

土木研究所資料

東北地方太平洋沖地震により被災した橋梁の FEM 解析に
よる被災メカニズムの推定

平成 30 年 04 月

国立研究開発法人 土木研究所
構造物メンテナンス研究センター

Copyright © (2018) by P.W.R.I.

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

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

東北地方太平洋沖地震により 被災した橋梁の FEM 解析による 被災メカニズムの推定

構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ

上席研究員 七澤 利明

主任研究員 河野 哲也 *

交流研究員 坂下 学

* 現 国立大学法人富山大学大学院理工学研究部 准教授

要 旨

同規模の地震において、類似した架橋条件の橋梁でも損傷の程度は様々である。損傷状況の違いを分析し、橋梁の地震時の実挙動に基づいて被災メカニズムの違いを明らかにすることで、優先的に対策すべき条件が明確化されることが期待される。本文では、東北地方太平洋沖地震によって被災した橋台杭基礎と橋脚ケーソン基礎を対象として分析を行った。損傷が生じた基礎と生じなかった基礎の再現解析を行い、その解析結果を比較することで被災メカニズムの推定を行った。

キーワード：東北地方太平洋沖地震、杭基礎、ケーソン基礎、再現解析

目 次

1. はじめに	1
2. 東北地方太平洋沖地震により被災した橋台杭基礎の被災メカニズム	2
2.1 対象橋梁の選定と被災状況	2
2.2 解析手法	31
2.3 解析結果	64
2.4 まとめ	108
3. 東北地方太平洋沖地震により被災したケーソン基礎の被災メカニズム	110
3.1 対象橋梁の選定と被災状況	110
3.2 解析手法	121
3.3 解析結果	144
3.4 まとめ	201
4. あとがき	203
5. 謝辞	203

1. はじめに

過去に発生した大地震において、落橋や長時間の通行止めを要する致命的な被害が生じた事例がある。一方で、損傷が生じた橋梁に近接する橋梁で大きな損傷が生じていない事例もあり、すべからず大地震の影響によって甚大な損傷に至るとは限らない。これらの損傷の違いに関して、個々の橋梁によるところはあるものの、地震のような動的な挙動に関して静的な挙動に置き換えて設計していることが要因の一つとなっている可能性が考えられる。そのため、こうした損傷状況の違いを分析し、橋梁の地震時の実挙動に基づいて被災メカニズムの違いを明らかにすることで、より精度のよい照査法の適用が可能となり、優先的に対策すべき条件が明確化されることが期待される。

本文では、東北地方太平洋沖地震によって被災した橋台の杭基礎と橋脚のケーソン基礎を対象として分析を行った。損傷が生じた基礎と損傷が生じなかった基礎の再現解析を行い、その解析結果を比較することで被災メカニズムの推定を行った。

2. 東北地方太平洋沖地震により被災した橋台杭基礎の被災メカニズム

2.1 対象橋梁の選定と被災状況

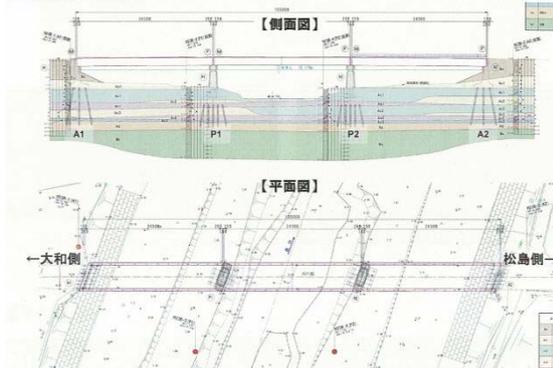
2.1.1 対象橋梁の選定

本業務の対象橋梁の緒元を下記に示す。いずれの下部構造も適用示方書が昭和 39 年である。

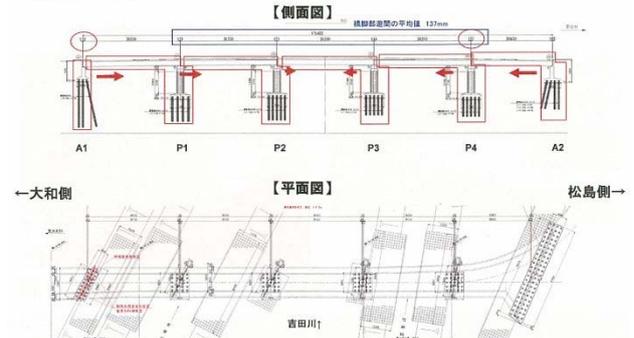
表 2.1.1 解析対象橋梁の緒元

対象橋梁		西川橋	落合橋
対象構造物		A1 橋台（可動支承 M）	A1 橋台（可動支承 M）
橋 長		105.0m	176.5m
支 間 長		3@34.3m	4@35.7m+29.8m
全 幅 員		7.2m	12.0m
竣 工 年		昭和 43 年	昭和 49 年
適用示方書		上部構造：昭和 39 年 下部構造：昭和 39 年	上部構造：昭和 47 年 下部構造：昭和 39 年
設計活荷重		TL-20t	TL-20t
上部構造形式		3 径間単純鋼合成 I 桁	5 径間単純鋼合成 I 桁
斜角		70°00'00"	63°00'00"
基礎諸元	基礎形式	杭基礎（斜杭）	杭基礎（斜杭）
	杭種	既製コンクリート（RC）杭	鋼管杭
	杭長	10m	18.5m
	杭本数	21 本（7 本×3 列）	27 本（9 本×3 列）
	杭径	400mm	600mm

■ 橋梁一般図



■ 橋梁一般図



2.1.2 橋梁一般図

(1) 西川橋

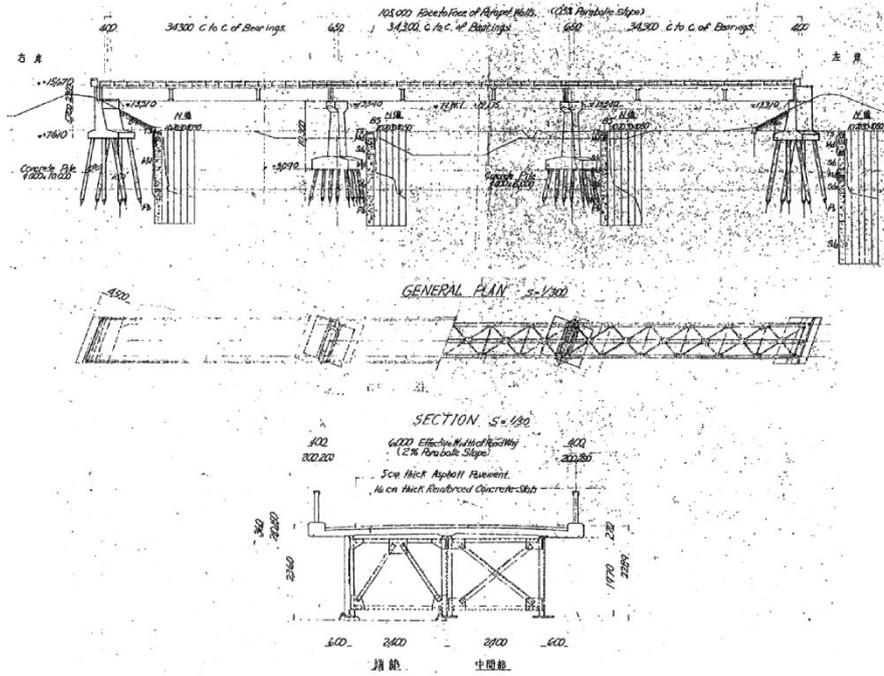


図-4.2.16.1 橋梁一般図(資料提供：宮城県)

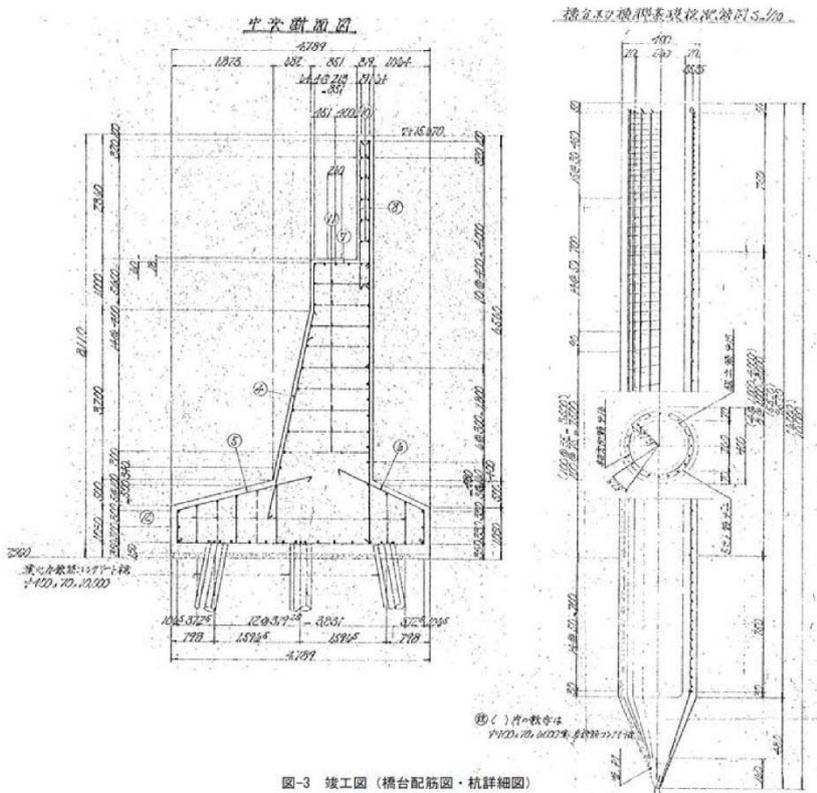


図-4.2.16.2 橋台および杭の配筋図(資料提供：宮城県)

図 2.1.1 西川橋竣工図

2.1.3 被害損傷の総括

解析対象である西川橋・落合橋の東日本大震災で生じた被害を整理する。

- ・西川橋 : A1・A2 橋台ともに杭頭部のせん断破壊、躯体の河川側への水平移動
- ・落合橋 : 特に損傷なし

2.1.4 西川橋の被害状況

土木研究所資料 第 4295 号において被害調査報告を行っている。その抜粋を示す。

西川橋は、大和松島線に位置し、宮城県黒川郡大和町を流れる西川を渡河する橋長 105m の鋼合成 I 桁橋であり、1968 年に完成した(表-4.2.16.1、写真-4.2.16.1、図-4.2.16.1～図-4.2.16.3)。A1・A2 橋台の基礎は 7×3 の RC 杭で、P1・P2 橋脚の基礎は 5×5 の RC 杭である。

なお、本橋の調査日は地震発生から一年半後の平成 24 年 10 月であるため、本文に示す地震後の損傷状況については、管理者が実施した調査結果に基づくものである。ただし、土木研究所では、後日、本橋周辺の詳細な地盤調査を実施しており、図-4.2.16.3 に示す地質断面図はその地盤調査によって得られたものである。

表-4.2.16.1 橋梁諸元(西川橋)

橋長	105.0m
上部構造	3 径間鋼合成 I 桁
下部構造	逆 T 式橋台、RC 張出し式橋脚
基礎形式	RC 杭基礎
架設年次	1968 年(昭和 43 年)完成
適用基準	S39 鋼道路橋設計示方書
管理者	宮城県



写真-4.2.16.1 西川橋(平成 24 年 10 月撮影)

図 2.1.3 西川橋被害報告(土木研究所資料 第 4295 号抜粋)

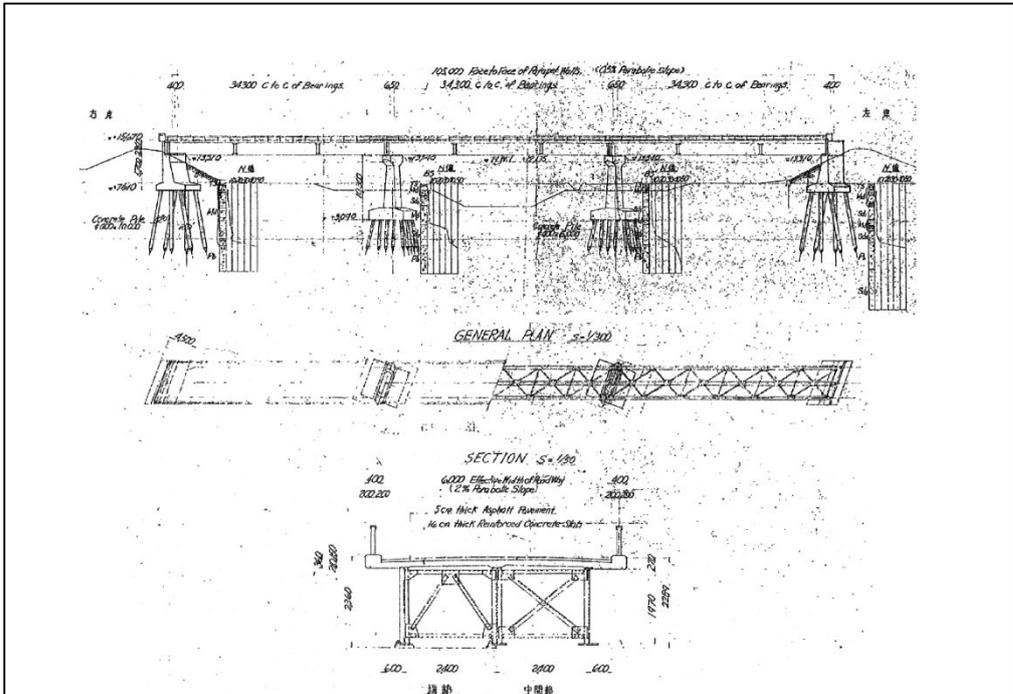


図-4.2.16.1 橋梁一般図(資料提供：宮城県)

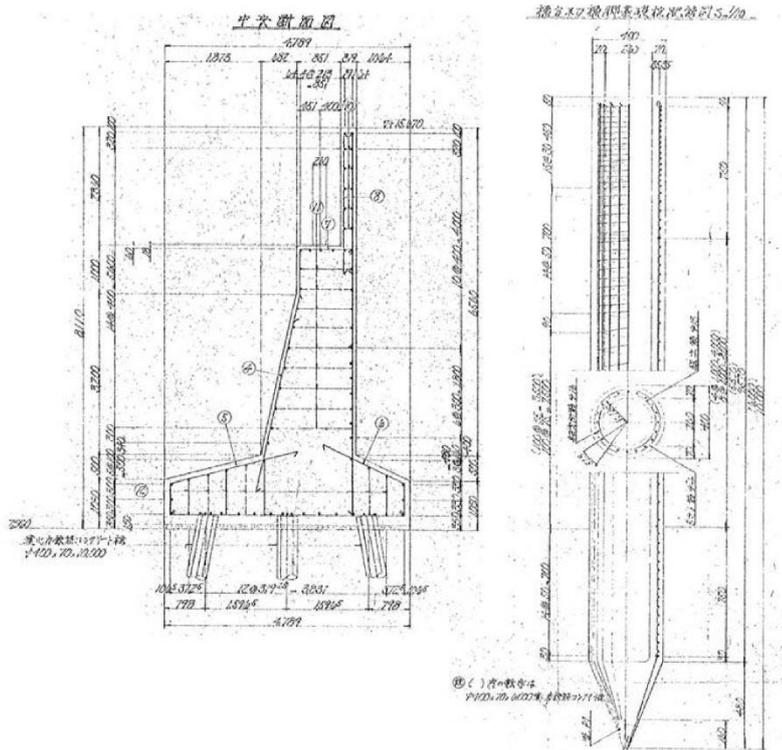


図-4.2.16.2 橋台および杭の配筋図(資料提供：宮城県)

図 2.1.4 西川橋被害報告 (土木研究所資料 第 4295 号抜粋)

管理者による調査の結果確認されている主な損傷箇所を図-4.2.16.4、損傷状況を写真4.2.16.2～写真4.2.16.7に示す。これらの調査結果によると、本橋においては主桁の遊間異常、パラペットのひび割れや変形、伸縮装置の段差や目閉じ、杭頭の破損、支承の移動に伴うピンチプレートの破断や変位制限装置の変状・台座コンクリートのひび割れなどが確認されている。

管理者による調査において測定された橋台・橋脚の変位状況を図-4.2.16.5に示す。橋長105.000mに対して実測橋長は257mm短い104.743mであった。最も大きな変位が生じた下部構造躯体はA1橋台であり、150mm前方に変位していることが確認された。ただし、橋脚躯体にはひび割れなどの損傷は確認されていない。

A1橋台、A2橋台の杭頭部の損傷状況を写真-4.2.16.8、写真-4.2.16.9に示す。管理者がフーチング下面を試掘して目視により確認した結果、A1橋台、A2橋台ともに、杭(RC杭)が杭頭においてせん断破壊していたこと、両橋台躯体が前面に移動していること(A1橋台：150mm、A2橋台100mm)が確認されている。なお、A1橋台、A2橋台ともに杭の配置は7×3の21本であり、管理者の目視点検によりせん断破壊が確認されたのは前面の2本であり、残りの19本については状態を確認できていない。

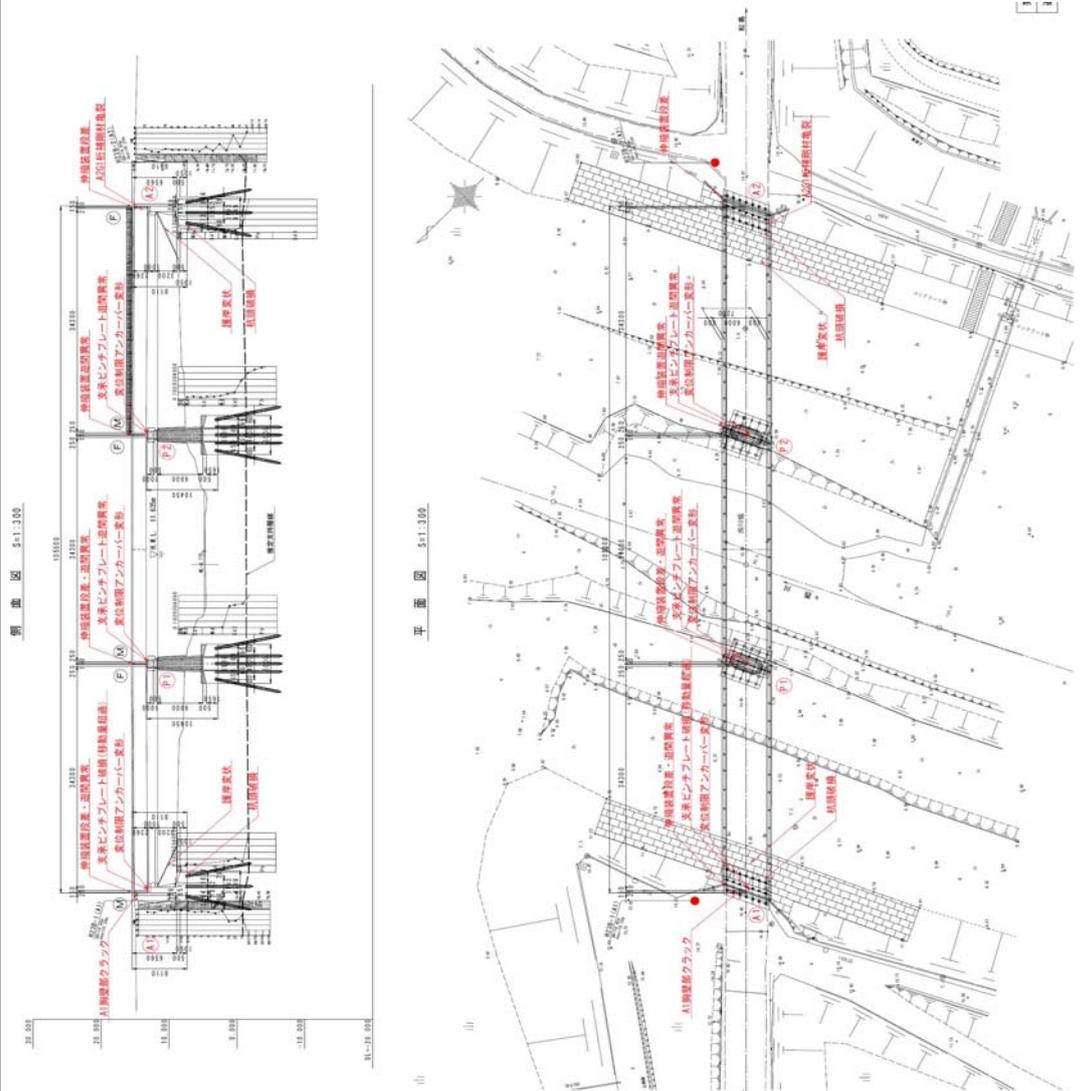


図-4.2.16.4 主な損傷箇所・損傷内容(資料提供：宮城県)

図 2.1.5 西川橋被害報告 (土木研究所資料 第 4295 号抜粋)



写真-4.2.16.2 A1 橋台部 G3 主桁遊間異常
(0mm) (資料提供：宮城県)



写真-4.2.16.3 A1 橋台部パラペット上部の
クラック (資料提供：宮城県)



写真-4.2.16.4 A1 橋台部 G3 可動支承ピンチ
プレートの移動 (資料提供：宮城県)



写真-4.2.16.5 P1 橋脚部の可動側変位制限
アンカーバー台座コンクリートのひび割れ
(資料提供：宮城県)



写真-4.2.16.6 A1 橋台部の伸縮装置の
目閉じ (資料提供：宮城県)



写真-4.2.16.7 A2 橋台部の伸縮装置の段差
(8mm) (資料提供：宮城県)

図 2.1.6 西川橋被害報告 (土木研究所資料 第 4295 号抜粋)

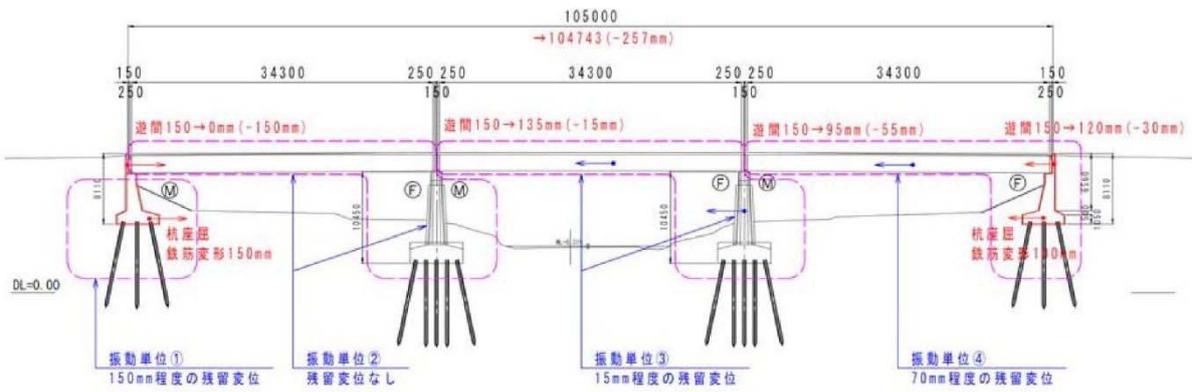


図-4.2.16.5 橋脚・橋台遊間位置に生じた変位の状況(資料提供：宮城県)



(a) A1 橋台下流側



(b) A1 橋台上流側

写真-4.2.16.8 A1 橋台の杭頭部の損傷状況(資料提供：宮城県)



(a) A2 橋台下流側の杭の状況



(b) A2 橋台上流側の杭の状況

写真-4.2.16.9 A2 橋台の杭頭部の損傷状況(資料提供：宮城県)

図 2.1.7 西川橋被害報告(土木研究所資料 第4295号抜粋)

本橋では、平成 24 年 10 月の調査時点においては、**写真-4.2.16.10** に示すように両橋台の前面にベントを建てて供用していた。また、**写真-4.2.16.11** に示すように橋台の天端から側面にかけてのひび割れや、鋼桁の塗膜のはがれが確認された。さらに、**写真-4.2.16.12** に示すように、本橋台に取り付けられた落橋防止ケーブルが水平面内でたるんでいる状況であった。このような変状も、橋台が前面へ移動したことを示す重要な痕跡であると考えられる。

A1 橋台の前背面で実施した地盤調査の結果よれば、A1 橋台のフーチング直下から約 7m (杭長の約 8 割) にわたって比較的軟弱な粘性土が堆積していることも明らかになった。

なお、本橋は調査時点において架替えを行うことが決まっていた。



(a) A1 橋台側



(b) A2 橋台側

写真-4.2.16.10 橋台のベントの設置状況



写真-4.2.16.11 橋台に生じたひび割れ
及び鋼桁の塗膜のはがれの状況



写真-4.2.16.12 橋台に取り付けられた落
橋防止ケーブルに生じた水平面内のたるみ

図 2.1.8 西川橋被害報告 (土木研究所資料 第 4295 号抜粋)

2.1.5 落合橋の被害状況

落合橋の諸元及び被害状況を示す。

(1) 橋梁概要

地名：黒川郡大和町落合地内 路線名：主要地方道 塩釜吉岡線

上部工形式：5 径間鋼単純鈹桁橋

下部工形式：逆 T 式橋台 2 基、円柱式橋脚 3 基、基礎形式：鋼管杭Φ600

橋長：L=176.5m 全幅員：12.0m（有効幅員 10.5m）

架設年月日：昭和 49 年 3 月 交差物件：1 級河川 吉田川

(2) 被災調査結果

表 2.1.2 被災状況

箇所		損傷内容	損傷原因
上部工	伸縮装置	・遊間異常（目閉じ）（17mm）	・地震による橋台の移動
	支承	・ストッパーの遊間異常（0mm） ・杏座モルタルのうき	・地震による橋台の移動 ・地震による橋台の移動

(3) 現地調査写真



写真 2.1.1 落合橋現地調査写真

2.1.6 既設橋梁の復元解析

(1) 復元解析の目的

2次元有限要素解析を実施するにあたって、上部構造の重量および杭基礎の断面諸元を把握する必要があるため、解析に先立ち、西川橋および落合橋の上下部構造の復元解析を実施する。

西川橋については、現存している橋台の竣工図（図 2.1.1 参照）は不鮮明であるものの、鮮明な竣工図書（設計計算書、数量計算書、竣工図）は現存していないため、復元解析は当時の示方書や一般図を参考に実施する。

【2次元有限要素解析に必要な橋梁の情報】

- ・上部構造重量 : 当時の活荷重を用いた復元設計により設定
- ・杭基礎の非線形特性 : 復元設計により配筋を設定

(2) 適用示方書の整理

対象橋梁の竣工年より、復元設計に参考とする示方書を表 2.1.3 に整理する。

表 2.1.3 適用示方書の整理

対象橋梁	西川橋	落合橋
竣工年	昭和 43 年	昭和 49 年
適用示方書	・昭和 39 年 道路橋下部構造設計指針 ・昭和 39 年 鉄筋コンクリート道路橋設計示方書 ・昭和 39 年 鋼道路橋設計示方書	

(3) 上部構造重量の算出

1) 概要

上部構造と橋台躯体からなる橋台系の地震時慣性力と、杭基礎の地震時における変形特性（ $M-\phi$ 特性）は、上部構造の重量に依存することから、既設上部構造の重量を推定することは地震時の挙動を再現するにあたり重要な過程である。対象橋梁の死荷重反力が不明であることから、上部構造復元設計による重量算出を行う。

2) 復元設計方法

既設上部構造の復元設計にあたっては、竣工時における設計活荷重（TL-20t）を載荷させて行う。なお、床版厚、板厚、主桁幅については、受領した一般図を踏襲する。

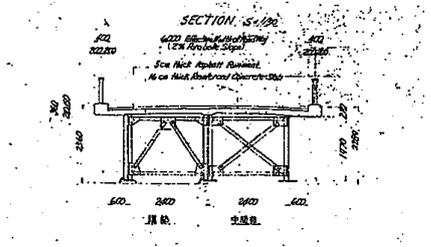
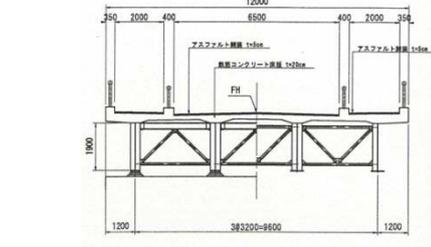
復元計算の妥当性を確認するために、橋梁一般図の断面諸元および支間長から概括的に算定する方法（11'デザインデータブック、(社)日本橋梁建設協会）を用いて上部構造重量を算出する。

3) 上部構造重量の設定

表 2.1.4 に復元設計によって算出した値と概括的に算出した値（デザインデータブック参照、図 2.1.9 および図 2.1.10 参照）を整理する。復元設計によって算出される上部構造重量は、概括的に算出される重量に比較して 102～111%程度と、大きな差異は認められない。

そこで、FEM に用いる上部構造重量は、西川橋 2,300kN、落合橋 3,700kN と設定する。

表 2.1.4 上部構造重量

橋梁名		西川橋	落合橋
橋梁形式		3 径間単純鋼合成 I 桁	5 径間単純鋼合成 I 桁
上部構造断面			
復元計算概要		<ul style="list-style-type: none"> ・ A1-P1 間の単純桁を対象 ・ 設計荷重 TL-20 により応力度照査 	<ul style="list-style-type: none"> ・ A1-P1 間の単純桁を対象 ・ 設計荷重 TL-20 により応力度照査
上部構造重量	①復元計算	2,276kN	3,686kN
	②概括値※	2,053kN	3,597kN
	比率 (①/②)	1.11	1.02
	採用値	2,300kN (復元計算を 100kN ラウンド)	3,700kN (復元計算を 100kN ラウンド)

※11'デザインデータブック、(社)日本橋梁建設協会を参考

□ 上部構造重量算出根拠…西川橋

橋梁名		西川橋		備考
上部構造		3径間鋼合成I桁		
対象区間		A1-P1		
単/連		単純		
橋長	m	105.00		
桁長(A1-P1)	m	34.80		
桁遊間(A1)	m	0.15		
支間長(A1-P1)	m	34.30		
橋面積(A1-P1)	m ²	251.64		
幅員構成	全幅	m	7.20	
	有効幅員	m	6.00	
	地覆幅(車道)	m	0.60	
	地覆幅(歩道)	m	-	
	地覆高	m	0.25	推定
	歩道幅	m	-	
	車道幅	m	3.00	
主桁	本数		3	
	桁高	m	2.00	
	間隔	m	2.40	
床版	材料		RC	
	床版厚	m	0.16	
	ハンチ面積	m ²	0.062	概算
舗装	材料		アスファルト	
	舗装厚	m	0.05	

鋼材	橋面積当たり重量	kg/m ²	160	参考図-1
	重量	kN	394.6	
床版	γ	kN/m ³	24.5	参考図-2
	重量	kN	1140.8	
舗装	γ	kN/m ³	22.5	参考図-2
	重量	kN	234.9	
地覆	γ	kN/m ³	24.5	参考図-2
	重量	kN	252.1	
高欄	1m当たりの重量	kN/m	0.441	概算
	重量	kN	30.7	
合計		kN	2053.0	①

復元計算結果	kN	2275.6	②
--------	----	--------	---

差	%	-9.8	①÷②
---	---	------	-----

採用値W	kN	2300.0	
採用値Rd	kN	1150.0	

※参考-1

橋面積当たり重量は、11'デザインデータブックより支間長（西川橋 34.3m）との相関から 160kg/m² とする。

※参考-2

※単位体積重量は、道路橋示方書 I 編を参照

図 2.1.9 西川橋（支間長からの鋼材重量）

□ 上部構造重量算出根拠…落合橋

橋梁名		落合橋	備考	
上部構造		5径間鋼合成I桁		
対象区間		A1-P1		
単/連		単純		
橋長	m	176.50		
桁長(A1-P1)	m	36.40		
桁遊間(A1)	m	0.15		
支間長(A1-P1)	m	36.30		
橋面積(A1-P1)	m ²	438.60		
幅員構成	全幅	m	12.00	
	有効幅員	m	11.30	
	地覆幅(車道)	m	0.40	
	地覆幅(歩道)	m	0.35	
	地覆高	m	0.25	推定
	歩道幅	m	2.40	
	車道幅	m	3.25	
主桁	本数		4	
	桁高	m	1.92	
	間隔	m	3.20	
床版	材料		RC	
	床版厚	m	0.16	
	ハンチ面積	m ²	0.062	概算
舗装	材料		アスファルト	
	舗装厚	m	0.05	

鋼材	橋面積当たり重量	kg/m ²	180	参考図-1
	重量	kN	773.7	
床版	γ	kN/m ³	24.5	参考図-2
	重量	kN	1933.4	
舗装	γ	kN/m ³	22.5	参考図-2
	重量	kN	491.4	
地覆	γ	kN/m ³	24.5	参考図-2
	重量	kN	334.4	
高欄	1m当たりの重量	kN/m	0.441	概算
	重量	kN	64.2	
合計		kN	3597.1	①

復元計算結果	kN	3685.8	②
--------	----	--------	---

差	%	-2.4	①÷②
---	---	------	-----

採用値W	kN	3700.0	
採用値Rd	kN	1850.0	

※復元計算結果を100kNラウンドでWを決定

※参考-1

橋面積当たり重量は、11'デザインデータブックより支間長（西川橋 34.3m）との相関から 160kg/m² とする。

※参考-2

※単位体積重量は、道路橋示方書 I 編を参照

図 2.1.10 落合橋（支間長からの鋼材重量）

(4) 杭基礎の復元解析（非線形特性の算出）

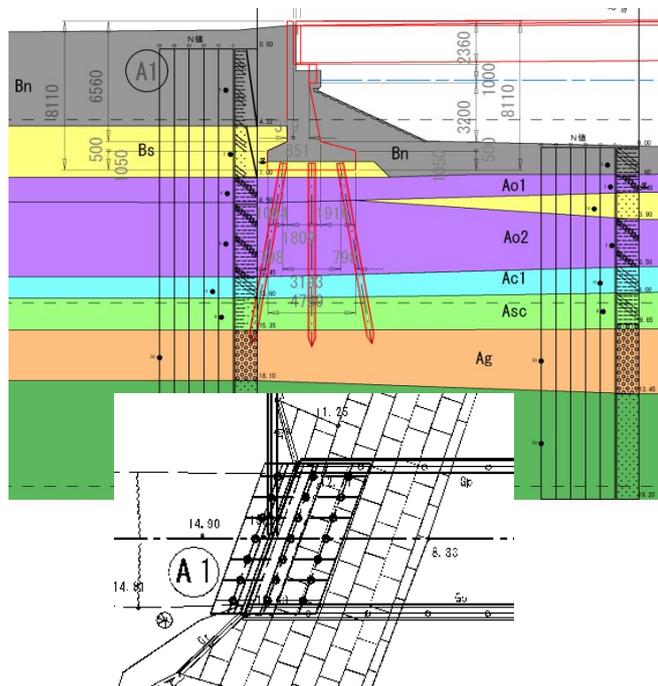
1) 杭基礎の諸元

杭基礎のモデル化に際し、諸元を整理し次に示す。

表 2.1.5 杭基礎の諸元

	西川橋 A1 橋台 (昭和 43 年完成)	落合橋 A1 橋台 (昭和 49 年完成)
損傷状況	杭頭位置が前面に約 150mm 移動	損傷無し
設計基準	昭和 39 年 道路橋下部構造設計指針	昭和 39 年 道路橋下部構造設計指針
杭 種	既製 RC 杭	鋼管杭
杭 径	400mm	600mm
杭 本 数	21 本 (3 列×7 本)、斜杭 10°	27 本 (3 列×9 本)、斜杭 12°
杭 長	10.0m	18.5m

西川橋 A1 橋台



落合橋 A1 橋台

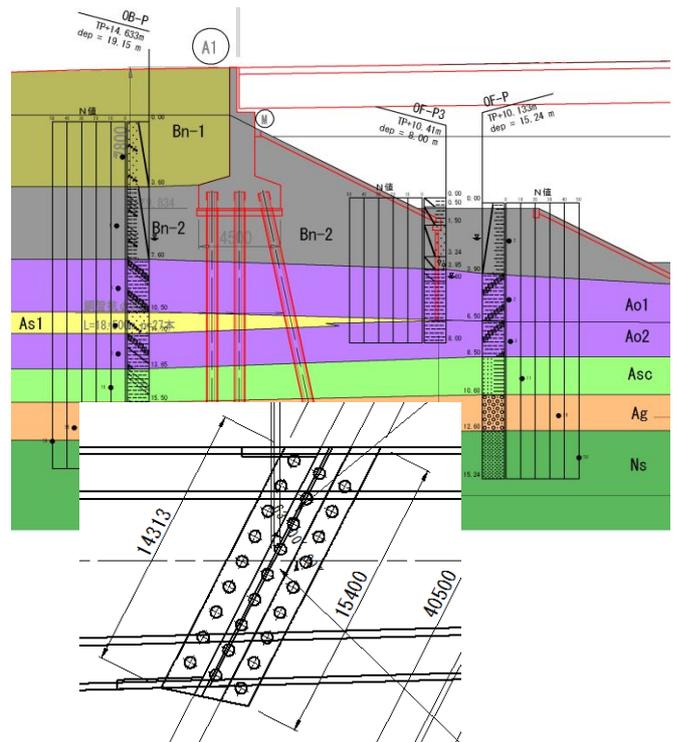


図 2.1.11 杭配置

2) 杭基礎の復元設計条件

① 設計当時の条件

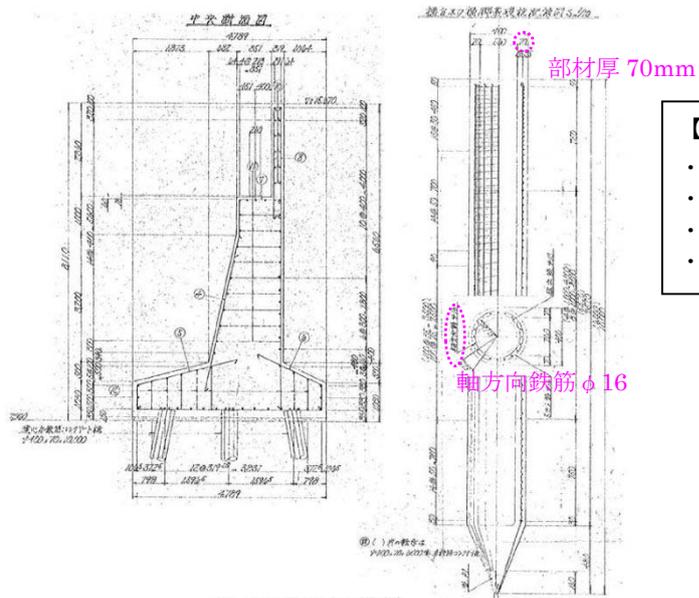
杭基礎の断面構成（RC 杭：鉄筋量等、鋼管杭：材質・板厚）が不明のため、当時の設計基準に基づいて復元設計を行い、断面構成を想定する。その際、両橋とも昭和 39 年の道路橋下部構造設計指針および鋼道路橋設計示方書で設計されたと想定し、復元設計を行う。

なお、竣工図は、西川橋については現存するが不鮮明であり、部材厚は 70mm、鉄筋数は 20 本程度、鉄筋径はφ16 であることが確認されるが、鉄筋の材質およびコンクリートの基準強度については確認されない。しかし、竣工年を考えれば、SR235 と推察される。

一方、落合橋については杭本数のみしか情報がなく、その他資料が現存しない。

表 2.1.6 設計当時の基準の変遷

発刊年	下部構造の基準	耐震設計の基準
昭和 39 年	道路橋下部構造設計指針 ：くい基礎の設計篇 鉄筋コンクリート道路橋設計示方書	鋼道路橋設計示方書 (設計地震力の規定)
昭和 41 年	道路橋下部構造設計指針 ：調査および設計一般篇	
昭和 43 年	道路橋下部構造設計指針 ：橋台・橋脚の設計篇 ：くい基礎の施工篇	
昭和 46 年		道路橋耐震設計指針
昭和 48 年	道路橋下部構造設計指針 ：場所打ちぐいの設計・施工篇	
昭和 51 年	道路橋下部構造設計指針 ：くい基礎の設計篇（改訂版）	
昭和 52 年		建設省の新耐震設計法（案）
昭和 55 年	道路示方書Ⅳ下部構造編	道路示方書Ⅴ耐震設計編



- 【既存資料の解読結果】**
- ・厚 さ：70mm
 - ・鉄筋材質：確認できない
 - ・鉄筋径：φ16
 - ・鉄筋数：20本と読み取れる

図 2.1.12 西川橋の竣工図

② 昭和 39 年の道路橋下部構造設計指針について

対象橋梁の杭基礎に適用されている示方書は、昭和 39 年の道路橋下部構造設計指針であるが、本示方書に規定されていない事項については、下記の示方書・指針を適用すると記載されている。そこで、復元設計に先立ち、昭和 39 年の道路橋下部構造設計指針に記載されている事項のうち、復元設計で必要となる項目を抽出し、その参照先を整理した。

- ・昭和 39 年鋼道路橋設計示方書
- ・昭和 39 年鉄筋コンクリート道路橋設計示方書、等

表 2.1.7 昭和 39 年の道路橋下部構造設計指針における事項とその参照先

事項	摘要
コンクリートの許容応力度	昭和 39 年鉄筋コンクリート道路橋設計示方書に準拠
鉄筋の許容応力度	
鋼材の許容応力度	昭和 39 年鋼道路橋設計示方書準拠
許容応力度の割増係数	昭和 39 年鉄筋コンクリート道路橋設計示方書に準拠
地震荷重	昭和 39 年鋼道路橋設計示方書準拠 (道路橋下部構造設計指針に記載無)
可動支承の摩擦係数	昭和 39 年鋼道路橋設計示方書に記載あり

③ 荷重条件

復元設計に際し、荷重条件を表 2.1.8 のとおり整理する。なお、昭和 39 年道路橋下部構造設計指針で地震に対する表記が記載されていることから、地震時についても考慮する。

地震時の土圧荷重については、昭和 39 年道路橋下部構造設計指針では、クーロン土圧に地震の影響を考慮した物部・岡部法が採用されており、平成 8 年道路橋示方書までその算出式が採用されてきたが、平成 14 年道路橋示方書からは、実現象・実被害の再現性に優れる修正物部・岡部法によって評価するように改訂されている。復元解析にあたっては、物部・岡部法による地震時土圧を考慮することが望ましいが、解析の制約上、修正物部・岡部法によって行うこととした。

可動支承における地震時水平力は死荷重×摩擦係数で、昭和 39 年鋼道路橋設計示方書に支承の種類に応じた摩擦係数が示されている。本橋についてどの程度の摩擦係数が期待されていたか不明であるが、復元解析にあたっては、中間値となる $\mu=0.15$ を用いて実施する。

地震荷重については、地盤状況と地震頻度から設計水平震度が設定される。架橋地点の、特に杭頭付近の地盤は、西川橋で N 値 4~5、落合橋で N 値 5~6 と“軟弱地盤”に該当すると考えられる。また、宮城県における過去の地震は表 2.1.9 に示すように、竣工までに大規模な地震が発生している。軟弱地盤と大規模な地震が発生したことがある、両者の観点から、本橋の設計水平震度を 0.3 として復元設計を実施する。

表 2.1.8 復元設計にあたっての荷重条件

	荷重の考え方	備考
上部構造荷重	死荷重反力：復元設計により算出 西川橋 $R_d=1,150\text{kN}$ 落合橋 $R_d=1,850\text{kN}$ 地震時水平力：摩擦係数 0.15※より算出 西川橋 $H=180\text{kN}$ 落合橋 $H=280\text{kN}$	可動支承 $H = f \times R_d$ ※昭和 39 年 鋼道路橋設計示方書
土圧荷重	常時：クーロン土圧 レベル 1 地震時：修正物部・岡部法	昭和 39 年道路橋下部構造設計指針：調査および設計一般篇では物部・岡部法であるが、復元設計では解析の制約上、修正物部・岡部法とした
地震荷重	設計水平震度： $k_h=0.30$	昭和 39 年 鋼道路橋設計示方書
躯体・フーチング自重	現況一般図、災害復旧一般図等に表記されている寸法値から形状設定して体積を算出 表記のない寸法は CAD 測定により形状設定	単位体積重量 $\gamma_c=24.5\text{kN}/\text{m}^3$ ($\gamma_c=2500\text{kgf}/\text{m}^3$)

表 2.1.9 宮城県付近における過去の地震

発生年月日		震源地	規模
1933年3月3日	昭和8年	三陸沖	M8.3
1933年6月19日	昭和8年	-	M7.1
1936年11月3日	昭和11年	金華山沖	M7.7
1937年7月27日	昭和12年	金華山沖	M7.2
1938年11月5日	昭和13年	福島県東方沖	M7.7
1958年11月7日	昭和33年	択捉島沖	M8~8.25
1960年5月24日	昭和35年	千刈沖	M8.5
1962年4月30日	昭和37年	宮城県北部	M6.5
1963年10月13日	昭和38年	択捉島沖	M8.1
1964年6月16日	昭和39年	新潟県沖	M7.5
1968年5月16日	昭和43年	青森県東方沖	M7.9
1978年6月12日	昭和53年	宮城県沖	M7.4
1982年7月23日	昭和57年	茨城県沖	M7.0
1983年5月26日	昭和58年	秋田県沖	M7.7
1993年1月15日	平成5年	釧路沖	M7.8
2003年5月26日	平成15年	宮城県沖	M7.1
2005年8月16日	平成17年	宮城県沖	M7.2
2005年12月17日	平成17年	宮城県沖	M6.1
2006年4月22日	平成18年	宮城県沖	M4.6
2006年7月6日	平成18年	宮城県北部	M4.3
2008年6月14日	平成20年	岩手県内陸南部	M7.2
2008年7月24日	平成20年	岩手県沿岸北部	M6.8
2011年3月9日	平成23年	三陸沖	M7.3
2011年3月11日	平成23年	三陸沖	M9.0

S43 西川橋竣工
S49 落合橋竣工

出典：

<http://www.pref.miyagi.jp/uploaded/attachment/374902.pdf>

<http://www.pref.miyagi.jp/uploaded/attachment/299930.pdf>

※M7.0以上を抜粋

④ 杭頭条件

杭頭の結合条件については、当時の示方書（昭和 39 年道路橋下部構造設計指針）から、剛結およびピンの記載があることから、剛結・ピンの両方において実施する。

⑤ 許容応力度の設定

i) 西川橋

西川橋に用いられている既製 RC 杭の鉄筋については、破断している鉄筋の状況写真より異形鉄筋でないことが確認されるため、丸鋼 SR235 と推定する。材質は、SS41 材相当とし、鉄筋の許容応力度 σ_{sa} は昭和 39 年鉄筋コンクリート道路橋設計示方書より、 1400kgf/cm^2 と設定する。

既製 RC 杭のコンクリートの許容応力度については、同指針や示方書に記載はなく、昭和 39 年鉄筋コンクリート道路橋設計示方書に示されるとおり、遠心力鉄筋コンクリート基礎くい JIS A 5310 によると記載されている。JIS の内容から、既製 RC 杭のコンクリートの材齢 28 日の圧縮強度は 350kgf/cm^2 以上 (34N/mm^2 以上) とするよう規定されている。対象既製 RC 杭の断面諸元は、橋梁台帳より、 $\phi 400\text{mm}$ 、厚さ 70mm であることが確認されることから、復元解析より圧縮強度を逆算して設定する。

コンクリートのせん断応力については、後述する表 2.1.11 に示されるとおり、当時の既製 RC 杭設計においてはせん断に対する照査は確認されない。そのため、既製 RC 杭に適用される比較的高い設計基準強度 (350kgf/cm^2) のコンクリートに対する許容せん断応力度は、昭和 39 年鉄筋コンクリート道路橋設計示方書に示されていない。そこで、許容せん断応力度の設定として、①昭和 39 年道路橋示方書に示される 240kgf/cm^2 時のせん断応力度で評価する方法 ($=7\text{kgf/cm}^2$) と、②昭和 39 年道路橋示方書に示される設計基準強度とせん断応力度を線形補間して評価する方法 ($=10.1\text{kgf/cm}^2$) があるが、ここでは、安全側に昭和 39 年道路橋示方書に示される 240kgf/cm^2 時のせん断応力度を採用 ($=7\text{kgf/cm}^2$) する。

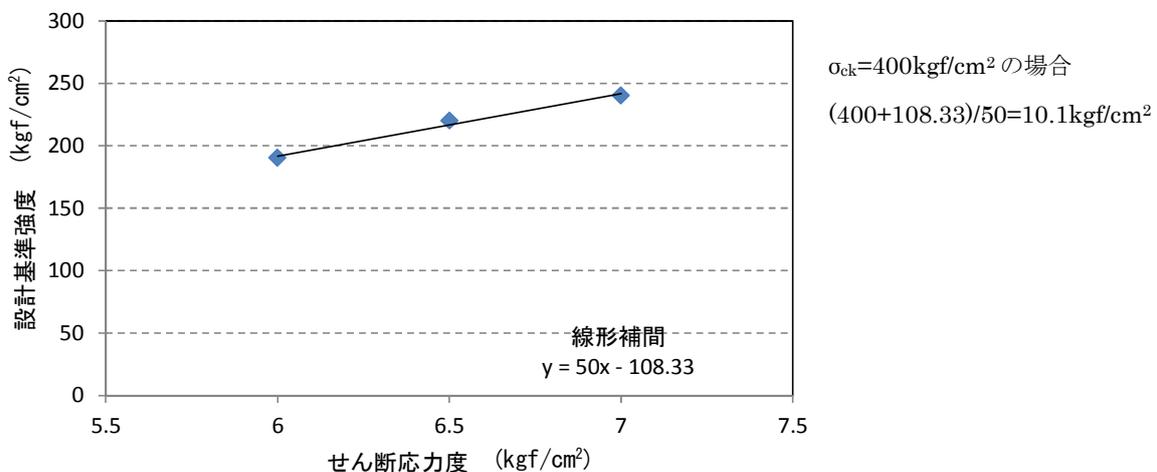


図 2.1.13 設計基準強度とせん断応力度の関係

ii) 落合橋

鋼管杭について、昭和 39 年道路橋下部構造設計指針では、昭和 39 年鋼道路橋設計示方書を参照することとなっており、同示方書では JIS A 5525（鋼管ぐい）の規格に適用するものを標準とすると記載されている。1963 年（昭和 38 年）の JIS A 5525（鋼管ぐい）では、 $\phi 600$ 鋼管杭の板厚は最小で 9.5mm と記載されている。

昭和 39 年鋼道路橋設計示方書から、鋼管杭の腐食しろは、2mm を考慮するとある。そこで、 $9.5\text{mm} - 2\text{mm} = 7.5\text{mm}$ をラウンドダウンして、鋼管杭の板厚 7mm とした板厚で考える。

なお、当時は STK41 という材質が適用されているようであることから、許容応力度は SS41 材と同じ $1,400\text{kgf/cm}^2$ と設定する。

⑥ 許容応力度の割増係数

許容応力度の割増については、昭和 39 年鉄筋コンクリート道路橋設計示方書および昭和 39 年鋼道路橋設計示方書から、表 2.1.10 のとおり設定した。

鋼管杭の地震時の許容応力度の割増係数について、当時の示方書では 1.7 と記載されているが、実設計においては割増係数を 1.5 で運用されていたことを鑑みて、1.5 とする。

表 2.1.10 許容応力度の割増係数

荷重状態	割増係数	
	RC 杭	鋼管ぐい
常時（死荷重時）	1.0	1.0
死荷重＋地震の影響	1.5	1.7、ただし 1.5 にて実施

⑦ 許容支持力について

対象橋の杭長、杭本数、杭径は既知であることから、復元解析にあたって支持力は参考とする。なお、当時の支持力の評価として 3 つの評価式（古典的支持力公式、静力学公式、標準貫入試験結果を応用する公式）が紹介されており、静力学公式は現行示方書での評価公式である。極限支持力度や周面摩擦力度は現行示方書により設定する。

3) 復元解析にあたって実施する照査項目

S39 年道路橋下部構造設計指針に記載されている、杭基礎の照査項目は表 2.1.11 のとおり整理される。

復元解析にあたっては、支持力、杭体の曲げ応力度に着目して評価する。

表 2.1.11 照査項目

示方書	S39 年道路橋下部構造設計指針		現行示方書
	既製 RC 杭	鋼管杭	
支持力照査	押し込み支持力 引き抜き支持力 【照査する】	押し込み支持力 引き抜き支持力 【照査する】	押し込み支持力 引き抜き支持力
杭体の部材照査	曲げ応力度 せん断応力度 【曲げ照査する】	曲げ応力度 せん断応力度 【曲げ照査する】	曲げ応力度 せん断応力度 ※鋼管杭の L2 せん断は無
変位照査	無 【照査しない】	無 【照査しない】	有

4) 杭基礎の復元設計結果

① 西川橋（既製 RC 杭）

i) 復元解析結果

以下の諸元で応力度照査を実施した結果を表 2.1.12 に整理する。

【断面諸元】

杭径 : 外径 400mm（厚さ 70mm）※台帳より既知

杭長 : 10m※台帳より既知

設計基準強度 : $\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$

鉄筋材質 : SR235

主鉄筋の径と本数 : $\phi 16-20$ 本

らせん状用心鉄筋 : $\phi 3.2\text{mm}-50\text{mm}$ 間隔

コンクリートの設計基準強度を 40N/mm^2 と設定することで、90%~93%の決定率となるため、前述したとおり、設計基準強度を 40N/mm^2 （許容曲げ圧縮応力度 = $40\text{ N/mm}^2 / 3$ ）と設定した。

鉄筋については、JIS A 5310 に示される同杭径・壁厚の既製杭は $\phi 9\text{mm} \times 14$ 本であるが、この断面で試算した結果、この配筋では所要の L1 地震時の安全性が確保できないことが確認された。そこで、図 2.1.12 に示された西川橋の竣工図より解読される鉄筋数 20 本および鉄筋径 $\phi 16$ において試算した結果、93%程度の決定率となる結果を得た。以上より、本橋の既製 RC 杭の配筋は $\phi 16-20$ 本（SR235）と設定した。

参考までに、レベル 2 地震時における地震時保有水平耐力照査を実施したが、既製 RC 杭がせん断破壊型と判定され、図 2.1.14 に示されるような脆性的な破壊になることが想定される。また、各杭列に発生する断面力分布を図 2.1.15 に示すが、背面側の杭に発生する断面力が最も大きい傾向にあることが確認される。

表 2.1.12 西川橋の復元解析結果

液状化時 (Bs層 DE=0)

■RC杭φ400				橋軸方向		
死 荷 重 時	押込み力	P _{Nmax}	(kN)	321 <	388	
	引抜き力	P _{Nmin}	(kN)	189 >	0	
	杭頭変位	δ _x	(mm)	1.2 <	15.0	
	杭応力度	σ _c	(N/mm ²)	12.1 <	13.5	
		σ _s	(N/mm ²)	61 <	140	
せん断応力度	τ	(N/mm ²)	1.0 >	0.7	OUT	
L 1 地 震 時	押込み力	P _{Nmax}	(kN)	608 >	581	約5%超過であるがほぼ復元
	引抜き力	P _{Nmin}	(kN)	-64 >	-91	
	杭頭変位	δ _x	(mm)	2.0 <	15.0	
	杭応力度	σ _c	(N/mm ²)	18.5 <	20.0	
		σ _s	(N/mm ²)	196 <	210	
せん断応力度	τ	(N/mm ²)	1.9 >	1.05	OUT	
参 考 2	応答塑性率	μ	(-)	1.63 <	3.00	
	せん断力	S	(kN)	4,261 >	954	OUT
				降伏する		

許容せん断応力度 10.1kgf/cm²としても、τ_a=1.5N/mm²であり、許容値を満足しない

注) L2地震時は、H24道示荷重

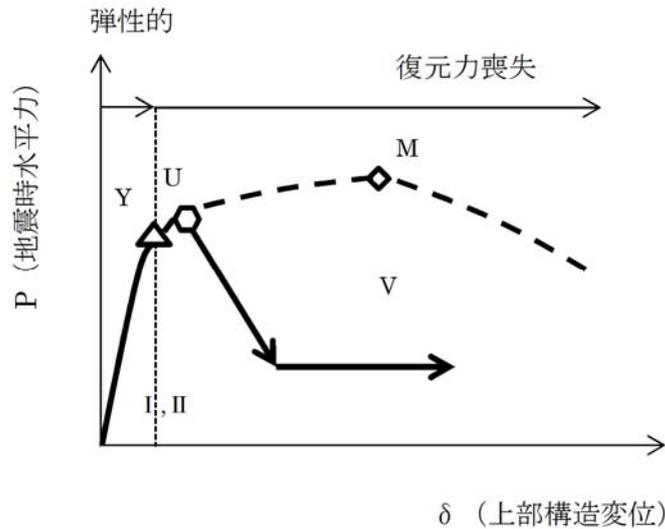
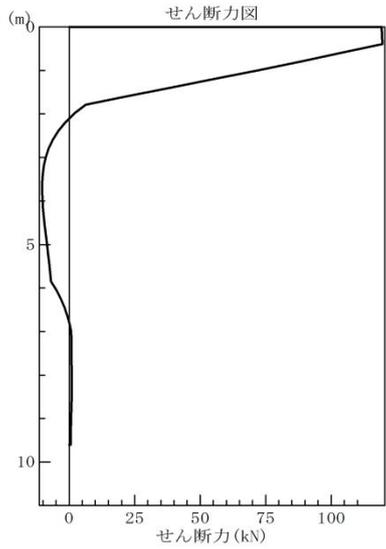
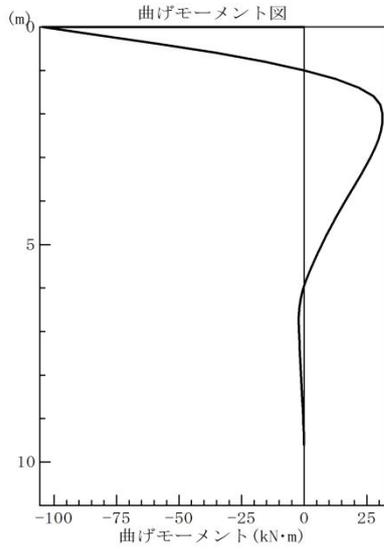
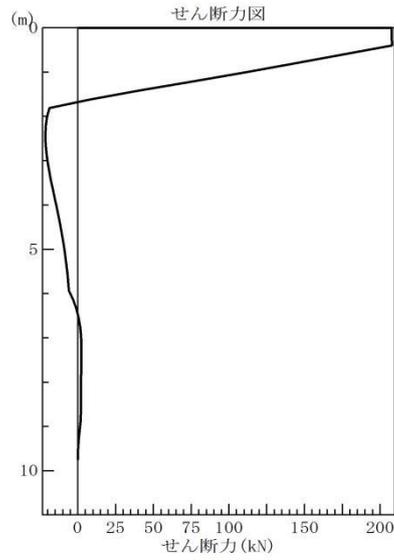
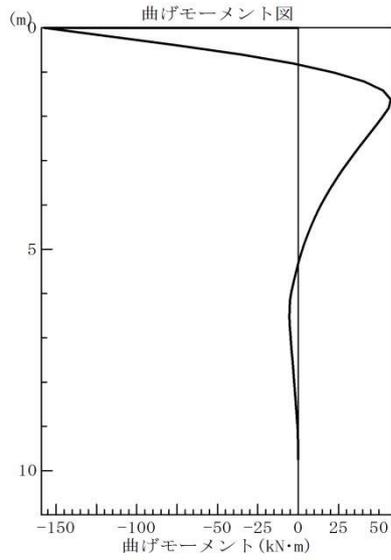


図 2.1.14 塑性変形性能が考慮できない P-δ 関係

・背面側杭



・前面側杭

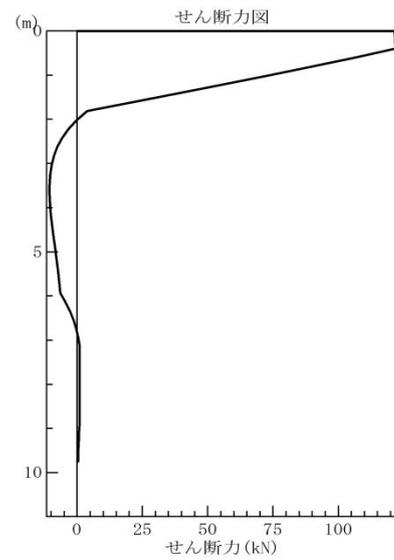
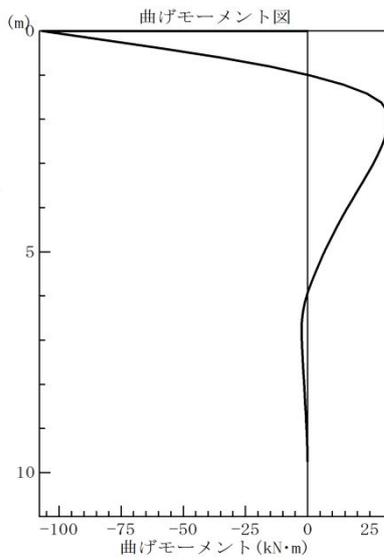


図 2.1.15 西川橋 レベル 2 地震時 (液状化、浮力有) における杭の断面力分布

ii) 西川橋の杭の諸定数

2次元有限要素解析に入力する杭の定数を下記のとおり整理する。

ヤング係数

コンクリート : $3.1 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$

鉄筋 : $2.0 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$

断面積 : $A = 0.07257 \text{ m}^2$ /本 (鉄筋無視)

断面2次モーメント : $I = 0.001032319 \text{ m}^4$ /本 (鉄筋無視)

② 落合橋 (鋼管杭)

i) 杭断面構成

以下の諸元で応力度照査を実施した結果を表 2.1.13 に整理する。

【断面諸元】

杭径 : 外径 600mm

杭長 : 18.5m

板厚 : 9mm (腐食しろ 2mm とし、板厚 7mm)

鋼管材質 : STK41 (現在の SKK400 相当)

レベル 1 地震時における曲げ圧縮応力度は 73%程度の安全率となる。支持力についても、現行示方書から算定される周面摩擦および先端支持力度から十分な安全性が確保されていることが確認された。

参考にレベル 2 地震動に対する照査を実施したが、杭体は弾性範囲内にとどまり、支持力は極限支持力まで達しないことが確認された。これは、地震後の被害が確認されなかったことと一致している。

表 2.1.13 落合橋の復元解析結果

■鋼管杭φ600				橋軸方向	
死 荷 重 時	押込み力	P Nmax	(kN)	613	< 1,676
	引抜き力	P Nmin	(kN)	232	> 0
	杭頭変位	δx	(mm)	3.7	< 15.0
	曲げ応力度	σc	(N/mm ²)	-71	> -140
		σt	(N/mm ²)	19	< 140
せん断応力度	τ	(N/mm ²)	5	< 80	
L 1 地 震 時	押込み力	P Nmax	(kN)	1,163	< 2,500
	引抜き力	P Nmin	(kN)	-222	> -553
	杭頭変位	δx	(mm)	8.0	< 15.0
	曲げ応力度	σc	(N/mm ²)	-152	> -210
		σt	(N/mm ²)	88	< 210
せん断応力度	τ	(N/mm ²)	14	< 120	
参 考 2	曲げ	M	(kN.m)	201	< 383
	支持力	P	(kN)	1,938	< 3,044
				降伏しない	

注) L2地震時は、H24道示荷重

ii) 落合橋の杭の諸定数

2次元有限要素解析に入力する杭の定数を下記のとおり整理する。

ヤング係数：2.0×108 kN/m²

断面積：A=0.01295m² /本

断面2次モーメント：I=0.000561779m⁴ /本

5) 杭基礎の曲げ耐力 (M-φ 特性)

① モデル化の考え方

2次元有限要素解析における杭体は、非線形はり要素 (M-φ) でモデル化するため、前述の復元設計で想定した杭の断面構成について、曲げモーメント-曲率 (M-φ) を求める。

復元力モデルは、平成24年道路橋示方書IV編に準拠して、既製RC杭はトリリニアモデル、鋼管杭はバイリニアモデルとする。

表 2.1.14 杭基礎のモデル化

	西川橋 A1 橋台	落合橋 A1 橋台
杭種	既製 RC 杭	鋼管杭
要素モデル	非線形はり要素	非線形はり要素
非線形モデル	M-φ (トリリニア)	M-φ (バイリニア)
復元力モデル		
M-φ 算出時の初期軸力	死荷重の杭頭反力	死荷重の杭頭反力

② 曲げモーメントと曲率 M-φ . . . 杭 1 本当たり

i) 西川橋 (既製 RC 杭)

表 2.1.15 M-φ 関係 (死荷重時軸力)

No	区間長 (m)	Mc (kN.m) φc (1/m)	My (kN.m) φy (1/m)	Mu (kN.m) φu (1/m)	死荷重時 軸力N (kN)
1	9.600	38.2 0.0008675	134.3 0.0058802	184.0 0.0209161	271.8

ii) 落合橋 (鋼管杭)

表 2.1.16 M-φ 関係 (浮力無し：軸力=414.6 (kN) (死荷重時軸力))

No	区間長 (m)	曲げモーメント (kN.m)		曲率 (1/m)	
		My	Mp	φy	φy'
1	17.500	382.7	557.7	0.0034059	0.0049637

6) 杭基礎のせん断耐力

① 西川橋

西川橋は円形の鉄筋コンクリート構造であるため、杭基礎設計便覧に示される、次式によって算出する。1本当たりの既製 RC 杭のせん断耐力は、45.2kN/本と算出される。

- ・コンクリートの負担するせん断力 S_c 24.0 kN/本
- ・斜引張鉄筋の負担するせん断力 S_s 21.2 kN/本
- ・場所打ち杭のせん断耐力 S_c+S_s 45.2 kN/本

② 落合橋

平成 24 年道路橋示方書における鋼管杭のせん断に対しては、曲げモーメントの影響が支配的であるという観点から、レベル 2 地震動に対する照査を省略することができるとしている。

そこで、落合橋の鋼管杭については、許容せん断応力度 τ_a に対して安全率 1.7 を乗じた値を耐力として算出した。鋼管杭の 1 本当たり耐力を表 2.1.17 に示す。

表 2.1.17 鋼管杭のせん断耐力算出

項 目	杭諸定数	備 考
杭径 ϕ (mm)	600	外径
板厚 t (mm)	9	
腐食しろ (mm)	2	
基準降伏点 σ_y (N/mm ²)	235	(鋼管材質 : SKK400)
断面積 A (mm ²)	12,953	
許容せん断応力度 τ_a (N/mm ²)	50	補剛材なしの場合
せん断耐力 P_s (kN)	1,101	$P_s = A \times \tau_a \times 1.7$

7) 軸力変動について

西川橋についてより詳細な解析による復元検討を実施するために、軸力変動の影響を考慮した設計を実施する。なお、FLIP の解析上、トリリニア型の非線形特性を持たせた梁要素には軸力変動を考慮できない。そのため、西川橋の既製 RC 杭に対して軸力変動の影響を考慮した解析を実施する際には、トリリニア型をバイリニア型に補正して実施する。

西川橋 既製 RC 杭の NM 相関図を図 2.1.17 に示す。

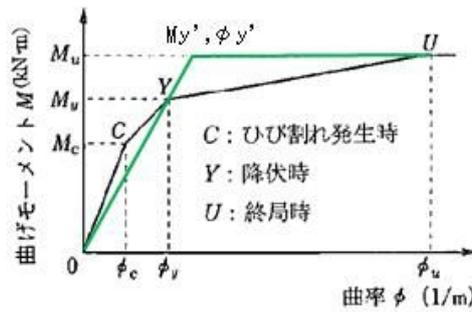


図 2.1.16 トリリニア型⇒バイリニア型

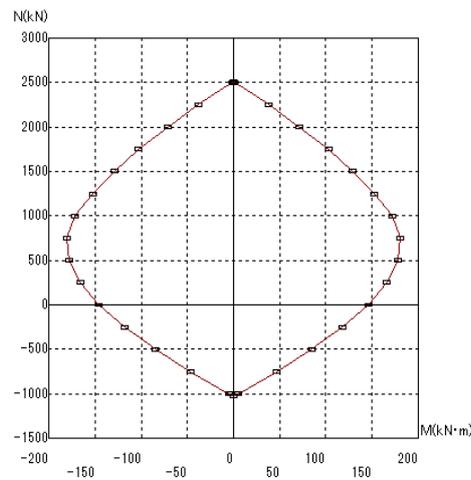


図 2.1.17 西川橋既製 RC 杭の NM 相関図

2.2 解析手法

2.2.1 解析モデル化概要

(1) 共通事項

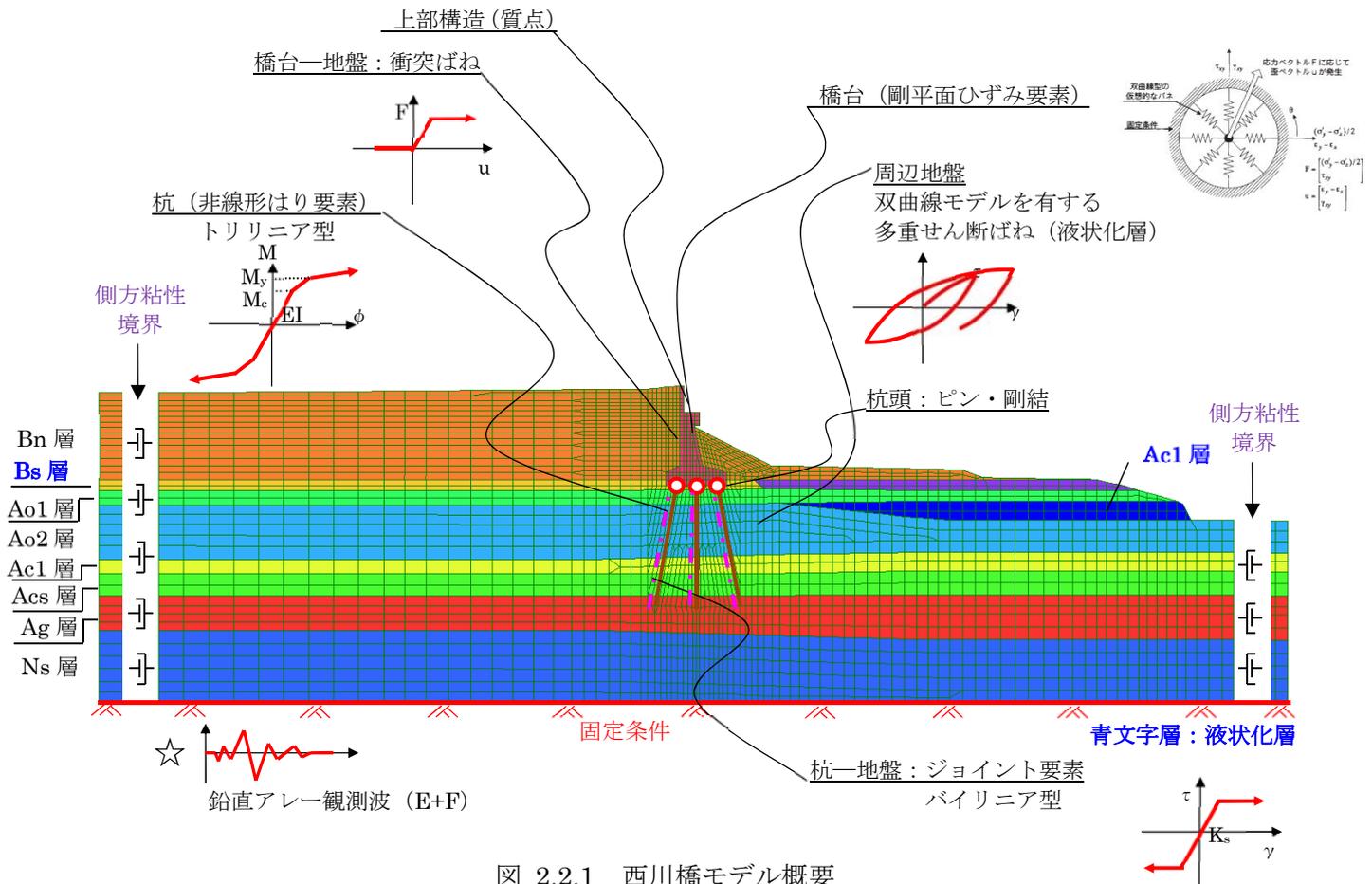
西川橋および落合橋の東日本大震災の再現解析は、2次元有限要素法による動的有効応力解析によって実施した。

(2) 西川橋のモデル化概要

西川橋のモデル化概要を図 2.2.1 に示す。地盤および橋台躯体を平面ひずみ要素、既製 RC 杭基礎を非線形梁要素（トリリニア型、軸力変動考慮モデルではバイリニア型）でモデル化した。杭頭の結合については、剛結およびピンの両方において実施した。

橋台背面と地盤間には圧縮には地盤抵抗するようなばね要素を設けた。また、杭と地盤間にはジョイント要素を入れ、摩擦を表現する。

地盤については、4節点の平面ひずみ要素でモデル化を行い、非液状化部は双曲線モデル、液状化する Bs 層および Ac1 層については双曲線モデルを有する多重せん断ばねによってモデル化した。液状化特性を表現するためのパラメータ（ ϕ_p 、 w_1 、 p_1 、 p_2 、 C_1 、 S_1 ）については、Ac1 層では液状化試験が実施されていたことから、試験結果にフィッティングするように要素シミュレーションにより設定し、Bs 層については液状化試験結果がないことから、簡易法によって設定した。



側方境界については、波動の入射エネルギーを境界における粘性応力によって吸収する粘性境界を、底面境界については、工学的基盤面で観測された地震波 (E+F) を入力するため、基盤面より下方の逸散が考慮されることとなるため固定境界とした。

(3) 落合橋のモデル化概要

落合橋のモデル化概要を図 2.2.2 に示す。基本的には西川橋と同様に、地盤および橋台躯体を平面ひずみ要素、鋼管杭基礎を非線形梁要素 (バイリニア型) でモデル化した。杭頭の結合として剛結およびピンの両方において実施した。

