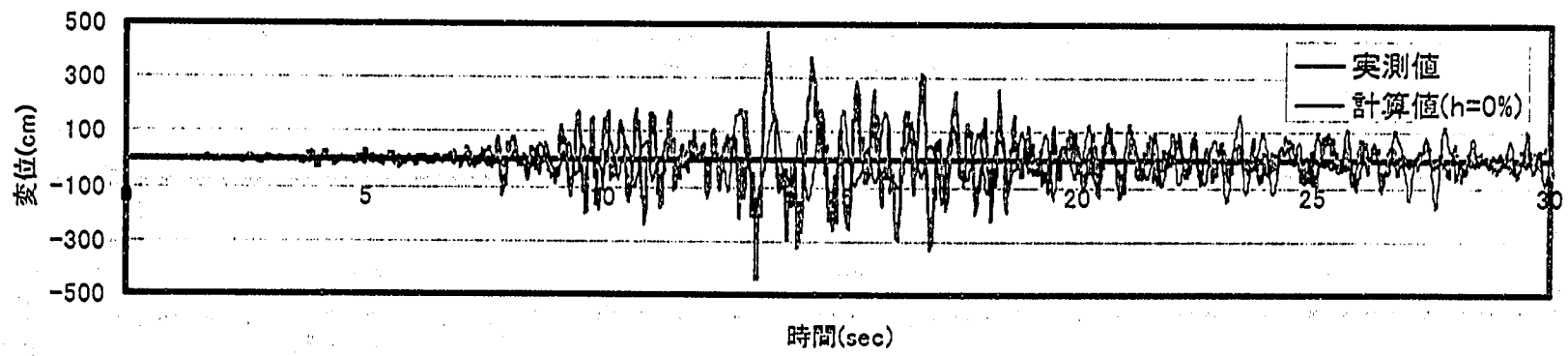


(b) 減衰定数 $h=1\%$

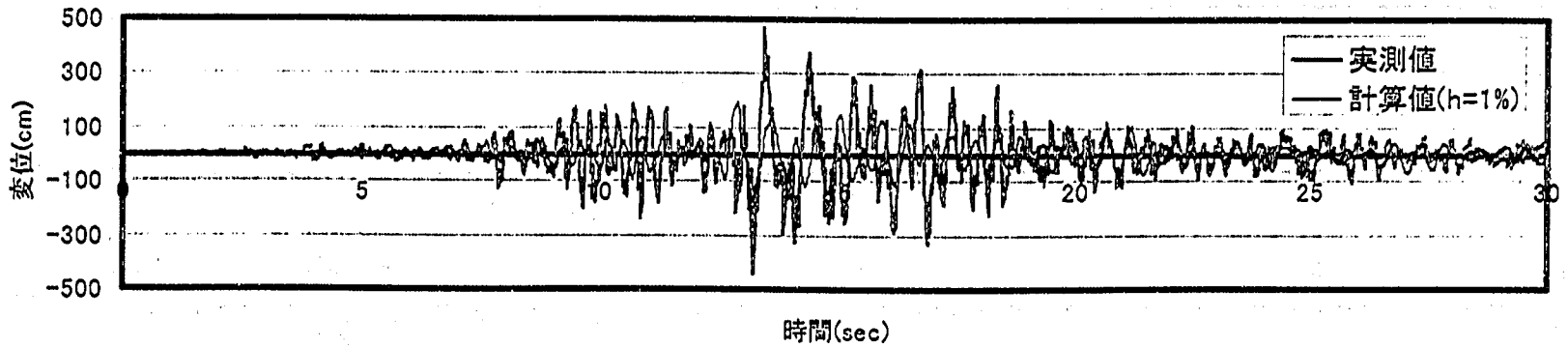


(c) 減衰定数 $h=2\%$

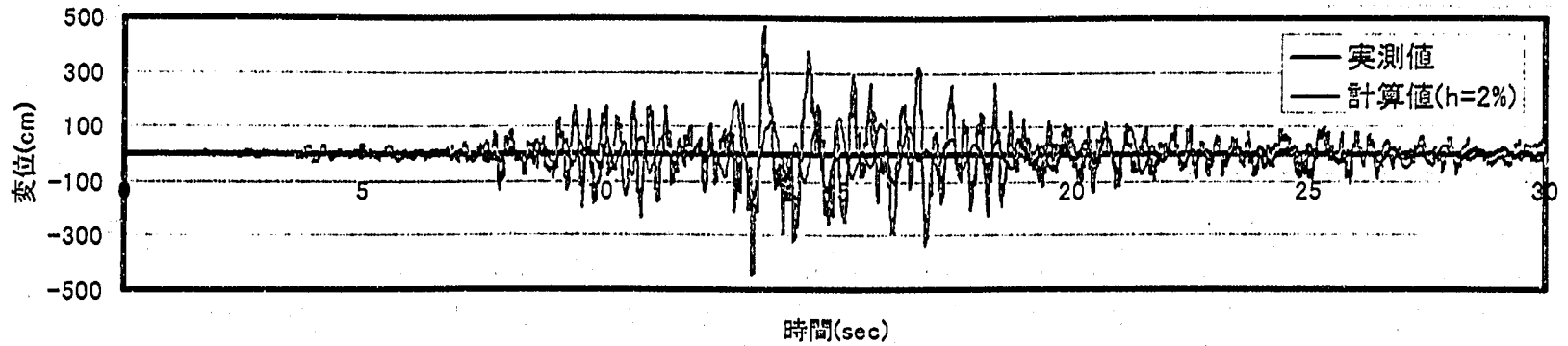
図-3.13 (e)-1 主桁主塔3P位置橋軸直角方向加速度 (CH12) -ノースリッジ地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

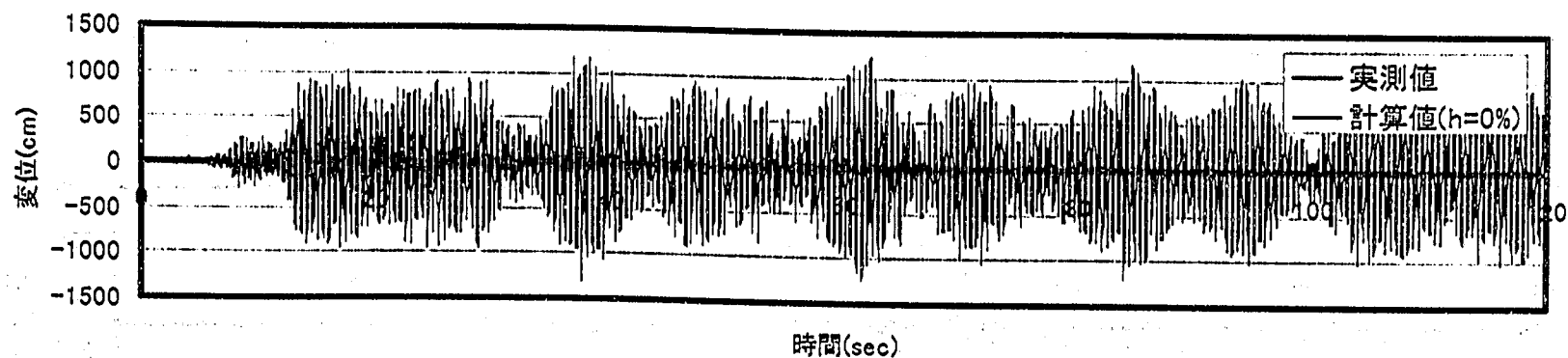


(b) 減衰定数 $h=1\%$

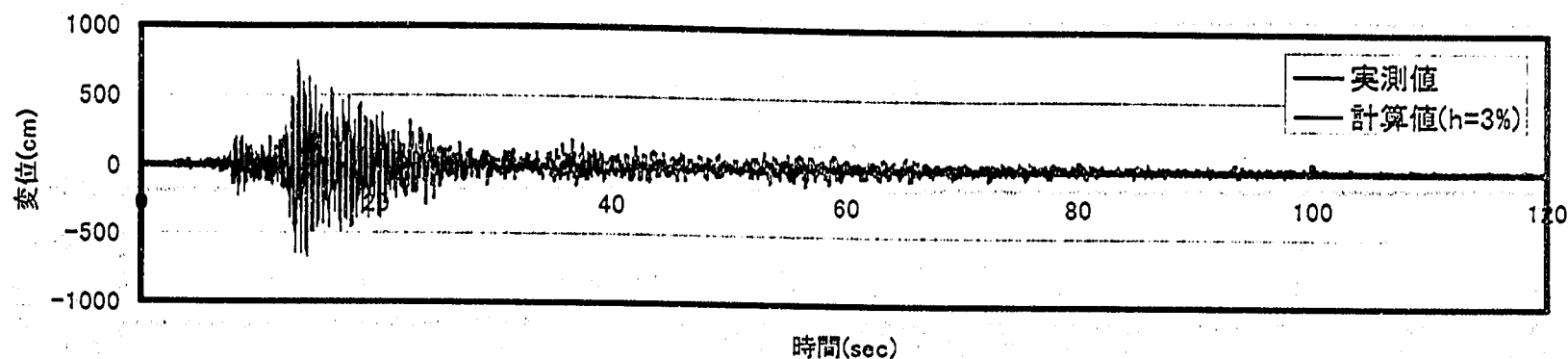


(c) 減衰定数 $h=2\%$

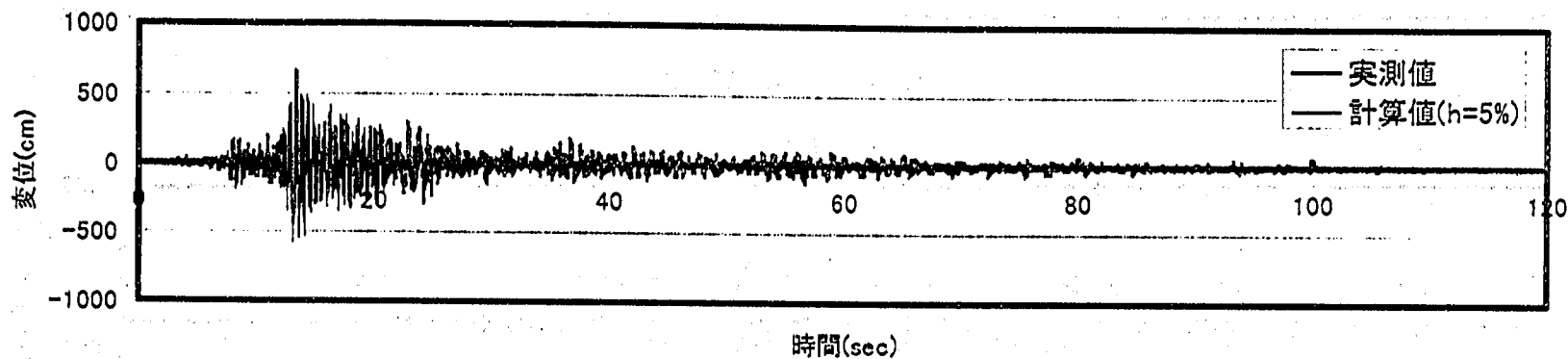
図-3.13 (e)-2 主桁主塔3P位置橋軸直角方向加速度 (CH12) -ノースリッジ地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

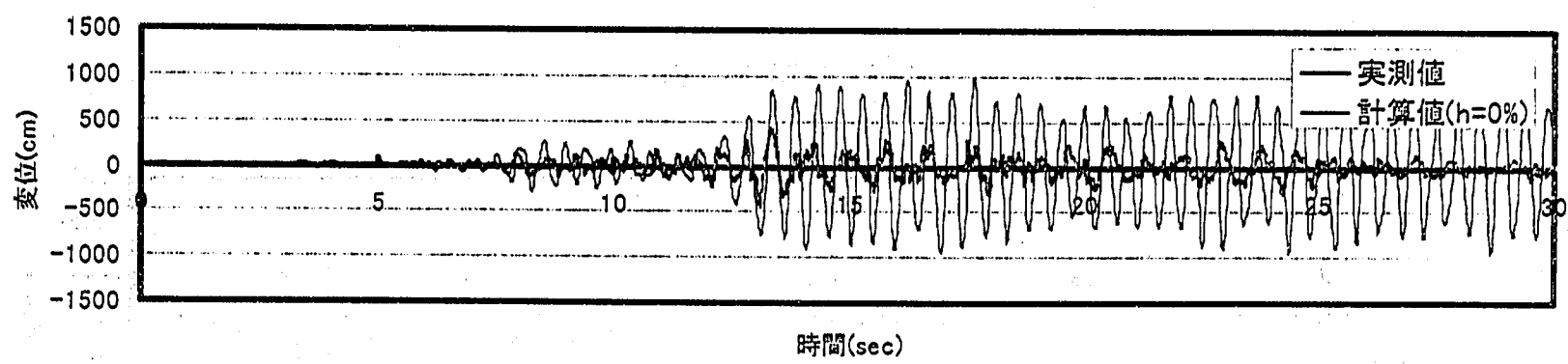


(b) 減衰定数 $h=3\%$

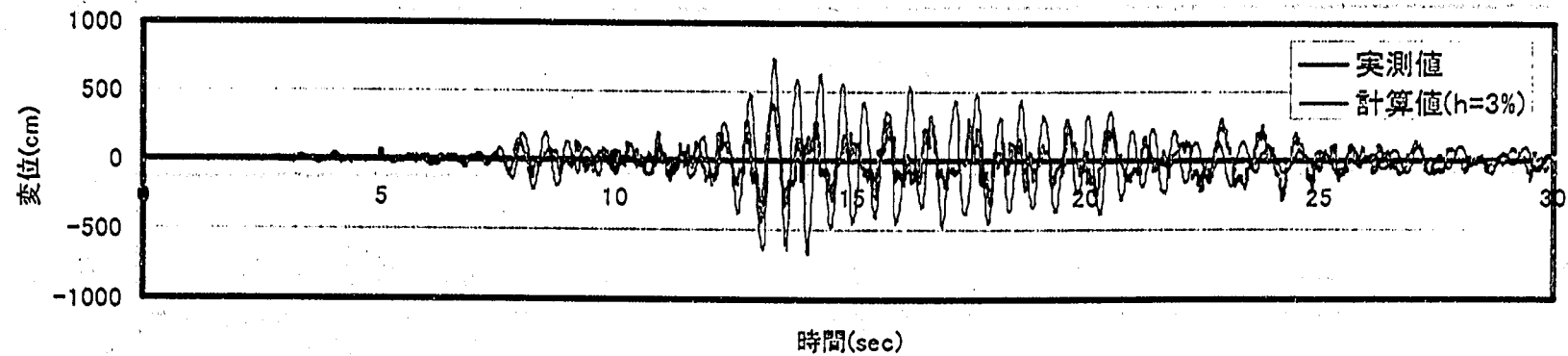


(c) 減衰定数 $h=5\%$

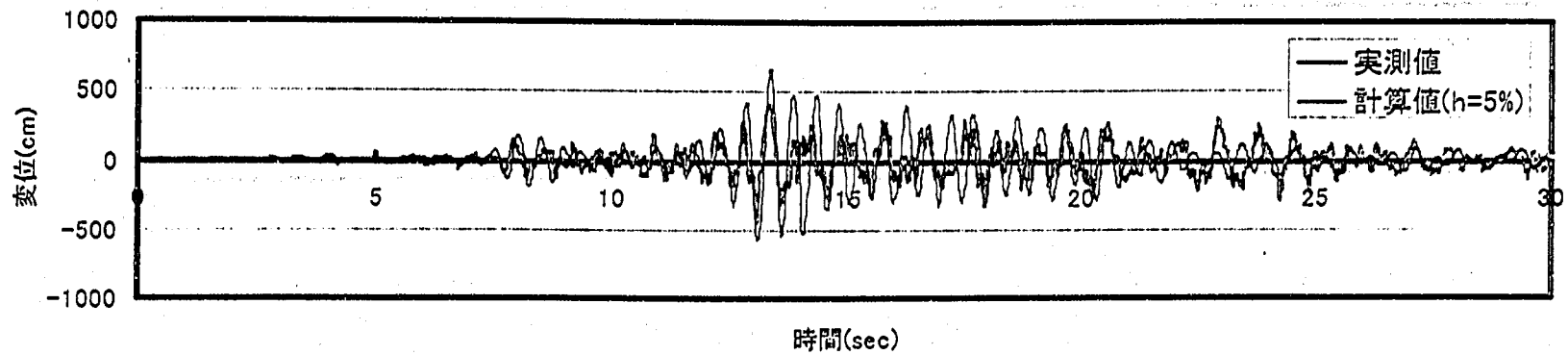
図-3.13(f)-1 主塔頂3P橋軸直角方向加速度(CH8) ノースリッジ地震



(a) 減衰定数 $h=0\%$

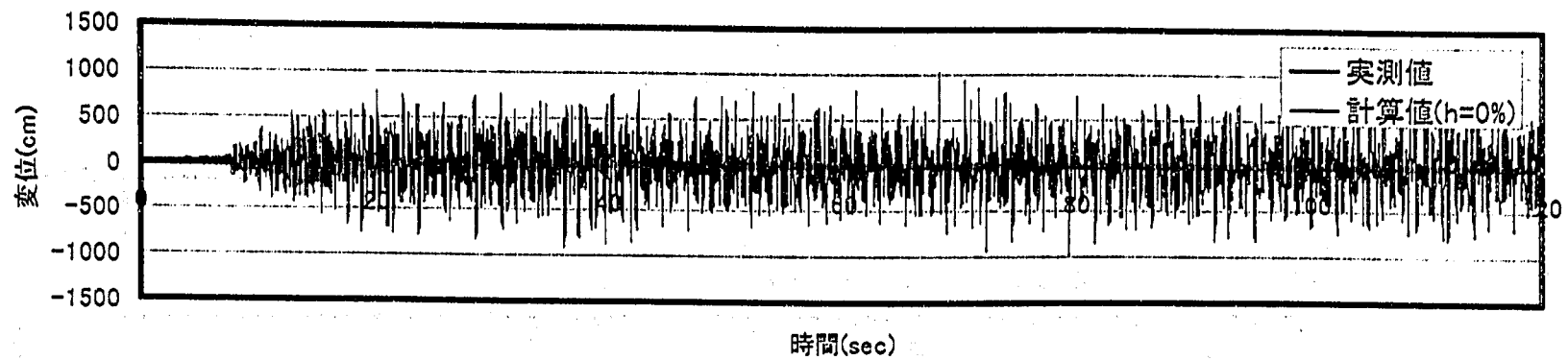


(b) 減衰定数 $h=3\%$

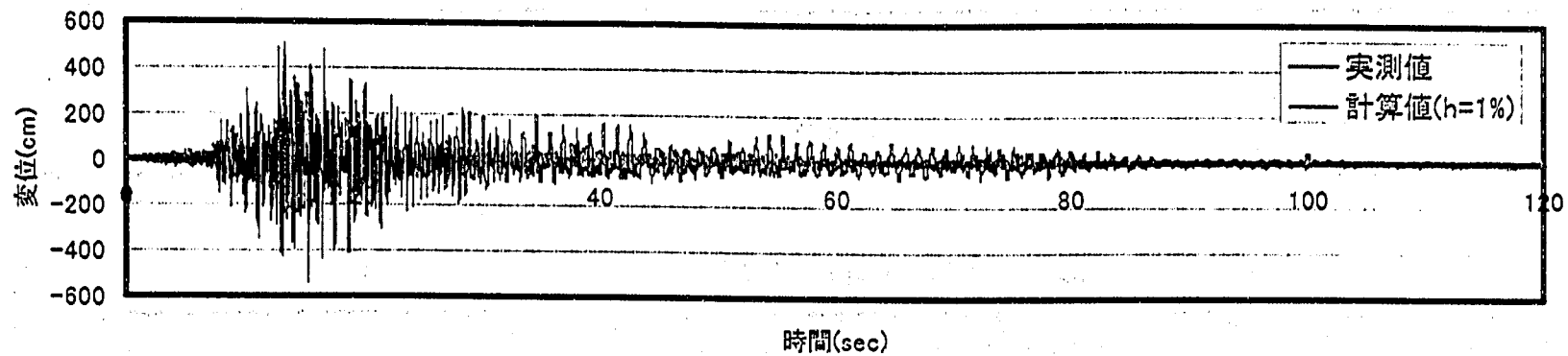


(c) 減衰定数 $h=5\%$

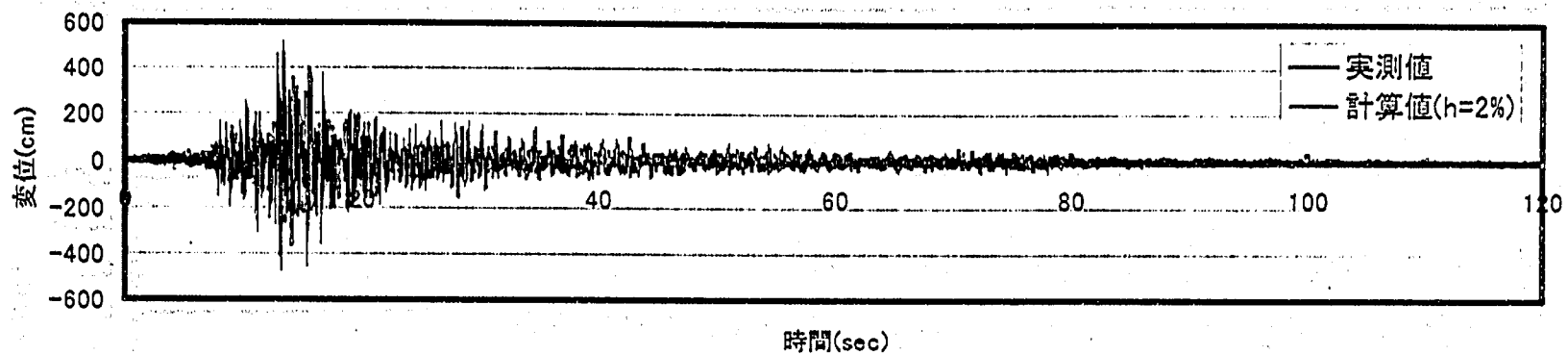
図-3.13 (f)-2 主塔頂3P橋軸直角方向加速度 (CH8) -ノースリッジ地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

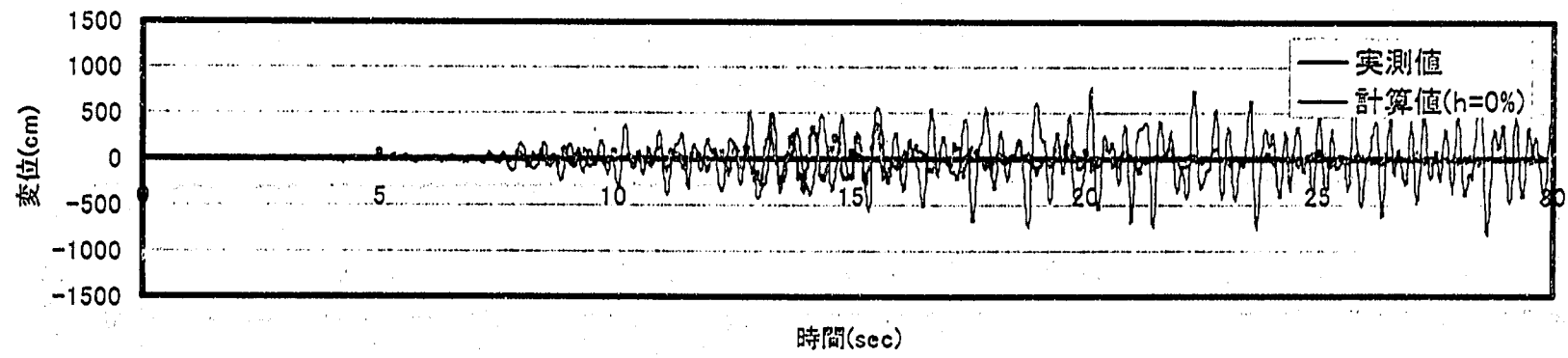


(b) 減衰定数 $h=1\%$

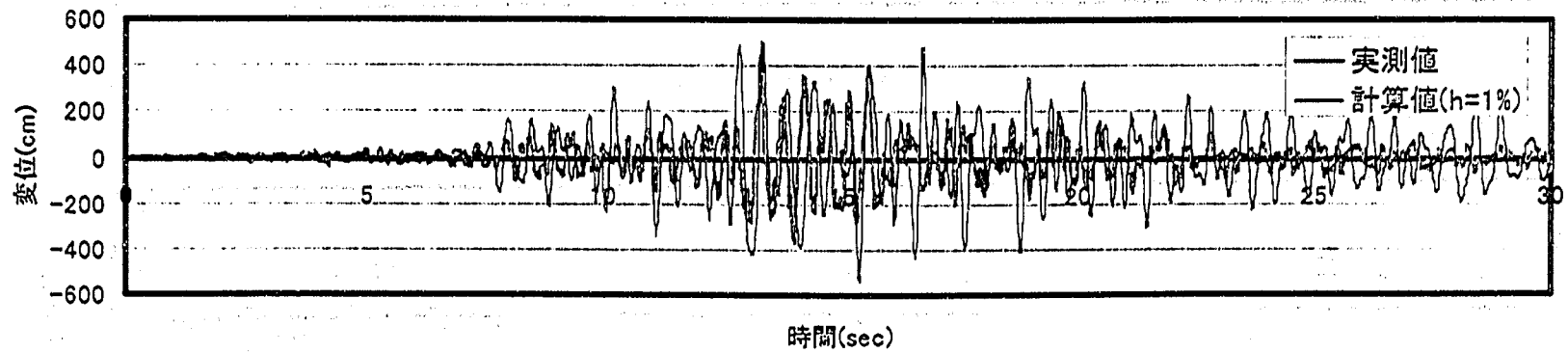


(c) 減衰定数 $h=2\%$

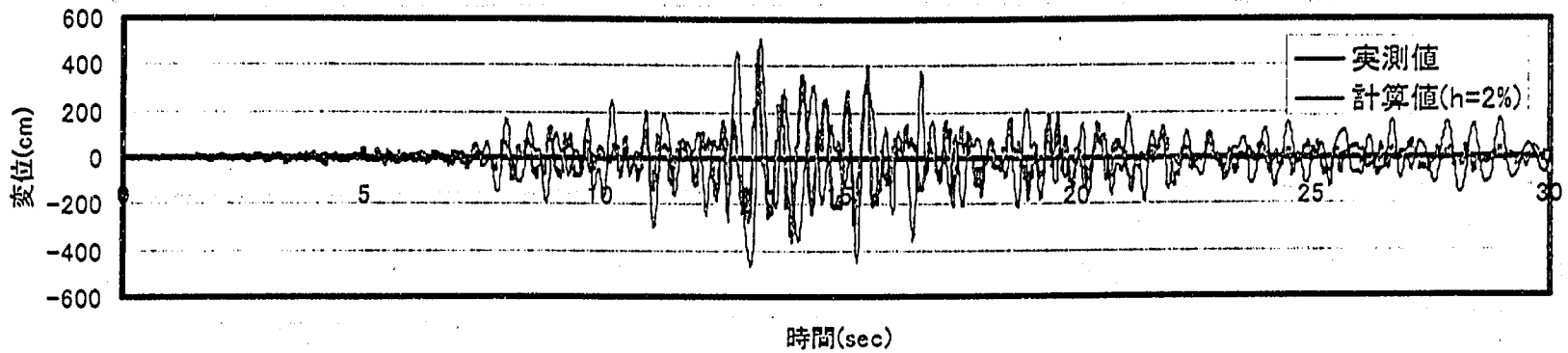
図-3.1.3 (g)-1 主塔頂3P橋軸方向加速度 (CH11) ノースリッジ地震



(a) 減衰定数 $h=0\%$

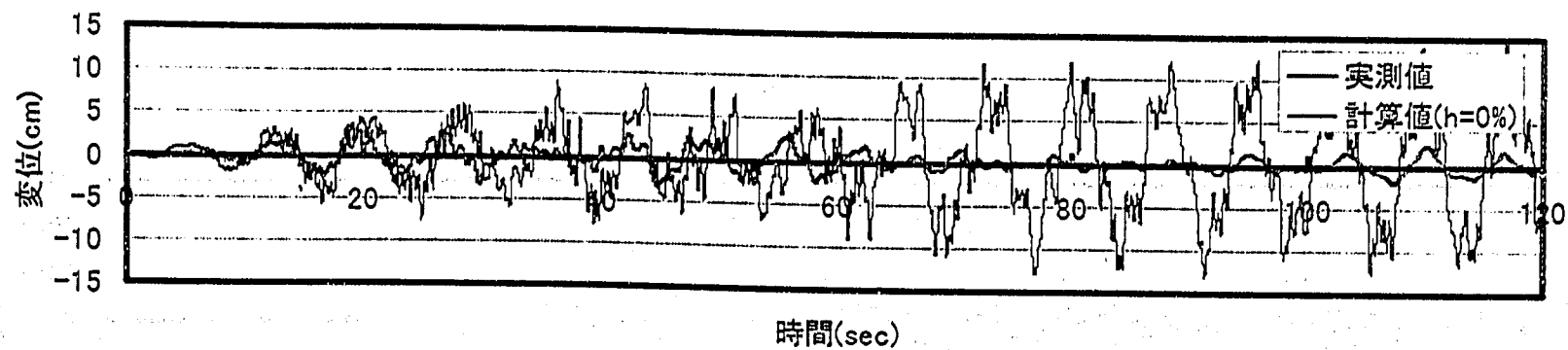


(b) 減衰定数 $h=1\%$

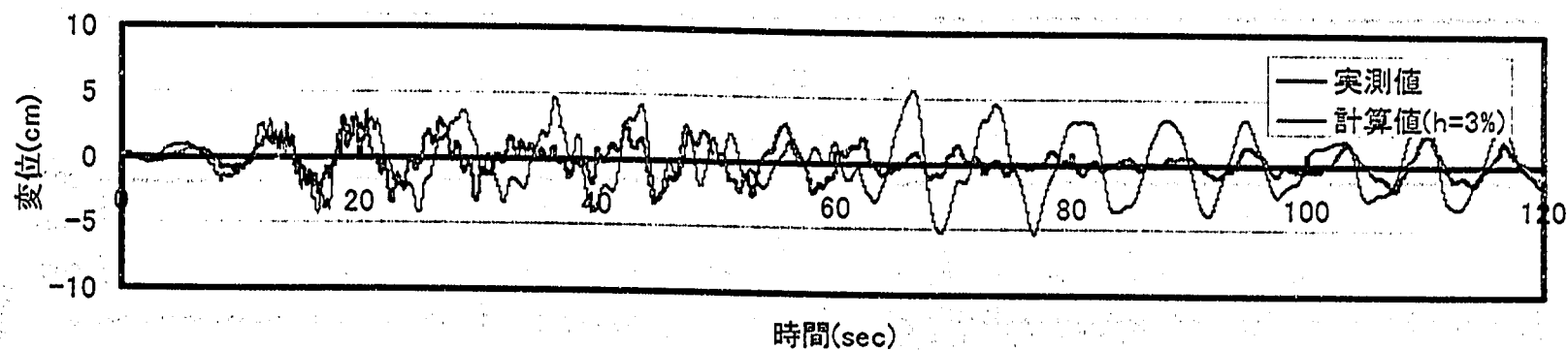


(c) 減衰定数 $h=2\%$

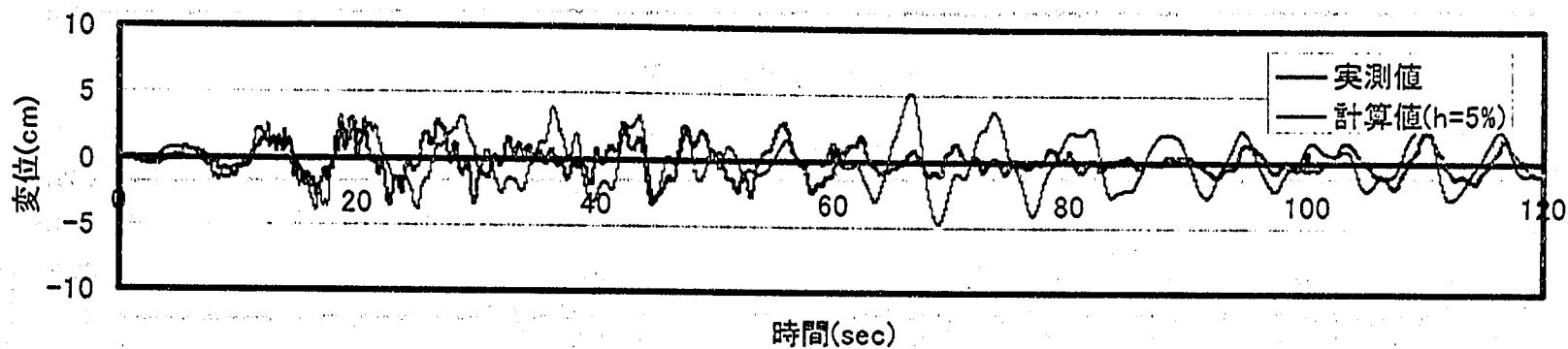
図-3.13 (g)-2 主塔頂3P橋軸方向加速度 (CH11) ノースリッジ地震



(a) 減衰定数 $h=0\%$

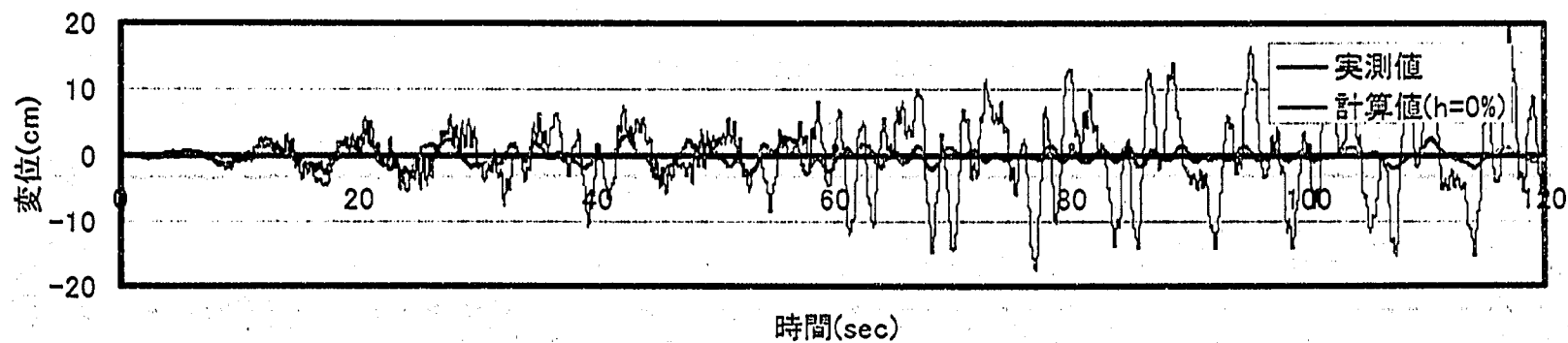


(b) 減衰定数 $h=3\%$

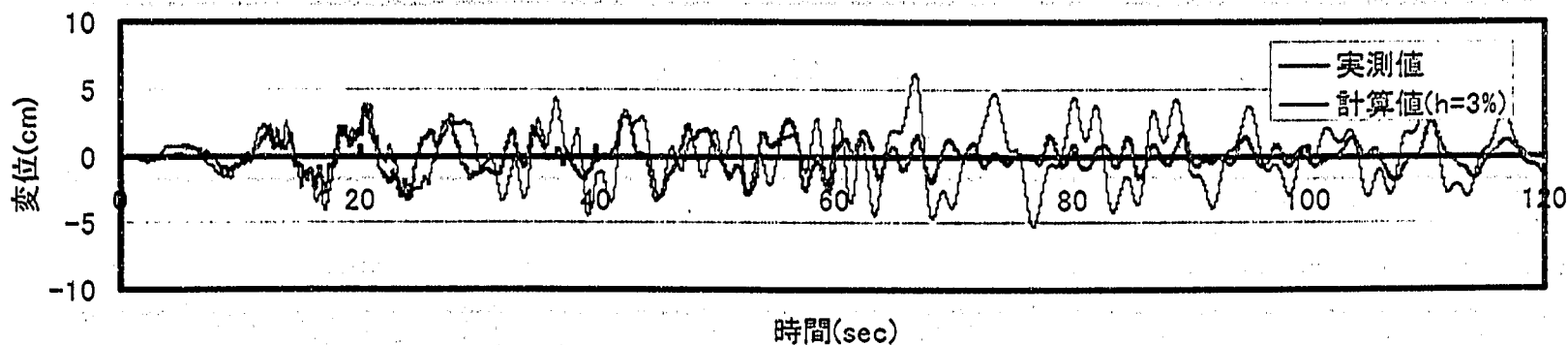


(c) 減衰定数 $h=5\%$

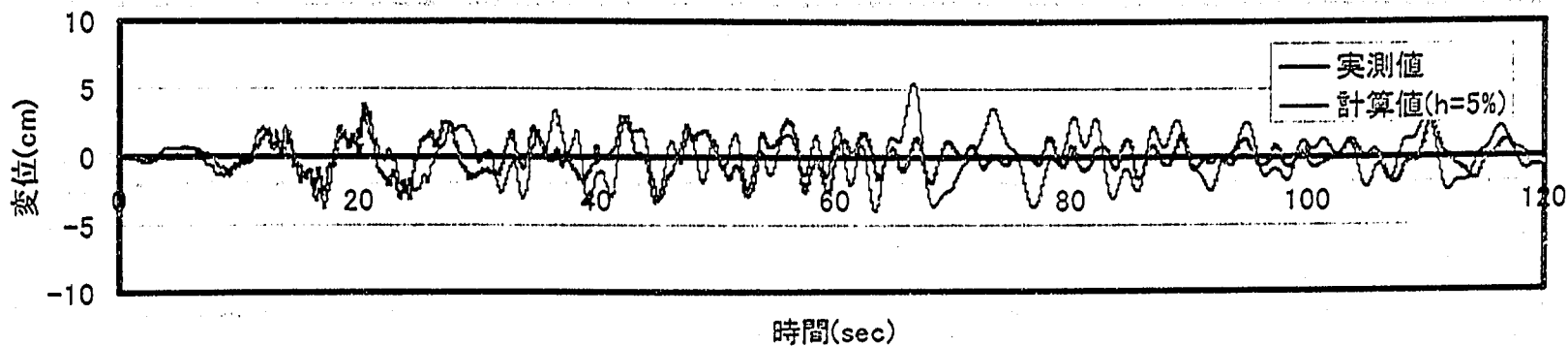
図-3.14 (a) 主桁中央径間中央橋軸直角方向変位 (CH4) - ノースリッジ地震 -