地盤は、4 節点の平面ひずみ要素でモデル化を行い、非液状化部は双曲線モデル、液状化する As 層は双曲線モデルを有する多重せん断ばねによってモデル化した。液状化特性を表現するためのパラメータは、液状化試験結果がないことから、簡易法によって設定した。

側方境界については粘性境界を設定した。底面境界については、近傍の露頭地盤で観測された地震波 (2E 波) をそのまま工学的基盤面に入力するため、基盤面より下方への逸散を考慮する必要があるため、底面を粘性境界とした。

橋台背面と地盤間には圧縮には地盤抵抗するようばね要素を設けた。また、杭と地盤間にはジョイント要素を入れ、摩擦を表現する。

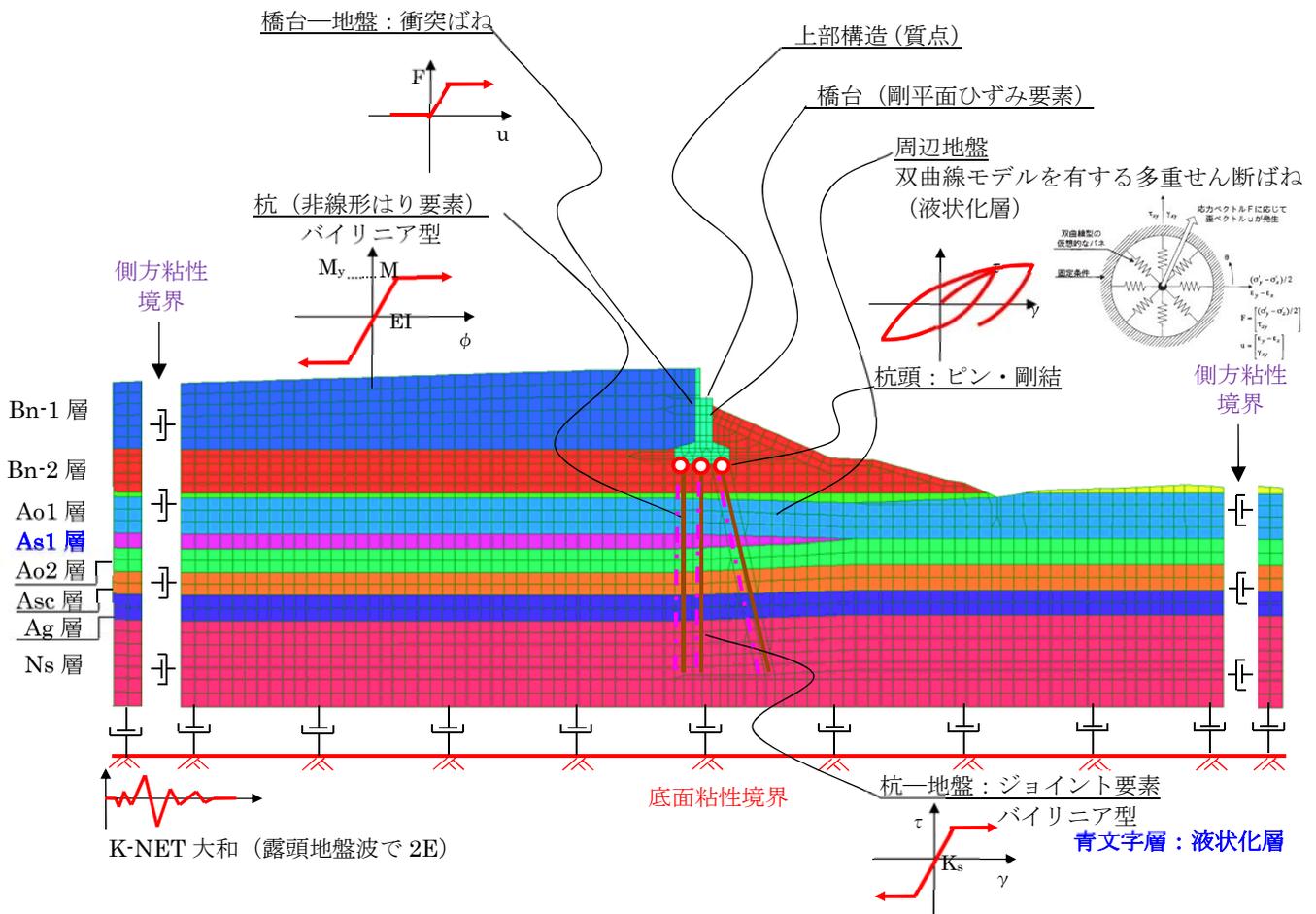


図 2.2.2 落合橋モデル概要

2.2.2 液状化判定および解析手法の整理

西川橋および落合橋の架橋地点では、地下水位が地表面から 10m 以内にあることや N 値が低いことから、道路橋示方書 V に準拠して液状化の判定を行った。

その結果を表 2.2.1 に示すが、海溝型の大規模地震時（レベル 2 地震時タイプ I 地震動）において、以下の層で液状化が発生すると判定された。そのため、以下に示す層において液状化の影響を考慮できるモデルを適用する。

- ◇ 西川橋 : 盛土層 (Bs 層)、沖積砂質土層 (As1 層)
- ◇ 落合橋 : 沖積砂質土層 (As1 層)

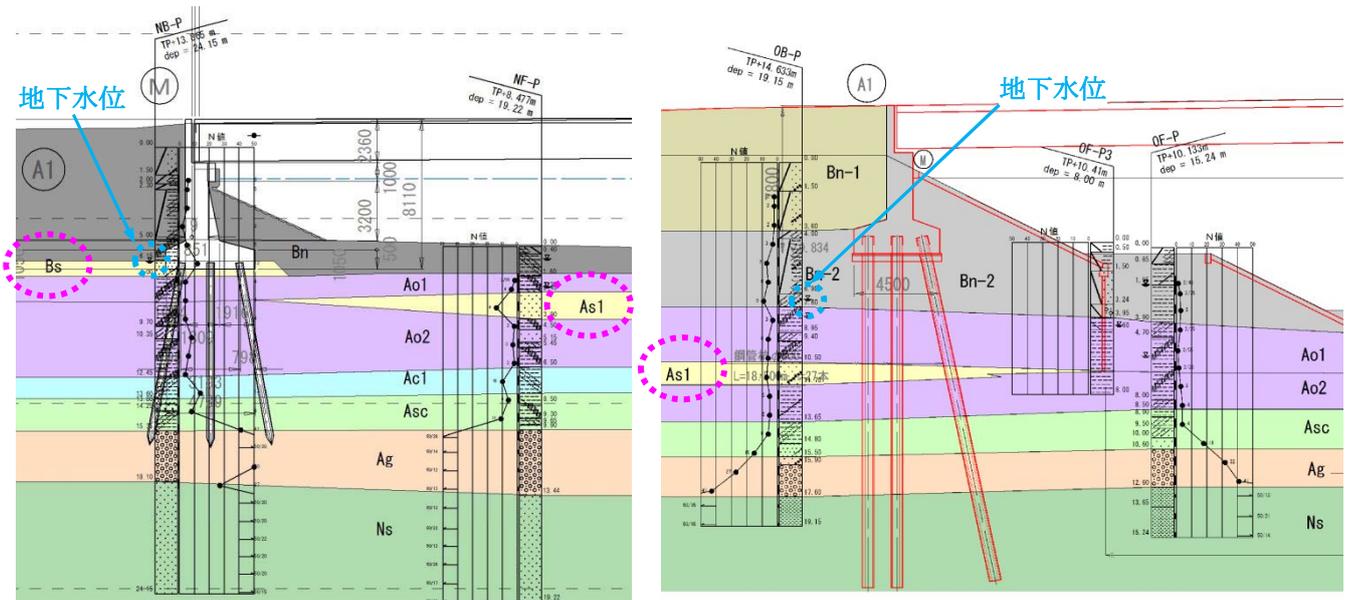


図 2.2.3 液状化層 (左：西川橋、右：落合橋)

表 2.2.1 液状化判定結果

NB-P

(2) レベル2地震動(タイプ I)

・N値測定点

計算深度 (m)	N値	Ip	FC (%)	D50 (mm)	D10 (mm)	R	L	FL	判定
1.800	6.0	—	—	—	—	—	—	—	—
2.300	5.0	—	—	—	—	—	—	—	—
3.300	5.0	—	—	—	—	—	—	—	—
4.300	2.0	—	—	—	—	—	—	—	—
5.300	5.0	—	—	—	—	—	—	—	—
6.300	12.0	0.0	13.6	0.24280	0.00000	0.240	0.412	0.583	○
7.300	4.0	60.6	91.7	0.00703	0.00000	—	—	—	×
8.300	4.0	86.4	63.9	0.05688	0.00000	—	—	—	×
9.300	4.0	86.4	63.9	0.05688	0.00000	—	—	—	×
10.300	8.0	86.4	63.9	0.05688	0.00000	—	—	—	×
11.300	6.0	86.4	63.9	0.05688	0.00000	—	—	—	×
12.300	4.0	86.4	63.9	0.05688	0.00000	—	—	—	×
13.300	14.0	0.0	50.4	0.07430	0.00000	0.340	0.533	0.638	○
14.300	8.0	21.4	42.9	0.18890	0.00000	—	—	—	×
15.300	41.0	21.4	42.9	0.18890	0.00000	—	—	—	×
16.250	75.0	0.0	5.2	3.97145	0.00000	10.306	0.531	19.404	×
17.300	50.0	0.0	5.2	3.97145	0.00000	0.711	0.526	1.352	×
18.300	27.0	0.0	0.0	0.00000	0.00000	0.279	0.519	0.536	○
19.250	75.0	0.0	0.0	0.00000	0.00000	8.813	0.513	17.184	×
20.250	75.0	—	—	—	—	—	—	—	—
21.210	68.0	—	—	—	—	—	—	—	—
22.150	75.0	—	—	—	—	—	—	—	—
23.100	75.0	—	—	—	—	—	—	—	—

NF-P

(2) レベル2地震動(タイプ I)

・N値測定点

計算深度 (m)	N値	Ip	FC (%)	D50 (mm)	D10 (mm)	R	L	FL	判定
1.800	2.0	—	—	—	—	—	—	—	—
2.300	2.0	—	—	—	—	—	—	—	—
3.300	2.0	—	—	—	—	—	—	—	—
4.300	3.0	—	—	—	—	—	—	—	—
5.300	7.0	—	—	—	—	—	—	—	—
6.300	6.0	—	—	—	—	—	—	—	—
7.300	9.0	37.0	60.6	0.05618	0.00000	—	—	—	×
8.300	3.0	66.9	69.0	0.04653	0.00000	—	—	—	×
9.300	6.0	66.9	69.0	0.04653	0.00000	—	—	—	×
10.300	6.0	66.9	69.0	0.04653	0.00000	—	—	—	×
11.300	7.0	0.0	1.6	0.58650	0.00000	0.154	0.468	0.329	○
12.300	5.0	42.5	82.3	0.01995	0.00000	—	—	—	×
13.300	5.0	42.5	82.3	0.01995	0.00000	—	—	—	×
14.300	6.0	27.5	40.3	0.15500	0.00000	—	—	—	×
15.300	15.0	27.5	40.3	0.15500	0.00000	—	—	—	×
16.300	27.0	0.0	5.1	3.54875	0.00000	0.264	0.488	0.540	○
17.300	43.0	0.0	5.1	3.54875	0.00000	0.360	0.485	0.741	○
18.075	100.0	—	—	—	—	—	—	—	—
19.075	100.0	—	—	—	—	—	—	—	—

OB-P

(2) レベル2地震動(タイプ I)

・N値測定点

計算 深度 (m)	N値	I _p	FC (%)	D50 (mm)	D10 (mm)	R	L	FL	判定
0.800	6.0	43.8	75.7	0.02025	0.00000	—	—	—	×
1.825	2.0	91.8	89.8	0.01155	0.00000	—	—	—	×
2.300	4.0	91.8	89.8	0.01155	0.00000	—	—	—	×
3.300	14.0	0.0	4.7	0.55675	0.00000	0.387	0.817	0.473	○
4.300	2.0	96.0	59.0	0.07228	0.00000	—	—	—	×
5.300	3.0	96.0	59.0	0.07228	0.00000	—	—	—	×
6.300	2.0	96.0	59.0	0.07228	0.00000	—	—	—	×
7.300	10.0	23.5	66.6	0.02900	0.00000	—	—	—	×
8.300	6.0	—	—	—	—	—	—	—	—
9.300	11.0	—	—	—	—	—	—	—	—
9.950	8.0	0.0	4.0	2.75088	0.00000	0.203	0.859	0.236	○
10.295	52.0	0.0	4.0	2.75088	0.00000	36.281	0.845	42.935	×
11.120	107.0	0.0	4.0	2.75088	0.00000	1316.178	0.815	1615.632	×
12.110	125.0	0.0	4.0	2.75088	0.00000	1999.703	0.784	2551.851	×
13.115	115.0	0.0	4.0	2.75088	0.00000	908.134	0.756	1200.718	×
14.160	125.0	0.0	0.0	0.00000	0.00000	1283.595	0.731	1755.744	×
15.260	68.0	0.0	0.0	0.00000	0.00000	31.333	0.707	44.318	×
16.210	125.0	0.0	0.0	0.00000	0.00000	683.921	0.688	994.412	×
17.200	75.0	0.0	0.0	0.00000	0.00000	29.566	0.669	44.202	×
18.235	88.0	0.0	0.0	0.00000	0.00000	55.283	0.650	85.031	×

液状化の判定を行う必要がある土層（道路橋示方書Ⅴ 耐震設計編 p.134）

沖積層の土層で次の3つの条件全てに該当する場合には、地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、液状化の判定を行わなければならない。

- 条件① 地下水位が地表面から 10m 以内にあり、かつ、地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層
- 条件② 細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、又は、FC が 35%を超えても塑性指数 IP が 15 以下の土層
- 条件③ 50%粒径 D50 が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D10 が 1mm 以下である土層

解析対象の橋梁が東日本大震災時に液状化したと考えられることから、地盤の液状化を考慮できる解析手法を用いて再現解析を実施する必要がある。

液状化特性を再現できる解析手法の代表として、以下が挙げられる。

- ① LIQCA (Computer Program for Liquefaction Analysis)
- ② FLIP(Finite Element Analysis of Liquefaction Program)
- ③ ALID(Analysis for Liquefaction-Induced Deformation)

ここで、①～③の解析手法の比較検討事例¹⁾によれば、ALID は変形が大きく求まることが検証されており、また、LIQCA の側方境界の特徴から、変位が過小評価される傾向にあると報告されている。以上の知見を踏まえ、再現解析にあたっては、FLIP を用いた 2次元有効応力解析を実施する。

FLIP では、飽和砂の力学モデルとして有効応力モデルを用いており、港湾・空港部門では液状化解析によく用いられている解析手法である。有効応力モデルを規定するモデルは種々存在しているが、砂の変形特性を規定するモデルとして、東畑・石原による多重せん断機構に基づくモデル²⁾を、過剰間隙水圧の上昇を規定するモデルとして非排水条件下における有効応力経路に液状化フロント³⁾（井合モデル）を適用し、砂の変形特性を規定している。

多重せん断機構に基づくモデルでは、任意方向のせん断面において仮想的な単純せん断ばねの作用があるものとし、これらのせん断ばねの作用の結果、土全体のせん断抵抗が発揮されるものとしている。また、せん断ばねの特性を表現するモデルとしては双曲線モデルを適用している。本解析でも、液状化すると判定された層に対しては、このモデルを適用する。

参考：室内試験結果の集計結果（液状化判定用）

表 2.2.2 西川橋（NB-P層）

地層区分	項目	各種数値		試験値					
		採用値	標準偏差						
Bn層	IP	43.8	12.4	33	26.5	41.5	50.7	59.1	51.9
	FC(%)	75.7	11.9	70.9	54.2	82.6	85.7	84.2	76.8
	D50(mm)	0.02025	0.018	0.0228	0.0542	0.0078	0.0073	0.0085	0.0209
Ao1層	IP	60.6	8.1	51.4	66.2	64.3			
	FC(%)	91.7	4.4	86.8	95.3	92.9			
	D50(mm)	0.007033	0.003	0.01	0.0048	0.0063			
Bs層	IP	-							
	FC(%)	13.6		13.6					
	D50(mm)	0.2428		0.2428					
Ao2層	IP	86.4	17.7	68.2	103.5	87.5			
	FC(%)	63.9	21.7	82.5	32.6	68.6	71.9		
	D50(mm)	0.056875	0.072	0.0092	0.1636	0.0264	0.0283		
Ac層	IP	-							
	FC(%)	50.4		50.4					
	D50(mm)	0.0743		0.0743					
Asc層	IP	21.4	0.5	21	21.7				
	FC(%)	42.9	34.6	3	61.7	64			
	D50(mm)	0.1889	0.249	0.476	0.0505	0.0402			
Ag層	IP	-							
	FC(%)	5.2	1.9	4.3	5.5	3.3	7.8		
	D50(mm)	3.97	3.18	1.908	5.4625	7.695	0.8203		

表 2.2.3 西川橋（NF-P層）

地層区分	項目	各種数値		試験値					
		採用値	標準偏差						
Bn層	IP	-	-						
	FC(%)	-	-						
	D50(mm)	-	-						
Ao1層	IP	91.8	46.2	59.1	124.5				
	FC(%)	89.9	0.9	90.5	89.2				
	D50(mm)	0.01155	0.008	0.0169	0.0062				
Bs層	IP	-	-						
	FC(%)	-	-						
	D50(mm)	-	-						
Ao2層	IP	96.0	42.7	109.7	48.1	130.1			
	FC(%)	59.0	40.0	96	2.9	61.2	75.9		
	D50(mm)	0.072275	0.103	0.0034	0.2241	0.0471	0.0145		
Ac層	IP	23.5		23.5					
	FC(%)	66.6		66.6					
	D50(mm)	0.029		0.029					
Asc層	IP	56.0	3.7	53.4	58.6				
	FC(%)	87.4	17.5	98.5	96.4	67.2			
	D50(mm)	0.018867	0.028	0.0018	0.0042	0.0506			
Ag層	IP	-	-						
	FC(%)	4.0	2.2	3.7	2.4	2.7	7.1		
	D50(mm)	2.75	1.220	1.7585	2.3025	4.53	2.4125		
As層	IP	-	-						
	FC(%)	4.7	1.273	5.6	3.8				
	D50(mm)	0.55675	0.006	0.561	0.5525				

表 2.2.4 落合橋 (OB-P 層)

地層区分	項目	各種数值		試験値					
		採用値	標準偏差						
Bn-1層	IP	17.3	-	17.3					
	FC(%)	24.9	7.9	34	19.4	21.3			
	D50(mm)	0.2512	0.038	0.2082	0.2797	0.2657			
Bn-2層	IP	37.1	13.6	34.7	43	51.2	19.3		
	FC(%)	60.7	18.0	60.7	53.1	85.4	43.4		
	D50(mm)	0.056175	0.043	0.0393	0.06	0.0122	0.1132		
Ao1層	IP	66.9	33.8	90.8	43				
	FC(%)	69.0	25.6	91.4	41.1	74.5			
	D50(mm)	0.046533	0.055	0.0045	0.1089	0.0262			
As1層	IP	-	-						
	FC(%)	1.6	-	1.6					
	D50(mm)	0.5865	-	0.5865					
Ao2層	IP	42.5	0.8	41.9	43.1				
	FC(%)	82.3	12.2	73.7	90.9				
	D50(mm)	0.01995	0.011	0.0276	0.0123				
Asc層	IP	27.5	-	27.5					
	FC(%)	40.3	25.5	58.3	22.2				
	D50(mm)	0.155	0.142	0.0548	0.2552				
Ag層	IP	-	-						
	FC(%)	5.1	0.7	5.6	4.6				
	D50(mm)	3.54875	2.035	4.9875	2.11				

表 2.2.5 落合橋 (OF-P 層)

地層区分	項目	各種数值		試験値					
		採用値	標準偏差						
Bn-2層	IP	100.8	26.2	71.2	121	110.3			
	FC(%)	94.9	5.8	88.4	96.8	99.5			
	D50(mm)	0.0062	0.004	0.0103	0.0047	0.0036			
Ao1層	IP	61.2	28.0	29.8	83.7	70.2			
	FC(%)	83.5	24.0	55.8	95.6	99			
	D50(mm)	0.020667	0.028	0.053	0.0045	0.0045			
As1層	IP	-	-						
	FC(%)	0	-						
	D50(mm)	0	-						
Ao2層	IP	42.4	26.9	61.4	23.4				
	FC(%)	74.1	29.4	94.9	53.3				
	D50(mm)	0.0346	0.041	0.0055	0.0637				
Asc層	IP	30.1	-	30.1					
	FC(%)	29.1	30.8	50.9	7.3				
	D50(mm)	0.39085	0.451	0.072	0.7097				
Ag層	IP	-	-						
	FC(%)	5.8	2.1	7.3	4.3				
	D50(mm)	3.91	2.87	1.8735	5.9375				

2.2.3 解析モデル

(1) モデル方向の設定

解析対象である西川橋および落合橋の A1 橋台はそれぞれ、道路に対して 70°および 63°の斜角を有する橋梁である。本地盤応答解析では、地震時における土圧の作用力について着目するため、解析モデルは土圧の作用方向にモデル化を行う。

(2) モデル範囲の設定

1) 水平方向のモデル化の設定

地盤の水平方向のモデル化範囲については、開削トンネルの耐震設計（土木学会（1998/11）P108）を参考とすれば、基礎幅（フーチング幅）に対して 5 倍程度以上をモデル化することが望ましいとある。躯体幅が 5m 程度であることから、図 2.2.4 に示すとおり、橋台前面・背面より 40m の範囲をモデル化する。

2) 鉛直方向のモデル化

地盤の鉛直方向のモデル化範囲については、工学的基盤面より上層をモデル化する。ここで、工学的基盤とは、港湾の基準を参考にすれば、以下の層としている。

- ・岩盤
- ・N 値が 50 以上の砂質土層
- ・一軸圧縮強度が 650kN/m² 以上の粘性土層
- ・せん断波速度が 300m/s 以上の土層

上記を参考にすると、西川橋は Ag 層（N 値が 50 以上）、落合橋は Ns 層が工学的基盤面に該当するため、それより上層をモデル化することで十分である。

しかしながら、図 2.2.4 に示されるとおり、西川橋の既製 RC 杭は工学的基盤面 Ag 層に、落合橋の鋼管杭は工学的基盤面 Ns 層に根入れしているため、地震時における杭の動的挙動を再現するためには、杭下端より以深までの範囲をモデル化する必要がある。また、西川橋の解析に用いる地震波は、後述するとおり、Ns 層で観測された鉛直アレー波であるため、当該地層までをモデル化する必要がある。

そこで、西川橋および落合橋ともに T.P.-10m までの範囲をモデル化する。

3) 奥行き方向のモデル化

無限に広がる自由地盤の奥行き方向のモデル化の考え方として、単位幅相当でモデル化しても問題と考えられるが、杭基礎のように奥行き方向に対して有限長となる場合には、杭との相互作用の影響幅を考慮する必要がある。

場所打ち杭を有する橋脚の解析研究において、フーチング幅程度を考慮しておけば解が収束する傾向にあることが報告されている⁴⁾。本解析では、この研究事例を参考に、奥行き方向についてはフーチング幅とする。すなわち、西川橋は 7.2m、落合橋は 15.0m と設定する。

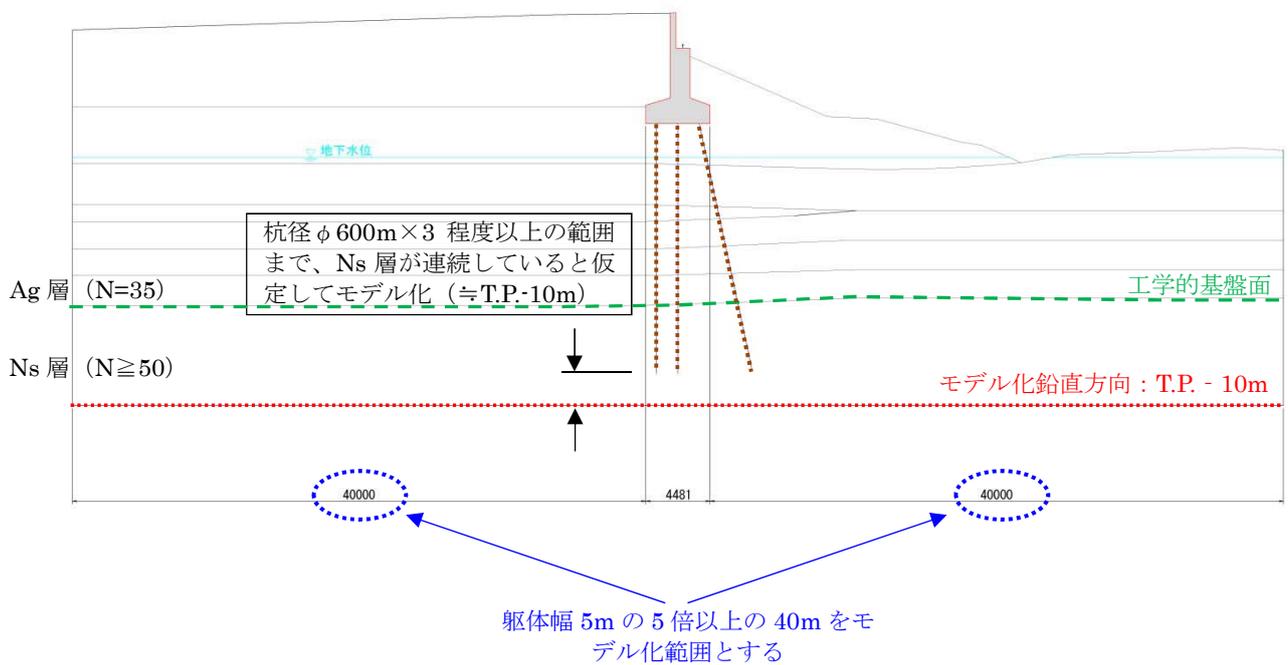
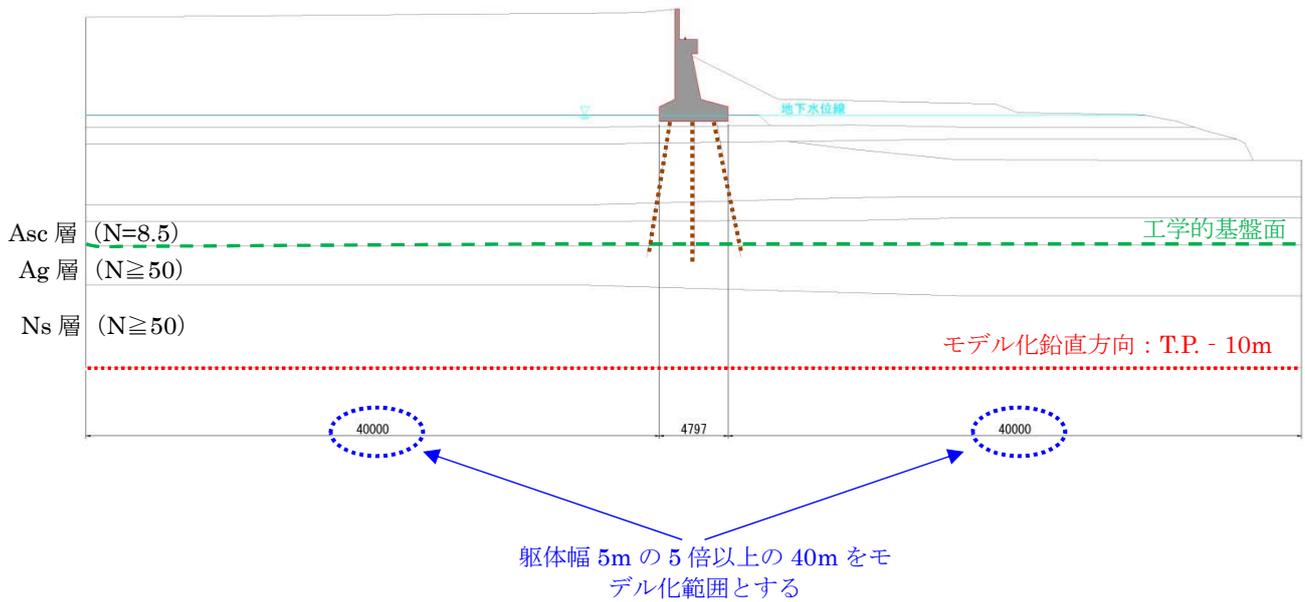


図 2.2.4 解析モデル範囲 (上段: 西川橋、下段: 落合橋)

(3) 地盤のモデル化および基本的な地盤定数の整理

地盤は4節点の平面ひずみ要素でモデル化を行う。前述したとおり、液状化すると判定される層については、双曲線モデルを有する多重せん断機構に基づく力学モデルを用いる。

地盤の非線形特性は、双曲線モデルを適用し、履歴曲線は骨格曲線に **Masing** 則を用いる。

解析にあたって設定する地盤の基本的な定数を表 2.2.6 および表 2.2.7 に示す。なお、下表に示される土質定数は、既往土質調査報告書を引用している。

表 2.2.6 西川橋 地盤定数一覧

土質記号	土質区分	設計N値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 c (kN/m ²)	液状化判定
Bn	砂質土	5	17	12	51.4	×
Bs	砂質土	2	18	28.3		○
Ao1	粘性土	3.5	16.5	9.8	52.8	×
As1	砂質土	14	12.5	34.2	5.2	○
Ao2	粘性土	3.5	12.5	15.1	20.5	×
Ac	粘性土	12	18	19.1	19.1	×
Asc	粘性土	8	18.5	32.8	48	×
Ag	砂礫層	50	21	41.0		×
Ns	砂質土	50	21	45.0		

表 2.2.7 落合橋 地盤定数一覧

土質記号	土質区分	設計N値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 φ (°)	粘着力 c (kN/m ²)	液状化判定
Bn-1	砂質土	2	18	20.0	29.8	×
Bn-2	砂質土	6	17	13.2	47.5	×
Ao1	粘性土	5	16	14.3	14.3	×
As1	砂質土	7	20	27.9	0	○
Ao2	粘性土	5	16	15.1	28.5	×
Asc	粘性土	10	18.5	0.0	64	×
Ag	砂礫層	35	21	39.1	0	×
Ns	砂質土	50	21	45.0	0	×

(4) 液状化パラメータの設定

FLIP 解析に必要な定数は下記の 10 個のパラメータである。それぞれのパラメータの設定方法を表 2.2.8 に整理する。

表 2.2.8 FLIP の有効応力モデルのパラメータの設定方法

分類	モデルパラメータ		設定方法
動的変形特性	G_{ma}	せん断弾性係数 ($\sigma m' = \sigma ma'$ における値)	PS 検層試験から得られたせん断波速度を用いて $G_{ma} = \rho V_s^2$ より設定
	K_{ma}	体積変化に対する応力の比率	$K_{ma} = (2/3 (1 + \nu) / (1 + 2\nu))$ により算出。ここで ν はポアソン比で、FLIP マニュアルより 0.33 と設定
	Φ_f	土質のせん断強度を規定するパラメータ	試験値を踏襲
	h_{max}	履歴減衰に関するパラメータ	試験値を踏襲
液状化特性	Φ_p	変相線の傾きより設定するパラメータ	一般値である $\Phi_p = 28^\circ$ と設定
	$w1$	液状化特性の前半を規定するパラメータ	【簡易法】N 値および FC 値より、文献資料にある簡易に推定した液状化抵抗曲線に対してフィッティングして設定
	$p1$	液状化特性の後半を規定するパラメータ	
	$p2$	液状化発生の下限值を規定するパラメータ	【詳細法】液状化試験に対してフィッティング
	$C1$	液状化の終局状態を規定するパラメータ	一般値である 1.0 と設定
	$S1$	液状化特性全体を規定するパラメータ	一般値である 0.005 と設定
	FC	細粒分の含有率	試験値を踏襲

前述した整理を踏まえ、液状化層である下記層について、液状化挙動を再現するためのパラメータを設定する。

ここで、西川橋のAs1層については図 2.2.6 に示されるように液状化試験が実施されていることから、試験結果に対して要素シミュレーションによってパラメータを設定する。

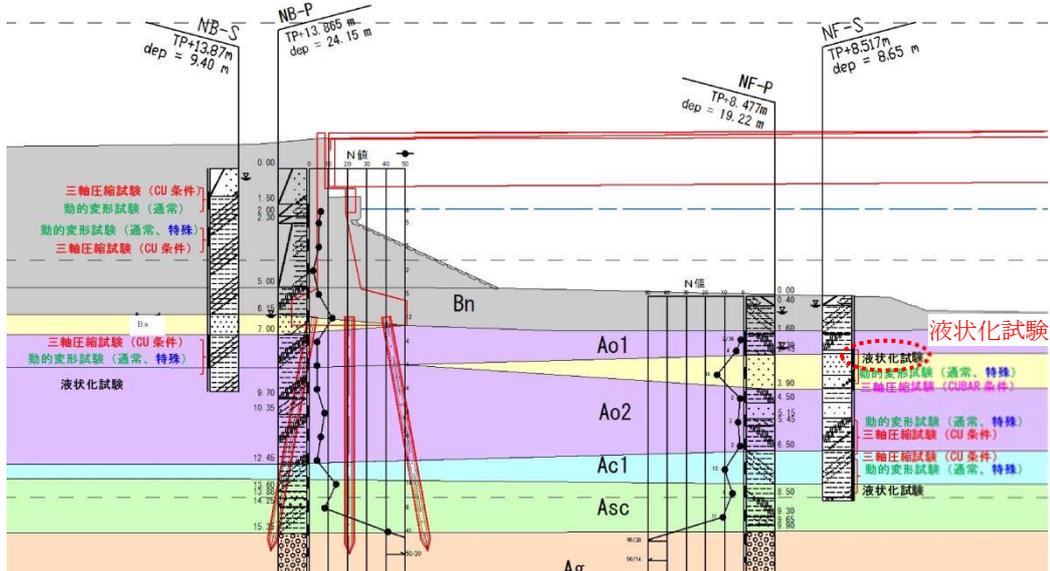


図 2.2.5 液状化試験位置

表 2.2.9 液状化試験結果

繰返し 載荷回数	軸ひずみの面振幅	$DA = 1\%$	○	4.5	7.5	0.7
		2%	△	10.0	53.4	2.5
		5%	□	34.4	259.2	16.6
		10%	◇	99.2		85.9
	過剰間隙水圧比 95% N_{U95}	●		32.0	133.0	12.0

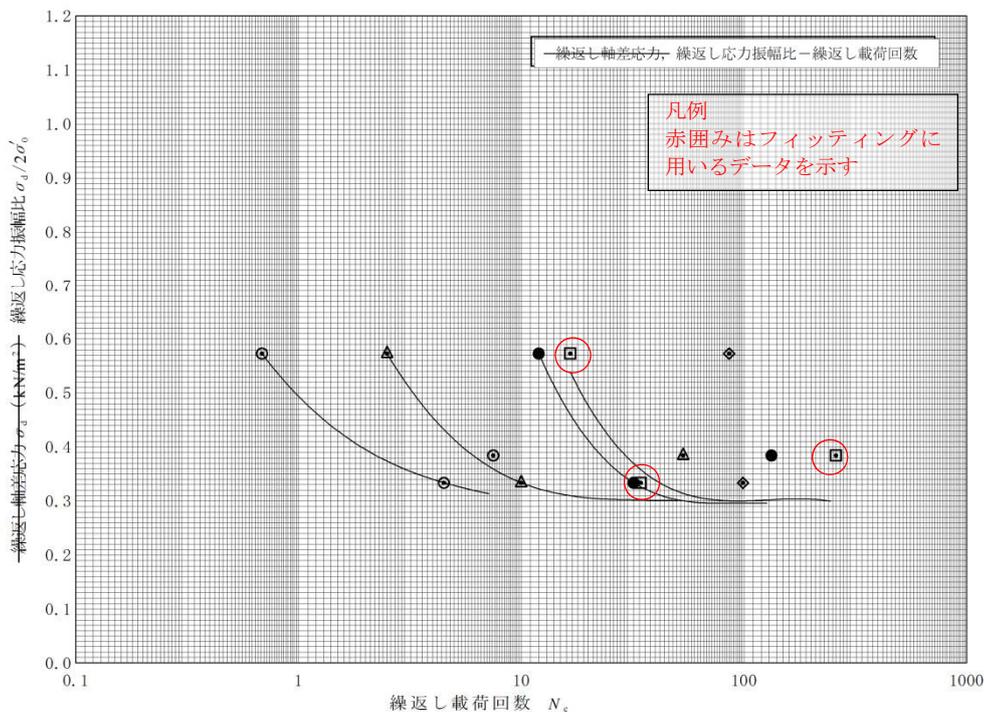


図 2.2.6 西川橋 As1 層の液状化強度曲線 (室内試験結果)

液状化試験を用いたフィッティングする際には、一般的に軸ひずみ両振幅 5%とすることが多い。そこで、DA=5%に対してフィッティングを行うが、I-3 供試体はその特徴がその他供試体に比較して傾向が異なることから、供試体 I-2 および I-4 に着目して行った。

表 2.2.10 に設定したパラメータを示し、図 2.2.7 にそのパラメータを用いた場合の液状化強度曲線のフィッティング結果を示す。図 2.2.7～図 2.2.11 に応力経路などのフィッティングも示す。試験結果との対比から、表 2.2.10 に設定したパラメータで概ね試験結果を再現できていると判断される。

表 2.2.10 西川橋 As1 層のパラメータフィッティング

Φ_p	S1	W1	P1	P2	C1
28	0.005	8.85	0.5	0.712	1.00

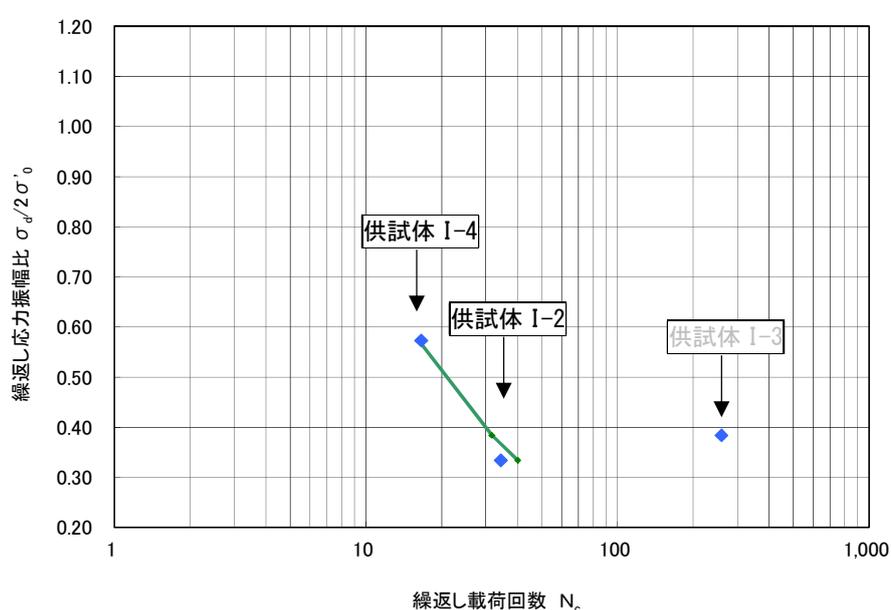


図 2.2.7 DA=5%における試験結果と要素シミュレーション結果

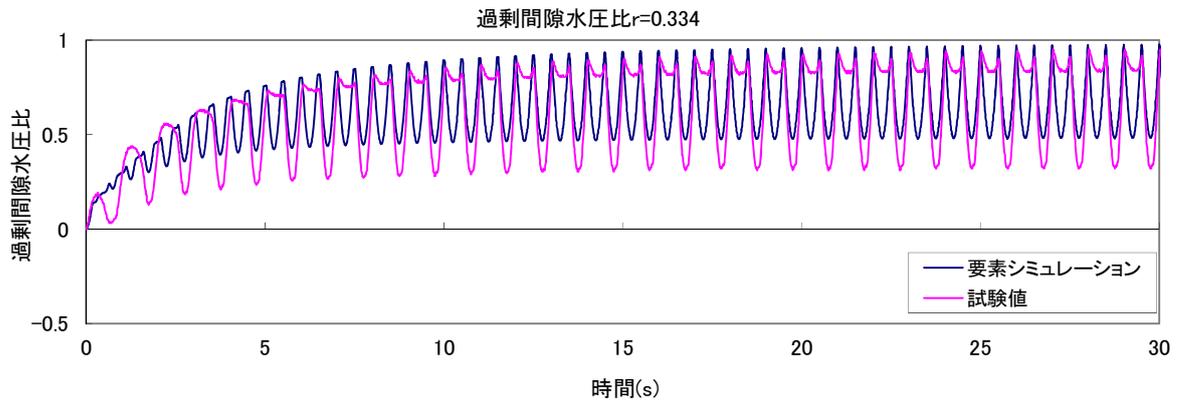
他層については液状化試験が実施されていない、以下の地層については、文献 1)で紹介されているグラフ等から簡易的に設定（以下、簡易法と称する）する。

- ◇ 西川橋 : 盛土層 (Bs 層)
- ◇ 落合橋 : 沖積砂質土層 (As1 層)

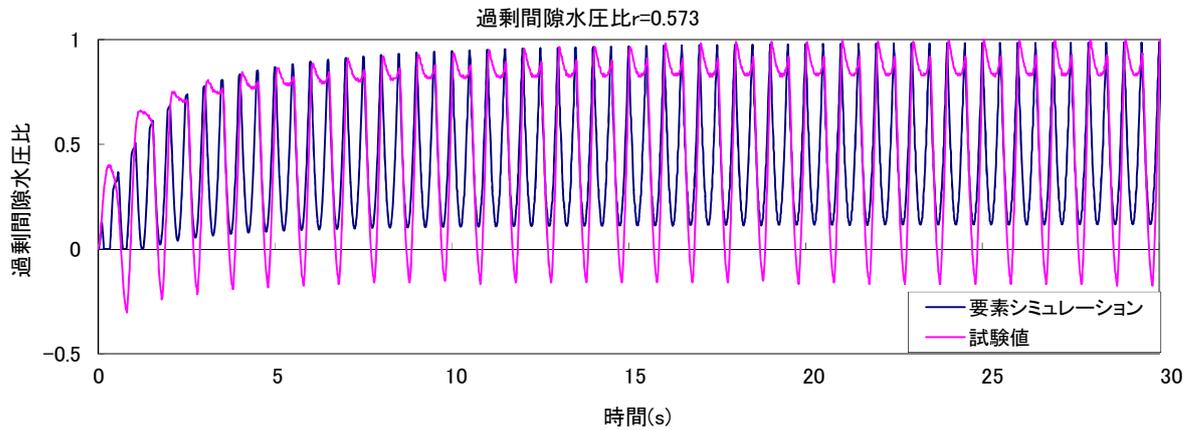
表 2.2.11 に、各層で設定した液状化パラメータを示す。ここで、有効拘束力 σ'_m とは、液状化層の中間位置における有効応力である。

表 2.2.11 液状化パラメータの設定

橋梁名	土質記号	設計N値	有効拘束力 σ_m' (kN/m ²)	液状化パラメータ						備考
				変相角 ϕ_p	W1	p1	p2	c1	S1	
西川橋	Bs層	2	83.6	28	3.73	0.5	1.089	0.909	0.005	簡易法
	As1層	14	19.2	28	8.85	0.5	0.712	1.00	0.005	要素シミュレーション
落合橋	As1層	7	139.5	28	0.054	0.5	1.16	1.385	0.005	簡易法

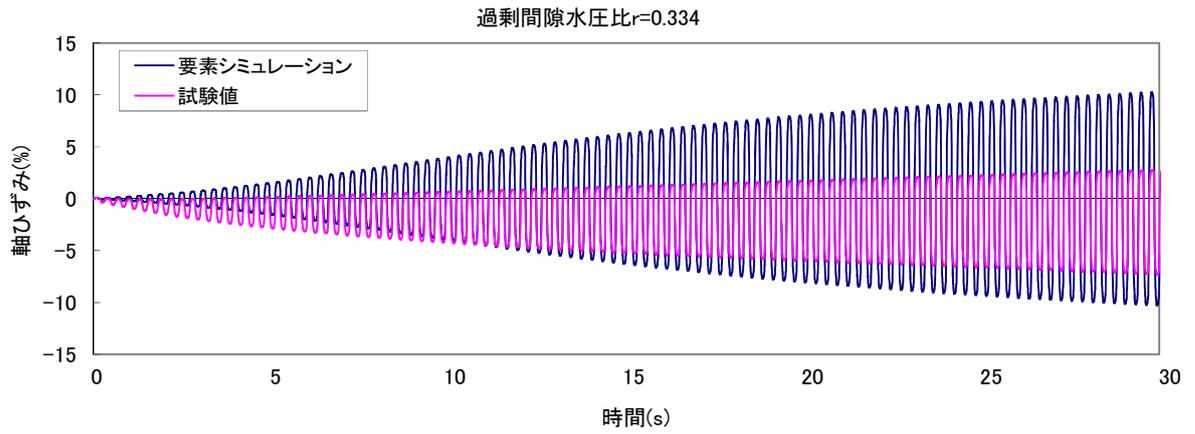


(a) I-2 供試体

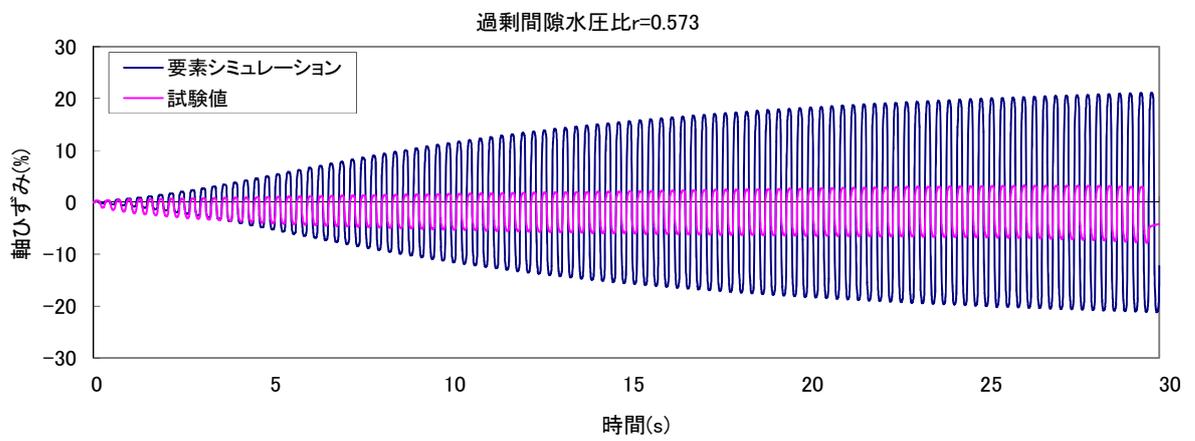


(b) I-4 供試体

図 2.2.8 過剰間隙水圧比のフィッティング結果 (西川橋 As1 層)

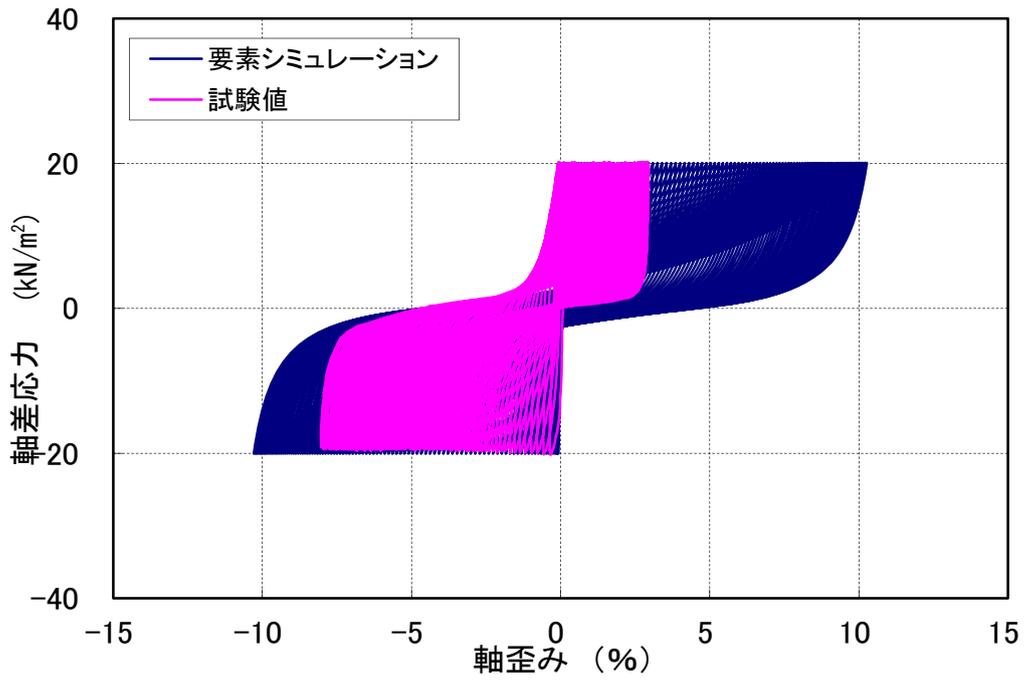


(a) I-2 供試体

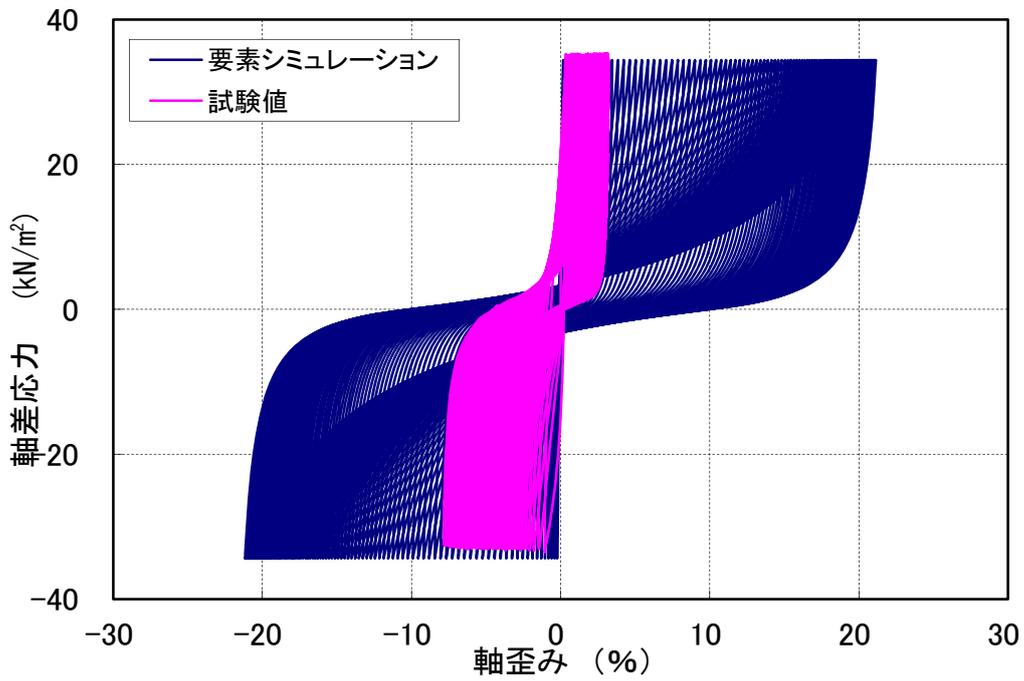


(b) I-4 供試体

図 2.2.9 軸ひずみフィッティング結果 (西川橋 As1 層)

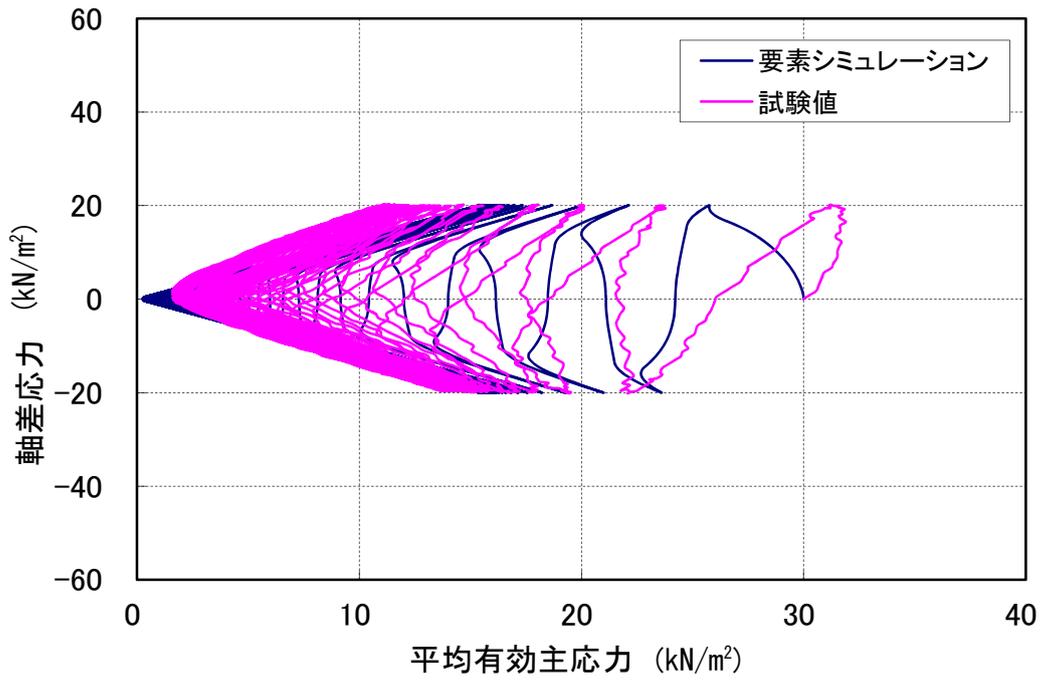


(a) I-2 供試体

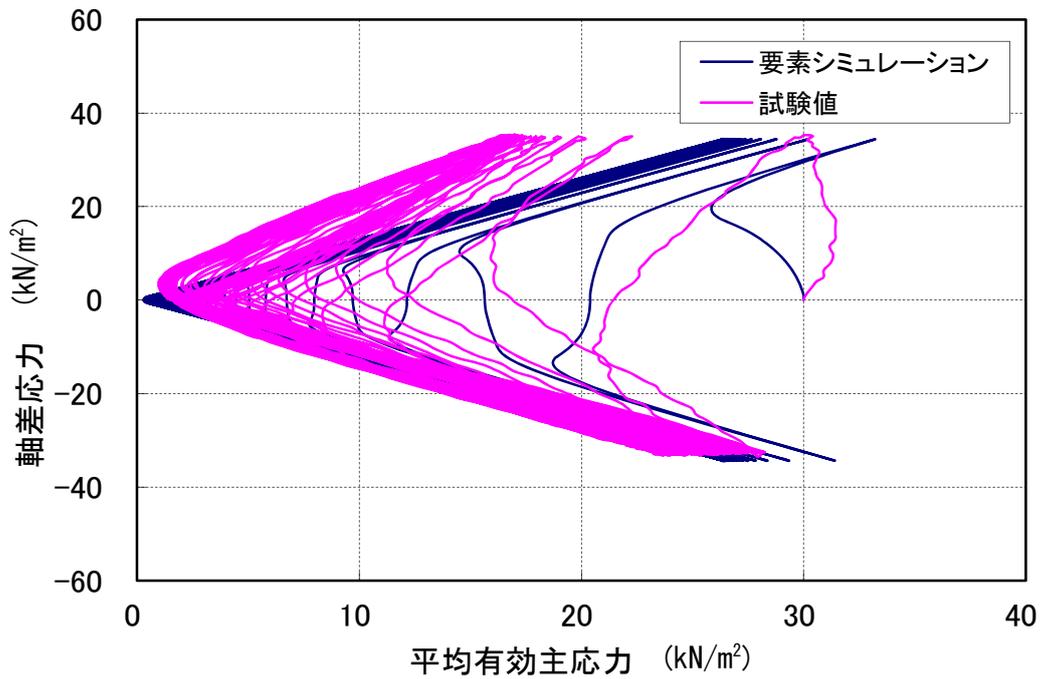


(b) I-4 供試体

図 2.2.10 応力ひずみ関係のフィッティング結果 (西川橋 As1 層)



(a) I-2 供試体



(b) I-4 供試体

図 2.2.11 応力経路のフィッティング結果 (西川橋 As1 層)

(5) 解析用の地盤定数の整理

以下に、FLIP 解析に用いる地盤定数を整理する。履歴減衰定数の上限値 h_{max} は、既往土質調査報告書で示されており各層の動的変形特性の h_{max} を平均して求めた。なお、本報告書で示されていない層については、文献¹⁾を参考に、砂層は 0.24、粘性土層は 0.2 と設定した。

表 2.2.12 FLIP 解析に用いる地盤定数一覧 (左：西川橋、右：落合橋)

土層名	土質	質量密度		履歴減衰				動的変形特性				液状化パラメータ				備考
		初期自重 解析用 ρ t/m ³	地震応答 解析用 ρ t/m ³	基準初期 せん断剛性 G_{ms} kPa	基準体積 弾性係数 K_m kPa	基準平均 有効応力 $\sigma_{m'}$ kPa	拘束圧 依存係数 m_G, m_K	間隙率 n	内部 摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c kPa	履歴減衰 上限値 h_{max}	w1	p1	p2	c1	
Bn	砂質土	1.73	1.73	2.470E+04	6.441E+04	40.5	0.5	0.45	12	51.4	0.162					
Bs	砂質土	0.84	1.84	1.148E+05	2.994E+05	83.6	0.5	0.45	37.65	0.0	0.24					
Ao1	粘性土	0.68	1.68	3.650E+04	9.519E+04	89.1	0.5	0.55	9.8	52.8	0.1925					
As	砂質土	0.28	1.28	5.060E+04	1.320E+05	19.2	0.5	0.45	40.71	0.0	0.236					
Ao2	粘性土	0.28	1.28	3.000E+04	7.824E+04	97.1	0.5	0.55	15.1	20.5	0.158					
Ac	粘性土	0.84	1.84	5.100E+04	1.330E+05	105.5	0.5	0.55	19.1	19.1	0.20					
Asc	粘性土	0.89	1.89	6.550E+04	1.708E+05	114.5	0.5	0.55	32.81	48.0	0.1405					
Ag	砂礫層	1.14	2.14	3.373E+05	8.796E+05	131.0	0.5	0.45	41.0	0.0	0.24					
Ns	砂質土	1.14	2.14	5.346E+05	1.394E+06	165.1	0.5	0.45	45.0	0.0	0.24					

土層名	土質	質量密度		動的変形特性				液状化パラメータ				備考				
		初期自重 解析用 ρ t/m ³	地震応答 解析用 ρ t/m ³	基準初期 せん断剛性 G_{ms} kPa	基準体積 弾性係数 K_m kPa	基準平均 有効応力 $\sigma_{m'}$ kPa	拘束圧 依存係数 m_G, m_K	間隙率 n	内部 摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c kPa	履歴減衰 上限値 h_{max}		w1	p1	p2	c1
Bn-1水上	砂質土	1.84	1.84	2.847E+04	7.424E+04	39.4	0.5	0.45	20.0	29.8	0.2285					
Bn-2水上	砂質土	1.73	1.73	7.318E+04	1.908E+05	99.1	0.5	0.45	13.2	47.5	0.167					
Bn-2水下	砂質土	0.73	1.73	7.318E+04	1.908E+05	120.5	0.5	0.45	13.2	47.5	0.167					
Ao1	粘性土	0.63	1.63	2.955E+04	7.707E+04	128.4	0.5	0.55	14.3	14.3	0.1655					
As1	砂質土	1.04	2.04	5.456E+04	1.423E+05	139.5	0.5	0.45	37.78	0.0	0.24					
Ao2	粘性土	0.63	1.63	3.373E+04	8.797E+04	148.5	0.5	0.55	15.1	28.5	0.187					
As2	粘性土	0.89	1.89	6.308E+04	1.645E+05	158.9	0.5	0.55	0.00	64.0	0.20					
Ag	砂礫層	1.14	2.14	2.265E+05	5.907E+05	173.1	0.5	0.45	39.12	0.0	0.24					
Ns	砂礫層	1.14	2.14	6.449E+05	1.682E+06	209.6	0.5	0.45	45.0	0.0	0.24					

※黄色ハッチは液状化層

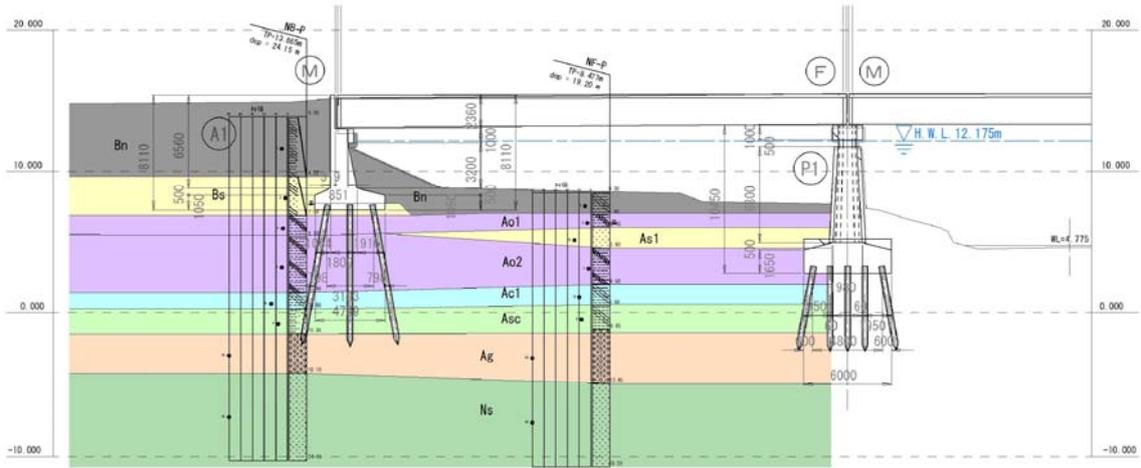


図 2.2.12 西川橋 地質縦断面図

表 2.2.13 西川橋 地盤定数一覧

NB-P橋元		NF-S橋元								静的地盤定数									
標高 13.865		標高 8.477								内部摩擦角 φ deg		粘着力c		変形係数Eo					
土質記号	下限標高 TP±m	層厚(m)	N値①	有効土載重 σ'v	N値②	単位体積重量 γt	有効土載重 σv	N値④	土質記号	室内試験値 (Deg)	道路橋からの推定式③、④の平均	cptからの推定 (Deg)	一般式 c=6×N(①、②の平均) (kN/m2)	三軸から得られる粘着力 (kN/m2)	cptからの推定 (kN/m2)	孔内水平載荷試験から得られるEp×4 (kN/m2)	三軸試験から得られるEo(①、②の平均) (kN/m2)	E=200×N (①、②の平均) (kN/m2)	
																			NB-P [kN/m2]
Bn	9.65	4.22	5	35.9	6.88	1.60	5	17.0	13.6	Bn	12(CU)	適用外 (NO5)	30.0	61.4(CU)			27,200	14,000	
Bs	6.87	2.78	2	96.8				18.0		Bs		適用外 (NO5)	28.3					5,600	
Ao1	5.37	1.50	4	118.8	6.03	0.85	3	16.5	33.8	Ao1	9.8(CU)	適用外 (NO5)	24.0	62.8(CU)			93,600	9,800	
As					4.58	1.45	14	12.5	44.4	As1	34.2 (CUBAR)	適用外 (NO5)		5.2 (CUBAR)			22,600	14,900	39,200
Ao2	1.42	3.95	5	129.2	1.98	2.60	2	12.5	53.7	Ao2	15.1(CU)	適用外 (NO5)	21.0	20.5(CU)			7,900	23,700	9,800
Ac	0.26	1.16	14	139.8	0.48	1.50	10	18.0	63.4	Ac	19.1(CU)	粘土	72.0	19.1(CU)			63300	33,600	
Asc	-1.49	1.75	8	151.7	6.1	-1.17	1.65	8	18.5	Asc	32.8		48.0		85	7,000		22,400	
Ag	-4.24	2.75	50	174.2	34.8	-4.97	3.80	50	21.0	Ag	41.0							140,000	
Ns	-10.28	6.04	50		-10.72	5.75	50	21.0		Ns	45.0 (上限値)							140,000	
		24.15		19.20															

NB-P橋元		動的変形特性										G/G _o 、1~γ 曲線	土質記号		
標高 13.865		NB-P					NF-P								
土質記号	下限標高 TP±m	層厚(m)	N値①	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	動ポアソン比νd	初期せん断弾性係数G _o (kN/m2)	動変形係数Ed (kN/m2)	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	動ポアソン比νd	初期せん断弾性係数G _o (kN/m2)	動変形係数Ed (kN/m2)		
														G/G _o 、1~γ 曲線	土質記号
Bn	9.65	4.22	5	380	118	0.434	24.7	70,800	301	142	0.341	38.1	98,500	①	Bn
Bs	6.87	2.78	2	696	257	0.421	114.8	326,000							土研式
Ao1	5.37	1.50	4	813	146	0.483	36.6	108,300	361	156	0.385	41.4	49,900	②	Ao1
As									431	170	0.408	50.6	142,441	③	As1
Ao2	1.42	3.95	5	1098	154	0.489	30.0	89,300	1030	118	0.491	18.0	53,609	④	Ao2
Ac	0.26	1.16	14	1431	167	0.493	51.0	152,300	1126	210	0.482	81.0	240,081	⑤	Ac
Asc	-1.49	1.75	8	1188	186	0.493	65.5	195,500	1425	115	0.497	25.1	75,120	⑤	Asc
Ag	-4.24	2.75	50	1799	373	0.474	337.3	986,600	1801	291	0.485	203.0	600,855	土研式	Ag
Ns	-10.28	6.04	50	1700	485	0.452	534.6	1,539,200	1741	588	0.434	750.0	2,142,817		Ns
		24.15													

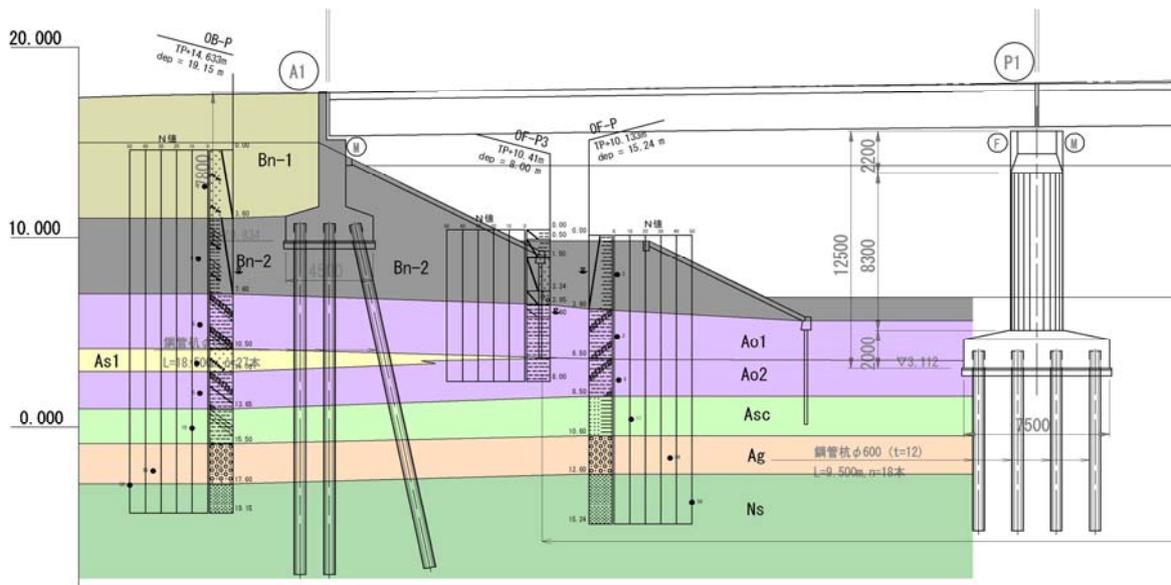


図 2.2.13 落合橋 地質縦断面図

表 2.2.14 落合橋 地盤定数一覧

OB-P層元 標高 14.633				OF-P層元 標高 10.133				静的地盤定数												
土質記号	下限標高 TP±m	層厚(m)	N値①	有効上載圧 σ'v kN/m ²	N値②	単位体積重量 γt kN/m ³	有効上載圧 σ'v kN/m ²	N値③	土質記号	内部摩擦角 φ deg			粘着力c			変形係数Eo				
										室内試験値 (Deg)	掃尾橋からの推定式 ③、④の平均 (Deg)	cptからの推定 (Deg)	一般式 c=6×N(①、②の平均) kN/m ²	三軸から得られる粘着力 (kN/m ²)	cptからの推定 kN/m ²	孔内水平載荷試験から得られる 変形係数E50×4 kN/m ²	三軸試験から得られる 変形係数E90×4 kN/m ²	E=2800×N (①、②の平均) kN/m ²		
Bn-1	11.03	3.60	2	32.4			18.0		Bn-1	20.0(CU)	適用外 (N/S)		12.0	29.8(CU)			26,200	5,600		
Bn-2	7.03	4.00	6	98.8	6.23	3.90	2	17.0	33.2	Bn-2	13.2(CU)	適用外 (N/S)			47.5(CU)		10,500	20,400	11,200	
Ao1	4.13	2.90	5	130.7	3.63	2.60	2	16.0	55.3	Ao1	14.3(CU)	適用外 (N/S)		21.0	14.3(CU)		5,120	36,000	9,800	
As1	2.93	1.20	7	145.6	5.5			20.0		As1	27.9								19,600	
Ao2	0.98	1.95	5	157.8	1.63	2.00	3	16.0	69.5	Ao2	15.1(CU)	適用外 (N/S)		24.0	28.5(CU)				37,200	11,200
Asc	-0.87	1.85	10	171.5	7.0	-0.47	2.10	11	18.5	84.9	12.1	Asc	33.8	34.6	60.0		64			29,400
Ag	-2.97	2.10	35	193.4	22.6	-2.47	2.00	36	21.0	105.2	34.9	Ag	39.1							99,400
Ns	-4.52		50					50	21.0			Ns	45.0 (上限値)							140,000
			17.60					15.24												

OB-P層元 標高 14.633				動的変形特性								G/Go, h~γ 曲線	土質記号		
土質記号	下限標高 TP±m	層厚(m)	N値①	NB-P				NF-P							
				P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	初期せん断 弾性係数 G MN/m ²	動変形係数Ed MN/m ²	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	初期せん断 弾性係数 G MN/m ²	動変形係数Ed kN/m ²				
Bn-1	11.03	3.60	2	250	125	0.331	28.5	76.2					①	Bn-1	
Bn-2	7.03	4.00	6	626	207	0.395	73.2	210.5	462	91	0.475	14258.4	42,193	②	Bn-2
Ao1	4.13	2.90	5		135	0.484	29.6	87.8	846	127	0.486	26073.9	77,619	③	Ao1
As1	2.93	1.20	7	1177	172	0.489	54.6	162.5						土研式	As1
Ao2	0.98	1.95	5	1362	145	0.494	33.7	100.8	1389	127	0.496	26080.7	78,021	④	Ao2
Asc	-0.87	1.85	10	1506	185	0.492	63.1	188.3	1575	178	0.493	58037.4	173,363	⑤(西川橋のデータを 適用)	Asc
Ag	-2.97	2.10	35	1686	325	0.480	226.5	670.8	1570	347	0.471	257929.7	760,551	土研式	Ag
Ns	-4.52		50	1829	549	0.451	644.9	1,870.8	1775	560	0.445	671770.7	1,941,124		Ns
			17.60												

(6) 境界条件

1) 側方境界

動的解析における地盤モデルの側方境界は、入力した波形の反射波の影響を受ける。反射の影響を低減させる方法として、①十分な領域を設けて水平ローラとする方法と、②エネルギー伝達境界あるいは、③粘性境界を設ける方法が挙げられるが、②のエネルギー伝達境界は周波数応答解析に対して適用できる境界条件であるため、適用できない。また、本解析モデルの水平方向は、開削トンネルの耐震設計資料を参考に基礎幅の5倍以上をモデル化しているが、このモデル範囲で反射の影響を受けるか否かについては十分な知見がない。

そこで、本解析では、十分な側方領域を確保し、波動の入射エネルギーを境界における粘性応力によって吸収する粘性境界を適用して反射の影響を低減させるようにした。側方粘性境界のパラメータは $\gamma \times V_p$ で、 γ : 単位体積重量 (kN/m³)、 V_p は P 波速度 (m/s) である。

表 2.2.15 西川橋の側方粘性境界条件

土質 記号	左側の自由地盤			右側の自由地盤		
	P 波速度 Vp (m/s)	$\gamma \times Vp$ 算定値	採用値	P 波速度 Vp (m/s)	$\gamma \times Vp$ 算定値	採用値
Bn	380	6,457.7	6,460	301	5,121.5	5,120
Bs	696	12,528.0	12,530	—	—	—
Ao1	813	13,416.7	13,420	361	5,961.6	5,960
As	—	—	—	431	5,389.3	5,390
Ao2	1098	13,722.6	13,720	1030	12,873.4	12,870
Ac	1431	25,750.9	25,750	1126	20,268.7	20,270
Asc	1188	21,982.2	21,980	1425	26,364.7	26,360
Ag	1799	37,778.8	37,780	1801	37,819.3	37,820
Ns	1700	35,706.2	35,710	1741	36,553.2	36,550

表 2.2.16 落合橋の側方粘性境界条件

土質 記号	左側の自由地盤			右側の自由地盤		
	P 波速度 Vp (m/s)	$\gamma \times Vp$ 算定値	採用値	P 波速度 Vp (m/s)	$\gamma \times Vp$ 算定値	採用値
Bn-1	253	4,552.2	4,550	—	—	—
Bn-2	626	10,638.4	10,640	462	7,852.4	7,850
Ao1	846	13,539.8	13,540	846	13,539.8	13,540
As1	1177	23,547.3	23,550	—	—	—
Ao2	1362	21,797.0	21,800	1389	22,216.5	22,220
Asc	1506	27,869.9	27,870	1575	29,138.8	29,140
Ag	1686	35,401.5	35,400	1570	32,974.7	32,970
Ns	1829	38,403.5	38,400	1775	37,284.2	37,280