(a) 減衰定数 $h=0\%$

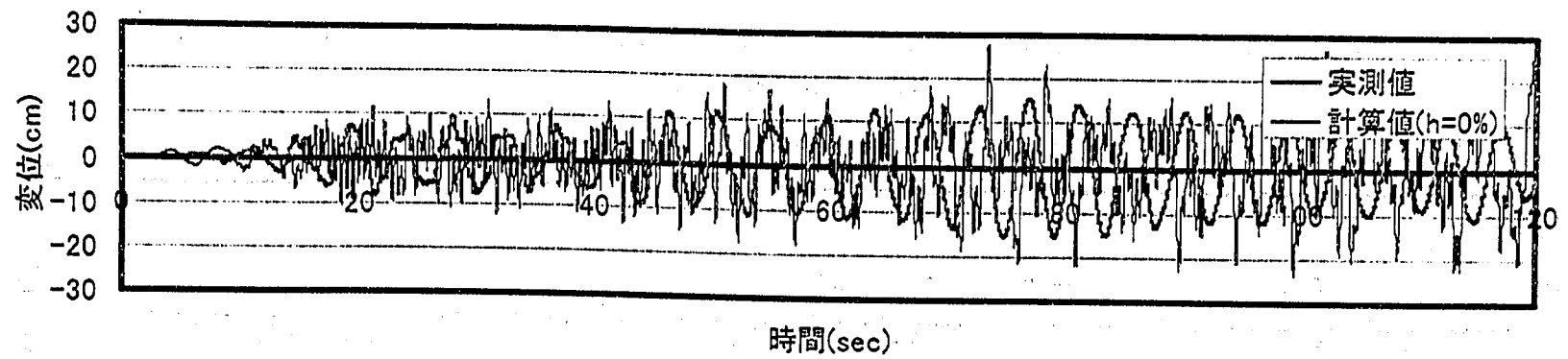


(b) 減衰定数 $h=3\%$

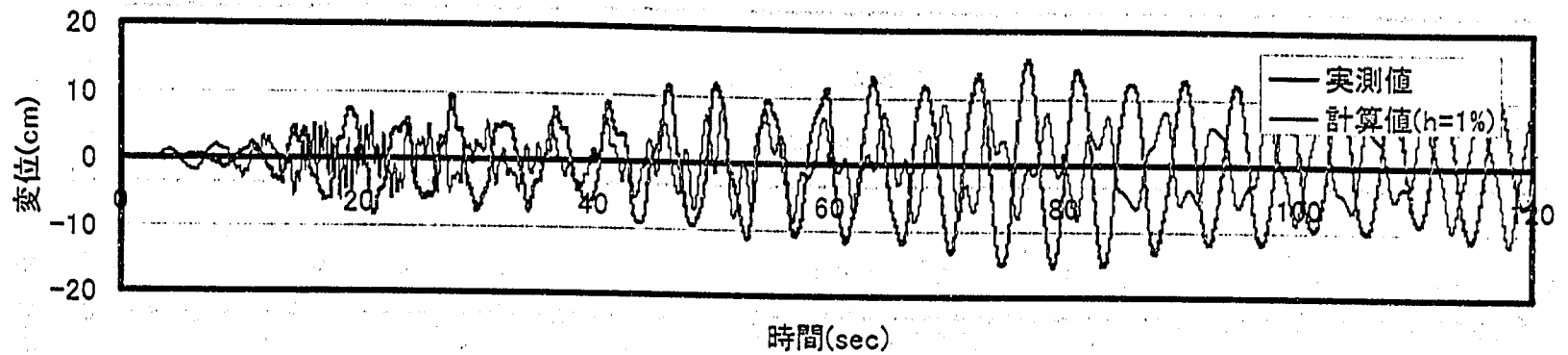


(c) 減衰定数 $h=5\%$

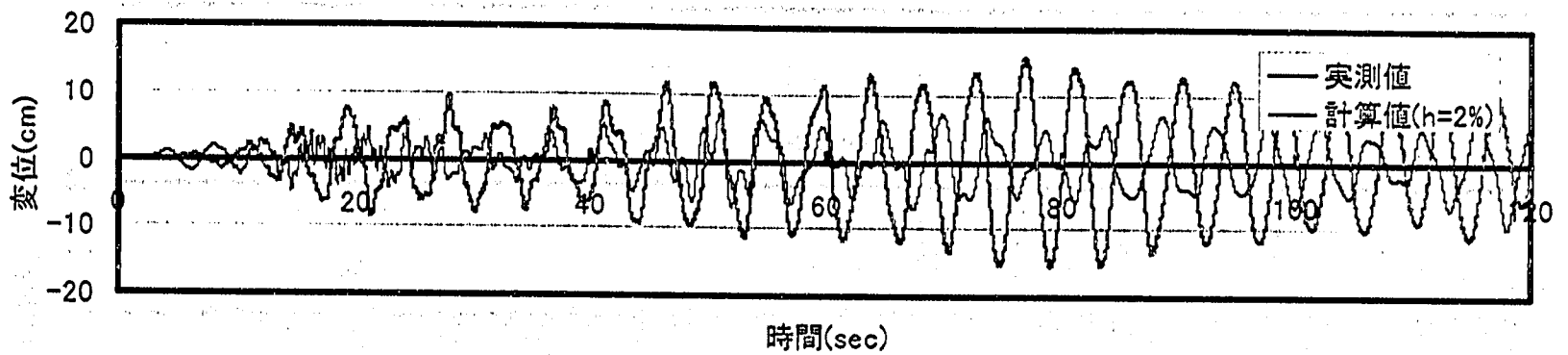
図-3.14 (b) 主桁中央径間1/3点橋軸直角方向変位 (CH5) -ノースリッジ地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

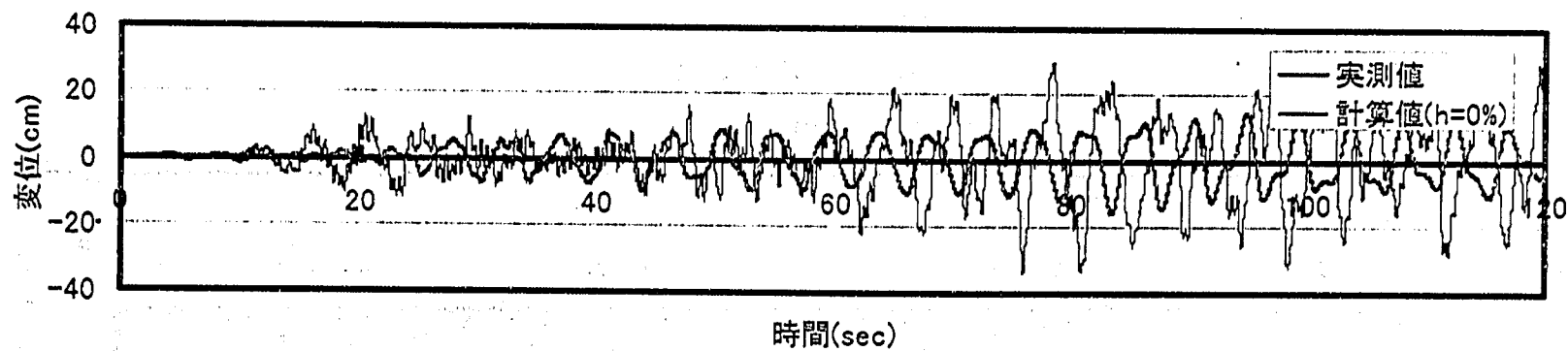


(b) 減衰定数 $h=1\%$

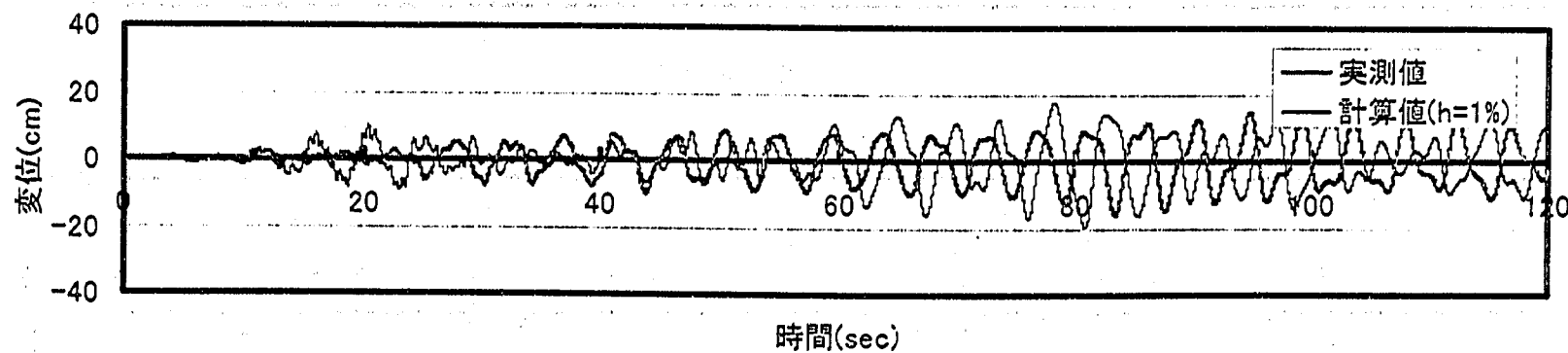


(c) 減衰定数 $h=2\%$

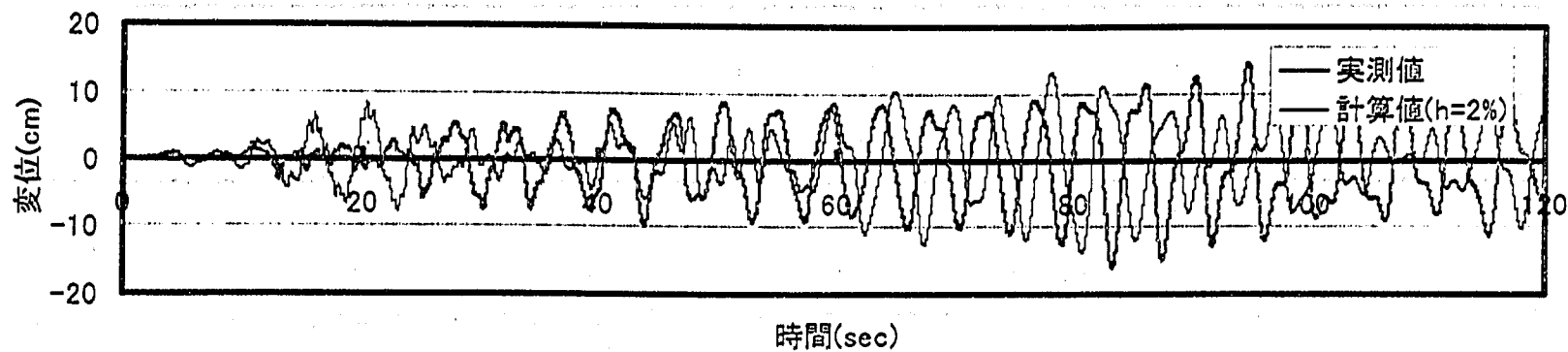
図-3.14 (c) 主桁中央径間中央鉛直方向変位 (CH15) —ノースリッジ地震—



(a) 減衰定数 $h=0\%$

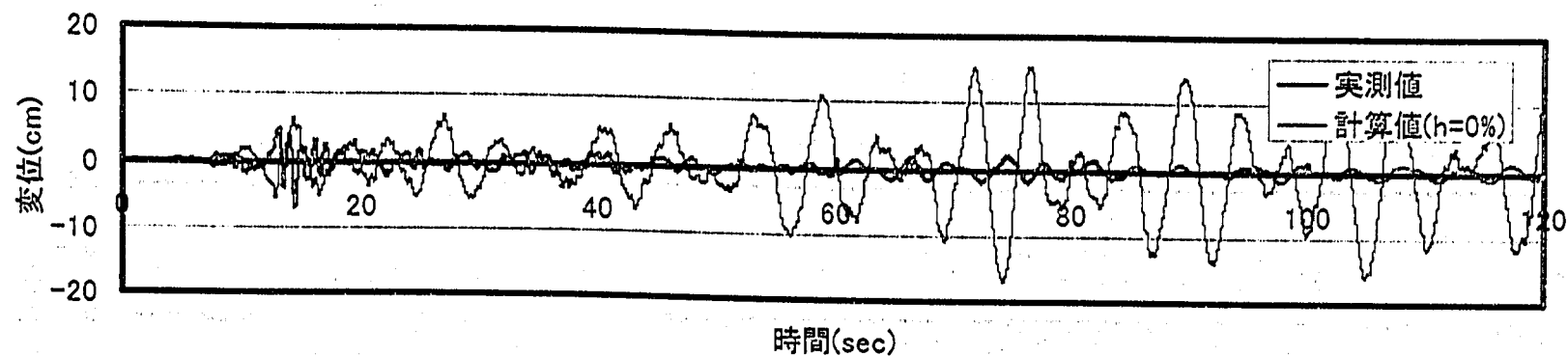


(b) 減衰定数 $h=1\%$

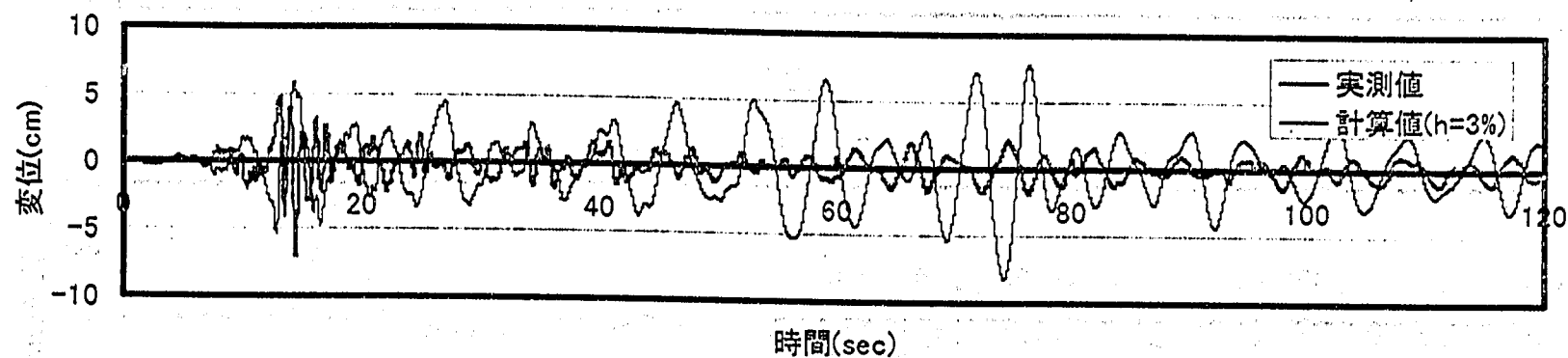


(c) 減衰定数 $h=2\%$

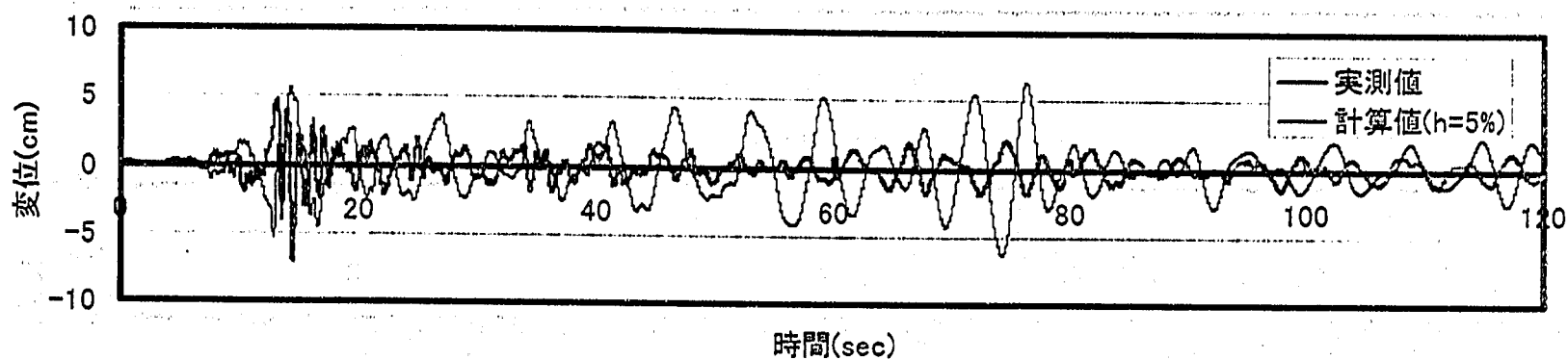
図-3. 14 (d) 主桁中央径間1/3点鉛直方向変位 (CH17) -ノースリッジ地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

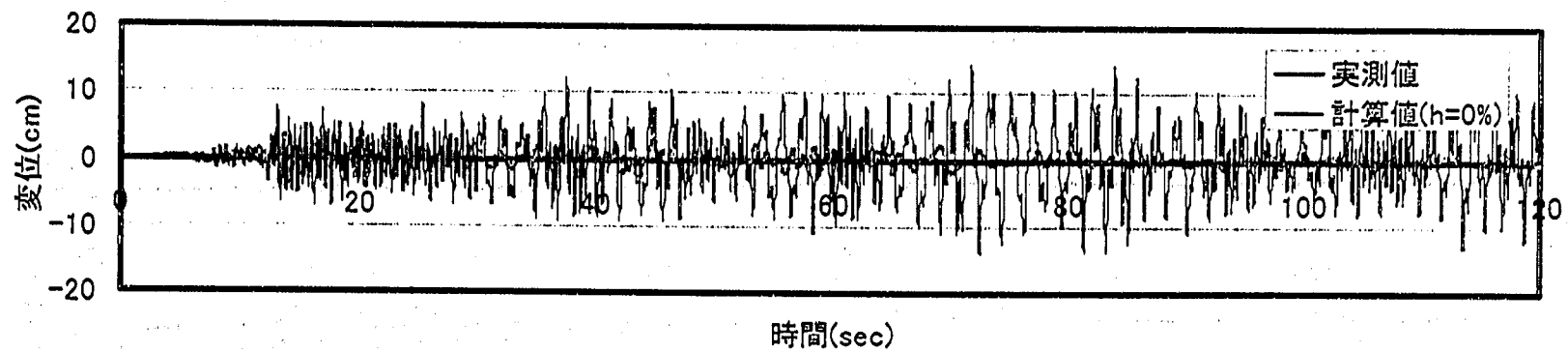


(b) 減衰定数 $h=3\%$

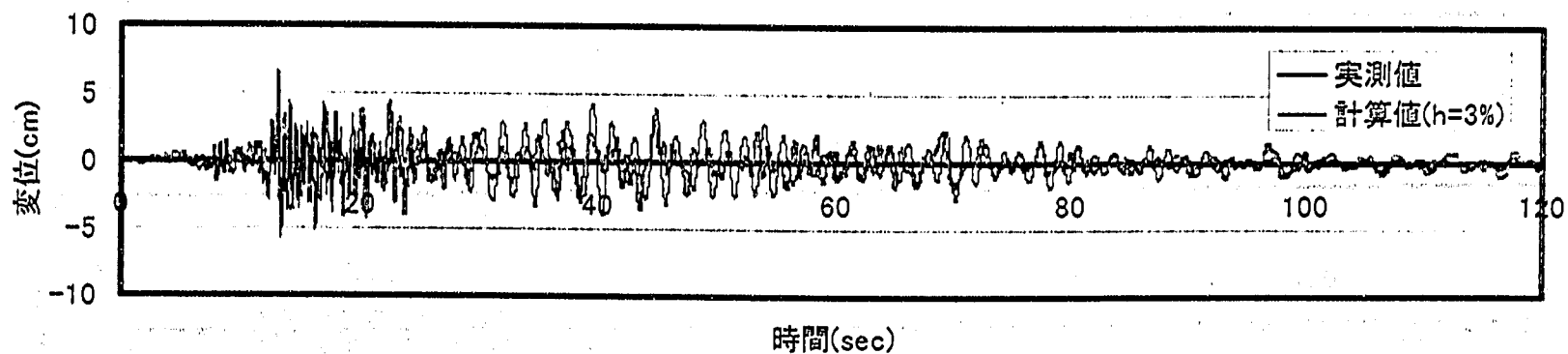


(c) 減衰定数 $h=5\%$

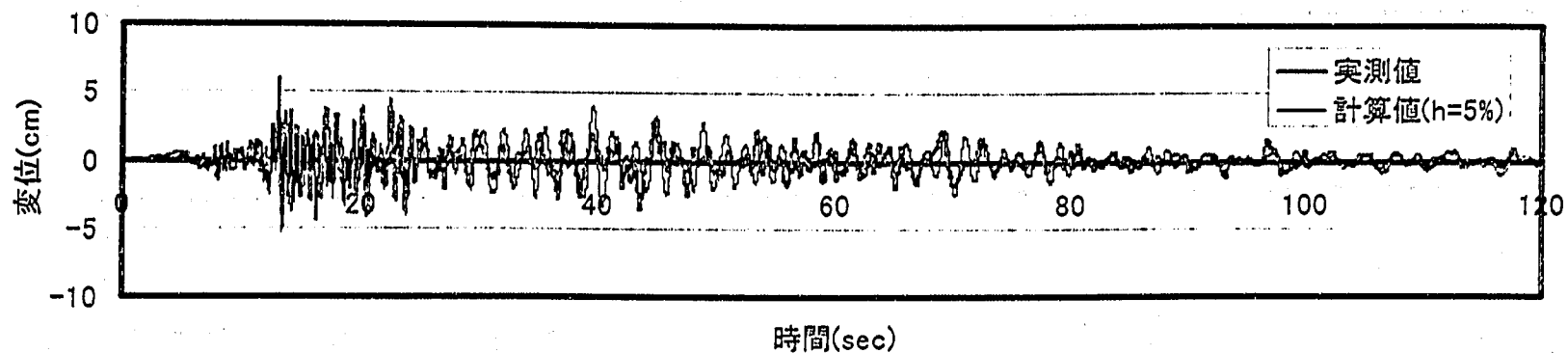
図-3.14 (e) 主桁主塔3P位置橋軸直角方向変位 (CH12) -ノースリッジ地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$

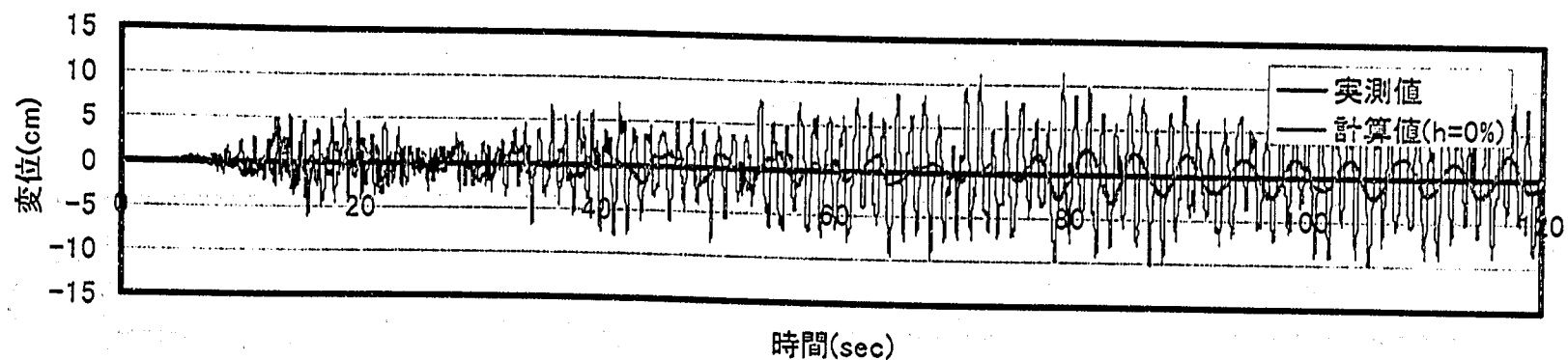


(b) 減衰定数 $h=3\%$

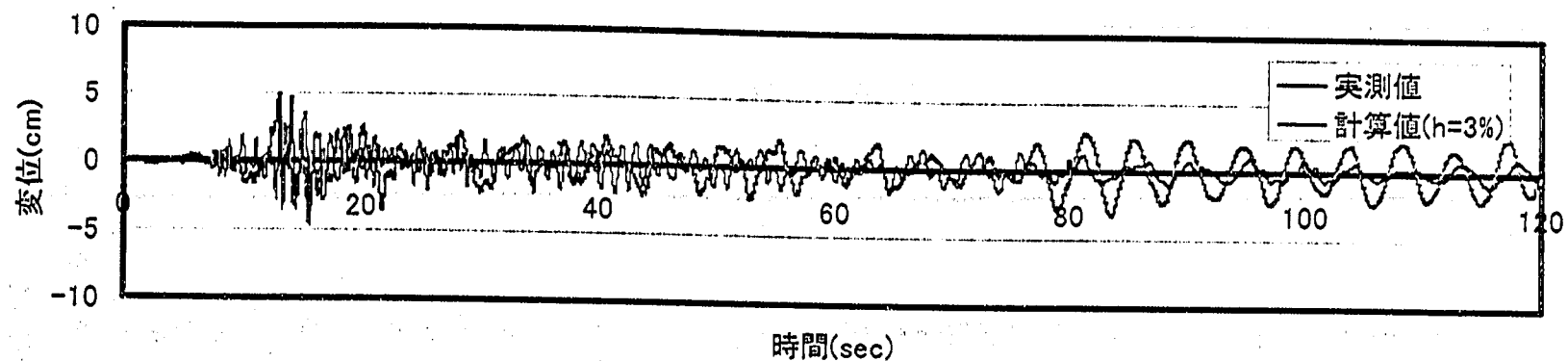


(c) 減衰定数 $h=5\%$

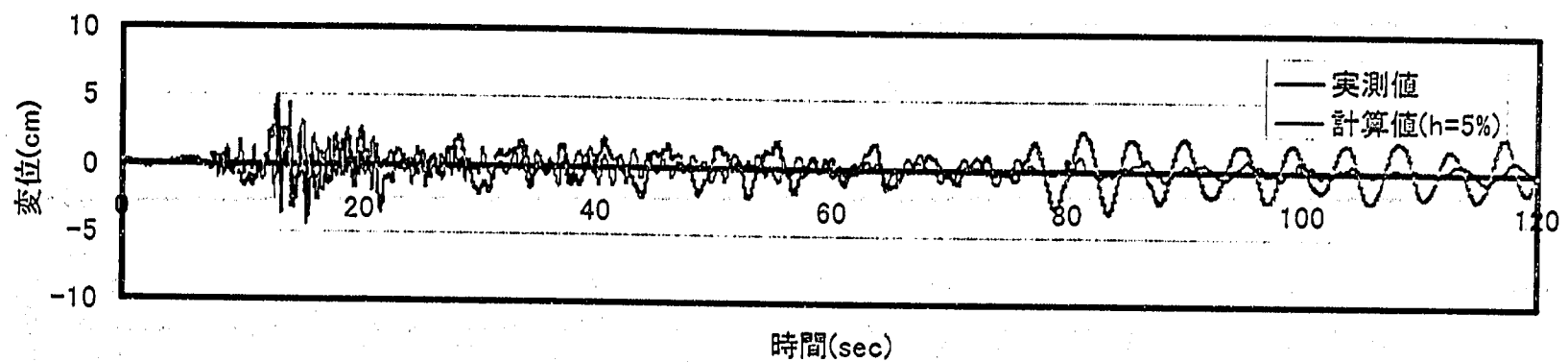
図-3.14 (f) 主塔頂3P橋軸直角方向変位 (CH8) -ノースリッジ地震-



(a) 減衰定数 $h=0\%$



(b) 減衰定数 $h=3\%$



(c) 減衰定数 $h=5\%$

図-3.14 (g) 主塔頂3P橋軸方向変位 (CH11) -ノースリッジ地震-

表-3. 5 時刻歴応答解析結果が観測変位、加速度最大値を与えるための減衰定数

	着目位置	ウィットティア地震		ノースリッジ地震	
		変位	加速度	変位	加速度
面外	中央径間中央橋直	5%以上	1%	5%以上	3~5%
	中央径間 1/3 点橋直	5%以上	1%	5%以上	2%
面内	中央径間 1/3 点鉛直	5%以上	1~2%	1~2%	3~5%
	中央径間中央鉛直	1~2%	1~2%	0~1%	5%以上
	塔位置橋軸	2%	0%	3~5%	0%
主塔	塔頂・橋軸直角	2%	0~1%	5%以上	5%以上
	塔頂・橋軸	5%~	5%以上	3%	5%以上

4. おわりに

ビンセント・トーマス橋で得られた強震観測記録を用いて、ハーフパワー法による減衰定数の推定方法、自由減衰振動波形を用いた減衰定数の推定方法、および応答近似法を用いた減衰定数の推定方法を用いて、長大吊橋の減衰定数の推定を行った。本検討結果をまとめると以下のとおりである。

- ① 3種類の方法により求めた減衰定数はそれぞれ異なる値が推定された。ハーフパワー法においてはスペクトル上の計算誤差が存在すること、応答近似法においては最大値のみを近似させる手法をとっていることなどから、地震動の主要動が終了した後の自由減衰振動波形から求めた減衰定数が3種類の中では最も信頼性が高いと考えられるが、これによれば、減衰定数としては振動モード毎に異なり、その値は0.3%~5.5%が得られた。面外振動、面内振動等の同一の振動モード形状毎にみみると、必ずしも明確ではないが、高次振動ほど減衰定数が小さい傾向がみられる。
- ② 観測記録を用いて推定した減衰定数について、フーリエ振幅との関係を推理した。その結果、主桁の鉛直たわみ対称1次振動では、フーリエ変位振幅大きくなると減衰定数が小さくなる傾向がみられた。しかしながら、非合成床版の主桁への影響や支承部の影響等について検討が必要であると考えられる。その他の振動モードについては地震時の振動振幅が減衰定数に及ぼす影響は今回の範囲内では明確にみられなかった。
- ③ 3種類の方法によって得られた減衰定数は、求め方や振動モードごとにばらつきがみられるが、およそ1%~5%程度の値となり、概ね従来の長大吊橋の設計で用いられてきた2%程度の値となっている。ただし、振動モードによっては、桁の鉛直たわみ振動、ねじれ振動など1%より小さい場合や、逆に5%以上と推定される場合もあることに注意する必要がある。

謝辞

本検討の中で用いたビンセント・トーマス橋の地震観測データの入手に際しては、以下の方の手を煩わせた。ここに記して御礼申し上げる次第である。

・カリフォルニア州交通局耐震工学部

Mark Yashinsky 氏

・カリフォルニア州鉱山地質部地震工学プログラム

Bob Darraugh 氏

参考文献

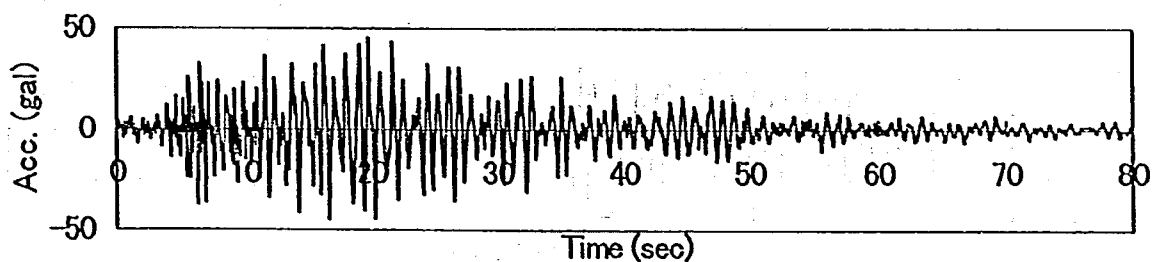
- 1)川島、大塚、運上：振動実験から見た長大吊橋の減衰特性と地震応答、土木技術資料、Vol.37、No.3、1995.3
- 2)Abdel-Gaffar, et al: An Analysis of the Dynamic Characteristics of a Suspension Bridge by Ambient Vibration Measurements, EERL Report, No.77-01 CALTECH, 1977
- 3)Abdel-Gaffar, et al: Ambient Vibration Tests of Suspension Bridge, J of the Engineering Mechanics Division, Proc. of ASCE, Vol.104, No.EM5, Oct. 1978
- 4)Abdel-Gaffar, et al: Seismic Performance Evaluation of Suspension Bridge, Proc. of 10th WCEE, Madrid, Spain, July, 1992
- 5)Abdel-Gaffar, et al: Seismic Behavior of Cable-Stayed and Suspension Bridges, Ponts Suspendus Et AHaubans, Cable-Stayed and Suspension Bridges, Deauville, France, 12-15 Oct. 1994
- 6)California Department of Conservation: CSMIP Strong-Motion Records from the Northridge, California Earthquake of 17 January 1994, Report No. OSMS94-07, Feb.18, 1994
- 7)California Department of Conservation: Processed CSMIP Strong-Motion Records for the Los Angels from the Whittier, California Earthquake of 1 October 1987: Vincent Thomas Bridge, Report No. OSMS-/NA, 3/30/1989
- 8)California Department of Conservation: Processed CSMIP Strong-Motion Records for the Los Angels from the Northridge Earthquake of 17 January1994: Vincent Thomas Bridge, Report No. OSMS 95-01S, 6/1/1995

付属資料

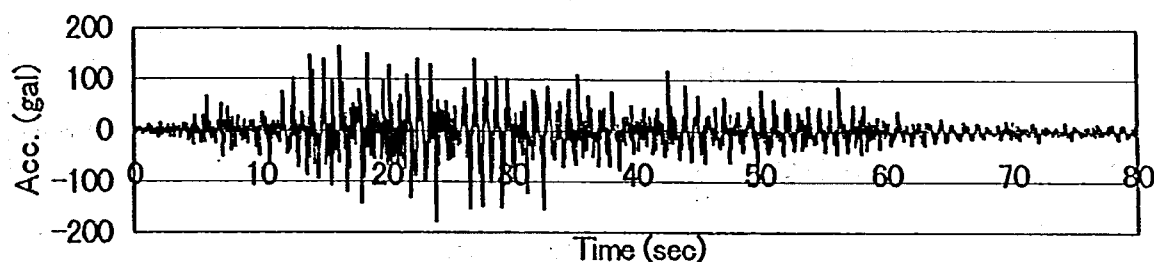
I. 各観測位置において記録された加速度記録および変位記録

II. 各観測波のフーリエスペクトル

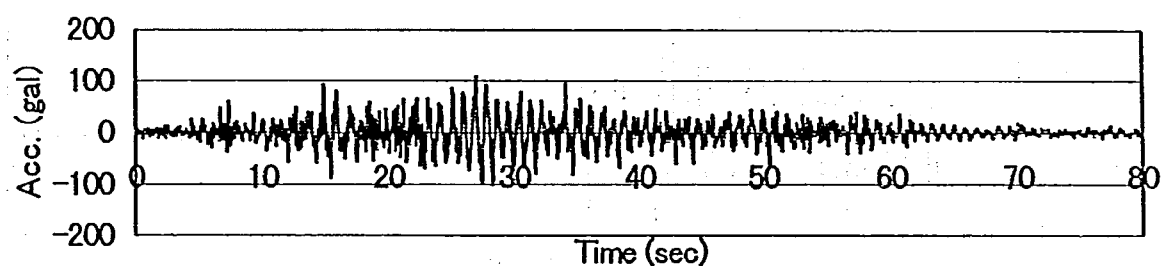
1. 各観測位置において記録された加速度記録および変位記録



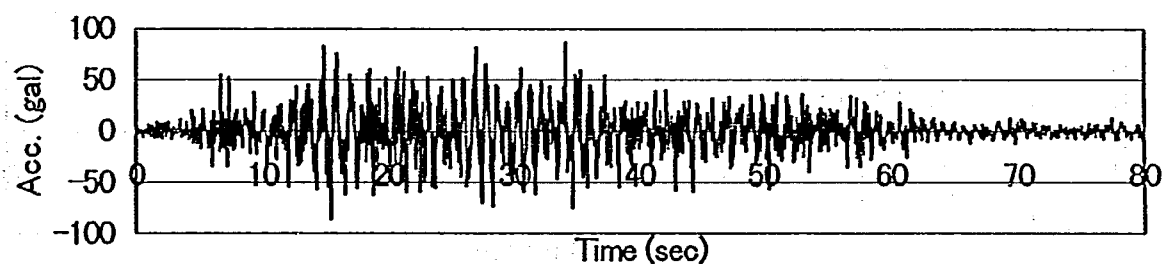
CH 1 : 2 P 主塔基部 (直角方向)