2) 底面境界

底面境界の設定は、解析に用いる入力地震動の種類によって異なる。本解析に用いる地震動の概要は下記に示すとおりである。

- ・西川橋： 山崎震動観測所で観測されたNs層の鉛直アレー波（E波+F波）
- ・落合橋： K-NET大和の観測波（露頭波で2E波）

西川橋の解析には鉛直アレー波（E+F）を工学的基盤面（Ns層）に入力することとなるため、基盤面より下方の逸散が考慮されることとなるため、底面は固定とした条件とする。

一方、落合橋の解析には、近傍の露頭地盤で観測された地震波（2E波）をそのまま工学的基盤面に入力するため、基盤面より下方への逸散を考慮する必要があるため、底面を粘性境界とする。底面粘性境界を定義するパラメータは、 $\gamma \times V_s$ である。ここで、 γ ：単位体積重量（ kN/m^3 ）および V_s はS波速度（ m/s ）である。

表 2.2.17 落合橋の底面粘性境界条件

土質記号	S波速度 V_s (m/s)			単位体積重量 γt (kN/m^3)	底面粘性境界 $\gamma \times V_s$
	NB-P	NF-P	平均値		
Ns	549	560	560	21	11,760

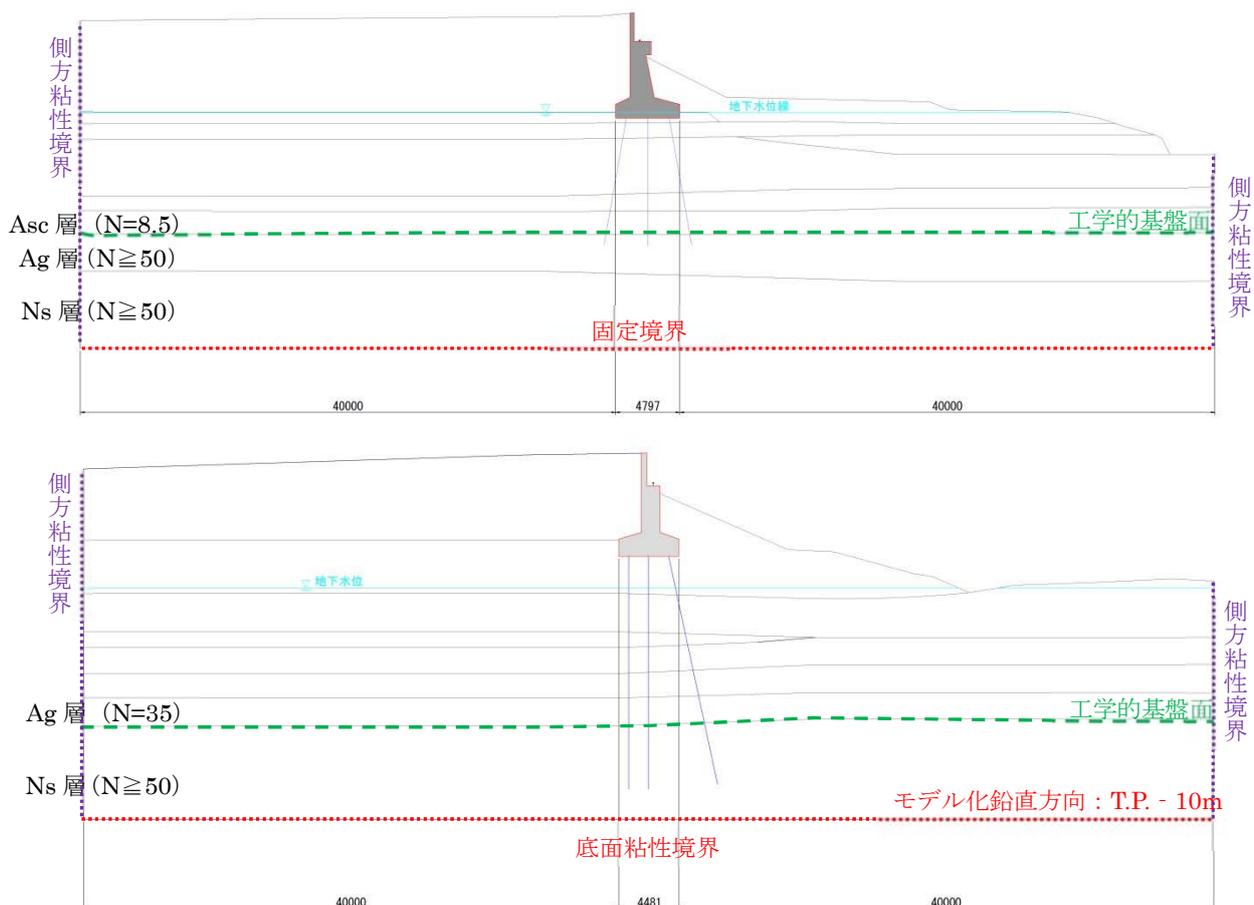


図 2.2.14 境界条件の整理（上段：西川橋、下段：落合橋）

(7) 橋梁のモデル化

橋台のモデル化にあたっては、橋台躯体、杭基礎、上部構造についてモデル化する必要がある。以下に、モデル化方法について整理する。

① 上部構造

西川橋および落合橋の A1 橋台はともに可動支承で上部構造を支持していることから、水平方向に考慮する上部構造の荷重としては、死荷重反力 R_d に摩擦係数 0.15 を乗じた値を、また、鉛直方向に考慮する上部構造の荷重としては、死荷重反力 R_d を支点位置に考慮する。

なお、モデル範囲の設定節で記述したとおり、解析モデルの奥行き方向は橋台幅としていることから、復元解析から得られた死荷重反力 R_d をそのまま用いて水平方向および鉛直方向に考慮する。解析に考慮する荷重を表 2.2.18 に整理する。

表 2.2.18 解析に用いる上部構造重量の整理

対象橋梁	上部構造重量 (kN)	
	水平方向	鉛直方向
西川橋	180kN ($R_d \times 0.15$)	1,150kN ($=R_d$)
落合橋	280kN ($R_d \times 0.15$)	1,850kN ($=R_d$)

② 橋台躯体

橋台の躯体（パラペット、堅壁、フーチング）は、剛な平面ひずみ要素としてモデル化（変形係数 $=\infty$ ）し、単位体積重量は鉄筋コンクリートの 24.5kN/m^3 としてモデル化を行う。

③ 橋台躯体－杭頭接合部

杭基礎の杭頭接合部の配筋・定着状況がわかる竣工図が現存しなかったため、どの程度定着しているか想定することができないが、当時の設定手法においても、杭頭を剛結・ピンの両方において設計していたこと、当時の示方書から解読できる。そこで、本解析において杭頭接合部の結合条件は剛合・ピンの両方について解析を行う。

杭頭の結合条件は図 2.2.15 に示すとおり、フーチングの平面ひずみ要素と杭位置に重複する節点（二重節点）を設け、その間を MPC 結合（多自由度間の変位拘束条件）とした。なお、平面ひずみ要素と杭を結合させるために、ダミーの剛部材を平面ひずみ要素に貫通している。

図 2.2.15

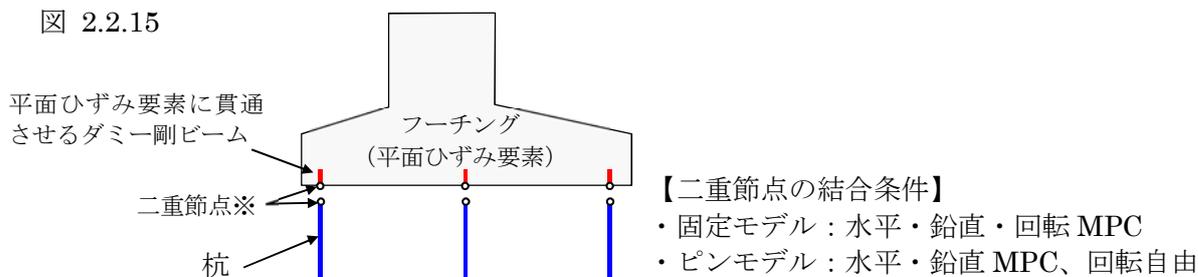


図 2.2.15 杭頭結合方法

④ 杭基礎本体

西川橋および落合橋の杭基礎については、非線形はり要素にてモデル化を行う。非線形特性は、“既設橋梁の復元解析”章にて整理したとおり、限られた情報から復元解析を実施して諸元を設定し、 $M-\phi$ 特性を算定している。骨格曲線は、西川橋は RC 杭であるためトリリニア型、落合橋は鋼管杭であるためバイリニア型とする。

骨格曲線および履歴特性を図 2.2.16 に示す。FLIP の解析上、トリリニア型を適用する際には軸力変動の影響を考慮できないため、西川橋の軸力変動モデルにおいては、バイリニア型に変換してモデル化している。

図 2.2.16

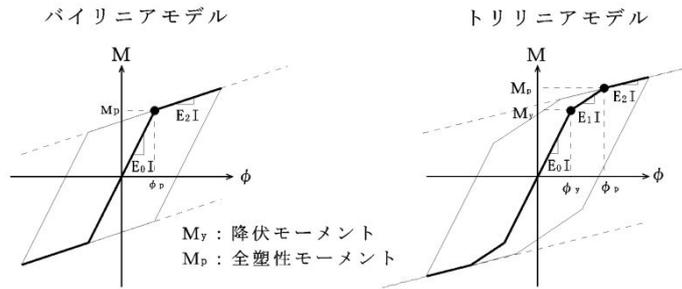


図 2.2.16 杭本体（非線形はり要素、 $M-\phi$ 履歴特性）

i) 西川橋

a) (軸力変動なしモデル)

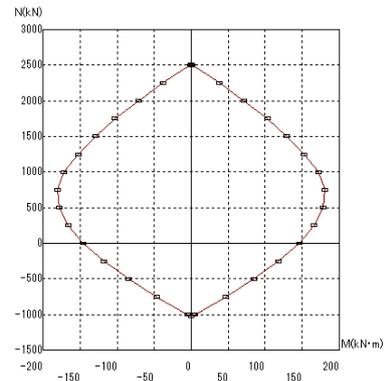
表 2.2.19 $M-\Phi$ 関係（死荷重時軸力）

No	区間長 (m)	Mc (kN.m) ϕ_c (1/m)	My (kN.m) ϕ_y (1/m)	Mu (kN.m) ϕ_u (1/m)	死荷重時 軸力N (kN)
1	9.600	38.2 0.0008675	134.3 0.0058802	184.0 0.0209161	271.8

b) (軸力変動ありモデル)

表 2.2.20 $M-\Phi$ 関係

軸力 N(kN)	My'(kN.m)	ϕ_y' (1/m)
0	155.3	0.0076319
272	184.0	0.0080563
350	191.1	0.0081774
450	199.1	0.0083100
550	206.2	0.0084373
650	212.1	0.0085414



ii) 落合橋

表 2.2.21 $M-\Phi$ 関係（浮力無し：軸力=414.6 (kN) (死荷重時軸力)）

No	区間長 (m)	曲げモーメント (kN.m)		曲率 (1/m)	
		My	Mp	ϕ_y	ϕ_y'
1	17.500	382.7	557.7	0.0034059	0.0049637

⑤ 地盤－杭基礎

地盤と杭基礎間には、そのすべり挙動を再現するために、ジョイント要素を用いる。せん断強度 τ は、モールクーロンの $\tau = c + \sigma_n \tan \phi$ (ここで、 c は粘着力、 σ_n は垂直方向の有効拘束圧、 ϕ はせん断抵抗角である)。ジョイント要素の骨格曲線を図 2.2.26 落合橋解析用の地震波 (NS' 方向) に示す。

本解析では、 $c=0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=15^\circ$ とする。剛性については、比較的大きい値を用いるせん断方向剛性 K_s を $1.0 \times 10^6\text{kN/m}$ とした。垂直方向の有効拘束圧は内部計算で求まる。

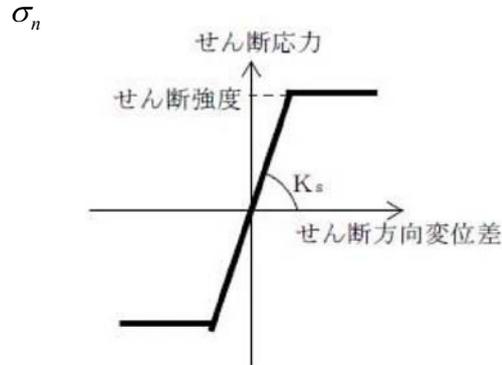


図 2.2.17 地盤と杭の接触要素 (ジョイント要素)

⑥ 地盤－橋台縦壁・フーチング

地盤と橋台の接触面についても、前述と同様のジョイント要素を使用するが、前章と同様に、地盤と橋台間の剥離挙動を再現するために、ジョイント要素を用いる。本解析では、 $c=0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=15^\circ$ とし、剛性は $K_n=1.0 \times 10^6\text{kN/m}$ とした。

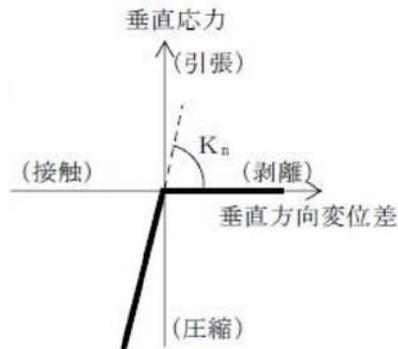


図 2.2.18 地盤と橋杭の接触要素 (ジョイント要素)

2.2.4 入力地震動

(1) 観測所および境界条件

解析に使用する入力地震動について整理する。

西川橋の解析には、架橋地点に近い山崎震動観測所で鉛直アレー観測波がある（地表面、小段、小段-22m）。このうち、“小段-22m”が工学的基盤面位置（Ns層）における地震記録であることから、当該波形を解析モデル底面（工学的基盤面 Ns層）に入力する。なお、工学的基盤面における観測波であり、入射波（E）と反射波（F）の和である複合波（E+F）であることから、解析モデルの底面には粘性境界を設けない。

落合橋の解析には、架橋地点に近い K-NET 大和（MYG009）で観測された地表面波を使用する。加速度波形は、K-NET より入手する。本観測波は露頭基盤で観測された地震波で、反射波 F は入射波 E となるため、2E 波となる。そのため、工学的基盤面より下方の逸散を考慮できるように粘性境界を設ける。

なお、入手した波形は NS および EW 成分であることから、橋台の土圧方向に対する角度補正を行った波形を使用する。なお、地震波に対してフィルター処理は行わない。

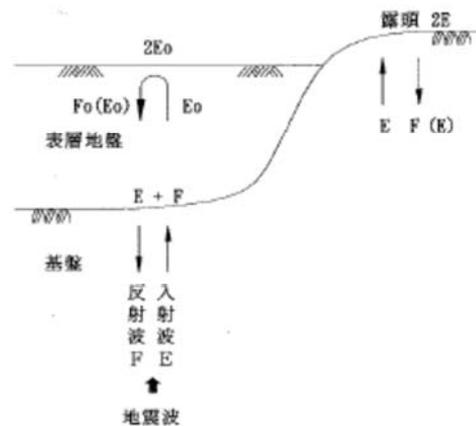


図 2.2.19 入射波および反射のイメージ図

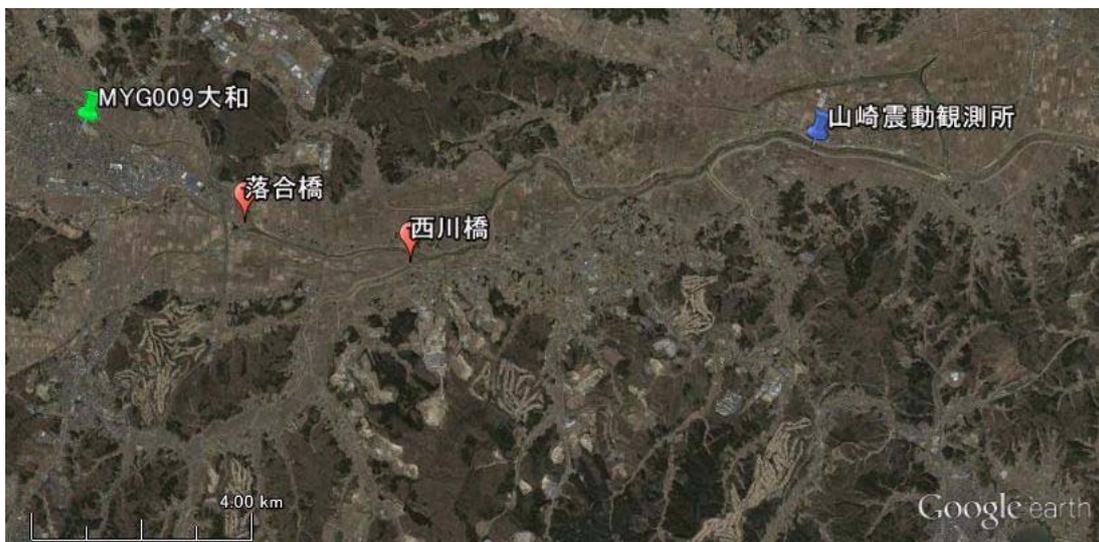


図 2.2.20 対象橋梁と観測点の位置関係

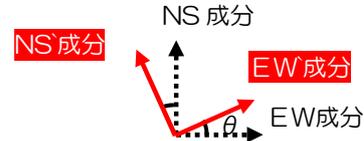
(2) 入力地震動

西川橋および落合橋の橋台は、土圧の作用方向（構造に対して直交）は観測波の NS 方向に対して角度を有しており、解析モデルも土圧の作用方向に設定しているため、地震波に対して角度補正を実施する。

角度は次式によって補正する。

$$NS'(t) = \cos\theta \cdot NS(t) - \sin\theta \cdot EW(t)$$

$$EW'(t) = \cos\theta \cdot EW(t) + \sin\theta \cdot NS(t)$$



1) 西川橋

西川橋の航空写真を下記に示す。橋台の土圧方向は NS 成分に対して 25°程度の角度を有していることから、地震波の角度補正を実施する。図 2.2.22 に解析に用いる波形を示す。

なお、本加速度の継続時間が 655sec と長継続地震波であるため、解析時間および解析領域の縮小の観点から、250sec 以上を削除して解析する。なお、地震波の時間間隔は 0.01 秒である。



図 2.2.21 西川橋の航空写真および設置方向（地図データ：Google,DigitalGlobe）

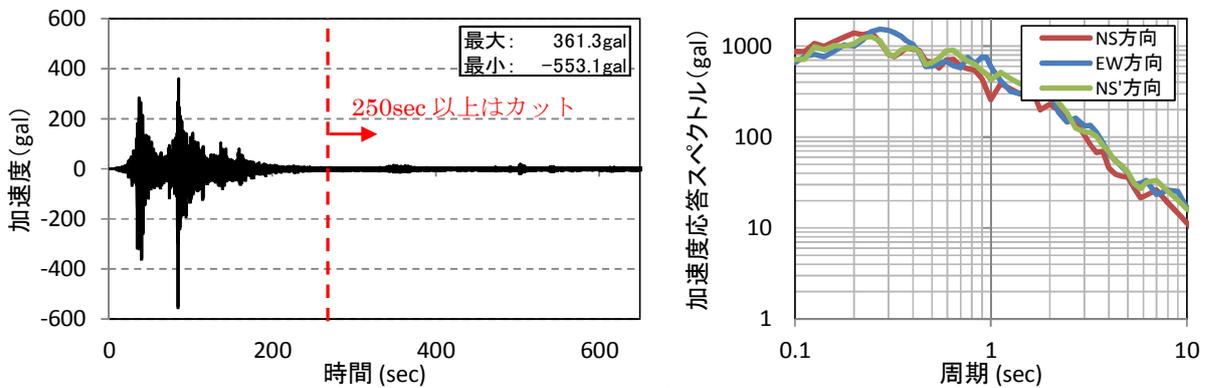


図 2.2.22 西川橋解析用の地震波（NS'方向）

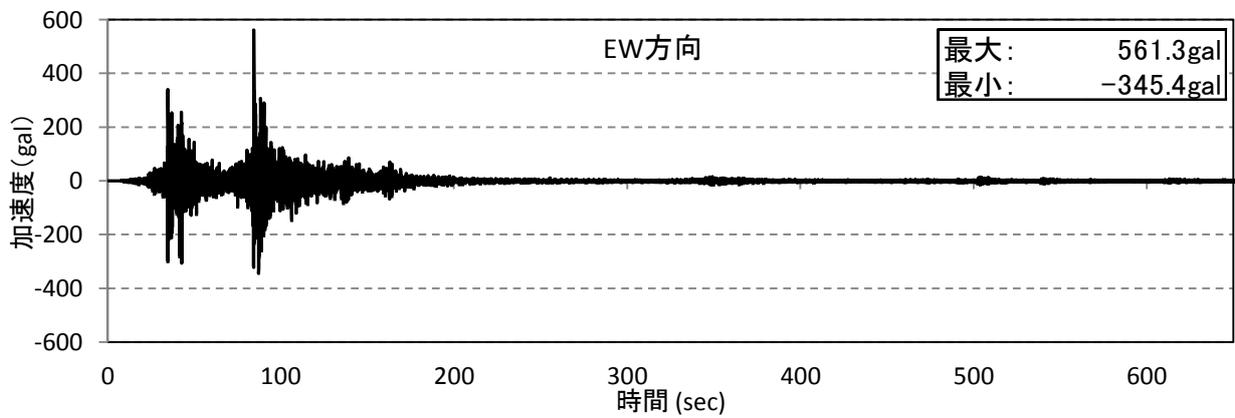
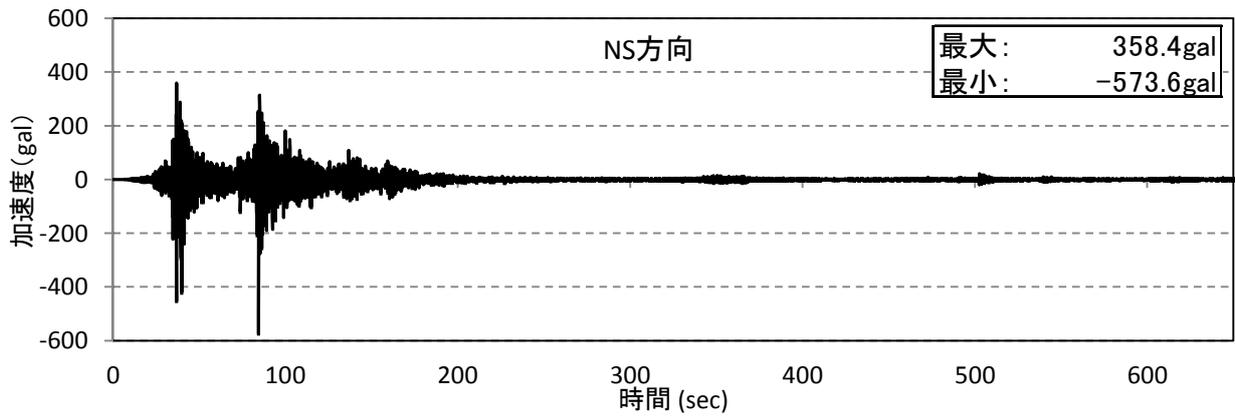


図 2.2.23 西川橋解析用の地震波 (NS,EW 方向波)

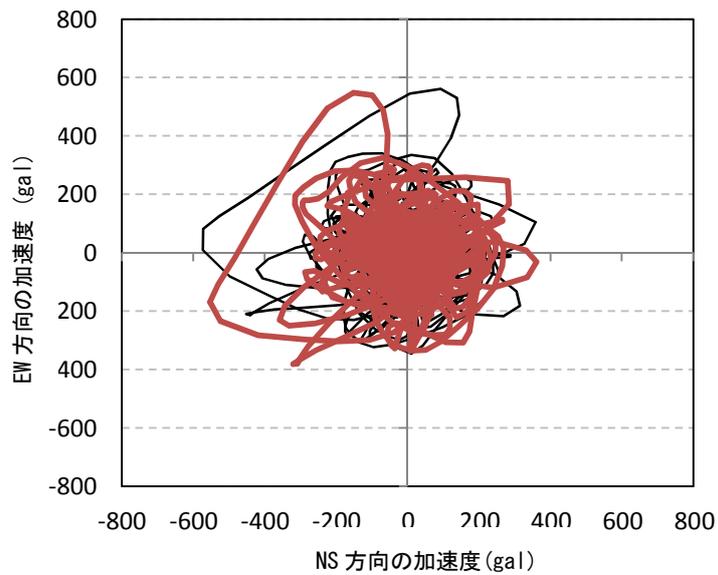


図 2.2.24 西川橋解析用の地震波 (オービット)

2) 落合橋

落合橋の航空写真を下記に示す。橋台の土圧方向は NS 成分に対して 21° 程度の角度を有していることから、 $\theta=21^\circ$ として K-NET 大和 (MYG009) の観測地震波に対して角度補正を実施する。

図 2.2.26 に解析に用いる波形を示す。

なお、本加速度の継続時間が 300sec と長継続地震波であるため、解析時間および解析領域の縮小の観点から、250sec 以上を削除して解析する。なお、地震波の時間間隔は 0.01 秒である。

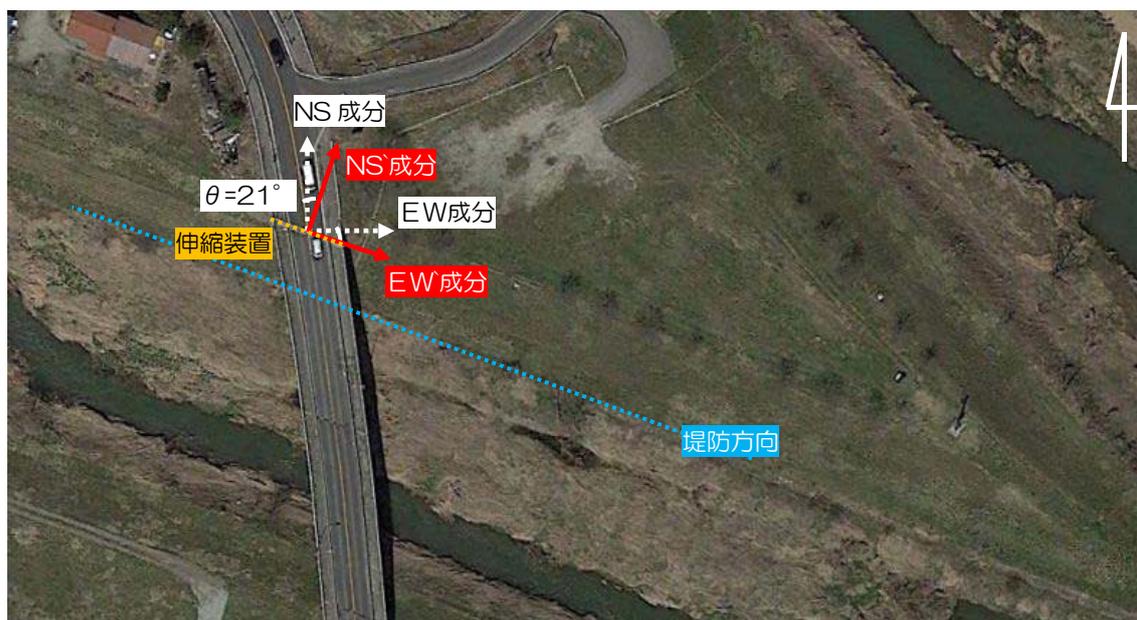


図 2.2.25 落合橋の航空写真および設置方向 (地図データ: Google, DigitalGlobe)

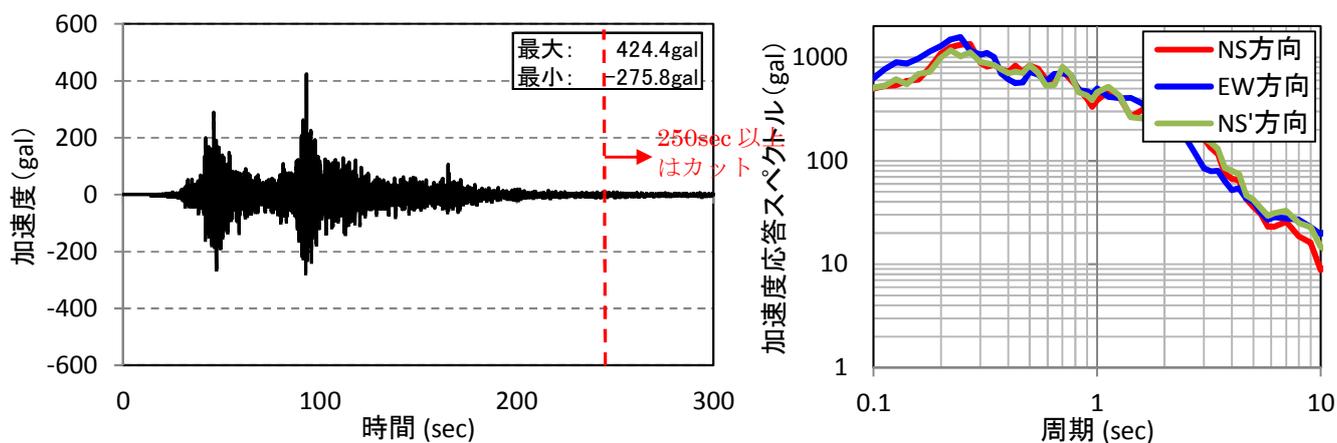


図 2.2.26 落合橋解析用の地震波 (NS'方向)

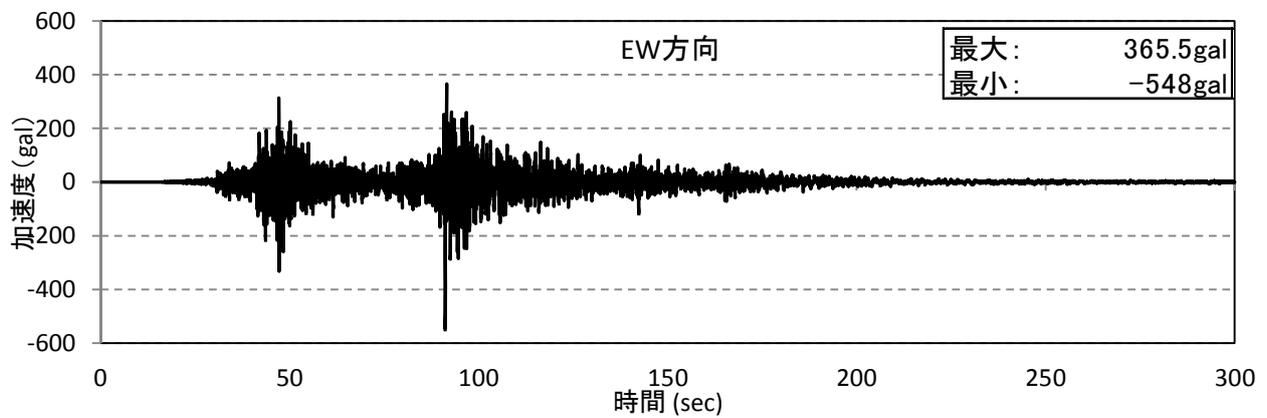
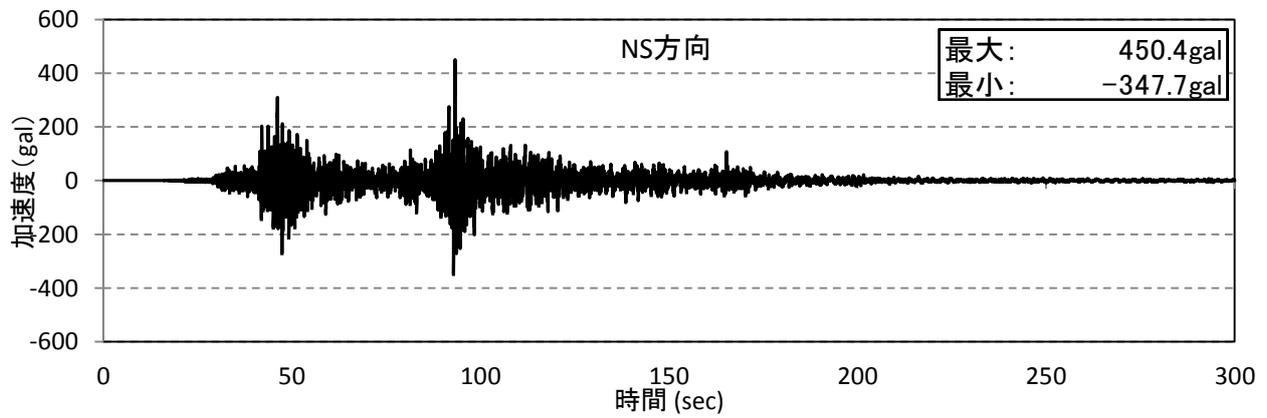


図 2.2.27 落合橋解析用の地震波 (NS,EW 方向波)

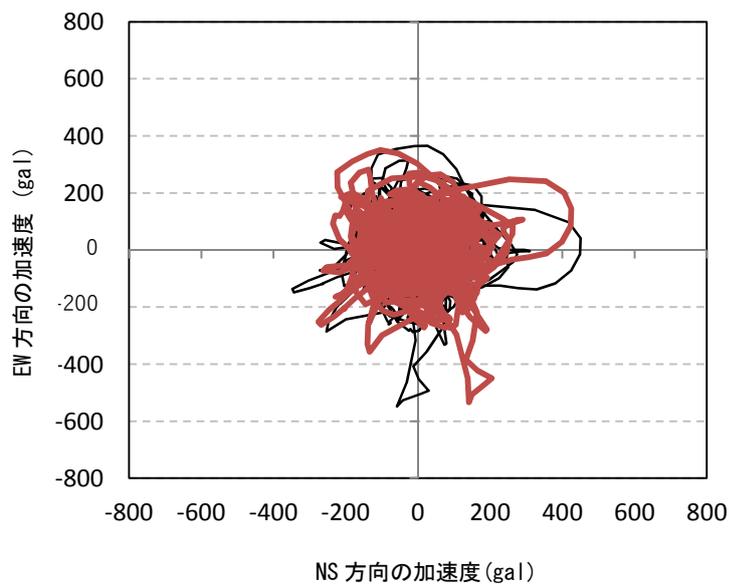


図 2.2.28 落合橋解析用の地震波 (オービット)

2.2.5 解析条件

下記に、上述した条件以外の解析条件を整理する。

- ・ 積分間隔 Δt : 0.01sec (入力地震動の間隔とし、再分割しない)
- ・ 積分手法 : Wilson θ 法 ($\theta=1.4$)
- ・ 変形解析 : 微小変位解析

2.3 解析結果

2.3.1 解析手順

図 2.3.1 に解析の手順を示す。

動的解析に先立ち、各種要素に対して初期応力・初期断面力を導入するための非線形自重解析を実施する。自重解析において変形が生じるものの、動的解析の初期条件として、変位は引き継がないように設定した。

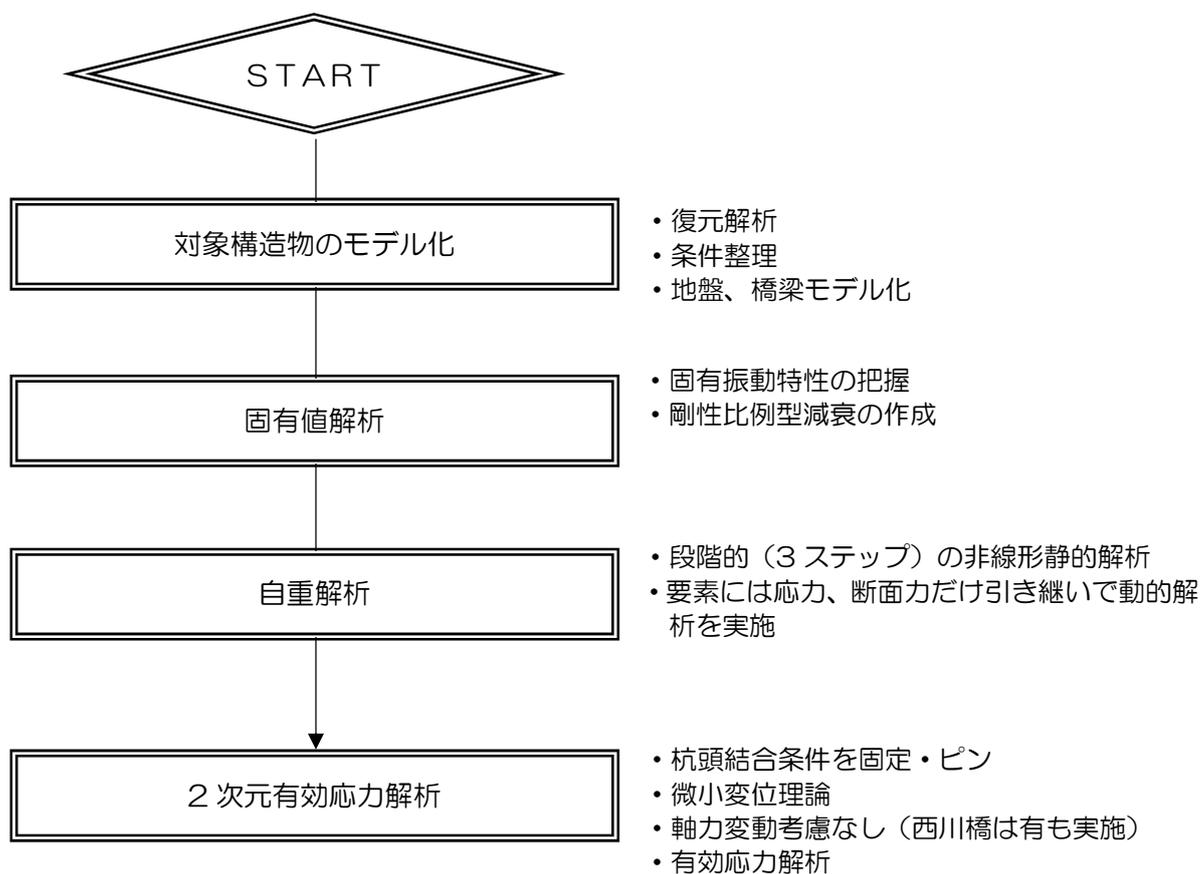


図 2.3.1 解析フロー

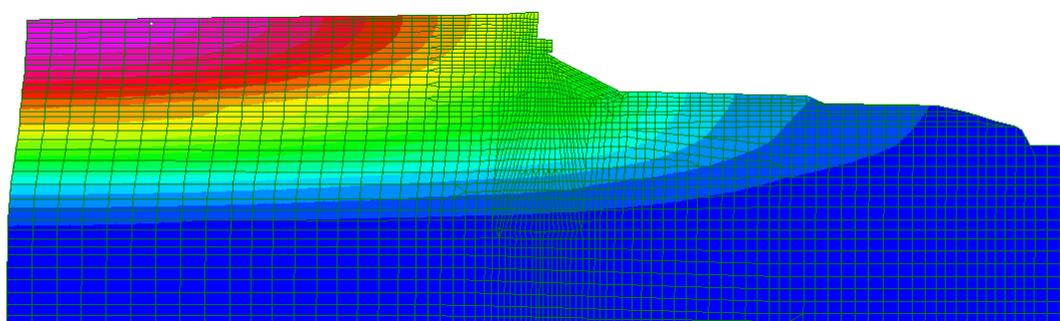
2.3.2 固有値解析の実施

(1) 西川橋の固有値および固有モード

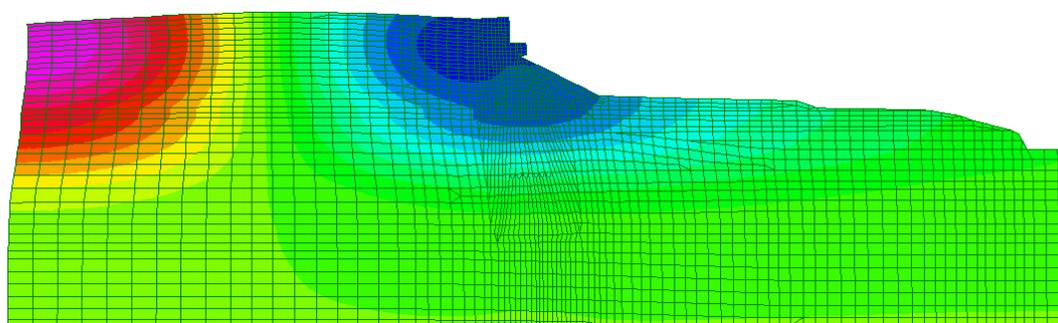
2次元有効応力解析に先立ち、西川橋のモデルに対して固有値解析を実施した。表 2.3.1 に固有周期やひずみエネルギー比例減衰を示し、図 2.3.2 および図 2.3.3 に各次数の振動モードを示す。本橋の1次モードにおける固有周期 $T=0.4$ 秒であることから、入力加速度の加速度応答スペクトルより、ピークの地震力が作用されることが考察される。

表 2.3.1 西川橋の固有値解析結果

モード	固有周期 T(sec)	振動数 f (Hz)	減衰定数 hi	有効質量(%)		備考
				水平方向	鉛直方向	
1	0.417	2.398	0.02076	33.959	0.008	
2	0.273	3.662	0.02086	4.841	1.632	
3	0.236	4.244	0.02021	0.249	18.047	
4	0.227	4.408	0.02034	0.215	0.588	
5	0.206	4.844	0.02014	9.599	0.008	
6	0.193	5.182	0.02025	0.646	2.417	
7	0.175	5.708	0.02033	0.08	0.33	
8	0.162	6.175	0.02043	0.001	0.02	
9	0.154	6.506	0.02071	2.868	0.376	
10	0.146	6.848	0.02016	1.625	3.214	

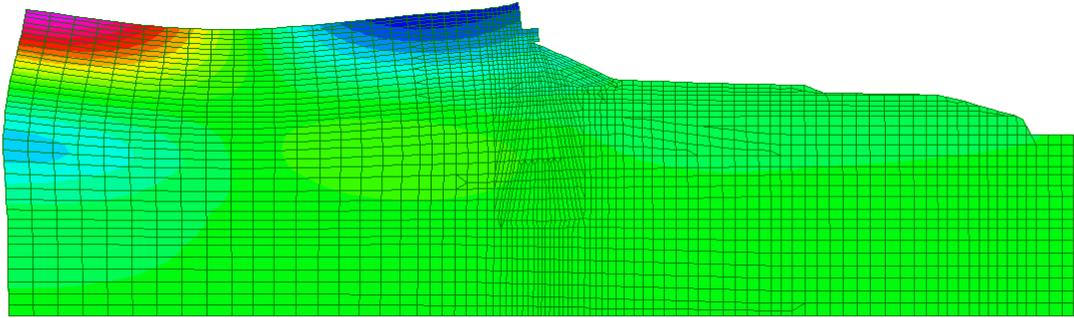


1次モード 2.398Hz

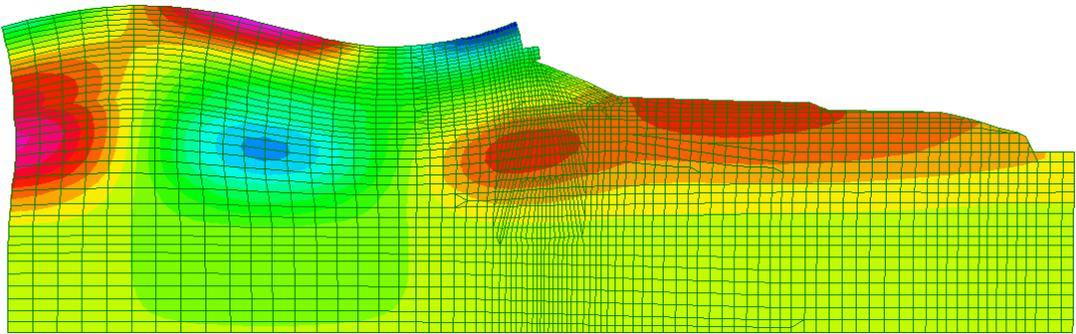


2次モード 3.662Hz

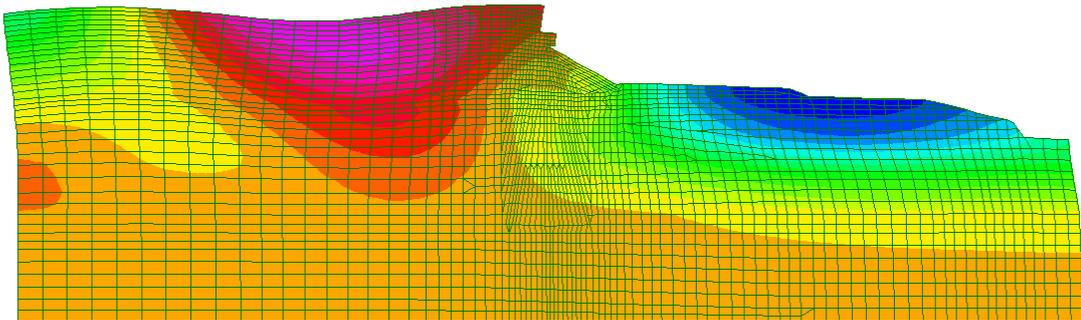
図 2.3.2 西川橋の振動モード図 (その1)



3次モード 4.244Hz



4次モード 4.408Hz



5次モード 4.844Hz

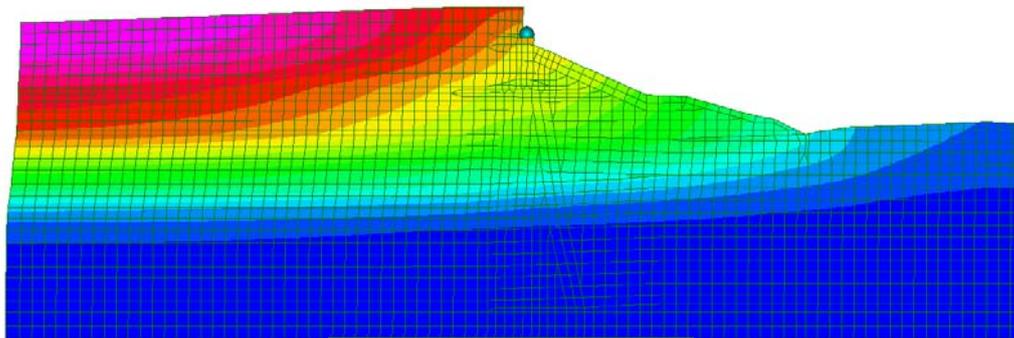
図 2.3.3 西川橋の振動モード図 (その2)

(2) 落合橋の固有値および固有モード

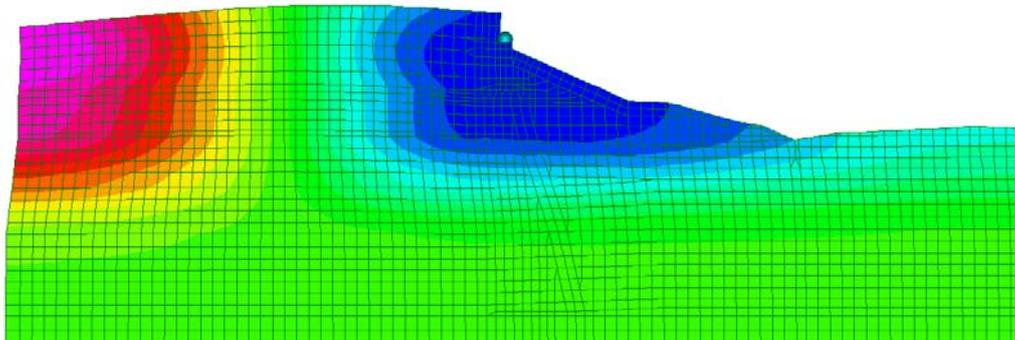
落合橋のモデルに対しても同様の固有値解析を実施し、表 2.3.2 に固有周期やひずみエネルギー比例減衰、図 2.3.2 および図 2.3.5 に各次数の振動モードを示す。本橋の 1 次モードにおける固有周期 $T=0.4$ 秒であることから、入力加速度の加速度応答スペクトルより、ピークの地震力が作用されることが考察される。

表 2.3.2 落合橋の固有値解析結果

モード	固有周期 T(sec)	振動数 f (Hz)	減衰定数 hi	有効質量(%)		備考
				水平方向	鉛直方向	
1	0.442	2.265	0.02049	41.883	0.144	
2	0.277	3.615	0.02037	3.192	3.517	
3	0.217	4.612	0.02044	1.221	0.277	
4	0.202	4.947	0.02018	5.562	0.172	
5	0.184	5.421	0.02098	0.044	1.306	
6	0.181	5.526	0.02066	0.013	3.81	
7	0.168	5.939	0.02012	2.524	1.191	
8	0.159	6.292	0.02172	1.458	0.405	
9	0.150	6.679	0.02127	0.139	0.036	
10	0.141	7.072	0.02024	0.466	0.01	

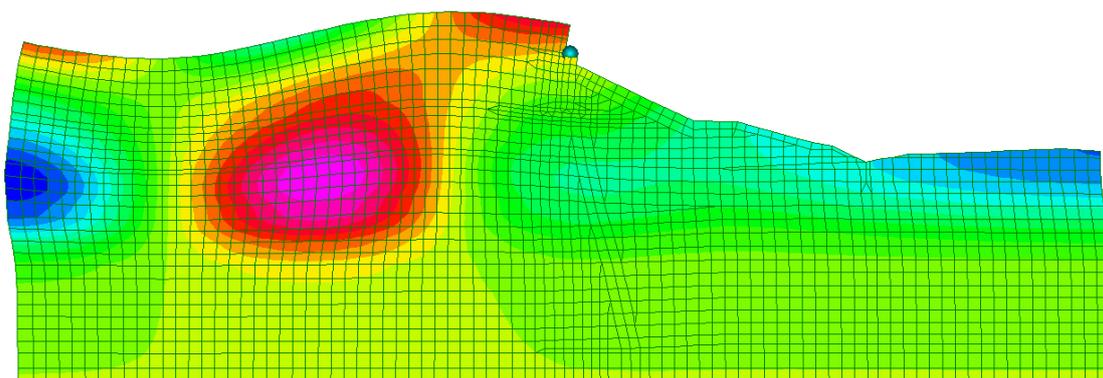


1 次モード 2.265Hz

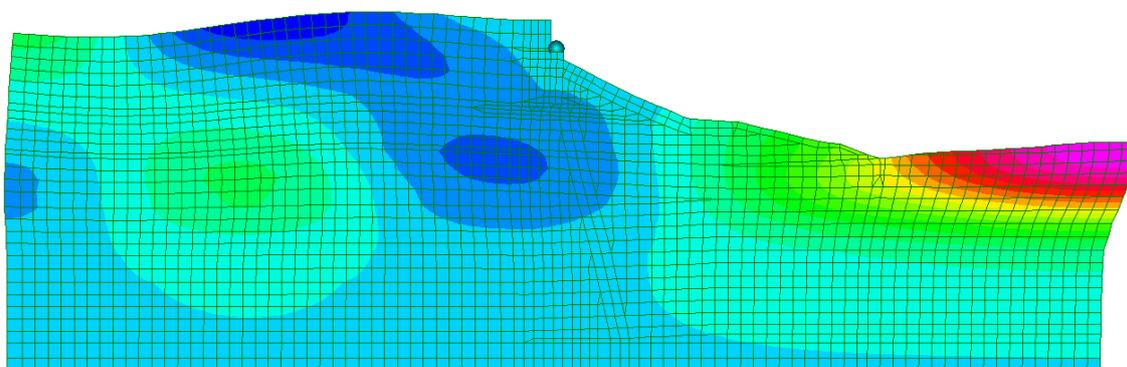


2 次モード 3.615Hz

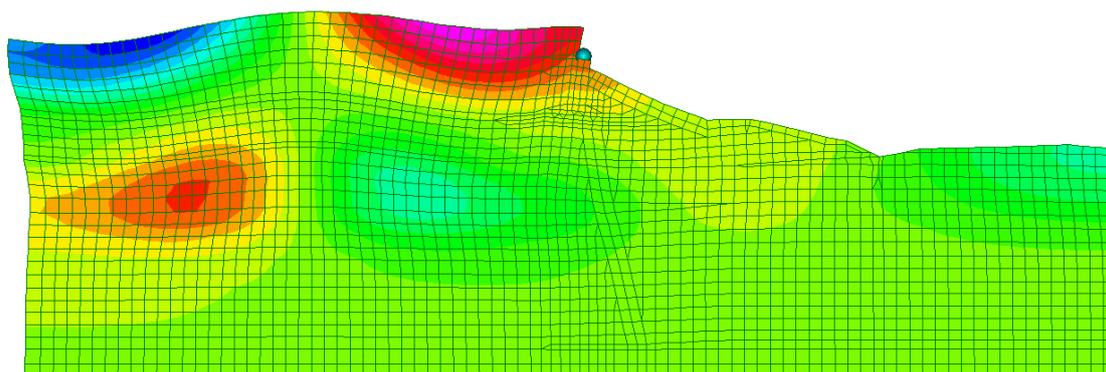
図 2.3.4 落合橋の振動モード図 (その 1)



3次モード 4.612Hz



4次モード 4.947Hz



5次モード 5.421Hz

図 2.3.5 落合橋の振動モード図 (その2)

2.3.3 自重解析

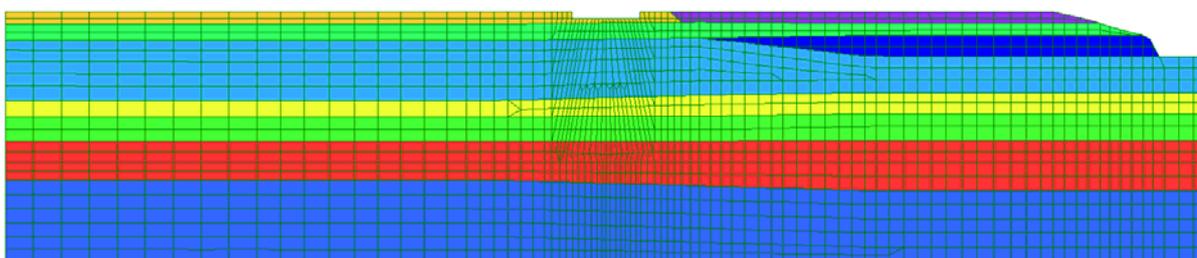
(1) 概要

動的解析に先立ち、地盤にあらかじめ応力および断面力を導入する必要があるため、非線形の自重解析を実施した。基本的なステップは落合橋および西川橋で共通とした。

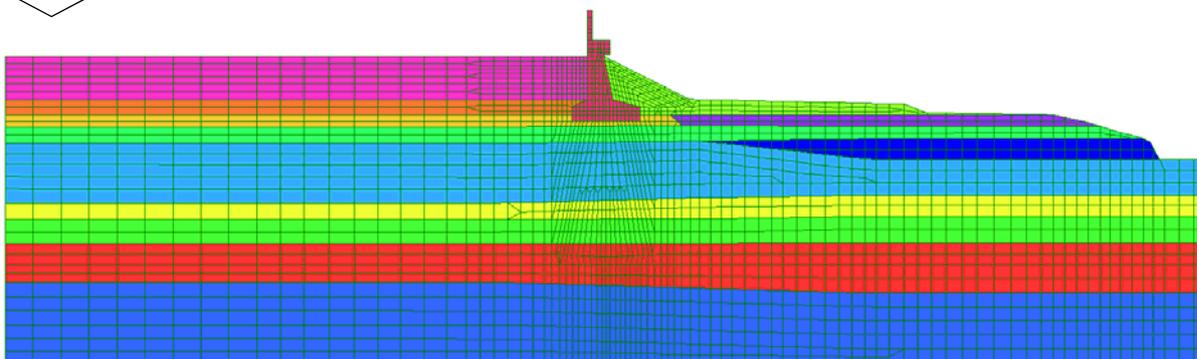
- ・ Step1 : 成層地盤解析
- ・ Step2 : 杭および躯体の構築
- ・ Step3 : 背面盛土

(2) 落合橋の自重解析のステップ

◆成層地盤解析



◆杭・躯体構築し、背面・前面盛土



◆背面追加盛土、完成

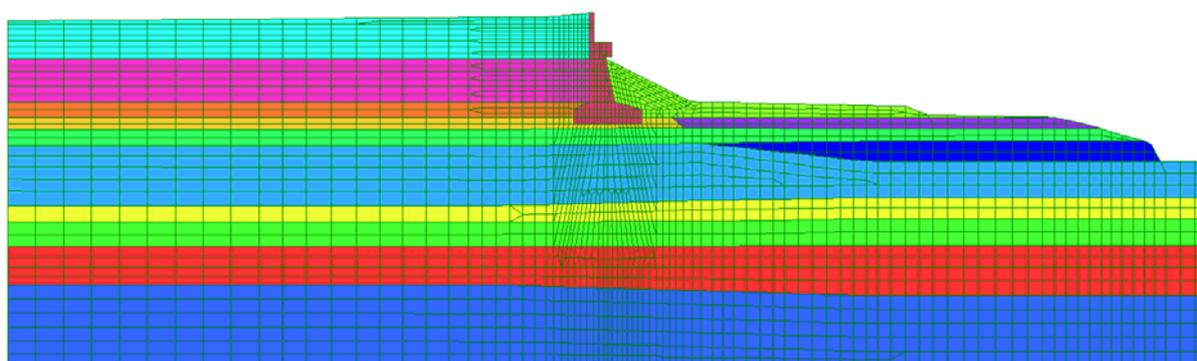
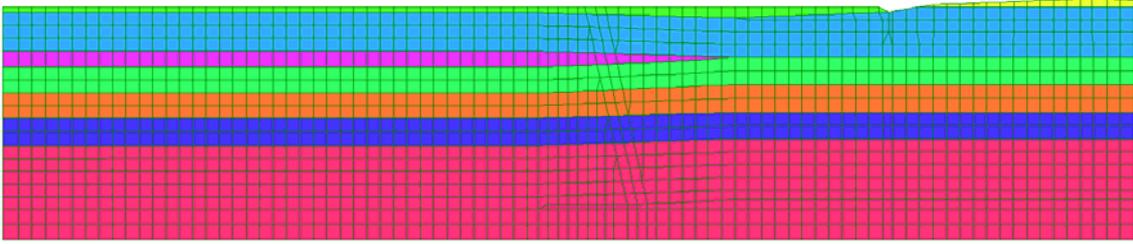


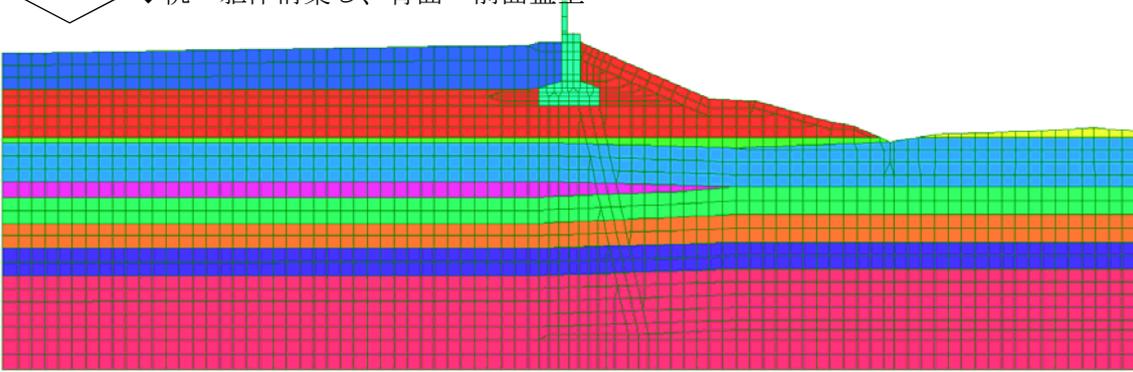
図 2.3.6 西川橋の自重解析ステップ

(3) 落合橋の自重解析のステップ

◆成層地盤解析



⇩ ◆杭・躯体構築し、背面・前面盛土



⇩ ◆背面追加盛土、完成

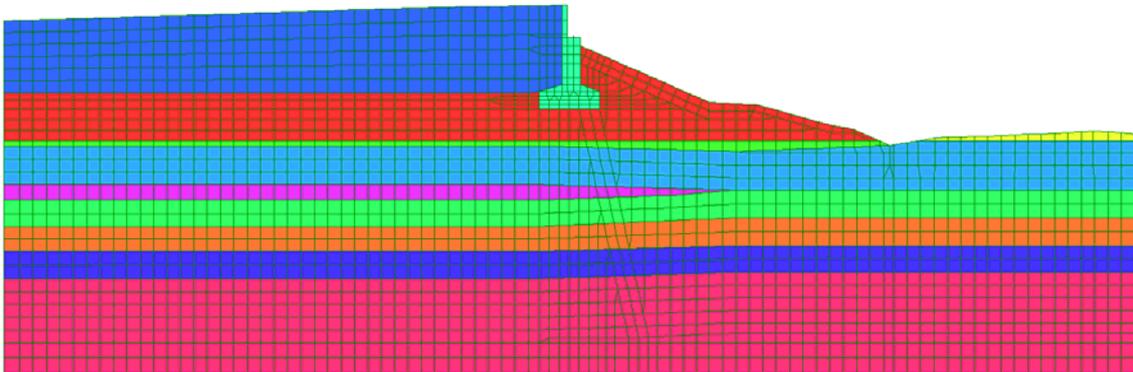


図 2.3.7 落合橋の自重解析ステップ

2.3.4 減衰マトリックスの設定

(1) 概要

多自由度系の時刻歴応答解析のうち、本解析で用いる直接積分法では、下記に示す運動方程式マトリックスを、微小な時間間隔ごとに数値的に積分して解を算出する。

$$[M]\ddot{x}(t) + [C]\dot{x}(t) + [K(t)]x(t) = -[M]f(t)$$

ここで、 M は質量マトリックス、 C は減衰マトリックス、 K は剛性マトリックス、 $f(t)$ は入力地震動（加速度）を示している。ここで、質量項や剛性項はその対象物の材料や構造等より設定されるが、速度に依存する減衰項のモデルへの反映方法や取り扱いについては様々な考え方があり、橋梁設計では、一般的に下記に示す Rayleigh 型減衰が適用される。

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]$$

このうち、 $[C] = \alpha[M]$ は質量比例型減衰、 $[C] = \beta[K]$ は剛性比例型減衰と称されており、それらの減衰形状は図 2.3.8 のようになる。

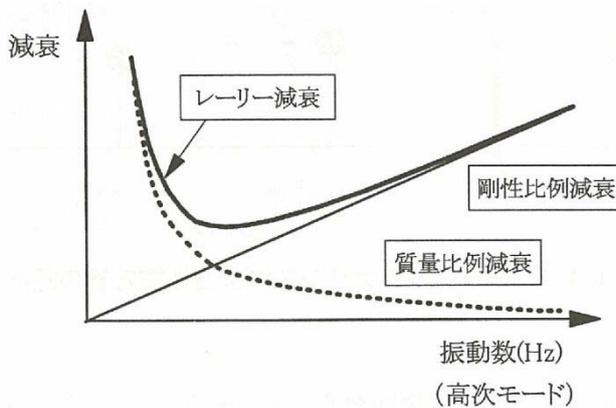


図 2.3.8 減衰マトリックスの違い

FLIP を用いた地盤の非線形解析では、地盤要素の履歴によって生じる履歴減衰が、地盤の減衰項として十分に考慮されるため、減衰は考慮されている。しかしながら、数値解析上の安定性の確保を目的として、微小な減衰を考慮することが望ましいとされている。

そこで、本解析では、減衰項が解析結果に与えないために低減衰となる減衰を、解の安定性を勘案して剛性比例型減衰で与える。

(2) 西川橋

西川橋で用いた剛性比例型減衰を図 2.3.9 に示す。前述したとおり、減衰マトリックスが解析に対する影響を極力避けるために、1次モードの減衰を $h=1\%$ として設定した。

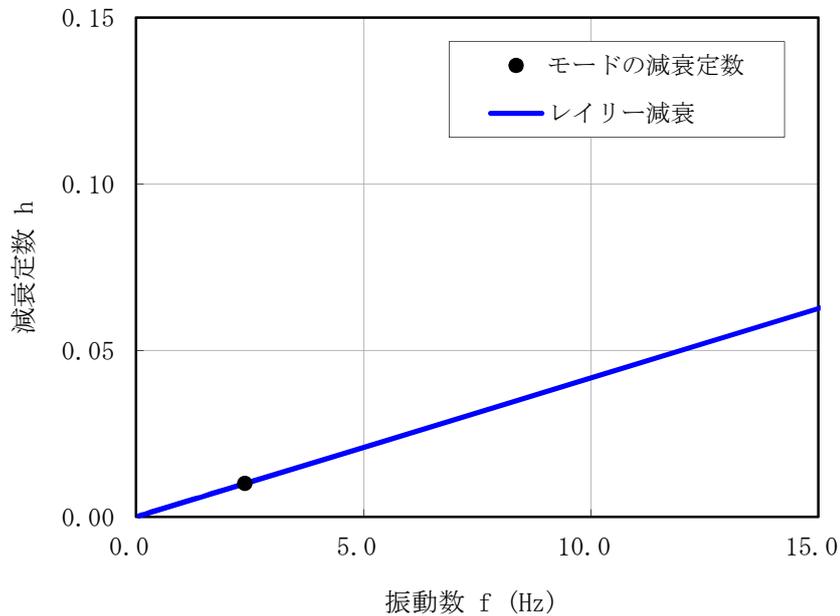


図 2.3.9 西川橋の剛性比例型減衰

(3) 落合橋

落合橋で用いた剛性比例型減衰を図 2.3.10 に示す。西川橋と同様に、1次モードの減衰を $h=1\%$ として設定した。

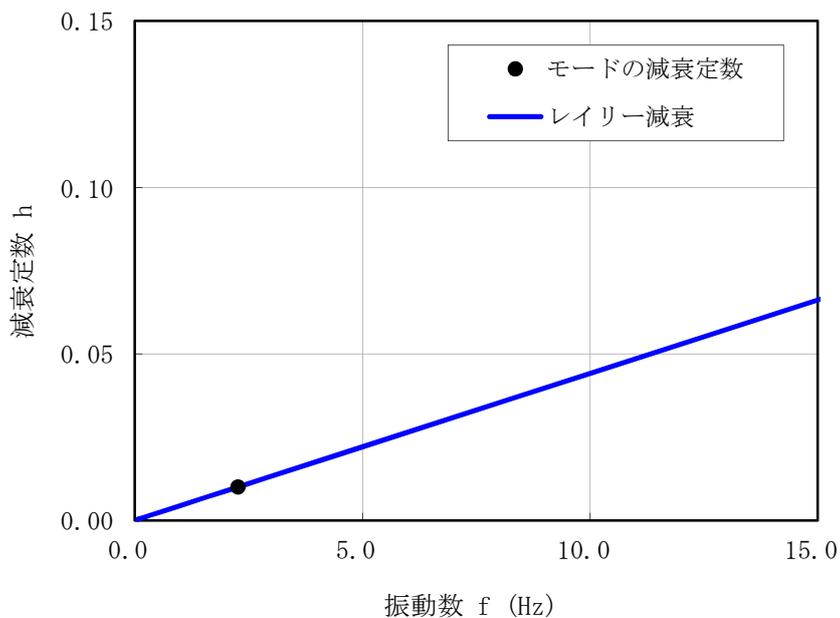


図 2.3.10 落合橋の剛性比例型減衰

2.3.5 落合橋 2次動的有効応力解析結果

(1) 解析ケース

表 2.3.3 に解析ケースを示す。杭頭の結合条件が固定・ピンの2ケースについて実施した。

表 2.3.3 落合橋の解析ケース

落合橋／鋼管杭	杭頭結合条件	軸力変動の影響	備考
Case1	固定	軸力変動考慮しない	杭の非線形特性はバ イリニア型
Case2	ピン	軸力変動考慮しない	

(2) 全体変形

橋台の支承位置における最大水平変位は、固定・ピン結合でそれぞれ、0.224m および 0.219m、最大加速度はそれぞれ、224gal および 227gal である。

落合橋の解析終了後における変形図を、杭頭の結合が固定・ピン結合とした場合をそれぞれ図 2.3.13 および図 2.3.16 に示す。解析終了後における橋台の支承位置における水平方向の残留変位は、杭頭が固定・ピンでそれぞれ、174mm および 168mm 河川内側に残留する。同位置における鉛直（沈下）は、杭頭が固定・ピンでそれぞれ、1.5mm および 4.8mm と限定的な沈下でとどまっていることが確認される。図 2.3.14 に過剰間隙水圧比分布図を示すが、液状化層である As1 層は地震時において 1.0 となっていることから、液状化したことが確認される。

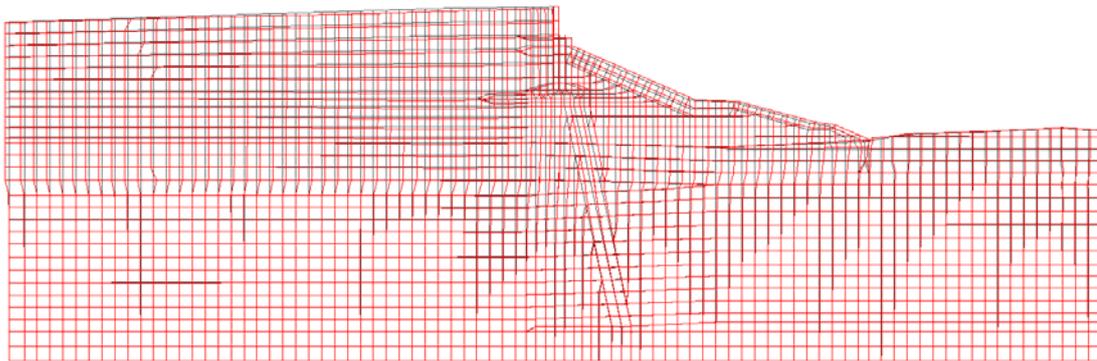


図 2.3.11 最大変形図（落合橋 Case1）

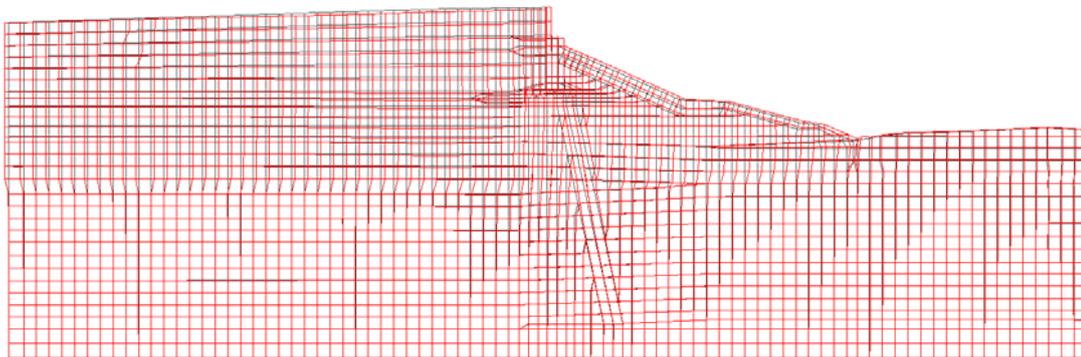


図 2.3.12 最大変形図（落合橋 Case2）

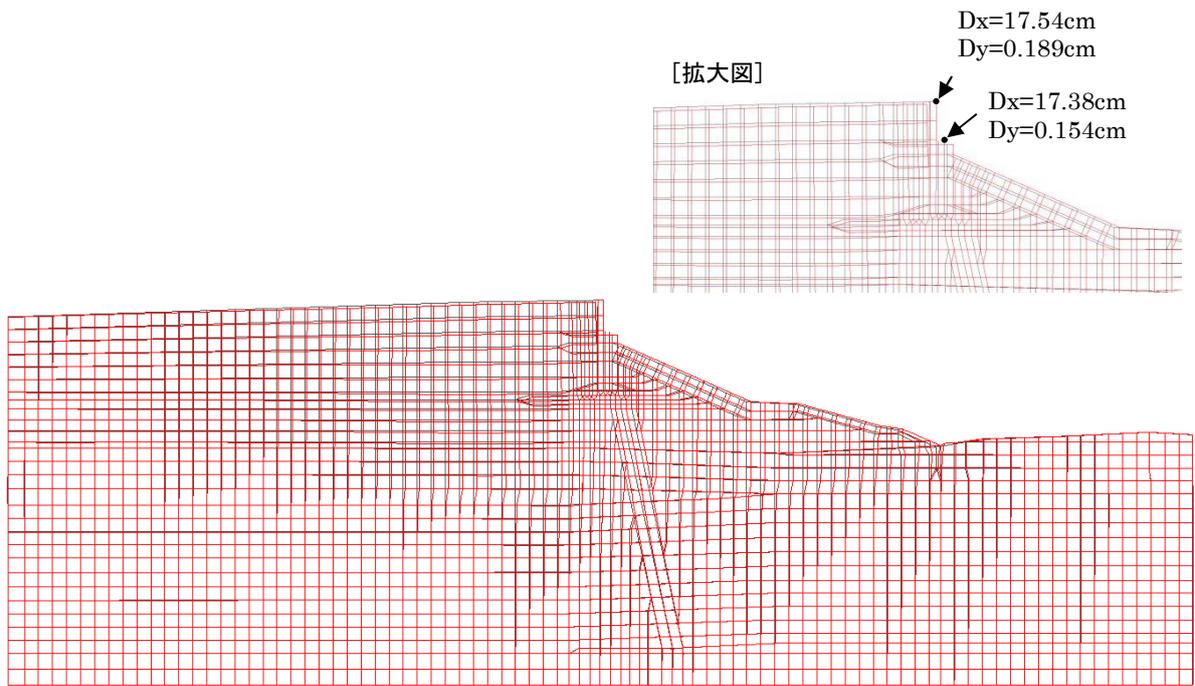


図 2.3.13 解析終了後の残留変形図 (落合橋 Case1)

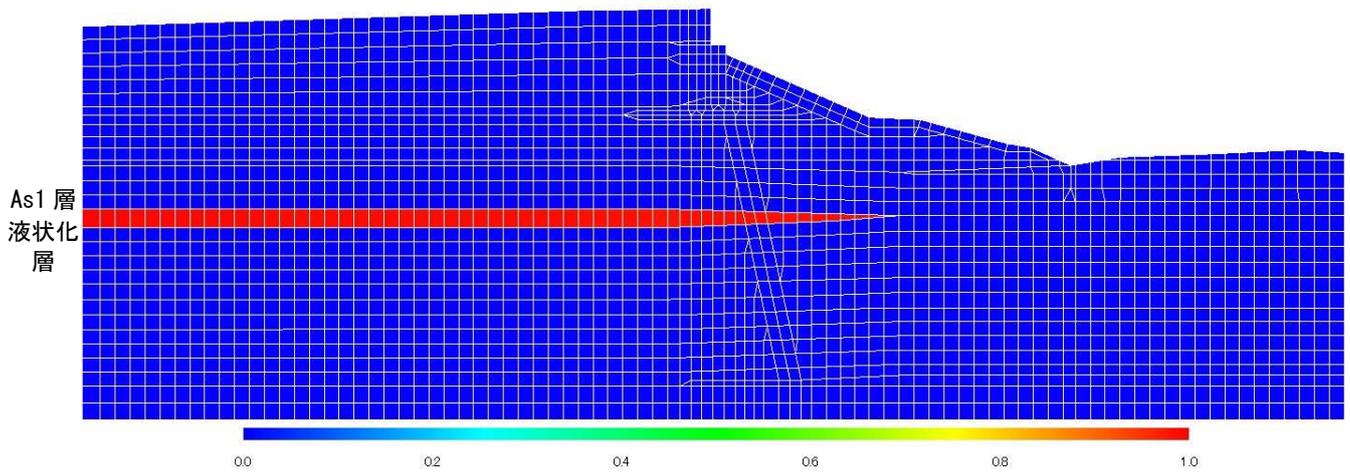


図 2.3.14 過剰間隙水圧比分布図 (落合橋 Case1)

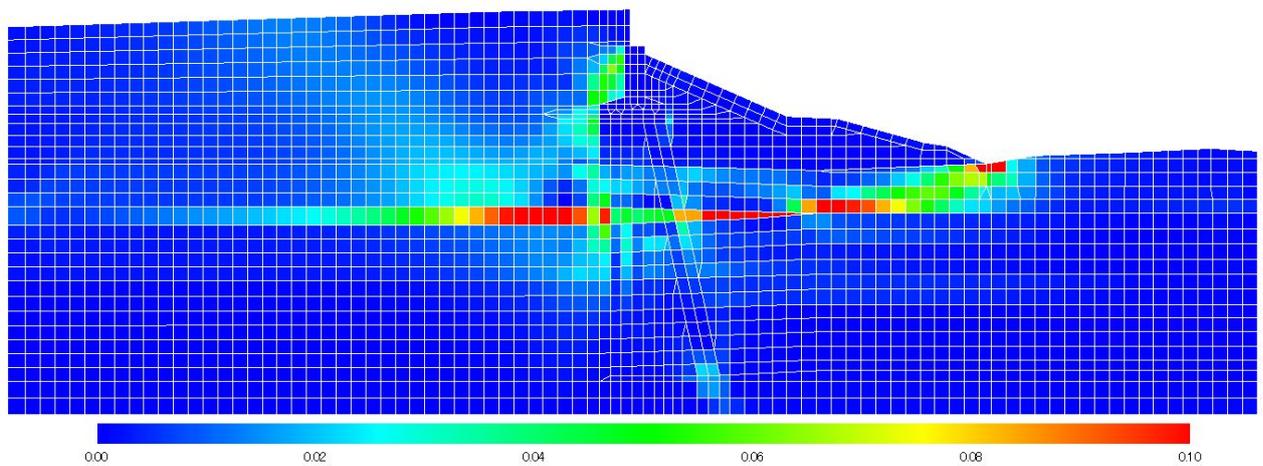


図 2.3.15 残留ひずみ分布図 (落合橋 Case1)

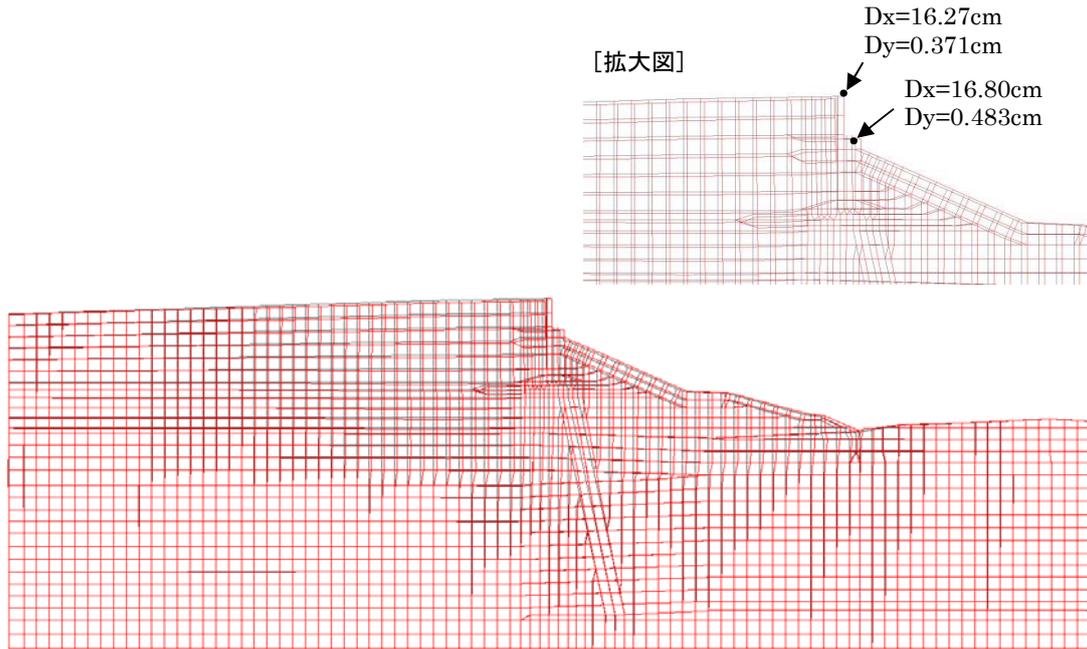


図 2.3.16 解析終了後の残留変形図 (落合橋 Case2)

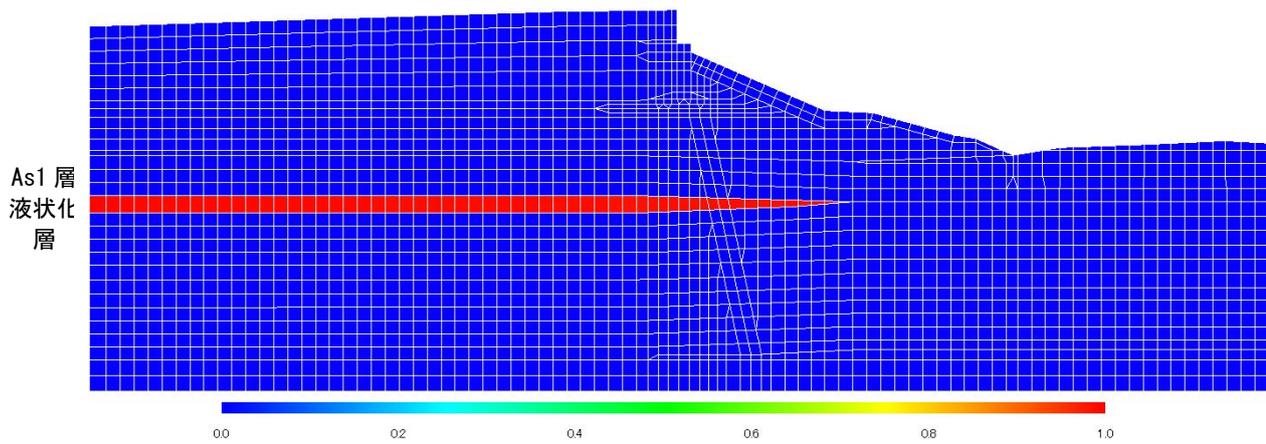


図 2.3.17 過剰間隙水圧比分布図 (落合橋 Case2)

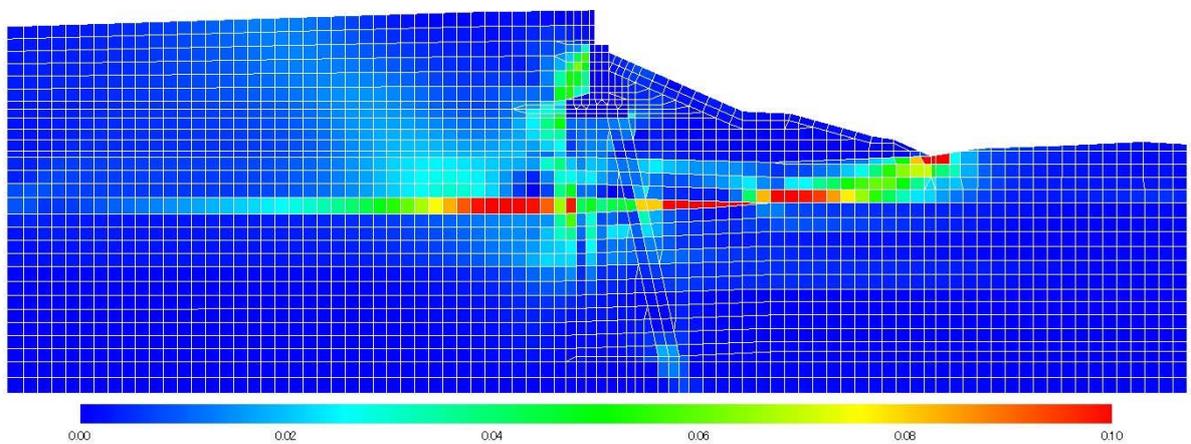
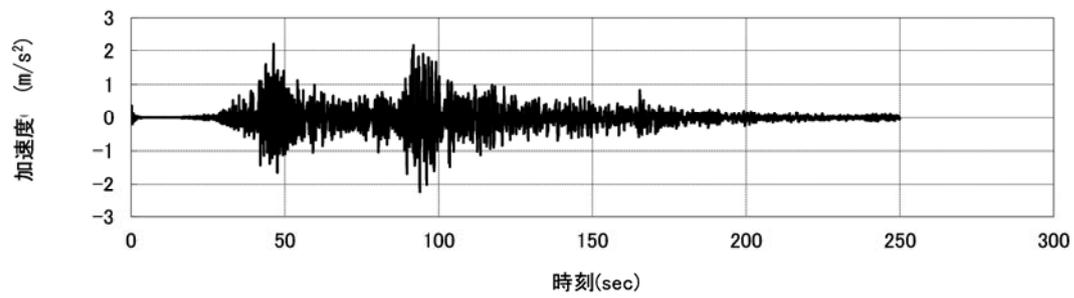
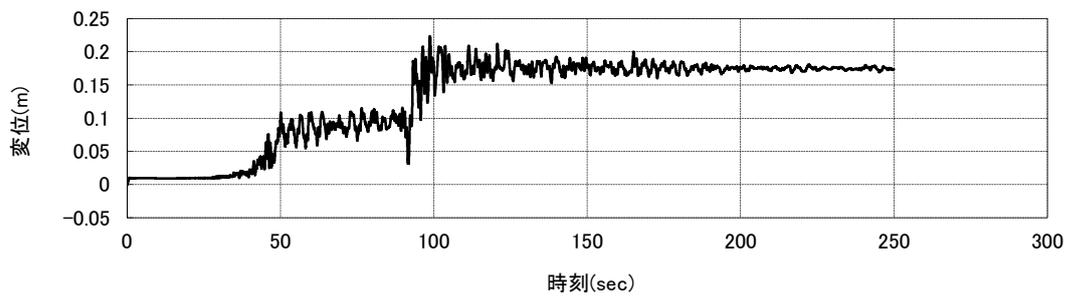


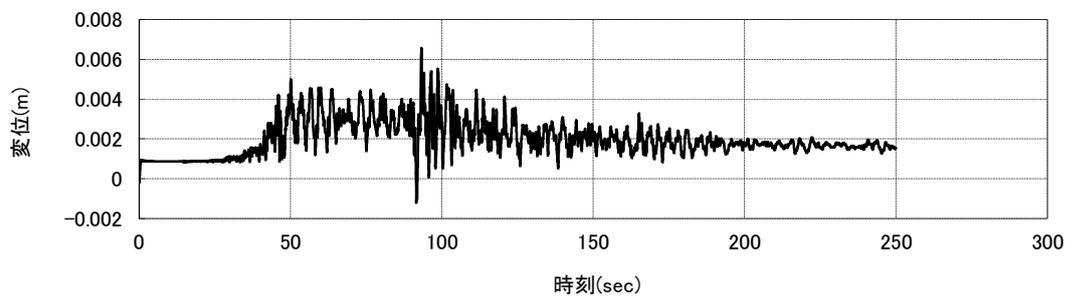
図 2.3.18 残留ひずみ分布図 (落合橋 Case2)



(a) 上部構造位置の絶対加速度

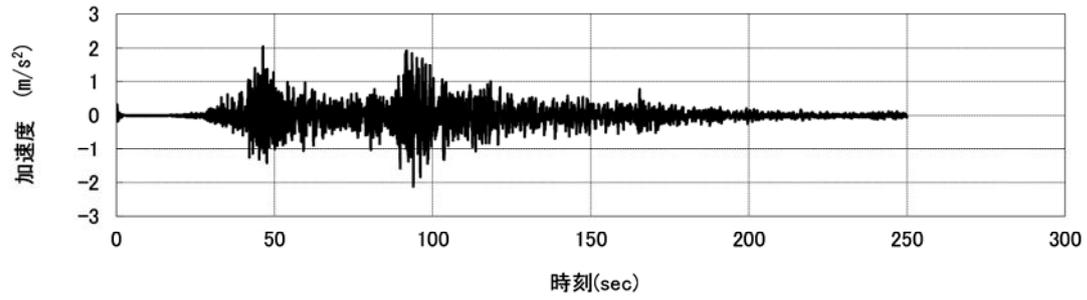


(b) 上部構造位置の水平変位 (+河川方面)

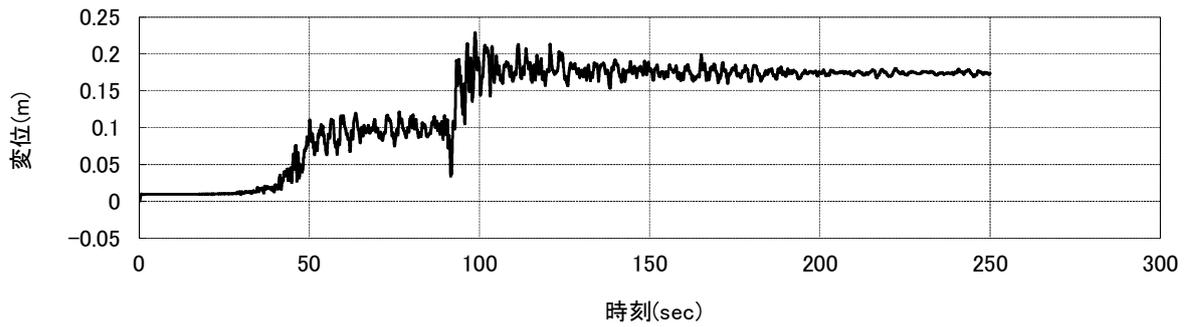


(c) 上部構造位置の鉛直変位 (+沈下方向)

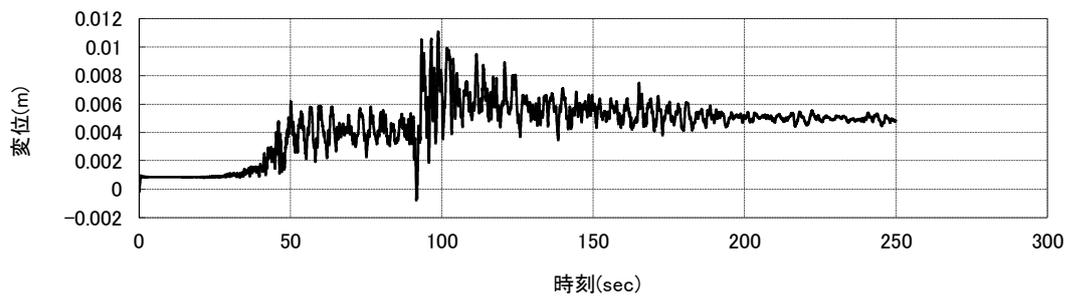
図 2.3.19 上部構造位置における時刻歴応答解析 (Case1、杭頭結合固定)



(a) 上部構造位置の絶対加速度



(b) 上部構造位置の水平変位 (+河川方面)



(c) 上部構造位置の鉛直変位 (+沈下方向)

図 2.3.20 上部構造位置における時刻歴応答解析 (Case2、杭頭結合ピン)

(3) 自由地盤の変形

図 2.3.21 に、橋台背面における自由地盤の最大せん断ひずみ分布図、最大変位、最大加速度の深度方向分布図を示す。液状化層 As1 層を境に最大せん断ひずみや最大変位が大きく変化していることが確認される。特に、加速度の深度方向分布は、地表面付近では 250gal 程度と、入力波形の最大値 424gal に対して半分程度まで減少していることが確認される。

地表面位置の加速度（＝地震荷重）がどの程度まで減衰したかについて、節点 991 の加速度を抽出し、その加速度応答スペクトルを作成したものを図 2.3.22 に示す。同図には H24 年道路橋示方書のⅡ種地盤およびⅢ種地盤の加速度応答スペクトルも示すが、1 次モード (T1) における加速度応答スペクトルは、入力波形に比較して大きく減衰してしまっていることが確認されるが、この原因としては、液状化層におけるエネルギーの逸散が要因と考えられる。

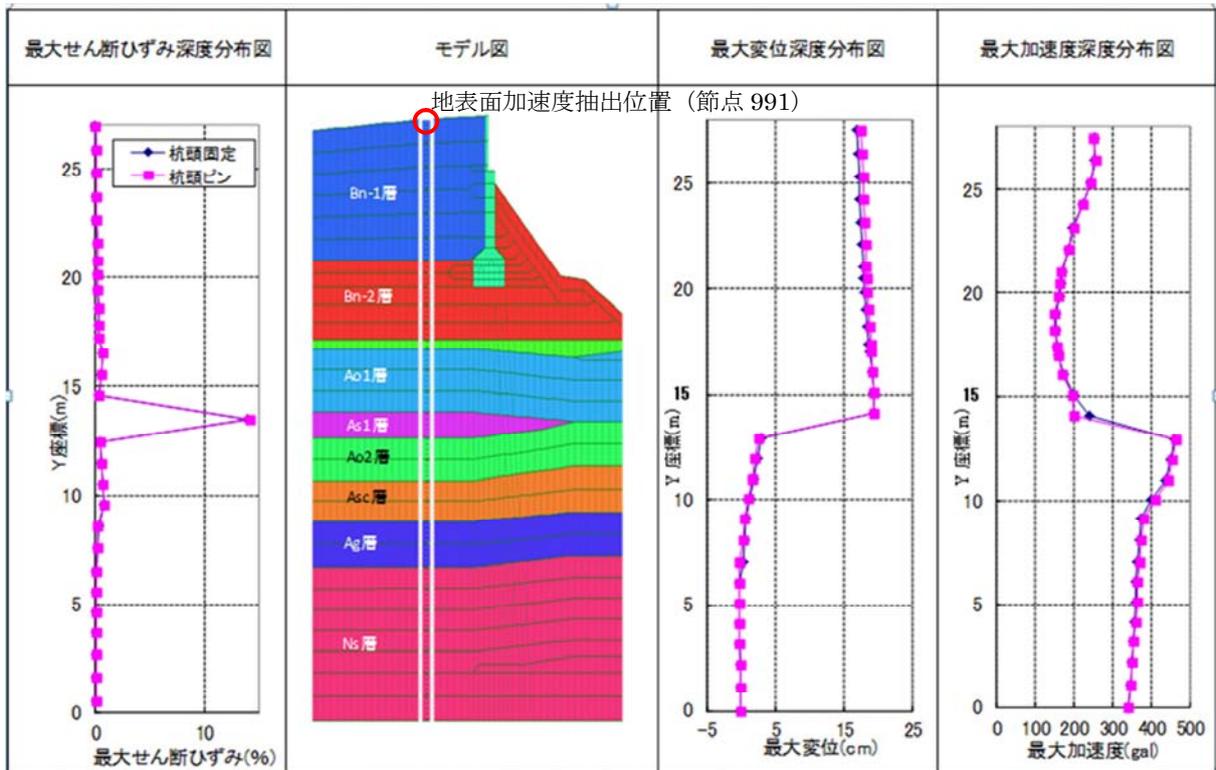


図 2.3.21 橋台背面の自由地盤の分布図

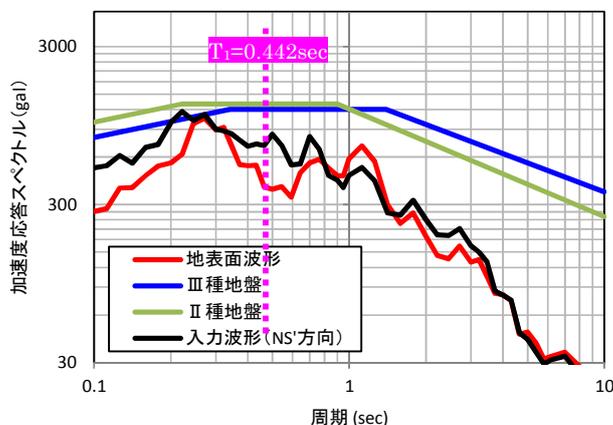


図 2.3.22 地表面における加速度の加速度応答スペクトル（道示波はレベル 2 タイプ I 地震動）

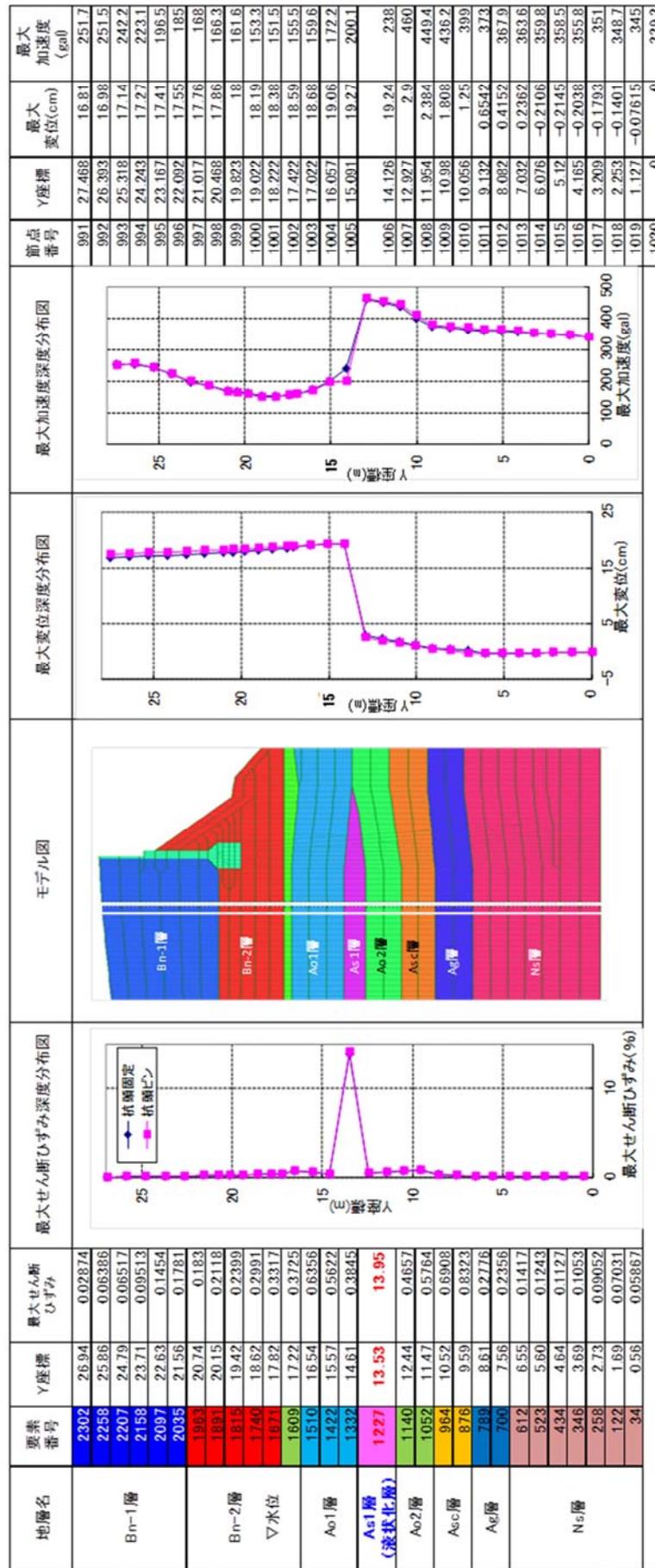


図 2.3.23 橋台背面の自由地盤の分布図

(4) 鋼管杭の断面力および変形分布

落合橋の各列の鋼管杭に作用した断面力を後に示すが、応答値および耐力は杭 1 本あたりに換算して示している。杭の名称を図 2.3.24 に示す。

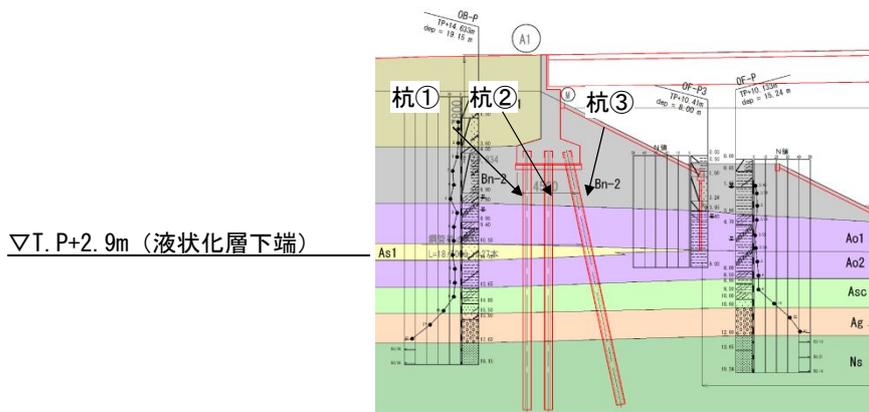


図 2.3.24 鋼管杭の名称（落合橋）

1) 曲げモーメント分布について

鋼管杭に作用した最大曲げモーメントの深度方向の分布を図 2.3.26 に示す。

杭①～③に発生する最大曲げモーメント分布は、いずれの位置においても杭上端と液状化層の中間位置（T.P.+7.0m 付近）で最も大きく発生する傾向にあることが確認され、最大曲げモーメントは 558.6kNm/本と全塑性モーメント M_p (=557.7kNm) を超過している。

深度方向の杭曲げモーメント分布について、杭頭が剛結・ピン結合によらず、液状化層を境界に曲げモーメントの正負が逆転し、静的な地震時保有水平耐力法照査において算出される曲げモーメント分布と比較して異なる結果となる（図 2.1.15 参照）。この現象の原因として、As1 層が液状化したことによって、大きなせん断変形を起こすことになり（図 2.3.25 参照）、当該層の上下地盤に大きなせん断ずれが生じ、杭が周辺地盤に追従する挙動を示したことによるものと考えられる。図 2.3.23 に示す自由地盤の変位分布図から、このような変形が影響したことが分かる。

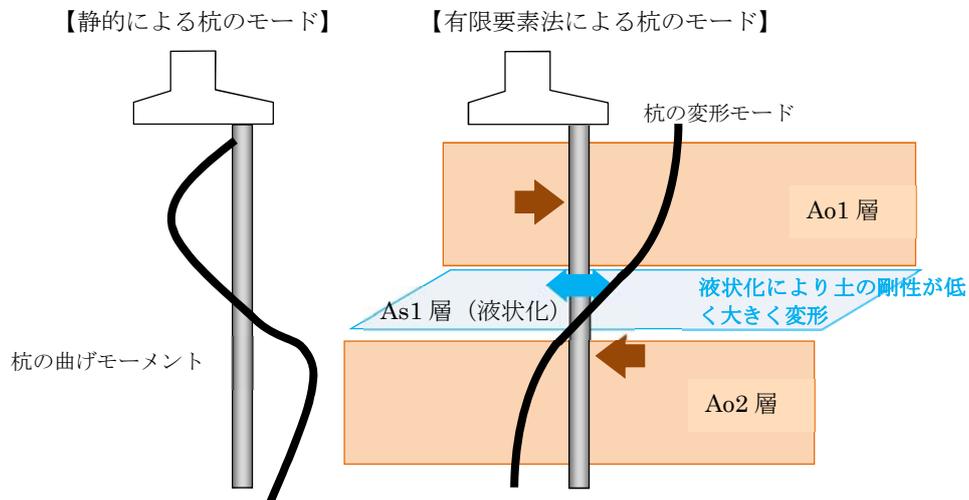


図 2.3.25 落合橋 鋼管杭の地震時における挙動の概念図

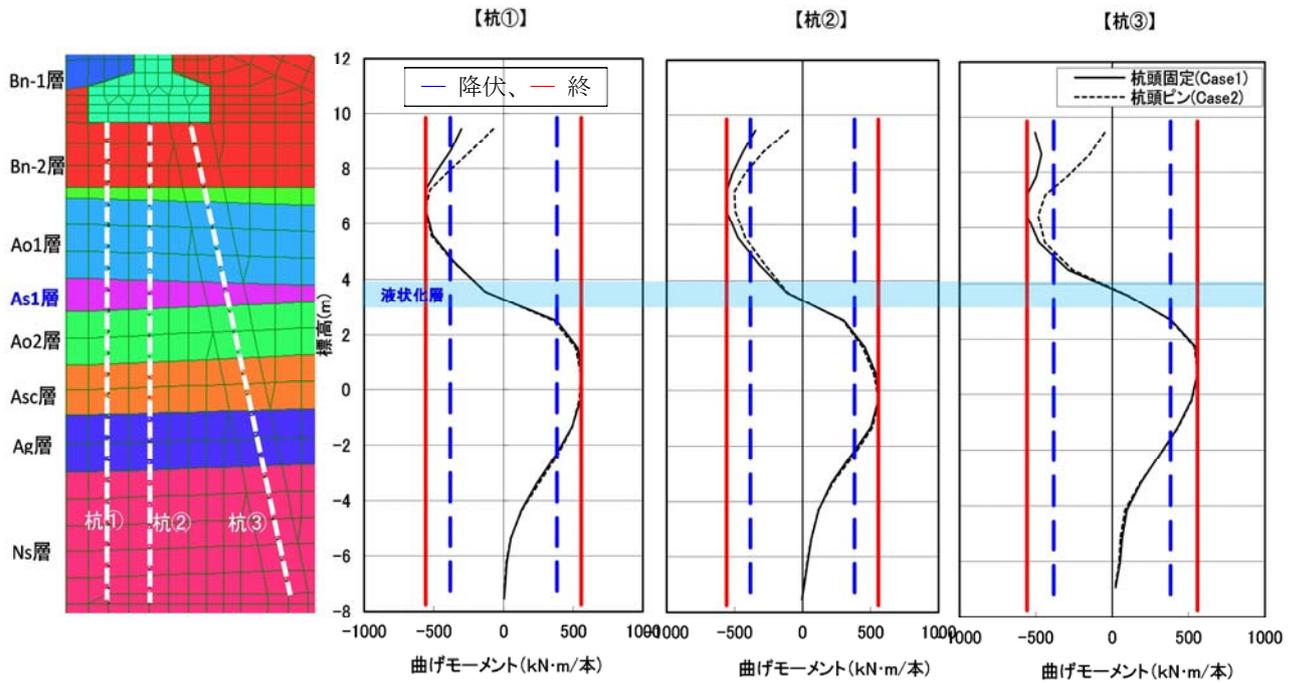


図 2.3.26 鋼管杭の最大曲げモーメント分布図 (落合橋)

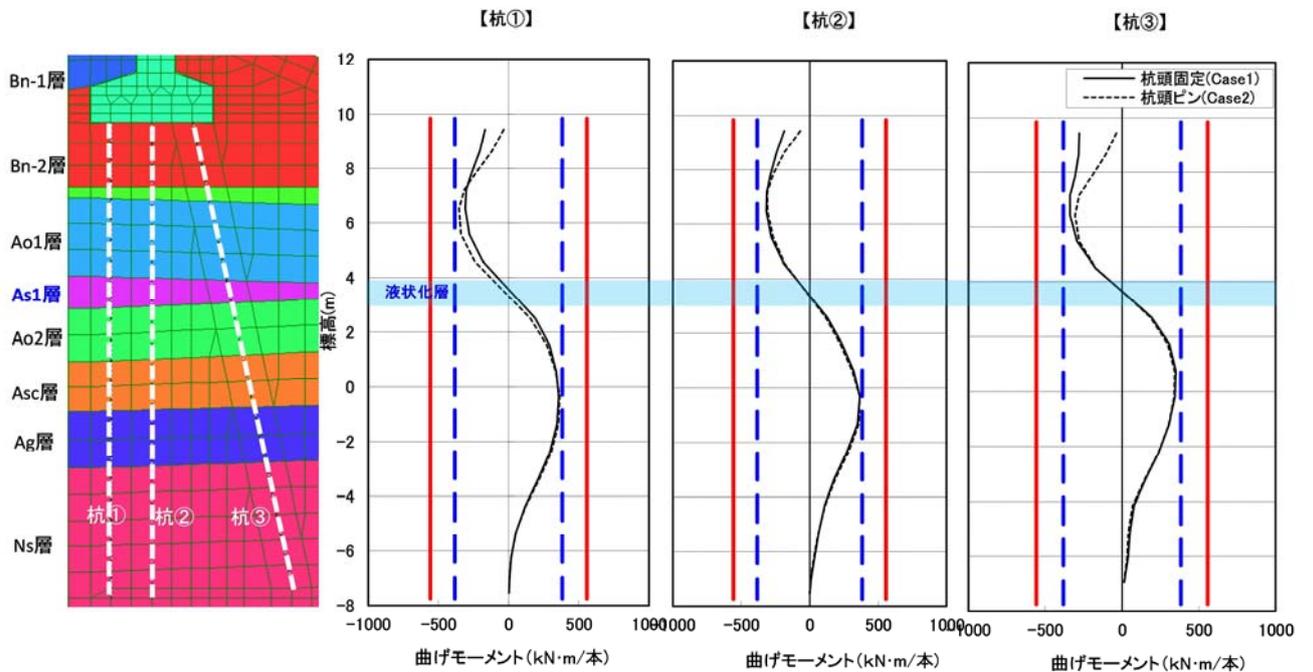


図 2.3.27 鋼管杭の残留曲げモーメント分布図 (落合橋)

図 2.3.28 に、鋼管杭①において、曲げモーメントの最大応答値を示した要素 e10006 の最大応答値の同時刻 (t=98.75sec) における曲げモーメント分布図を示すが、この形状は、前頁に示した各要素の最大応答値の形状を示すことが確認された。なお、液状化層に値する要素 e10009 の時刻歴波形を確認すると、その最大値および最小値はそれぞれ、64.7kNm および 131.5kNm と、他要素に比較して常に小さい値を示している。このことから、液状化層の上層部分が橋台背面土圧の影響を受けながら大きく振動・変位したことが分かる。

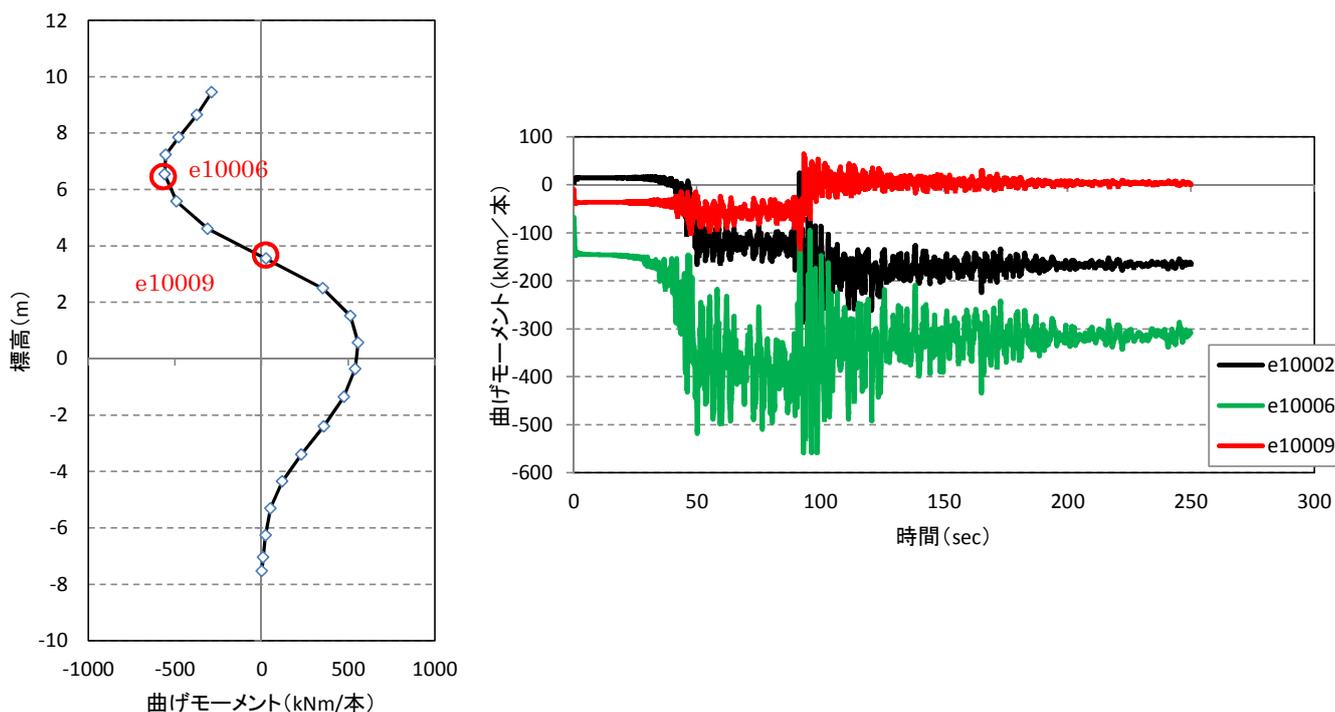


図 2.3.28 鋼管杭①の t=98.75s 時の曲げモーメント分布図と時刻歴波形

また、一般的に、杭頭を剛結にした場合には、杭頭付近で最大曲げモーメントが発生するが、今回の解析では、杭頭と液状化層及び液状化層と支持層のほぼ中間位置で最大応答が発生している。これは、図 2.3.25 に示したように、液状化層を境に地層の大きなせん断ずれが生じたことが理由としてあげられる。

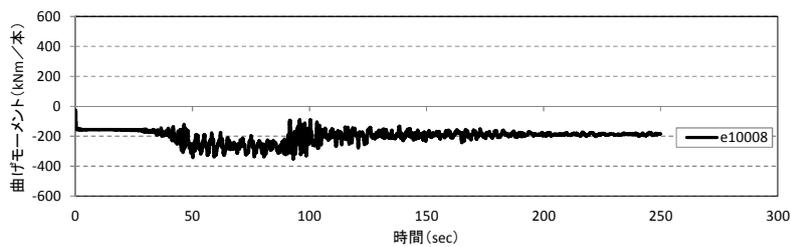
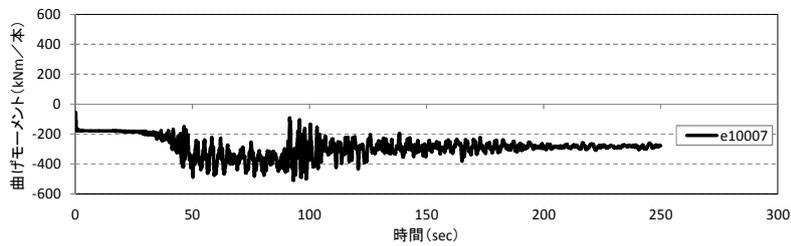
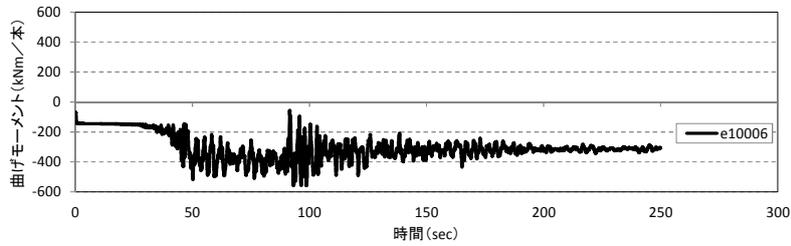
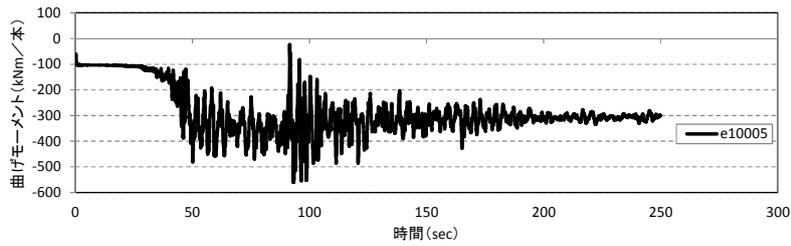
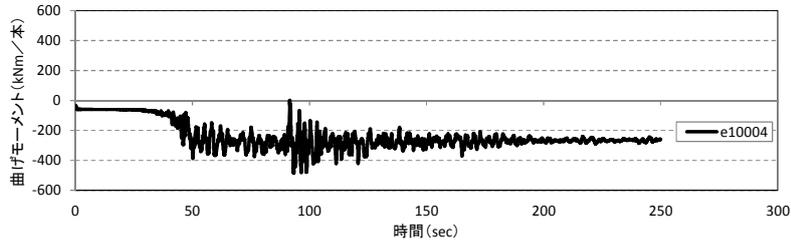
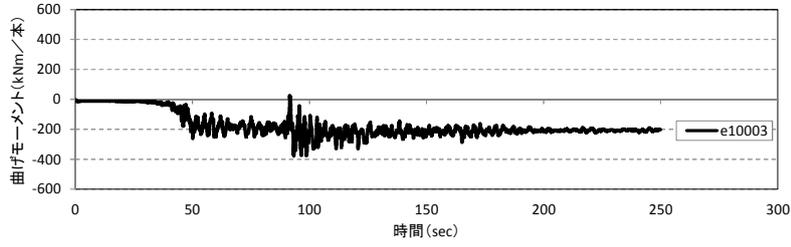
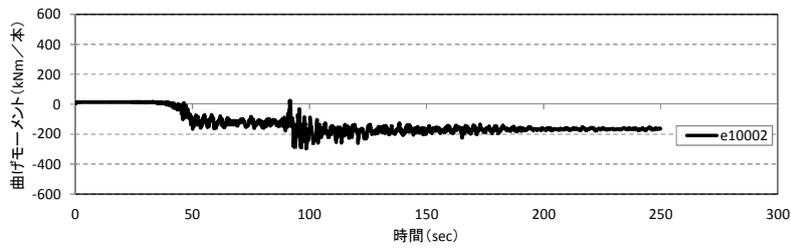


図 2.3.29-1 鋼管杭①の曲げモーメントの時刻歴応答波形 (落合橋)

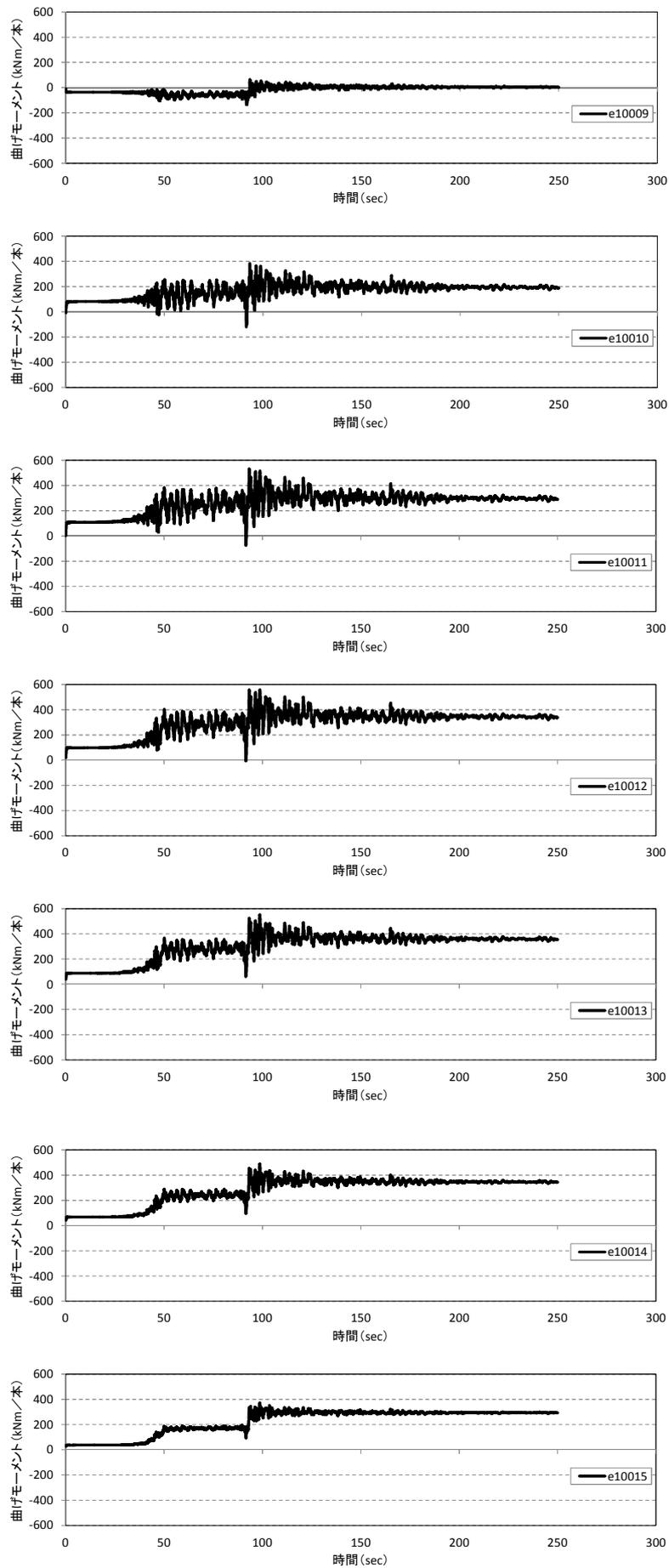


図 2.3.29 -2 鋼管杭①の曲げモーメントの時刻歴応答波形 (落合橋)

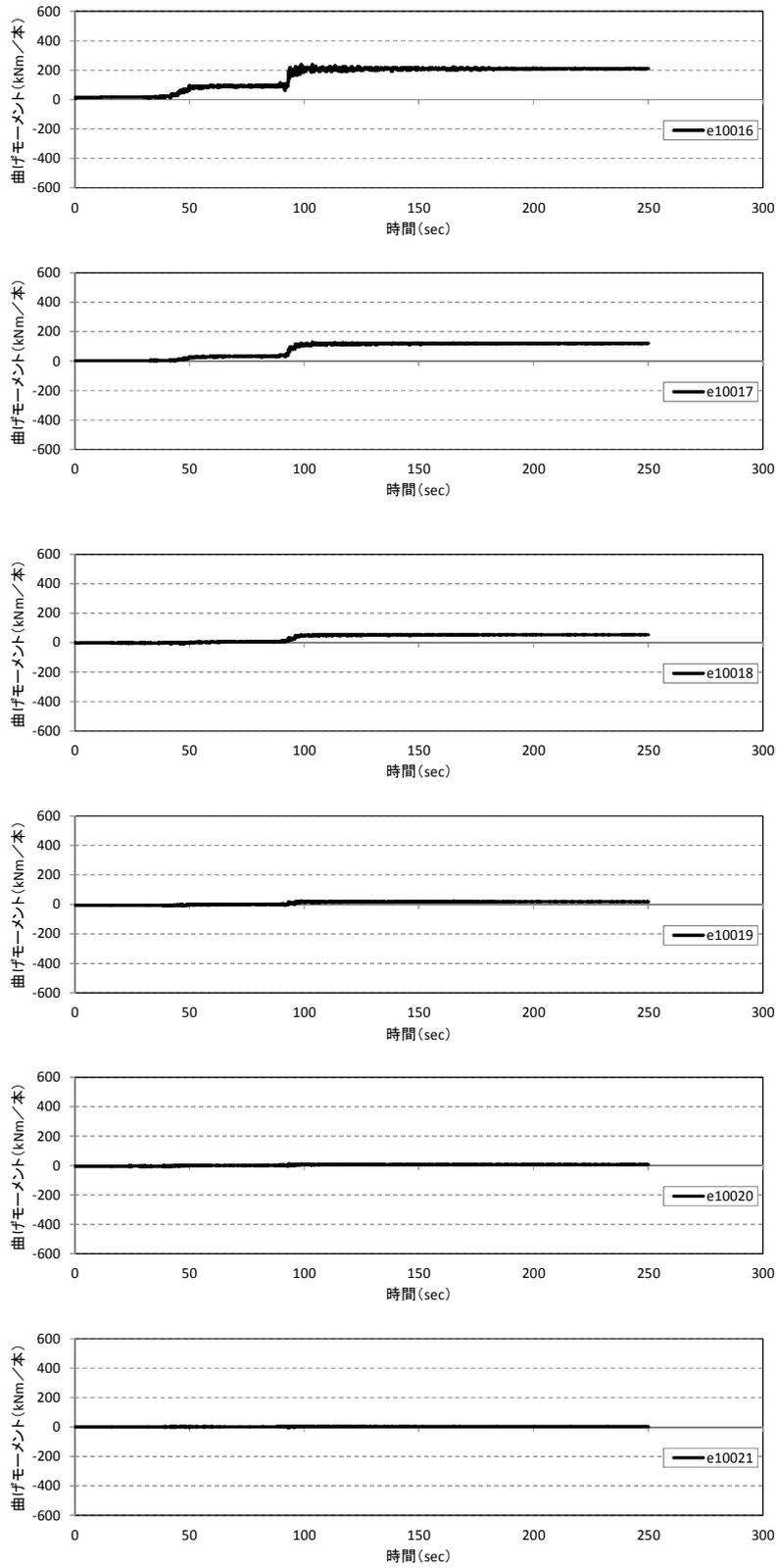


図 2.3.29-3 鋼管杭①の曲げモーメントの時刻歴応答波形 (落合橋)

2) せん断力分布について

落合橋の各列の鋼管杭に作用した絶対値の最大せん断力を図 2.3.30 に示す。

最大せん断力は T.P+3.553m で発生した 376.0kN であり、鋼管のせん断耐力 1,101kN /本に対して超過していないことが確認される。

なお、架橋地点の液状化層は T.P+2.9m~4.2m であるため、最大せん断力は液状化層で発生していることが確認される。

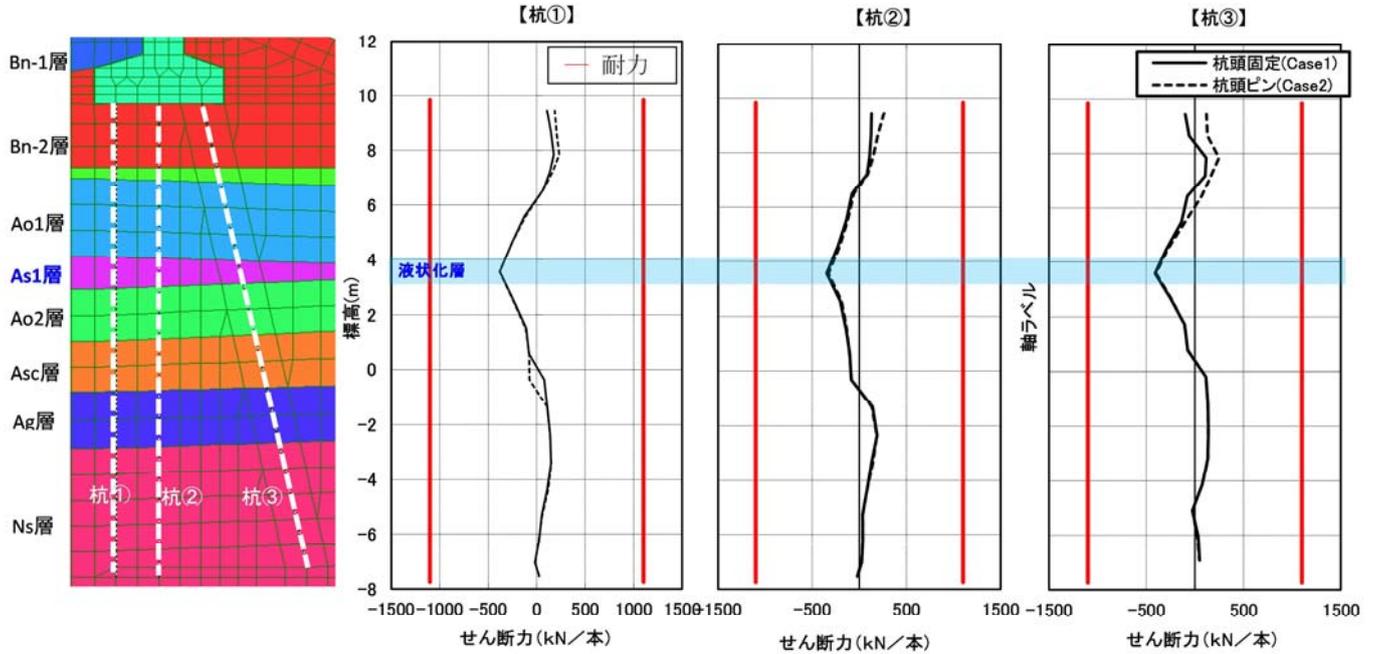


図 2.3.30 鋼管杭のせん断力分布図

図 2.3.31 に、各杭の深度方向における最大変位および最大加速度の分布図を示す。これより、液状化層より上層の杭の最大応答加速度は入力加速度に比較して半減していることが確認される。

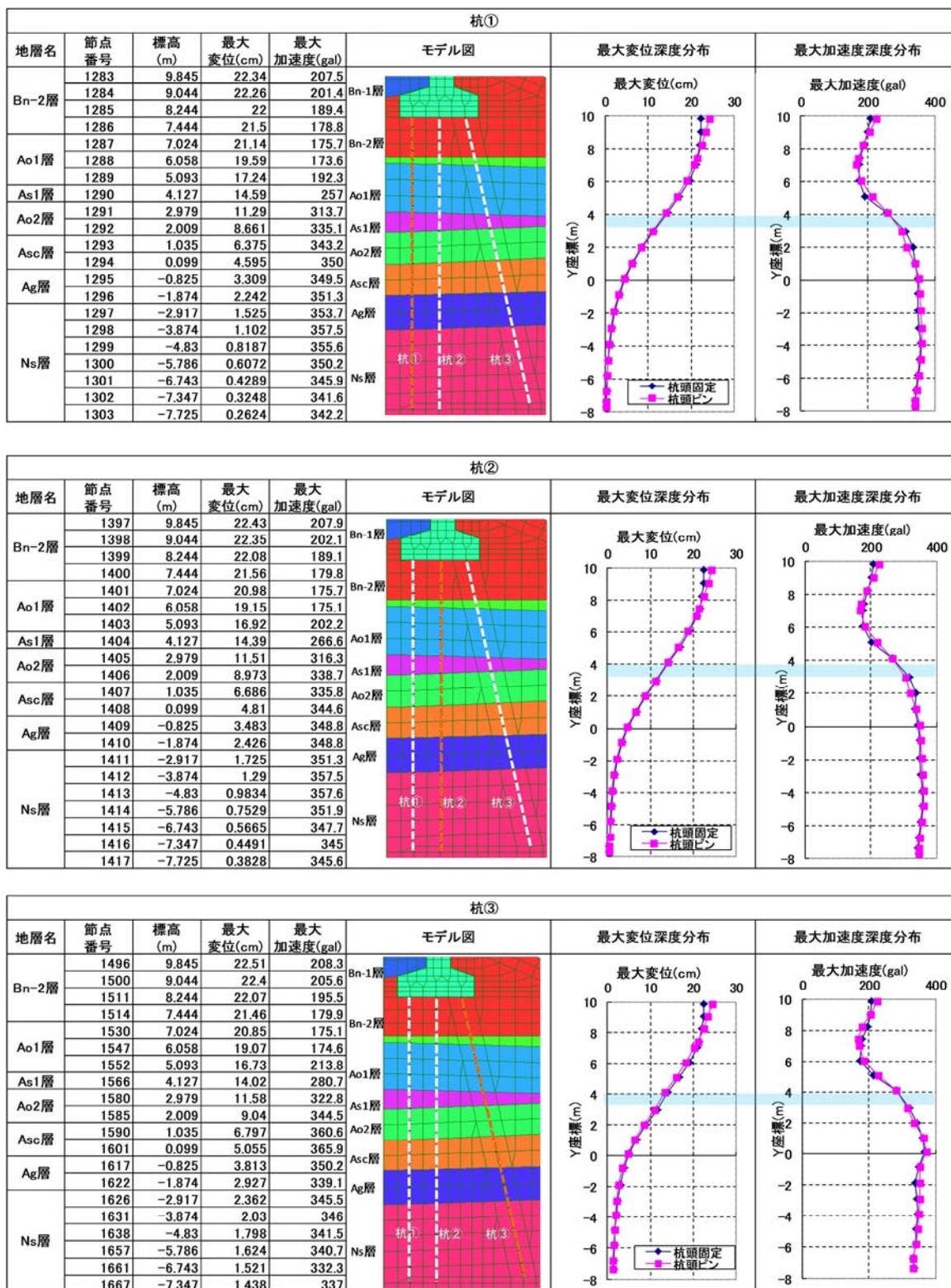


図 2.3.31 鋼管杭の最大変位および最大加速度分布図

(5) 橋台背面の応答特性

橋台の堅壁およびフーチングに作用した最大地盤反力を深度方向に累積した分布と、地盤と橋台の最大位相差（開き）を図 2.3.32 に示す。

背面土圧については、2次元有効応力解析では 1,084kN と抽出されるものの、修正物部・岡部式土圧式では 6,523kN と大幅にその値が異なることが確認される。また、地盤と躯体の最大位相差は 100mm と大きいことが確認される。図 2.3.33 および図 2.3.34 にパラペット上部位置における地盤とパラペットの水平変位の関係を示す。なお、パラペットと背面土の残留変位に差が生じているが、背面土のモデル化に問題があった可能性がある。

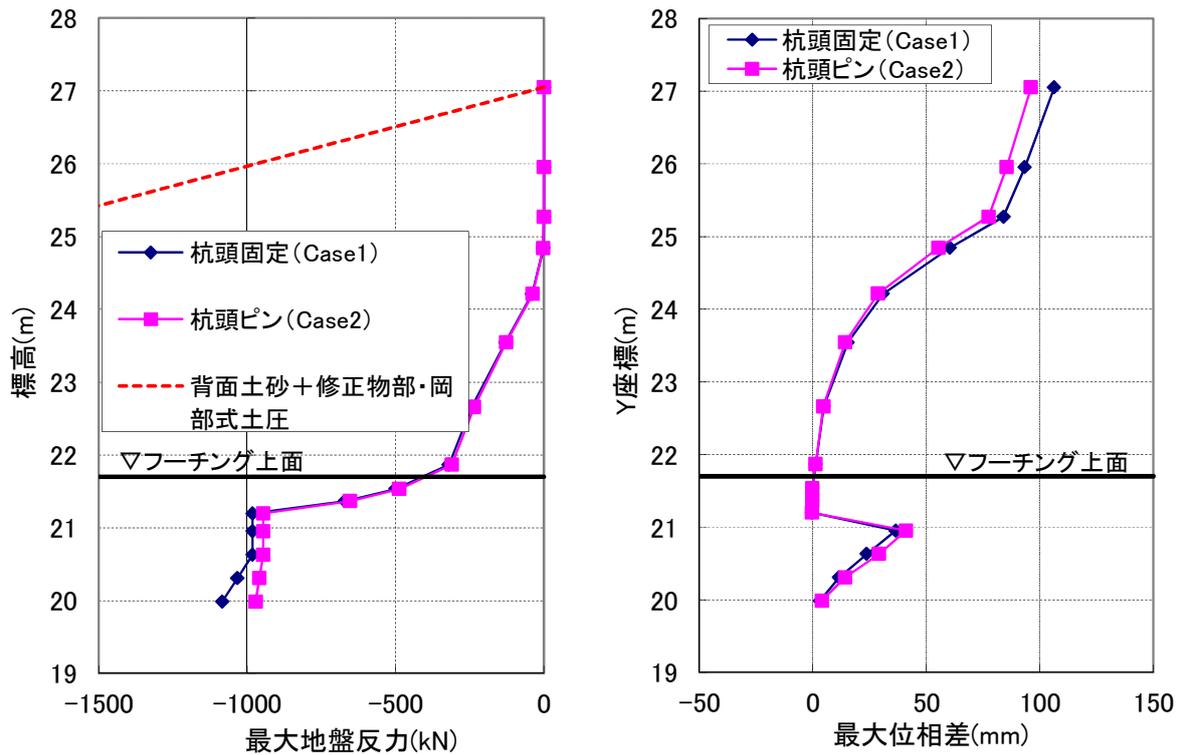


図 2.3.32 橋台背面の最大地盤反力および最大位相差

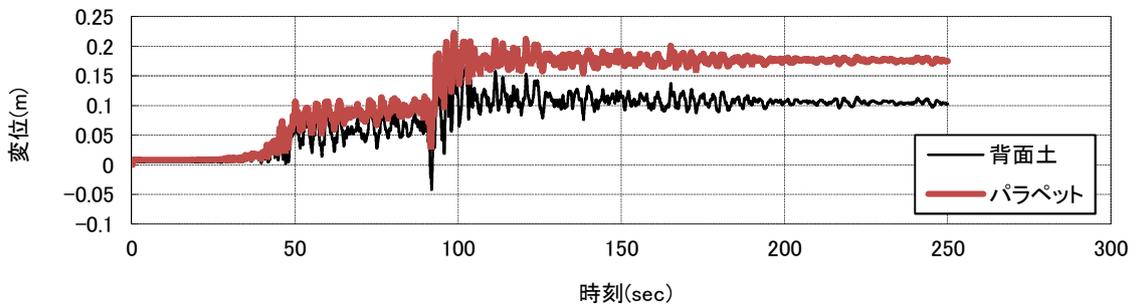


図 2.3.33 橋台背面土とパラペットの応答変位 (Case1)

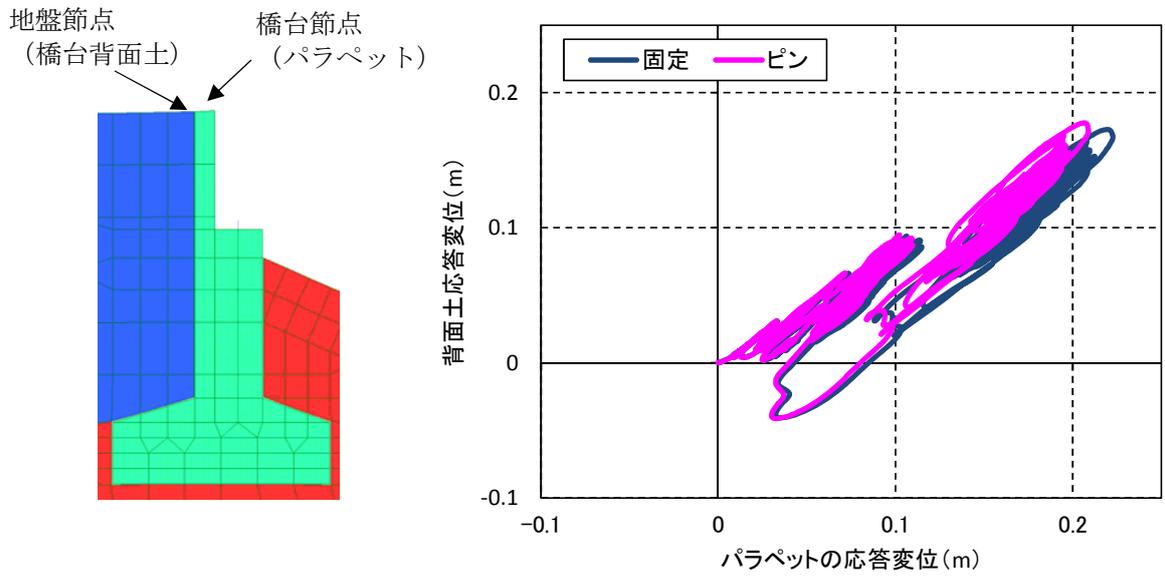


図 2.3.34 橋台背面土とパラペットのオービット曲線

2.3.6 西川橋二次元動的有効応力解析結果

(1) 解析ケース

表 2.3.4 に解析ケースを示すが、杭頭の結合条件が固定・ピンの 2 ケースについて実施した。西川橋については、後述するとおり、杭頭でせん断耐力を超過する結果となり、これは、地震被害と一致する。しかしながら、残留変位の再現性が悪いため、軸力変動が大きいことも踏まえ、この影響を考慮した解析も実施 (Case5) した。

また、RC 杭体の損傷イベント (降伏、せん断破壊等) を把握するために、非線形プッシュオーバー解析を実施 (Case6) した。

表 2.3.4 西川橋の解析ケース

西川橋/既製 RC 杭	杭頭結合条件	軸力変動の影響	備考
Case3	固定	軸力変動考慮しない	杭の非線形特性はトリリニア型
Case4	ピン	軸力変動考慮しない	
Case5	固定	軸力変動考慮する	バイリニア型
Case6	固定	軸力変動考慮しない	非線形プッシュオーバー解析

(2) 全体変形 (軸力変動なし)

橋台の支承位置における最大水平変位は、杭頭固定・ピンでそれぞれ、0.128m および 0.133m、最大加速度はそれぞれ、287gal および 314gal である。

西川橋の解析終了後における変形図を、杭頭の結合が固定とした場合を例として図 2.3.35 に示す。解析終了後における橋台の支承位置における水平方向の残留変位は、杭頭が固定・ピンでそれぞれ、92mm および 101mm 河川内側に残留する。地震被害調査では、150mm 移動したと記録されていることから、その結果と比較すると小さな残留となっている。そこで、後述するが、軸力変動を考慮した場合の解析を実施し、再現性の向上を図る。

同位置における鉛直変位 (沈下) は、杭頭が固定・ピンでそれぞれ、30mm および 22mm と、落合橋の結果と比較しても大きな残留沈下が発生しているが、これは、杭の塑性化によって水平変位が卓越し、その傾斜による沈下である。

図 2.3.37 および図 2.3.40 に過剰間隙水圧比分布図を示すが、液状化層である Bs 層および As1 層は地震時において 1.0 となっていることから、液状化したことが確認された。

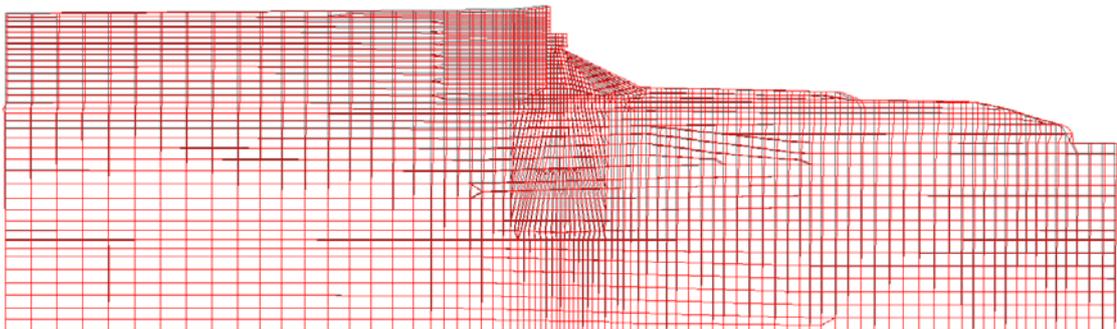


図 2.3.35 最大変形図 (西川橋 Case3)

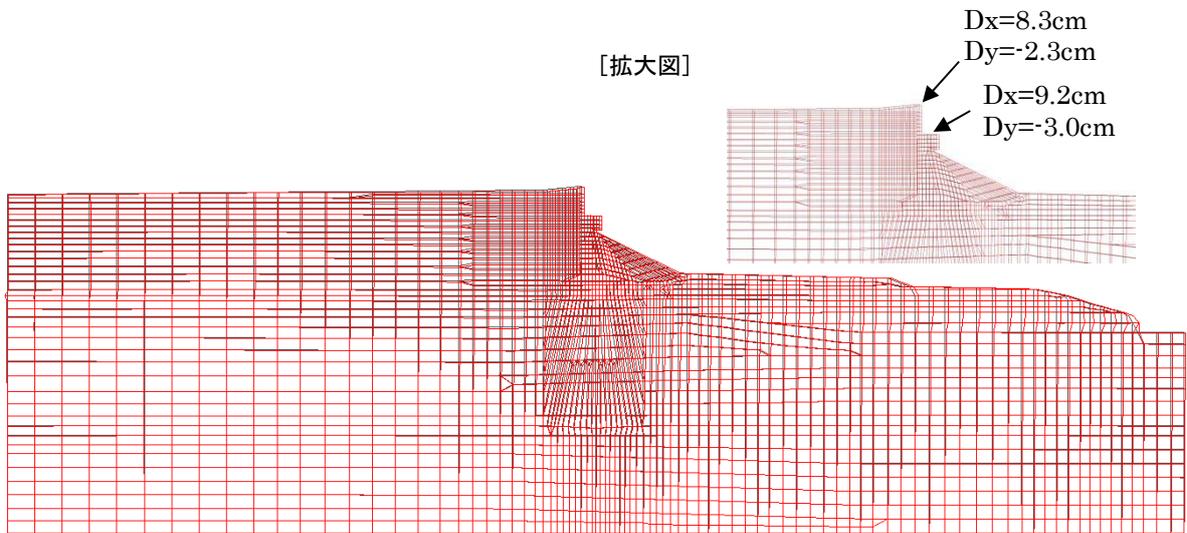


図 2.3.36 解析終了後の残留変形図 (西川橋 Case3)

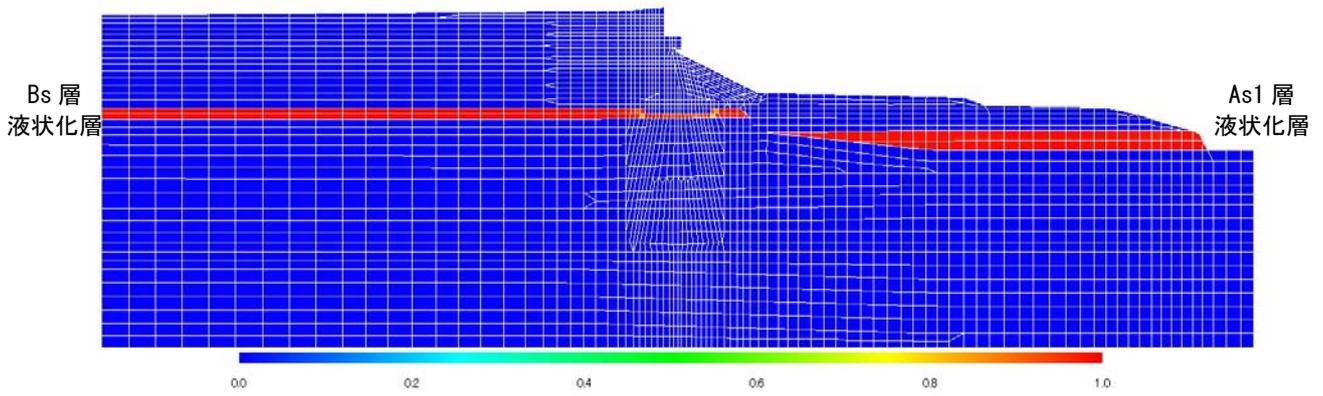


図 2.3.37 過剰間隙水圧比分布図 (西川橋 Case3)

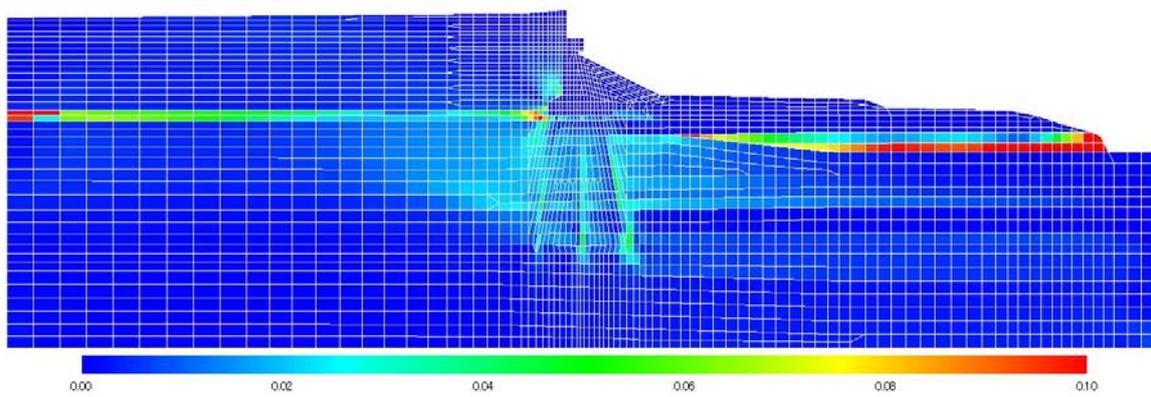


図 2.3.38 残留ひずみ分布図 (西川橋 Case3)