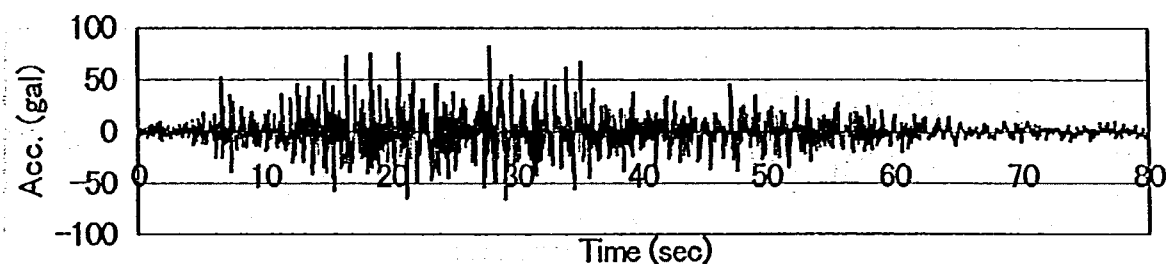
CH 2 : 主桁主塔 2 P 位置 (直角方向)



CH 3 : 中央径間中央下側 (直角方向)

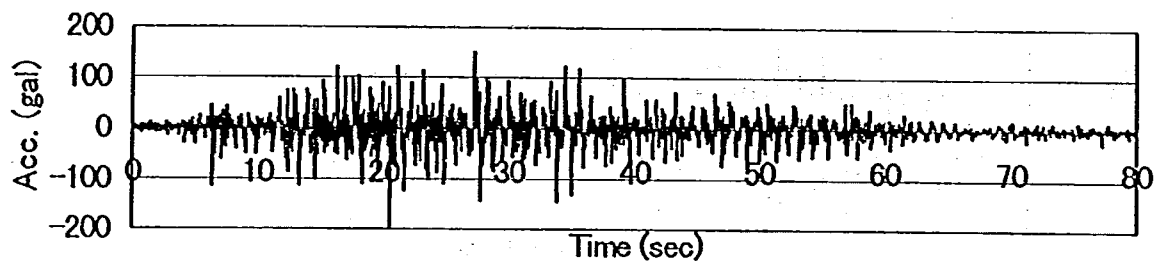


CH 4 : 中央径間中央上側 (直角方向)

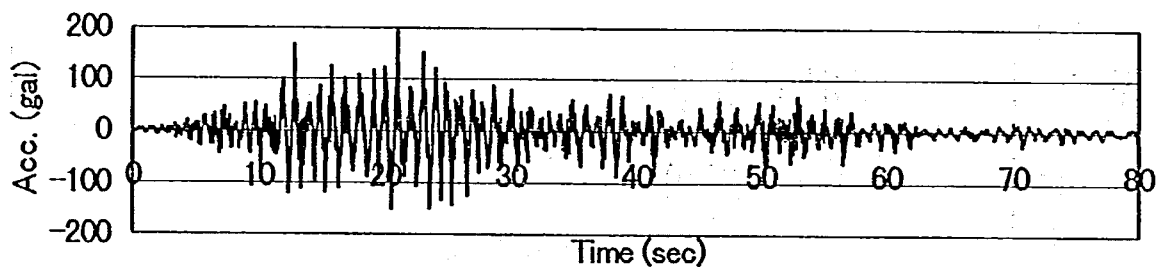


CH 5 : 中央径間 1/3 点上側 (直角方向)

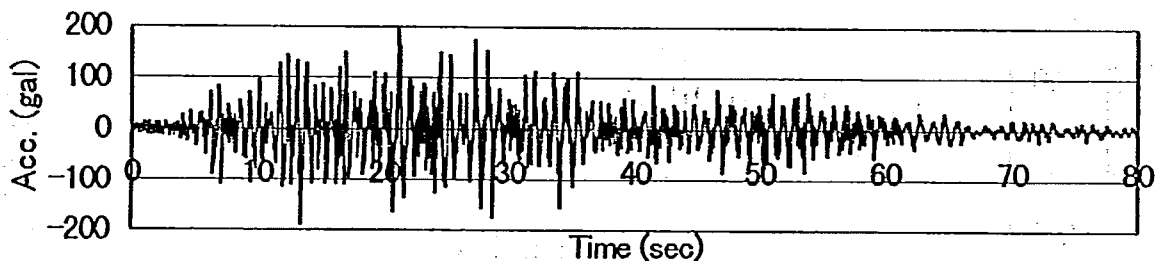
附図 I - 1 ウィッティア地震における加速度時刻歴波形 (1)



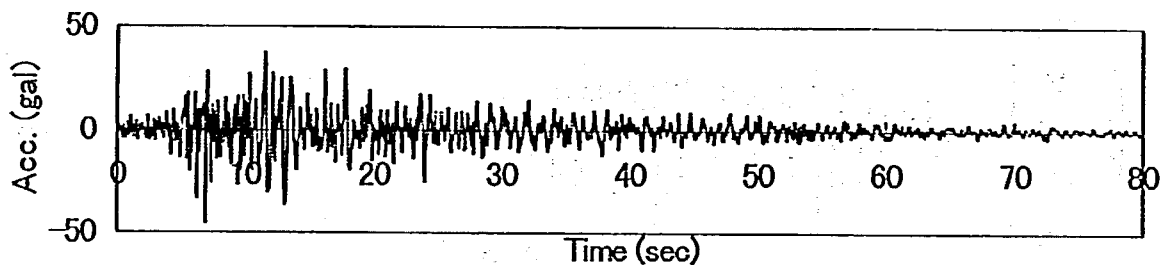
CH 6 : 主桁主塔3 P位置 (直角方向)



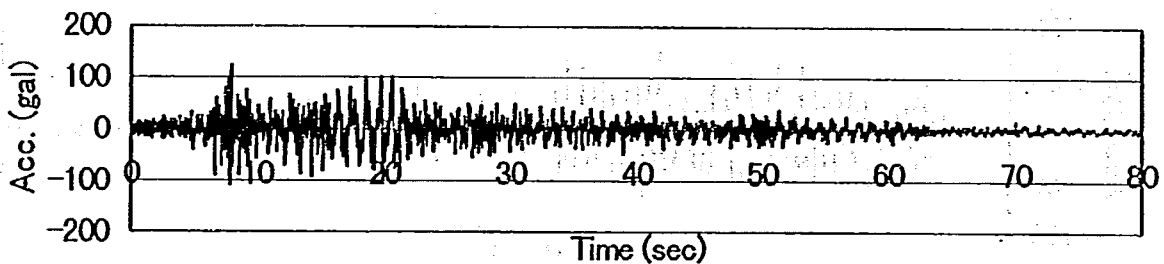
CH 7 : 側径間中央 (直角方向)



CH 8 : 塔頂 (南側) (直角方向)

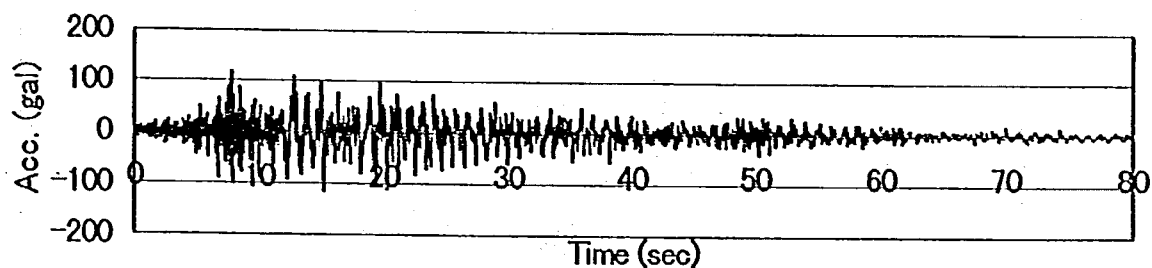


CH 9 : 3 P主塔基部 (直角方向)

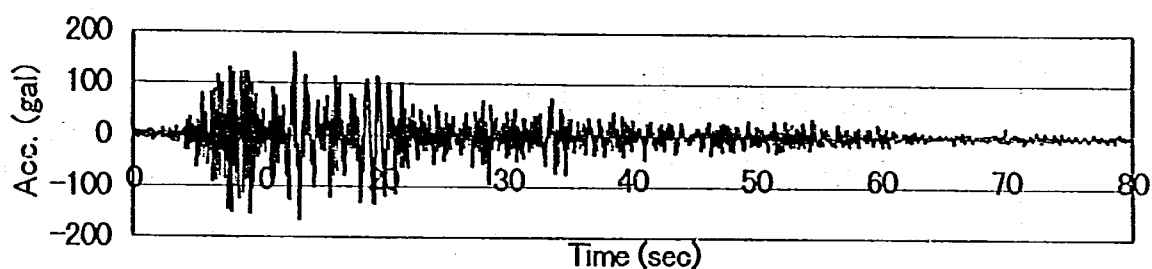


CH 10 : 塔頂 (南側) (橋軸方向)

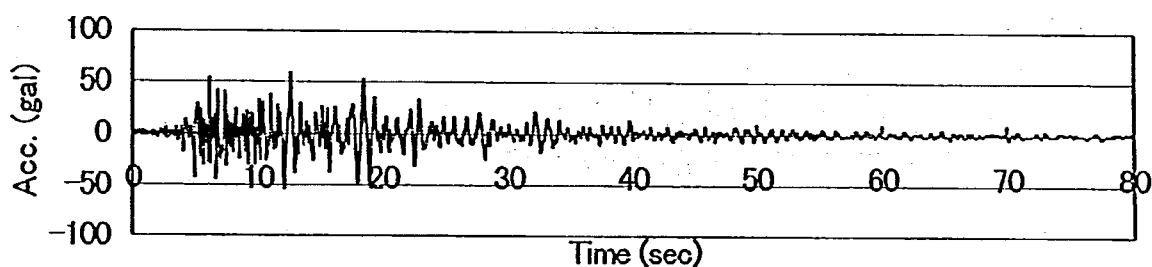
附図 I - 1 ウィッティア地震における加速度時刻歴波形 (2)



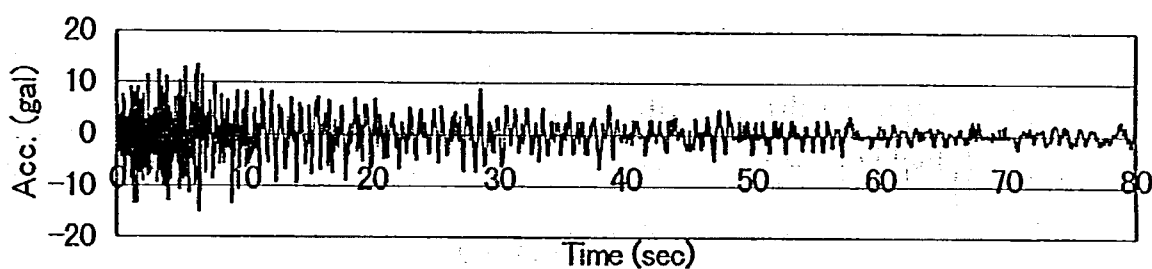
CH 1 1 : 塔頂 (北側) (橋軸方向)



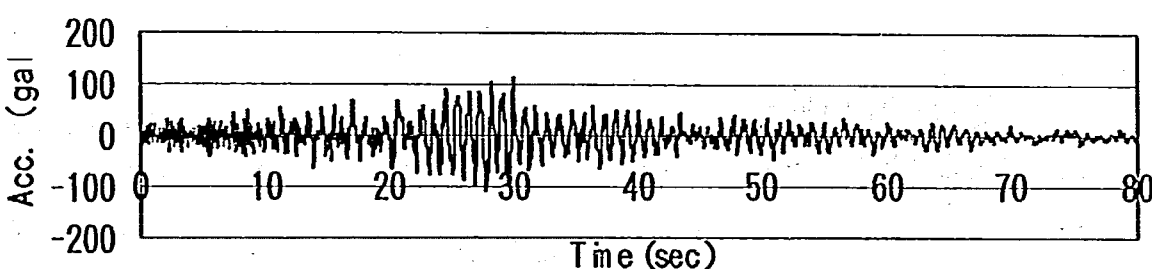
CH 1 2 : 主桁主塔 3 P 位置 (橋軸方向)



CH 1 3 : 3 P 主塔基部 (橋軸方向)

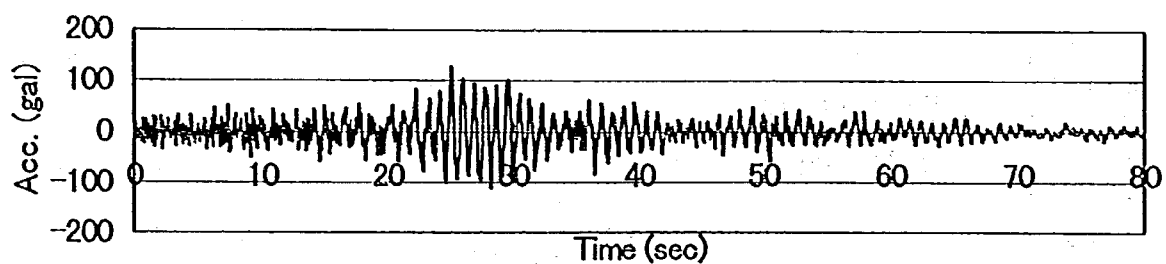


CH 1 4 : 2 P 主塔基部 (鉛直方向)

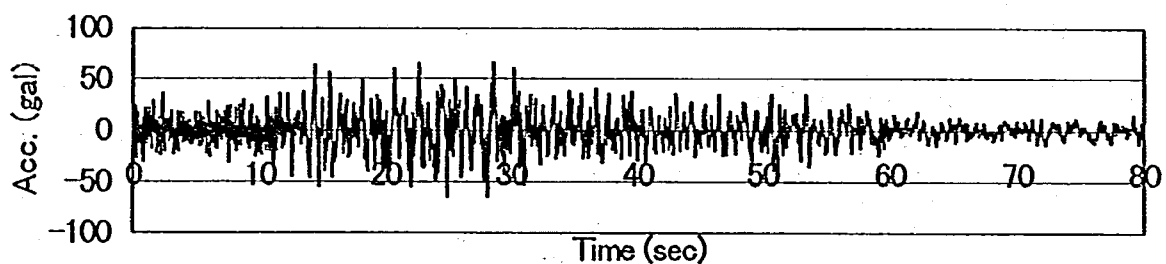


CH 1 5 : 中央径間中央北側 (鉛直方向)

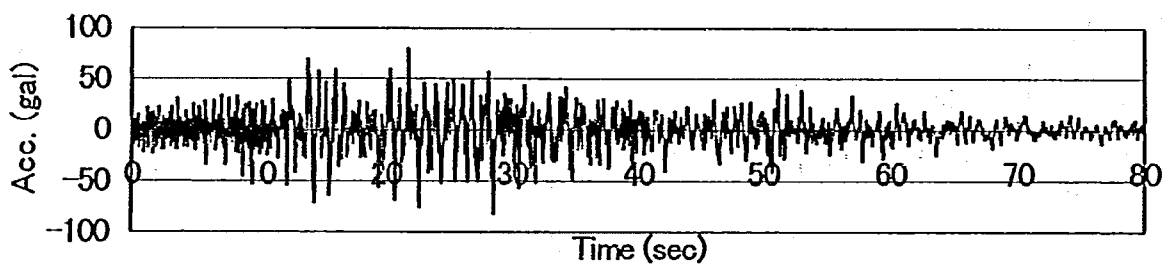
附図 I-1 ウィッティア地震における加速度時刻歴波形 (3)



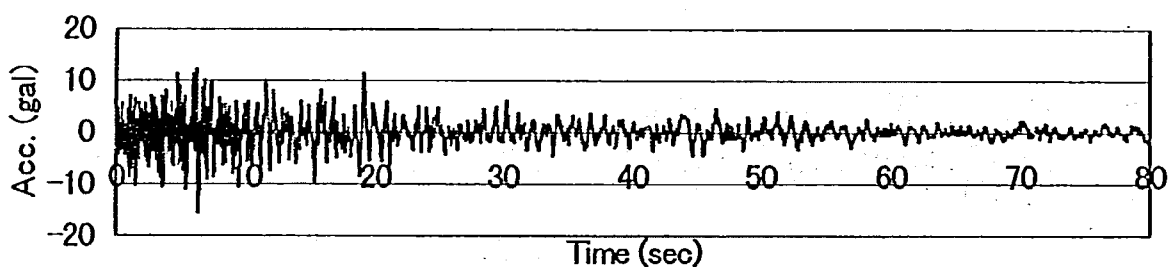
CH16 : 中央径間中央南側 (鉛直方向)



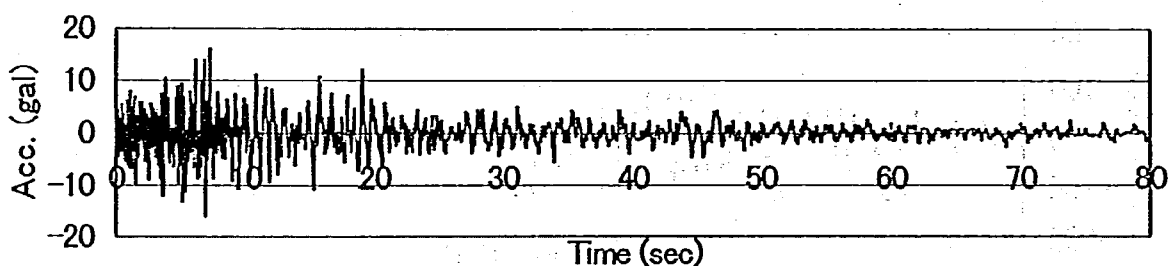
CH17 : 中央径間 1/3 点北側 (鉛直方向)



CH18 : 中央径間 1/3 点南側 (鉛直方向)

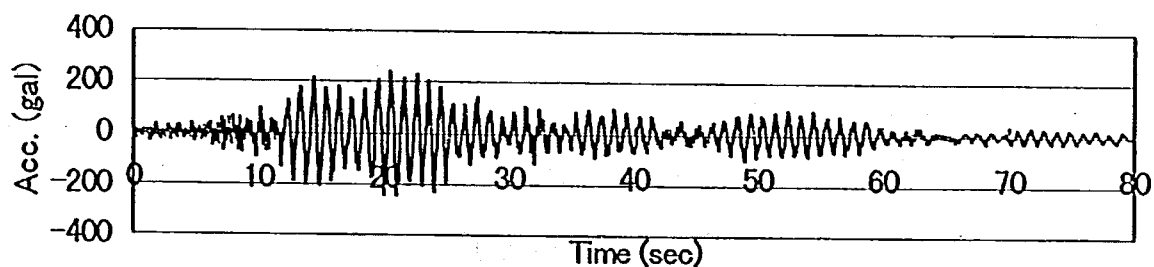


CH19 : 3P主塔基部 (南側) (鉛直方向)

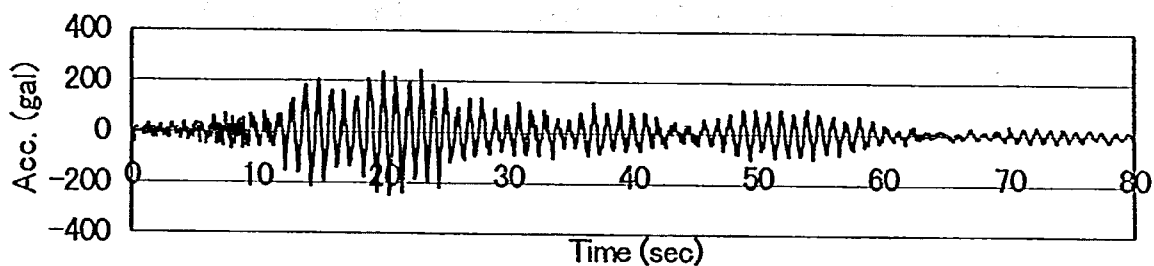


CH20 : 3P主塔基部 (北側) (鉛直方向)

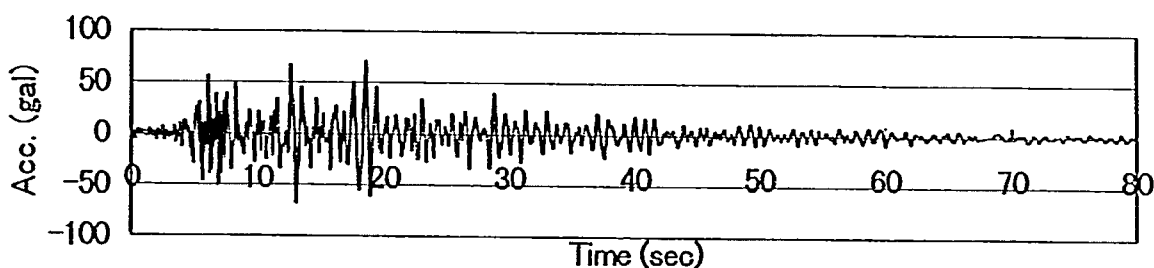
附図 I-1 ウィッティア地震における加速度時刻歴波形 (4)



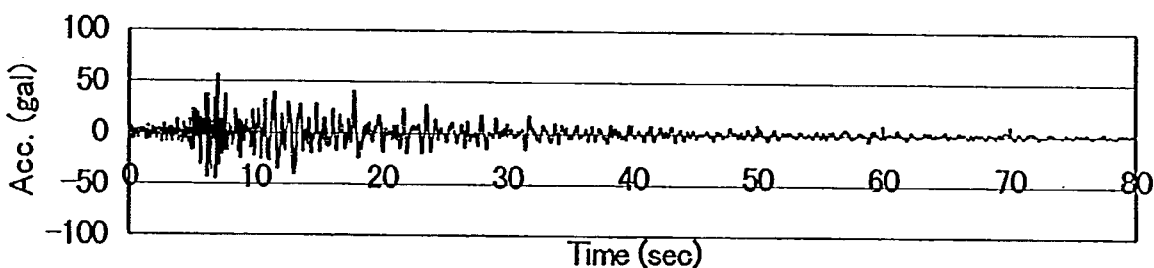
CH 2 1 : 側径間中央北側 (鉛直方向)



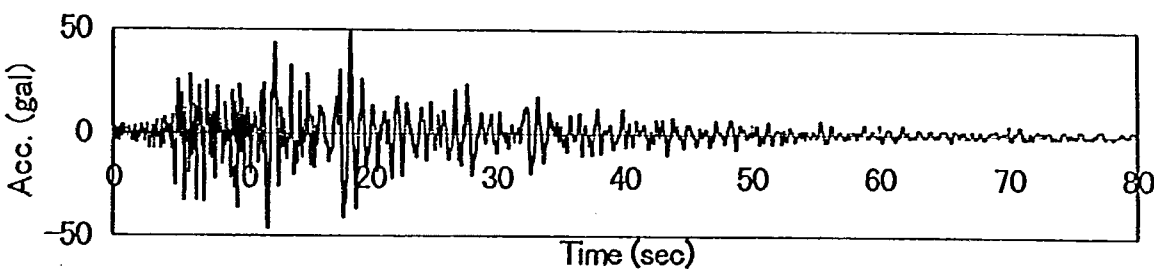
CH 2 2 : 側径間中央南側 (鉛直方向)



CH 2 3 : 2 P主塔基部 (橋軸方向)

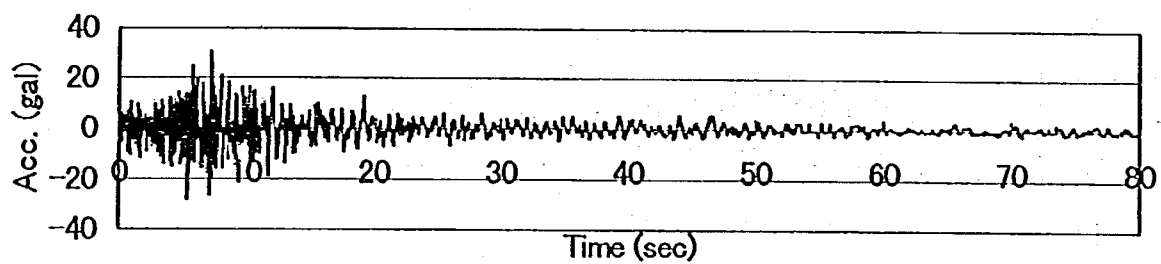


CH 2 4 : 3 P側アンカレッジ基部 (直角方向)



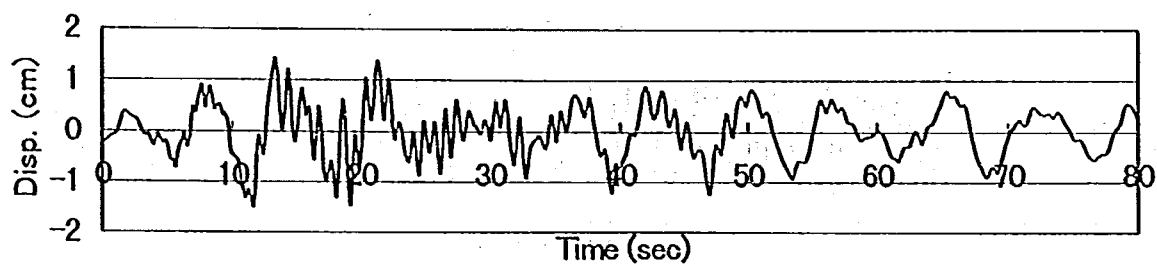
CH 2 5 : 3 P側アンカレッジ基部 (橋軸方向)

附図 I - 1 ウィッティア地震における加速度時刻歴波形 (5)

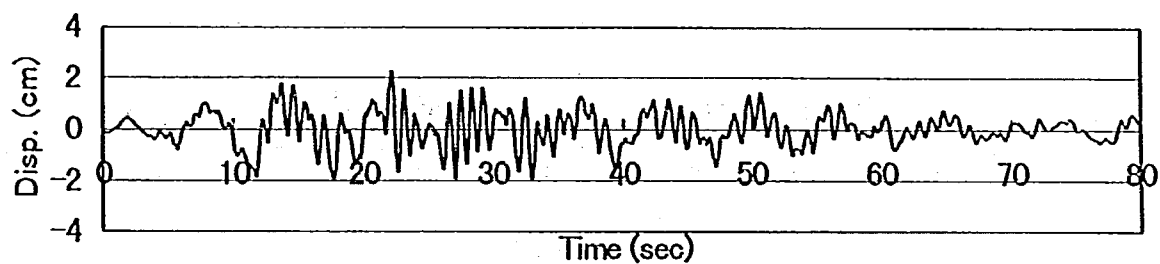


CH 2 6 : 3 P 側アライズ基部 (鉛直方向)

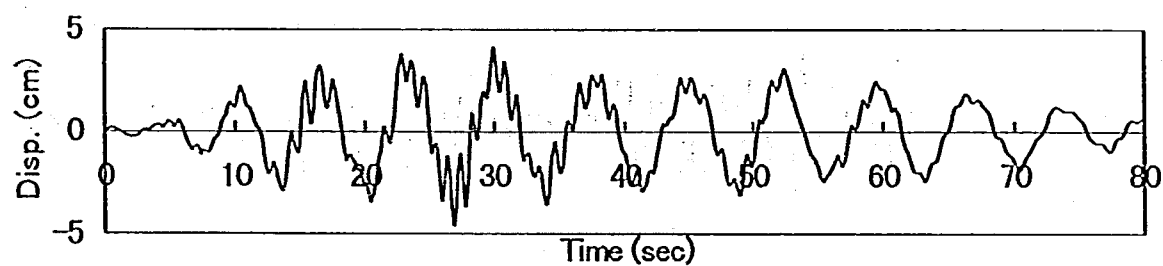
附図 I - 1 ウィッティア地震における加速度時刻歴波形 (6)



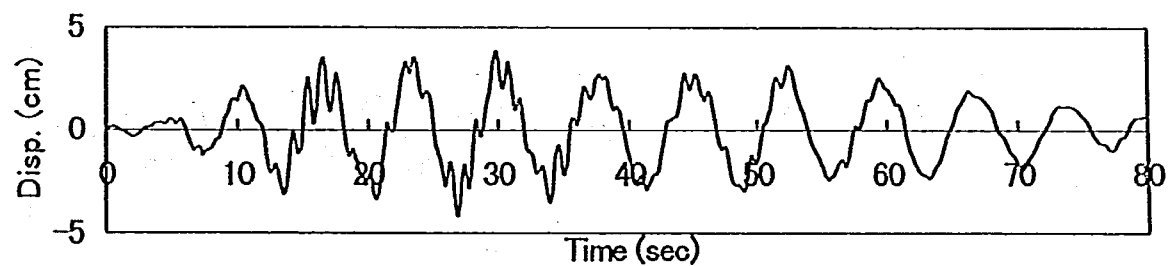
CH1 : 2P主塔基部 (直角方向)



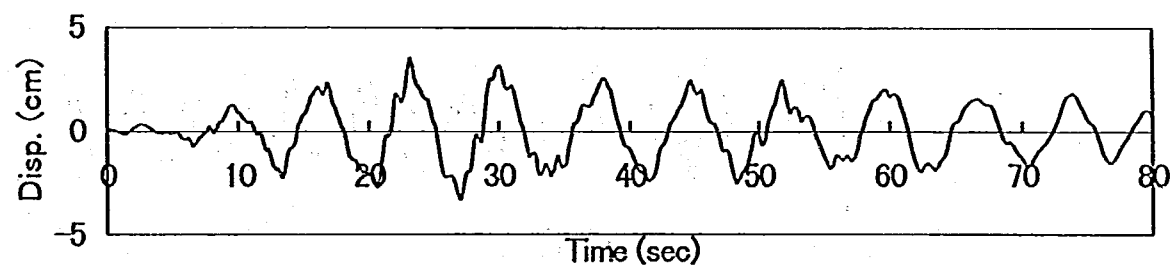
CH2 : 主桁主塔2P位置 (直角方向)



CH3 : 中央径間中央下側 (直角方向)

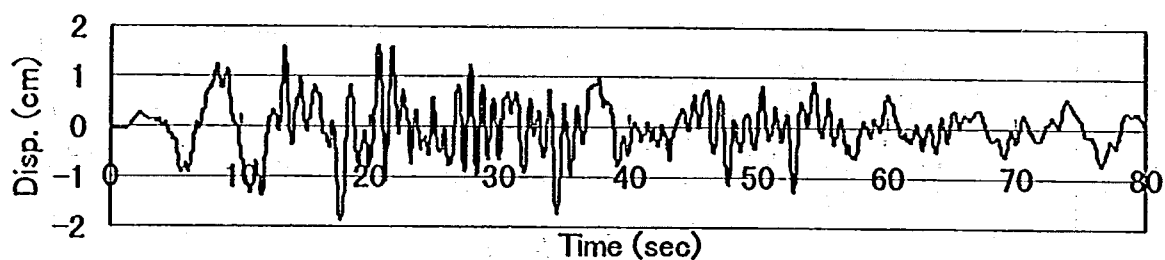


CH4 : 中央径間中央上側 (直角方向)

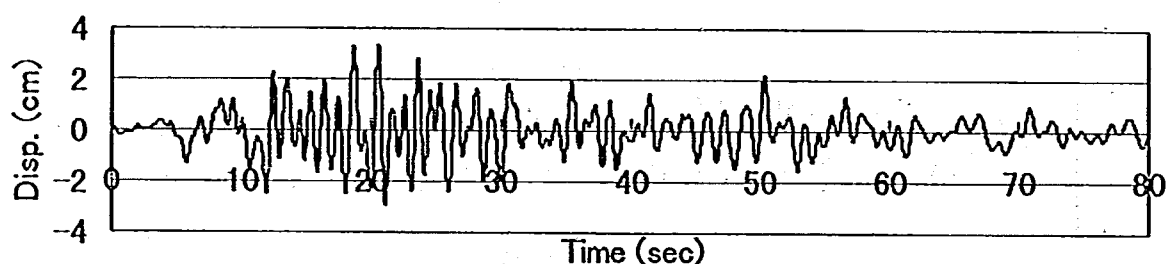


CH5 : 中央径間1/3点上側 (直角方向)

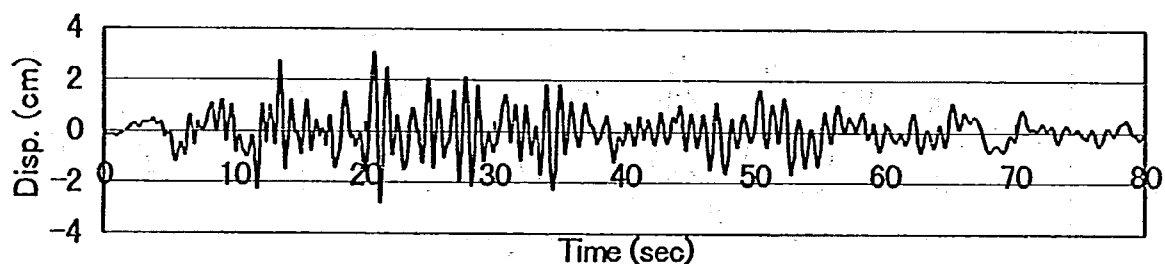
附図1-2 ウィットティア地震における変位時刻歴波形 (1)



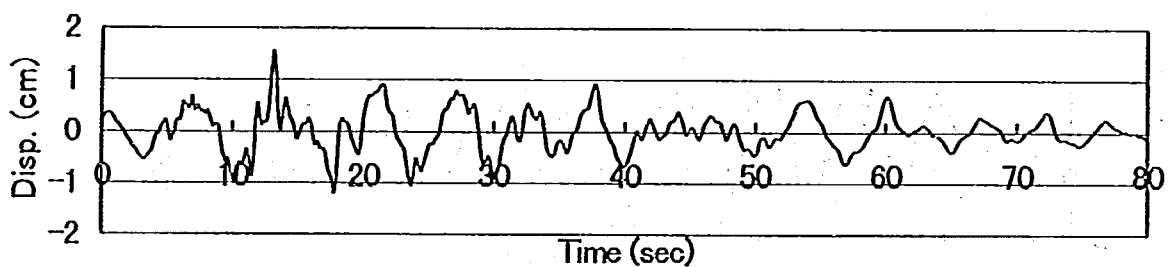
CH 6 : 主桁主塔3 P位置 (直角方向)



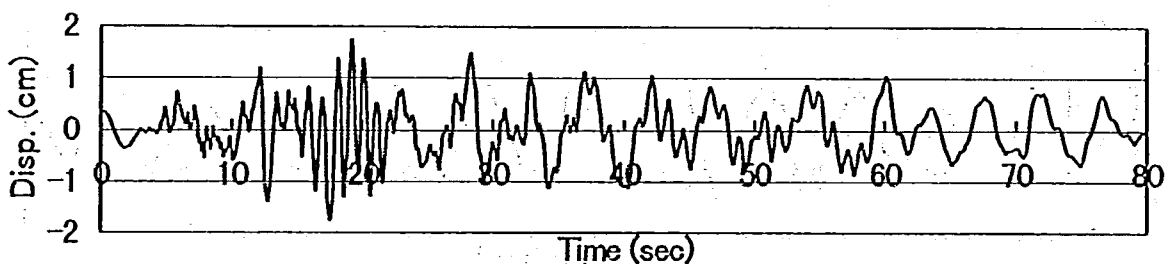
CH 7 : 側径間中央 (直角方向)



CH 8 : 塔頂 (南側) (直角方向)

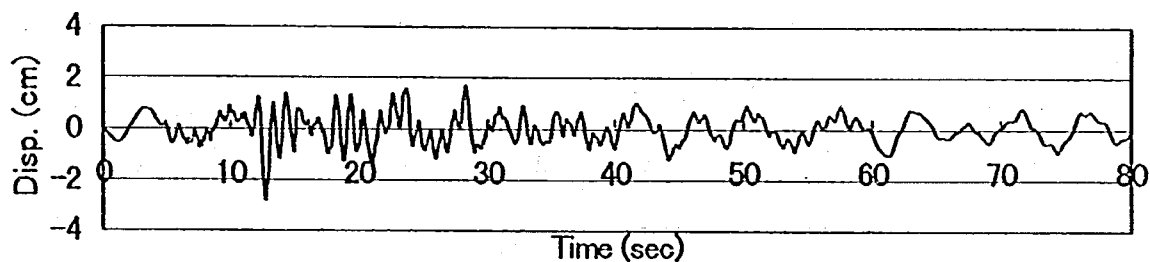


CH 9 : 3 P主塔基部 (直角方向)