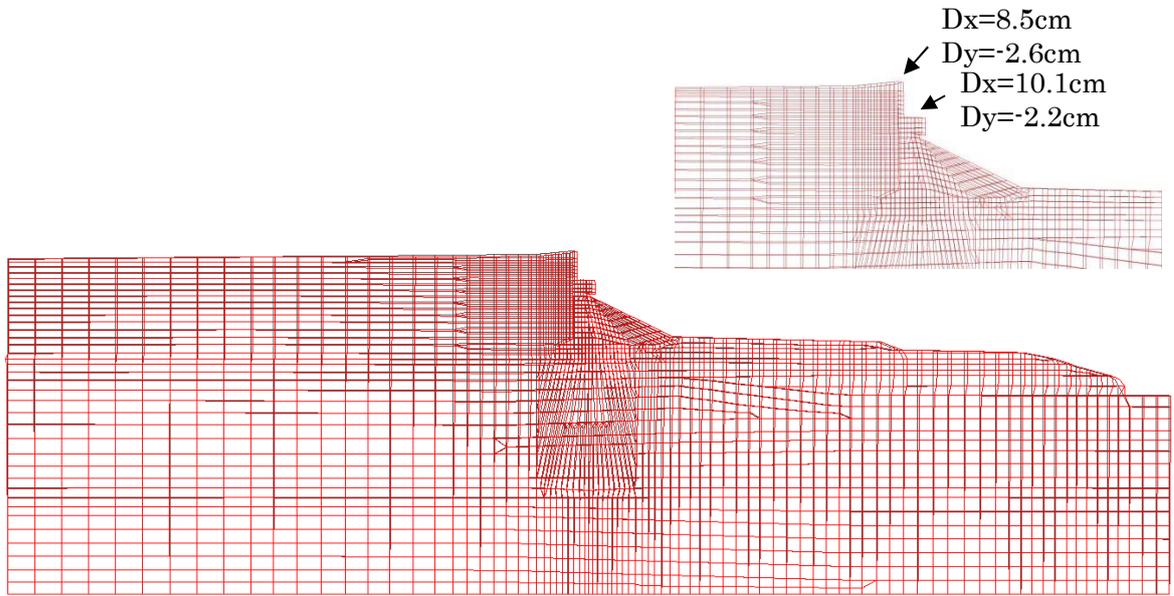


図 2.3.39 解析終了後の残留変形図 (西川橋 Case4)

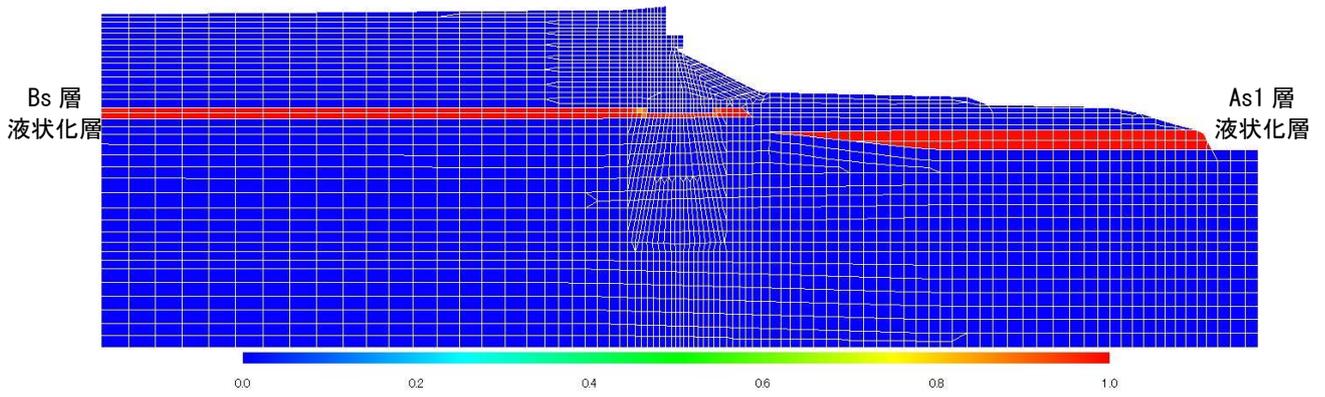


図 2.3.40 過剰間隙水圧比分布図 (西川橋 Case4)

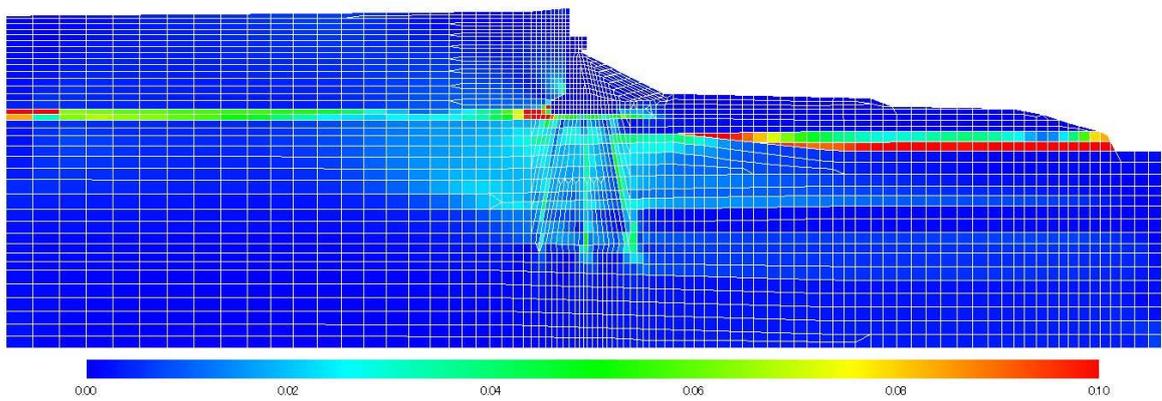
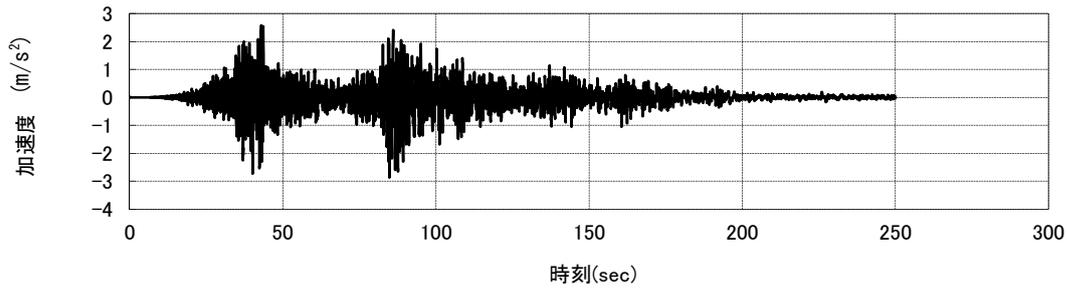
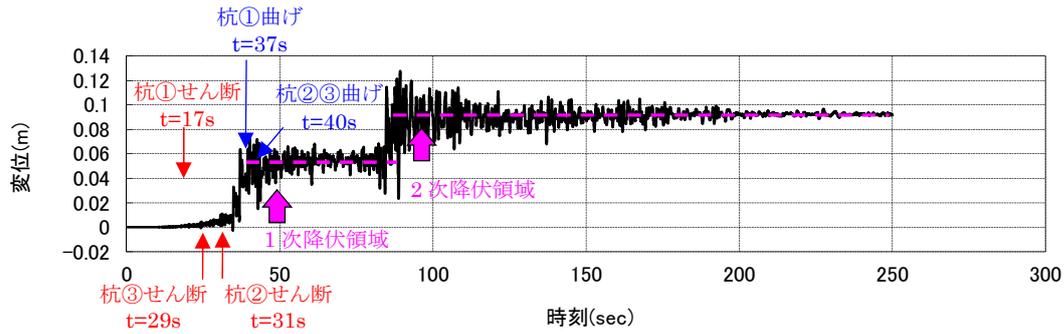


図 2.3.41 残留ひずみ分布図 (西川橋 Case4)

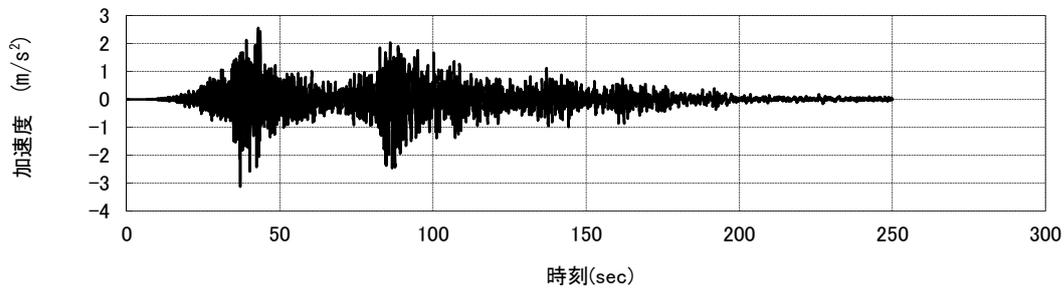


(a) 上部構造位置の絶対加速度

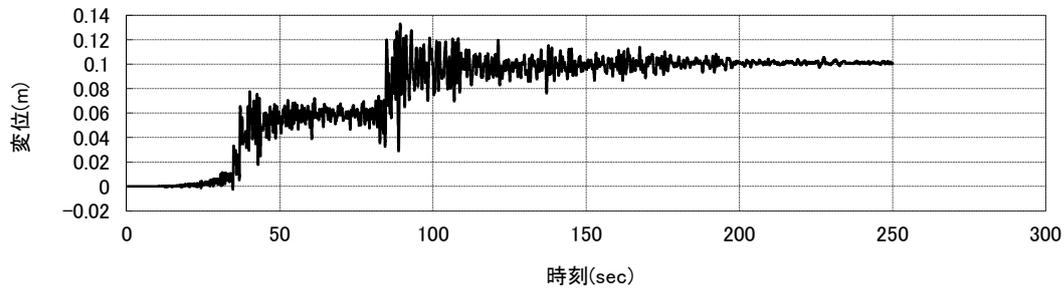


(b) 上部構造位置の水平変位 (+河川方面)

図 2.3.42 上部構造位置における時刻歴応答解析 (Case3、杭頭固定)



(a) 上部構造位置の絶対加速度



(b) 上部構造位置の水平変位 (+河川方面)

図 2.3.43 上部構造位置における時刻歴応答解析 (Case4、杭頭結合ピン)

(3) 自由地盤の変形

図 2.3.44 に、橋台背面における自由地盤の最大せん断ひずみ分布図、最大変位、最大加速度の深度方向分布図を示す。液状化層 Bs 層で大きなせん断ひずみが生じていること、N 値が低い Asc 層より上層で大きな変位が生じていることが確認される。

加速度の深度方向分布は、途中の軟弱地盤において一旦減衰するものの、盛土層において再増幅し固有 1 次モードにおいては、基盤に入力した波形の加速度応答スペクトルとほぼ同程度となっている。

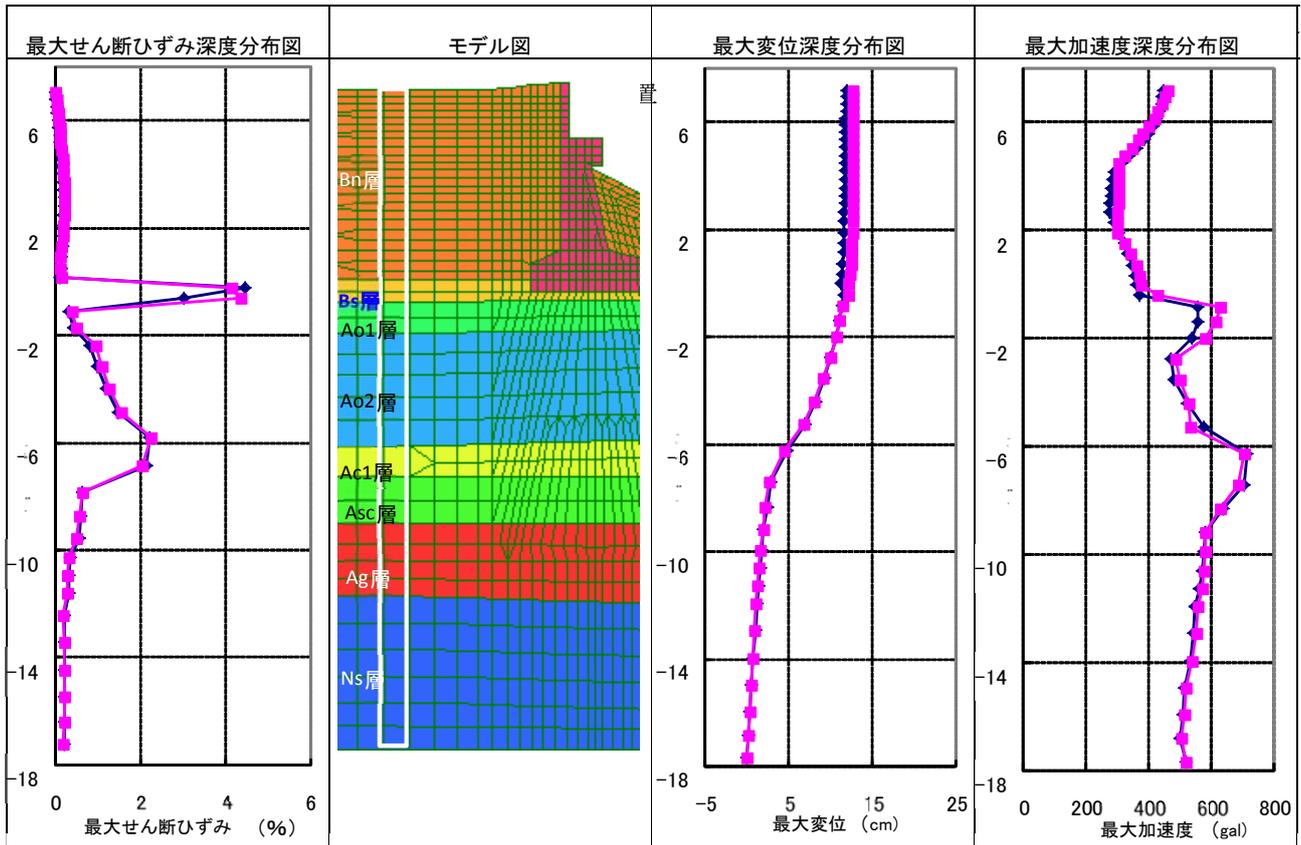


図 2.3.44 橋台背面の自由地盤の分布図

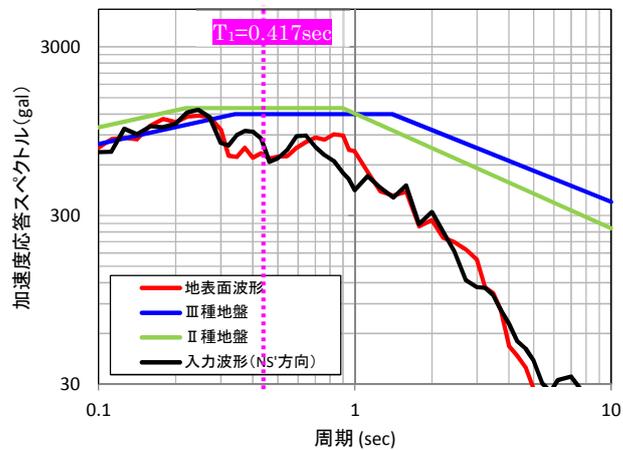


図 2.3.45 地表面における加速度の加速度応答スペクトル（道示波はレベル 2 タイプ I 地震動）

(4) 既製 RC 杭の断面力および変形分布

1) 曲げモーメント分布と破壊順序について

西川橋の各列の RC 杭に作用した最大曲げモーメントを図 2.3.48 に示す。応答値および耐力は杭 1 本あたりに換算して示している。杭の名称を図 2.3.46 に示す。

杭①～③に発生する最大曲げモーメントは、いずれの杭位置においても同様の分布を示しているが、杭頭固定の場合は終局曲げモーメントを超過するが、杭頭ピンとした場合は降伏曲げモーメントに至っていない。

既製 RC 杭が降伏耐力 M_y に達した時刻を、前頁の図 2.3.42 に示し、杭頭付近の梁要素の曲げモーメントの時刻歴波形を図 2.3.47 に示す。同図にはせん断耐力に達した時刻も示している。破壊形態としては、曲げ降伏に達する前にせん断がその耐力を上回る結果となるため、せん断破壊先行型と判定される。加振後 20 秒程度で耐力を上回る結果となる。曲げモーメントについては、既製 RC 杭の曲げ降伏が加振後 40 秒程度（1 次降伏領域）で達することとなり、その影響で、上部構造の残留変位が大きくなる。その後、90 秒付近（2 次降伏領域）において再度曲げ変形が卓越することが確認され、その結果、上部構造位置の残留変位がさらに大きく発生する結果となる。杭の変位も図 2.3.49 のように、同様の応答を示している。

図 2.3.46 で示した地震被害調査では、杭③のみ目視確認しており、損傷を確認しているが、解析より、背面および中間杭についても同様のせん断破壊が生じている可能性が高いことが示唆される。

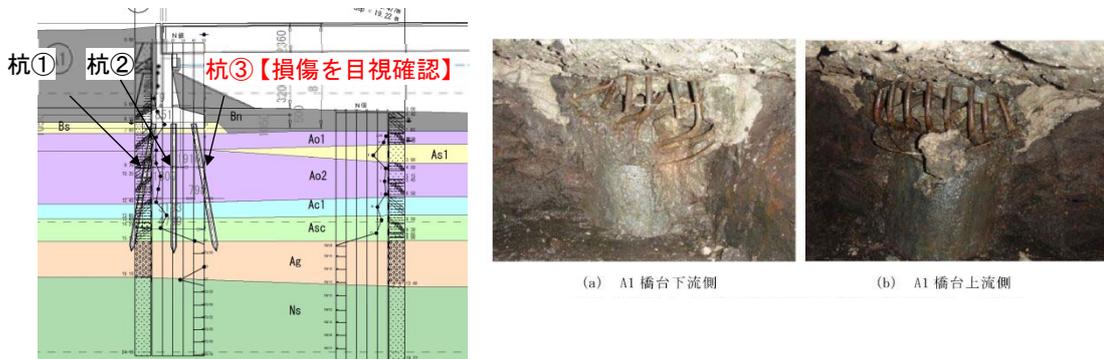


図 2.3.46 既製 RC 杭の名称（西川橋）

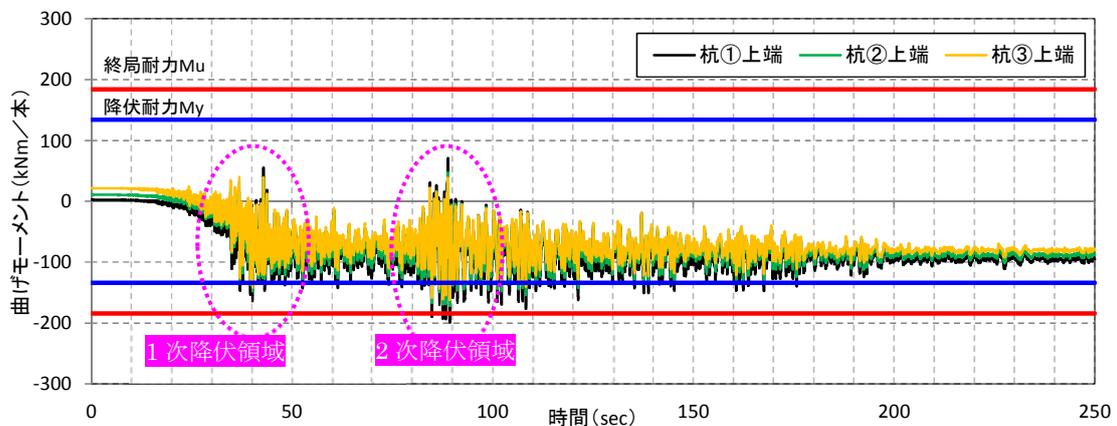
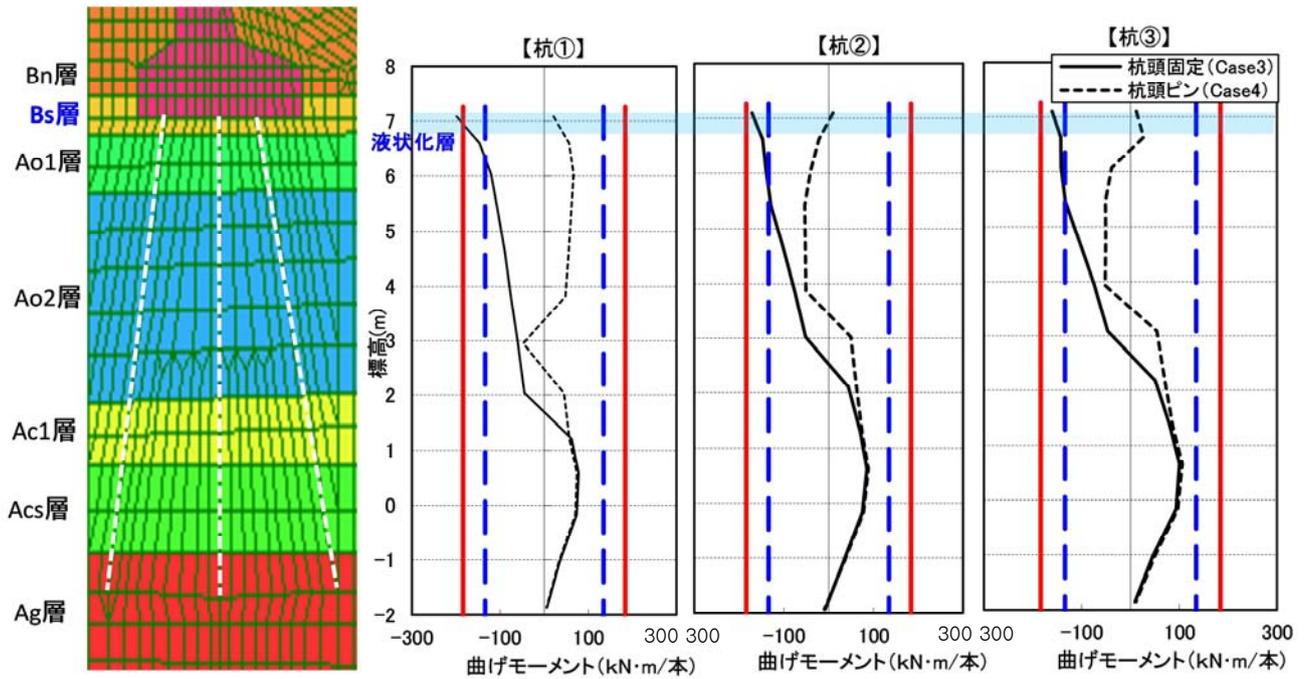
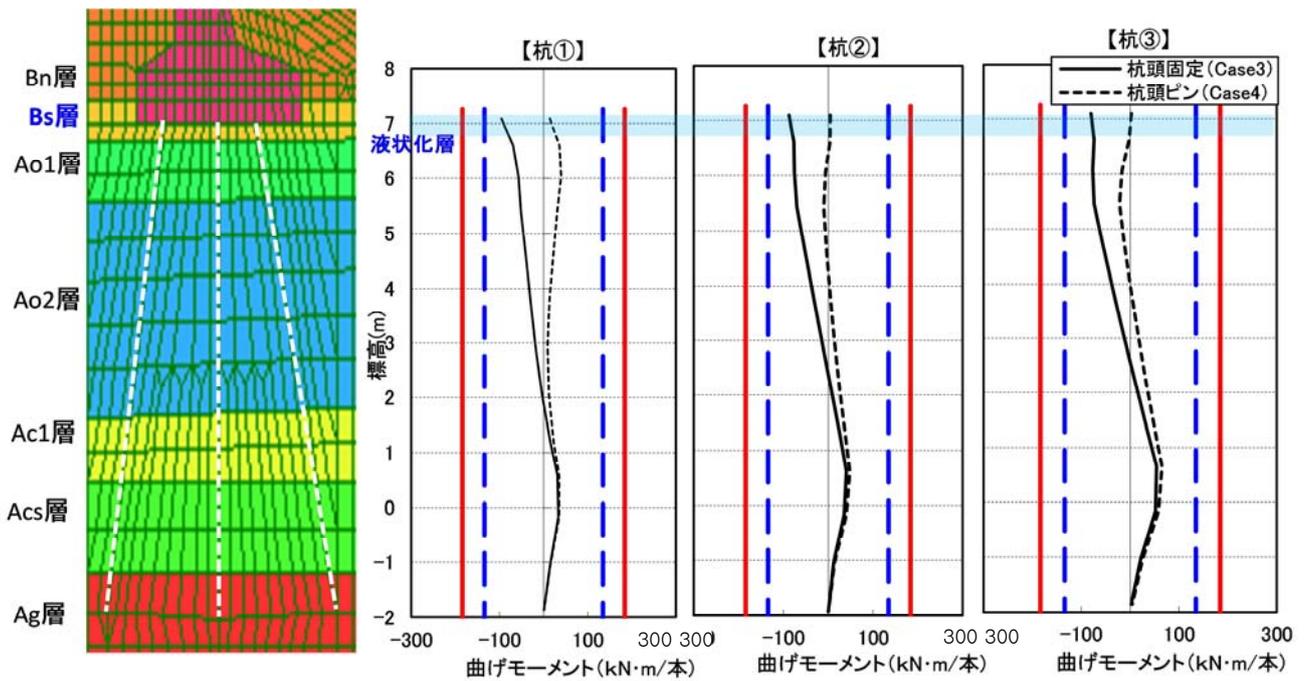


図 2.3.47 杭頭梁の曲げモーメントの時刻歴応答解析（Case3、杭頭固定）



(a) 最大曲げモーメント



(b) 残留曲げモーメント

図 2.3.48 既製 RC 杭の曲げモーメント分布図 (西川橋)

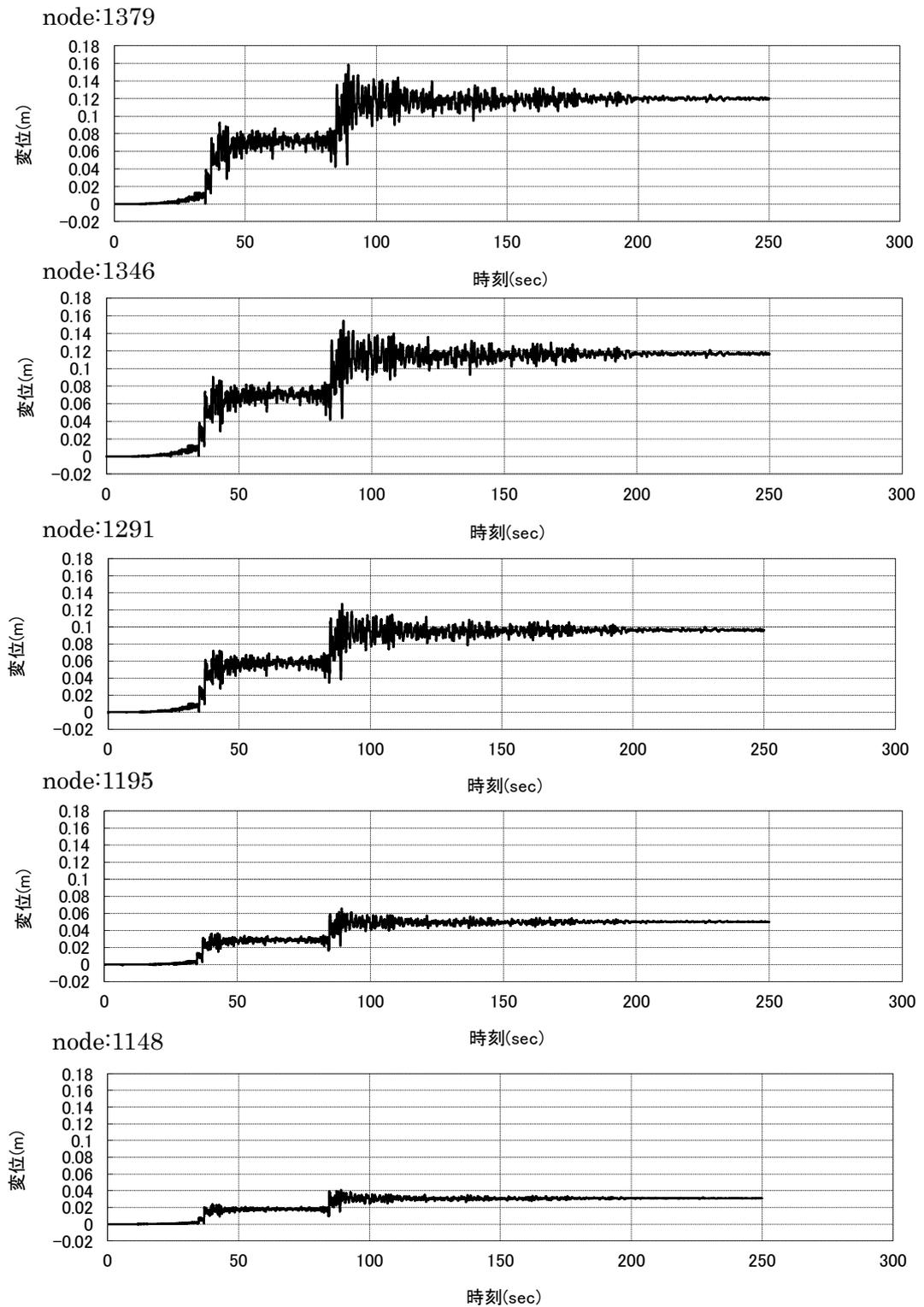
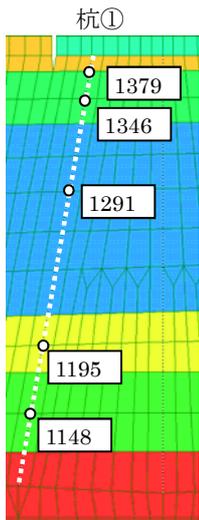


図 2.3.49 杭頭①の代表節点変位の時刻歴応答解析 (Case3、杭頭固定)

2) せん断力分布について

西川橋の各列の既製 RC 杭に作用した最大せん断力を図 2.3.50 に示す。

杭に発生する最大せん断力に着目すると、杭頭の結合条件によらず、せん断力はせん断耐力を大きく超過していることが確認される。特に、背面側の杭①では、せん断耐力 45.2kN/本に対して 163kN/本と 3.6 倍程度のせん断力が作用している。

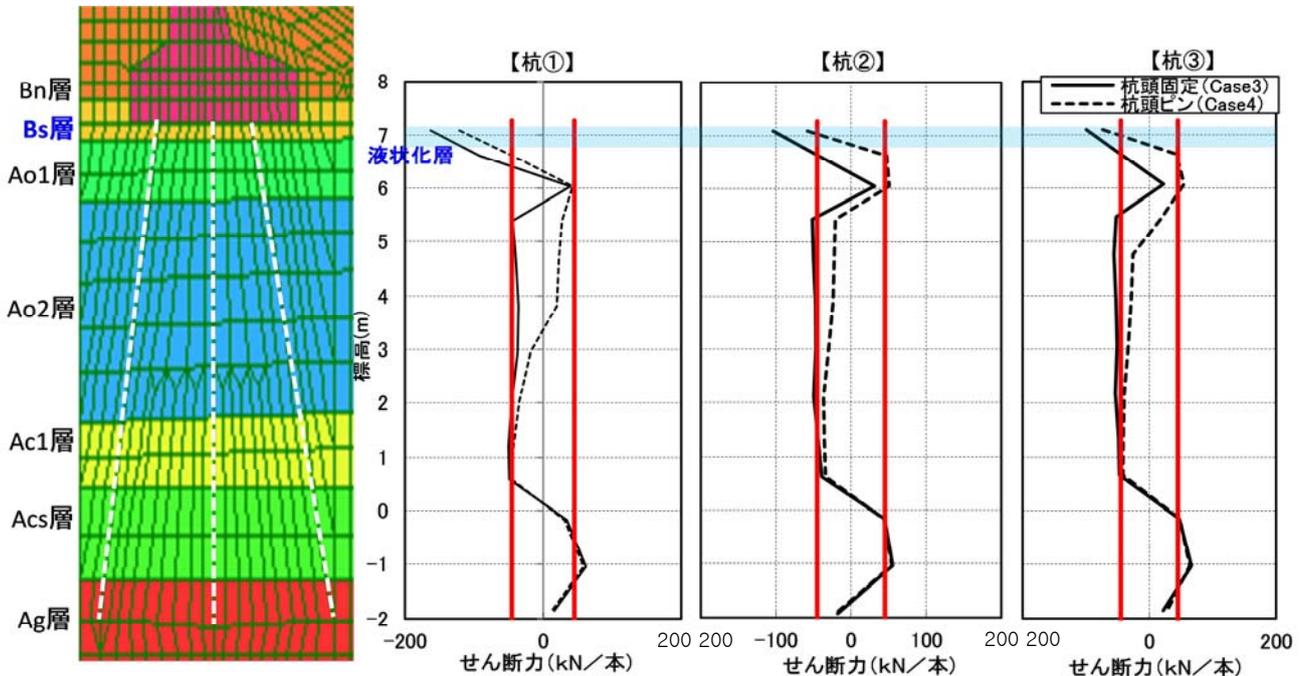


図 2.3.50 既製 RC 杭のせん断力分布図 (西川橋)

杭のせん断破壊順序を把握するために、非線形プッシュオーバー解析を実施し、その結果を図 2.3.51 に示す。解析は地盤・杭体の非線形性を考慮しており、上部構造位置の節点に対して河川内側に強制変位を与えている。本解析からもわかるとおり、杭①が先行してせん断破壊に達し、その後、②、③と進展していく。なお、杭の断面降伏 M_y は、ここで示される変位よりさらに変形しないと達しないため、ここでは示していない。

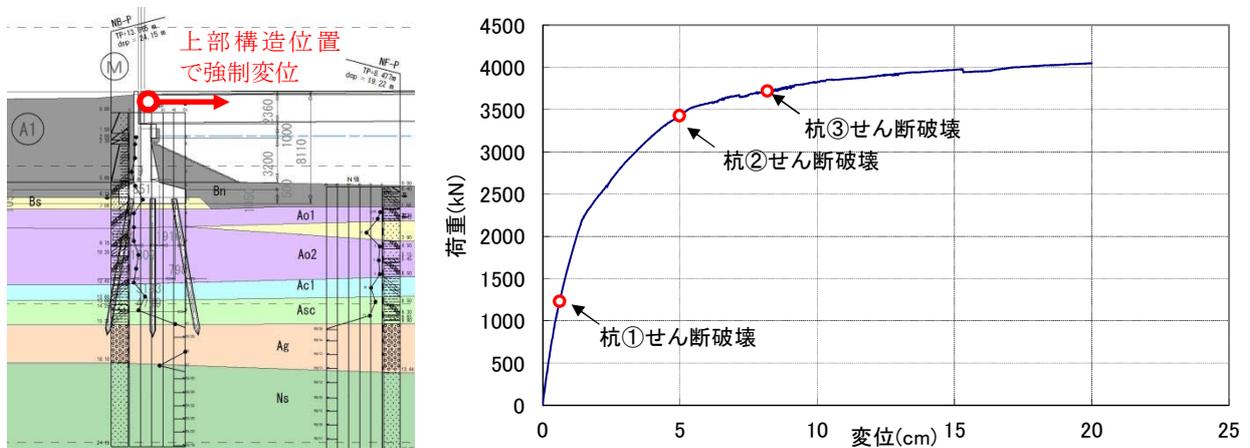
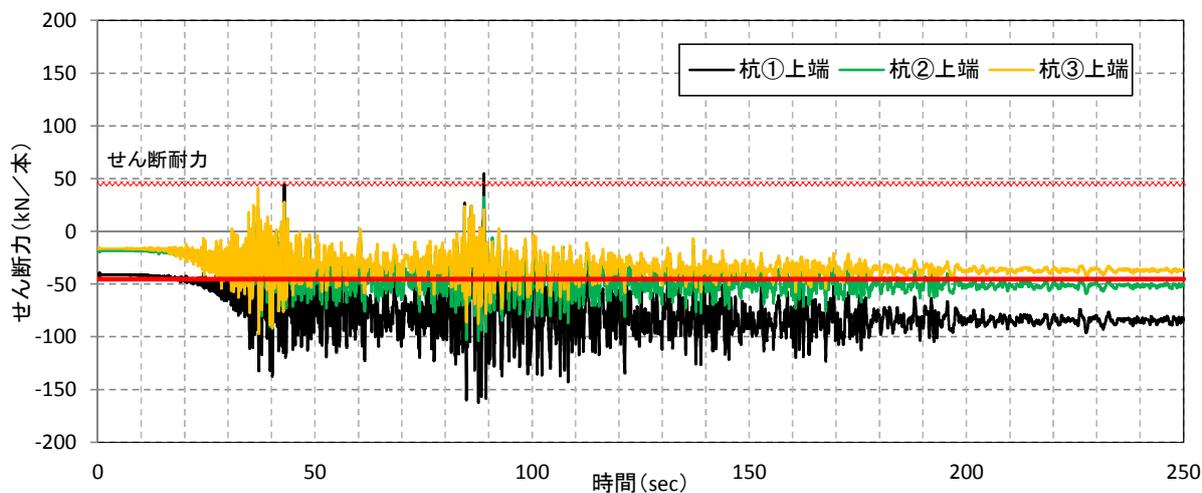
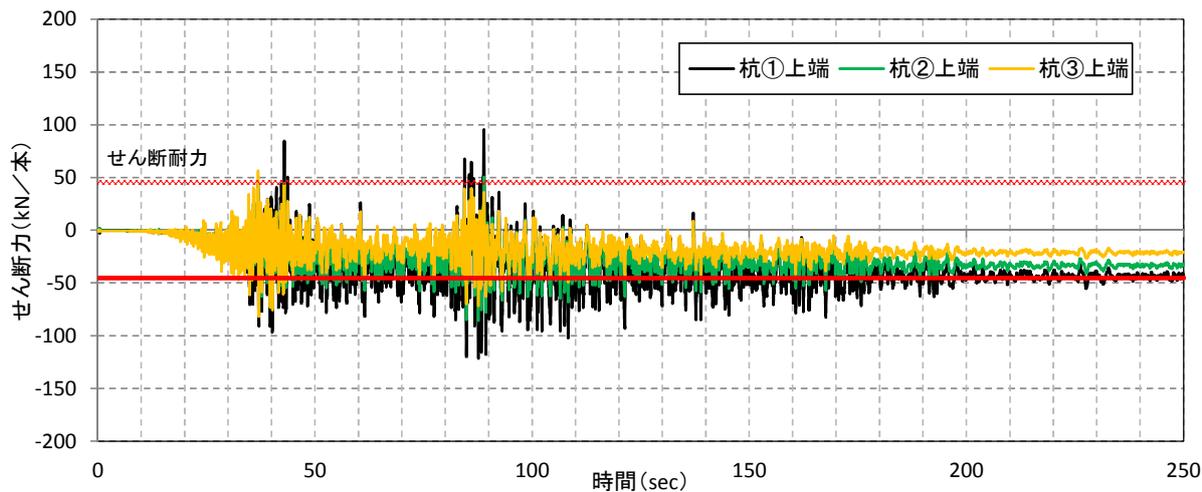


図 2.3.51 非線形プッシュオーバー解析 (西川橋、Case6)

西川橋の各列の杭頭付近の梁要素のせん断力の時刻歴波形を図 2.3.52 に示す。ここでは、動的解析に杭の初期断面力を引き継がない場合についても参考に示すが、いずれの場合も、動的解析の初期の段階においてせん断耐力に達する。



(a) 初期断面力を引き継いだ場合



(b) 初期断面力を引き継がない場合

図 2.3.52 杭頭の梁要素の時刻歴応答解析 (Case3、杭頭結合固定)

3) 杭の応答変位と応答加速度

図 2.3.53 に、各杭の深度方向における最大変位および最大加速度の分布図を示す。

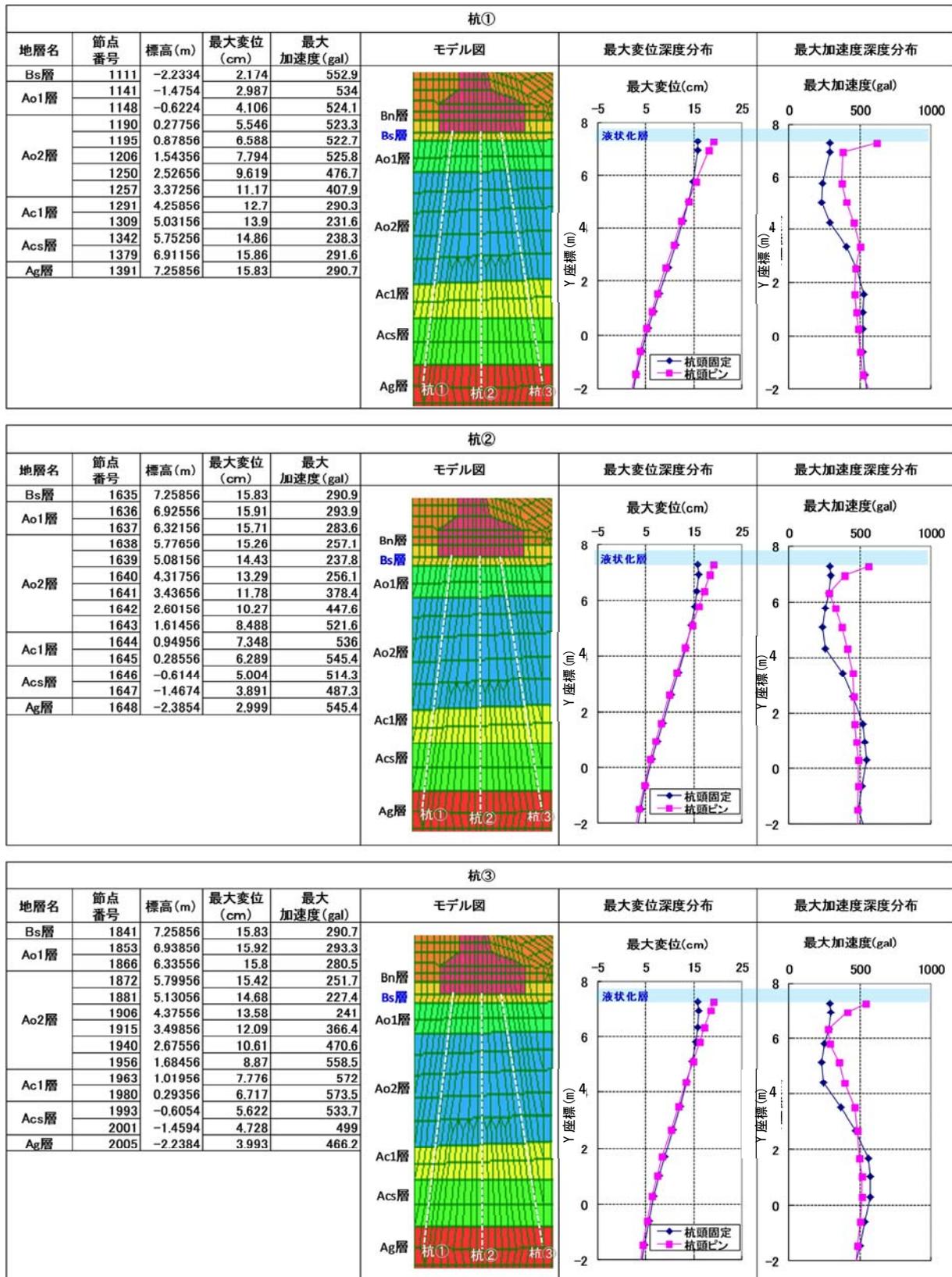


図 2.3.53 既製 RC 杭の最大変位および最大加速度分布図

(5) 非線形プッシュオーバー解析

図 2.3.54 に非線形プッシュオーバー解析結果を示し、図 2.3.56～図 2.3.58 に杭①および③がせん断破壊した際の深度方向の変位、曲げモーメント、せん断力の分布図を示す。

図 2.3.54 に示される赤線は、上部構造の分担重量 (180kN/9.81) と躯体の重量 (2456kN/9.81) に対して支承位置の加速度を乗じた慣性力と、上部構造重心位置とフーチング下面節点の差分すなわち相対変位との関係を示したものである。これより、上部構造・橋台躯体からの地震時慣性力では、杭のせん断耐力を超える応答は発生せず、むしろ、地盤の振動や変位の方が支配的であることが考察される。

一方、道路橋示方書におけるレベル 2 地震動に対する照査では、基礎の塑性化を考慮する場合のように杭基礎の耐力や大変形時の挙動を算定する場合には、地盤抵抗の非線形性や杭体の曲げ剛性の変化の影響が無視できなくなること、また、地盤と杭体との剛性差や杭配置などによって杭基礎の降伏に至る要因や塑性化の程度が異なっていることが考えられることから、地盤抵抗や杭体の曲げ剛性の非線形性を考慮できるような杭をラーメン構造としてモデル化し、離散化した地盤バネを付加することとなっている (図 2.3.55 左)。また、上部構造や橋台からなる地震時慣性力は、静的荷重として杭上端に荷重 (M、H、V) を漸増させながら作用させる。この際、道路橋示方書では、大きな地震時慣性力を大きく作用させることで、擬似的に地盤に起因する慣性力に相当する作用を考慮し、設計が危険側にならない配慮をしている。しかし、作用の位置の違い等から、損傷モードが必ずしも一致しない可能性がある。

一方、鉄道構造物等設計標準では、慣性力に加えて地盤変位の影響を組み合わせる設計する、静的な応答変位法による設計となっており、地盤の影響が考慮されている。

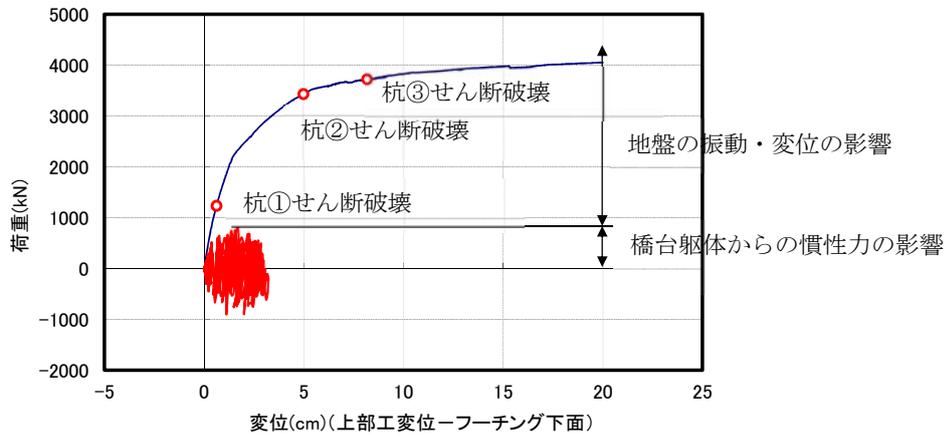


図 2.3.54 西川橋の橋台系 P~δ 関係

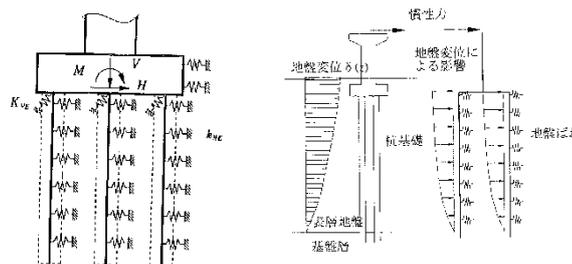


図 2.3.55 杭基礎のモデル化 (左：道路橋示方書、右：鉄道構造物等設計標準)

図 2.3.56 に示すとおり、最も先にせん断破壊するのは杭①であり、せん断破壊達成時における杭頭の変位は 3mm である。

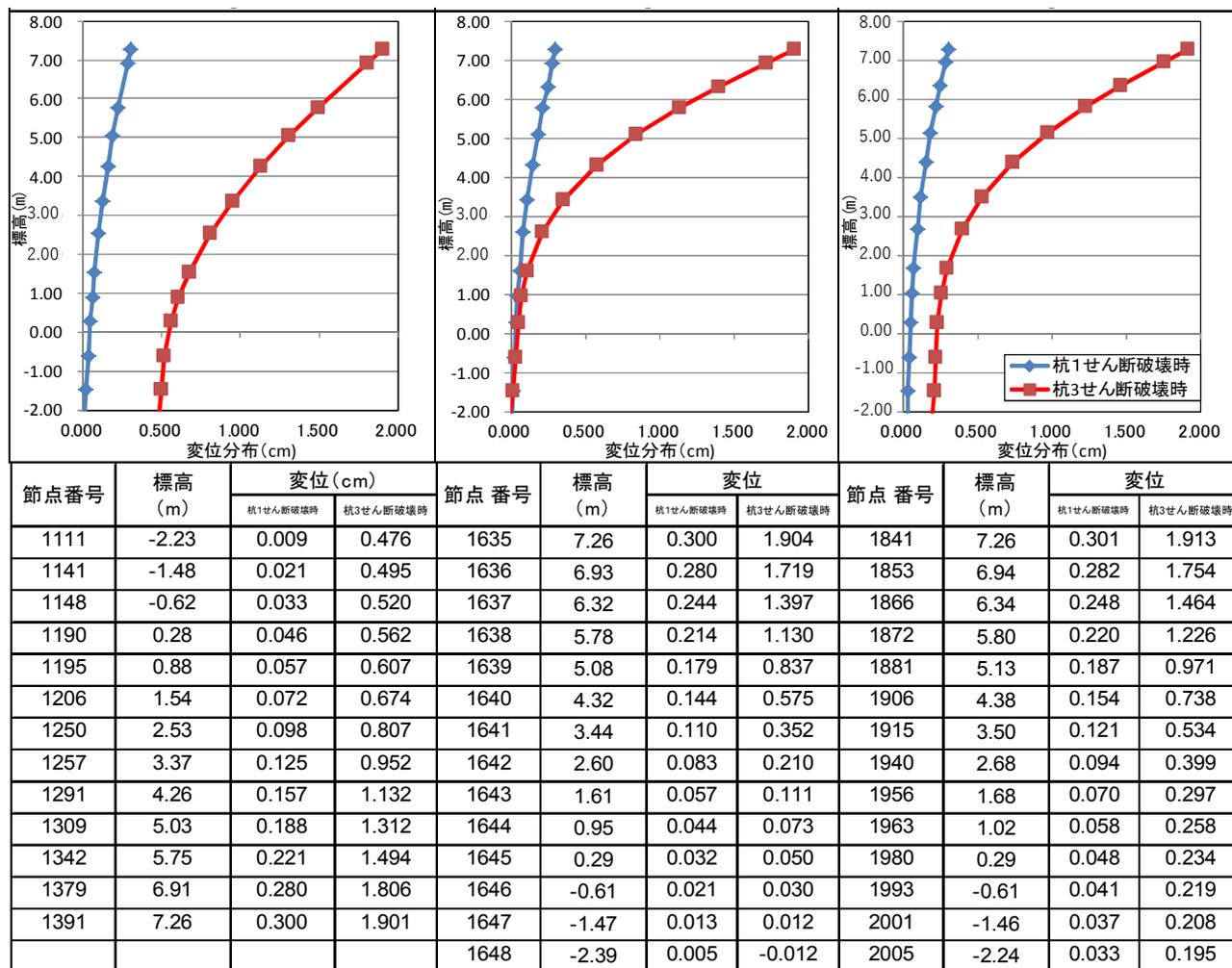


図 2.3.56 プッシュオーバー解析時における杭の変位深度分布図

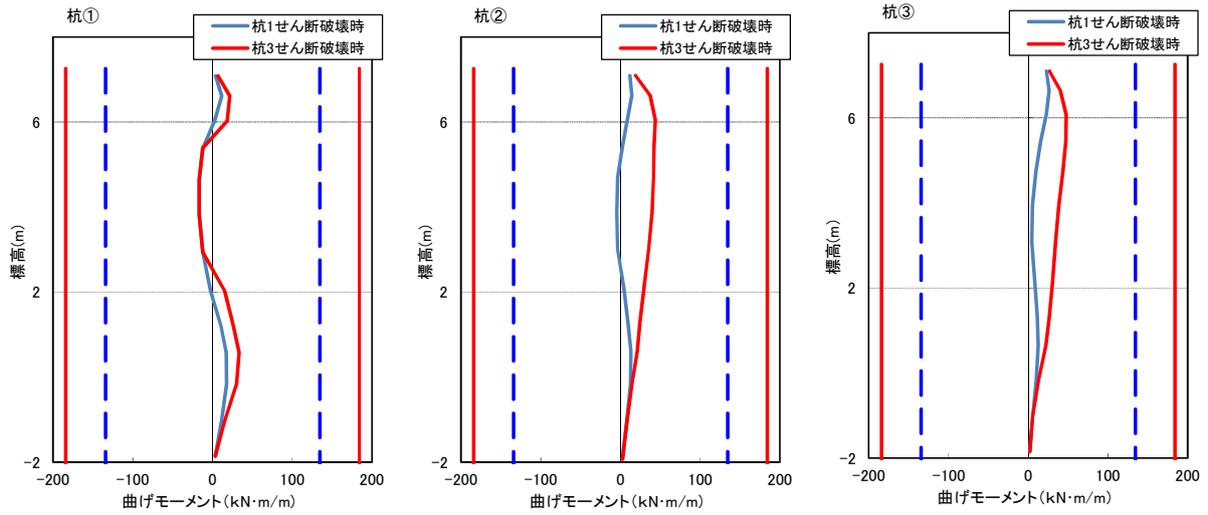


図 2.3.57 プッシュオーバー解析時における杭の曲げモーメント深度分布図

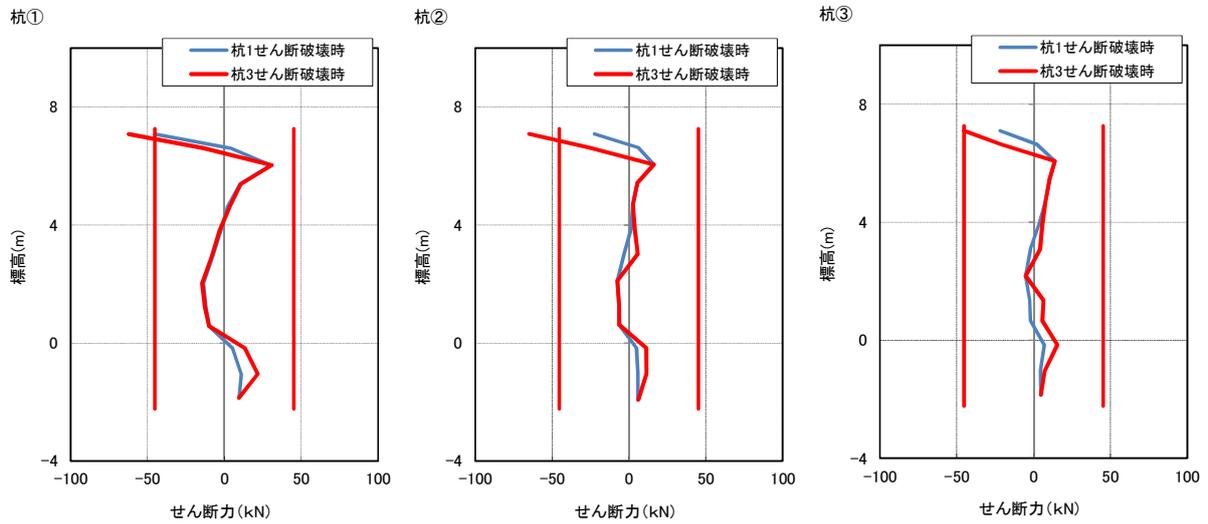


図 2.3.58 プッシュオーバー解析時における杭のせん断力深度分布図

(6) 橋台背面の応答特性

図 2.3.59 に、橋台背面の最大地盤反力の深さ毎に累積した分布図と、橋台と地盤の最大位相差を示す。地盤反力のグラフには、背面土砂と修正物部・岡部式より算出される土圧分布（背面土砂については、 $kh=0.4$ で算出）を示すが、解析による土圧の方が修正物部・岡部式から算定される土圧に比較して大きいことが確認される。

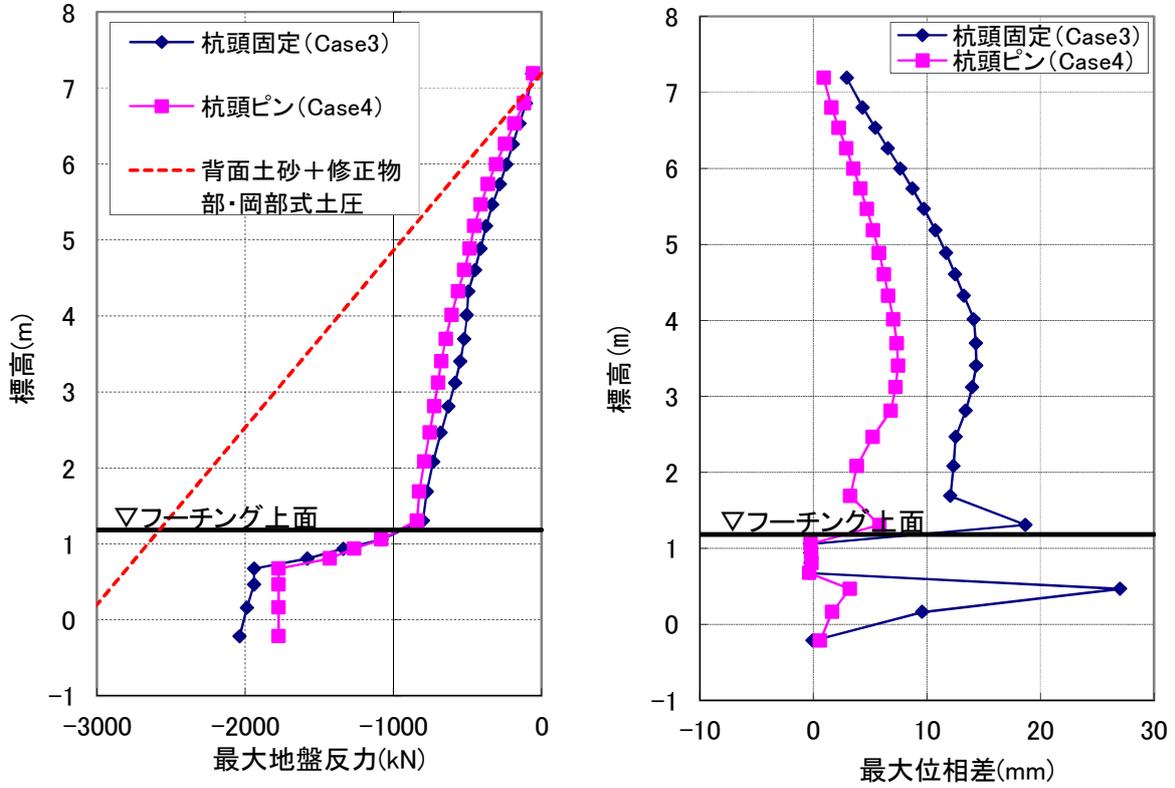


図 2.3.59 橋台背面の地盤反力および位相差（西川橋）

(7) 軸力変動の影響について

1) 軸力変動

図 2.3.60 に、西川橋の杭頭剛結モデルにおいて、杭頭要素に作用する軸力（1 本当たりの換算）の時刻歴応答を示すが、斜杭である杭①③の軸力変動が大きいことが確認される。そこで、軸力変動を考慮した解析を行い、特に支承位置の残留変位が実際の観測値とどの程度まで再現されるか検証する。

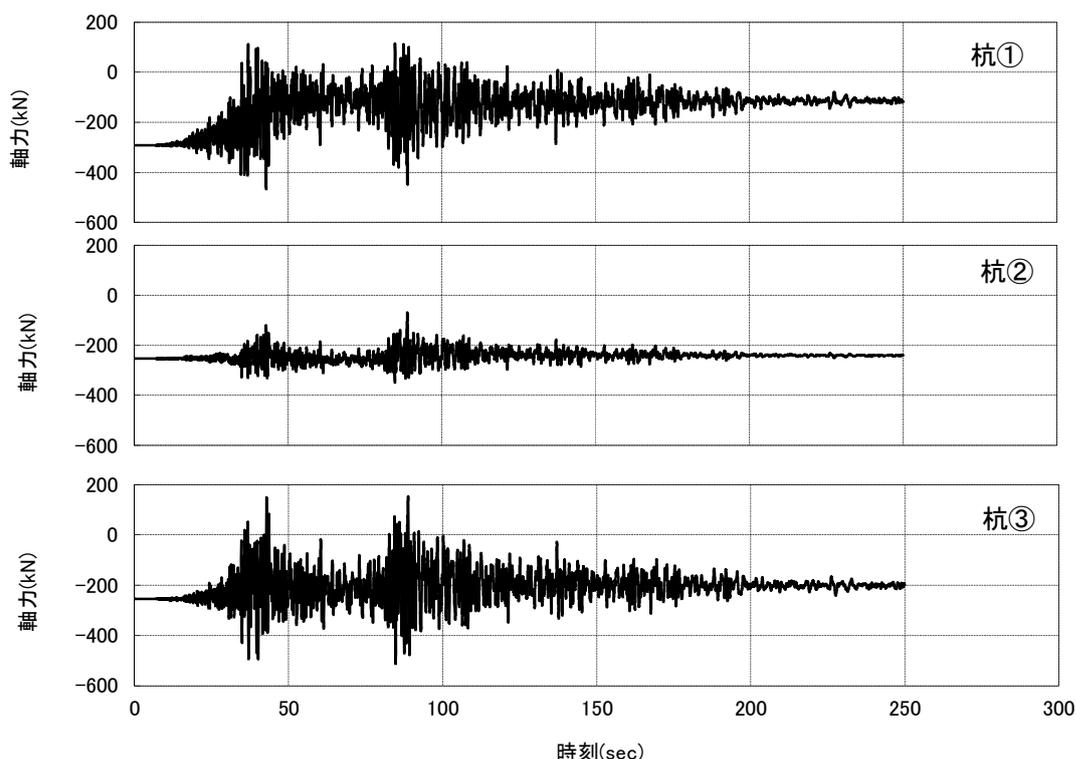


図 2.3.60 杭頭剛結時における各杭頭要素に作用する軸力の応答（西川橋）

2) 全体変形

表 2.3.5 に上部構造位置の最大および残留変位について整理した。軸力変動を考慮した解析結果の方が、最大変位および残留変位ともに 1mm 程度とわずかではあるが、大きな値を示す結果となった。軸力変動の影響が顕著に表れなかった要因として、杭の挙動は地盤に支配されており、軸力変動といった多少の解析手法の違いでは、その応答に大きな差が生じない。

表 2.3.5 軸力変動を考慮する場合／しない場合の支承位置の応答比較

解析 ケース	杭頭結合 条件	軸力変動 の影響	杭の 非線形特性	上部構造位置の応答		
				最大変位 (m)	残留変位 (mm)	最大加速 度 (gal)
Case3	固定	無視	トリリニア型	0.128	92	287
Case5	固定	考慮	バイリニア型	0.129	93	289

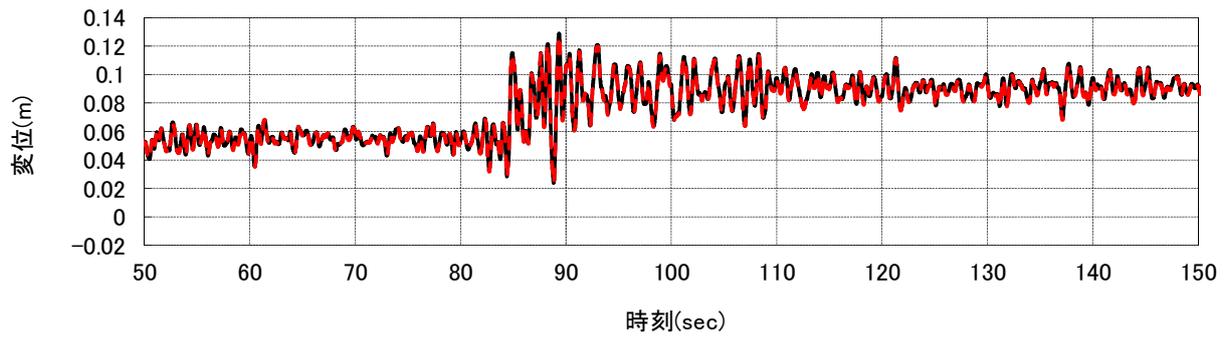
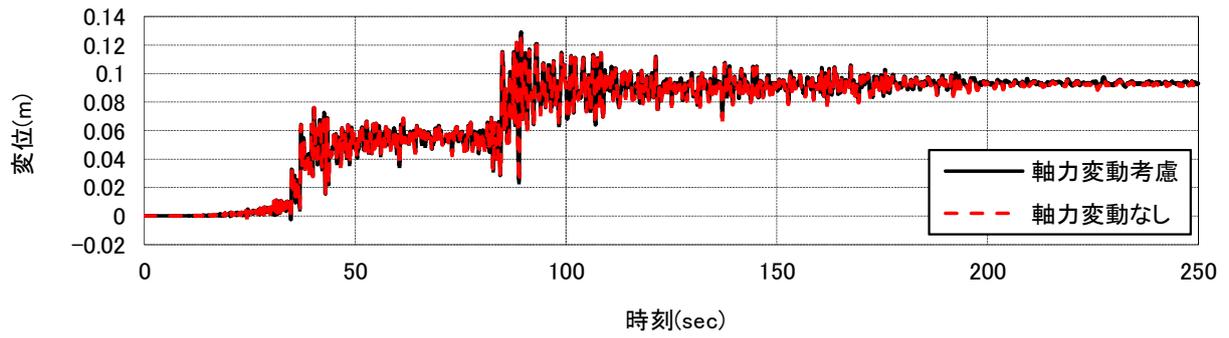


図 2.3.61 軸力変動無視／考慮した場合の上部構造位置の応答変位

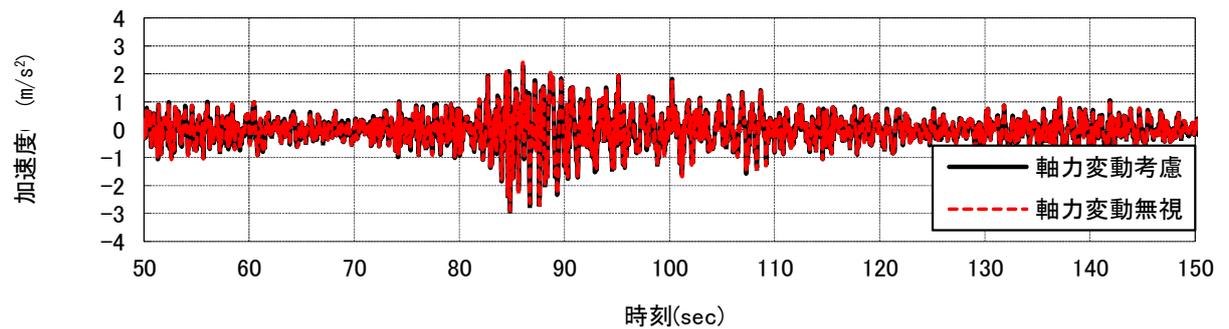
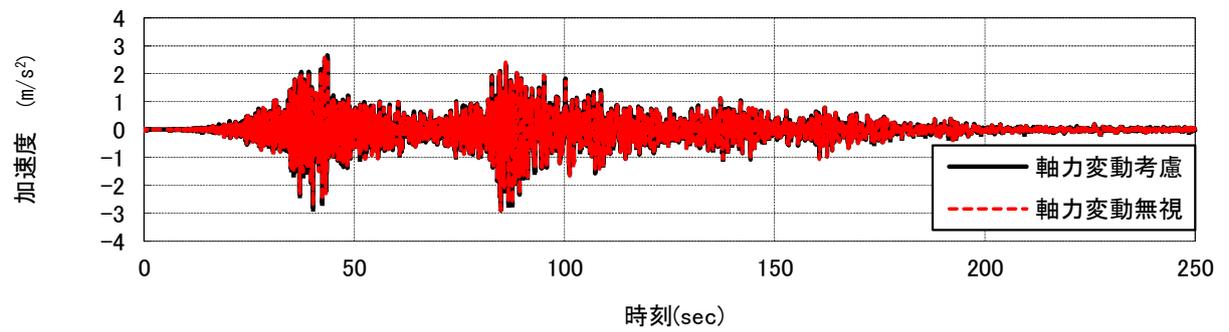


図 2.3.62 軸力変動無視／考慮した場合の上部構造位置の応答加速度

3) 杭の断面力

図 2.3.63 および図 2.3.64 に、深度方向の曲げモーメントおよびせん断力を示す。断面力の分布は、軸力変動を考慮する場合としない場合で大きくは変わらず、応答値が少し異なる。

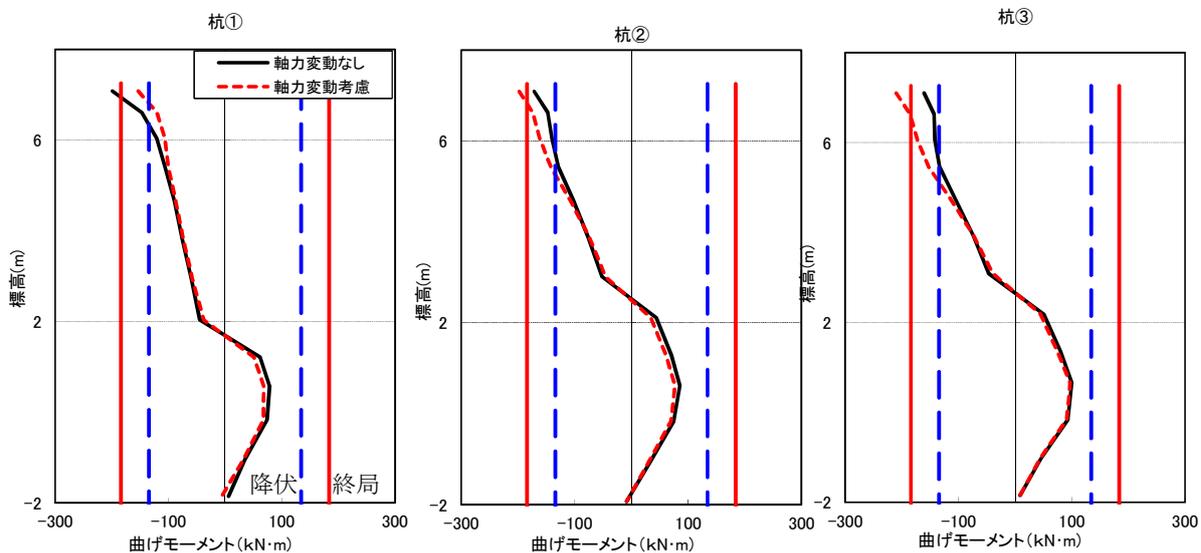


図 2.3.63 杭体の曲げモーメント分布図

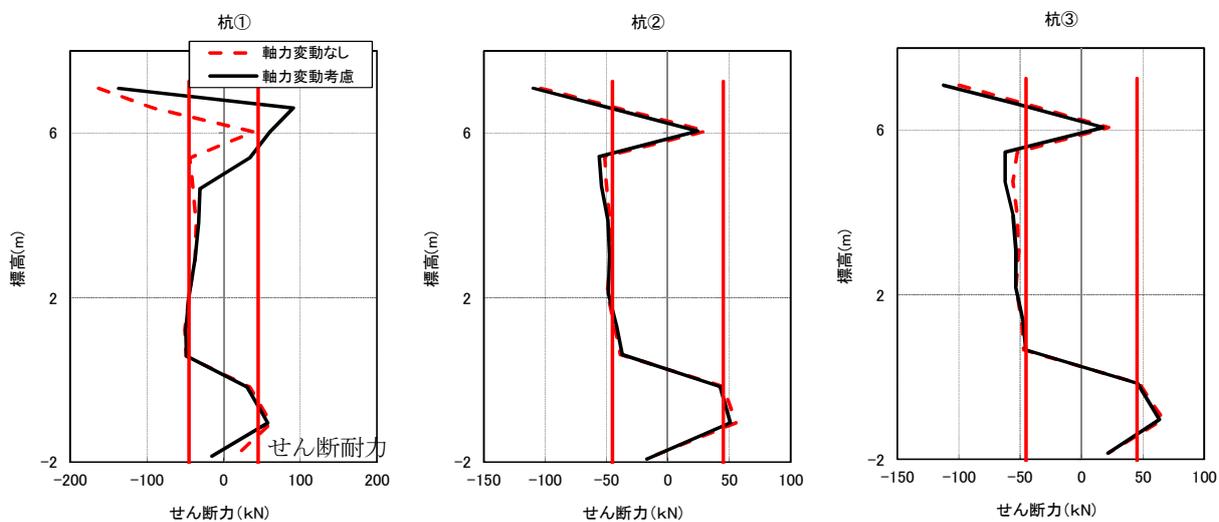


図 2.3.64 杭体のせん断力分布図

2.4 まとめ

(1) 被災有・落合橋（鋼管杭、液状化層有）の解析結果概要

- ① 自由地盤の変位：液状化層を境に変位が急増する。
- ② 曲げ分布：杭頭接合条件によらず、杭頭から支持層上端の間を境に正負が反転している。
- ③ 応答値：全塑性モーメント超過するものの、発生せん断力はせん断耐力以下となった。
- ④ 被災状況との整合：残留変位は、解析においては 170 mm程となったものの、現地では確認されていない。

(2) 被災無・西川橋（RC 杭）の解析結果概要

- ① 自由地盤の変位：弱層である Asc 層より上層で大きく変位している。
- ② 曲げ分布：杭頭剛結では杭頭、杭頭ヒンジでは地中部でそれぞれ最大曲げモーメントを確認した。
- ③ 応答値：全ての杭でせん断破壊先行型の破壊形態となった。
- ④ 被災状況との整合：部材照査については、杭頭でのせん断破壊を確認していることから解析結果と整合している。しかし、残留変位は 100 mm程度の解析結果であり、実橋の残留変位 150 mmと比較すると小さい。

(3) 考察

今回解析対象とした 2 橋は同一水系の護岸に位置し、受けた地震動を含めて比較的類似した橋梁であったが、落合橋では大きな被害は確認されず、西川橋では杭のせん断破壊や残留変位が生じるなどの被害が確認されている。解析の結果、この 2 橋では杭体に発生する断面力分布に大きな違いが見られた。断面力分布に違いが生じた理由としては、自由地盤のせん断変形が影響をしていると考えられる。落合橋においては、杭頭から 6m 程度の深さに位置する液状化層が大きくせん断変形することで、上下地盤にせん断ずれが生じ、液状化層に位置する杭体に大きなせん断力が発生するとともに、この層を境に曲げモーメント分布が反転する解析結果となった。一方、西川橋では液状化層が杭頭部に位置しており、この層において大きなせん断力及び曲げモーメントが発生する結果となった。

また、基礎に用いられる杭種も被害に差が生じた理由に影響していると考えられる。被害の無い落合橋は鋼管杭であり、せん断耐力が大きい傾向にある。今回の解析結果においても発生せん断力はせん断耐力を超えていない。一方、被害が確認された西川橋は既成コンクリート杭であり、今回の解析において発生せん断力はせん断耐力を超過しており、現実の被害とも一致する結果となっている。

参考文献

- 1) 今井、富高、張；地盤耐震解析手法に関する一考察,OGI Technical Reports,vol.17, pp.13-18,2009
- 2) Tohata, I. Ishihara, K., Modelling Soil behavior under principal stress axes rotation,Proc. 5 International conference on numerical methods in geomechanics, Nagoya, pp.523-530, April, 1985.
- 3) 井合 進：液状化の二次元有効応力解析において破綻しない為の工夫をした一つのモデル、土木学会第43回年次学術講演会、3部、pp.418-419、昭和63年10月
- 4) 岸下 崇裕、三浦 房紀；2次元 FEM 解析による杭基礎の動的挙動について、杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告書,pp.105-108,2001

3. 東北地方太平洋沖地震により被災したケーソン基礎の被災メカニズム

3.1 対象橋梁の選定と被災状況

3.1.1 既存資料及び解析条件の整理

(1) 対象橋梁概要

路線名¹⁾：市道鎌田・笹谷線

所在地¹⁾：福島県福島市鎌田字舟戸前外地内

橋梁名¹⁾：鎌田大橋

構造形式¹⁾：

上部構造：活荷重合成単純鋼鈹桁（7連）

下部構造：（橋台）控え壁式橋台，（橋脚）張出し式橋脚(円柱)

基礎構造：（橋台）直接基礎(突起あり)，（橋脚）オープンケーソン基礎φ6000

橋長¹⁾：370.51m

支間長¹⁾：7@約52m

幅員¹⁾：車道=5.5m，歩道=1.0m（両側）

架設年次¹⁾：昭和47年

主な補修・補強履歴：

平成17年 耐震補強工事(橋脚柱補強, 落橋防止構造設置, 変位制限構造設置)¹⁾

【技術基準等】平成14年道路橋示方書

【重要度】B種の橋

【地域区分】A地域

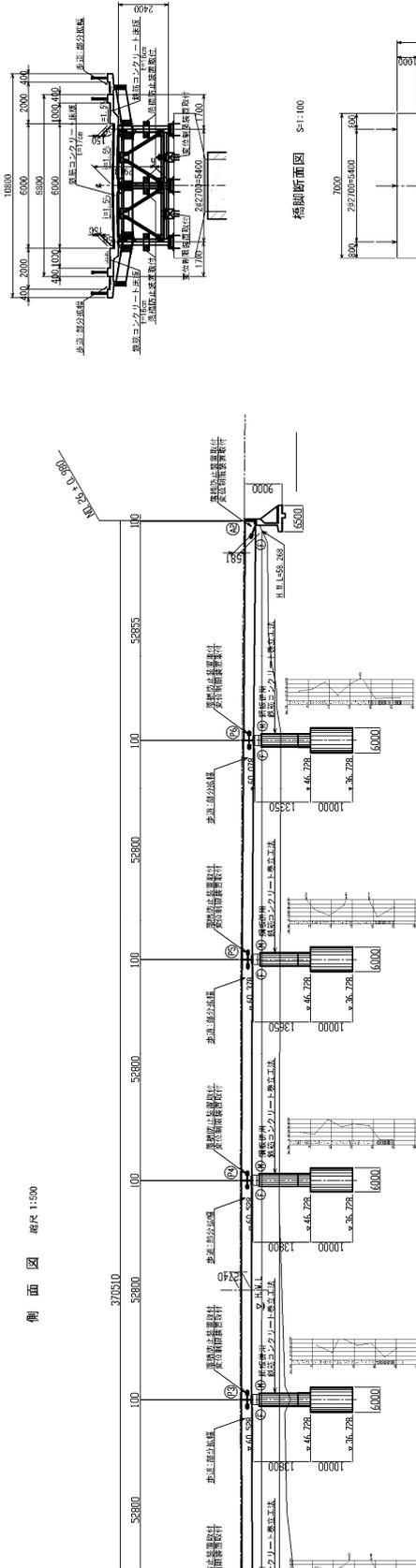
【地盤種別】II種地盤

全体一般図：耐震補強後の一般図^{*}を次頁以降に添付。

※道路管理者より提供

鎌田大橋全体一般図

側面図 縮尺 1:500



平面図 縮尺 1:500

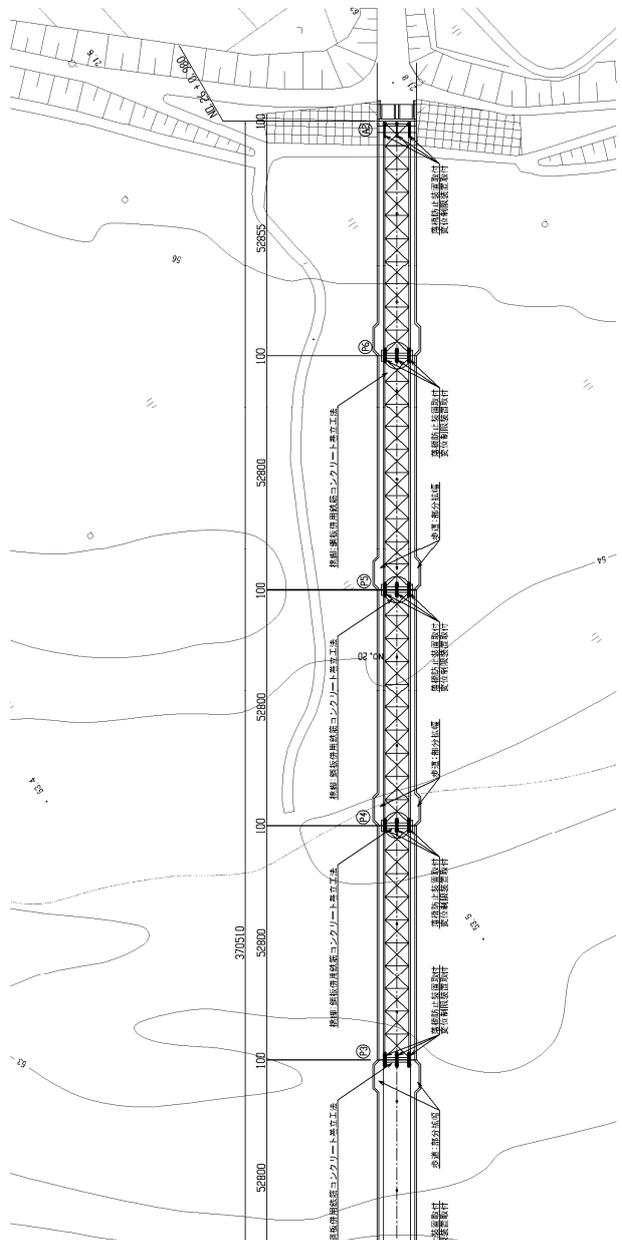


図-3.1.2 鎌田大橋全体一般図

(2) 橋脚構造

橋脚は、鋼板併用鉄筋コンクリート巻立て工法（以下、「鋼板併用 RC 巻立て工法」という）による耐震補強がされている。

1) 解析対象とする橋脚

P1 橋脚：東北地方太平洋沖地震により変状した橋脚

P3 橋脚：東北地方太平洋沖地震による変状は特に見られなかった橋脚

2) 下部構造躯体の使用材料*

（既設部）コンクリート強度： $\sigma_{ck}=21 \text{ N/mm}^2$ ，鉄筋の種類：SR235

（補強部）コンクリート強度： $\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$ ，鉄筋の種類：SD345

鋼板：SM400， $\sigma_y=235 \text{ N/mm}^2$

3) 橋脚の構造諸元

（既設橋脚）表-3.1.1 に示すとおり

（補強量）表-3.1.2 に示すとおり

表-3.1.1 耐震補強工事前の既設橋脚柱の鉄筋*

下部構造	柱直径(m) (円形)	軸方向鉄筋 (径-本数)	コンクリート面から軸方向鉄筋 中心までの距離 d' (mm)	帯鉄筋 (径-ピッチ)
全橋脚	2.500	柱下端～5.0m 1 段目：D32-68 本 2 段目：D32-68 本 5.0m～柱上端 m 1 段目：D32-68 本	1 段目： $d' = 100$ 2 段目： $d' = 180$	柱下端～1.5m D13-150ctc 1.5m～柱上端 D13-300ctc

表-3.1.2 橋脚柱の耐震補強工法及び補強量*

下部構造	補強工法	補強量		
		軸方向鉄筋 (径-本数)	帯鉄筋 (径-ピッチ)	鋼板
全橋脚	鋼板併用 RC 巻立て工法 ($t=350\text{mm}$)	端下端～柱上端 D38-30 本(定着) D25-30 本(非定着) $d' = 150\text{mm}$	端下端～柱上端 D22-150ctc	柱下端～2.5m 板厚=100mm

※道路管理者より提供

4) 橋脚形状

図-3.1.3 及び図-3.1.4 に示す。

5) 解析上のモデル化

「既設橋の耐震補強設計に関する技術資料」²⁾及び「既設道路橋の耐震補強に関する参考資料」³⁾を参考に、橋脚の解析上のモデル化は次のように行う。

- ① 補強橋脚の水平力 P —水平変位 δ 関係を求める場合には、既設橋脚の軸方向鉄筋に加え、RC 巻立て部に配置する全軸方向鉄筋のうち、アンカー定着させた軸方向鉄筋のみを考慮する。アンカー定着させていない鉄筋は既設橋脚の軸方向鉄筋の段落し部に対する補強鉄筋であることから、既設橋脚の軸方向鉄筋は、段落しが行われていないとみなす。
- ② 補強橋脚の横拘束筋としては、既設橋脚の横拘束筋に加え、RC 巻立て部に配置する帯鉄筋と橋脚基部に巻立てる鋼板を考慮する。
- ③ 鉄筋コンクリート断面の終局は、RC 巻立て断面がその外周に配置された鋼板により拘束されているため、拘束断面の最外縁である RC 巻立て断面の最外縁位置において、コンクリートが終局ひずみに達する時とする。
- ④ 鋼板と頂版の間隙部のコンクリートは、鋼板による拘束力が伝達されるものとして、補強断面と同様に拘束効果を考慮する。

(3) 上部構造死荷重反力及び下部構造が支持する上部構造重量^{*}

上部構造死荷重反力（部分拡幅後） $R_D=3910$ kN

支持する上部構造重量

橋軸方向 : $W_U=3910$ kN

橋軸直角方向 : $W_U=3910$ kN

上部構造慣性力の作用位置

橋軸方向 : $y=0.0$ m

橋軸直角方向 : $y=2.7$ m

※道路管理者より提供

(4) 耐震設計上の条件

地域区分 : A2 地域

地盤種別 : II 種地盤

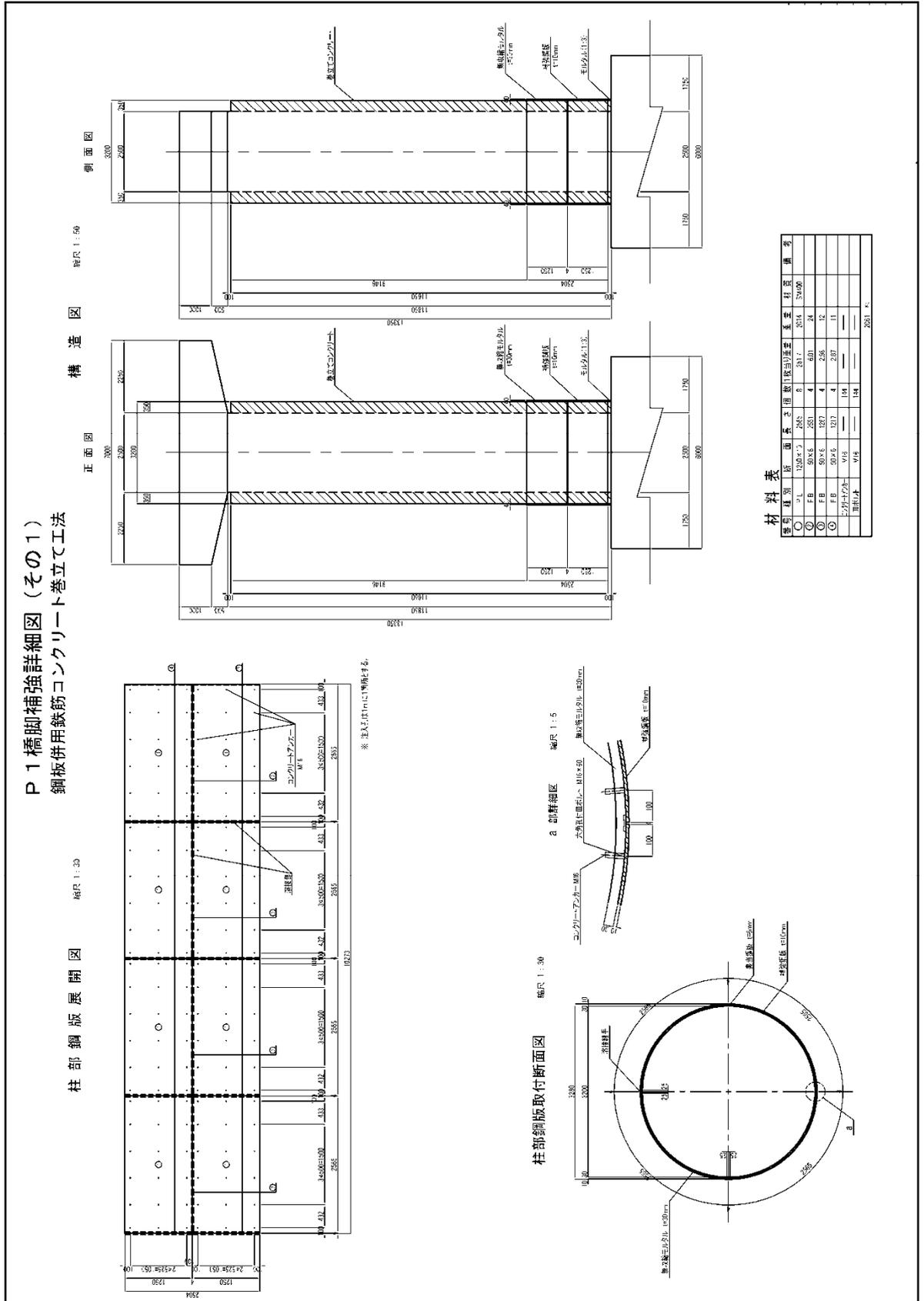


図-3.1.4 橋脚構造図 (補強後)

(5) 地盤調査結果

1) 地盤高

【P1 橋脚】

土木研究所資料⁴⁾より、P1 橋脚周辺の地盤高を図-3.1.5に示す。P1 橋脚位置は上流側の洗掘が最も大きく、ケーソン基礎天端が約 1.4m 突出している。これは、P1 橋脚が変状した方向と一致しており、上流側の地盤抵抗が小さかったため、基礎が上流側へ傾斜した可能性がある。

したがって、P1 橋脚の橋軸直角方向の解析において、地盤高は次のように設定する。

基礎前面：基礎天端から下方に 1.4m

基礎背面：基礎天端

基礎側面：基礎天端から下方に 1.1m（左岸側と右岸側の平均）

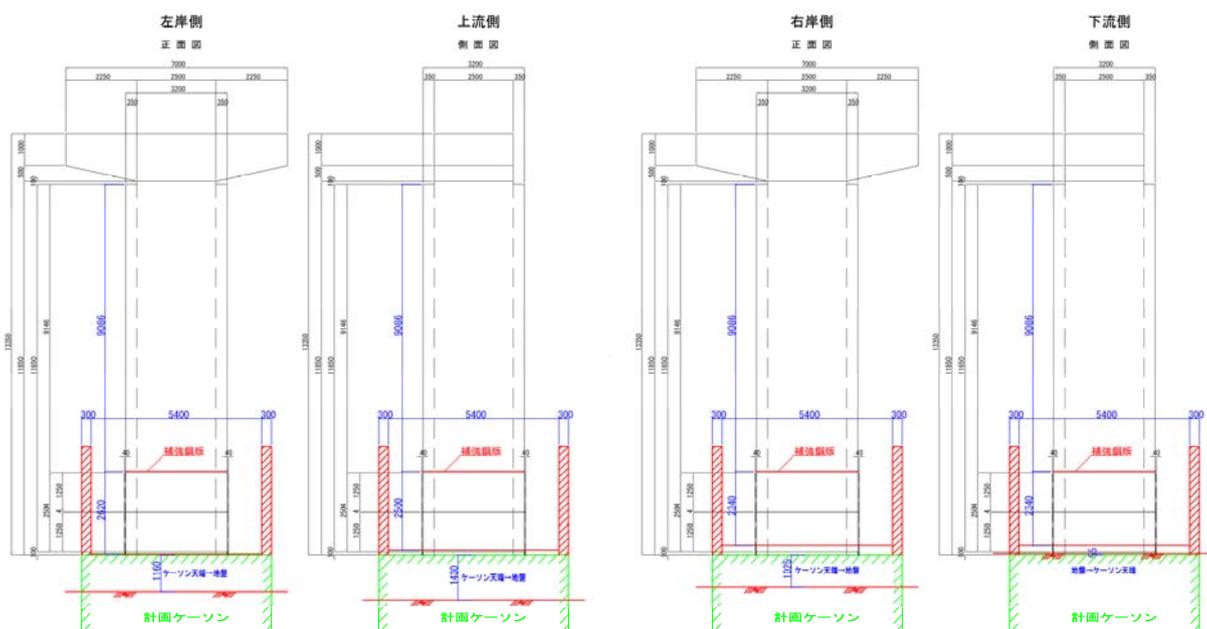


図- 3.1.5 P1 橋脚周辺測量結果

【P3 橋脚】

P3 橋脚の地盤高はボーリング K3-P の孔口標高が 52.69m、基礎天端の標高が 46.728m であるので、基礎天端から上方に 6.0m ($52.69 - 46.728 = 5.962\text{m}$) とする。

表-3.1.4 地盤定数 P3 橋脚(K3-P ボーリング)

地盤定数 P3橋脚(K3-Pボーリング)

	孔口標高 = 52.690 m			基礎天端標高 = 46.728 m			ケーン長 = 10.000 m			基礎底面標高 = 36.728 m			液状化判定										
	地盤の種類		層下 標高(m)	層厚(m)		平均 N値	粘着力c (kN/m ²)	せん断抵抗 角φ(度)	変形係数E (kN/m ²)	γ ₁₁	γ ₁₂	γ ₁₂ '	弾性波速度(m/s)		ポアソン 比	せん断弾性係数 (GRN/m ²)	タイプI地震動		タイプII地震動				
	As	As1	標高(m)	基礎天端から	Vp								Vs	R			FL	DE	R	FL	DE		
1	Ag	砂れき	50.19	2.500	—	29	—	31	19,000	19.0	21.0	11.0	422	160	0.415	55,000	23,005	52,943	—	45,961	67,998	—	
2	As1	粗砂	47.84	2.350	—	22	—	30	14,000	18.0	20.0	10.0	957	256	0.445	137,000	0.825	1,584	—	1,649	2,037	—	
3	As1	粘性土	46.94	0.900	—	8	50	—	5,000	15.5	17.5	7.5	1543	234	0.488	109,000	—	—	—	—	—	—	
4	As2	粗砂	44.49	2.450	2.24	28	67	30	22,000	18.5	19.6	9.6	1543	234	0.488	109,000	11,593 (0.261)	19,535 (0.436)	—	23,186 (0.400)	25,116 (0.429)	—	—
5	Ds1	粘性土	42.09	2.400	2.40	19	101	—	16,000	16.5	16.5	6.5	1577	232	0.489	93,000	—	—	—	—	—	—	
6	Dsg1	粗砂	36.84	5.250	5.25	28	62	35	26,000	20.2	20.5	10.5	1672	244	0.489	123,000	0.458 (0.549)	0.731 (0.877)	1	0.880 (1.098)	0.902 (1.128)	1	(-)
7	Dsg2	粗砂	30.39	6.450	0.11	30	31	36	11,000	19.2	19.6	9.6	1693	271	0.487	145,000	0.404 (0.281)	0.683 (0.477)	1	0.753 (0.449)	0.816 (0.490)	1	(2.3)
8	Dp1	粘性土	26.19	4.200	Σ=10.00	15	93	—	10,000	15.5	17.5	7.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9	Dsg3	粗砂	24.24	1.950	—	48	—	30	31,000	18.0	20.0	10.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

※イローのハッチング部は、室内土質試験又は孔内水圧平載荷試験による測定値であることを示す。

※地盤の変形係数は、室内土質試験又は孔内水圧平載荷試験による測定値がある場合には、これを採用した。なお、いすれの測定値もあつた場合には、孔内水圧平載荷試験の測定値を採用した。

※液状化判定における()内は、地盤の変形係数は、繰返し三軸圧縮試験による繰返し三軸強度比を用いた場合の値である。

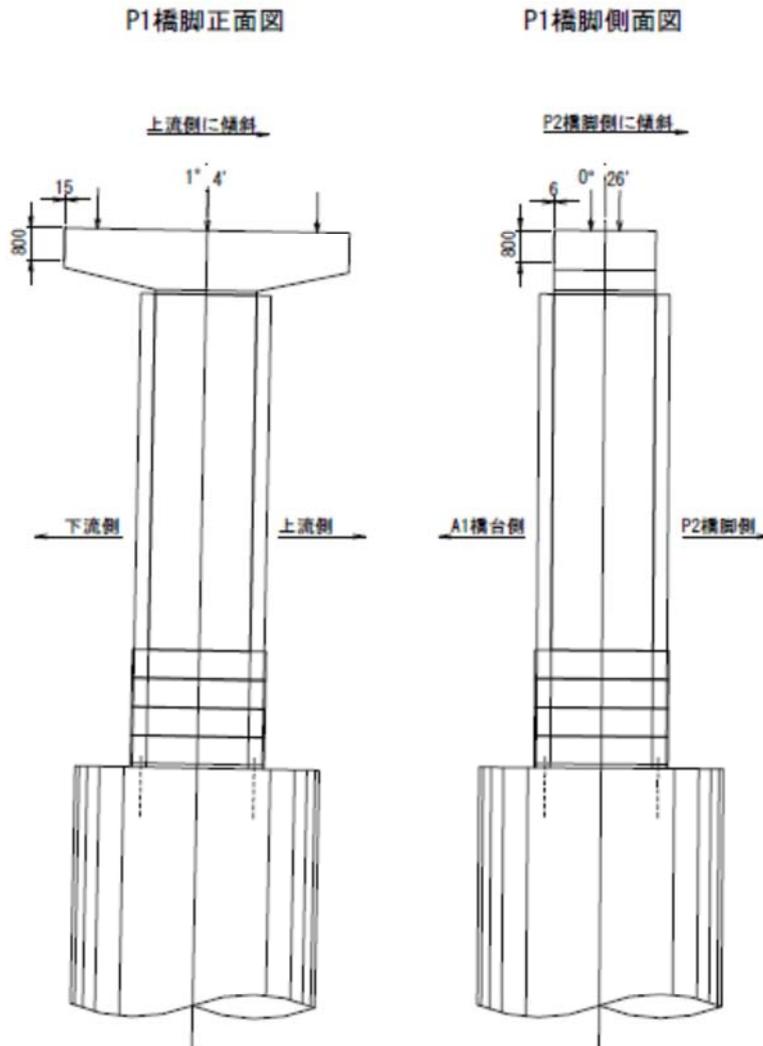
3.1.2 橋脚の被災状況

対象とする橋脚の東北地方太平洋沖地震(2011.3.11)による橋脚の被災状況は、次の通りである。

P1 橋脚：橋軸直角方向（上流側）へ $1^{\circ} 4'$ 傾斜

橋軸方向（P2 橋脚側）へ $26'$ 傾斜

橋脚基部の損傷は見られない。



P3 橋脚：特に変状は見られない。

図- 3.1.6 橋脚の被災状況

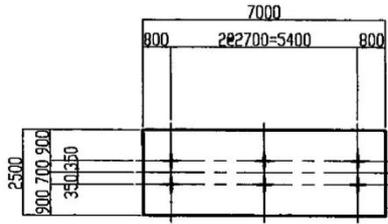
3.2 解析手法

3.2.1 検討対象とする橋脚基礎

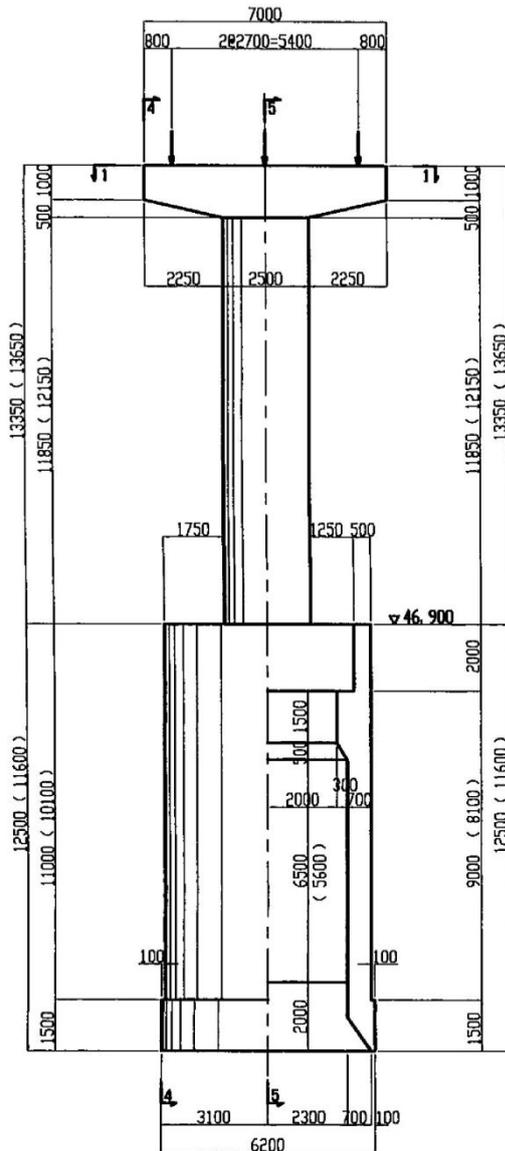
動的解析の検討対象とする橋脚基礎を図 3.2.1～図 3.2.3 に示す。既設基礎の内、P1 橋脚基礎、P3 橋脚基礎を対象とした。東北地方太平洋沖地震（2011.3.11）によって、P1 橋脚は橋軸直角方向（上流側）に $1^{\circ} 4'$ 傾斜したが、P3 橋脚は特に変状が見られなかった。対象としたケーソン基礎は直径 6m の円形断面で、ケーソンの長さは、P1 は 12.5m、P3 は 10m である。P1 はケーソン頂部付近に地表面があるが、上流側は洗掘している。P3 はケーソン頂部から上に 6m の位置に地表面がある。橋脚高さは 13～14m である。橋脚は鋼板併用鉄筋コンクリート巻立て工法により補強されているので、橋脚の重量や剛性、耐力の算出に補強部を考慮する。

P1 (P2) 橋脚

1-1



2-2 3-3



4-4 5-5

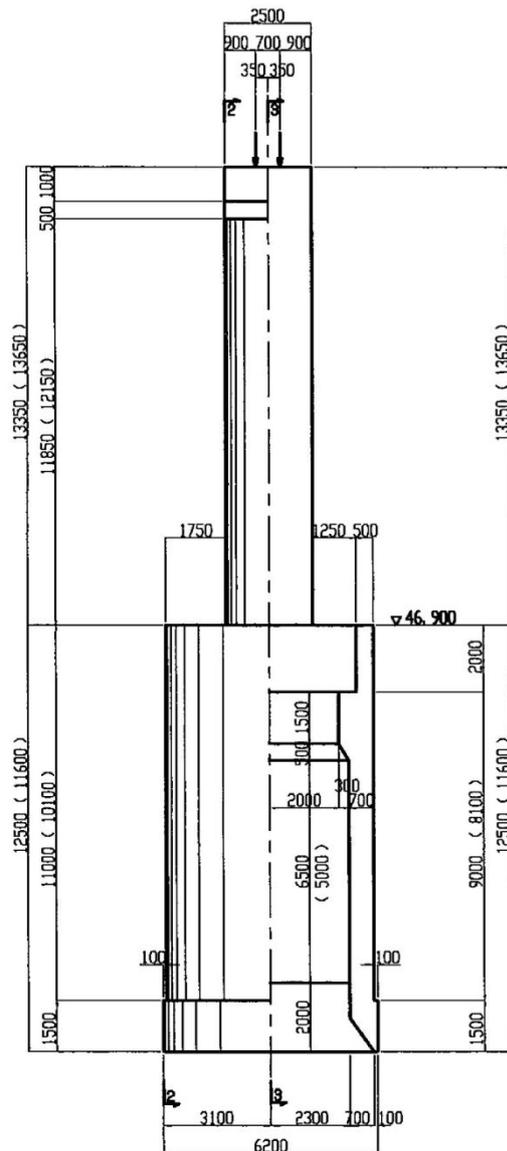
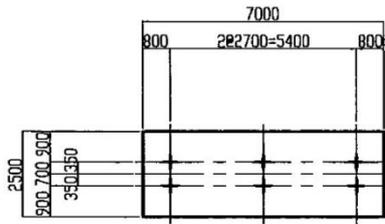


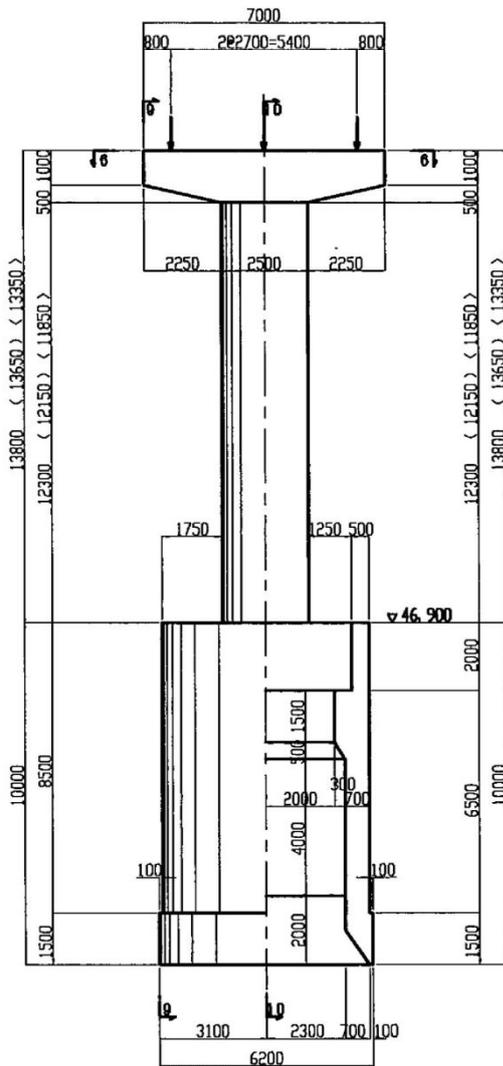
図 3.2.1 検討対象とする橋脚・ケーソン基礎の諸元 (P1 橋脚)

P 3, P 4 (P 5) <P 6>橋脚

6-6



7-7 8-8



9-9 10-10

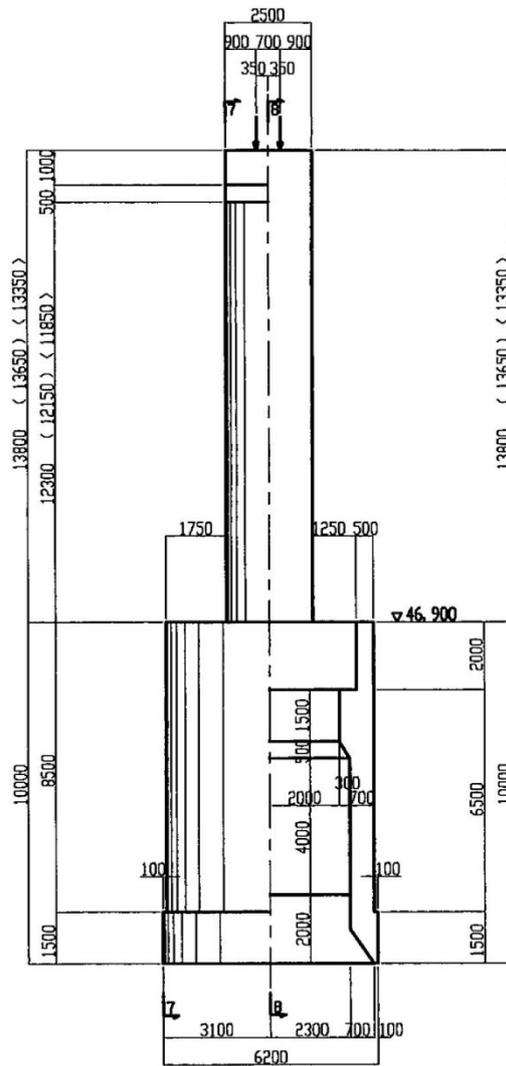


図 3.2.2 検討対象とする橋脚・ケーソン基礎の諸元 (P3 橋脚)

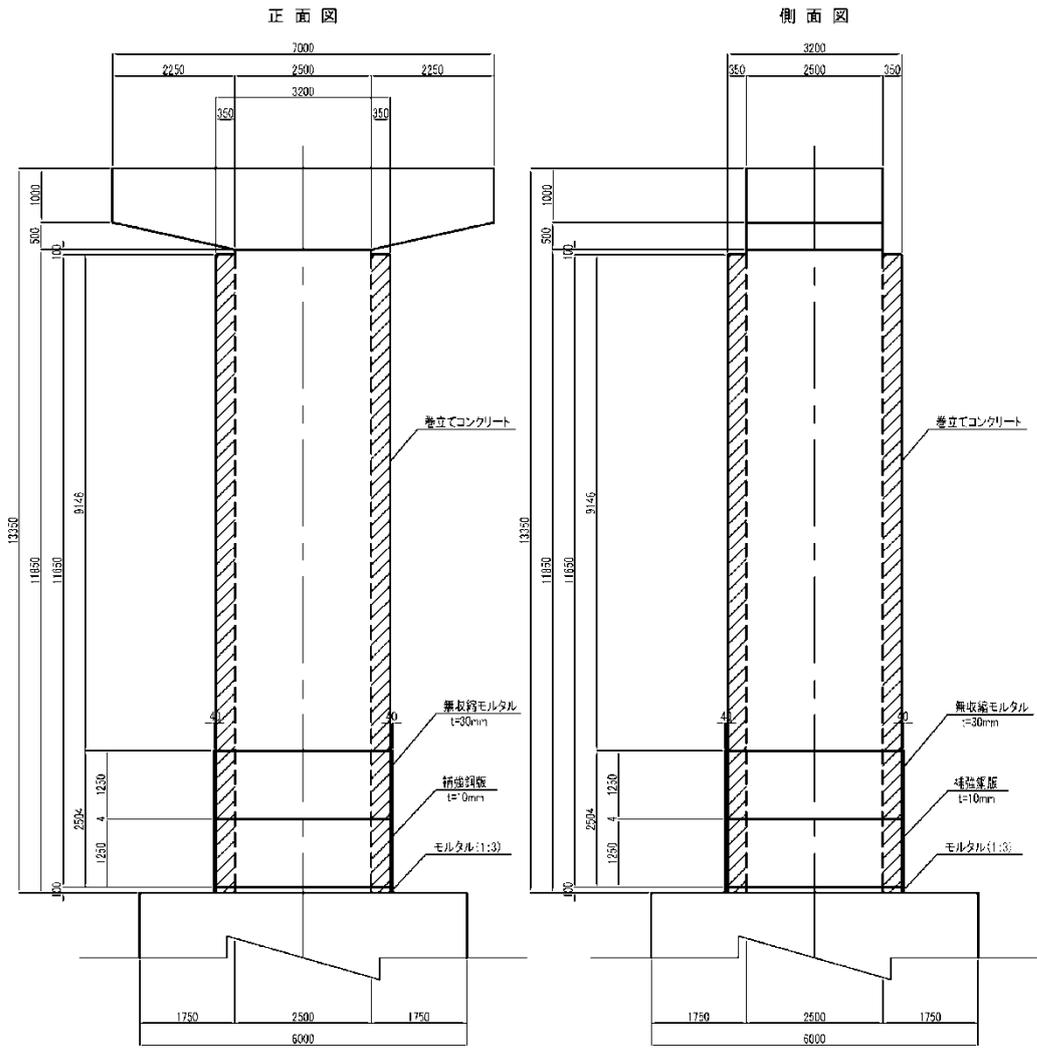


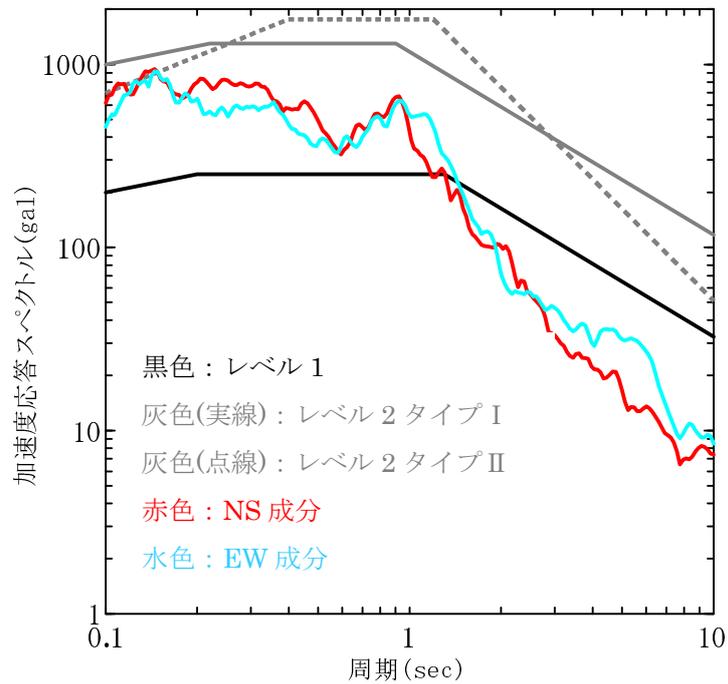
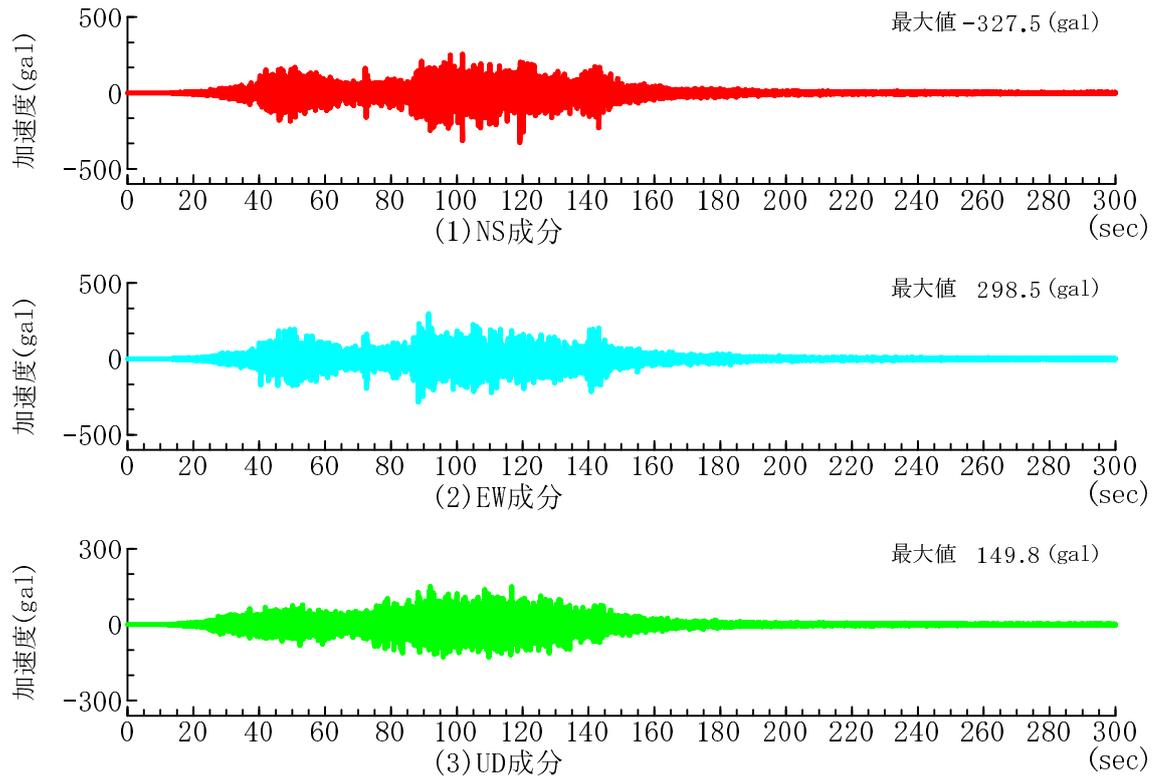
図 3.2.3 検討対象とする橋脚・ケーソン基礎の諸元（補強後（P1 橋脚））

3.2.2 入力地震動の検討

(1) 検討対象とする地震動

本検討の対象地震動である 2011.3.11 東北地方太平洋沖地震では、防災科学技術研究所の強震観測網 (K-NET, KiK-net, <http://www.kyoushin.go.jp/kyoushin/>) の数多くの観測地点で地震動が観測されており、本検討に用いる地震動もこの強震観測網の観測記録から選定する。選定の結果、採用する地震動は、検討対象橋梁からの距離が近い (直線距離約 3.4km) 「FKS003 福島」で観測された地震動とした。本検討は、解析モデル (基礎-地盤系モデル) に基盤位置から地震動を入力することから、FKS003 福島で観測された地表面波を基盤位置まで引き戻して入力地震動を作成した。NS 成分と EW 成分の水平 2 成分から橋軸直角方向の地震動を作成した後、地表面波を基盤位置まで引き戻した。

図 3.2.4 は、FKS003 福島で得られた地表面の地震動の波形と加速度応答スペクトルである。NS 成分は南北方向の地震動で北側を正方向、EW 成分は東西方向の地震動で東側を正方向、UD 成分は鉛直方向の地震動で上方向を正方向としている。鉛直地震動 (UD 成分) は、参考までに記載しているが、本検討には用いない。応答スペクトルは、減衰定数 $h=0.05$ のもので、道路橋示方書のレベル 1, 2 地震動も示した。



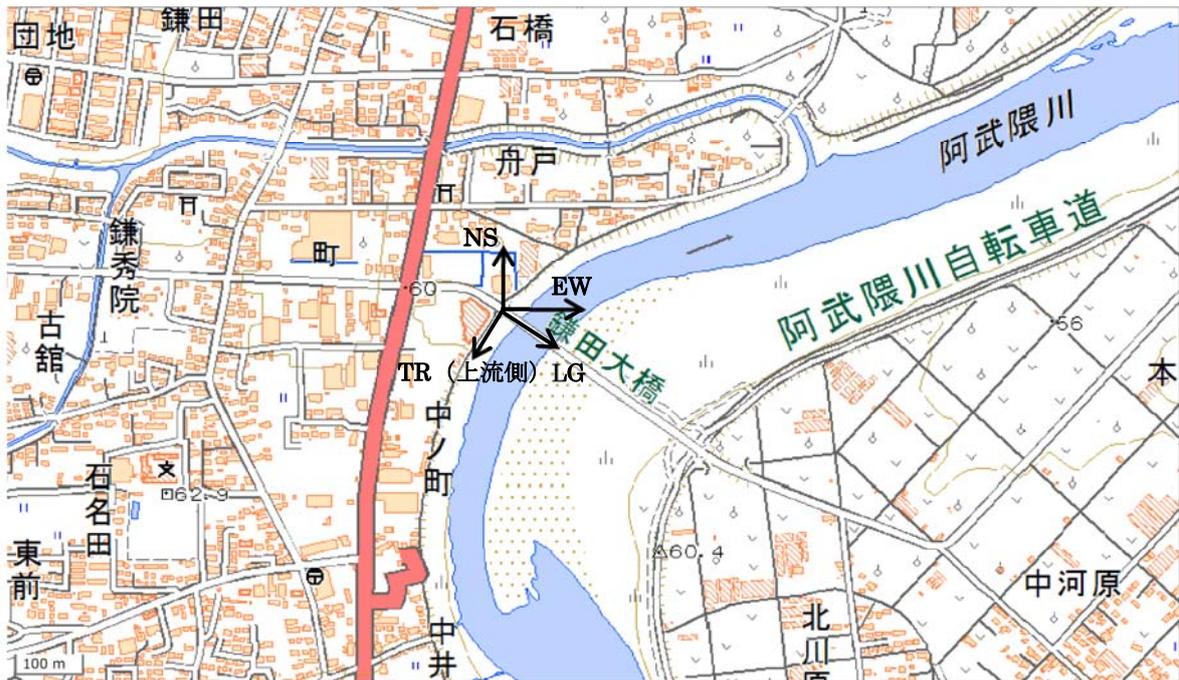
(4) 加速度応答スペクトル

図 3.2.4 2011.03.11 東北地方太平洋沖地震時に FKS003 福島で得られた地震動

(2) 地震動の入力方向の整理

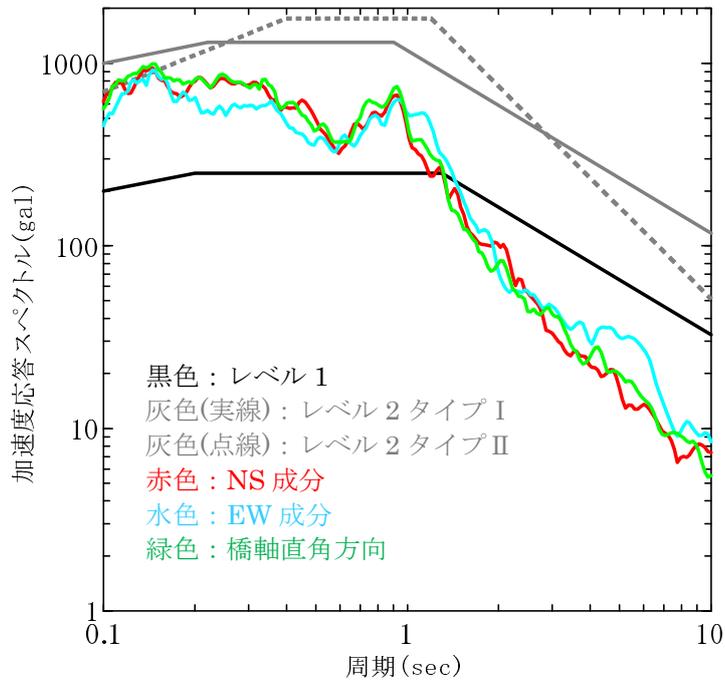
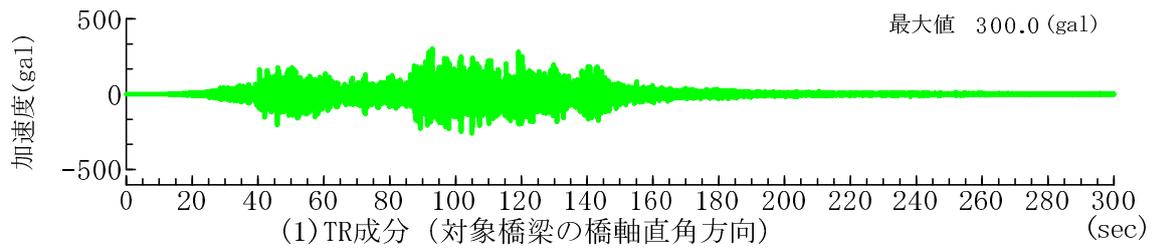
検討対象とする橋梁は、図 3.2.5 に示すように、橋梁の橋軸・橋軸直角方向と東西南北方向がずれている。本検討は、被災した P1 橋脚が傾斜した方向である橋軸直角方向を対象とする。橋軸直角方向の地震動は、FKS003 福島で得られた NS 成分，EW 成分の水平 2 成分から下記の式を用いて作成する。求めた加速度波形を、図 3.2.6 に示す。

$$ACC_{TR} = -ACC_{NS} \cos 36^\circ - ACC_{EW} \sin 36^\circ \dots \dots \dots (3.2.1)$$



国土地理院の電子地形図を加工して作成

図 3.2.5 対象橋梁の角度



(2) 加速度応答スペクトル

図 3.2.6 対象橋梁の橋軸直角方向に変換した地震動

(3) 基盤位置の地震動の作成

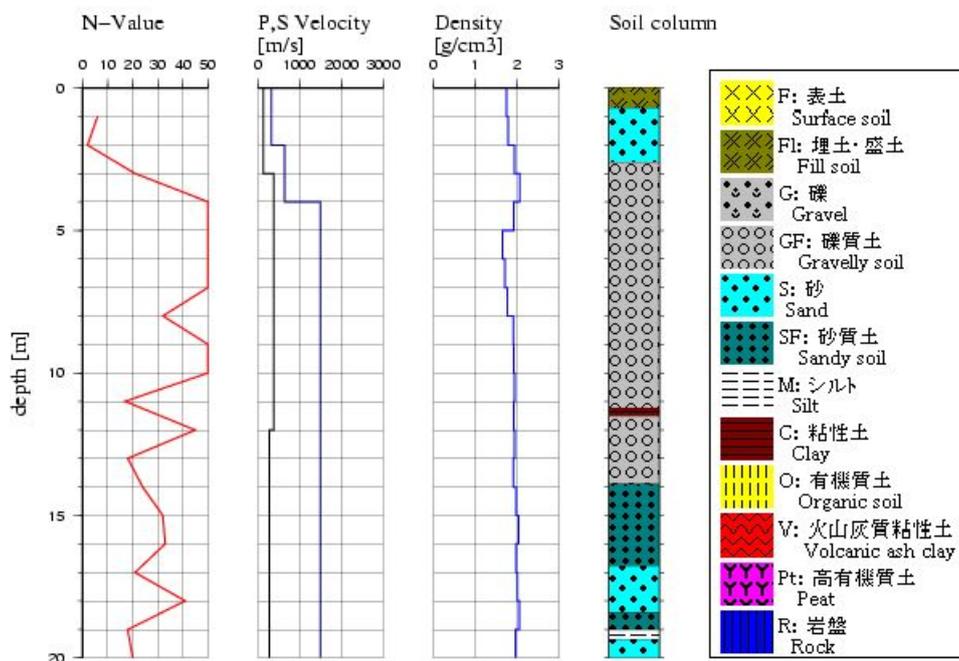
基盤位置の地震動の作成は、地盤に生じるせん断ひずみの大きさに応じて地盤のせん断剛性の低下と減衰の増加を等価剛性と等価減衰定数で考慮する等価線形化法を用いた多重反射理論（解析コード：SHAKE）を用いて行った。解析時の有効ひずみ係数は0.65とし、考慮する振動数は、10Hzまでとした。

1) 地盤条件

表 3.2.1 と図 3.2.7 地震動観測地点(FKS003 福島)の地盤条件は、観測地点 FKS003 福島の地盤条件を示したものである。G.L.-2.6m までは砂質土となっている（埋土・盛土は砂質土として扱った）。G.L.-2.6m 以深は、せん断弾性波速度が $V_s=380\text{m/sec}$ となっており、本検討ではこの層を基盤とした。地盤の基本固有周期 TG は 0.08 秒となり、I 種地盤である。

表 3.2.1 地震動観測地点（FKS003 福島）の地盤条件

深さ(m)	層厚(m)	地層	土質	$V_s(\text{m/s})$	$\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	h(%)
0.0~0.7	0.7	S	埋土・盛土	130	17.2	1.0
0.7~2.6	1.9	S	砂	130	17.4	1.0
	基盤	S	礫質土	380	20.2	1.0



NIED 独立行政法人防災科学技術研究所
Copyright (c) National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention, All rights Reserved.

図 3.2.7 地震動観測地点（FKS003 福島）の地盤条件

2) 地盤の動的変形特性

G/G0- γ 曲線と h- γ 曲線は、岩崎，龍岡らの文献⁵⁶⁾を準用して設定した。

3) 地震動の引き戻し

図 3.2.8 は、等価線形化法を用いた重複反射理論によって得られた、基盤位置の路頭基盤波（2E）の加速度応答スペクトルである。比較として、地表面位置の地震動のスペクトルも示す。最大せん断ひずみは、0.25%程度であった。

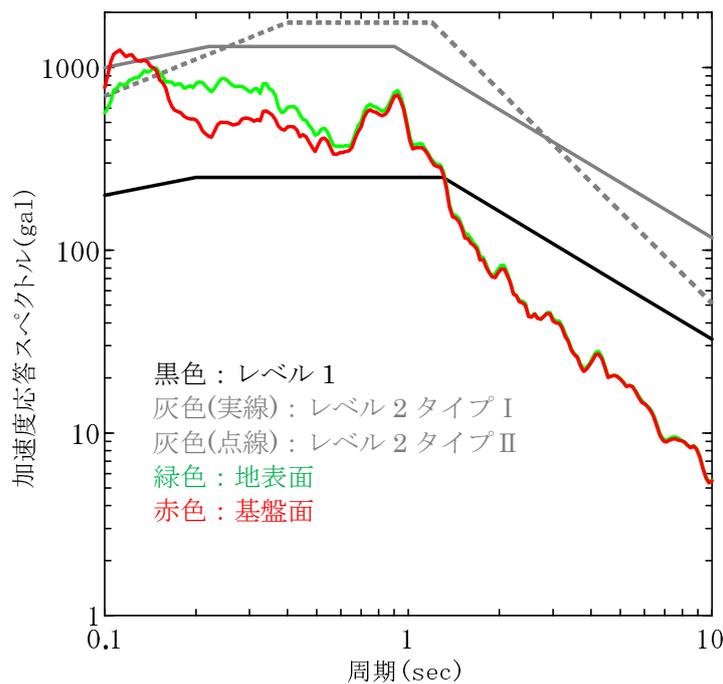


図 3.2.8 基盤位置の地震動の加速度応答スペクトル

3.2.3 動的解析モデル

動的解析モデルの概要を示す。ケーソン基礎—地盤間の 6 種類の地盤抵抗要素と周面地盤のせん断変形（双曲線モデル）に非線形性を考慮する。地盤抵抗要素として、ケーソン底面の鉛直抵抗（片側スリップ型モデル）、ケーソン底面の水平抵抗（スリップ型モデル）、ケーソン前面の水平抵抗（Winkler ばね）、ケーソン側面の水平抵抗（スリップ型モデル）、ケーソン前背面の鉛直抵抗（スリップ型モデル）、ケーソン側面の鉛直抵抗（スリップ型モデル）を考慮する。このうち、ケーソン前背面の鉛直抵抗とケーソン側面の鉛直抵抗は、回転ばねでモデル化する。橋脚及びケーソンは、被災による損傷が見られないことから線形でモデル化する。

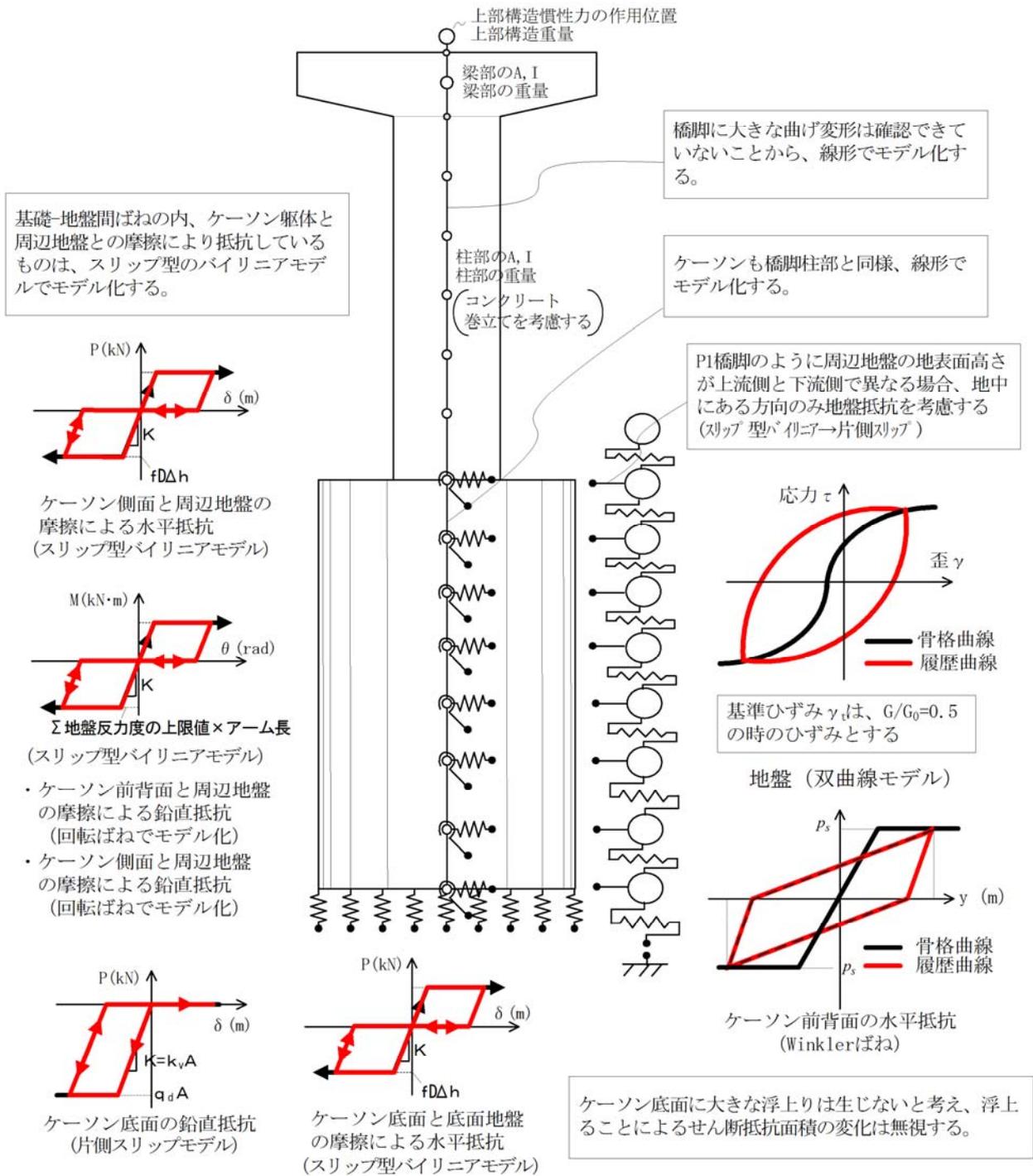


図 3.2.9 動的解析モデル

(1) ケーソン基礎のモデル化

ケーソンは、線形はり要素でモデル化する。

質量は、ケーソン内部の水の重量 (9.8kN/m³) も考慮する。

(2) 基礎—地盤間ばねのモデル化

杭基礎の検討を参考にしながら、道路橋示方書IV下部構造編に準じて、6つの地盤抵抗要素をモデル化した。

1) ケーソン底面の鉛直抵抗

履歴モデルは、片側スリップモデルとした。

地盤反力係数は以下の通りとした。

$$K_V = K_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (3.2.2)$$

$$K_{V0} = \frac{1}{0.3} E_D \dots\dots\dots (3.2.3)$$

$$B_V = \sqrt{A_V} \dots\dots\dots (3.2.4)$$

$$E_D = 2(1 + \nu_D) G_D \dots\dots\dots (3.2.5)$$

$$G_D = \frac{\gamma_t}{g} V_{si}^2 \dots\dots\dots (3.2.6)$$

ここに、

k_V : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

k_{V0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

B_V : 基礎の換算載荷幅(m)

A_V : 鉛直方向の載荷面積(m²)

E_D : 地盤の動的変形係数(kN/m²)

ν_D : 地盤の動的ポアソン比

G_D : 地盤の動的せん断変形係数(kN/m²)

γ_t : 地盤の単位体積重量(kN/m³)

g : 重力加速度(m/s²)

V_{si} : 地盤の平均せん断弾性波速度(m/s)

地盤反力度の上限値は以下の通りとした。基礎底面の極限支持力度としている。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} B \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \dots\dots\dots (3.2.7)$$

ここに、

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度(kN/m²)

c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力(kN/m²)

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (地下水位以下では水中単位体積重量) (kN/m³)

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (地下水位以下では水中単位体積重量) (kN/m³)

α, β : 基礎底面の形状係数 (円形の場合、 $\alpha=1.3, \beta=0.6$)

B : 基礎幅(m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m)

N_c, N_q, N_γ : 支持力係数

2) ケーソン底面の水平抵抗

履歴モデルは、スリップ型モデルとした。

地盤反力係数は以下の通りとした。

$$K_S = 0.3K_V \dots \dots \dots (3.2.8)$$

ここに、

k_S : ケーソン底面の水平方向せん断地盤反力係数

地盤反力度の上限値は以下の通りとした。ただし、ケーソン底面に大きな浮き上がりは生じないとし、浮き上がることによるせん断抵抗面積の変化は無視した。

$$P_{SU} = H_u / A_e \dots \dots \dots (3.2.9)$$

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B \dots \dots \dots (3.2.10)$$

ここに、

p_{su} : 基礎底面のせん断地盤反力度の上限値(kN/m²)

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)

A_e : 基礎底面の有効載荷面積(m²)

c_B : 基礎底面と地盤との間の付着力(kN/m²)

V : 基礎底面に作用する鉛直力で、浮力を差し引いた値とする(kN)

ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角(°)

3) ケーソン前面の水平抵抗

履歴モデルは、白戸らが提案する Winkler 型モデルとした。なお、Winkler 型 p-y 曲線のパラメータである、初期剛性に関する係数 α_k と基準再載荷勾配に関する係数 m は、白戸らが行った検討を踏まえ、 $\alpha_k = 0.1$ 、 $m = \alpha_k$ とする。

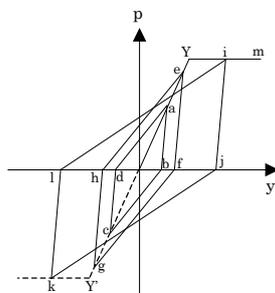


図 3.2.10 Winkler 型 p-y 曲線履歴モデル

地盤反力係数は、杭基礎の検討を参考に以下の通りとした。

$$k_H = \alpha_K k_0 \dots \dots \dots (3.2.11)$$

$$k_0 = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots \dots \dots (3.2.12)$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} E_D \dots \dots \dots (3.2.13)$$

$$B_H = B_e \leq \sqrt{B_e L_e} \dots \dots \dots (3.2.14)$$

$$B_e = 0.8B (\text{円形}) \dots \dots \dots (3.2.15)$$

ここに、

k_H : ケーソン前面の水平方向地盤反力係数(kN/m³)

α_k : 本来曲線である p-y 関係を、微小ひずみ時のせん断剛性 G_0 から算出した地盤抵抗の除荷剛性 k_0 に関係づけた勾配を持つ直線で表すための補正係数

k_0 : 地盤抵抗の除荷剛性(kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m³)

B_H : 基礎の換算載荷幅(m)

B_e : 基礎の有効載荷幅(m)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ(m)

B : 円形の場合、基礎の直径(m)

地盤反力度の上限值は以下の通りとした。P1 の基礎頂部から 1.4m の上流側が洗掘している区間は、上流側に対する上限値に補正係数 0.0001 を掛けた。

$$P_{HU} = \alpha_p P_U \dots \dots \dots (3.2.16)$$

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0 \dots \dots \dots (3.2.17)$$

$$p_U = K_{EP} \gamma \dot{z} + 2c \sqrt{K_{EP}} \dots \dots \dots (3.2.18)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin \phi}{\cos \delta_E}} \right)^2} \dots \dots \dots (3.2.19)$$

ここで、

- p_{HU} : ケーソン前面の水平地盤反力度の上限値(kN/m²)
- p_U : 地震時の受働土圧強度(kN/m²)
- α_p : 水平地盤反力度の上限値の割増係数で、N 値 2 以下の粘性土では $\alpha_p=1.0$ とする
- z : 設計上の地盤面からの深さ(m)
- B_e : 基礎の有効前面幅(m)
- δ_E : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で、 $\delta_E = \phi/6$ とする
- K_{EP} : 地震時の受働土圧係数
- c : 粘着力(kN/m²)
- ϕ : 内部摩擦角 (°)
- γ : 単位体積重量
- h : 層厚

4) ケーソン側面の水平抵抗

履歴モデルは、スリップ型モデルとした。

地盤反力係数は以下の通りとした。

$$k_{SHD} = 0.3k_{HD}(\text{片面当たり}) \dots \dots \dots (3.2.20)$$

$$k_{HD} = k_{H0} \left(\frac{D_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots \dots \dots (3.2.21)$$

$$D_H = D_e \leq \sqrt{D_e L_e} \dots \dots \dots (3.2.22)$$

$$D_e = 0.8D \dots \dots \dots (3.2.23)$$

ここに、

- k_{SHD} : ケーソン側面の水平方向せん断地盤反力係数(kN/m³)
- k_{HD} : ケーソン側面の水平方向地盤反力係数(kN/m³)
- D_H : 基礎側面の換算載荷幅(m)
- D_e : 基礎の有効側面幅(m)
- D : 円形の場合、基礎の直径(m)

地盤反力度の上限値は以下の通りとした。最大周面摩擦力度としている。

$$\text{砂質土 } f = \min[1N, 0.5(c + p_0 \tan \phi)] \leq 50 \dots (3.2.24)$$

$$\text{粘性土 } f = 0.5(c + p_0 \tan \phi) \leq 100 \dots \dots \dots (3.2.25)$$

ここに、

- f : 最大周面摩擦力度(kN/m²)
- N : 標準貫入試験の N 値
- c : 土の粘着力(kN/m²)

p_0 : 壁面に作用する静止土圧強度(kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角(°)

5) ケーソン前背面の鉛直抵抗

鉛直抵抗を回転ばねに集約してモデル化した。

履歴モデルは、スリップ型モデルとした。

地盤反力係数は以下の通りとした。

$$k_{SVB} = 0.3k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4} \dots\dots\dots (3.2.26)$$

ここに、

k_{SVB} : ケーソン前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数(kN/m³)

地盤反力度の上限値は以下の通りとした。ケーソン側面の水平抵抗と同様に最大周面摩擦力度としている。

$$\text{砂質土 } f = \min[1N, 0.5(c + p_0 \tan \phi)] \leq 50 \dots (3.2.27)$$

$$\text{粘性土 } f = 0.5(c + p_0 \tan \phi) \leq 100 \dots\dots\dots (3.2.28)$$

6) ケーソン側面の鉛直抵抗

鉛直抵抗を回転ばねに集約してモデル化した。

履歴モデルは、スリップ型モデルとした。

地盤反力係数は以下の通りとした。

$$k_{SVD} = 0.3k_{HD} \dots\dots\dots (3.2.29)$$

ここに、

k_{SVD} : ケーソン側面の鉛直方向せん断地盤反力係数(kN/m³)

地盤反力度の上限値は以下の通りとした。ケーソン側面の水平抵抗と同様に最大周面摩擦力度としている。

$$\text{砂質土 } f = \min[1N, 0.5(c + p_0 \tan \phi)] \leq 50 \dots (3.2.30)$$

$$\text{粘性土 } f = 0.5(c + p_0 \tan \phi) \leq 100 \dots\dots\dots (3.2.31)$$

表 3.2.2 に、基礎—地盤間ばねのモデル化の概要を示す。

表 3.2.2 基礎—地盤間ばねのモデル化

	初期剛性	上限値	備考
橋脚		線形	
ケーソン		線形	
基礎底面の鉛直抵抗	$k_V = k_{V0} \left(\frac{B_V}{0.3} \right)^{-3/4}$	極限支持力度 (押し込み側) $q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$	片側スリップ
基礎底面の水平抵抗	$k_S = 0.3k_V$	土とコンクリート間のせん断抵抗力 $p_{sw} = H_u / A_c$ $H_u = c_B A_c + V \tan \phi_B$	スリップ型 A_c は浮上りを無視。
基礎前面の水平抵抗	$k_H = \alpha_k k_0$ $\alpha_k = 0.1$ $k_0 = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$	3次元的な広がりを表す係数 ×受動土圧強度 $p_{HU} = \alpha_p P_U$ $\alpha_p = 1.0 + 0.5(z / B_c) \leq 3.0$ $P_U = K_{EP} \gamma h + 2c \sqrt{K_{EP}}$	白戸らが提案する Winkler 型モデル
基礎側面の水平抵抗	$k_{SHD} = 0.3k_{HD}$ (片面当たり) $k_{HD} = k_{H0} \left(\frac{D_H}{0.3} \right)^{-3/4}$	最大周面摩擦力度 砂質土 $f = \min[1N, 0.5(c + p_o \tan \phi)] \leq 50$ 粘性土 $f = 0.5(c + p_o \tan \phi) \leq 100$	スリップ型 片面 $0.6k_{HD} \rightarrow 0.3k_{HD}$ に修正
基礎前背面の鉛直抵抗	$k_{SVB} = 0.3k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$	最大周面摩擦力度 砂質土 $f = \min[1N, 0.5(c + p_o \tan \phi)] \leq 50$ 粘性土 $f = 0.5(c + p_o \tan \phi) \leq 100$	スリップ型 回転ばね
基礎側面の鉛直抵抗	$k_{SVD} = 0.3k_{HD}$	最大周面摩擦力度 砂質土 $f = \min[1N, 0.5(c + p_o \tan \phi)] \leq 50$ 粘性土 $f = 0.5(c + p_o \tan \phi) \leq 100$	スリップ型 回転ばね
周辺地盤	V_0 から G_D を算出	室内試験結果を用いて 基準ひずみを算出	室内試験が行われていない地層は、土質が近いと考えられる地層のデータを用いた。 拘束圧による補正は、岩崎、龍岡らによる係数を用いた。

・ $k_H, k_{SHD}, k_{SVB}, k_{SVD}$ の算出において、道示IV下部構造編 11.5 の α は 1.0 とした。

検討に用いた水平方向地盤反力係数は、 $k_H = \alpha_k k_0$ 、 $\alpha_k = 0.1$ 、 $k_0 = \frac{E_D}{0.3} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$ としており、

道示IV12.10 の単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数 $\alpha_k = 1.5$ は考慮しない。

(3) 周辺地盤のモデル化

周辺地盤の非線形性は、ばねの骨格曲線を双曲線モデル、履歴則に **Masing** 則を用いてモデル化する。双曲線モデルのパラメータとなる規準ひずみ γ_r は、せん断剛性比 $G/G_0=0.5$ 時のひずみを用いた。 $G/G_0-\gamma$ 曲線は、次式で算出される平均有効主応力に依存している。室内試験から得られた $G/G_0-\gamma$ 曲線をもとに基準ひずみを設定した。

$$\sigma_m = \frac{(1+2K_0)}{3} \Sigma \gamma' h \dots \dots \dots (3.2.32)$$

ここで、

σ_m' : 平均有効主応力

K_0 : 静止土圧係数で、 $K_0=0.5$ とする

γ' : 単位体積重量 (有効重量) (kN/m³)

h : 層厚(m)

周辺地盤のせん断ばね K は、次式より求める。

$$K = A_G G_D / h \dots \dots \dots (3.2.33)$$

ここに、

A_G : 周辺地盤の面積(m²)

G_D : 地盤の動的せん断変形係数(kN/m²)

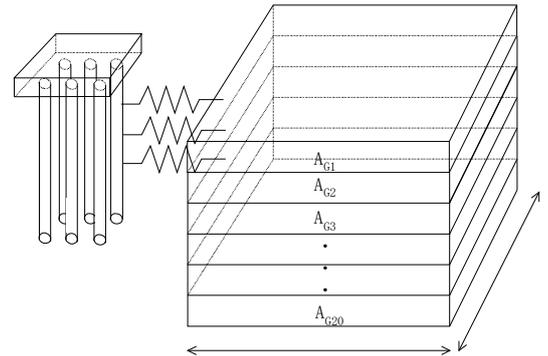


図 3.2.11 周辺地盤のモデル化

周辺地盤の面積 A_G は、玉野⁹⁾や川島ら¹⁰⁾の文献や首都高速技術センターの検討¹¹⁾を踏まえ、基礎の面積の 100 倍と仮定して設定する。

せん断変形係数は、吉田の文献¹²⁾を参考に、次式を用いて拘束圧依存性を考慮する。

$$G_D = A \sigma_m^{0.5} \dots \dots \dots (3.2.34)$$

ここで、係数 A は、各層中央において平均せん断弾性波速度から求めたせん断変形係数に等しくなるように定めるものとする。

工学的基盤面における逸散減衰効果を見込んで、周辺地盤のモデルのベース (工学的基盤上端境界) に厚さ、質量、ばねとも 0 で、減衰係数 C のみを持ったダッシュポットを連結させた。ダッシュポットの減衰係数 C は、次式で求める。

$$C = \frac{\gamma}{g} V_{si} A_G \dots \dots \dots (3.2.35)$$

ここに、

γ : 基盤層の単位体積重量(kN/m³)

g : 重力加速度(m/s²)

V_{si} : 平均せん断弾性波速度(m/s)

A_G : 周辺地盤の面積(m²)