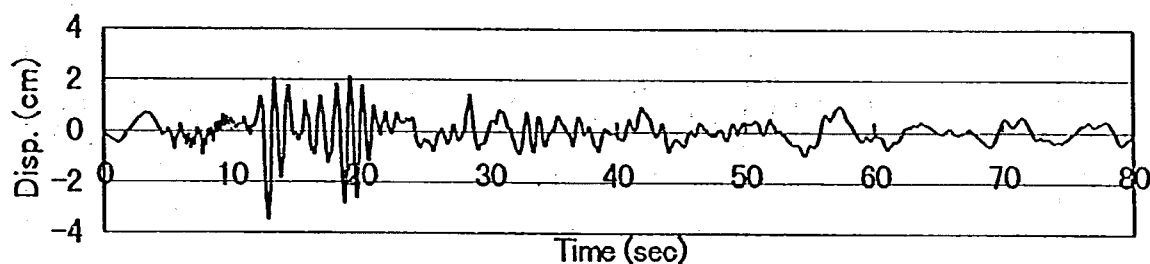


CH 10 : 塔頂 (南側) (橋軸方向)

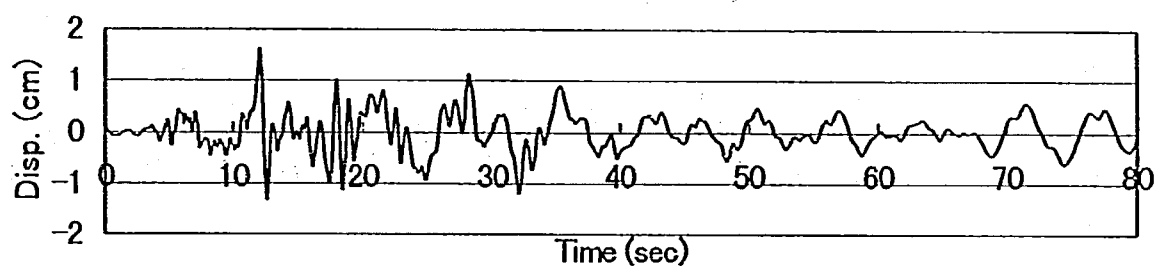
附図 I - 2 ウィッティア地震における変位時刻歴波形 (2)



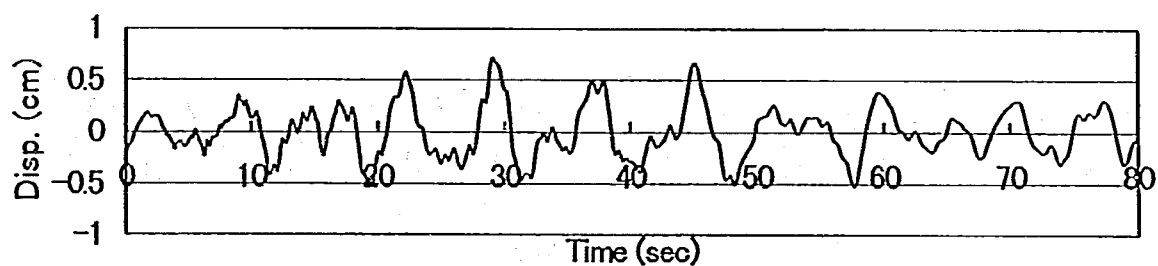
CH 1 1 : 塔頂 (北側) (橋軸方向)



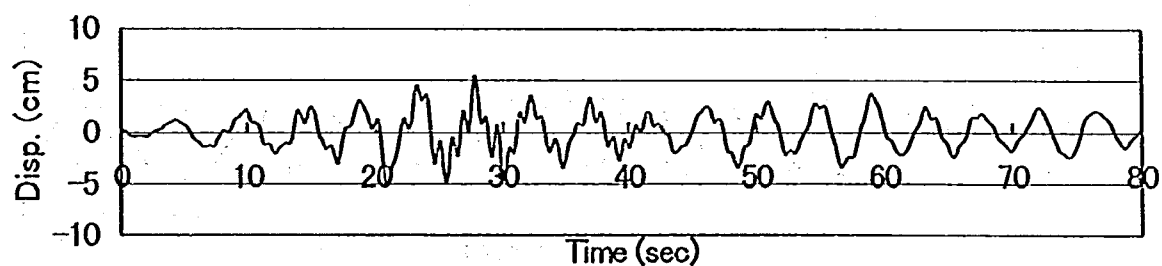
CH 1 2 : 主桁主塔 3 P 位置 (橋軸方向)



CH 1 3 : 3 P 主塔基部 (橋軸方向)

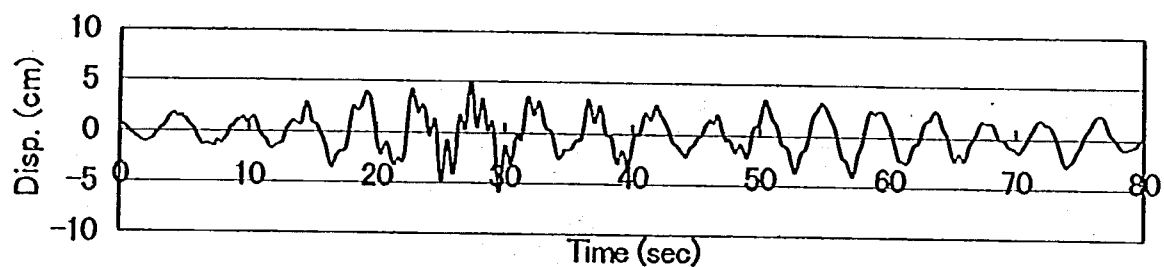


CH 1 4 : 2 P 主塔基部 (鉛直方向)

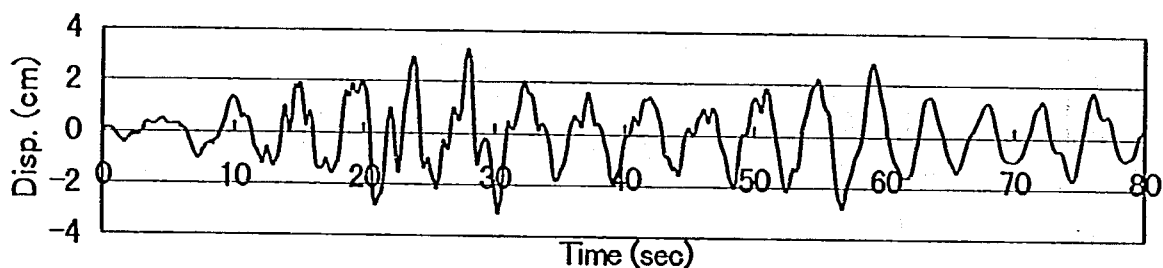


CH 1 5 : 中央径間中央北側 (鉛直方向)

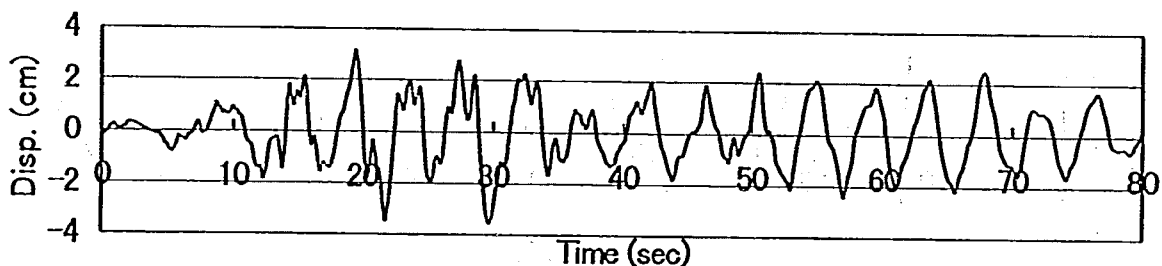
附図 I - 2 ウィッティア地震における変位時刻歴波形 (3)



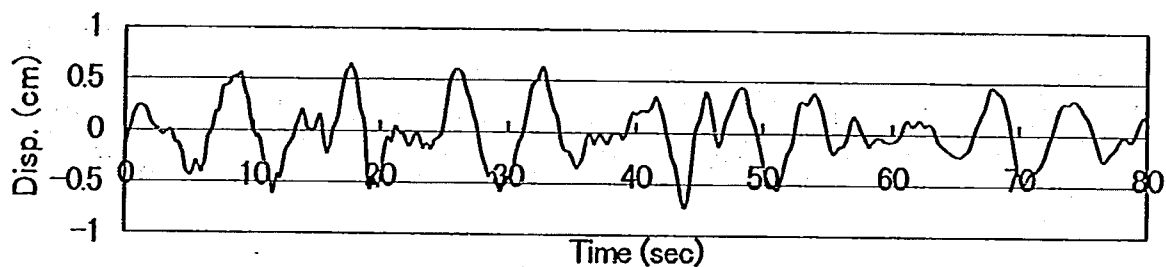
CH16 : 中央径間中央南側 (鉛直方向)



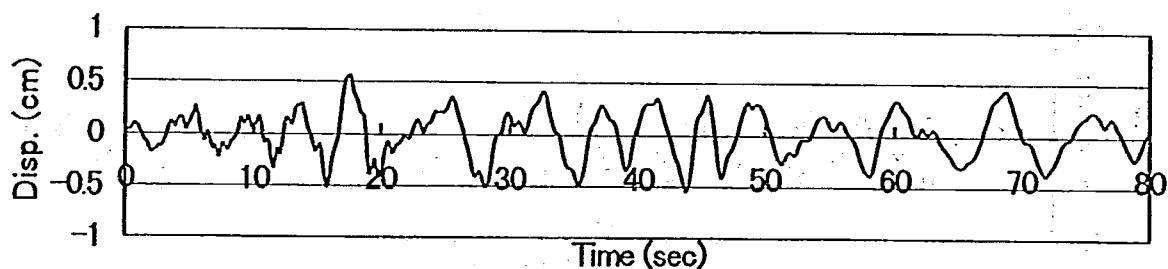
CH17 : 中央径間 1/3 点北側 (鉛直方向)



CH18 : 中央径間 1/3 点南側 (鉛直方向)

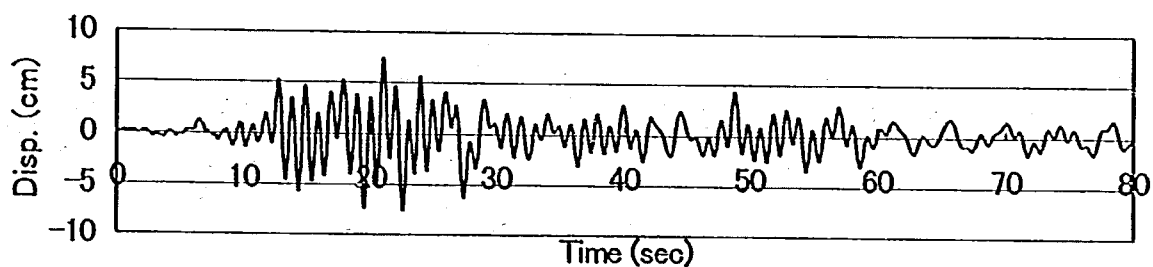


CH19 : 3P主塔基部 (南側) (鉛直方向)

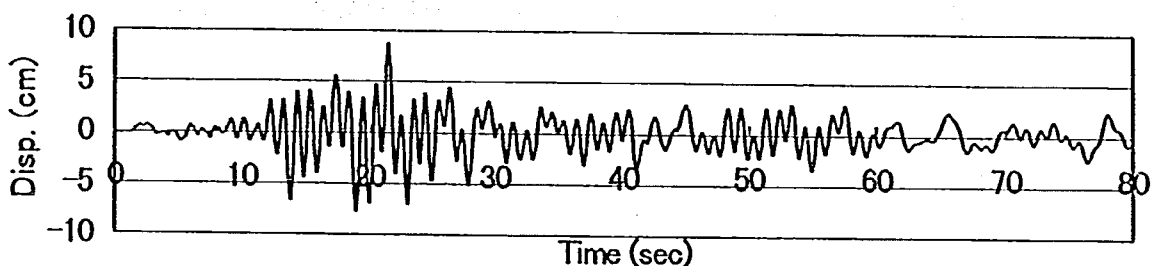


CH20 : 3P主塔基部 (北側) (鉛直方向)

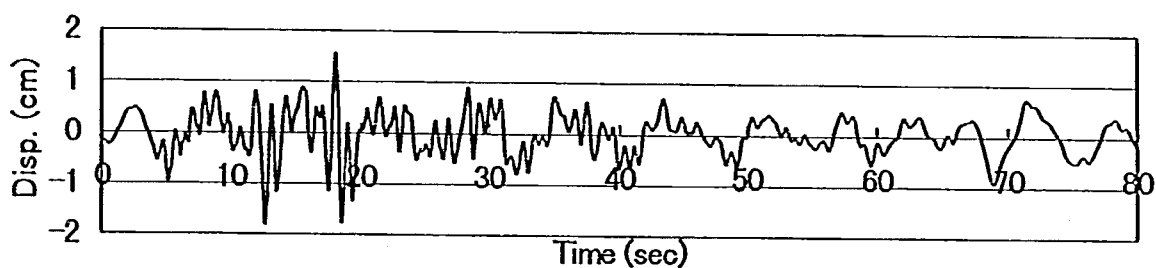
附図 I-2 ウィッティア地震における変位時刻歴波形 (4)



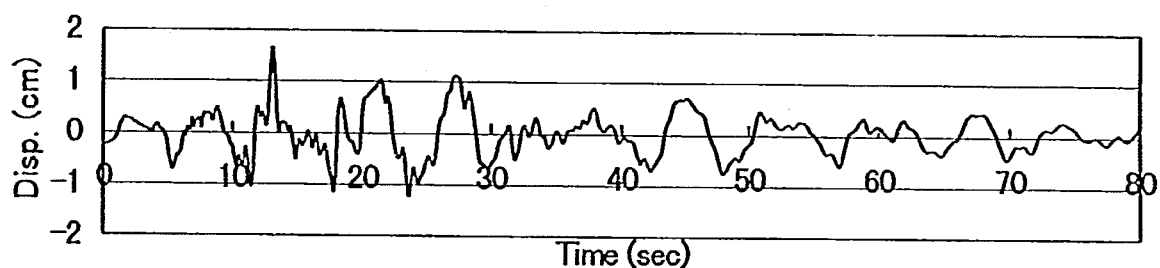
CH 2 1 : 側径間中央北側 (鉛直方向)



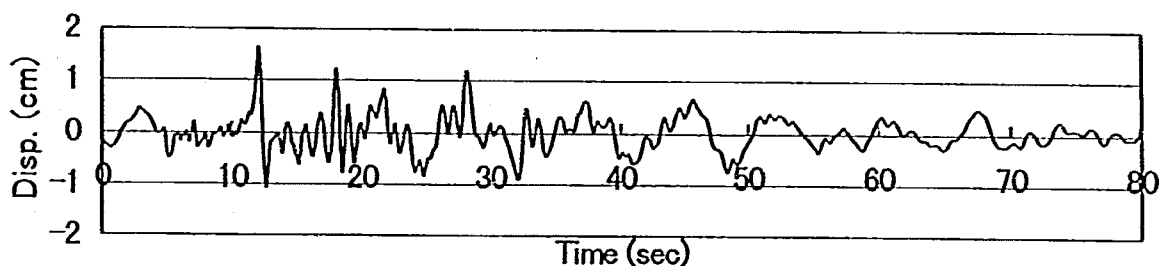
CH 2 2 : 側径間中央南側 (鉛直方向)



CH 2 3 : 2 P 主塔基部 (橋軸方向)

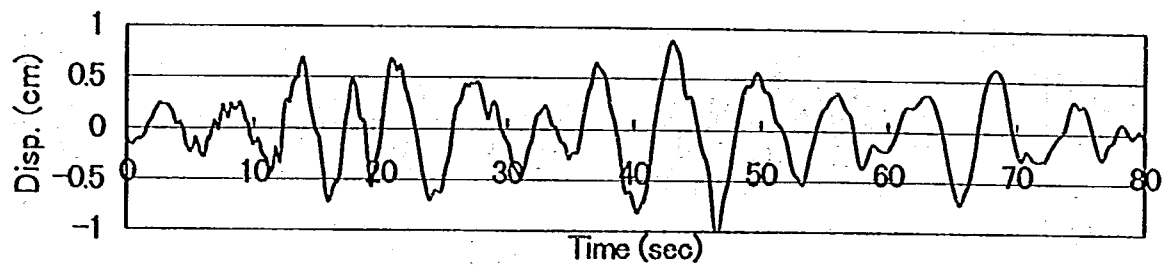


CH 2 4 : 3 P 側アンカレッジ基部 (直角方向)



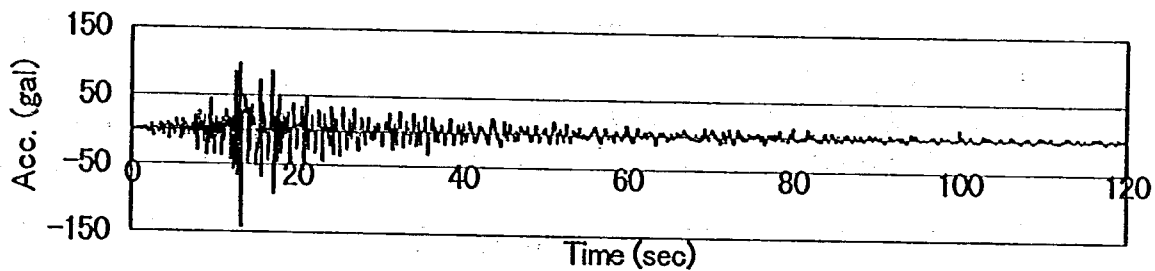
CH 2 5 : 3 P 側アンカレッジ基部 (橋軸方向)

附図 I - 2 ウィッティア地震における変位時刻歴波形 (5)

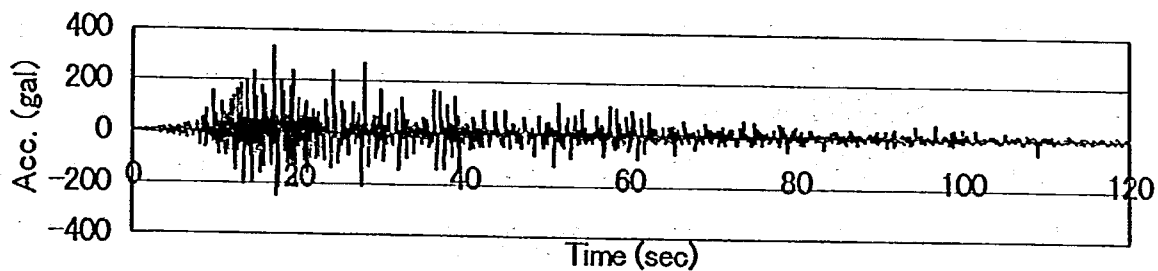


CH 26 : 3P側ソケット基部 (鉛直方向)

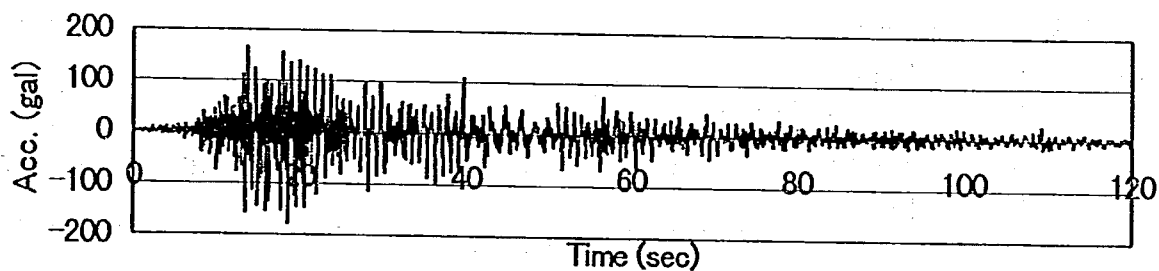
附図 I-2 ウィッティア地震における変位時刻歴波形 (6)



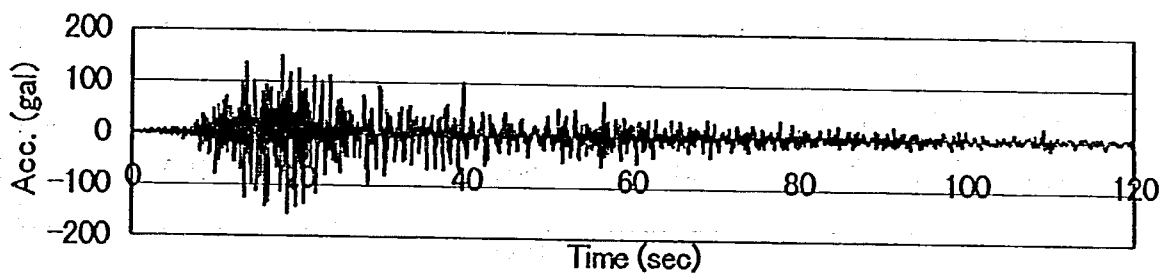
CH 1 : 2 P主塔基部 (直角方向)



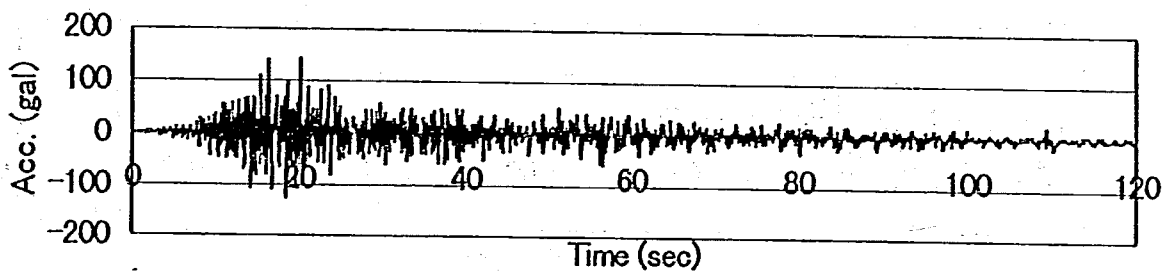
CH 2 : 主桁主塔2 P位置 (直角方向)



CH 3 : 中央径間中央下側 (直角方向)

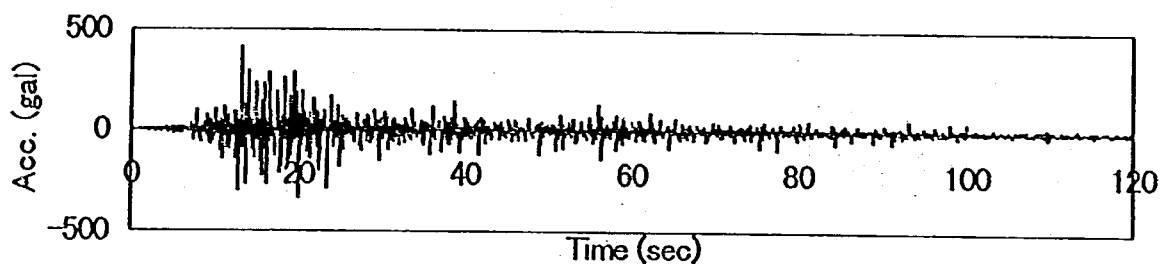


CH 4 : 中央径間中央上側 (直角方向)

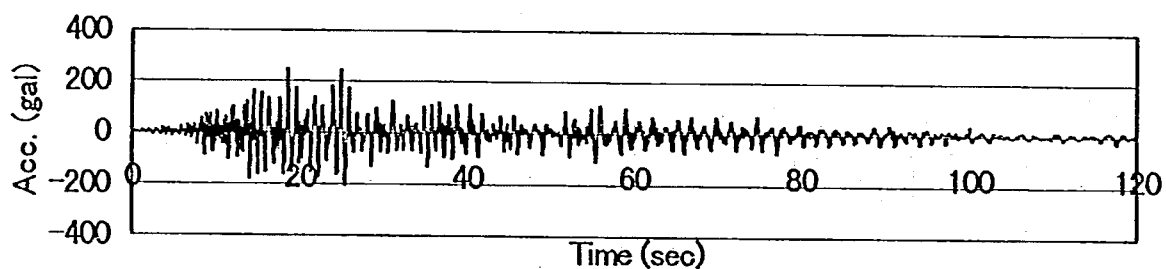


CH 5 : 中央径間 1/3 点上側 (直角方向)

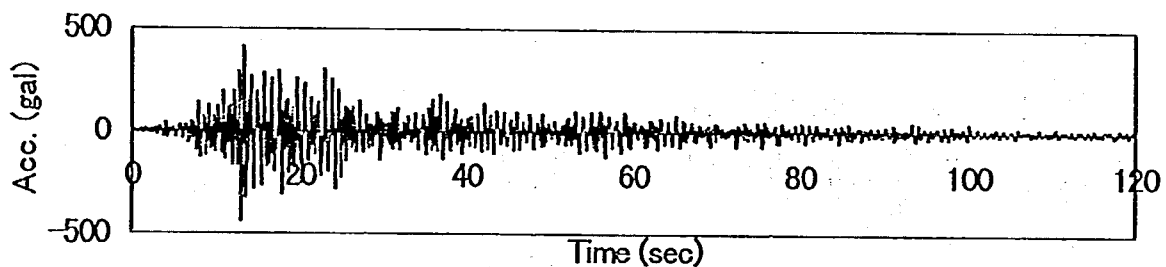
附図 I - 3 ノースリッジ地震における加速度時刻歴波形 (1)



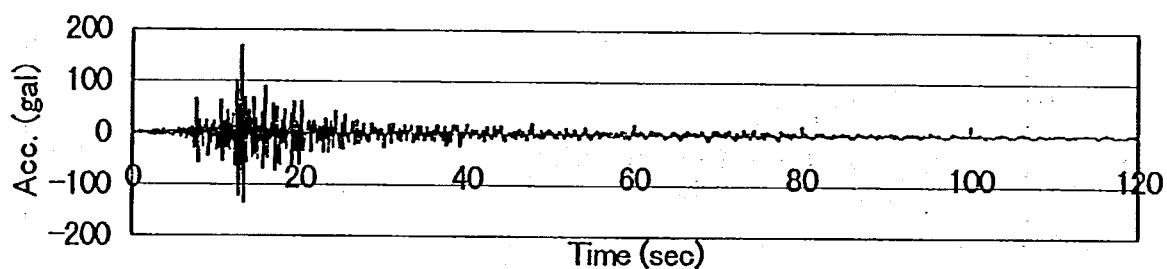
CH 6 : 主桁主塔3 P位置 (直角方向)



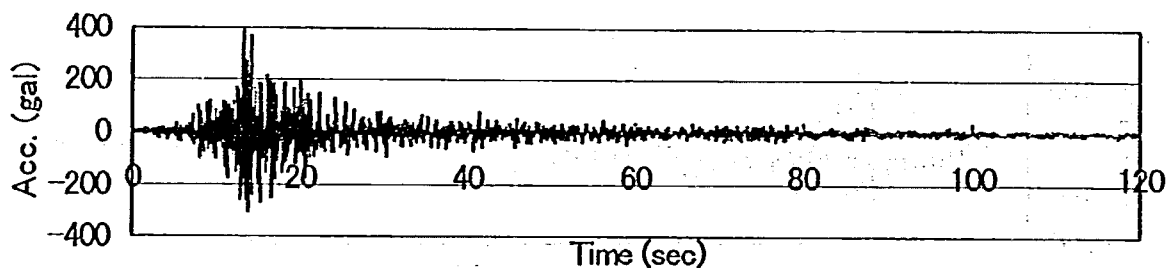
CH 7 : 側径間中央 (直角方向)



CH 8 : 塔頂 (南側) (直角方向)

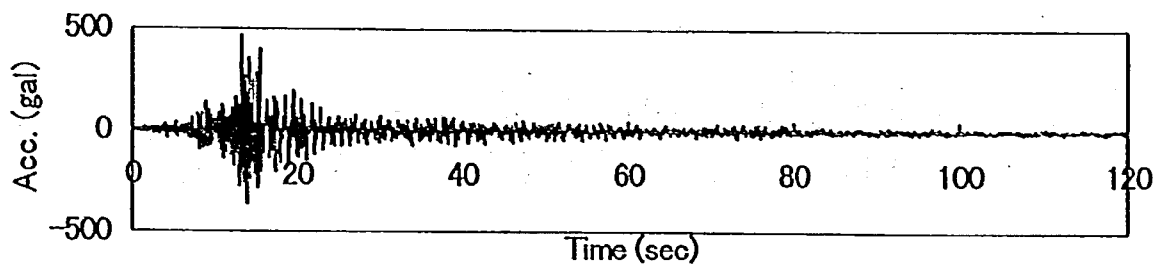


CH 9 : 3 P主塔基部 (直角方向)

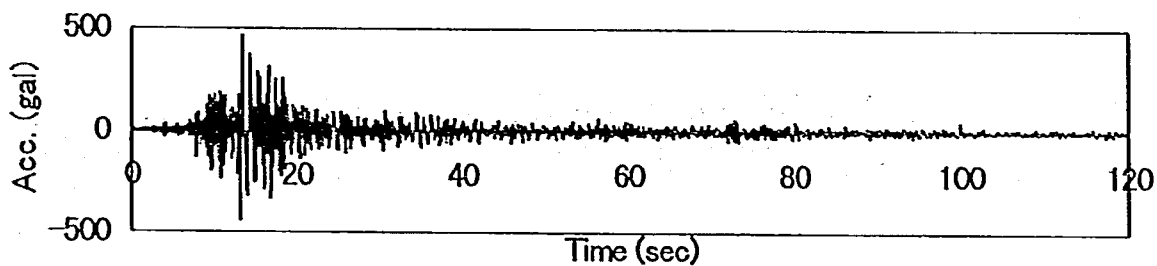


CH 10 : 塔頂 (南側) (橋軸方向)

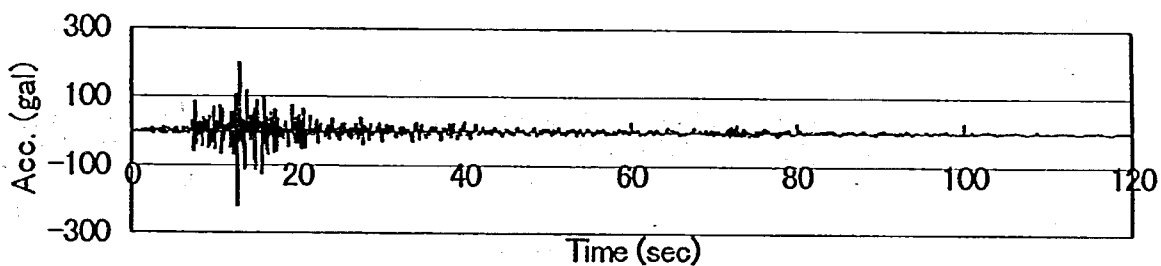
附図 I - 3 ノースリッジ地震における加速度時刻歴波形 (2)