(4) 上部構造・橋脚のモデル化

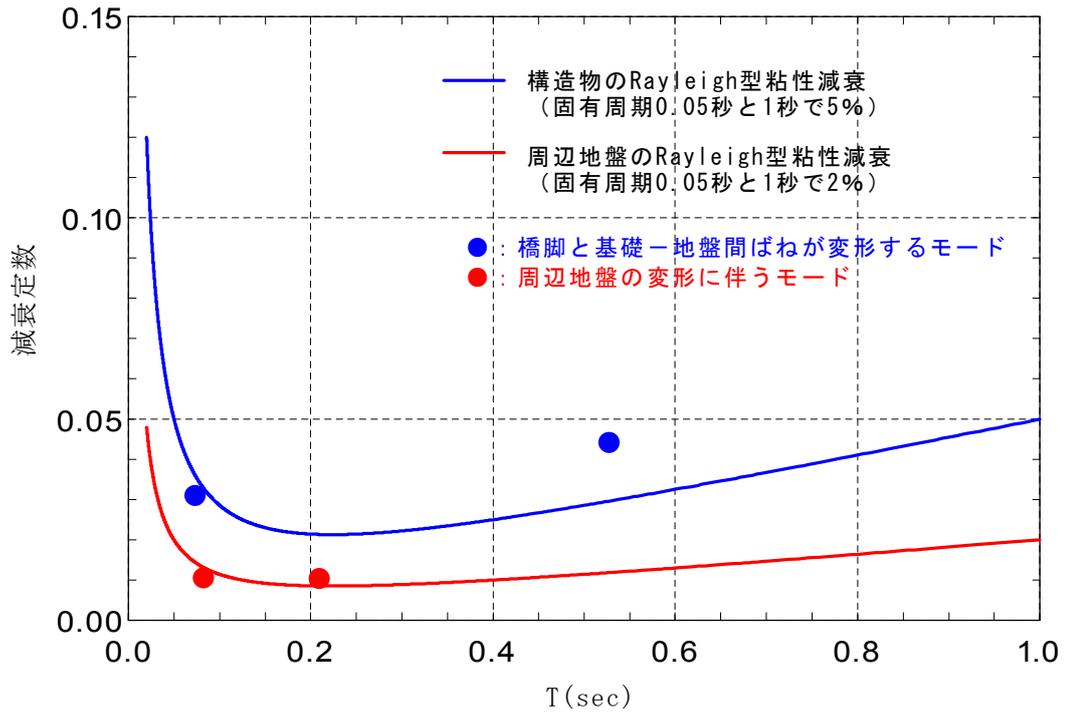
上部構造と橋脚は線形はり要素でモデル化し、質量を集中質量として節点に与える。上部構造重量は 3910kN とした。

(5) 粘性減衰マトリックスのモデル化

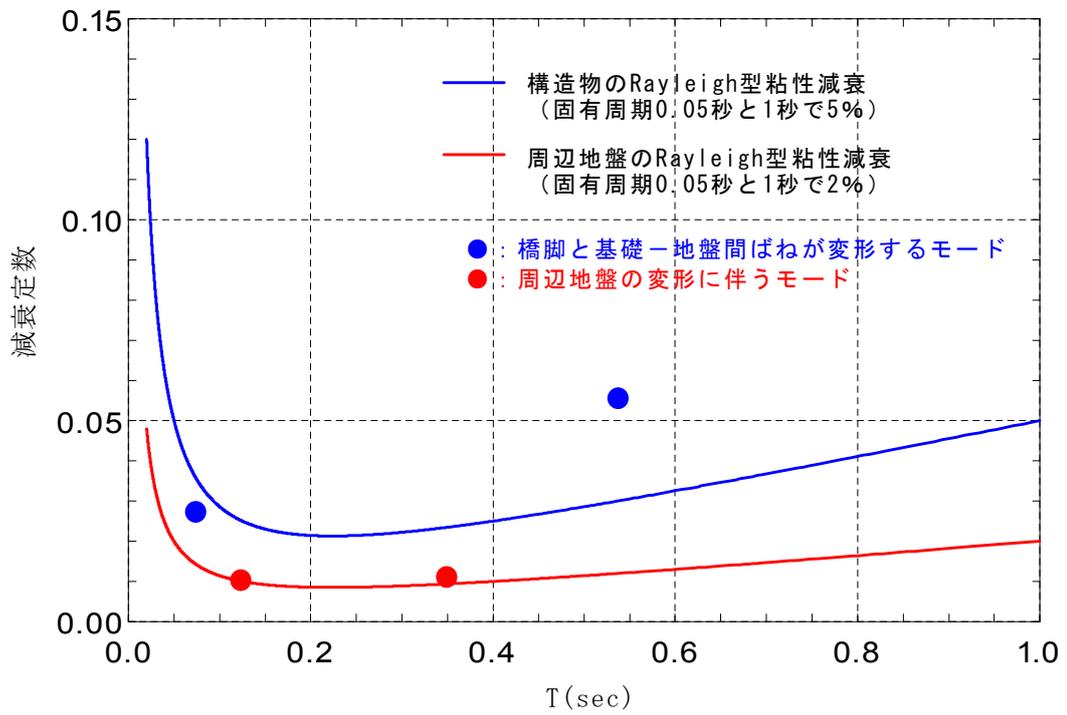
減衰マトリックスは、Rayleigh 型減衰マトリックスでモデル化する。要素別の減衰定数と固有振動特性から、ひずみエネルギー比例減衰定数法によりモード減衰定数を求め、Rayleigh 減衰の比例定数を算出する。要素別の減衰定数は次表のように設定する。構造物および基礎ー地盤間ばねと周辺地盤には異なる係数を与えた。

表 3.2.3 要素別の減衰定数

部位		減衰定数 h	備考
橋脚頂部から上部構造慣性力作用位置までの仮想部材		0.00	剛部材
RC 橋脚	梁部	0.00	剛部材
	柱部	0.05	線形部材
ケーソン		0.05	線形部材
基礎ー地盤間ばね	ケーソン前面の水平抵抗, ケーソン底面の鉛直抵抗	0.20	逸散減衰効果を見込む (前面の洗掘部は 0 とする)
	ケーソン底面の水平抵抗, ケーソン側面の水平抵抗, ケーソン前背面の鉛直抵抗, ケーソン側面の鉛直抵抗の摩擦によるばね	0.00	逸散減衰効果はほとんど見込めないと考えられる
周辺地盤の層間せん断ばね	粘性土層	0.01	非線形モデルを用いてエネルギーの履歴吸収を見込んでいる
	砂質土層	0.01	

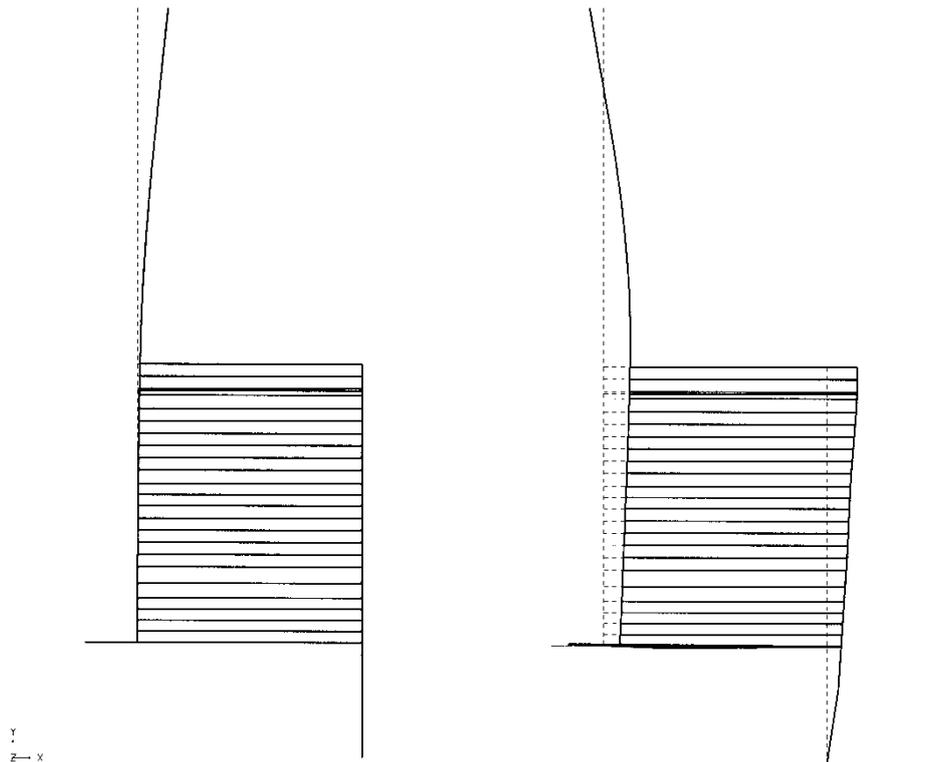


(1)P1 橋脚基礎



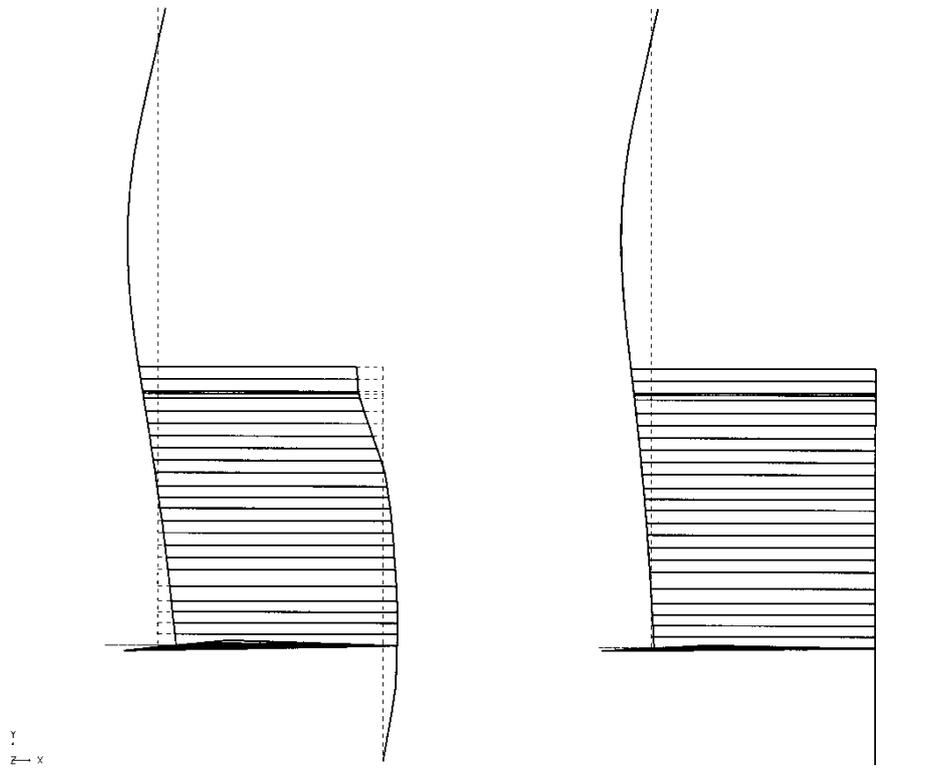
(2)P3 橋脚基礎

図 3.2.12 Rayleigh 型粘性減衰の設定



(1) 1次 (固有周期 0.53 秒)

(2) 2次 (固有周期 0.21 秒)



(3) 4次 (固有周期 0.08 秒)

(4) 5次 (固有周期 0.07 秒)

図 3.2.13 振動モード (P1 橋脚)

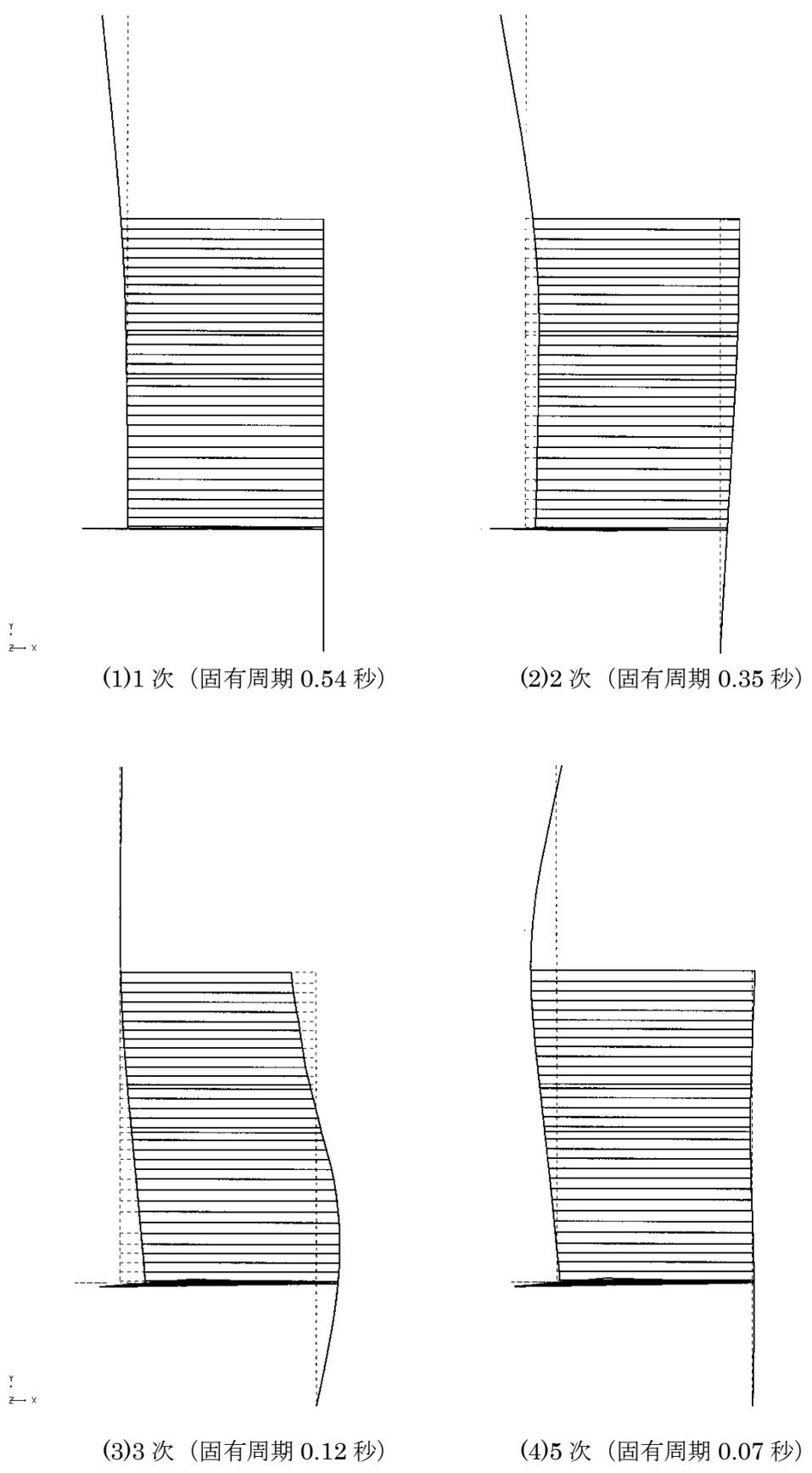
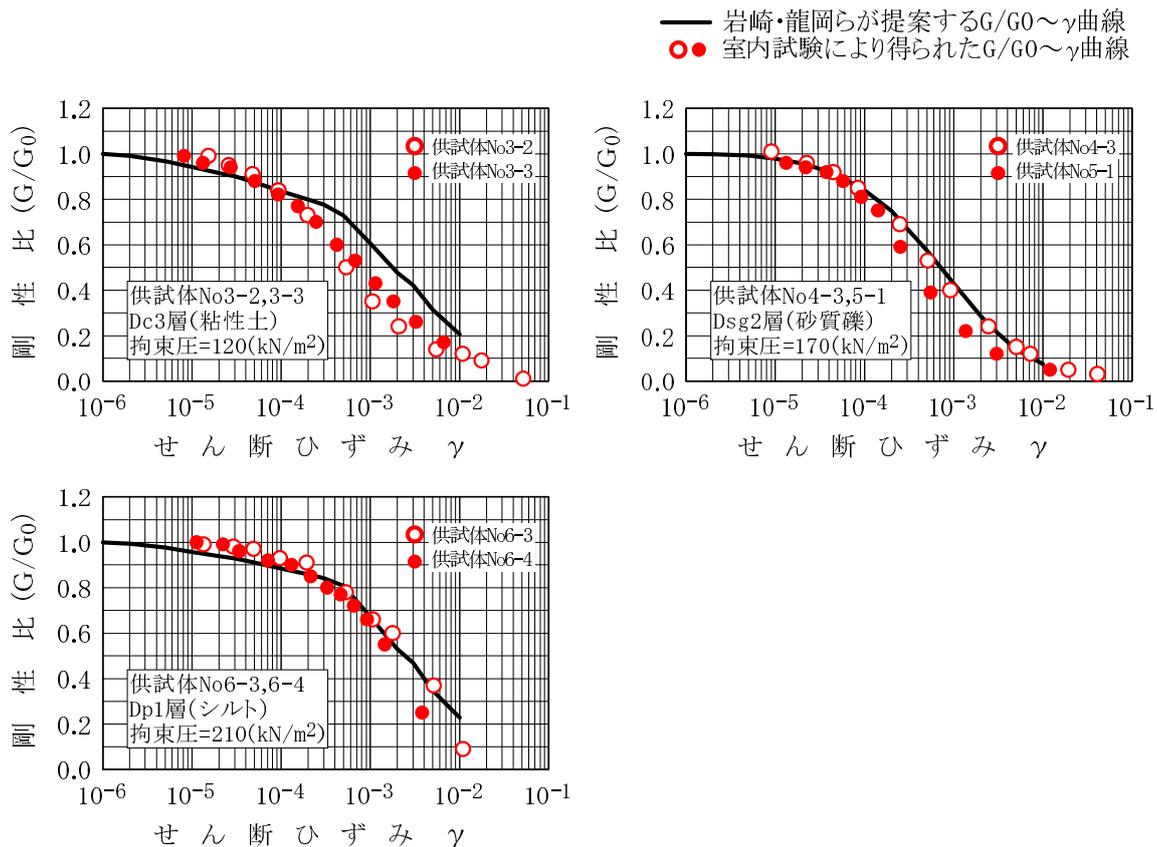
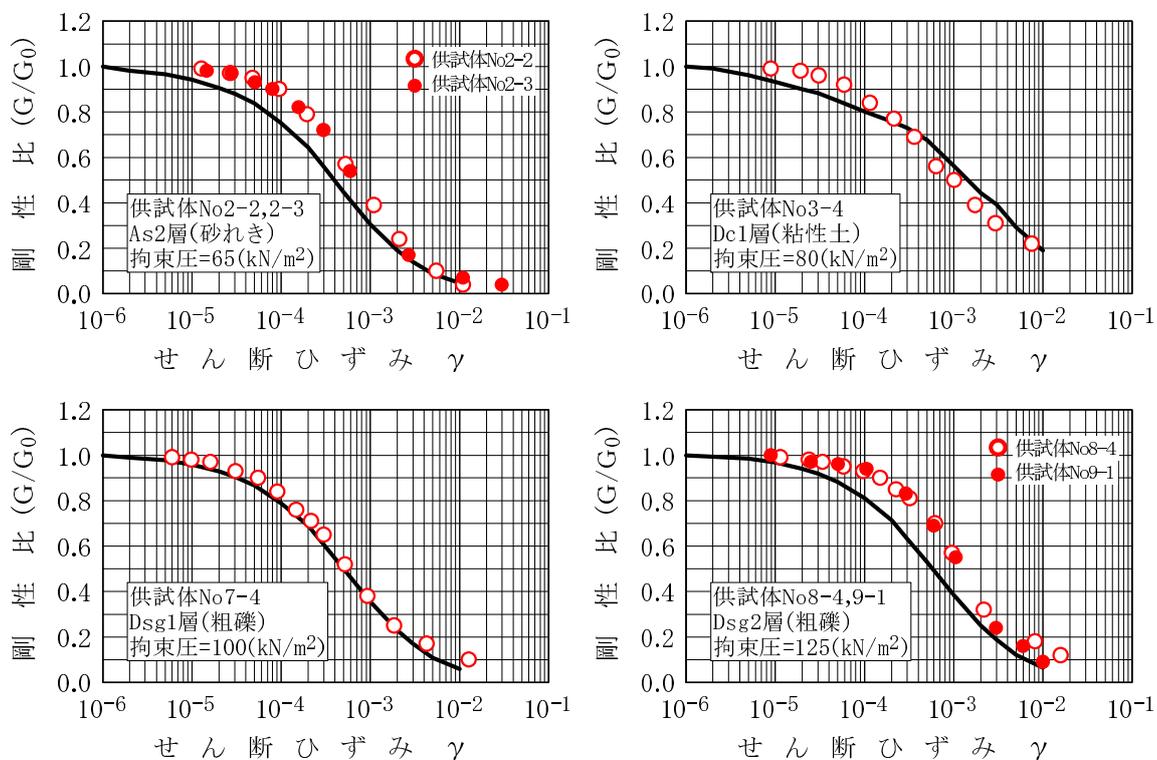


図 3.2.14 振動モード (P3 橋脚)



(1) Br地点 K1-Sの室内試験結果



(2) Br地点 K3-Sの室内試験結果

図 3.2.15 $G/G_0 - \gamma$ 曲線

参考として、岩崎・龍岡らが提案する曲線も示した。

3.3 解析結果

3.3.1 動的解析結果

P1,P3 橋脚基礎を対象に動的解析を行った結果を示す。

残留変位は、地震動 300 秒の内、290 秒～300 秒（10 秒間）の平均変位とする。

(1) P1 橋脚基礎の動的解析結果

P1 橋脚基礎を対象に動的解析を行った結果を示す。

表 3.3.1 に解析ケースを示す。周面摩擦や基礎底面の鉛直抵抗の上限値が残留変位等に影響を与えると考え、基礎底面の鉛直抵抗を 2 通りに変えた場合について、周面摩擦を考慮した場合と無視した場合を検討した。ケース 1 と 2 は基礎底面の鉛直抵抗の上限値を極限支持力度 q_d =静力学公式の値=15844kN/m²とした場合である。ケース 3 と 4 は極限支持力度 q_d =許容鉛直支持力度の上限値 $48D_f \times 1.5$ （地震時） $\times 2$ （安全率）=1800kN/m²（オープンケーソン，礫混じり砂層→砂層）とした場合である。

図 3.3.1 ～図 3.3.27 に解析結果を示す。図 3.3.1 は地表面における地震動と加速度応答スペクトル、図 3.3.2 は上部構造と地盤の応答波形、図 3.3.3 は橋脚の応答波形、図 3.3.4 はケーソン基礎の変位・加速度・断面力の最大・最小値分布、図 3.3.5～図 3.3.9 は基礎－地盤間ばねの履歴を示したものである。

基礎底面の鉛直ばねは、押し込み側で上限値に達しなかったため、ケース 1 と 3，ケース 2 と 4 の間に違いは見られなかった。周面摩擦を考慮したケース 1 と無視したケース 2 を比べると、上部構造の水平変位はケース 2 の方が 1.5 倍程度に大きくなったが、残留変位はそれほど変わらなかった。ただし、基礎－地盤間ばねの履歴を見ると、基礎底面の浮き上がり量がケース 2 の方が大きくなったり、基礎底面の水平抵抗がケース 2 で上限値に達したりといった違いが見られる。

応答値は以下のような傾向となっている。

① 周辺地盤の応答について

自由地盤の地表面の変位は 2cm 程度である。地盤に生じたせん断ひずみは最大で 0.2%程度であった。

② 構造物に生じる変位について

P1 橋脚基礎は、地震後における橋脚の傾斜は 1° 程度と観測されたが、残留変位の解析値は上部構造慣性力作用位置において 1mm 弱であり、大きな回転角は生じなかった。残留回転角は $3 \sim 5 \times 10^{-7}$ (mrad) と非常に小さい。ただし、観測値と同様に、上流側（+側）に残留変位が生じている。

解析において P1 橋脚基礎に大きな残留変形が生じなかった理由として、底面の鉛直ばねが押し込み側で上限値に達しなかったことが挙げられる。

③ 構造物（ケーソン基礎、橋脚）の断面力について

橋脚は初降伏曲げモーメント $37.0\text{MN}\cdot\text{m}$ やせん断耐力 9.4MN に対して余裕がある。

④ 基礎-地盤間ばねについて

ケーソン前面の水平抵抗は、浅い部分は上限値に達したが、深い部分は上限値に達していない。ケース 1 に比べてケース 2 の方がばねの変形が大きい。

ケーソン底面の鉛直抵抗は、押し込み側は上限値に達していないが、浮き上がりが生じた。ただし、浮き上がり量は地盤反力が 0 となる時点を 0mm として、ケース 1 は 1mm 程度であったが、ケース 2 は 4mm 程度と大きくなった。

ケーソン底面の水平抵抗は、ケース 1 は上限値に達していないが、ケース 2 は上限値に達した。ただし、上限値に達した後の変形は小さい。

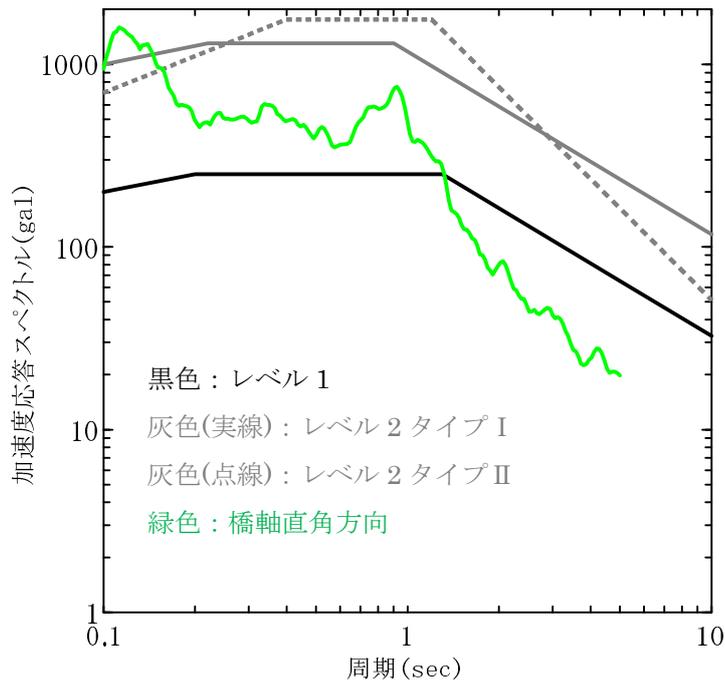
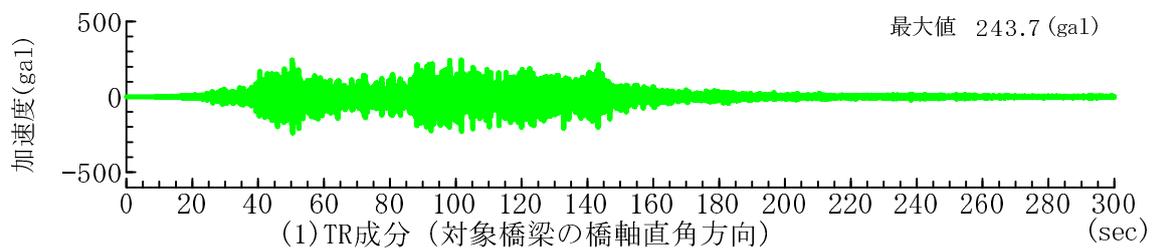
ケーソン側面の水平抵抗や前背面および側面の鉛直抵抗（周面摩擦のばね）は、上限値に達している。

⑤ 橋梁の挙動を支配するイベント点

ケーソン底面が浮き上がる時刻を上部構造の変位波形にプロットした。ケーソン底面の浮き上がりが最大となる時刻は、上部構造の変位が最大となる時刻とほぼ同時であり、ケーソン基礎底面の浮き上がりが上部構造の変位に及ぼす影響は大きいと考えられる。

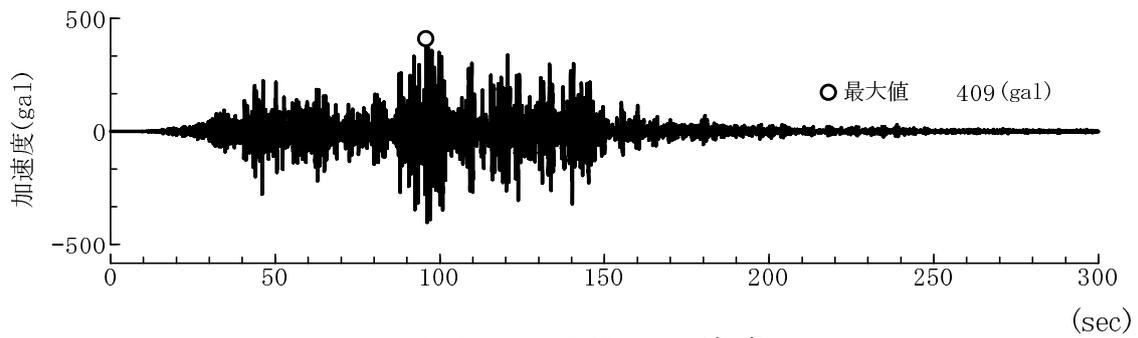
表 3.3.1 解析ケース (P1 橋脚基礎)

橋脚	ケース	周面摩擦 k _{SHD} , k _{SVB} , k _{SVD}	基礎底面の鉛直抵抗 k _v
P1	1	考慮	q _d =静力学公式の値
	2	無視	
	3	考慮	q _d =48D _f ×3
	4	無視	

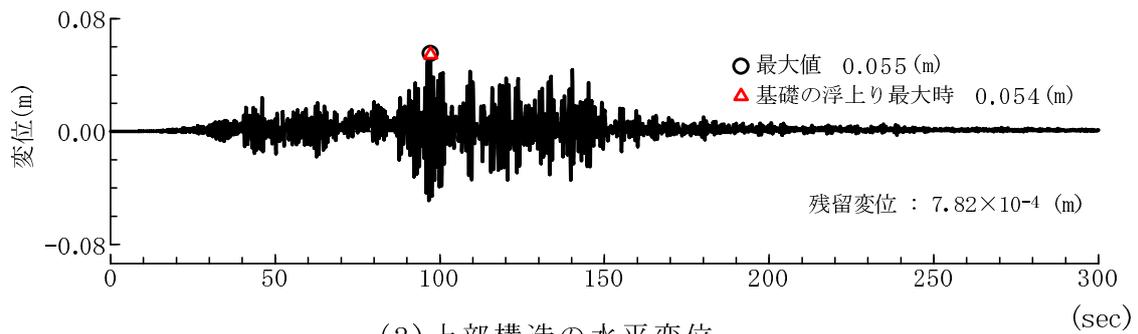


(2) 加速度応答スペクトル

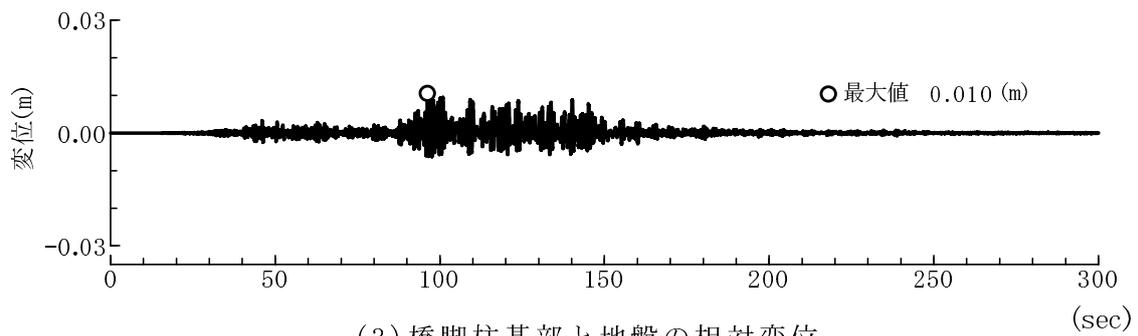
図 3.3.1 地表面における地震動と加速度応答スペクトル (P1 橋脚基礎)



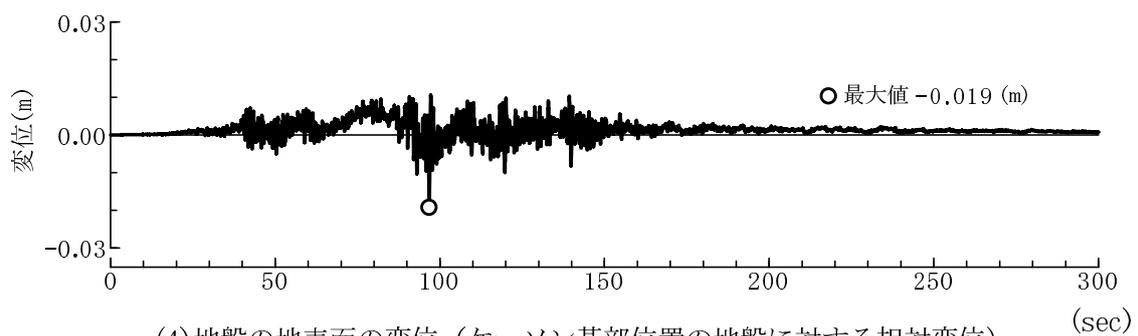
(1) 上部構造の加速度



(2) 上部構造の水平変位

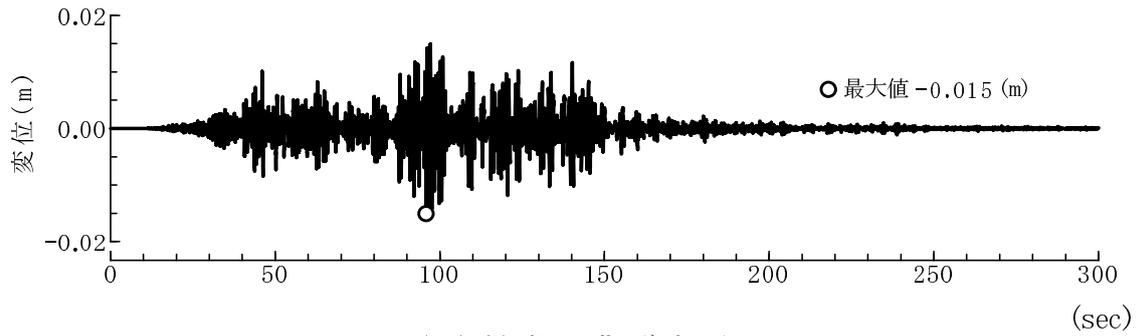


(3) 橋脚柱基部と地盤の相対変位

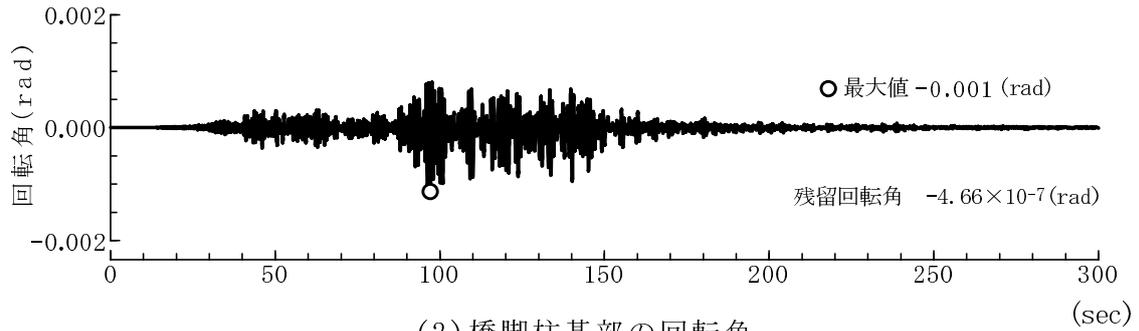


(4) 地盤の地表面の変位 (ケーソン基部位置の地盤に対する相対変位)

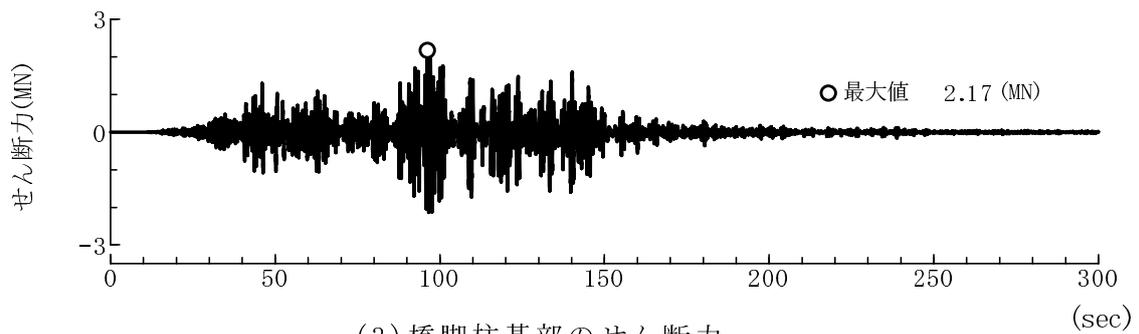
図 3.3.2 上部構造と地盤の応答波形 (P1 橋脚基礎, ケース 1)



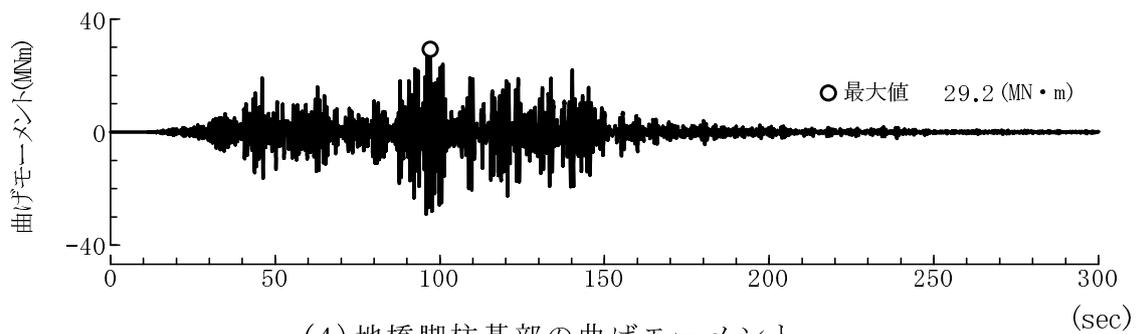
(1) 橋脚の曲げ変形



(2) 橋脚柱基部の回転角

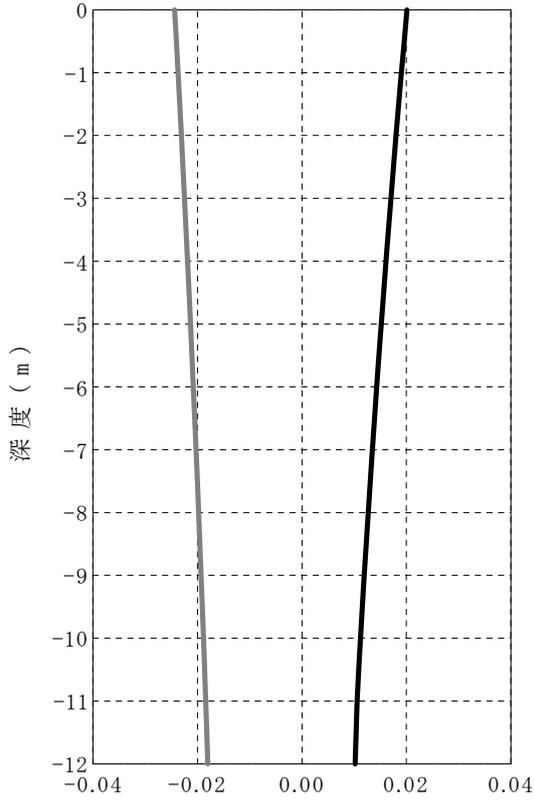


(3) 橋脚柱基部のせん断力

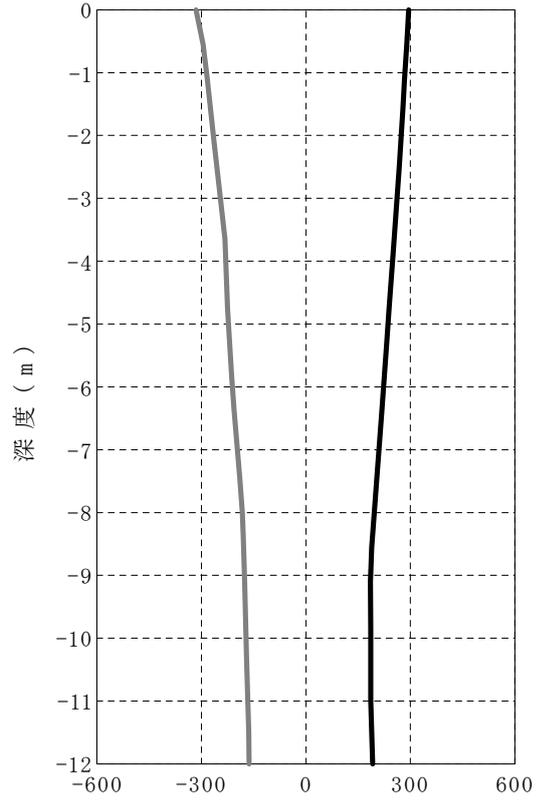


(4) 地橋脚柱基部の曲げモーメント

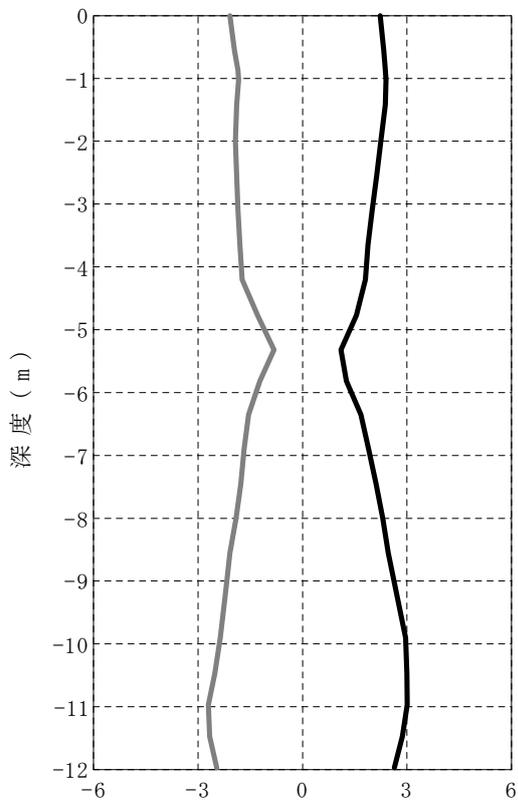
図 3.3.3 橋脚柱部の応答波形 (P1 橋脚基礎, ケース 1)



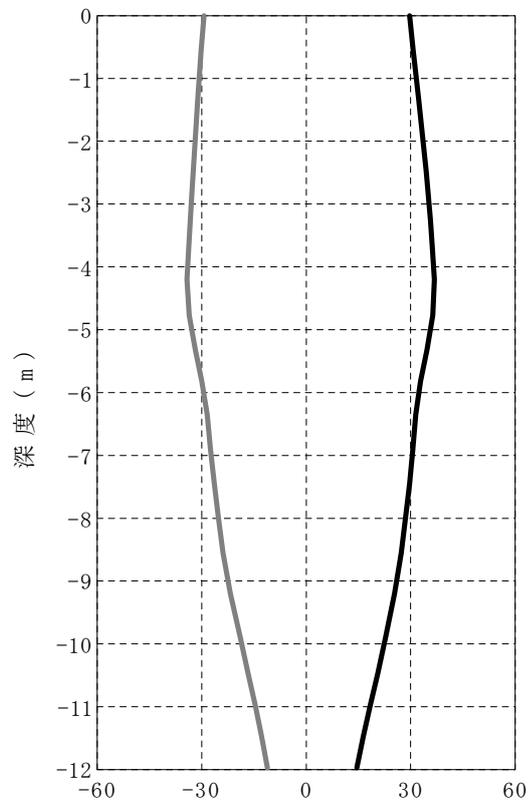
(1) 最大・最小変位分布 (m)



(2) 最大・最小加速度分布 (gal)

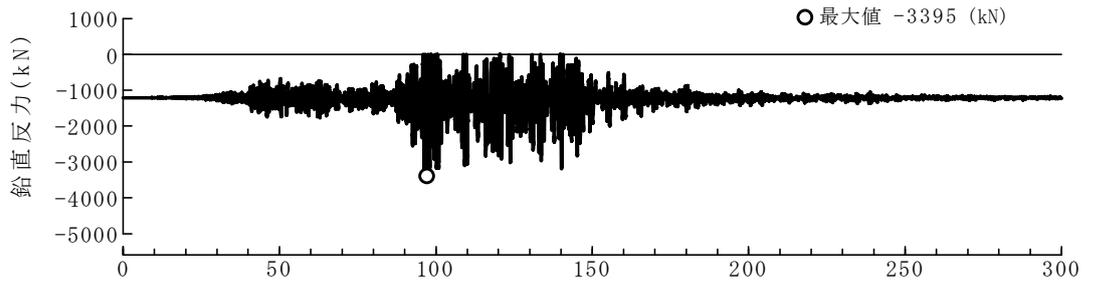


(3) 最大・最小せん断力分布 (MN)

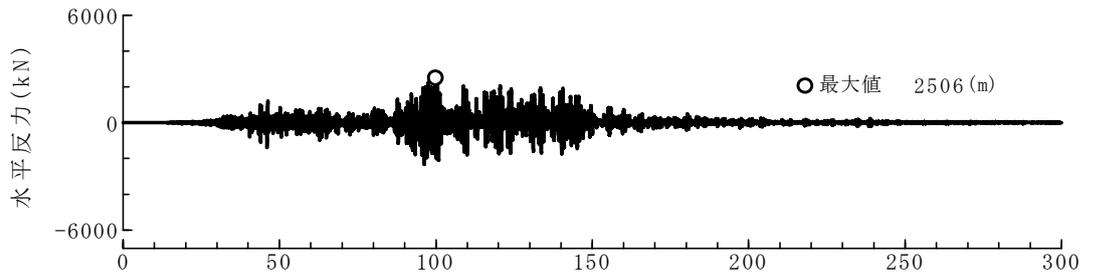


(4) 最大・最小曲げモーメント分布 (MN・m)

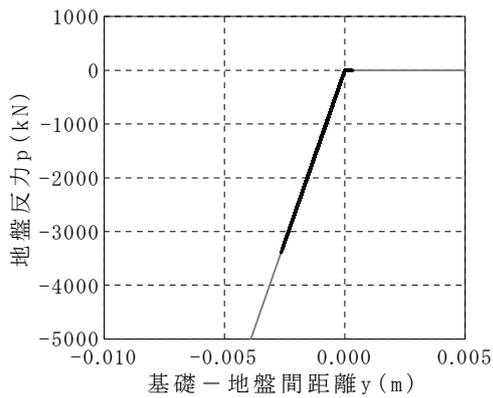
図 3.3.4 ケーソン基礎の変位と断面力の分布 (P1 橋脚基礎, ケース 1)



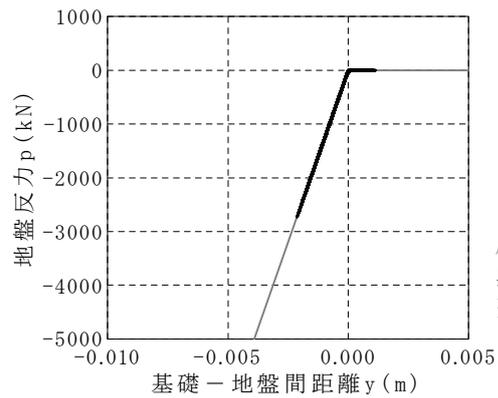
(1) ケーソン基部の鉛直抵抗 (X軸の正側) の時刻歴 (sec)



(2) ケーソン基部の水平抵抗の時刻歴 (sec)



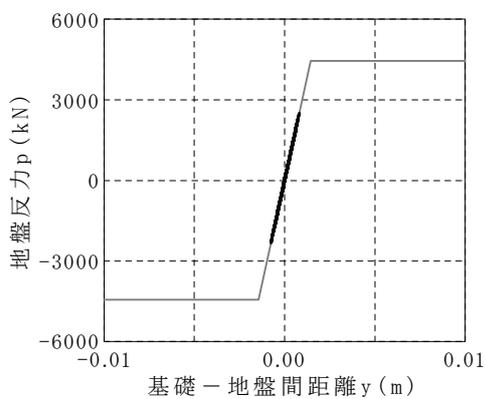
(a) X座標の正側



(b) X座標の負側

灰色：骨格曲線
 黒色：履歴曲線
 ※以降同様

(3) ケーソン基部の鉛直抵抗の履歴応答



(4) ケーソン基部の
 水平抵抗の履歴応答

図 3.3.5 基礎-地盤間ばね(基礎底面の鉛直・水平抵抗) の応答波形と履歴 (P1 橋脚基礎, ケース 1)

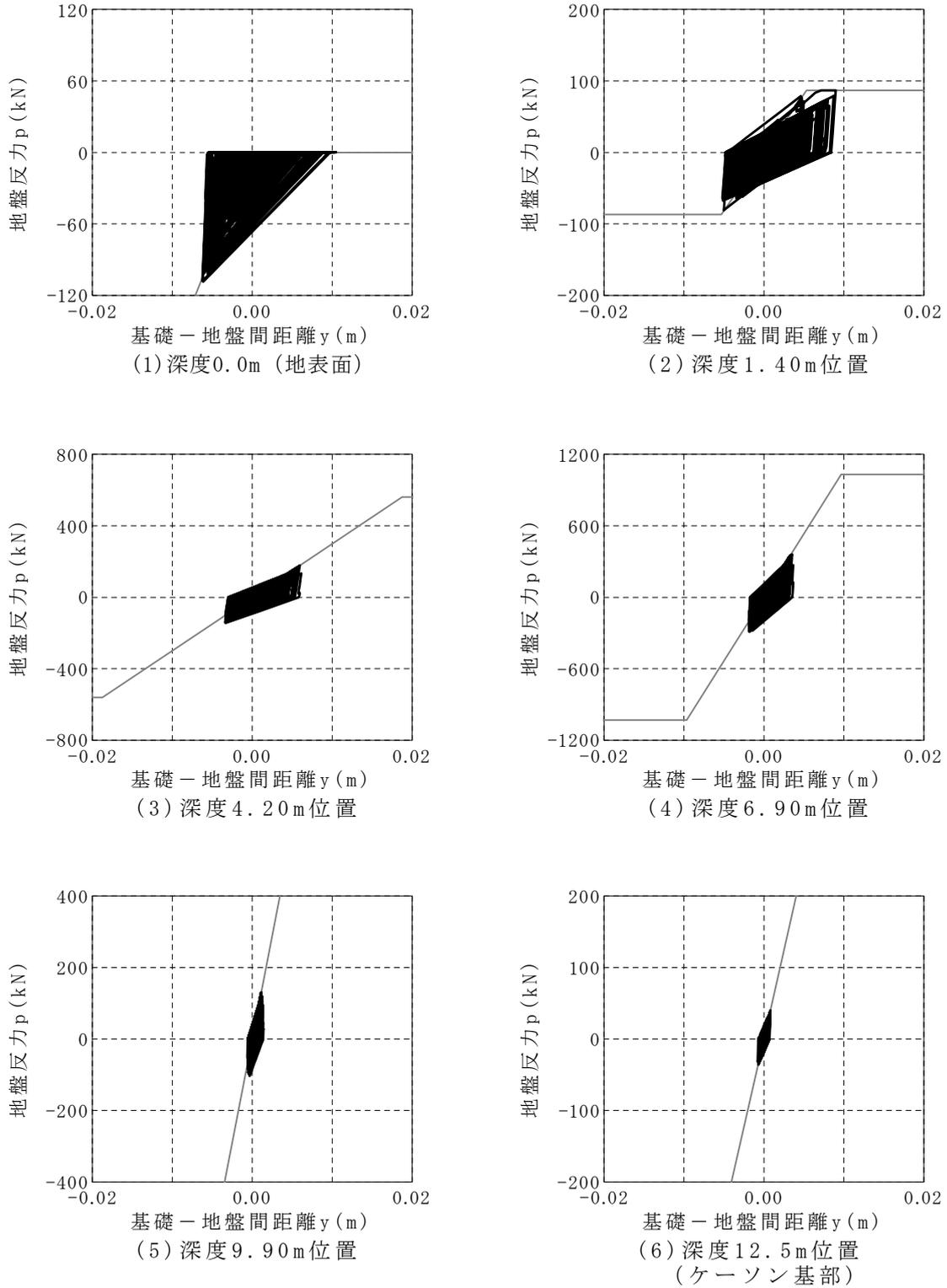


図 3.3.6 基礎—地盤間ばね（基礎前面の水平抵抗）の履歴（P1 橋脚基礎，ケース 1）

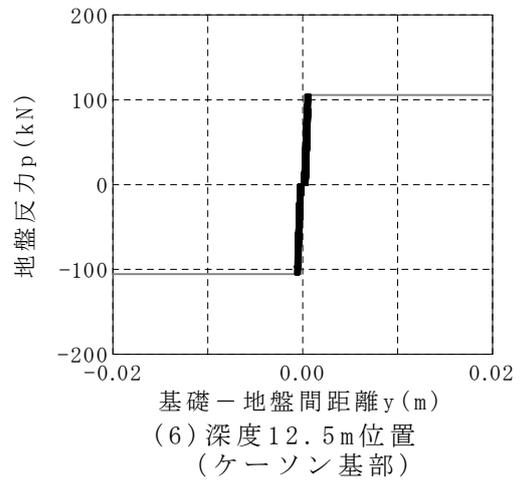
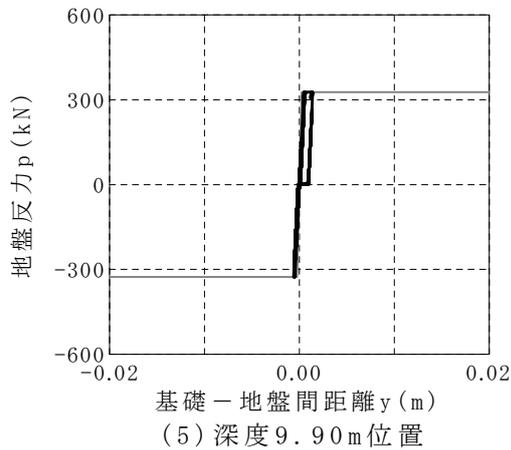
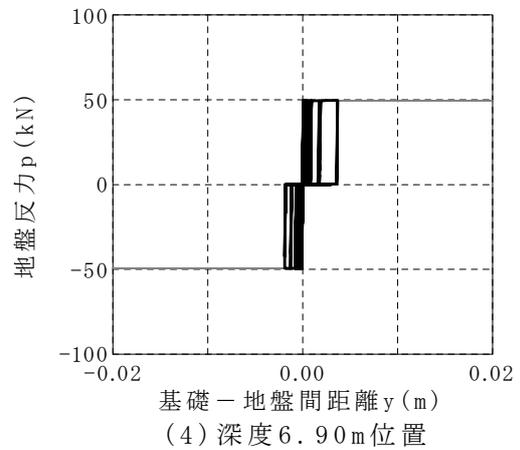
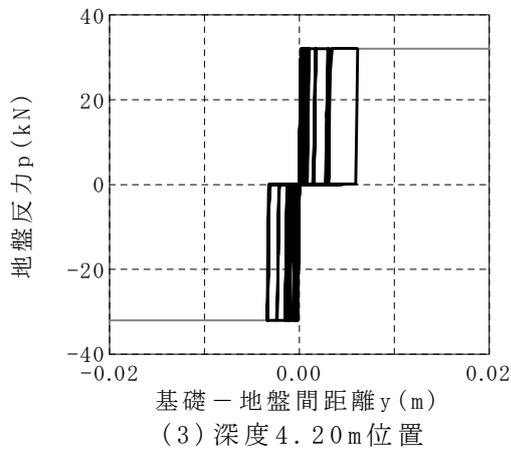
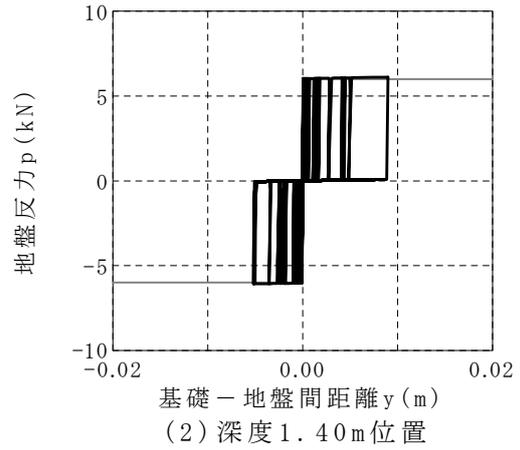
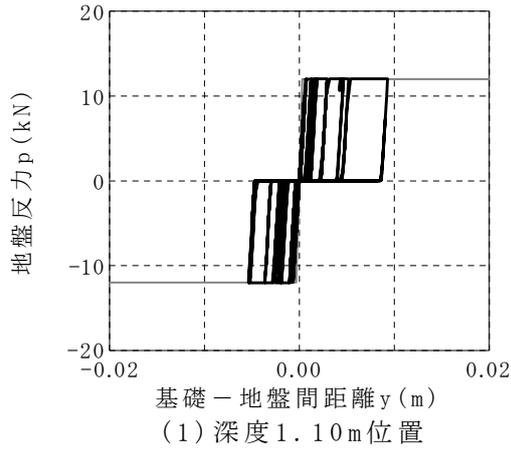


図 3.3.7 基礎 - 地盤間ばね (基礎側面の水平抵抗) の履歴 (P1 橋脚基礎, ケース 1)

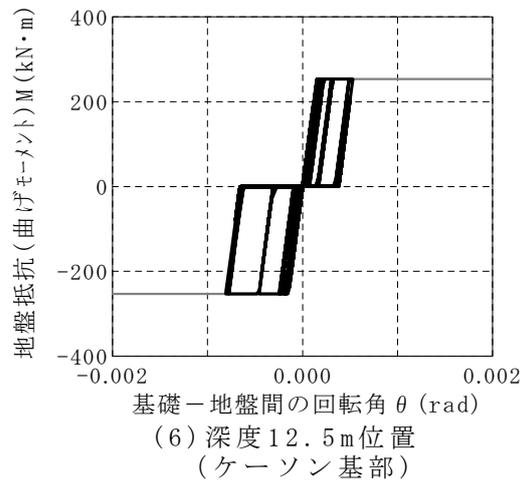
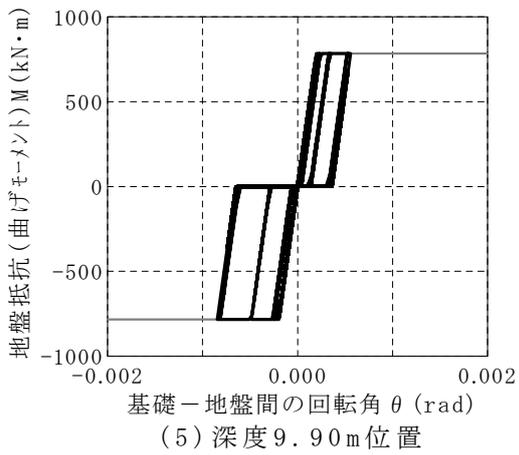
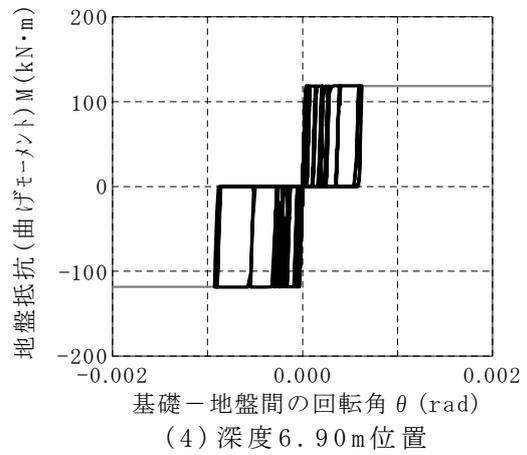
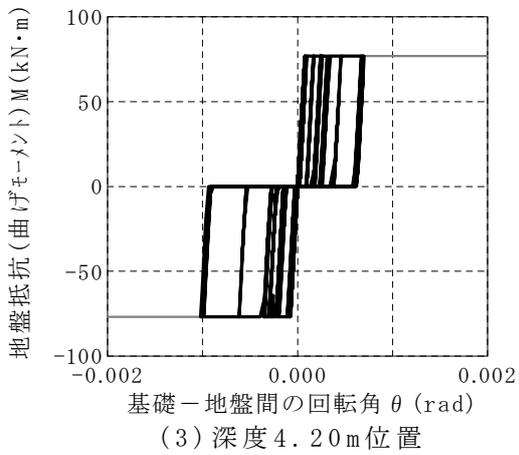
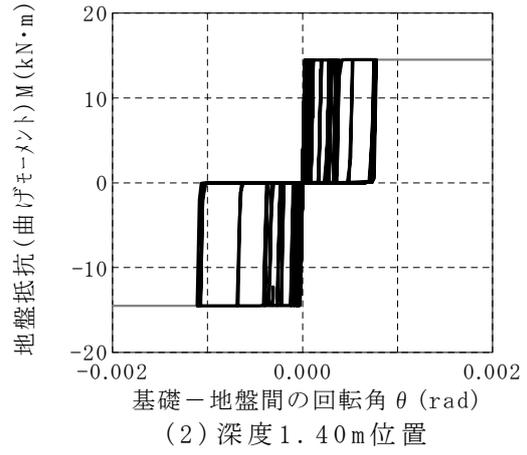
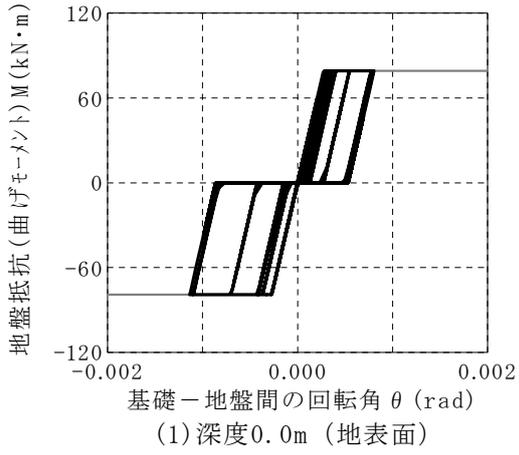


図 3.3.8 基礎-地盤間ばね(基礎前背面の鉛直抵抗)の履歴(P1橋脚基礎, ケース1)

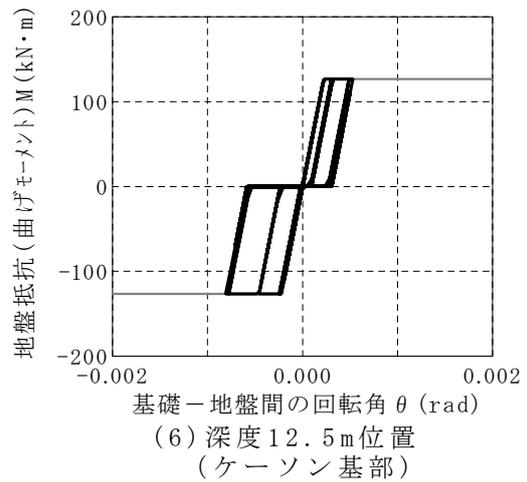
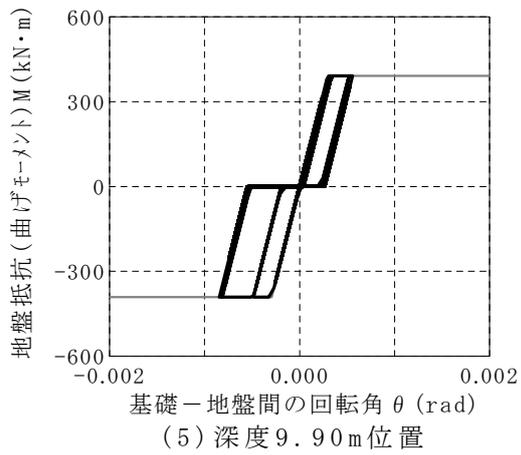
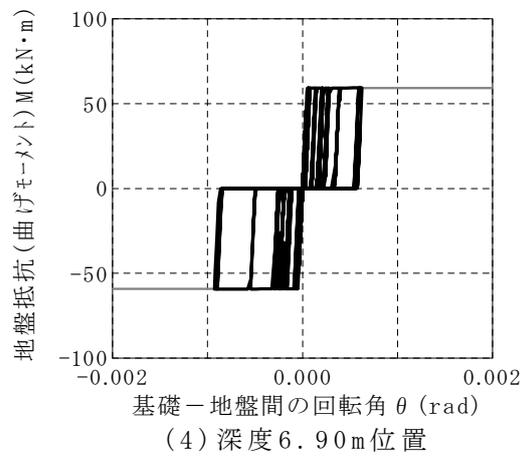
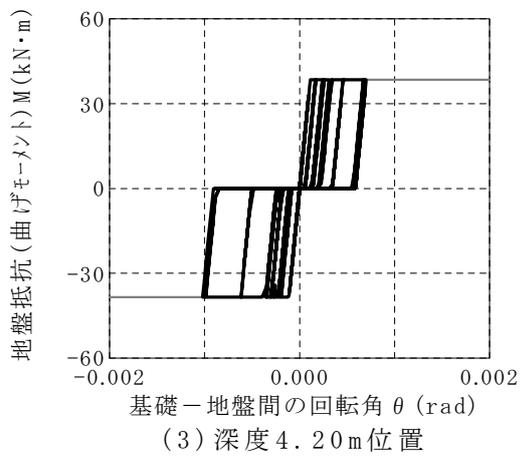
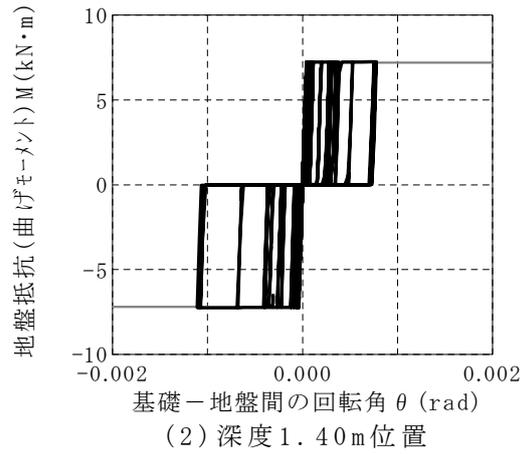
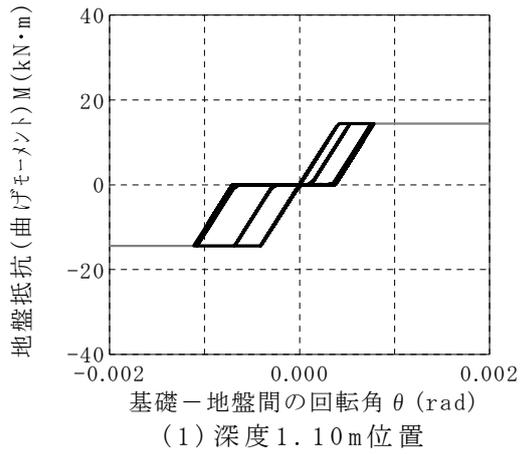
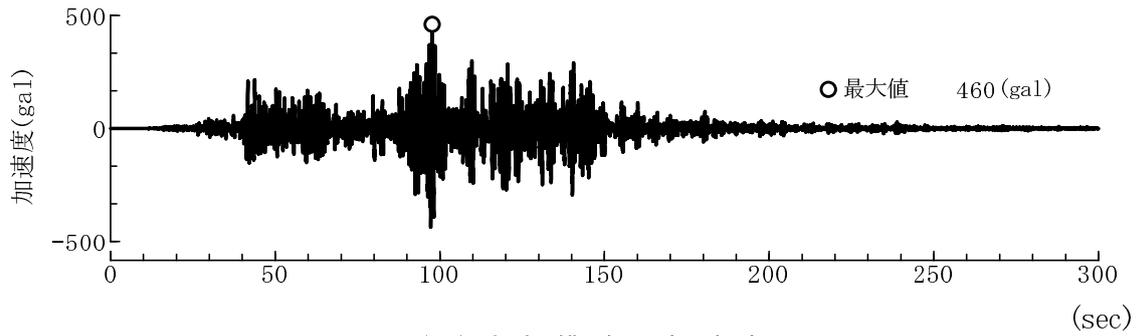
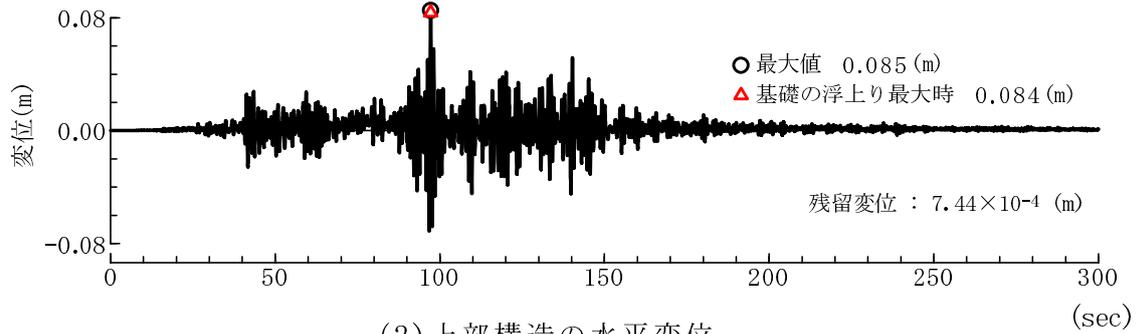


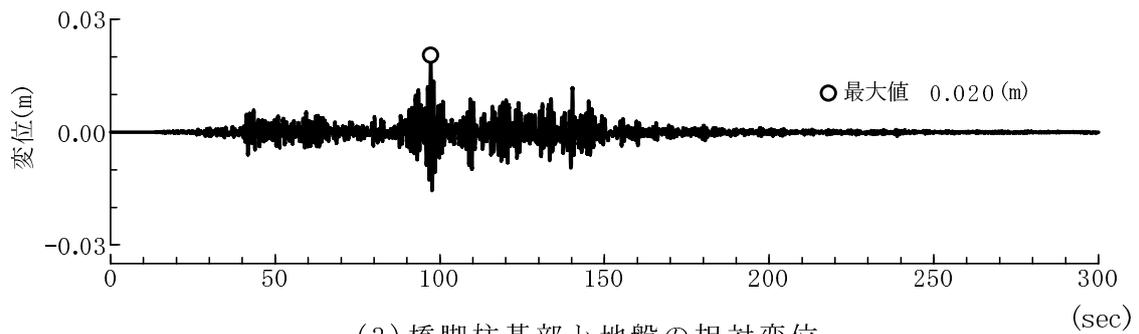
図 3.3.9 基礎-地盤間ばね(基礎側面の鉛直抵抗)の履歴(P1橋脚基礎, ケース1)



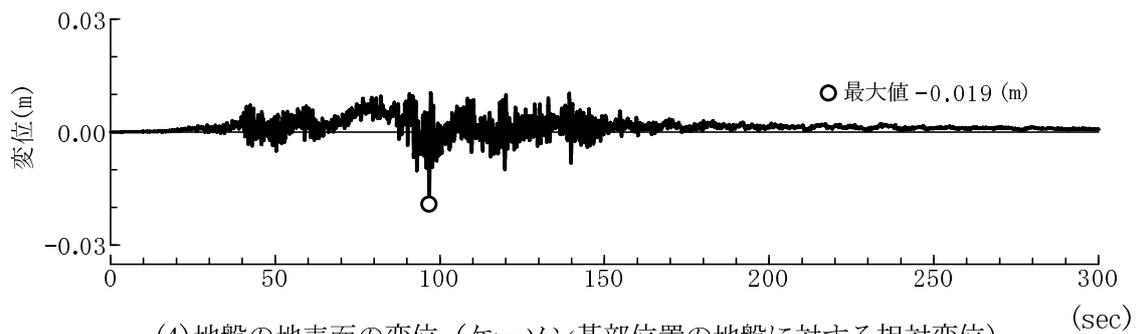
(1) 上部構造の加速度



(2) 上部構造の水平変位

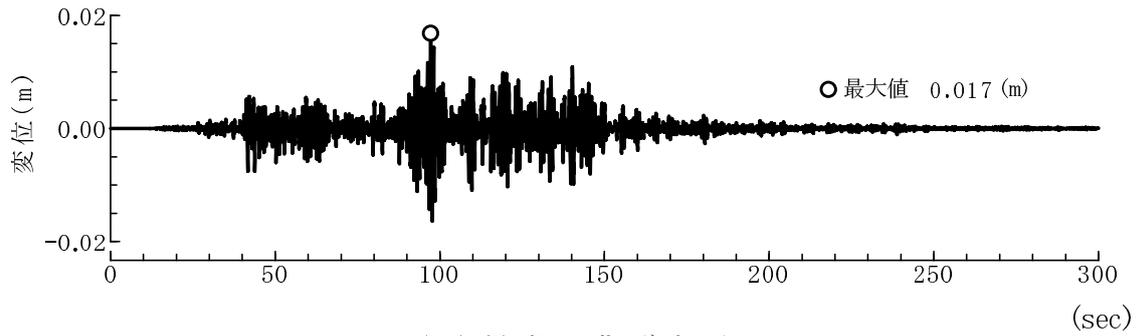


(3) 橋脚柱基部と地盤の相対変位

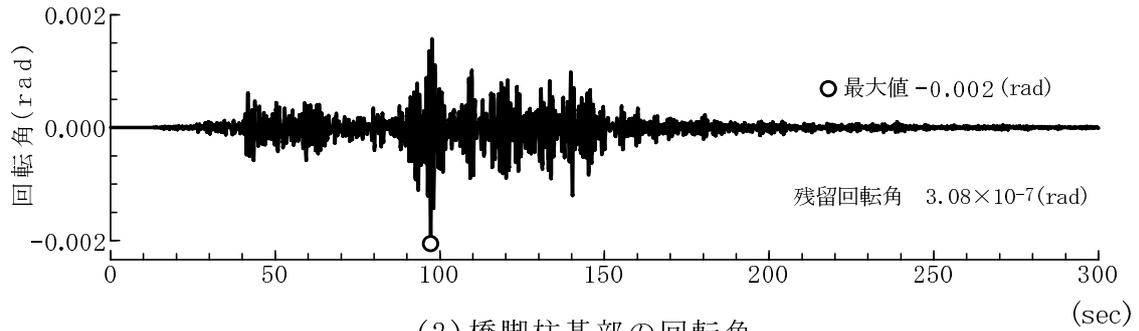


(4) 地盤の地表面の変位 (ケーソン基部位置の地盤に対する相対変位)