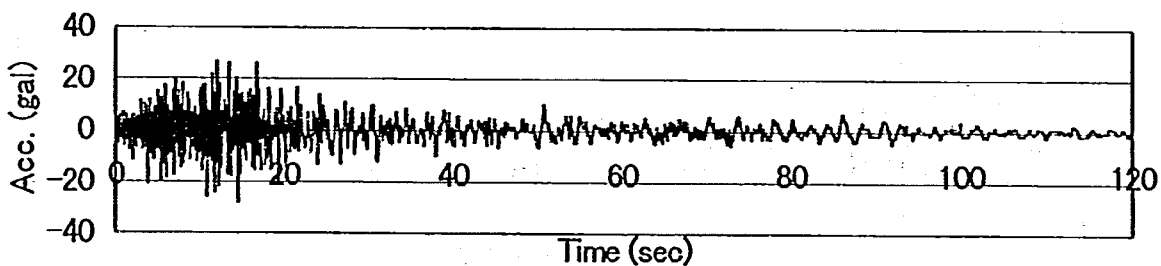
CH11 : 塔頂（北側）（橋軸方向）



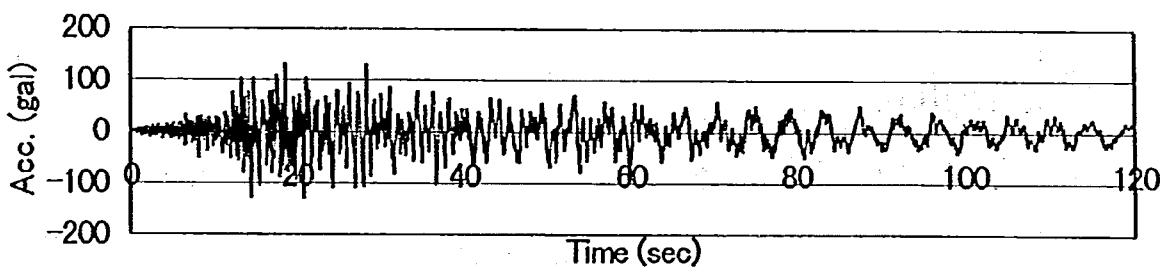
CH12 : 主桁主塔3P位置（橋軸方向）



CH13 : 3P主塔基部（橋軸方向）

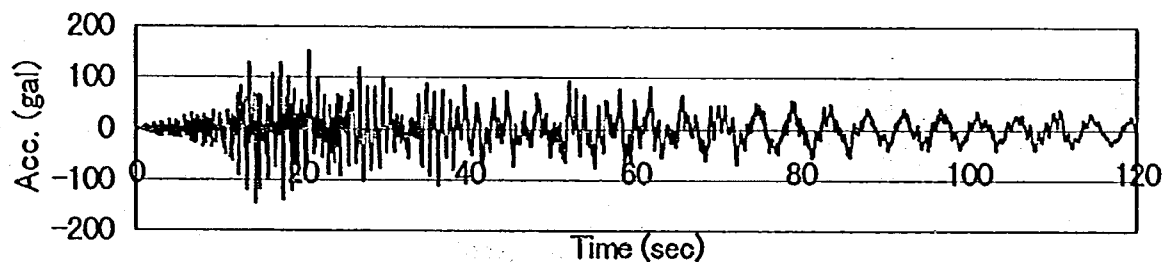


CH14 : 2P主塔基部（鉛直方向）

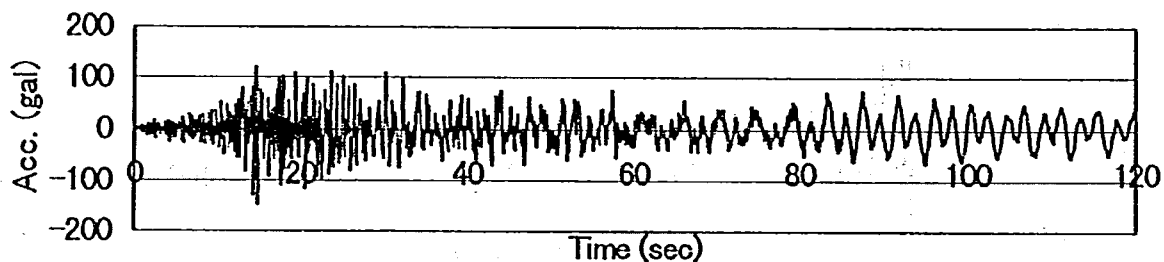


CH15 : 中央径間中央北側（鉛直方向）

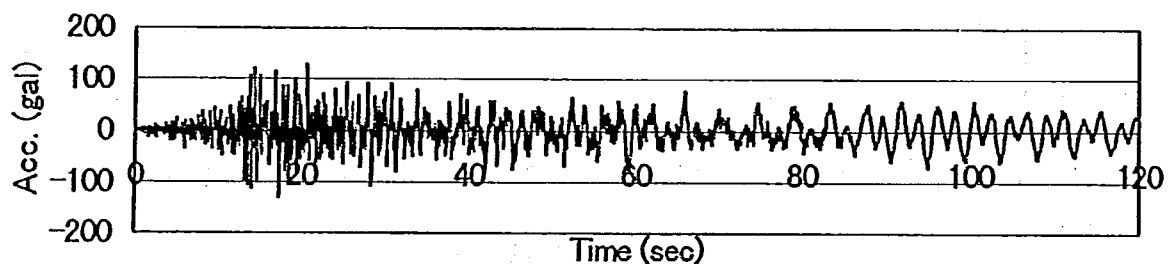
附図I-3 ノースリッジ地震における加速度時刻歴波形（3）



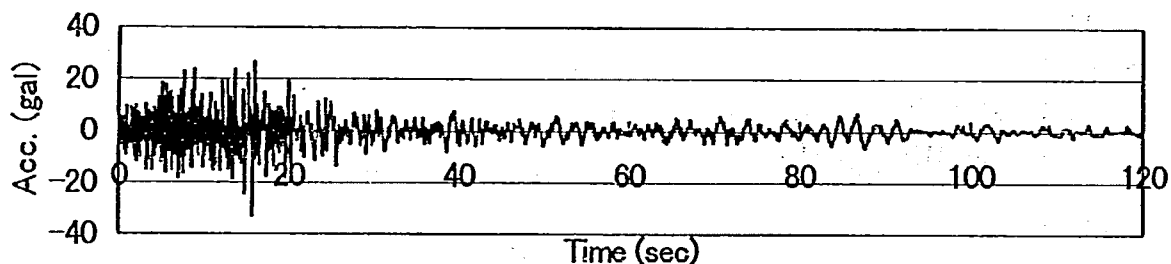
CH16 : 中央径間中央南側（鉛直方向）



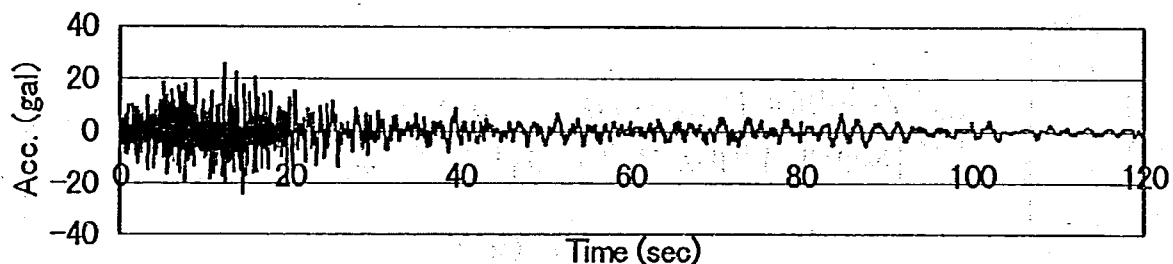
CH17 : 中央径間 1/3 点北側（鉛直方向）



CH18 : 中央径間 1/3 点南側（鉛直方向）

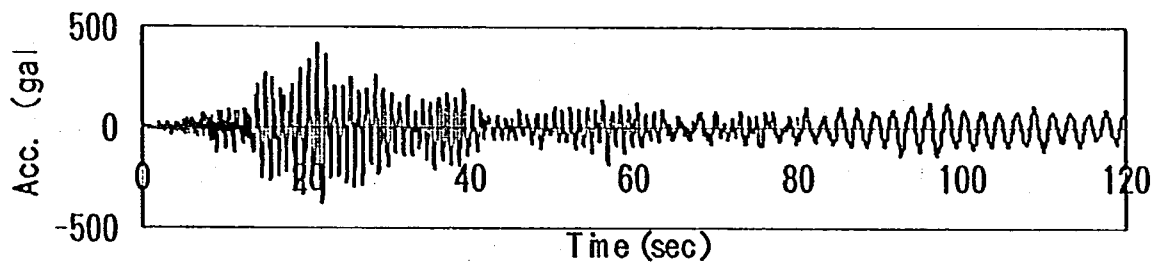


CH19 : 3P主塔基部（南側）（鉛直方向）

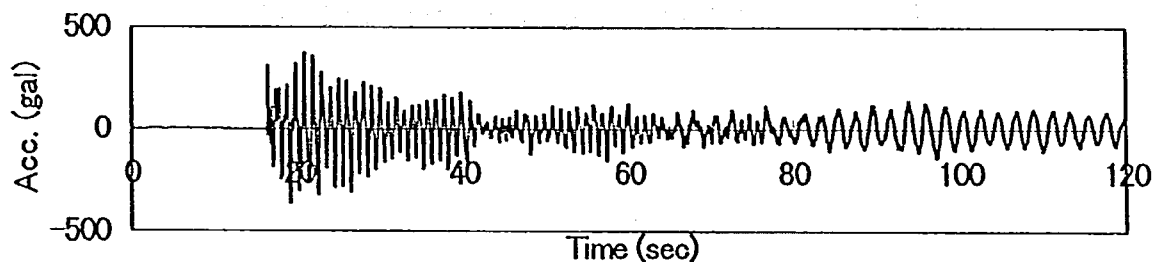


CH20 : 3P主塔基部（北側）（鉛直方向）

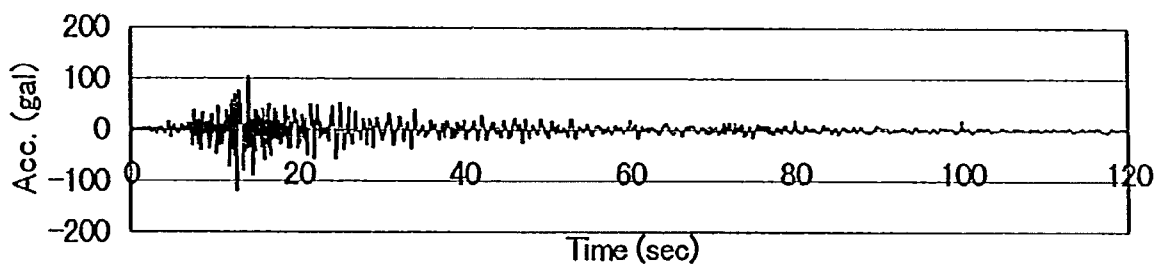
附図 I - 3 フォースリッジ地震における加速度時刻歴波形（4）



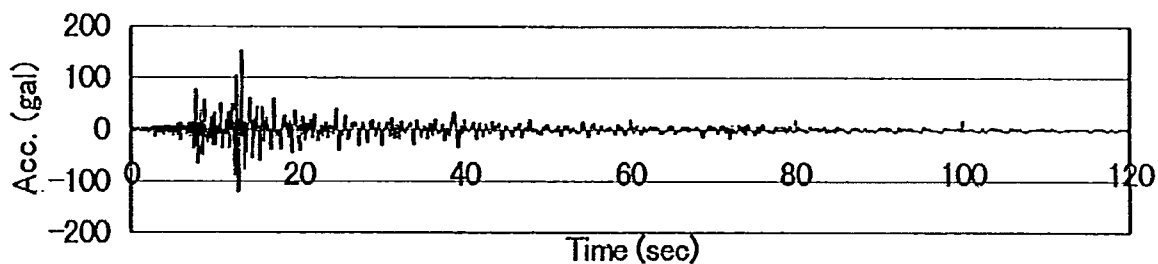
CH 2 1 : 側径間中央北側（鉛直方向）



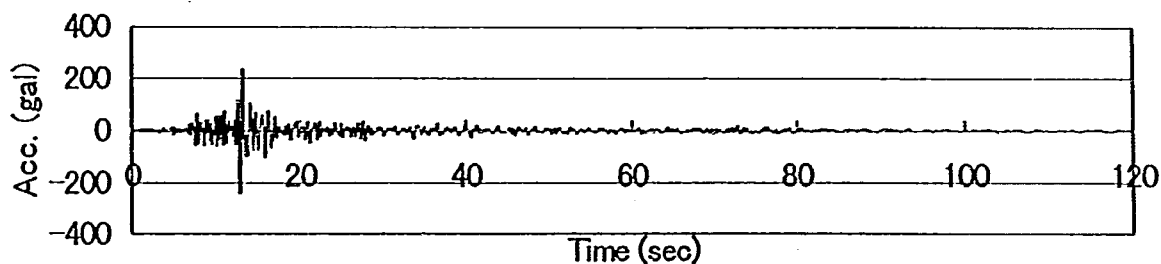
CH 2 2 : 側径間中央南側（鉛直方向）



CH 2 3 : 2 P 主塔基部（橋軸方向）

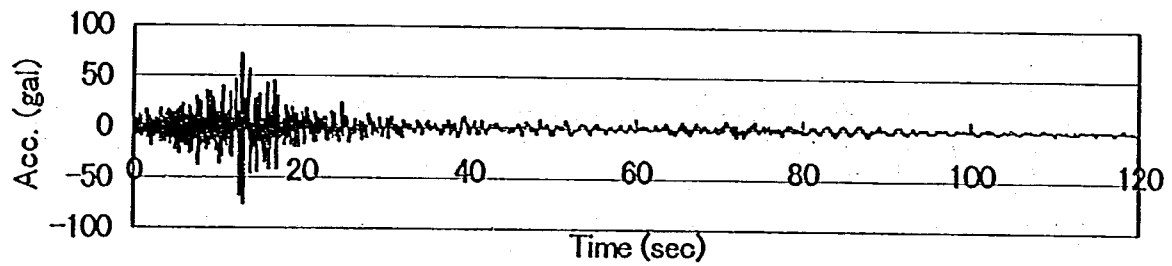


CH 2 4 : 3 P 側アライジ基部（直角方向）



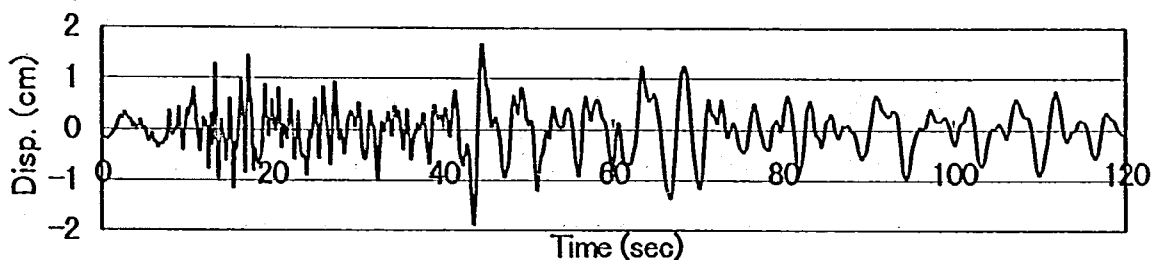
CH 2 5 : 3 P 側アライジ基部（橋軸方向）

附図 I - 3 ノースリッジ地震における加速度時刻歴波形（5）

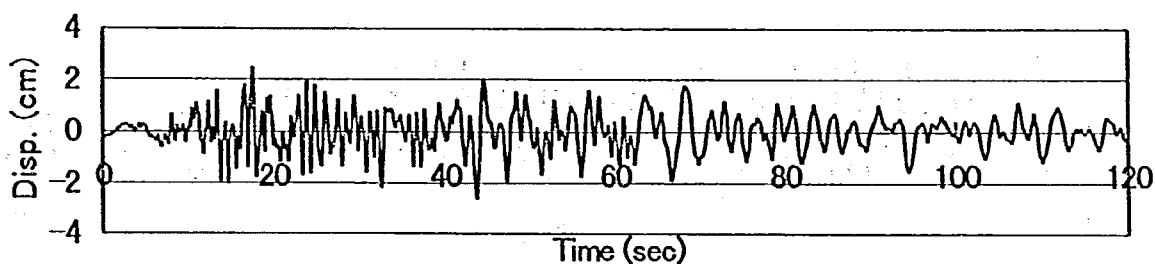


CH 2 6 : 3 P 側アライズ基部 (鉛直方向)

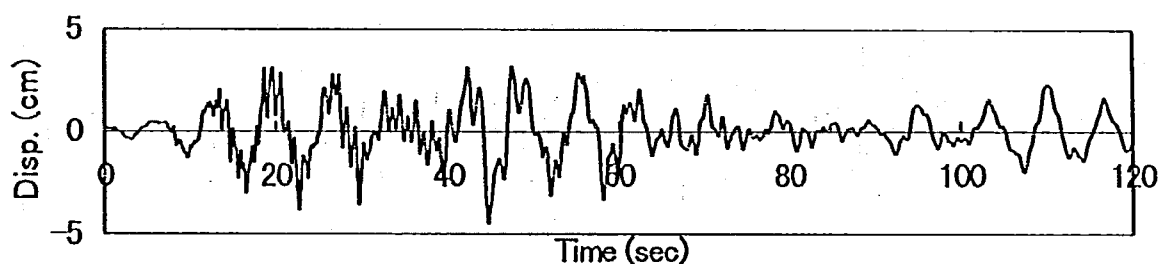
附図 I - 3 ノースリッジ地震における加速度時刻歴波形 (6)



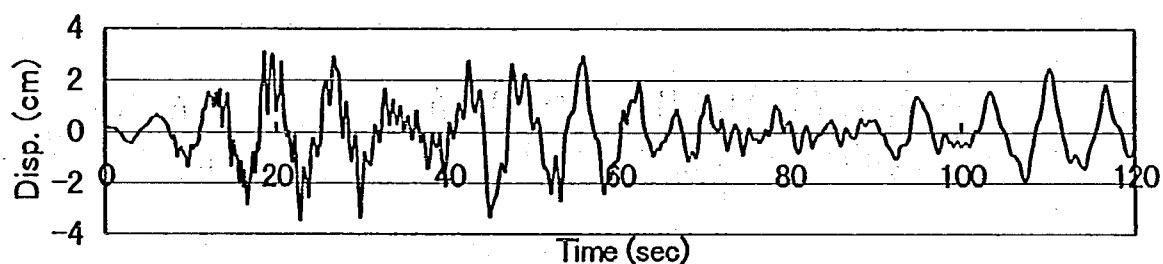
CH 1 : 2 P主塔基部 (直角方向)



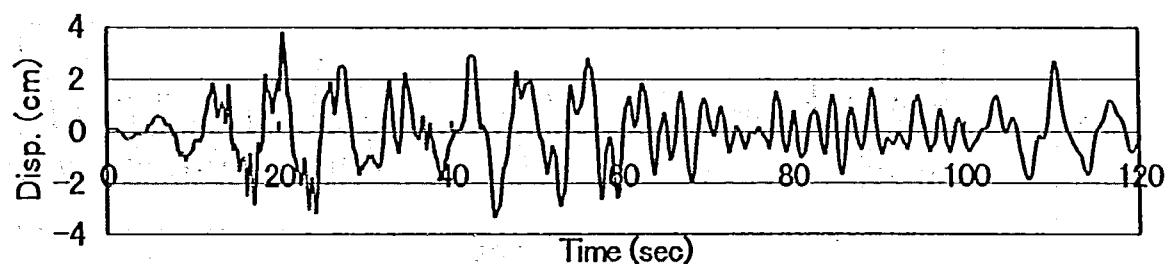
CH 2 : 主桁主塔2 P位置 (直角方向)



CH 3 : 中央径間中央下側 (直角方向)

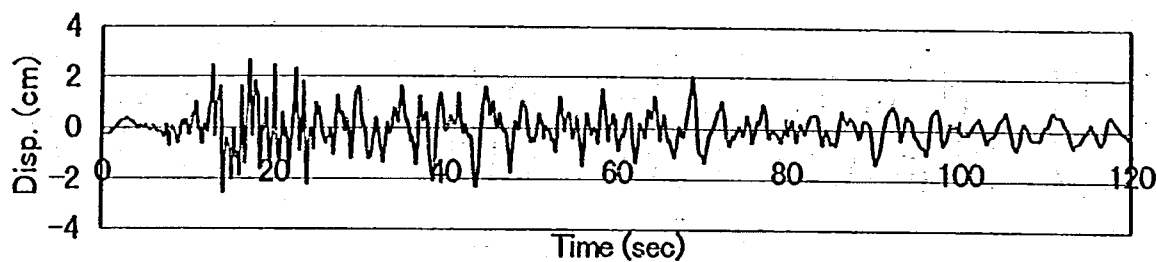


CH 4 : 中央径間中央上側 (直角方向)

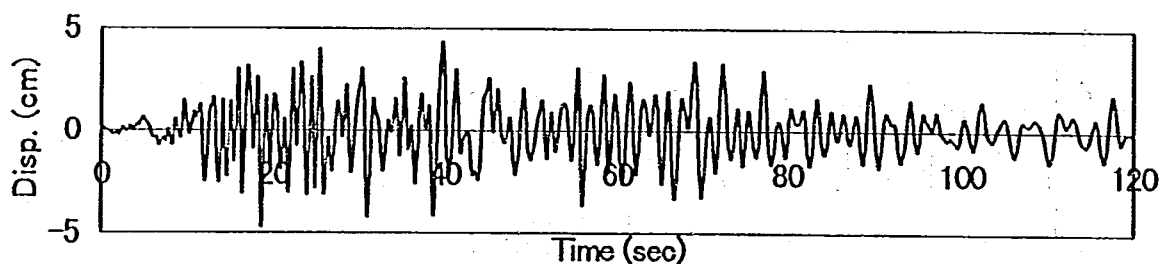


CH 5 : 中央径間1/3 点上側 (直角方向)

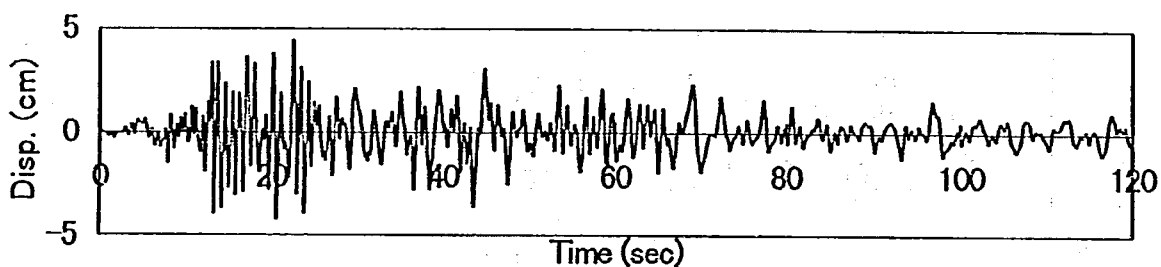
附図 I-4 ノースリッジ地震における変位時刻歴波形 (1)



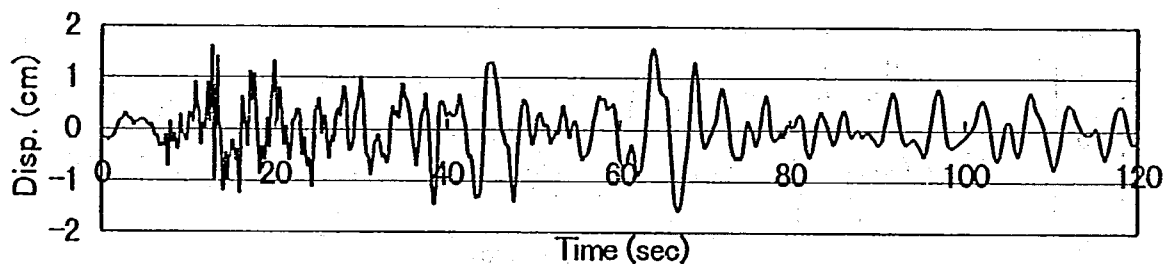
CH 6 : 主桁主塔3 P位置 (直角方向)



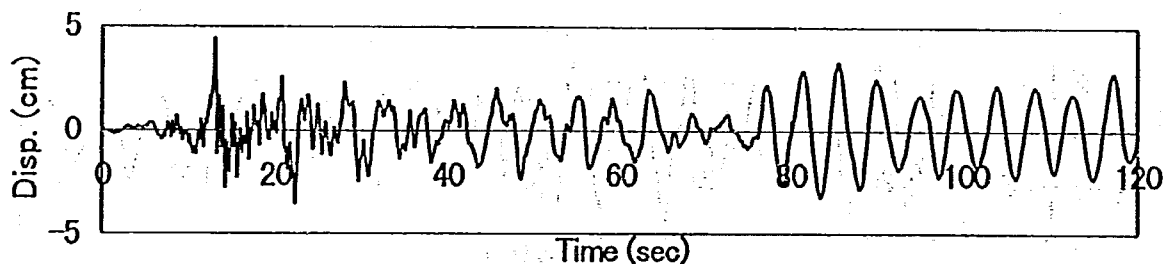
CH 7 : 側径間中央 (直角方向)



CH 8 : 塔頂 (南側) (直角方向)

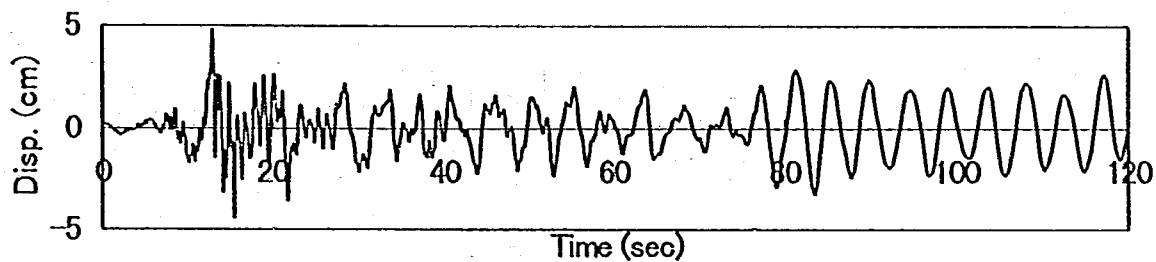


CH 9 : 3 P主塔基部 (直角方向)

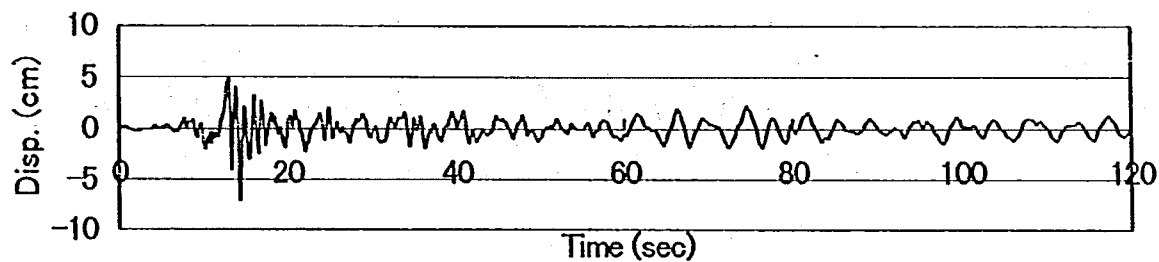


CH 10 : 塔頂 (南側) (橋軸方向)

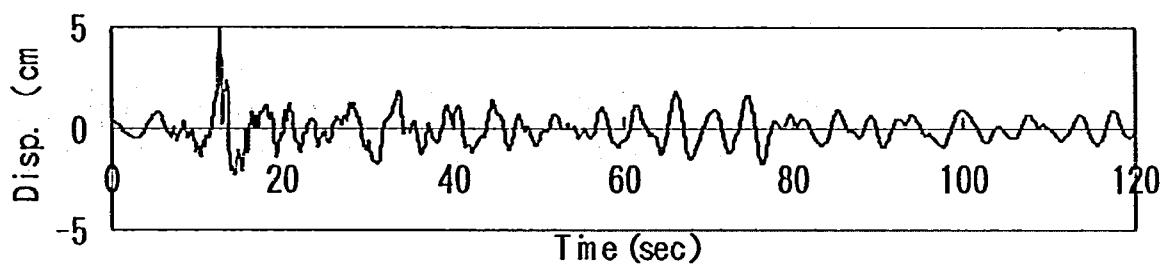
附図 I-4 ノースリッジ地震における変位時刻歴波形 (2)



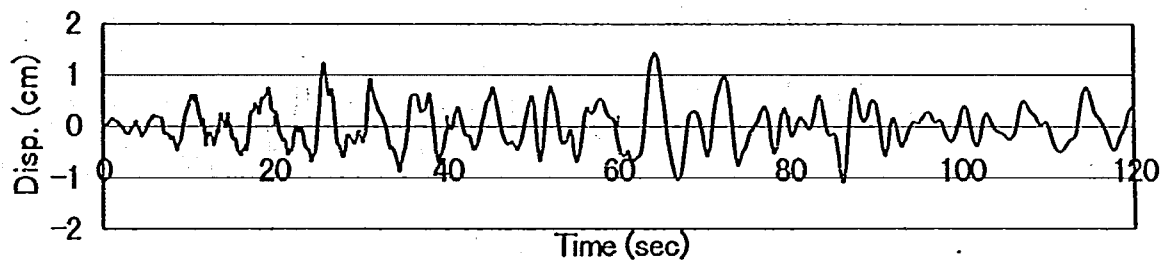
CH11 : 塔頂 (北側) (橋軸方向)



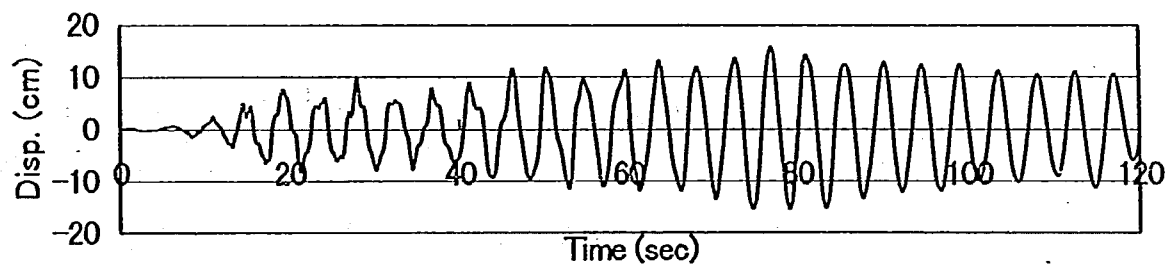
CH12 : 主桁主塔3P位置 (橋軸方向)



CH13 : 3P主塔基部 (橋軸方向)

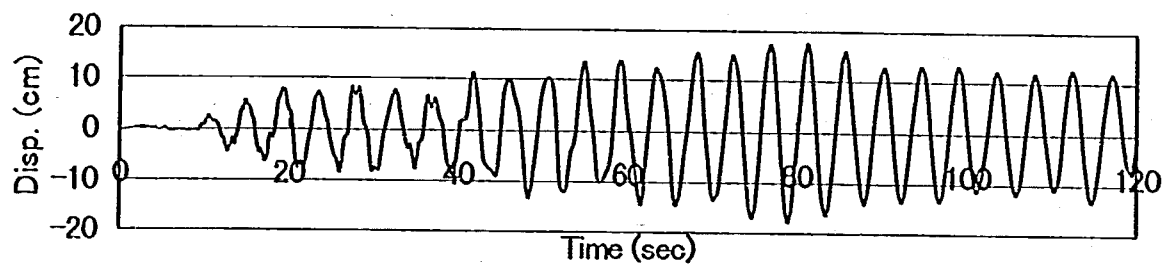


CH14 : 2P主塔基部 (鉛直方向)

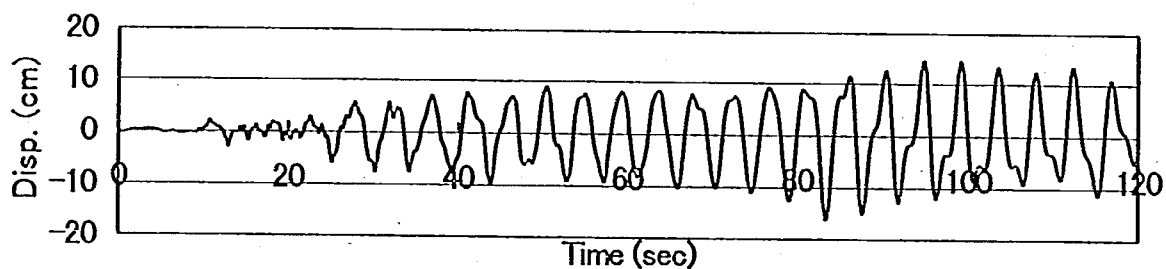


CH15 : 中央径間中央北側 (鉛直方向)

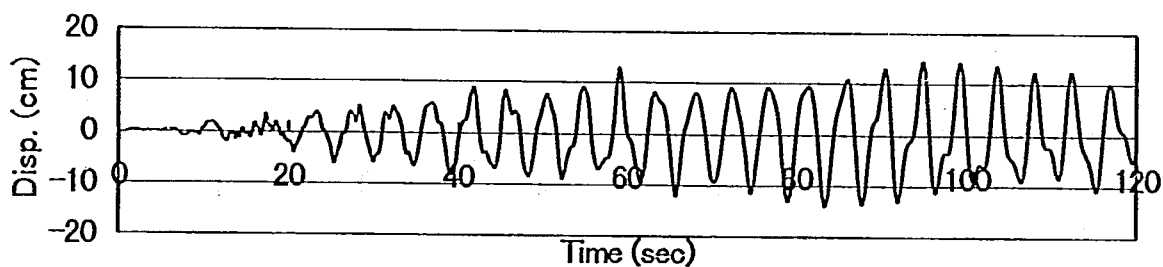
附図 I-4 ノースリッジ地震における変位時刻歴波形 (3)



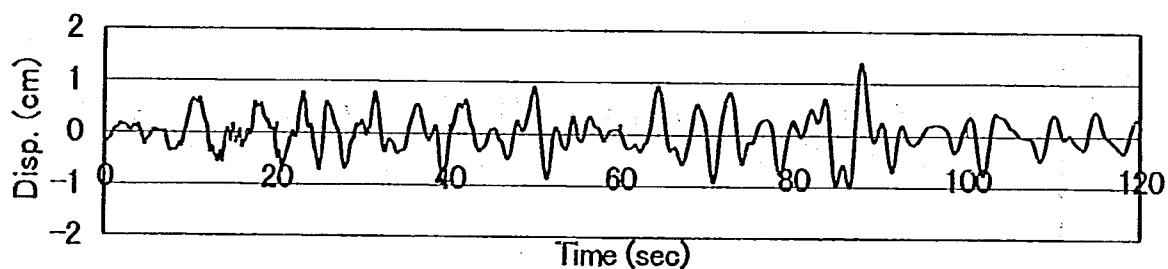
CH16 : 中央径間中央南側 (鉛直方向)



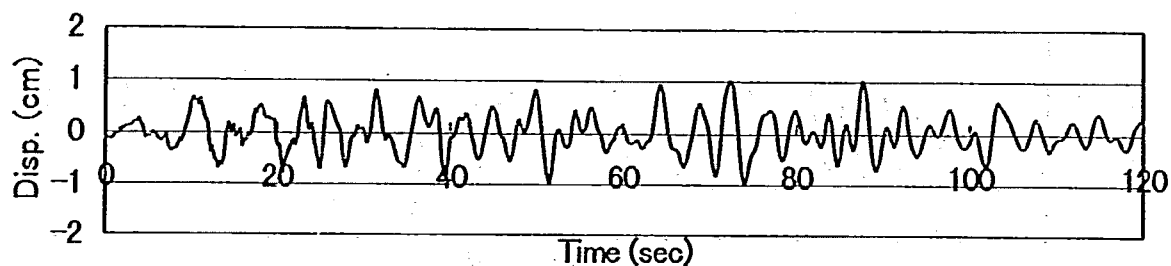
CH17 : 中央径間 1/3 点北側 (鉛直方向)



CH18 : 中央径間 1/3 点南側 (鉛直方向)

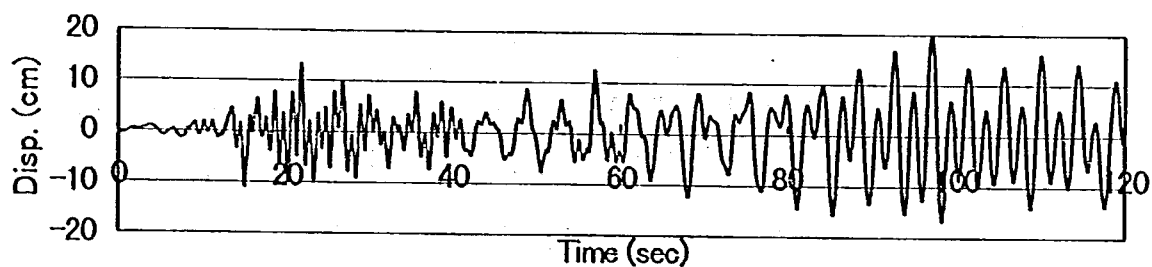


CH19 : 3P主塔基部 (南側) (鉛直方向)

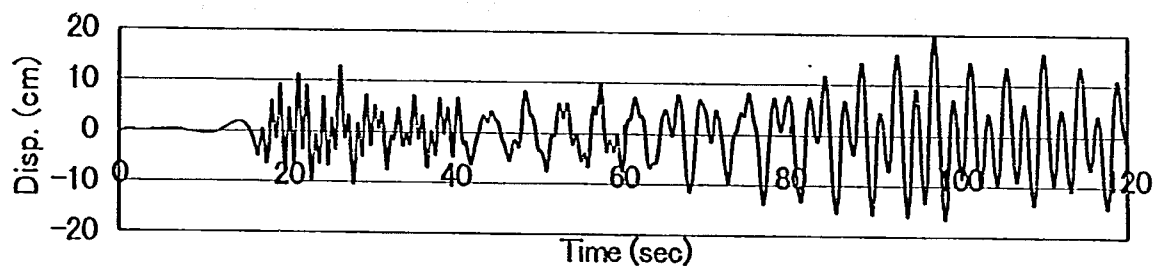


CH20 : 3P主塔基部 (北側) (鉛直方向)

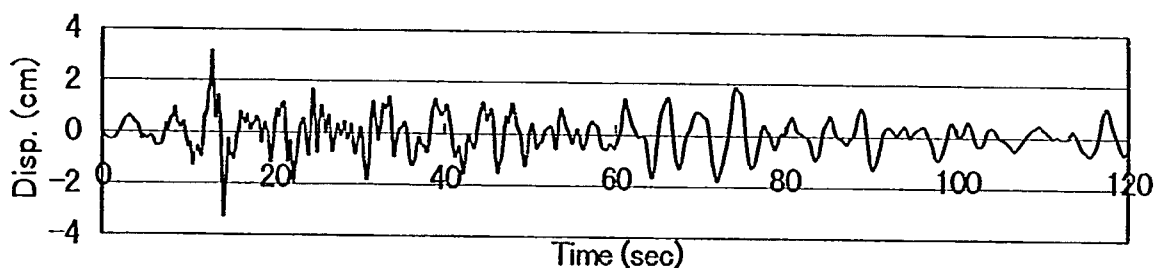
附図 I-4 ノースリッジ地震における変位時刻歴波形 (4)



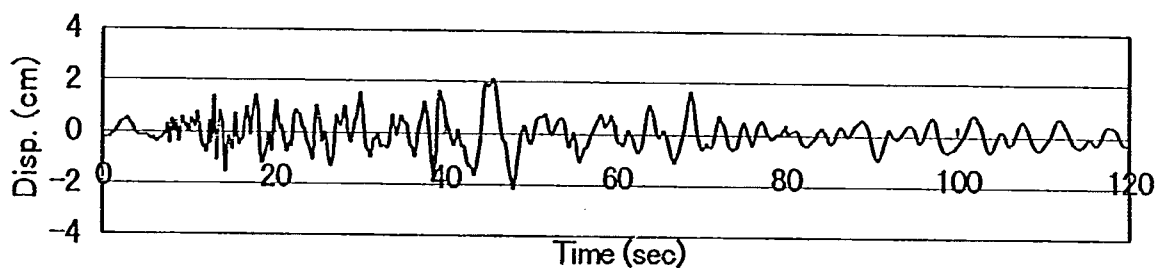
CH 2 1 : 側径間中央北側 (鉛直方向)



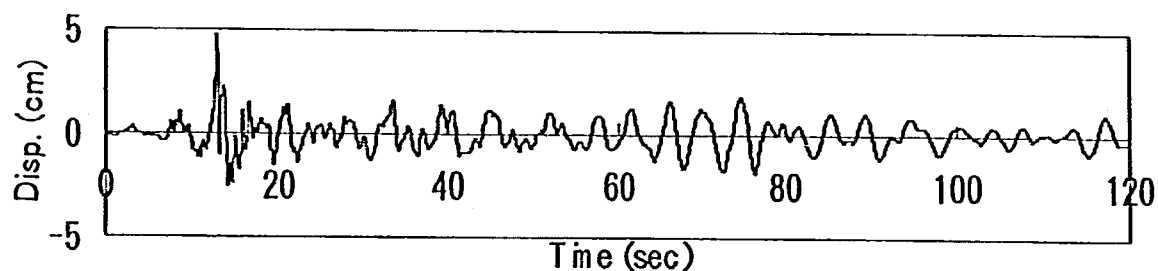
CH 2 2 : 側径間中央南側 (鉛直方向)



CH 2 3 : 2 P 主塔基部 (橋軸方向)

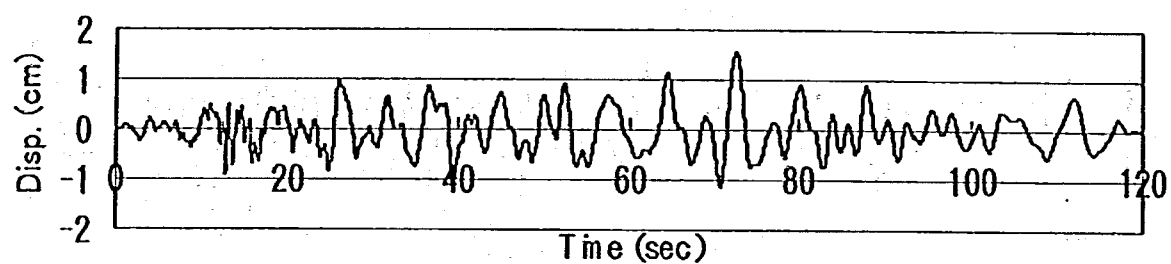


CH 2 4 : 3 P 側アカライツ基部 (直角方向)



CH 2 5 : 3 P 側アカライツ基部 (橋軸方向)

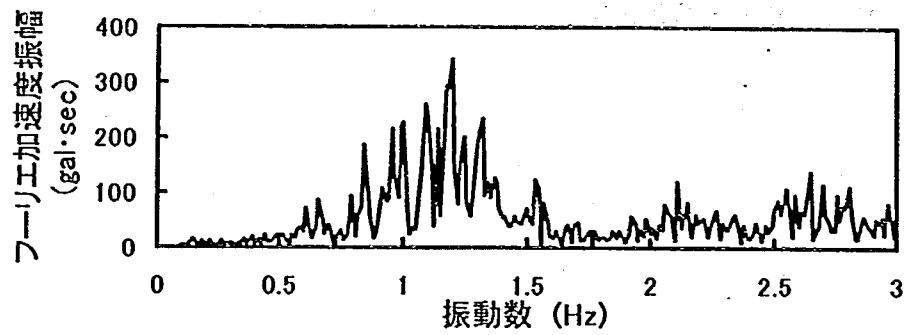
附図 I - 4 ノースリッジ地震における変位時刻歴波形 (5)



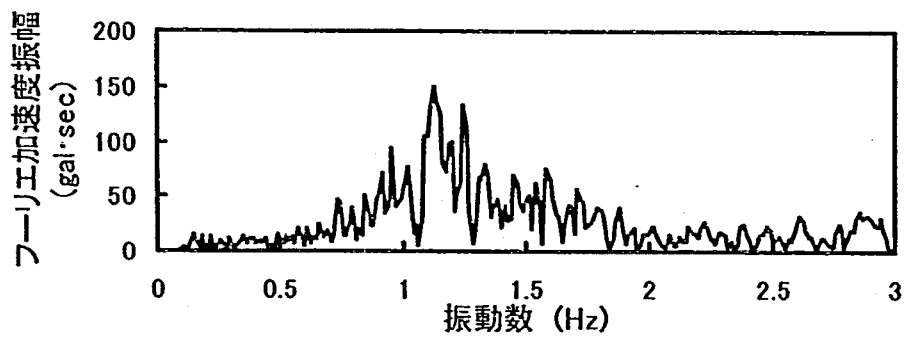
CH26 : 3P側ソカイダ基部（鉛直方向）

附図I-4 ノースリッジ地震における変位時刻歴波形（6）

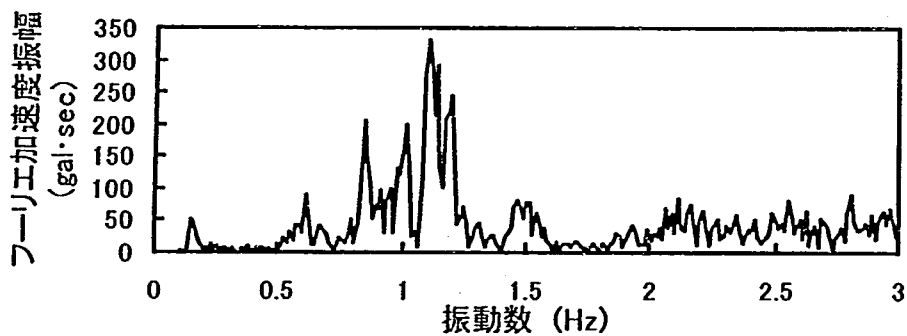
II. 各観測波のフーリエスペクトル



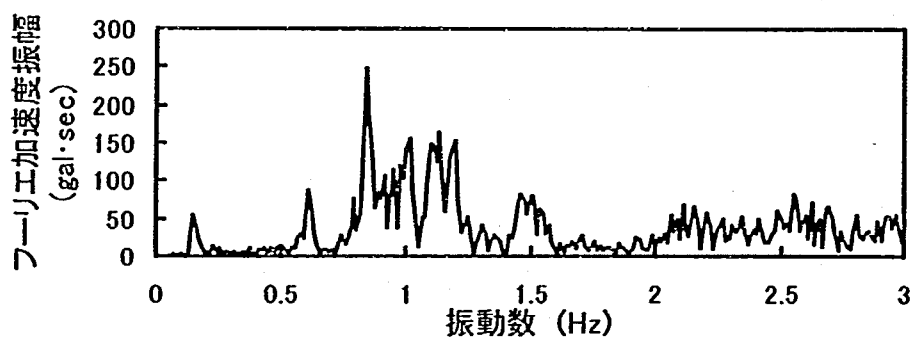
CH1 : 2 P 主塔基部 (直角方向)



CH2 : 主桁主塔 2 P 位置 (直角方向)

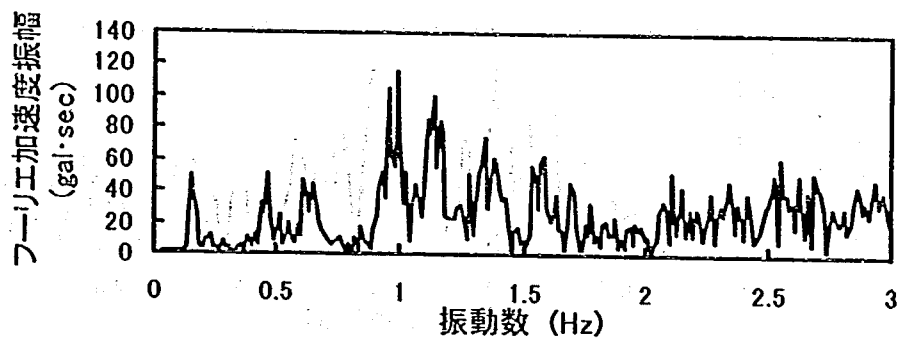


CH3 : 中央径間中央下側 (直角方向)

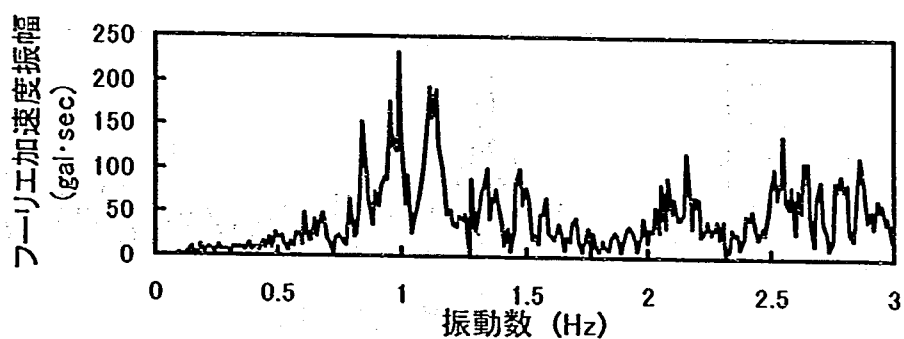


CH4 : 中央径間中央上側 (直角方向)

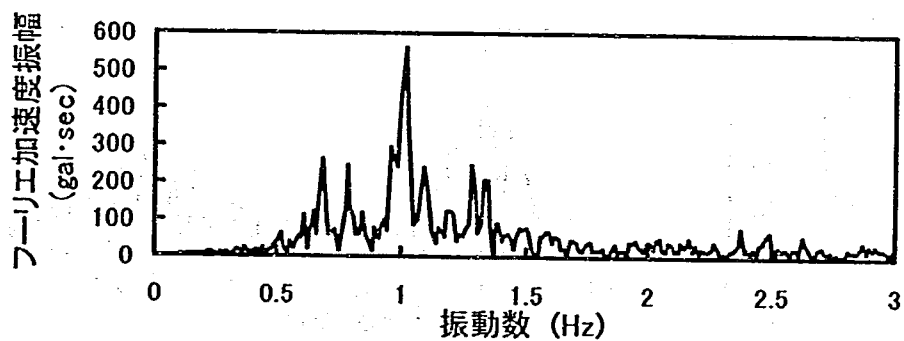
附図Ⅱ-1 ウィッティア地震における加速度フーリエスペクトル (1)



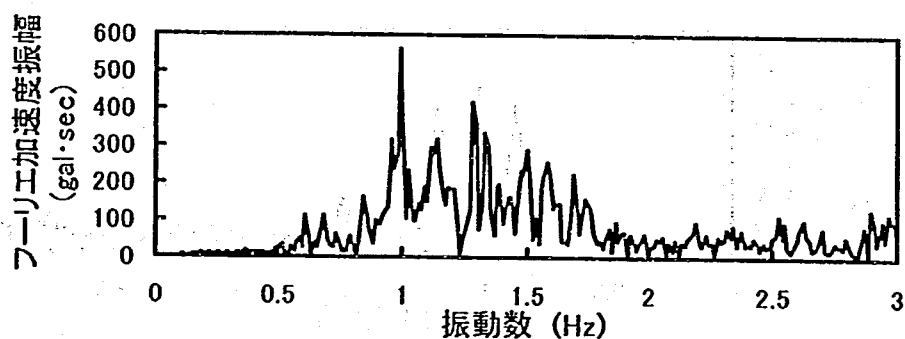
CH 5 : 中央径間 1/3 点上側 (直角方向)



CH 6 : 主桁主塔 3 P 位置 (直角方向)

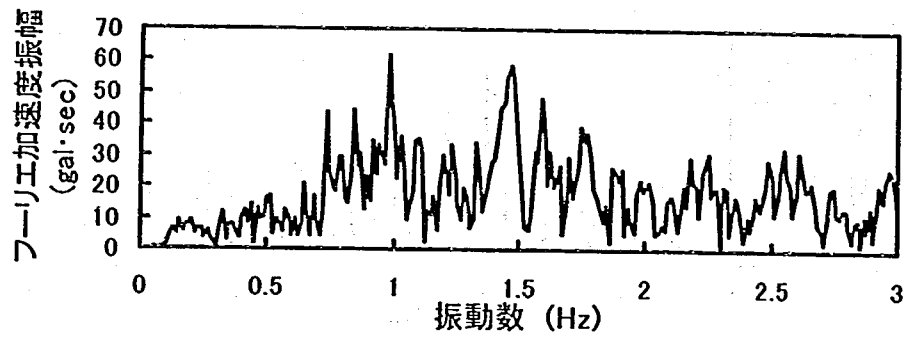


CH 7 : 側径間中央 (直角方向)

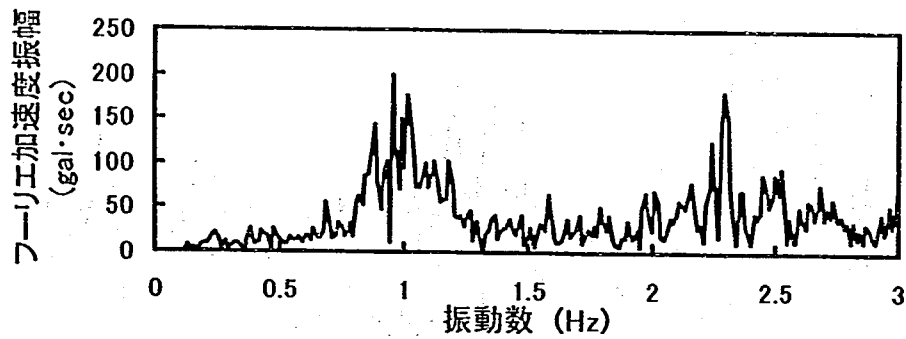


CH 8 : 塔頂 (南側) (直角方向)

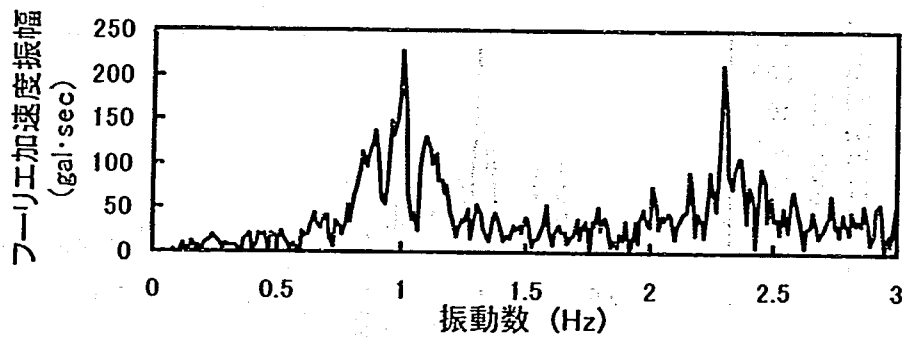
附図Ⅱ-1 ウィッティア地震における加速度フーリエスペクトル (2)



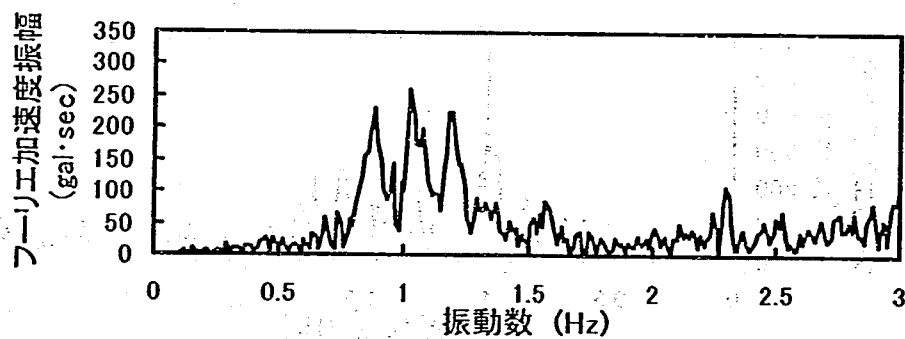
CH 9 : 3P主塔基部 (直角方向)



CH 10 : 塔頂 (南側) (橋軸方向)

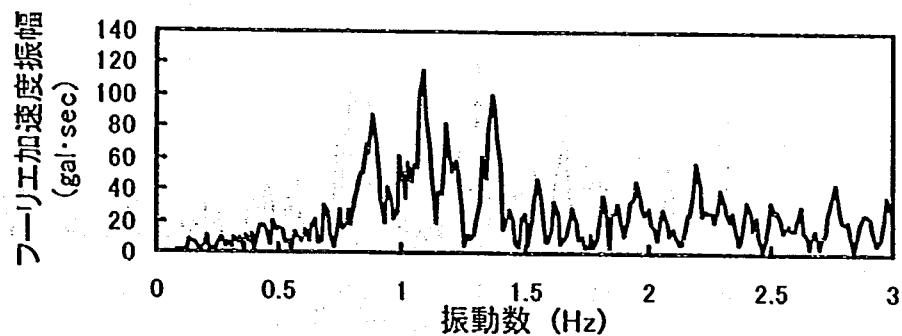


CH 11 : 塔頂 (北側) (橋軸方向)

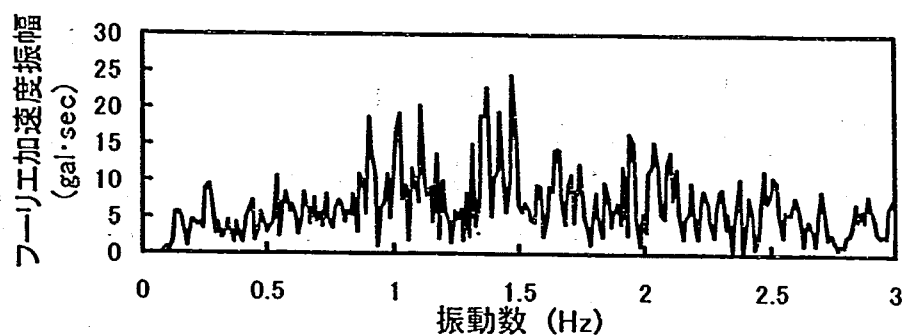


CH 12 : 主桁主塔3P位置 (橋軸方向)

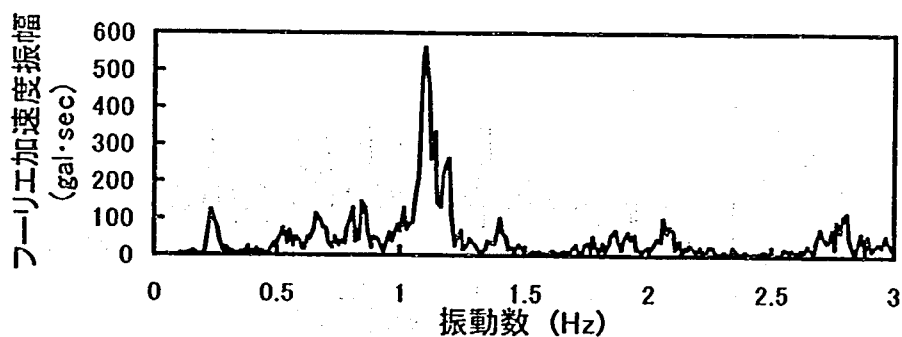
附図Ⅱ-1 ウィッティア地震における加速度フーリエスペクトル (3)



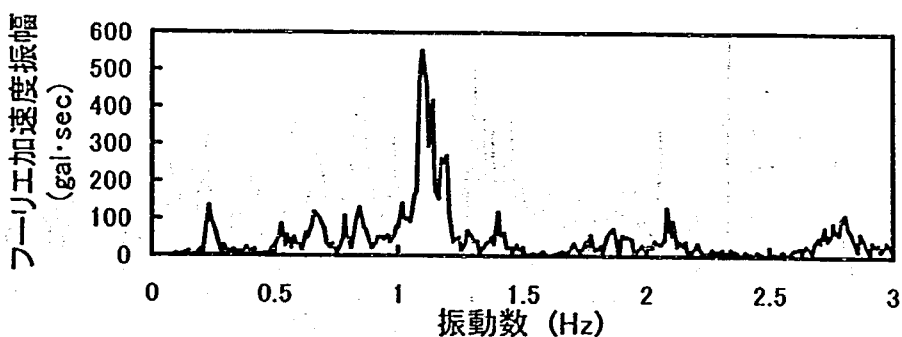
CH 13 : 3 P主塔基部 (橋軸方向)



CH 14 : 2 P主塔基部 (鉛直方向)

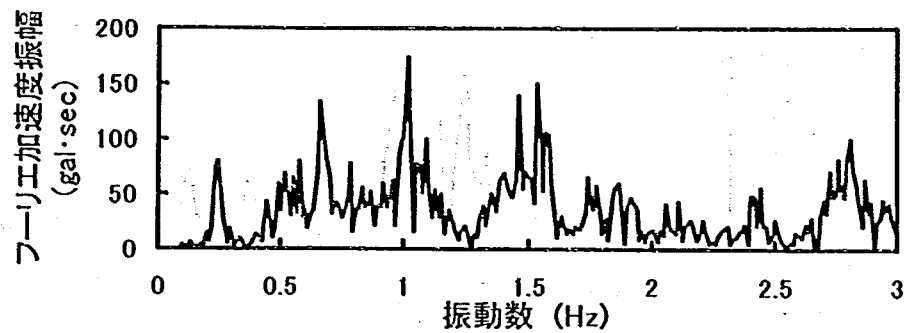


CH 15 : 中央径間中央北側 (鉛直方向)

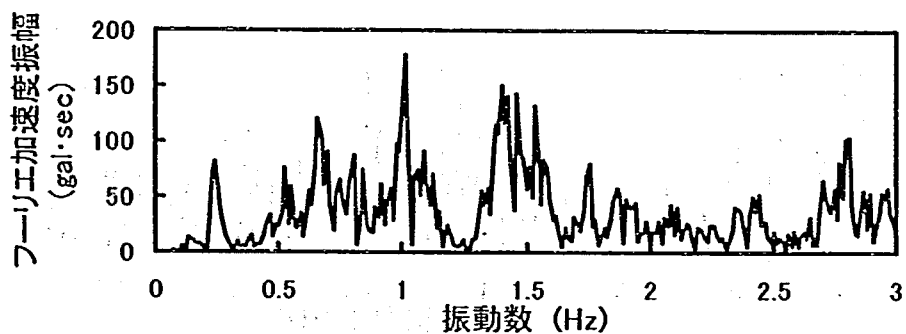


CH 16 : 中央径間中央南側 (鉛直方向)

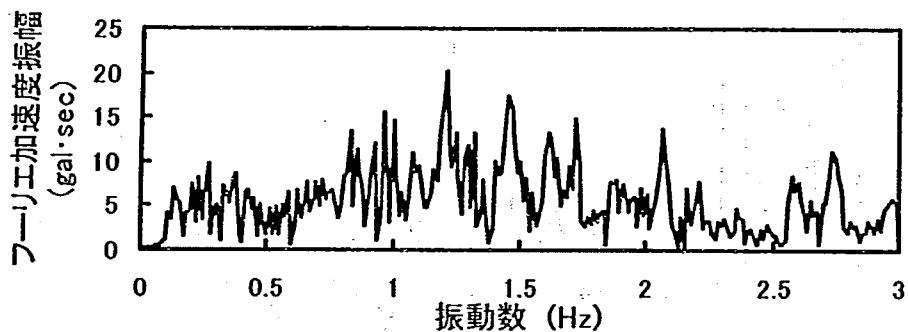
附図Ⅱ-1 ウィッティア地震における加速度フーリエスペクトル (4)



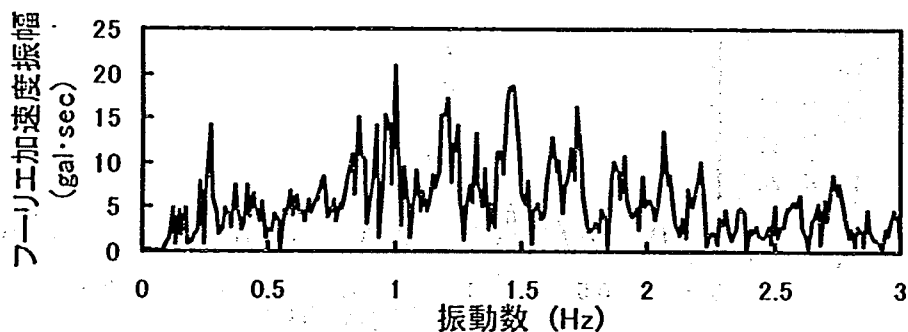
CH 17 : 中央径間 1/3 点北側 (鉛直方向)



CH 18 : 中央径間 1/3 点南側 (鉛直方向)

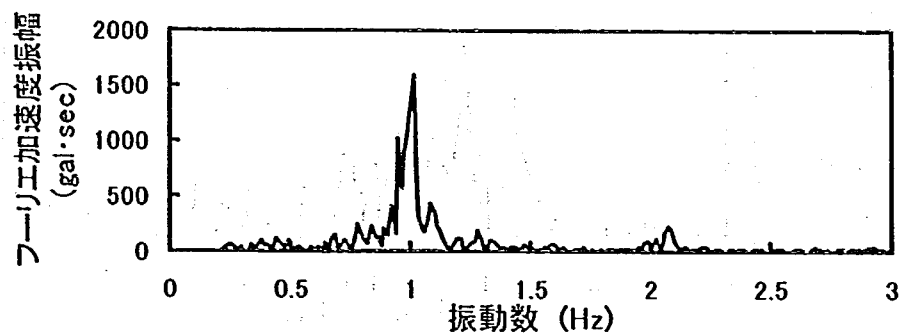


CH 19 : 3 P 主塔基部 (南側) (鉛直方向)

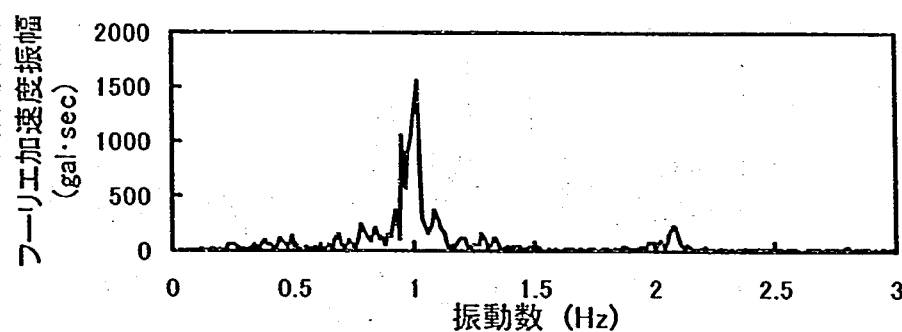


CH 20 : 3 P 主塔基部 (北側) (鉛直方向)

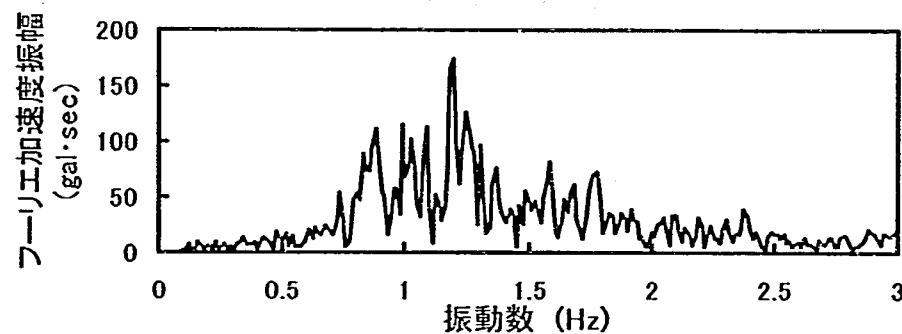
附図 II - 1 ウィッティア地震における加速度フーリエスペクトル (5)



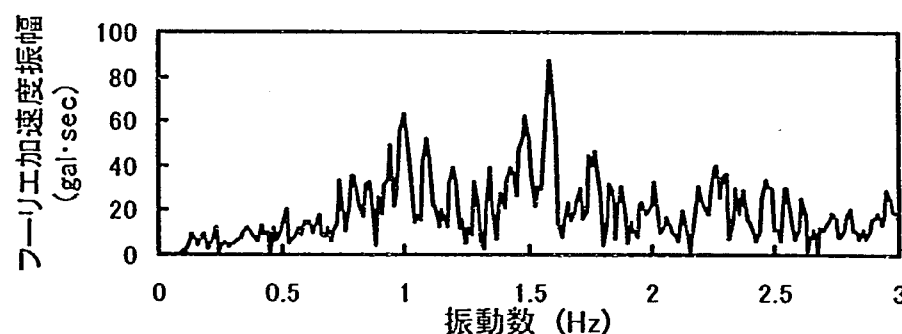
CH 2 1 : 側径間中央北側 (鉛直方向)



CH 2 2 : 側径間中央南側 (鉛直方向)

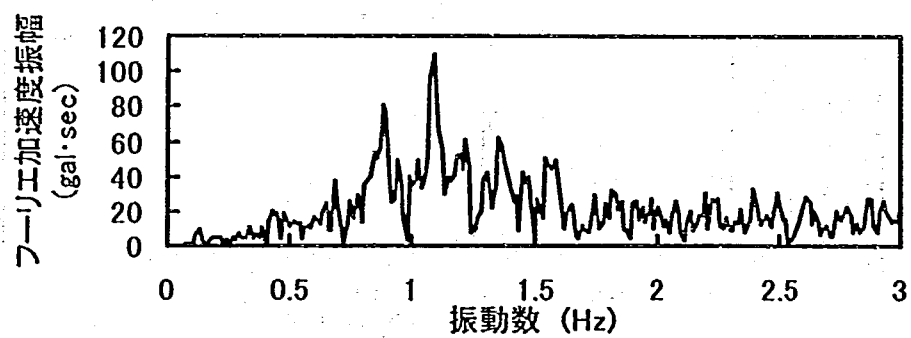


CH 2 3 : 2 P主塔基部 (橋軸方向)

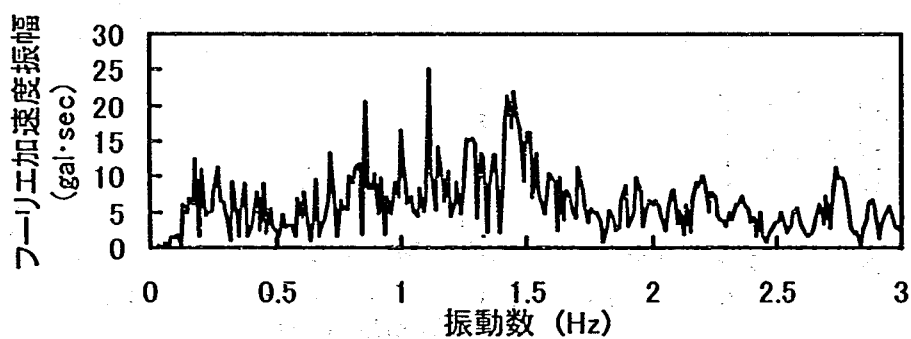


CH 2 4 : 3 P側アライズ基部 (直角方向)

附図Ⅱ-1 ウィッティア地震における加速度フーリエスペクトル (5)

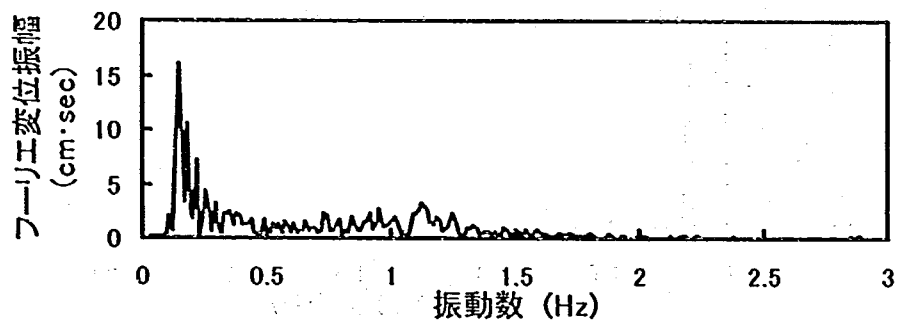


CH 2 5 : 3 P側アナルイジ 基部 (橋軸方向)

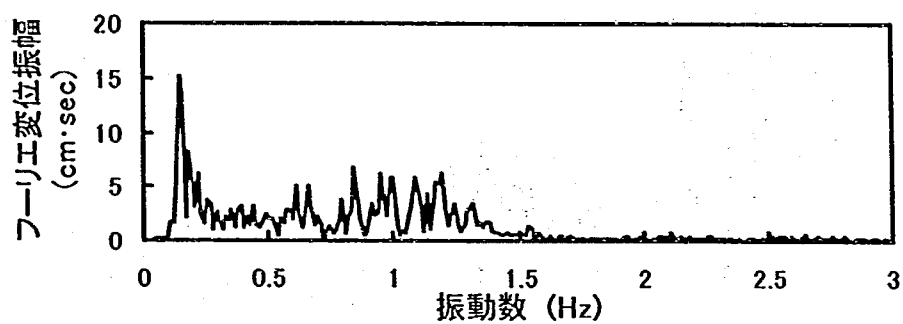


CH 2 6 : 3 P側アナルイジ 基部 (鉛直方向)

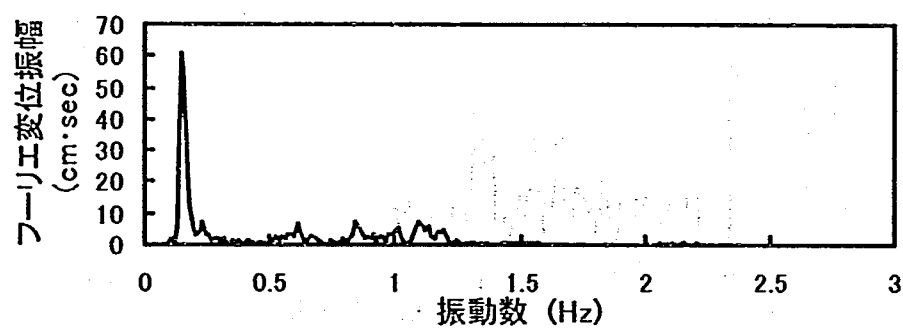
附図Ⅱ-1 ウィッティア地震における加速度フーリエスペクトル (6)



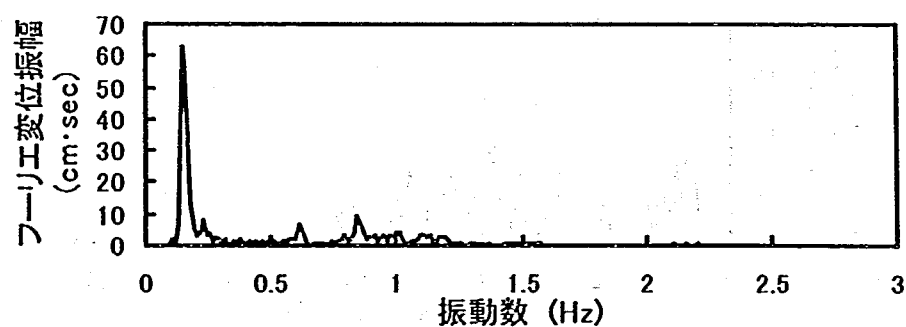
CH 1 : 2 P主塔基部 (直角方向)



CH 2 : 主桁主塔 2 P 位置 (直角方向)

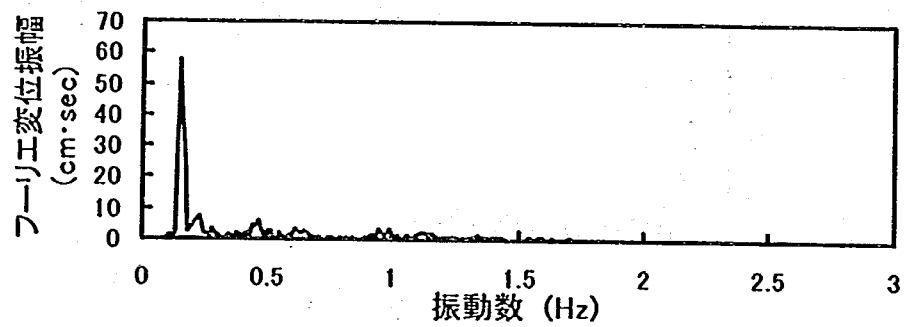


CH 3 : 中央径間中央下側 (直角方向)

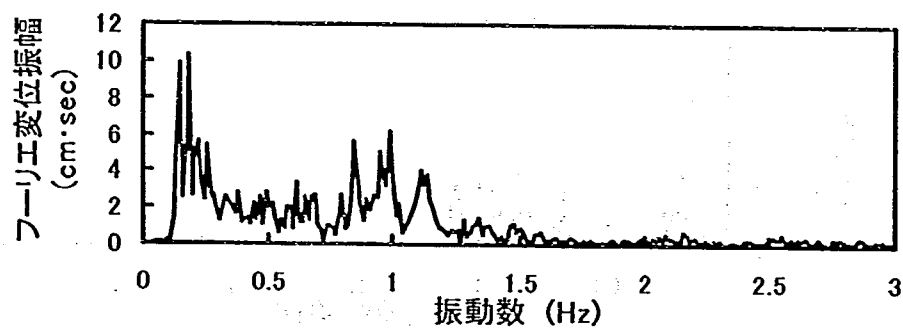


CH 4 : 中央径間中央上側 (直角方向)

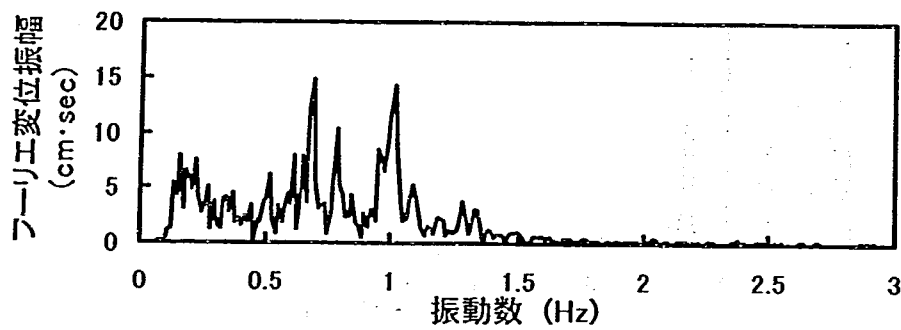
附図Ⅱ-2 ウィッティア地震における変位フーリエスペクトル (1)



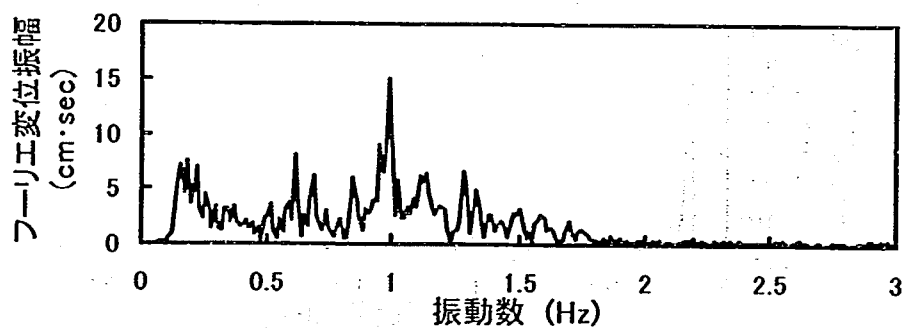
CH 5 : 中央径間 1/3 点上側 (直角方向)



CH 6 : 主桁主塔 3 P 位置 (直角方向)

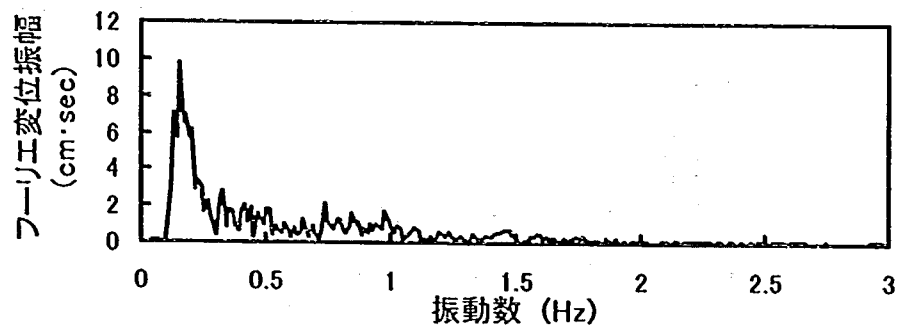


CH 7 : 側径間中央 (直角方向)

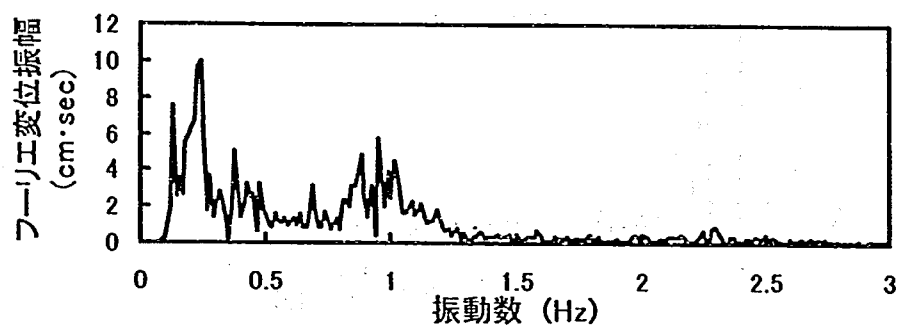


CH 8 : 塔頂 (南側) (直角方向)

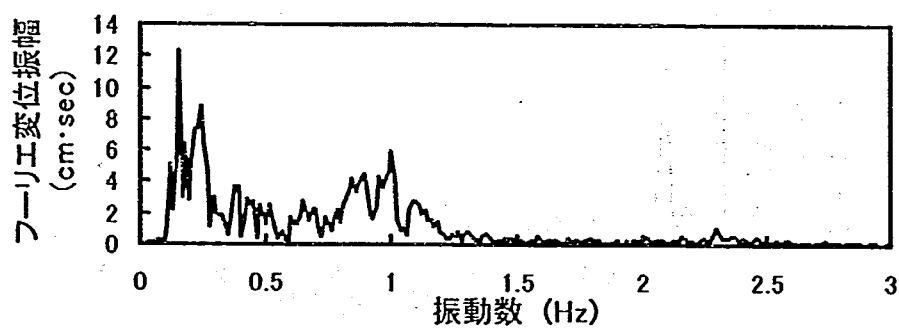
附図Ⅱ-2 ウィッティア地震における変位フーリエスペクトル (2)



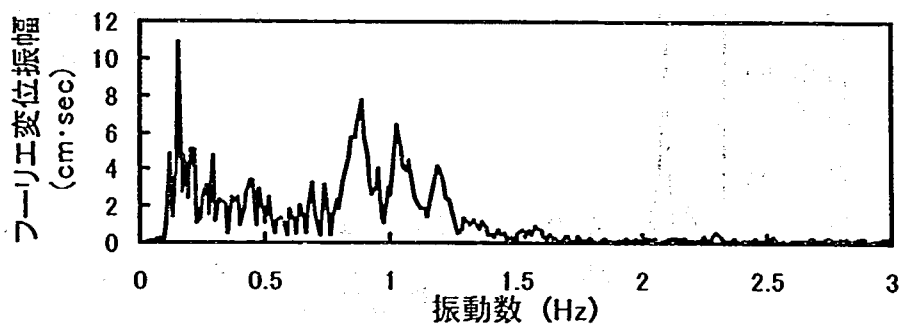
CH 9 : 3 P主塔基部 (直角方向)



CH 10 : 塔頂 (南側) (橋軸方向)

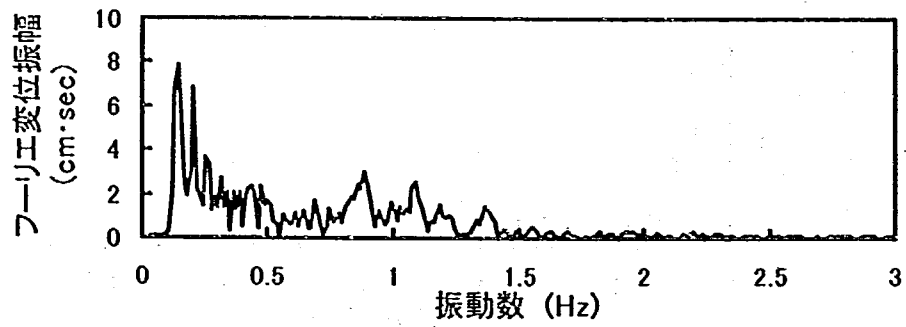


CH 11 : 塔頂 (北側) (橋軸方向)

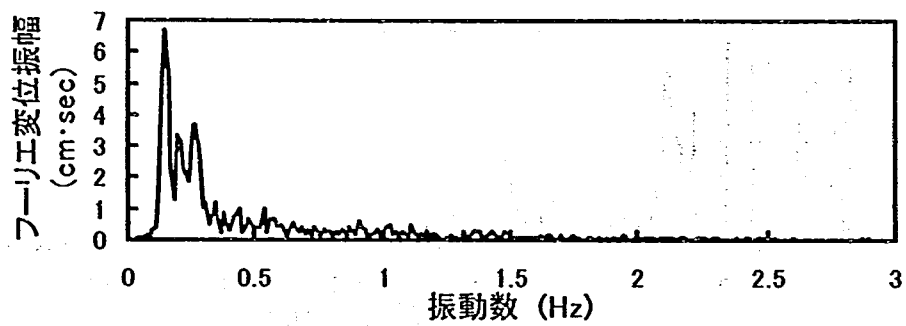


CH 12 : 主桁主塔 3 P 位置 (橋軸方向)

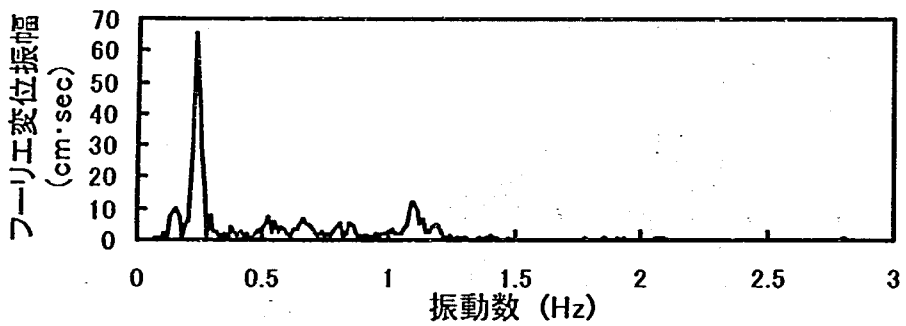
附図Ⅱ-2 ウィッティア地震における変位フーリエスペクトル (3)



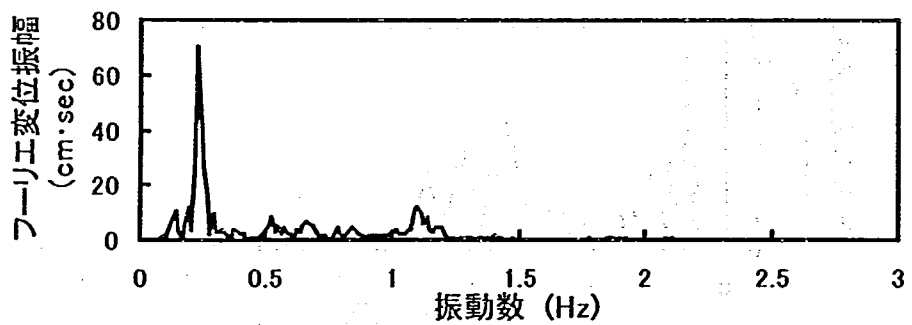
CH13 : 3P主塔基部 (橋軸方向)



CH14 : 2P主塔基部 (鉛直方向)

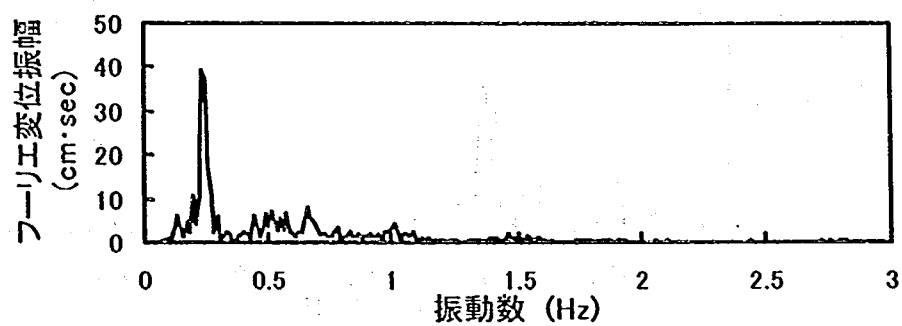


CH15 : 中央径間中央北側 (鉛直方向)

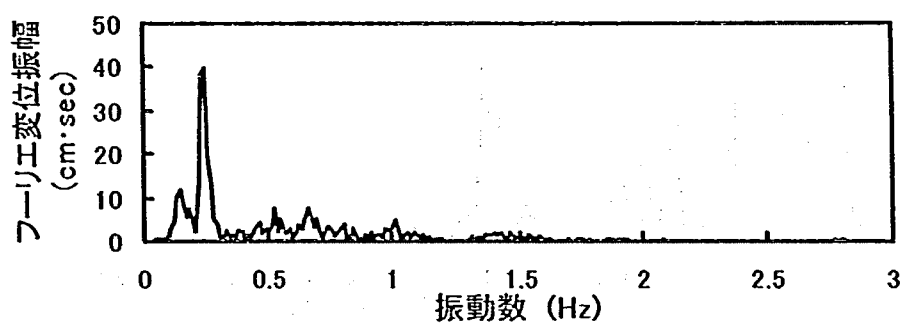


CH16 : 中央径間中央南側 (鉛直方向)

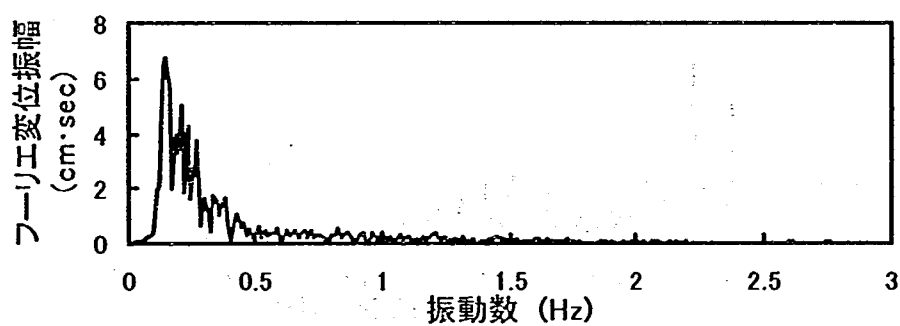
附図Ⅱ-2 ウィッティア地震における変位フーリエスペクトル (4)



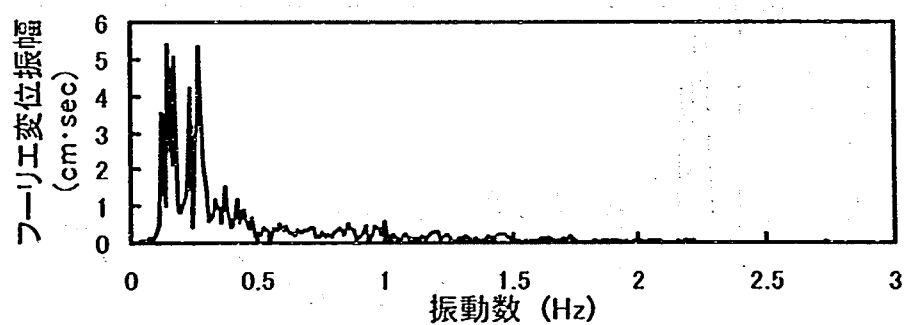
CH17 : 中央径間 1/3 点北側 (鉛直方向)



CH18 : 中央径間 1/3 点南側 (鉛直方向)

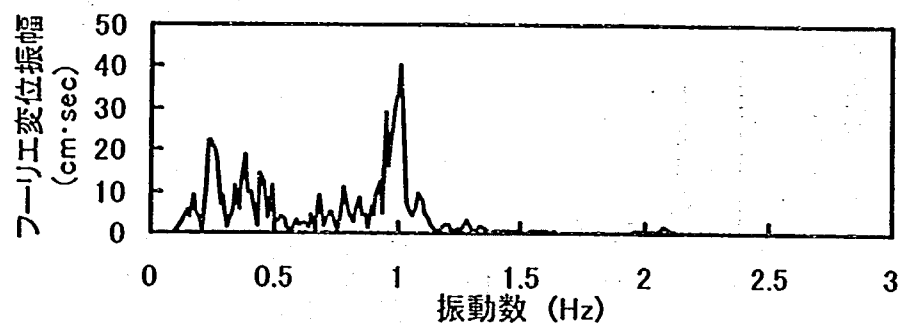


CH19 : 3P主塔基部 (南側) (鉛直方向)

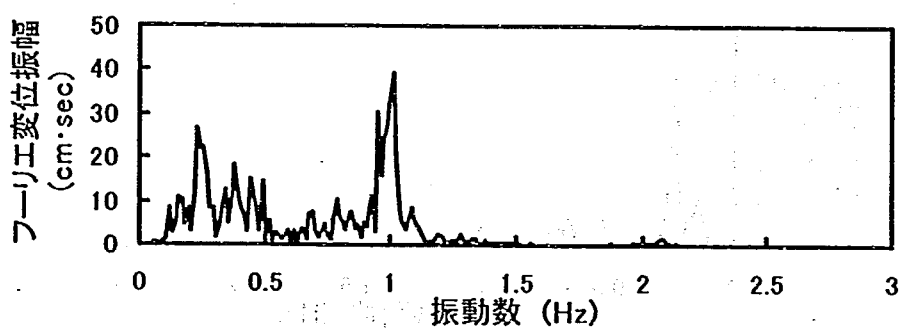


CH20 : 3P主塔基部 (北側) (鉛直方向)

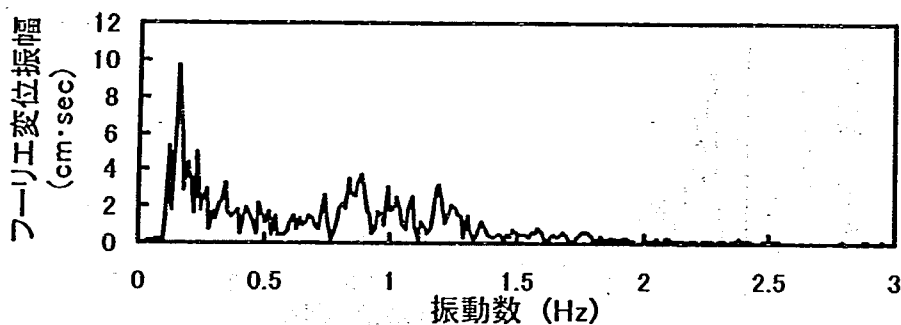
附図Ⅱ-2 ウィッティア地震における変位フーリエスペクトル (5)



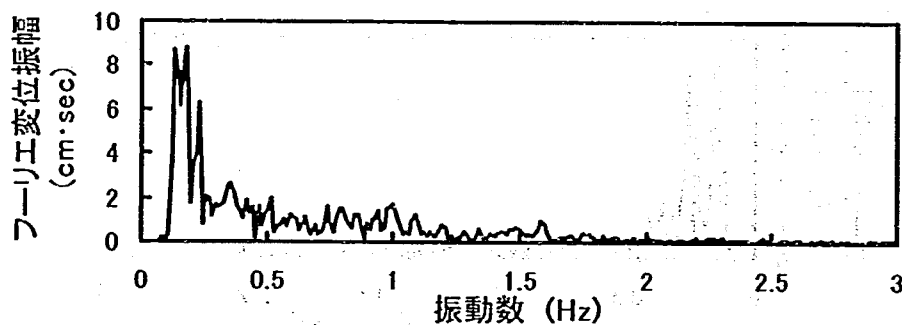
CH 2 1 : 側径間中央北側 (鉛直方向)



CH 2 2 : 側径間中央南側 (鉛直方向)

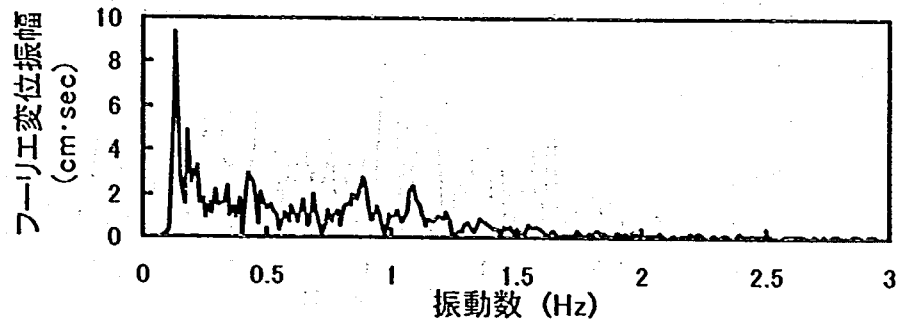


CH 2 3 : 2 P主塔基部 (橋軸方向)

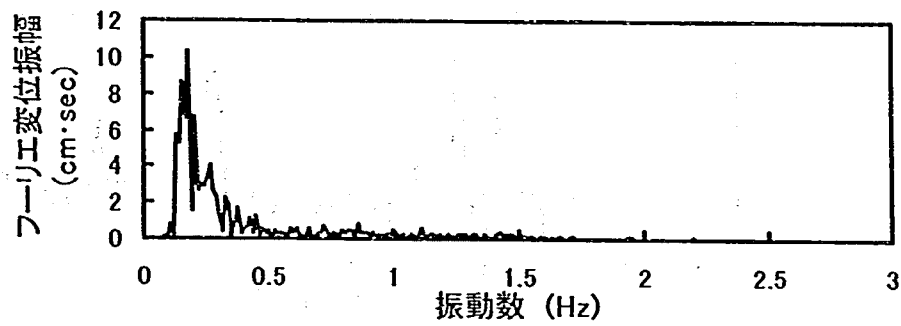


CH 2 4 : 3 P側アライズ基部 (直角方向)

附図Ⅱ-2 ウィッティア地震における変位フーリエスペクトル (5)

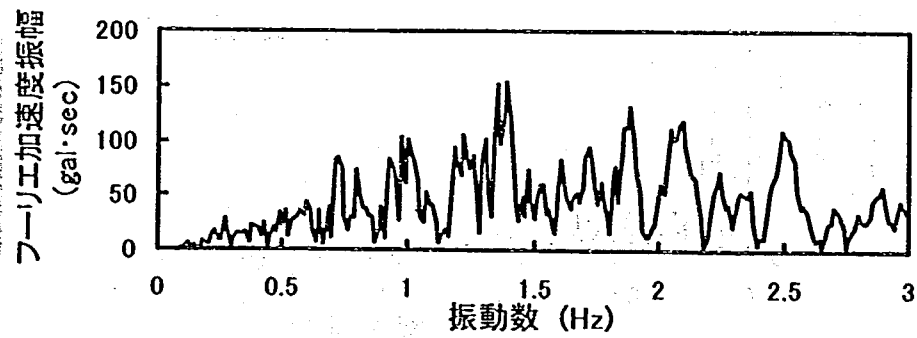


CH25 : 3P側アライジ 基部 (橋軸方向)

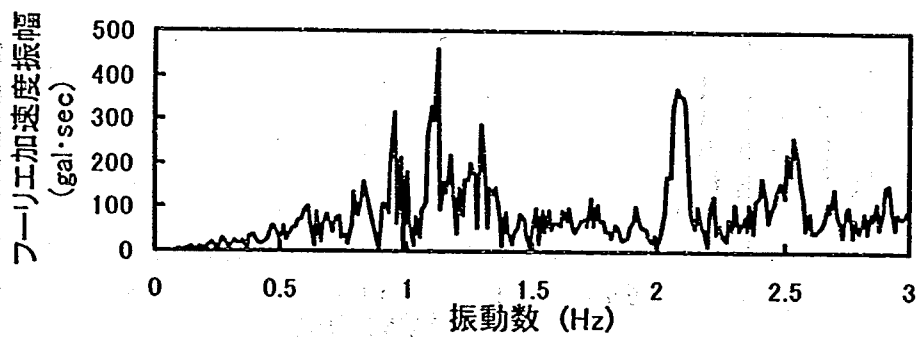


CH26 : 3P側アライジ 基部 (鉛直方向)

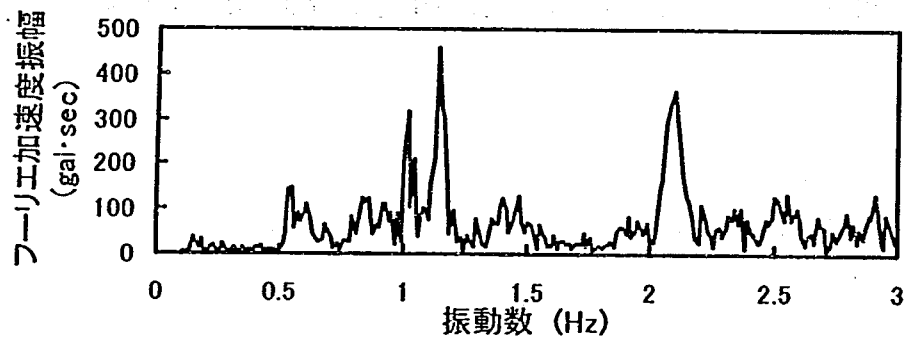
附図Ⅱ-2 ウィッティア地震における変位フーリエスペクトル (6)



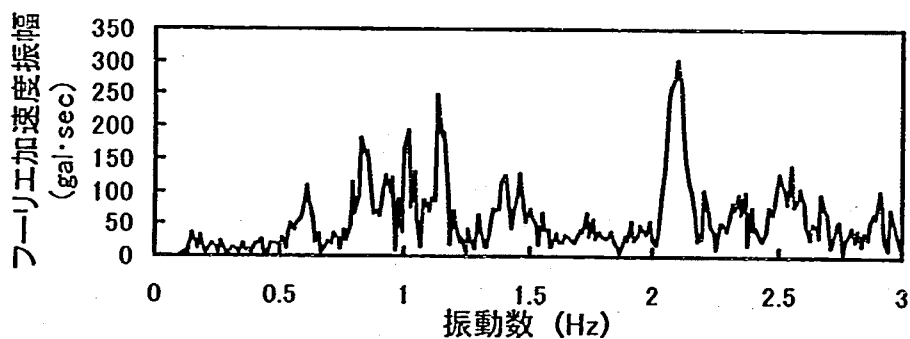
CH1 : 2 P主塔基部 (直角方向)



CH2 : 主桁主塔2 P位置 (直角方向)

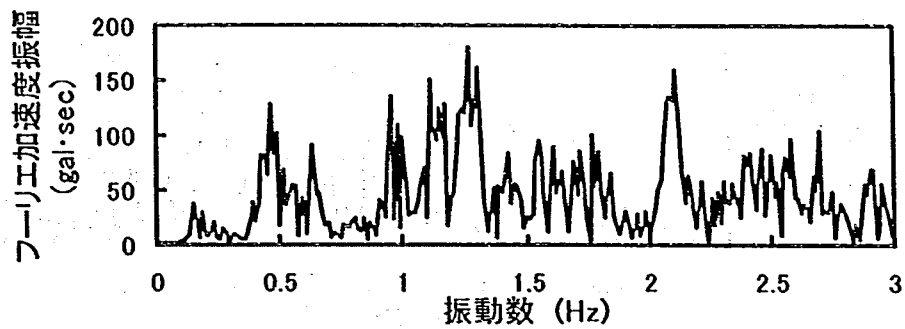


CH3 : 中央径間中央下側 (直角方向)

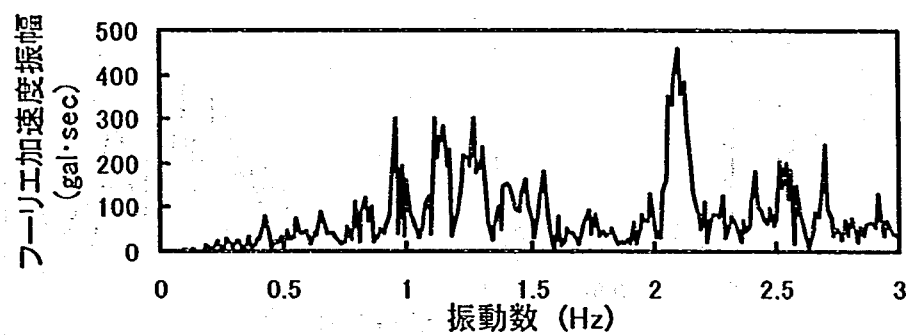


CH4 : 中央径間中央上側 (直角方向)

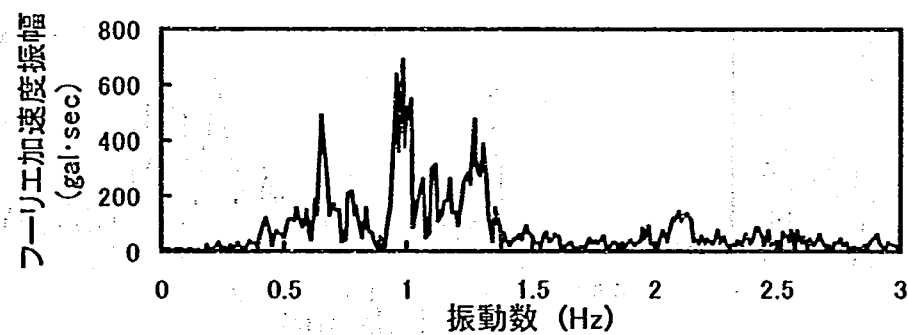
附図Ⅱ-3 ノースリッジ地震における加速度フーリエスペクトル (1)



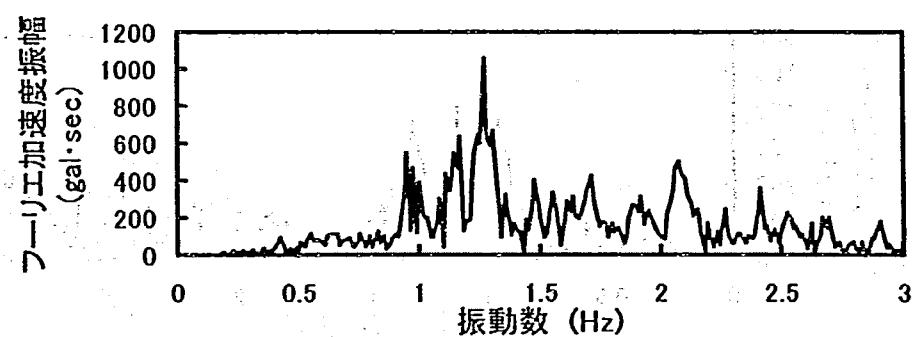
CH5 : 中央径間 1/3 点上側 (直角方向)



CH6 : 主桁主塔 3 P 位置 (直角方向)

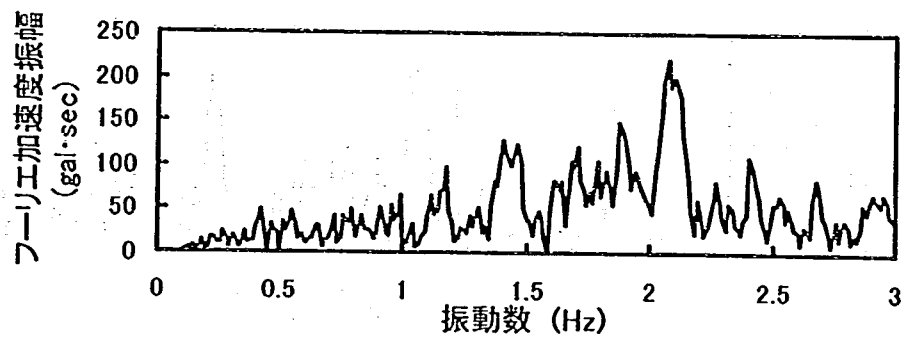


CH7 : 側径間中央 (直角方向)

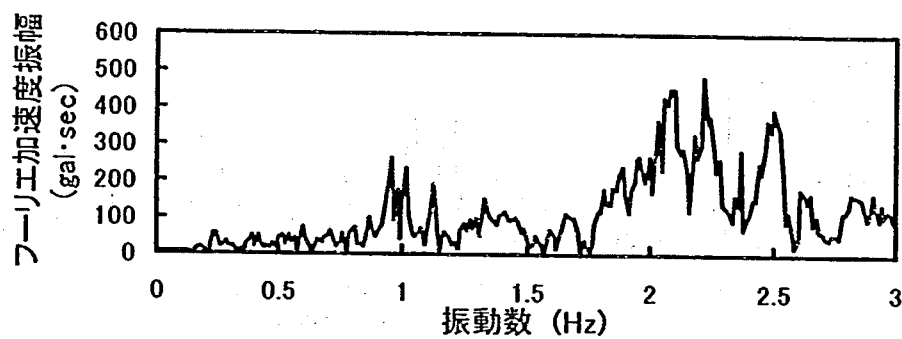


CH8 : 塔頂 (南側) (直角方向)

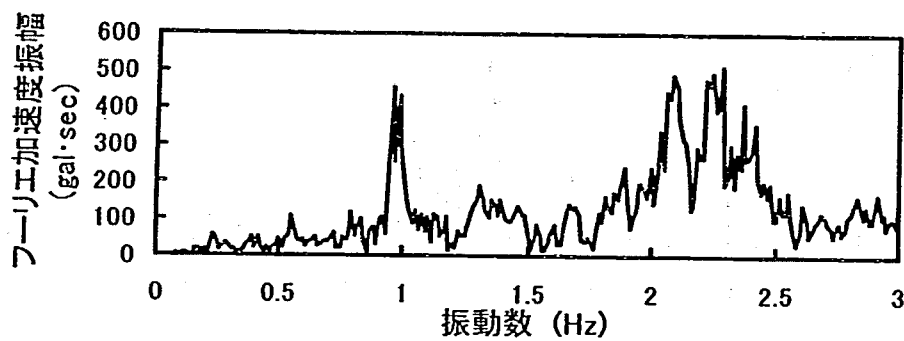
附図Ⅱ-3 ノースリッジ地震における加速度フーリエスペクトル (2)



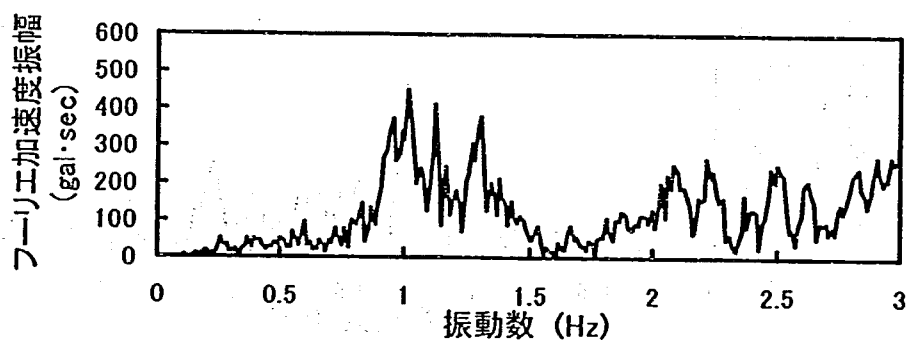
CH 9 : 3 P 主塔基部 (直角方向)



CH 10 : 塔頂 (南側) (橋軸方向)

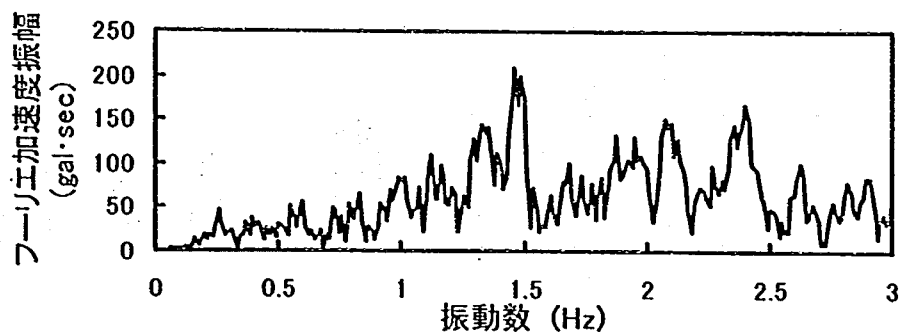


CH 11 : 塔頂 (北側) (橋軸方向)

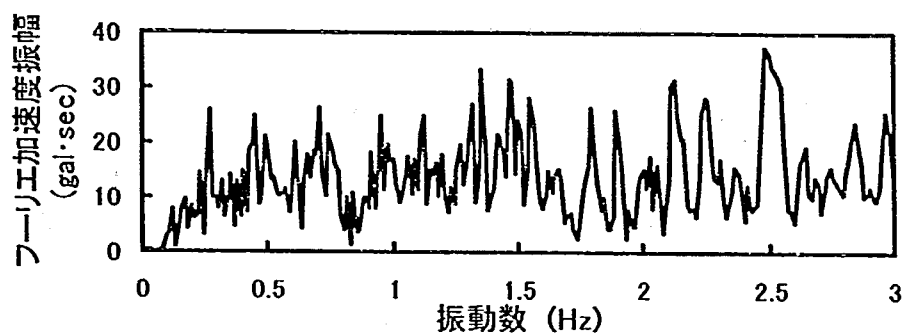


CH 12 : 主桁主塔 3 P 位置 (橋軸方向)

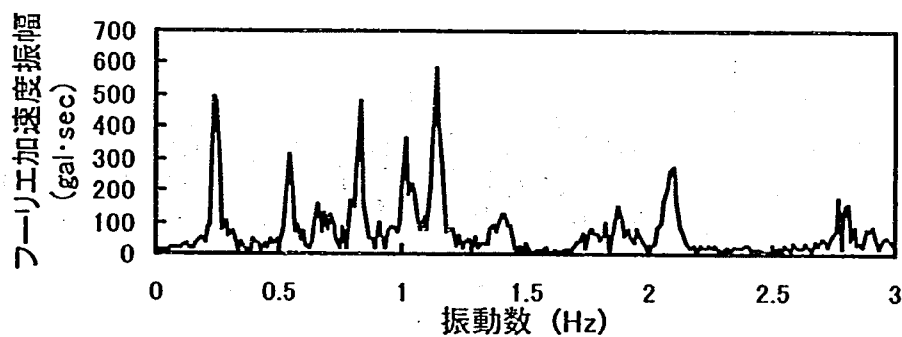
附図Ⅱ-3 ノースリッジ地震における加速度フーリエスペクトル (3)



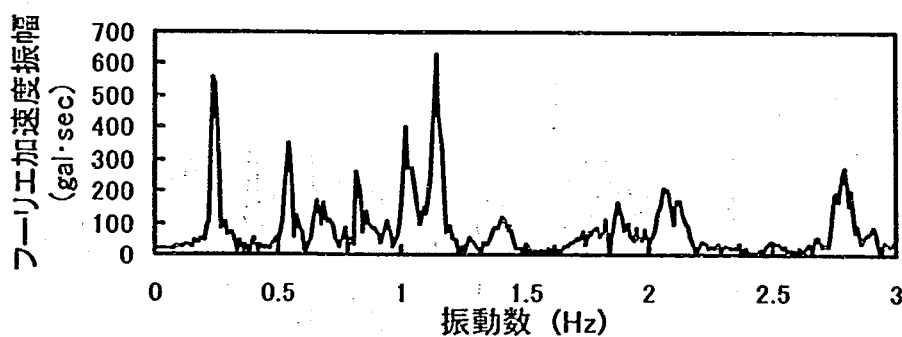
CH13 : 3P主塔基部 (橋軸方向)



CH14 : 2P主塔基部 (鉛直方向)

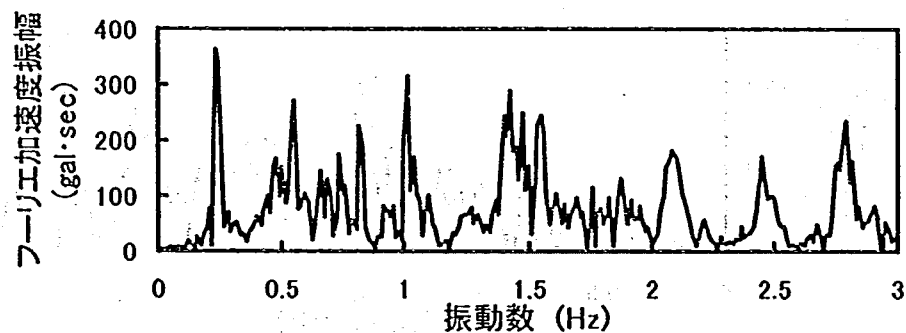


CH15 : 中央径間中央北側 (鉛直方向)

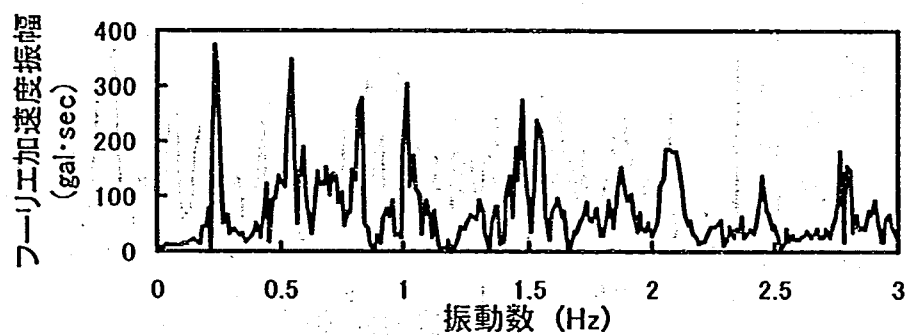


CH16 : 中央径間中央南側 (鉛直方向)

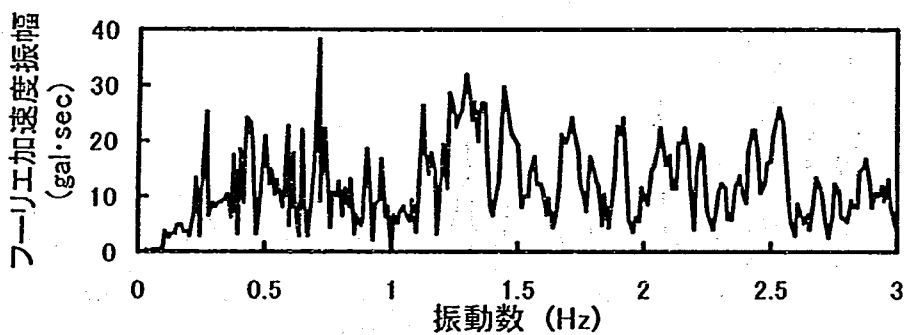
附図Ⅱ-3 ノースリッジ地震における加速度フーリエスペクトル (4)



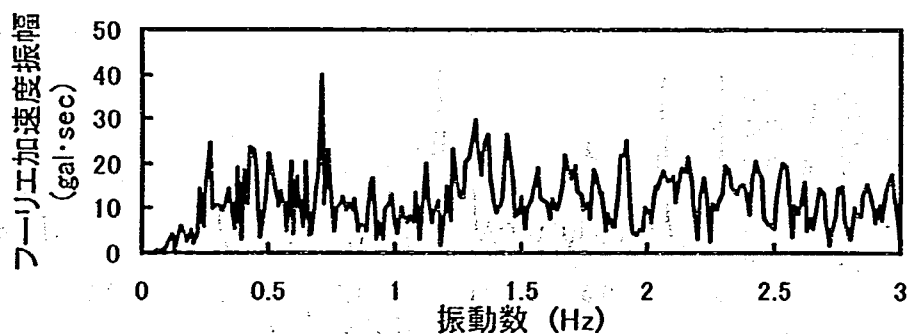
CH17 : 中央径間 1/3 点北側 (鉛直方向)



CH18 : 中央径間 1/3 点南側 (鉛直方向)

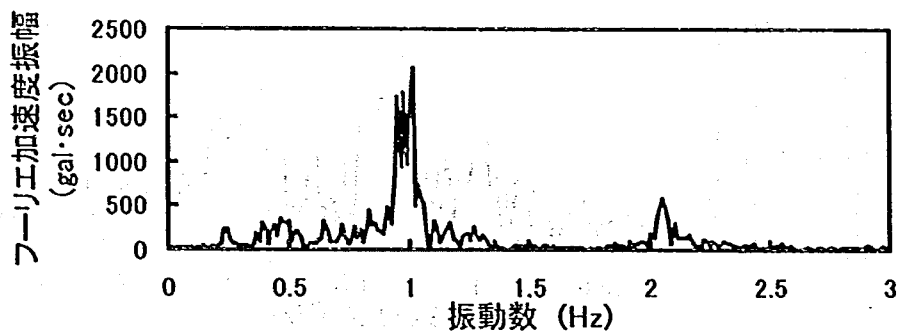


CH19 : 3P主塔基部 (南側) (鉛直方向)

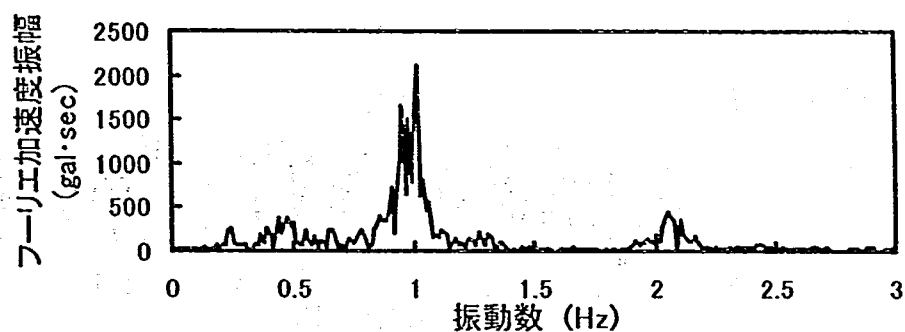


CH20 : 3P主塔基部 (北側) (鉛直方向)

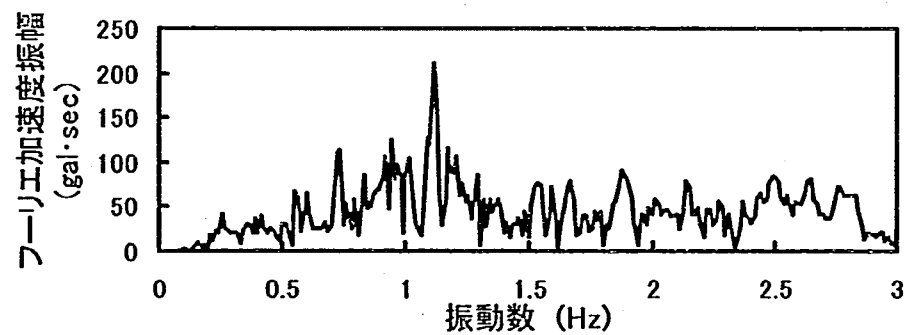
附図Ⅱ-3 ノースリッジ地震における加速度フーリエスペクトル (5)



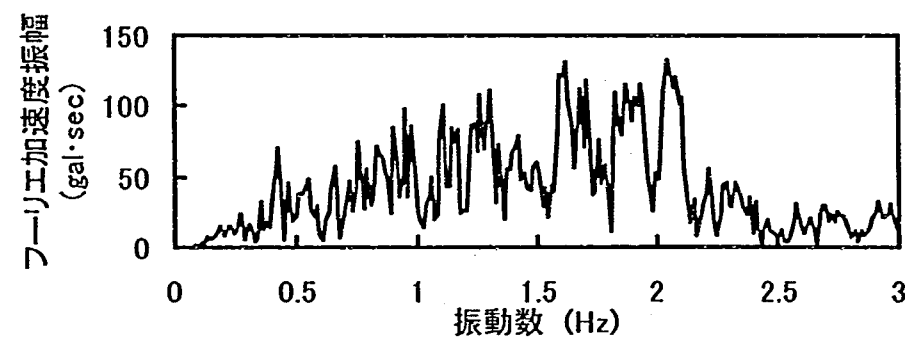
CH 2 1 : 側径間中央北側 (鉛直方向)



CH 2 2 : 側径間中央南側 (鉛直方向)

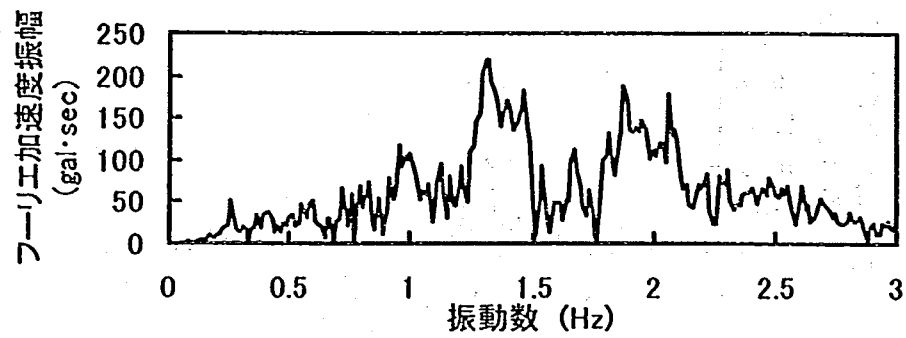


CH 2 3 : 2 P主塔基部 (橋軸方向)

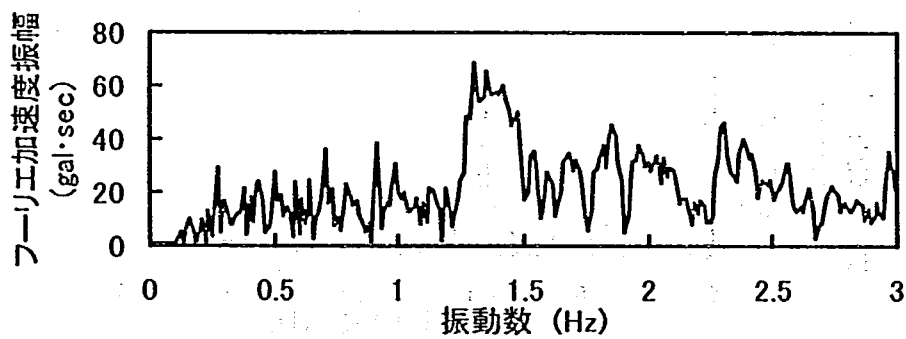


CH 2 4 : 3 P側アライズ基部 (直角方向)

附図Ⅱ-3 ノースリッジ地震における加速度フーリエスペクトル (5)

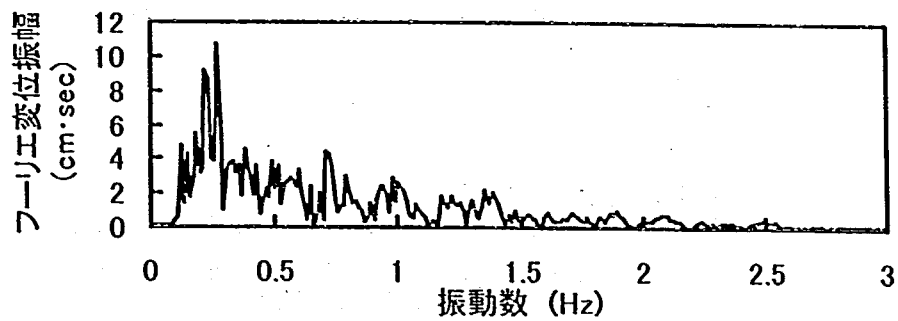


CH 2 5 : 3 P 側アライジ 基部 (橋軸方向)

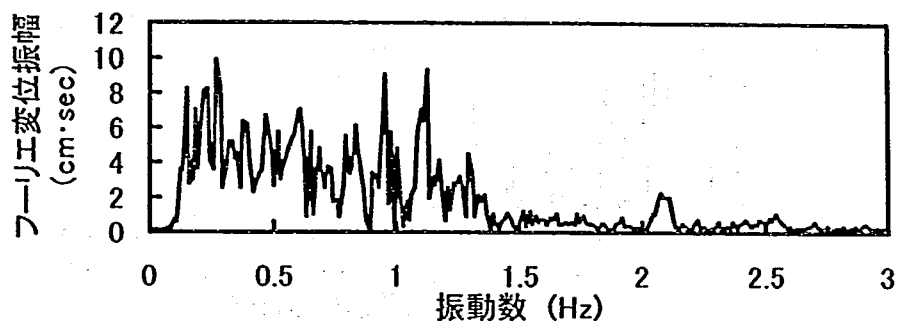


CH 2 6 : 3 P 側アライジ 基部 (鉛直方向)

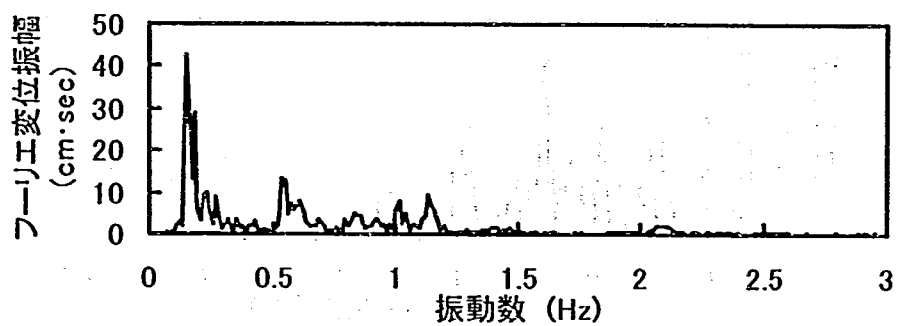
附図Ⅱ-3 ノースリッジ地震における加速度フーリエスペクトル (6)



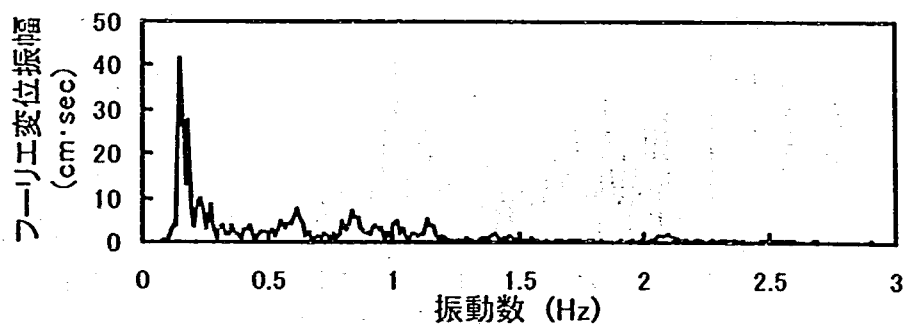
CH 1 : 2 P主塔基部 (直角方向)



CH 2 : 主桁主塔 2 P 位置 (直角方向)

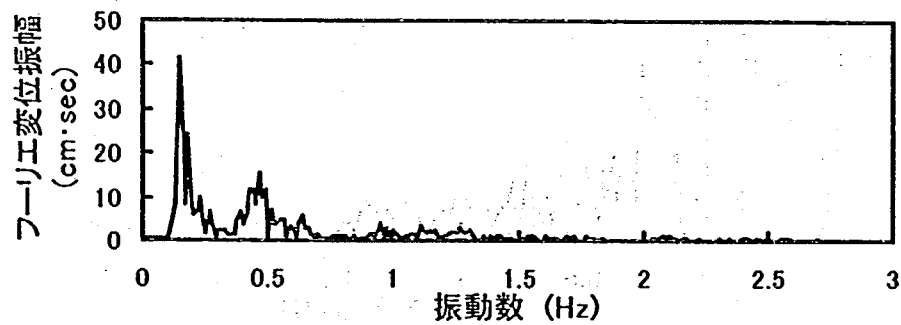


CH 3 : 中央径間中央下側 (直角方向)

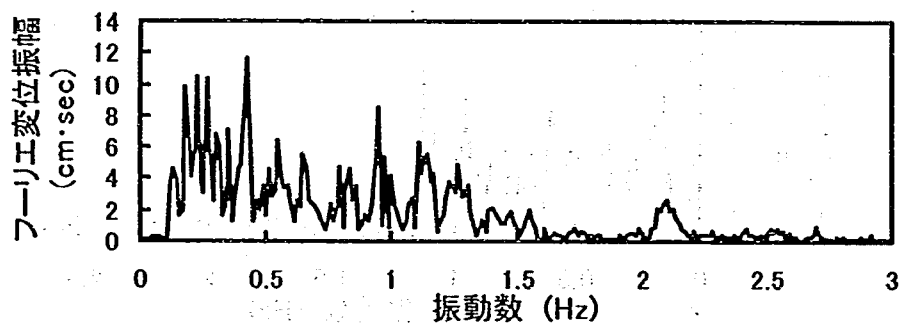


CH 4 : 中央径間中央上側 (直角方向)

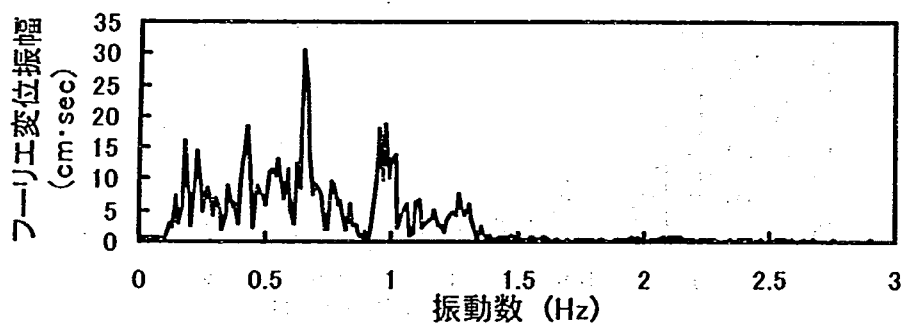
附図Ⅱ-4 ノースリッジ地震における変位フーリエスペクトル (1)



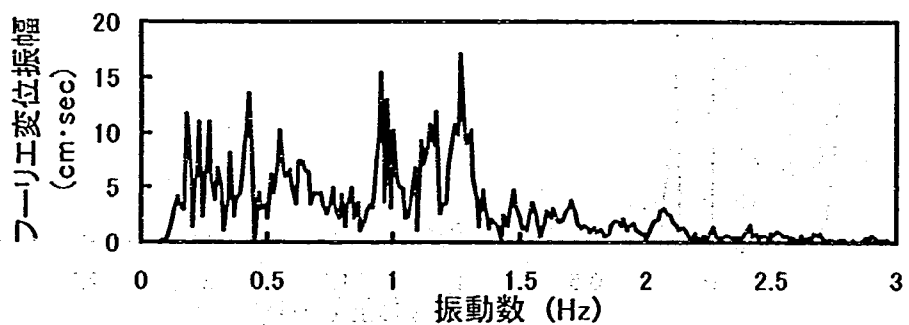
CH 5 : 中央径間 1/3 点上側 (直角方向)



CH 6 : 主桁主塔 3 P 位置 (直角方向)

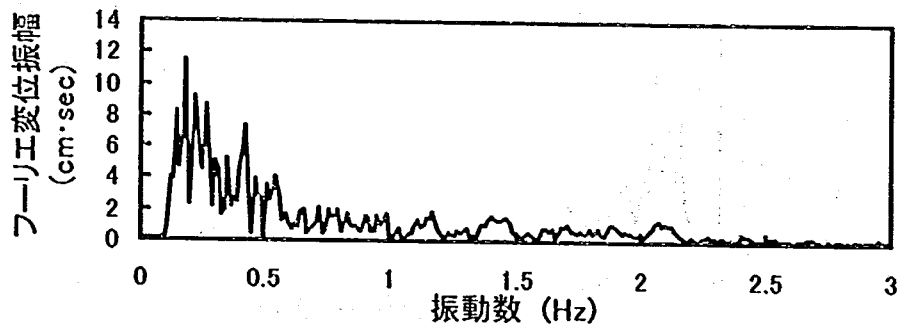


CH 7 : 側径間中央 (直角方向)

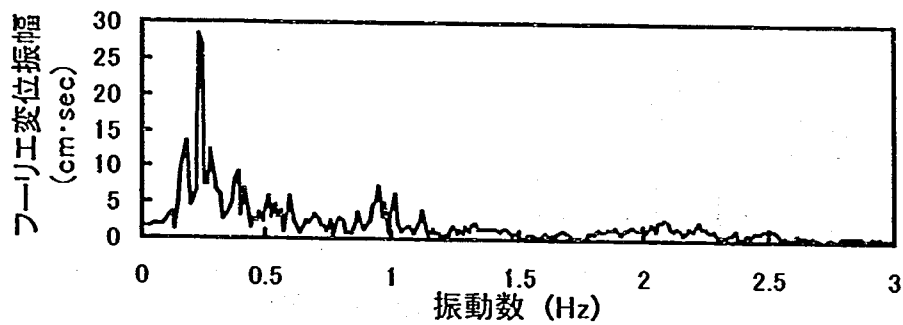


CH 8 : 塔頂 (南側) (直角方向)

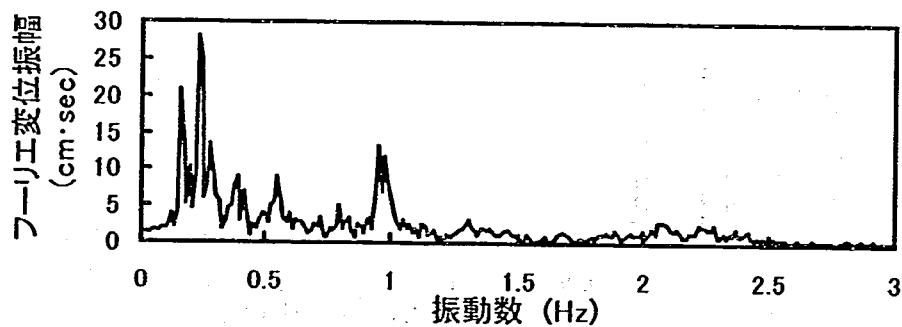
附図Ⅱ-4 ノースリッジ地震における変位フーリエスペクトル (2)



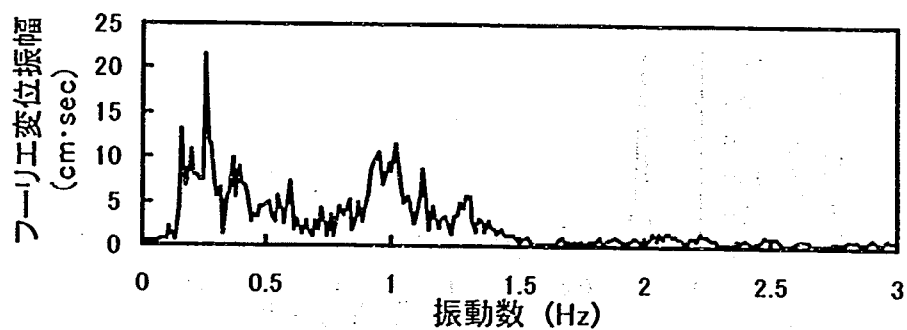
CH 9 : 3 P 主塔基部 (直角方向)



CH 10 : 塔頂 (南側) (橋軸方向)

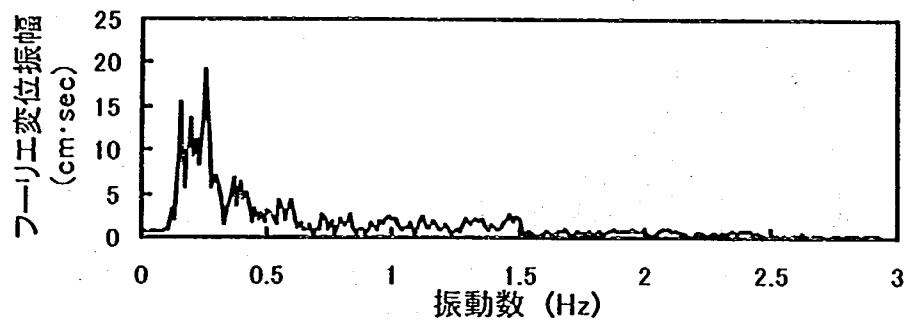


CH 11 : 塔頂 (北側) (橋軸方向)

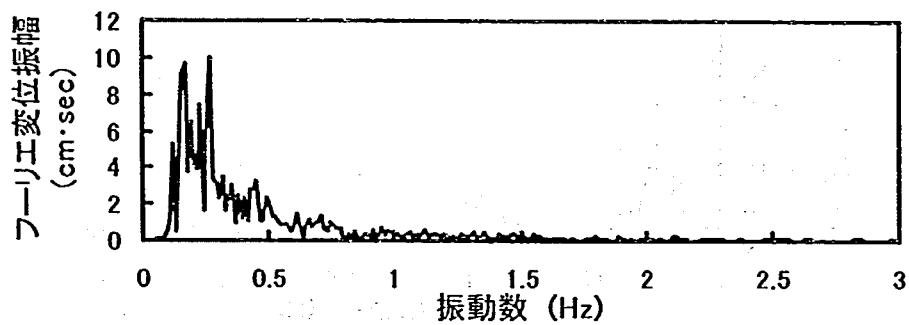


CH 12 : 主桁主塔 3 P 位置 (橋軸方向)

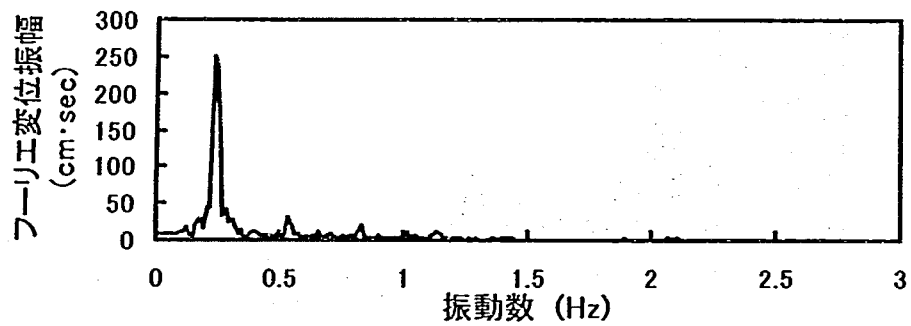
附図Ⅱ-4 ノースリッジ地震における変位フーリエスペクトル (3)



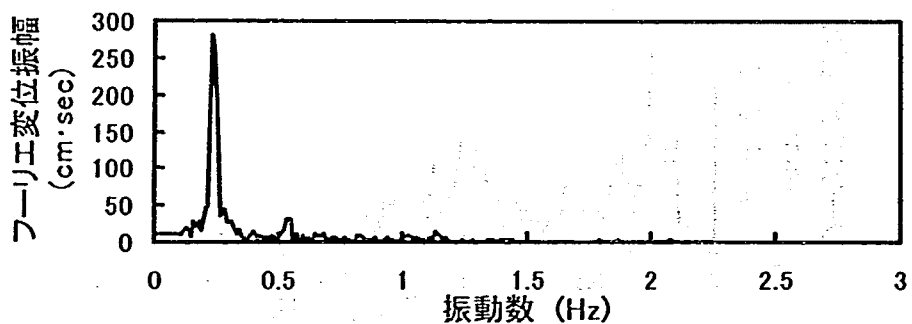
CH 13 : 3 P 主塔基部 (橋軸方向)



CH 14 : 2 P 主塔基部 (鉛直方向)

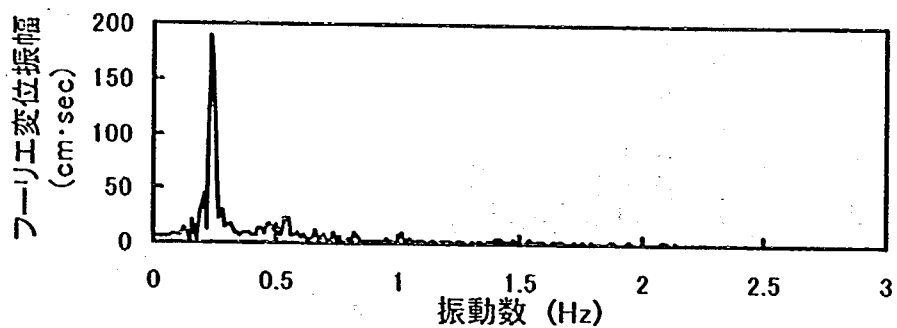


CH 15 : 中央径間中央北側 (鉛直方向)

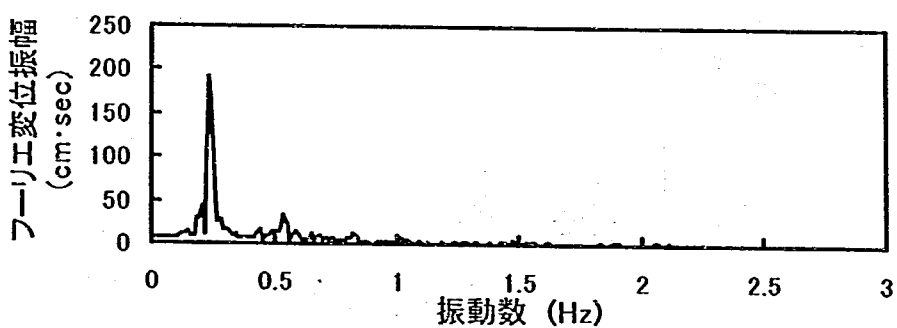


CH 16 : 中央径間中央南側 (鉛直方向)

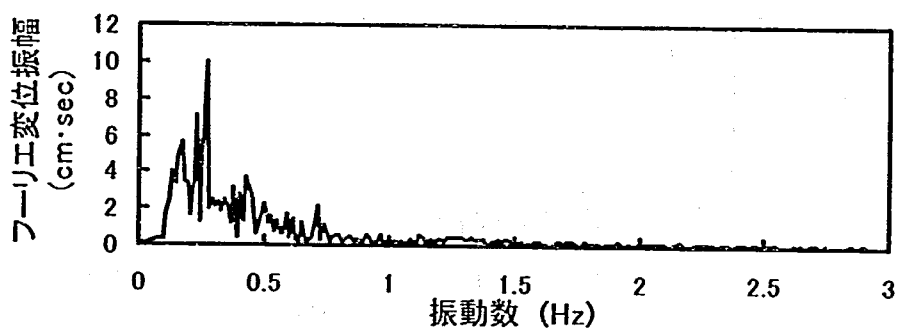
附図Ⅱ-4 ノースリッジ地震における変位フーリエスペクトル (4)



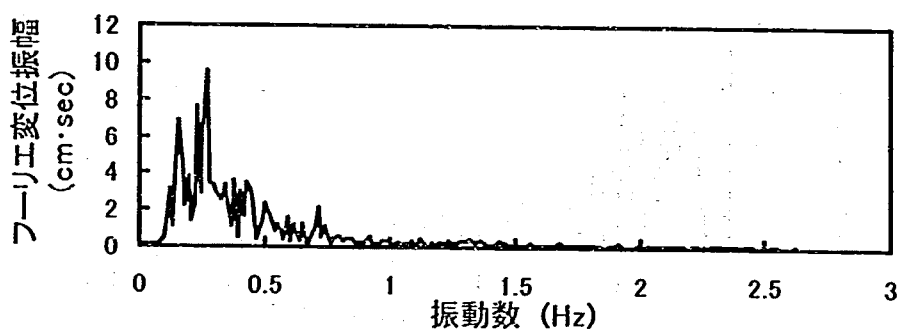
CH 17 : 中央径間 1/3 点北側 (鉛直方向)



CH 18 : 中央径間 1/3 点南側 (鉛直方向)

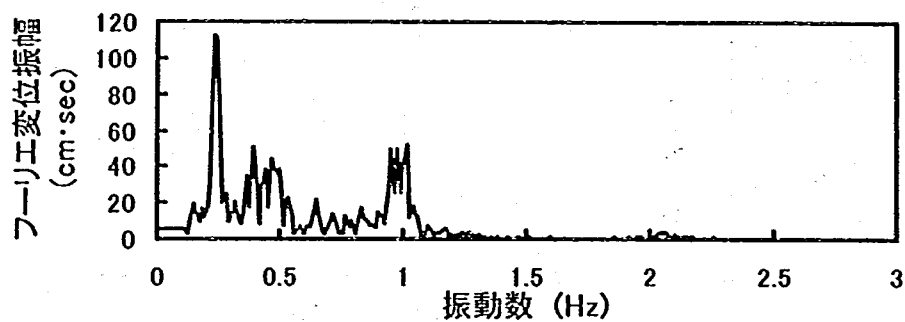


CH 19 : 3 P 主塔基部 (南側) (鉛直方向)

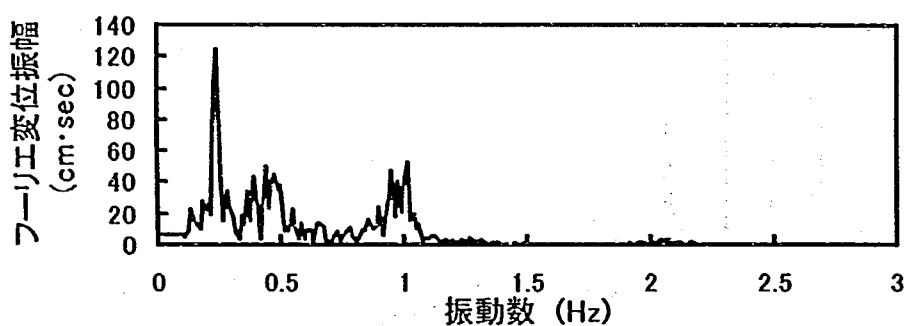


CH 20 : 3 P 主塔基部 (北側) (鉛直方向)

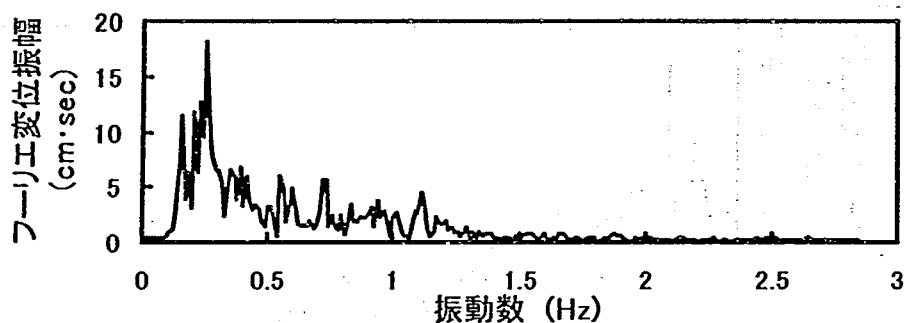
附図Ⅱ-4 ノースリッジ地震における変位フーリエスペクトル (5)



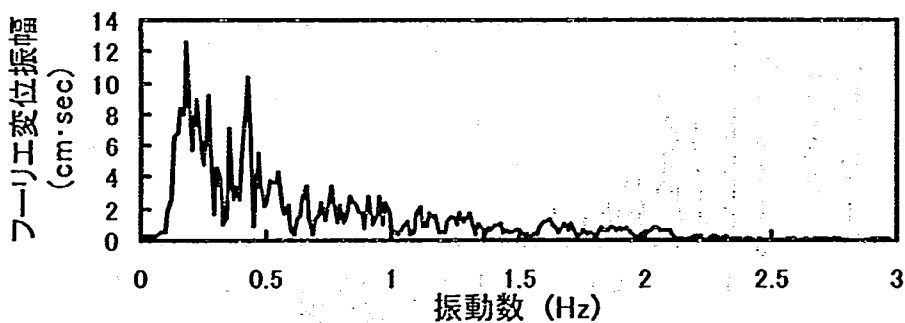
CH 2 1 : 側径間中央北側 (鉛直方向)



CH 2 2 : 側径間中央南側 (鉛直方向)

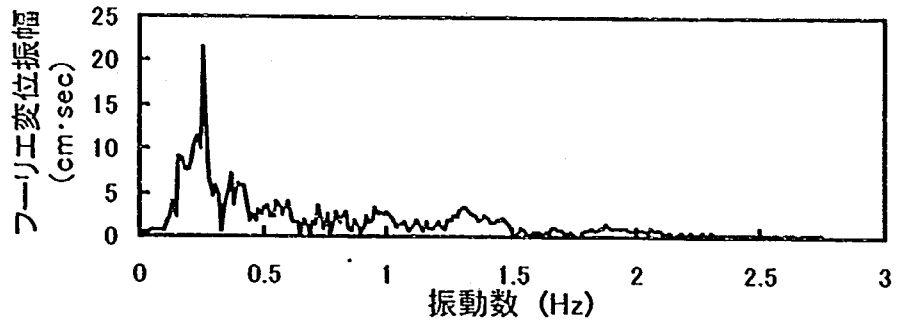


CH 2 3 : 2 P 主塔基部 (橋軸方向)

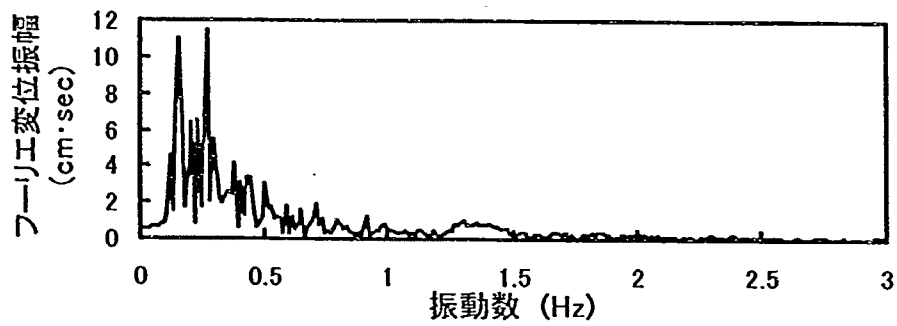


CH 2 4 : 3 P 側アライズ 基部 (直角方向)

附図Ⅱ-4 ノースリッジ地震における変位フーリエスペクトル (5)



CH 2 5 : 3 P側アライズ基部 (橋軸方向)



CH 2 6 : 3 P側アライズ基部 (鉛直方向)

附図Ⅱ-4 ノースリッジ地震における変位フーリエスペクトル (6)

強震記録に基づく長大吊橋の
地震時減衰特性

I S S N 0386-5878

土木研究所資料第3561号

耐震技術研究センター耐震研究室 室 長 運上 茂樹

主任研究員 足立 幸郎

要 旨

地震時における長大吊橋の減衰特性を把握するために、米国カリフォルニア州ロスアンジェルス市ビンセント・トーマス橋 (Vincent-Thomas) において記録されたウィットティア (Whittier) 地震とノースリッジ (Northridge) 地震における2つの強震記録を用いて、橋梁の減衰定数の推定を行った。減衰定数の推定においては、観測記録から求めたパワースペクトルおよび伝達関数にハーフパワー法を用いて推定する方法、主要動終了後の自由減衰振動波形から推定する方法、および減衰定数を変化させた地震応答解析を行うことによって加速度および変位の最大値を近似させる応答近似法の3つの手法を用いて推定を行った。この結果、推定された減衰定数は概ね1~5%であり、一般に長大吊橋の設計で用いられている減衰定数2%に近い数値が得られた。

キーワード：長大吊橋、減衰特性、Vincent-Thomas橋、Whittier地震、Northridge地震

郵便はがき

3050804

50円切手
をはって
下さい。

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

耐震技術研究センター耐震研究室

行

No. _____

土木研究所資料第3561号

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3561号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏名



土木研究所資料第3561号