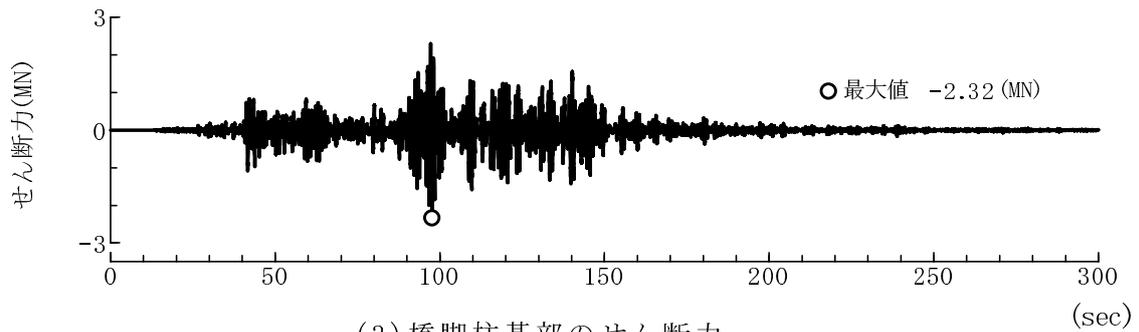
図 3.3.10 上部構造と地盤の応答波形 (P1 橋脚基礎, ケース 2)



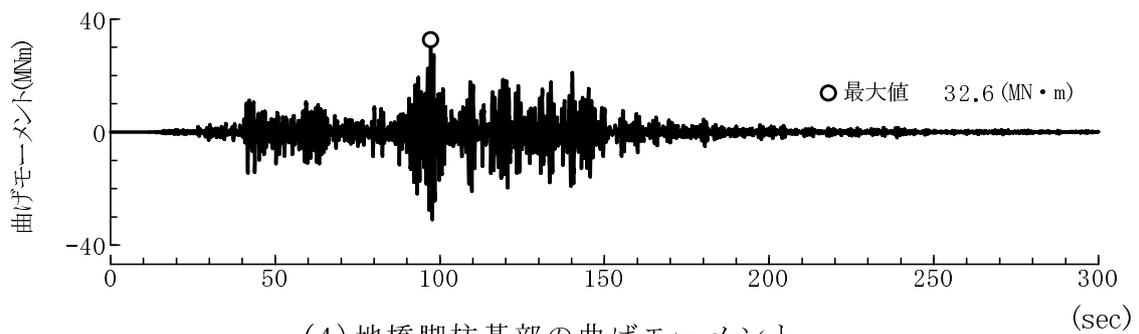
(1) 橋脚の曲げ変形



(2) 橋脚柱基部の回転角

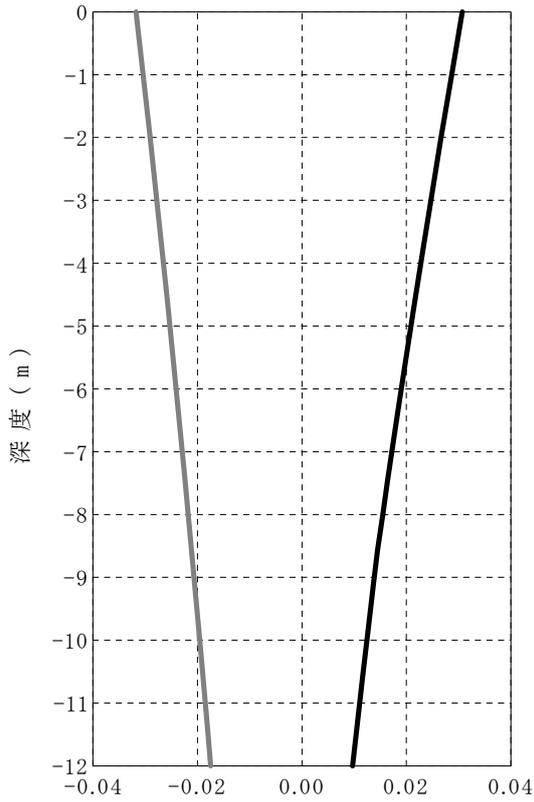


(3) 橋脚柱基部のせん断力

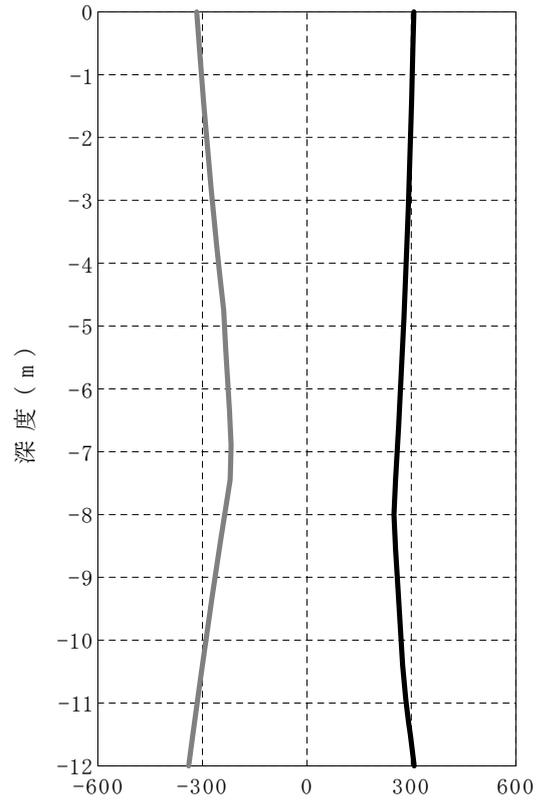


(4) 地橋脚柱基部の曲げモーメント

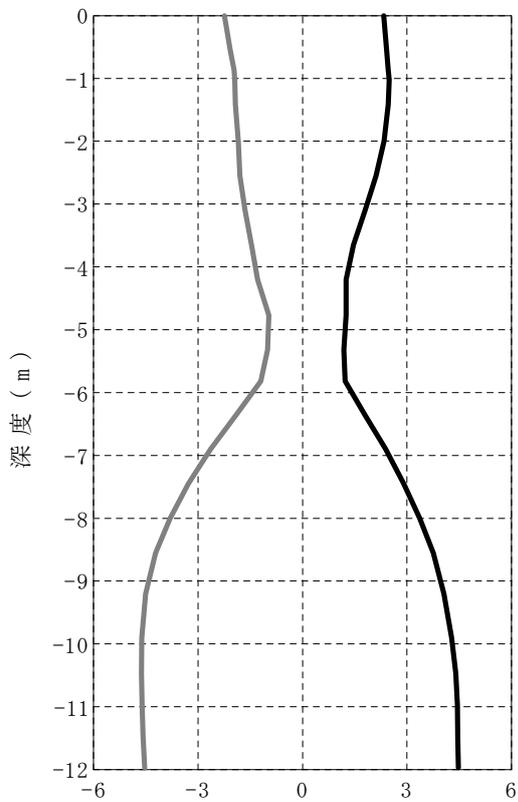
図 3.3.11 橋脚柱部の応答波形 (P1 橋脚基礎, ケース 2)



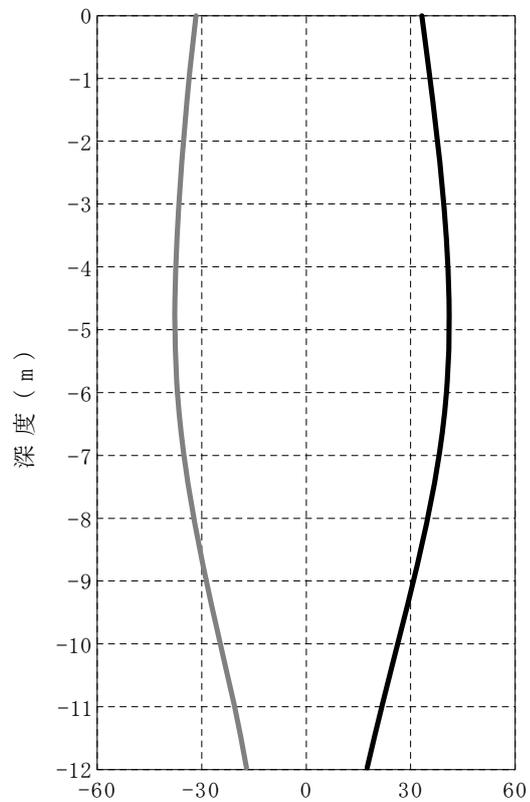
(1) 最大・最小変位分布 (m)



(2) 最大・最小加速度分布 (gal)

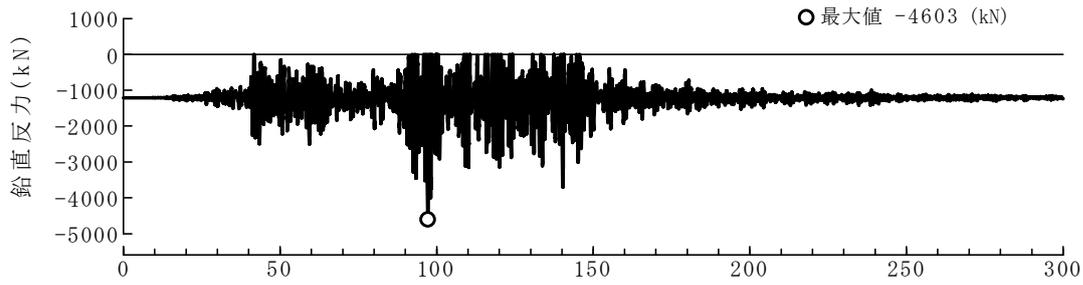


(3) 最大・最小せん断力分布 (MN)

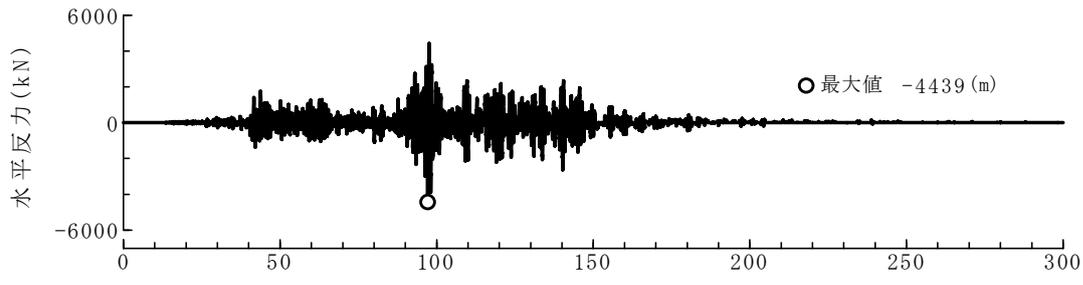


(4) 最大・最小曲げモーメント分布 (MN・m)

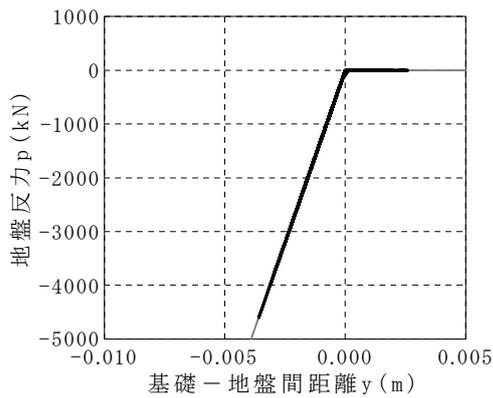
図 3.3.12 ケーソン基礎の変位と断面力の分布 (P1 橋脚基礎, ケース 2)



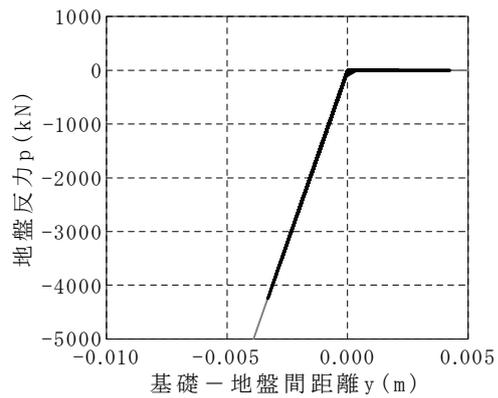
(1) ケーソン基部の鉛直抵抗 (X軸の正側) の時刻歴 (sec)



(2) ケーソン基部の水平抵抗の時刻歴 (sec)

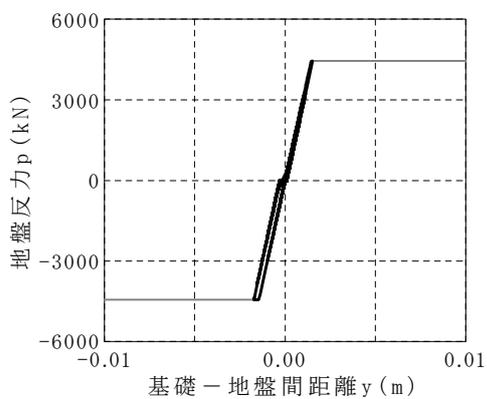


(a) X座標の正側



(b) X座標の負側

(3) ケーソン基部の鉛直抵抗の履歴応答



(4) ケーソン基部の
水平抵抗の履歴応答

図 3.3.13 基礎-地盤間ばね(基礎底面の鉛直・水平抵抗)の応答波形と履歴
(P1 橋脚基礎, ケース 2)

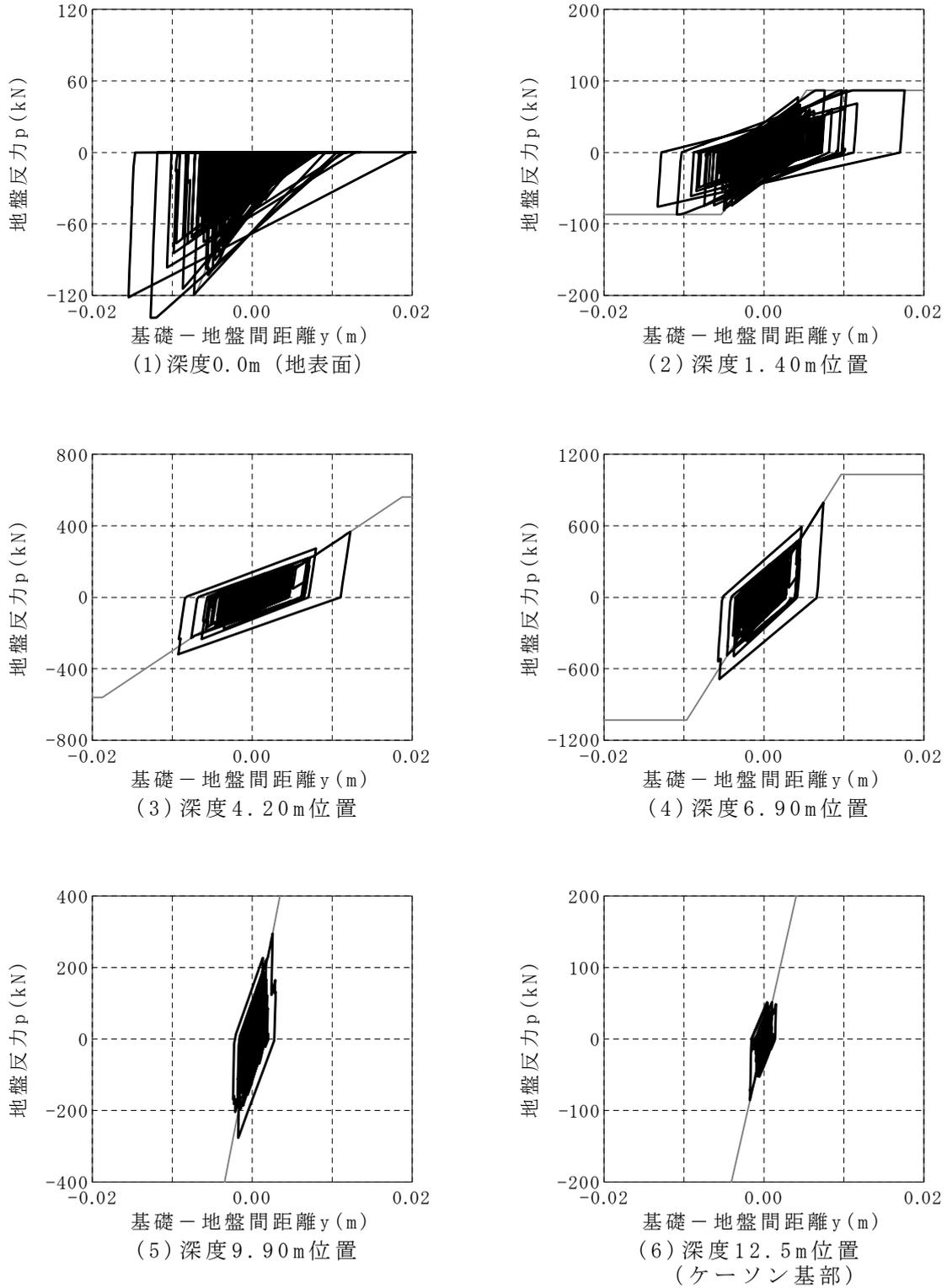
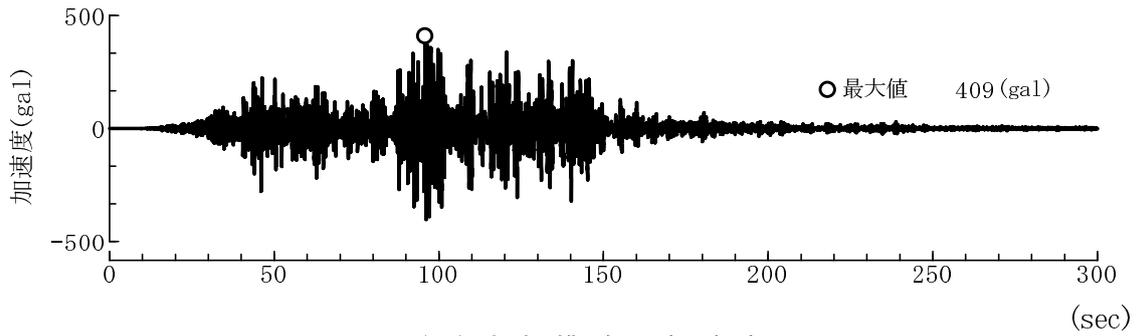
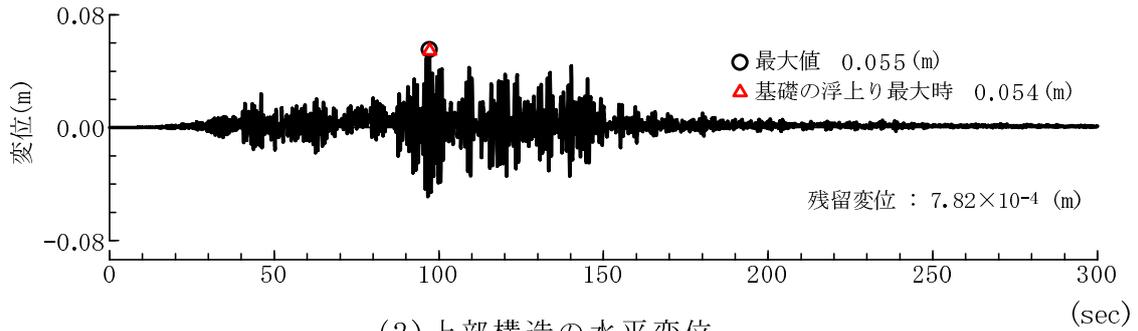


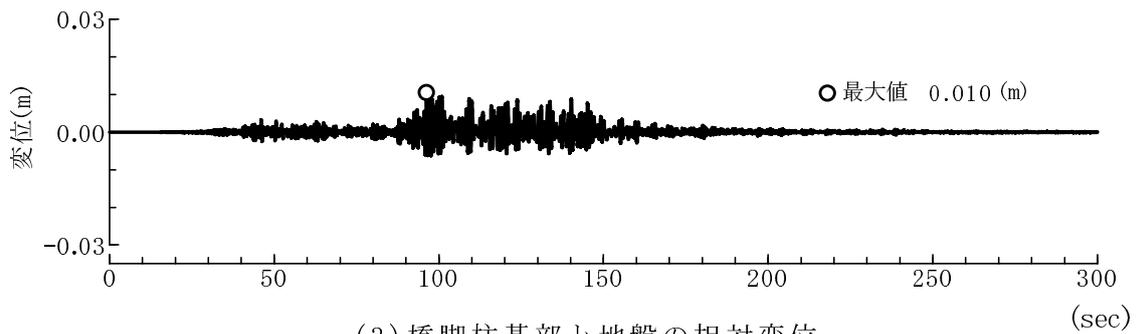
図 3.3.14 基礎-地盤間ばね (基礎前面の水平抵抗) の履歴 (P1 橋脚基礎, ケース 2)



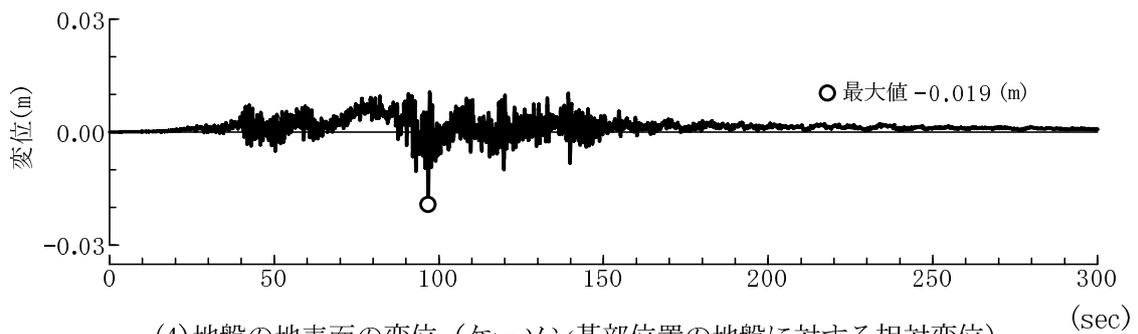
(1) 上部構造の加速度



(2) 上部構造の水平変位

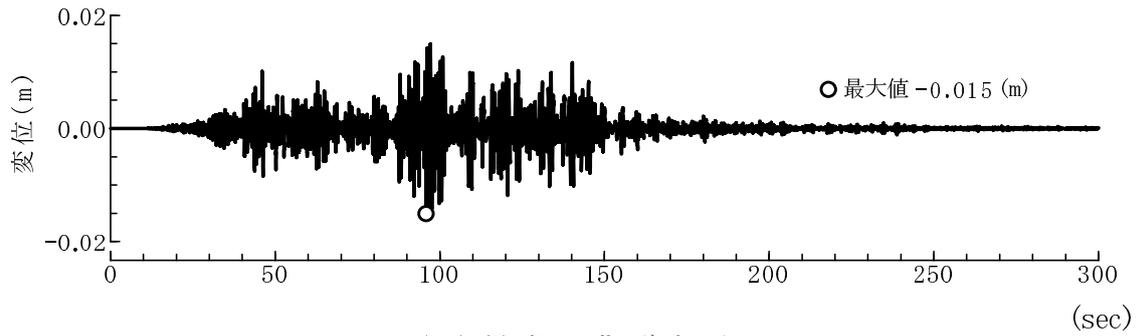


(3) 橋脚柱基部と地盤の相対変位

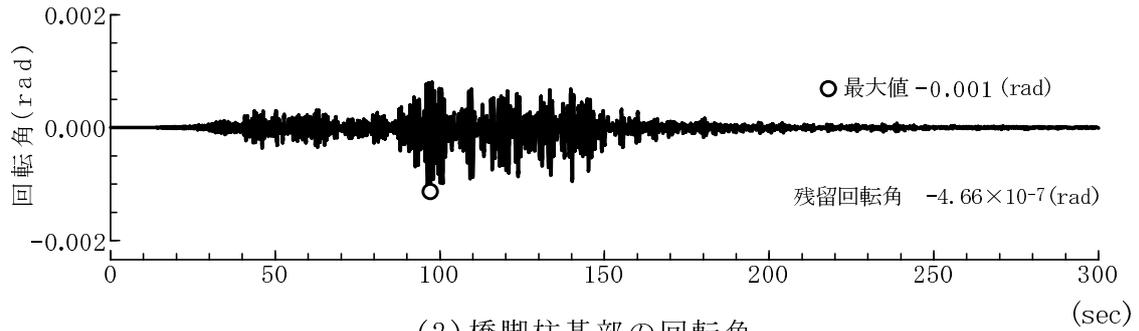


(4) 地盤の地表面の変位 (ケーソン基部位置の地盤に対する相対変位)

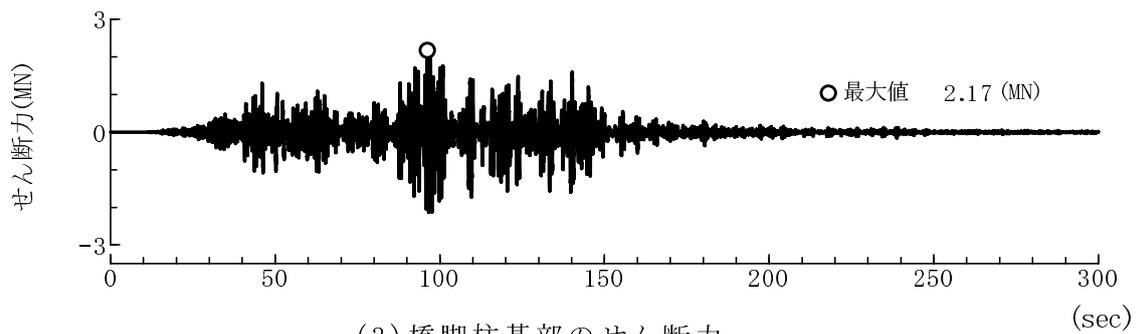
図 3.3.15 上部構造と地盤の応答波形 (P1 橋脚基礎, ケース 3)



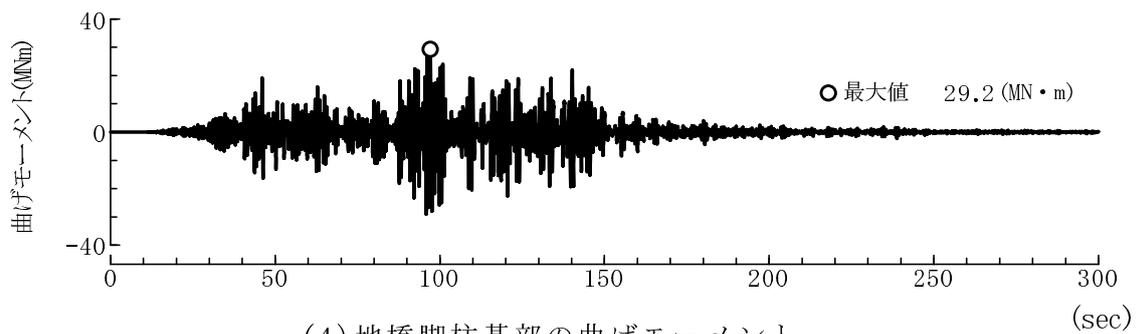
(1) 橋脚の曲げ変形



(2) 橋脚柱基部の回転角

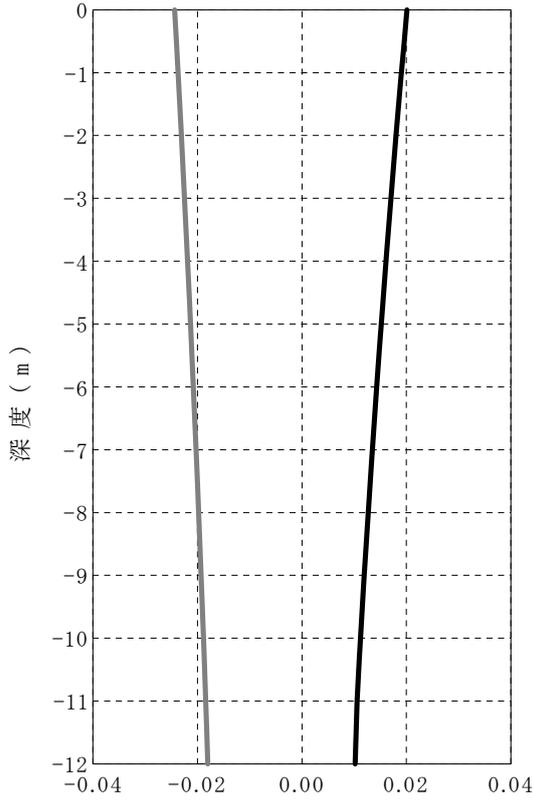


(3) 橋脚柱基部のせん断力

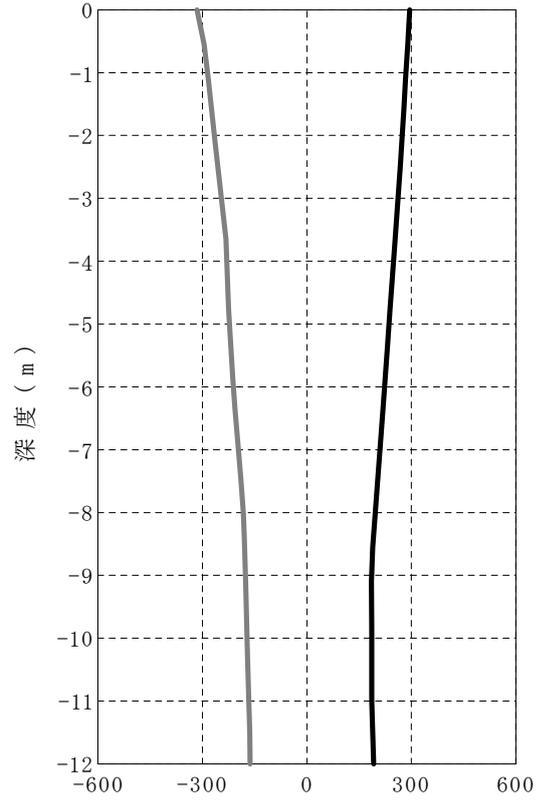


(4) 地橋脚柱基部の曲げモーメント

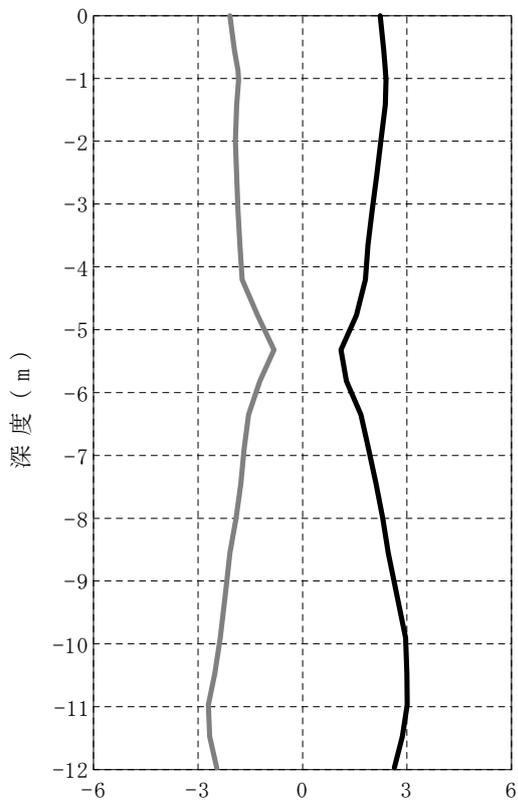
図 3.3.16 橋脚柱部の応答波形 (P1 橋脚基礎, ケース 3)



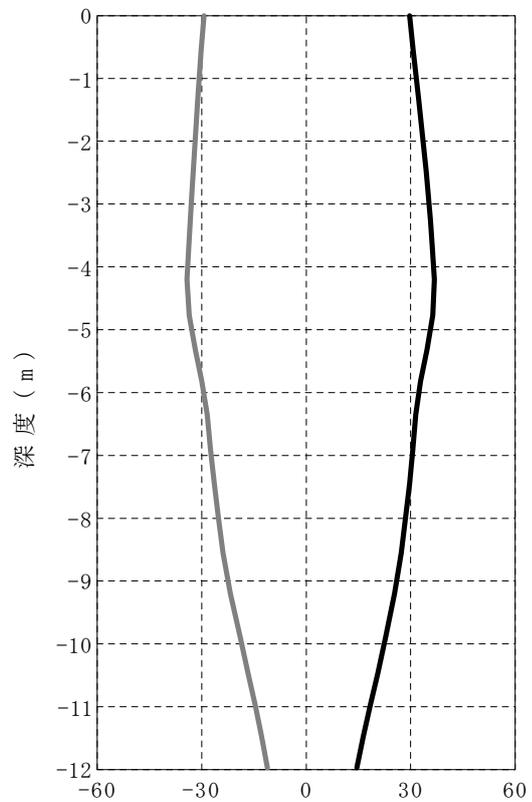
(1) 最大・最小変位分布 (m)



(2) 最大・最小加速度分布 (gal)

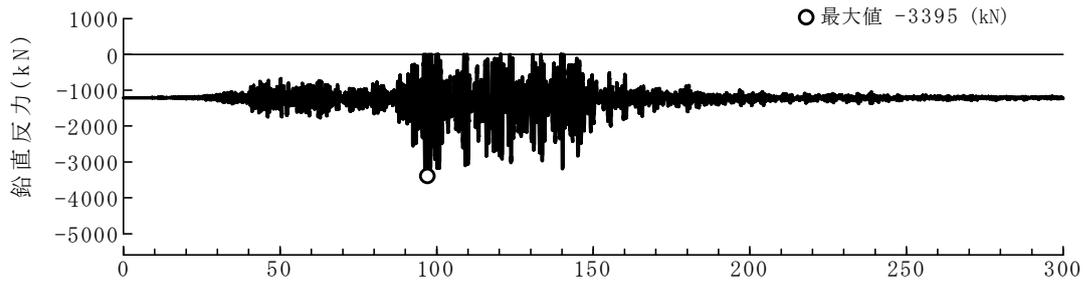


(3) 最大・最小せん断力分布 (MN)

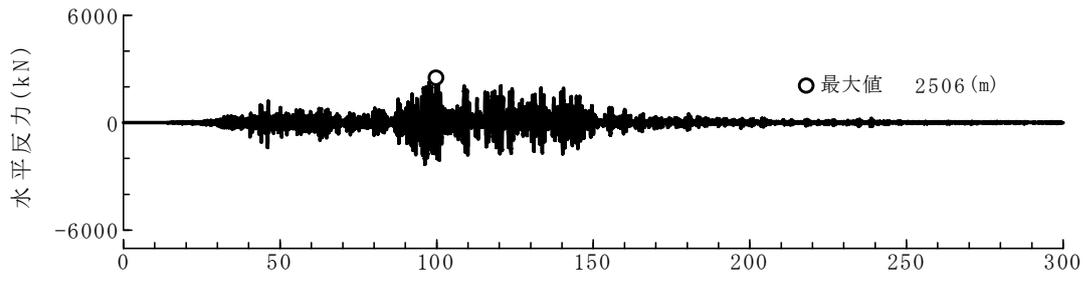


(4) 最大・最小曲げモーメント分布 (MN・m)

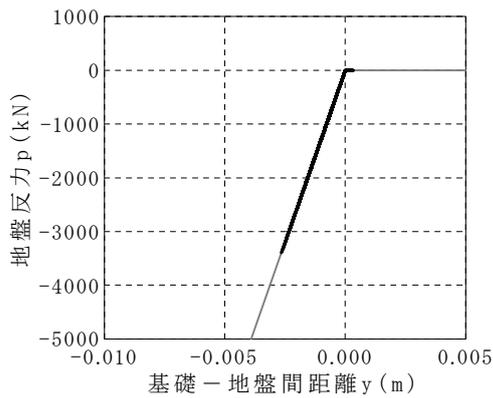
図 3.3.17 ケーソン基礎の変位と断面力の分布 (P1 橋脚基礎, ケース 3)



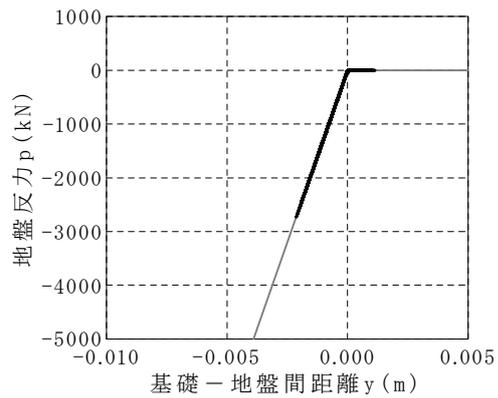
(1) ケーソン基部の鉛直抵抗 (X軸の正側) の時刻歴 (sec)



(2) ケーソン基部の水平抵抗の時刻歴 (sec)

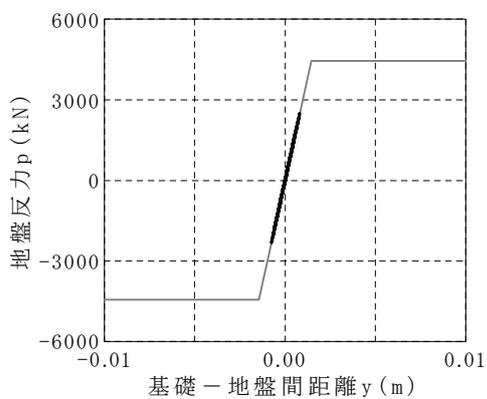


(a) X座標の正側



(b) X座標の負側

(3) ケーソン基部の鉛直抵抗の履歴応答



(4) ケーソン基部の
水平抵抗の履歴応答

図 3.3.18 基礎-地盤間ばね(基礎底面の鉛直・水平抵抗)の応答波形と履歴
(P1 橋脚基礎, ケース 3)

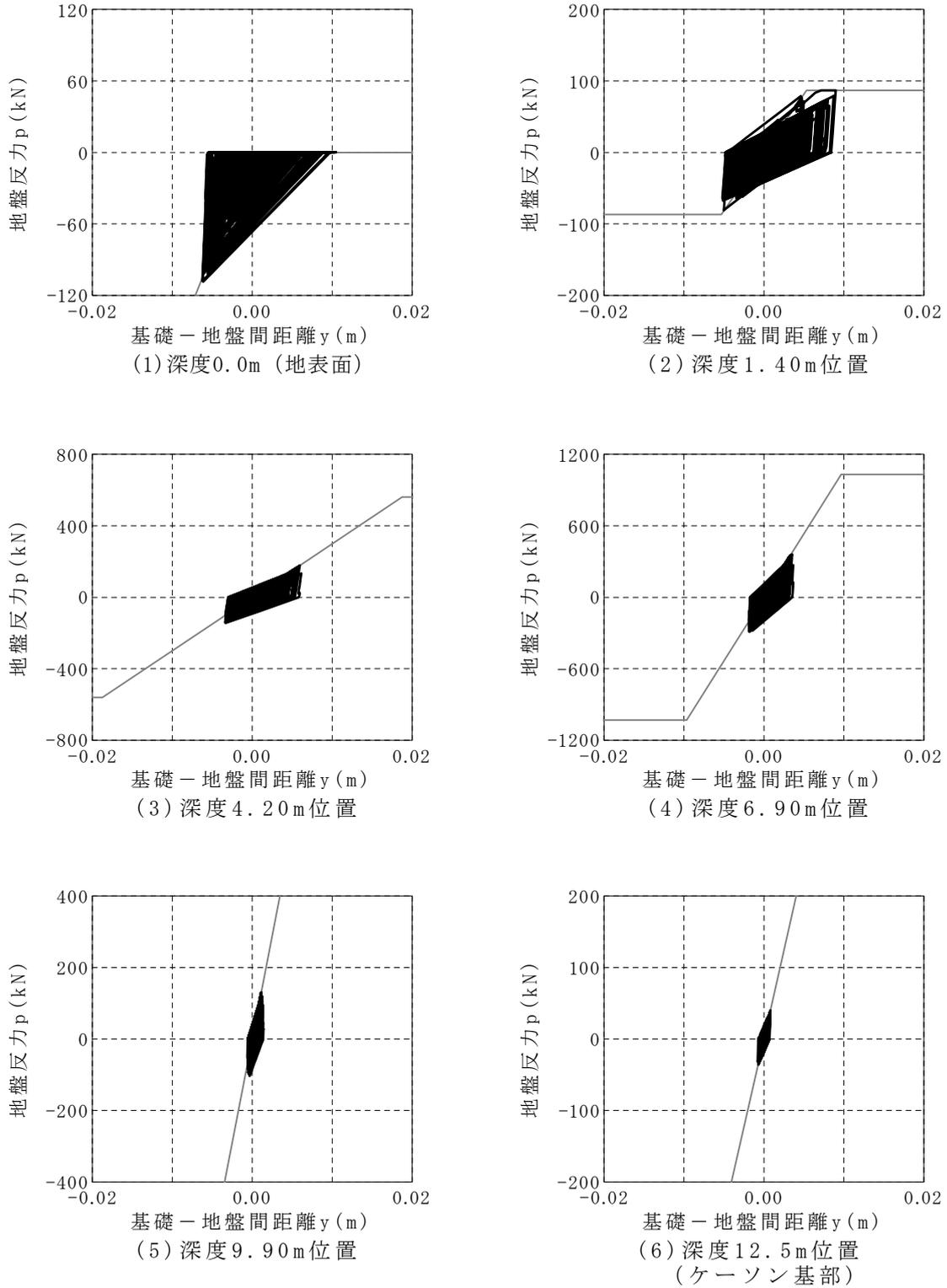
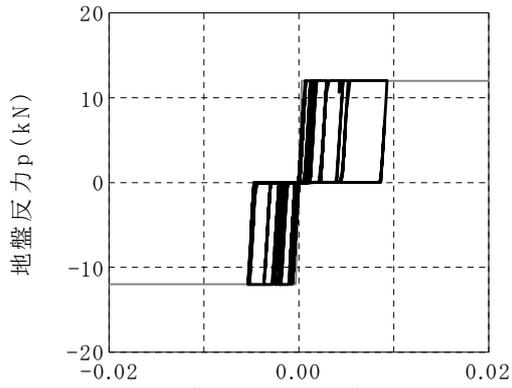
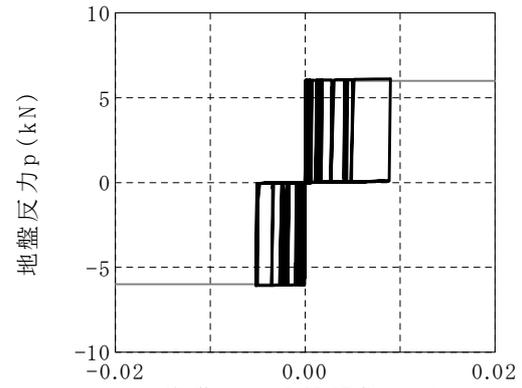


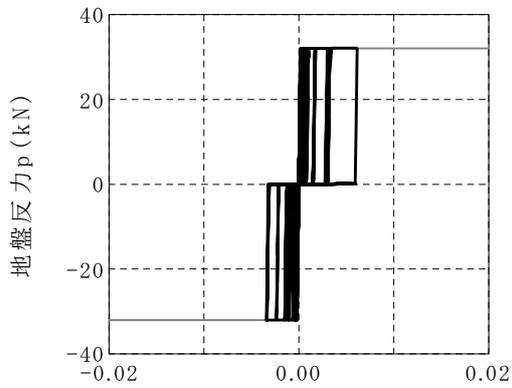
図 3.3.19 基礎 - 地盤間ばね (基礎前面の水平抵抗) の履歴 (P1 橋脚基礎, ケース 3)



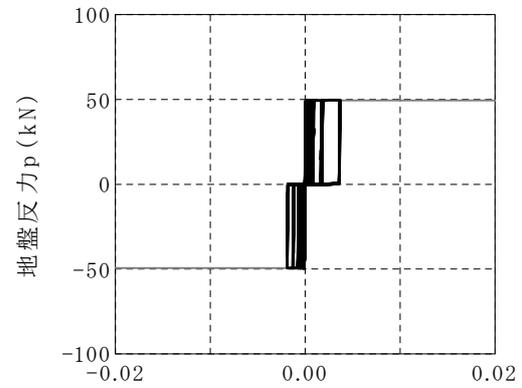
(1) 深度1.10m位置



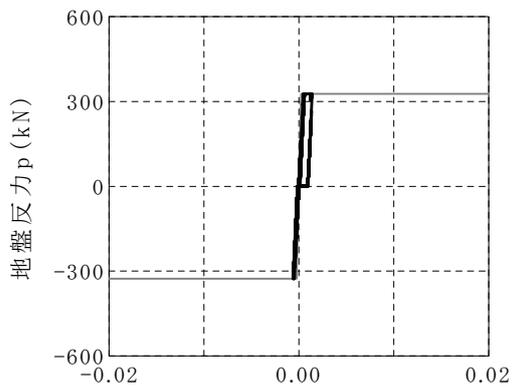
(2) 深度1.40m位置



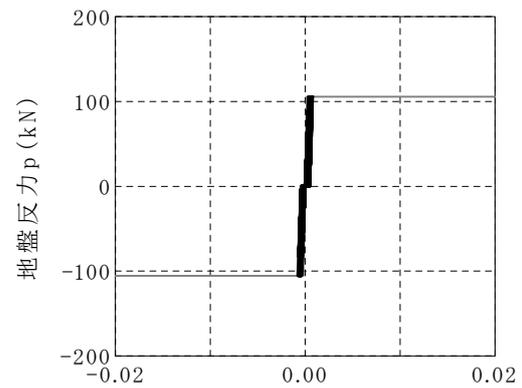
(3) 深度4.20m位置



(4) 深度6.90m位置



(5) 深度9.90m位置



(6) 深度12.5m位置
(ケーソン基部)

図 3.3.20 基礎—地盤間ばね（基礎側面の水平抵抗）の履歴（P1 橋脚基礎，ケース 3）

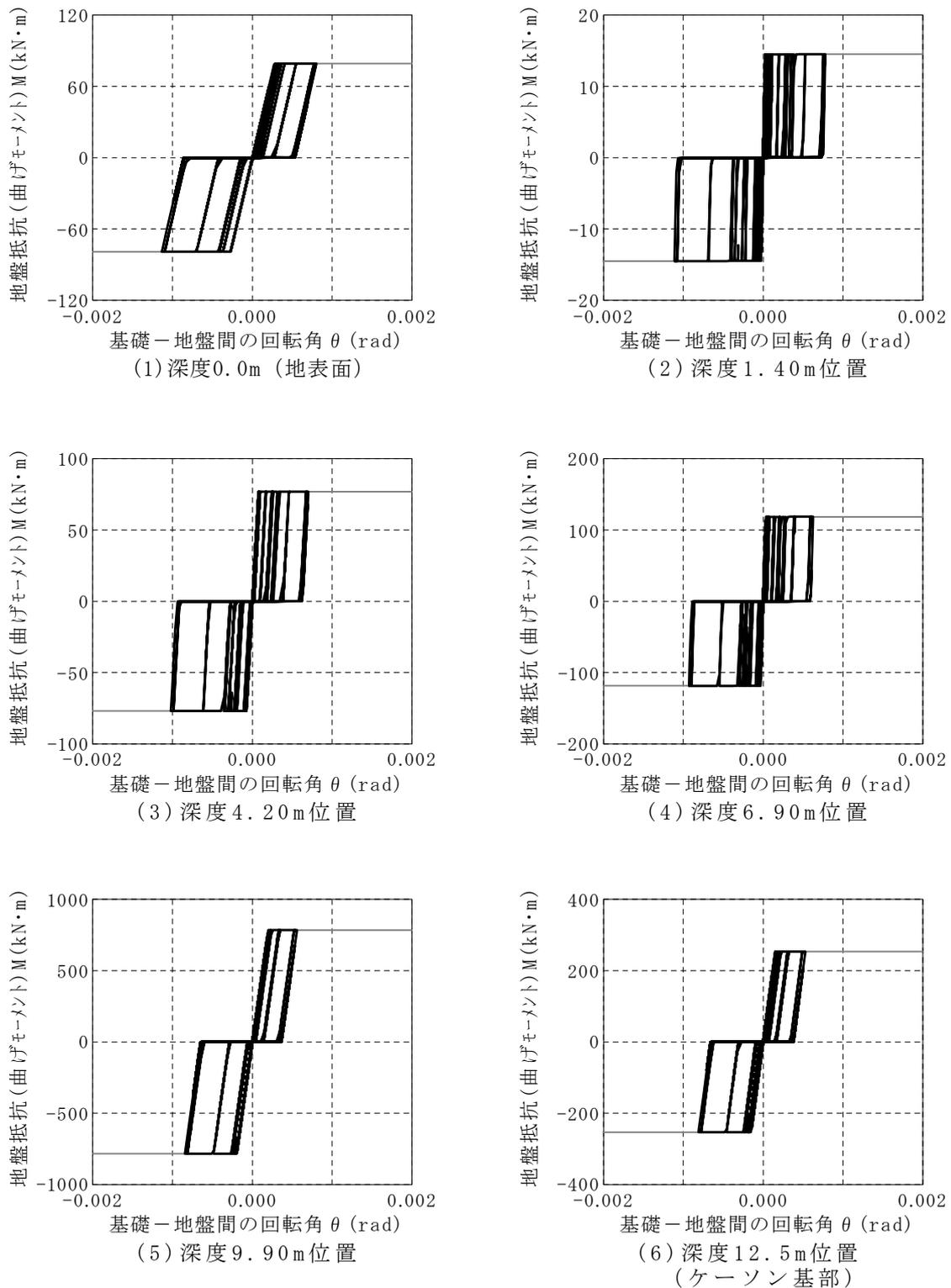
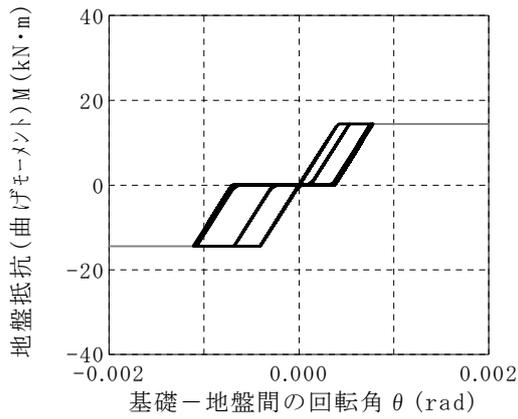
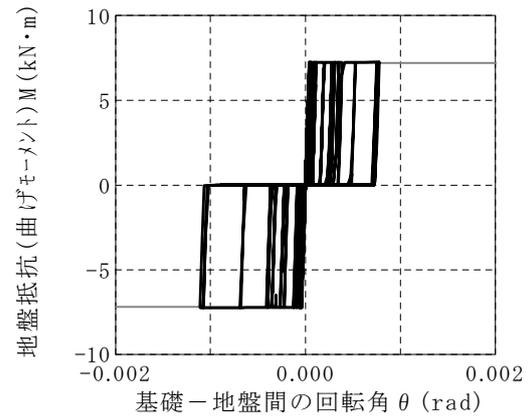


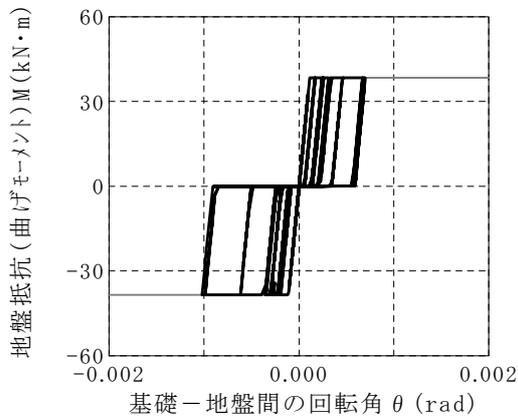
図 3.3.21 基礎-地盤間ばね（基礎前背面の鉛直抵抗）の履歴（P1 橋脚基礎，ケース 3）



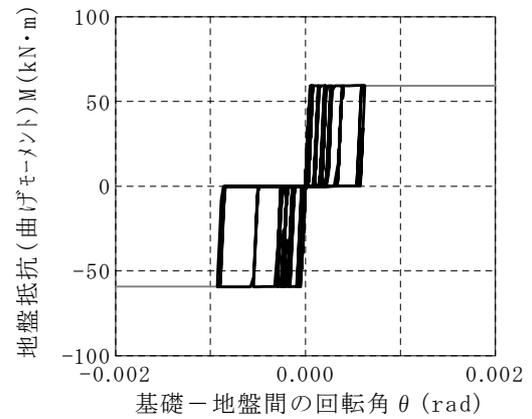
(1) 深度1.10m位置



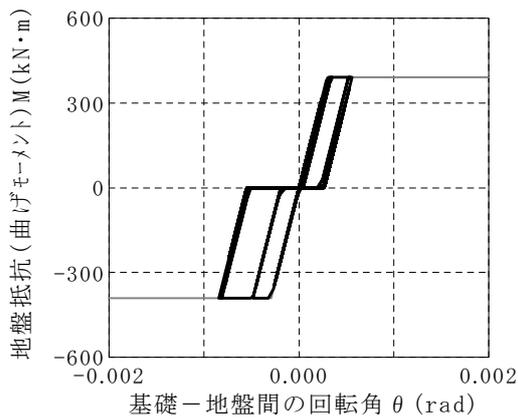
(2) 深度1.40m位置



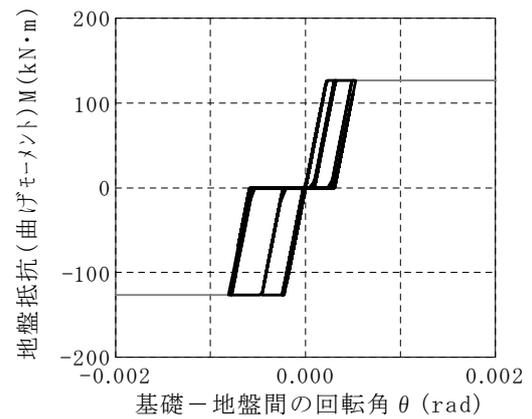
(3) 深度4.20m位置



(4) 深度6.90m位置

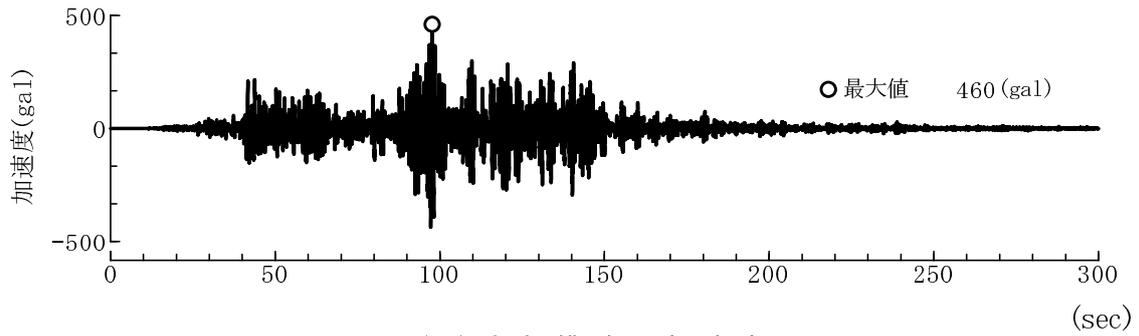


(5) 深度9.90m位置

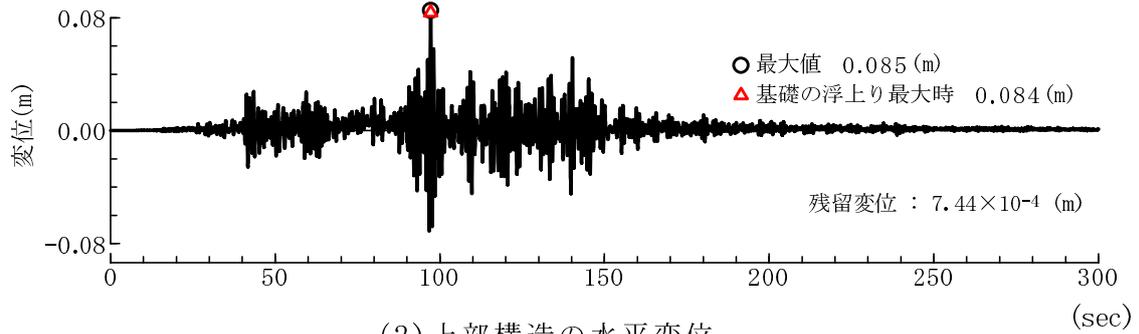


(6) 深度12.5m位置
(ケーソン基部)

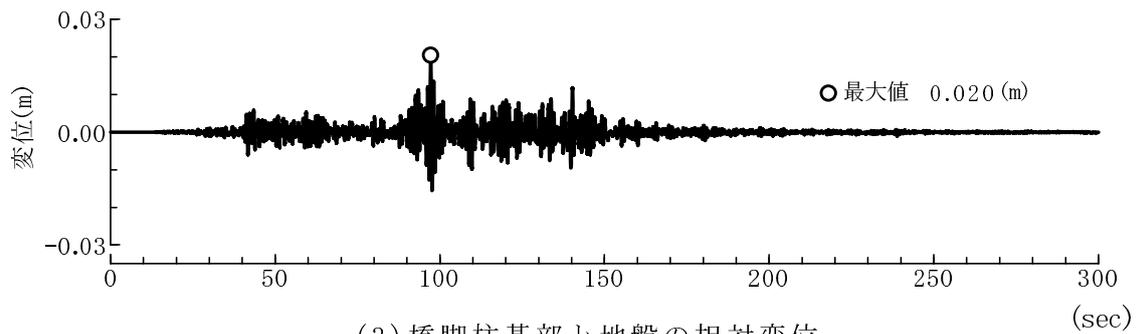
図 3.3.22 基礎-地盤間ばね(基礎側面の鉛直抵抗)の履歴(P1橋脚基礎, ケース3)



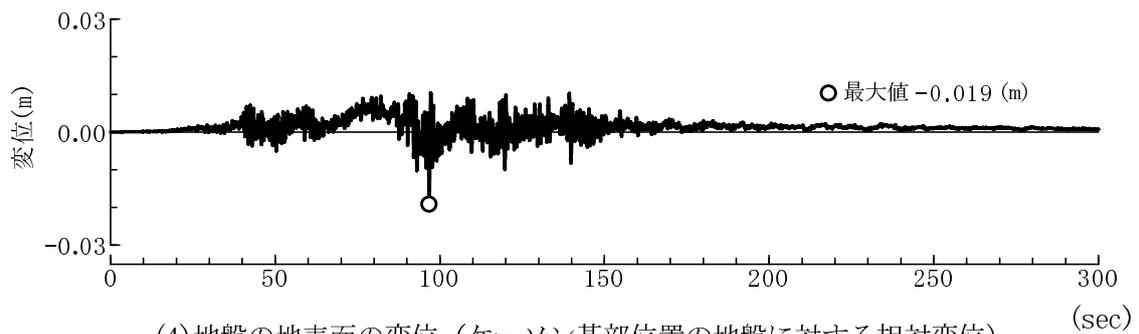
(1) 上部構造の加速度



(2) 上部構造の水平変位

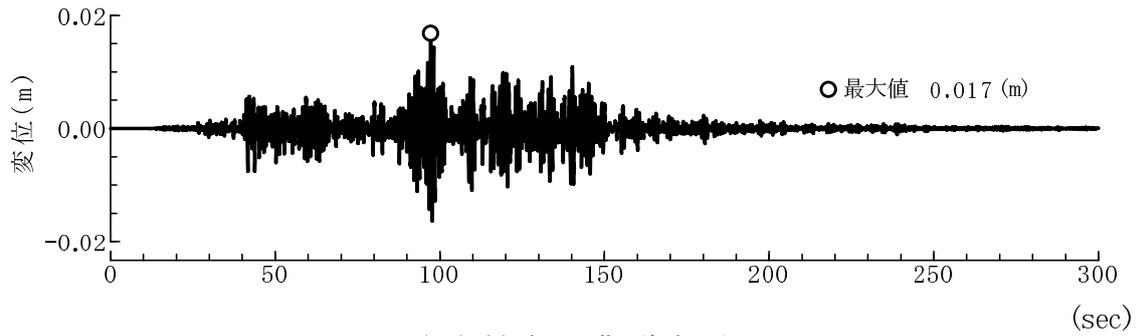


(3) 橋脚柱基部と地盤の相対変位

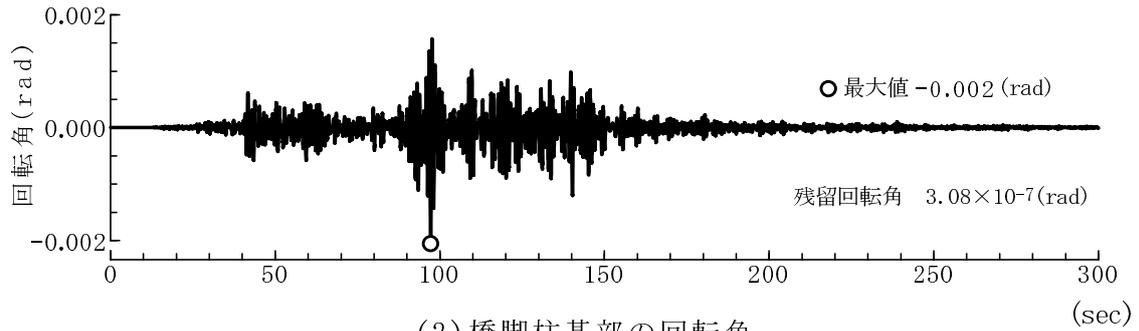


(4) 地盤の地表面の変位 (ケーソン基部位置の地盤に対する相対変位)

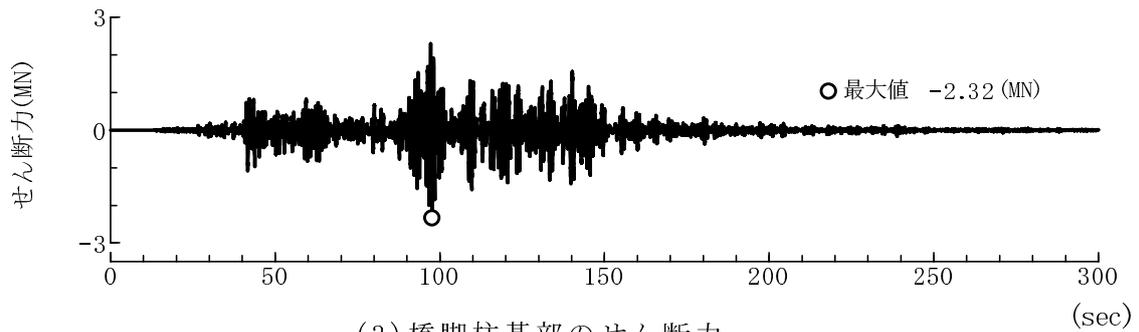
図 3.3.23 上部構造と地盤の応答波形 (P1 橋脚基礎, ケース 4)



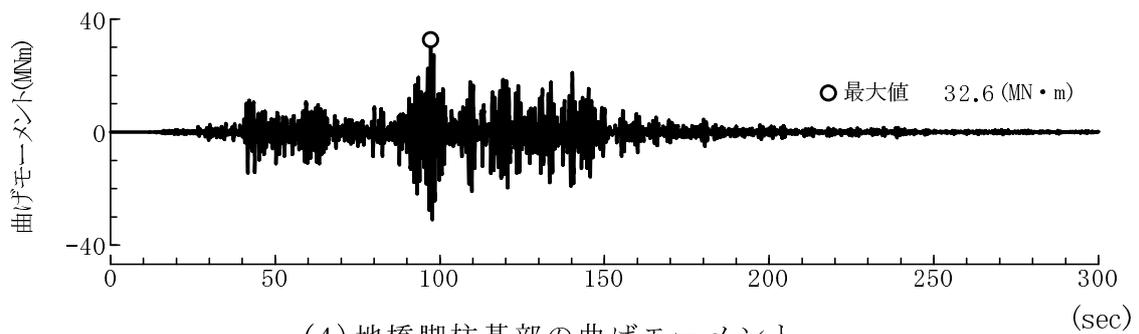
(1) 橋脚の曲げ変形



(2) 橋脚柱基部の回転角

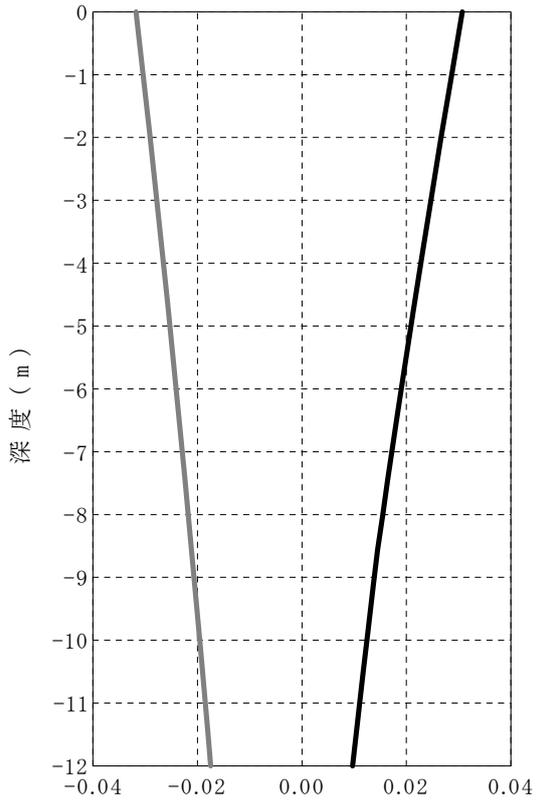


(3) 橋脚柱基部のせん断力

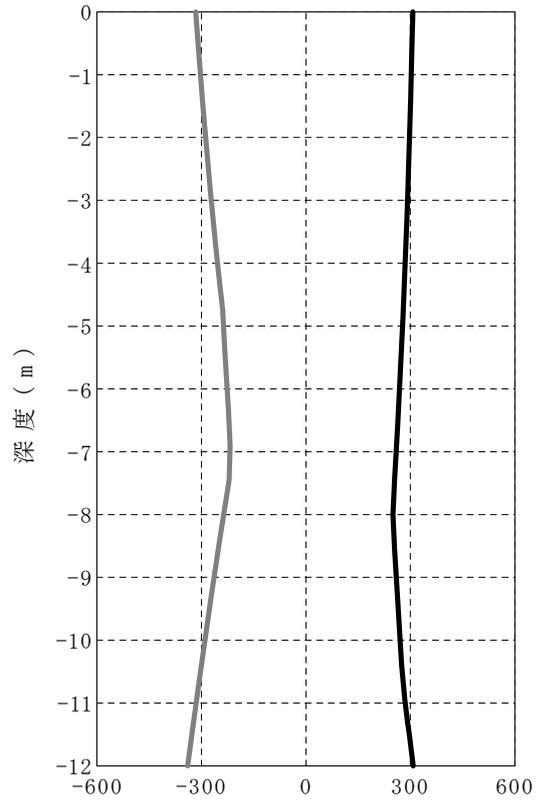


(4) 地橋脚柱基部の曲げモーメント

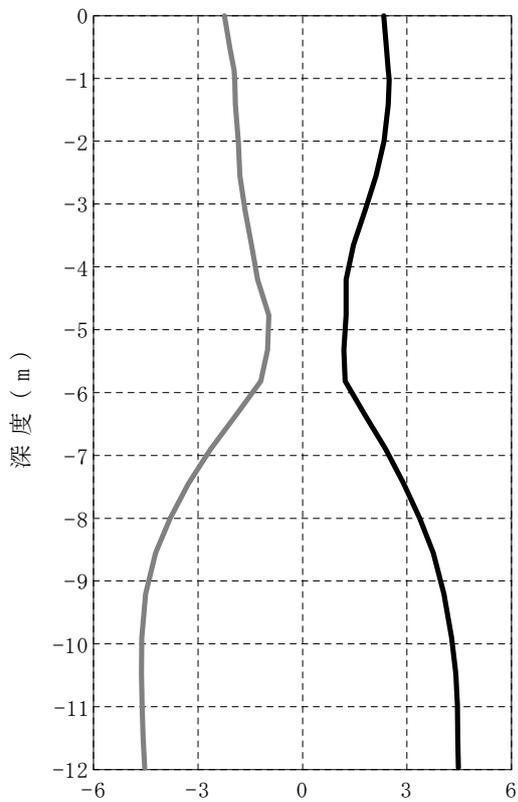
図 3.3.24 橋脚柱部の応答波形 (P1 橋脚基礎, ケース 4)



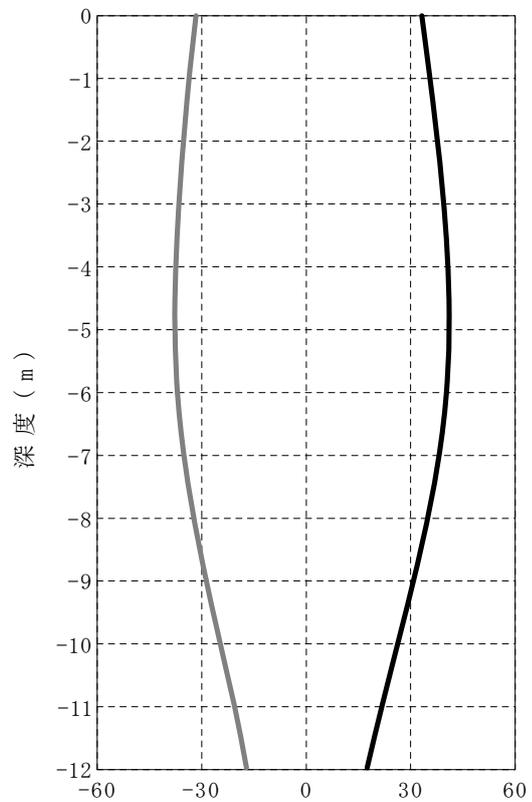
(1) 最大・最小変位分布 (m)



(2) 最大・最小加速度分布 (gal)

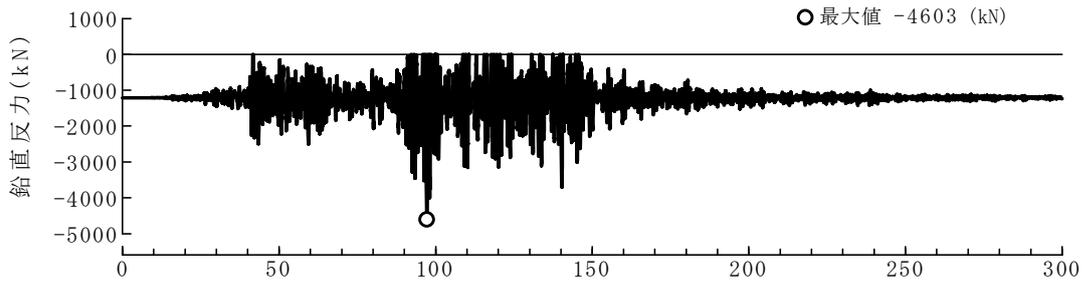


(3) 最大・最小せん断力分布 (MN)

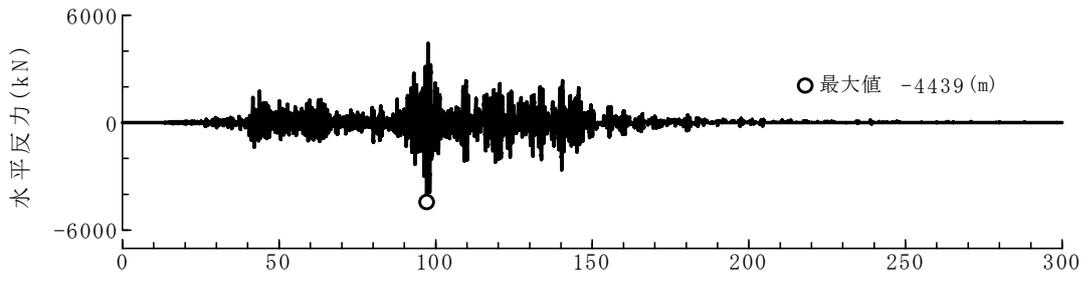


(4) 最大・最小曲げモーメント分布 (MN・m)

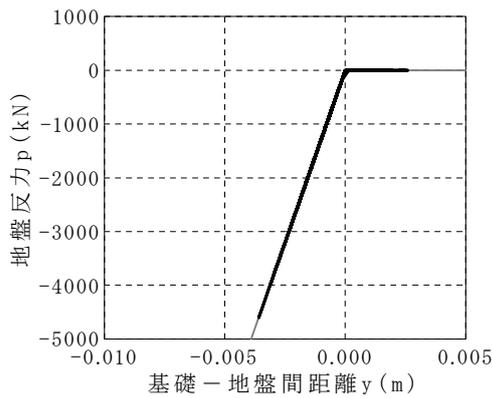
図 3.3.25 ケーソン基礎の変位と断面力の分布 (P1 橋脚基礎, ケース 4)



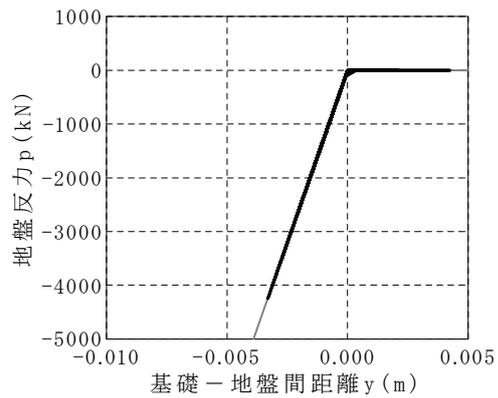
(1) ケーソン基部の鉛直抵抗 (X軸の正側) の時刻歴 (sec)



(2) ケーソン基部の水平抵抗の時刻歴 (sec)

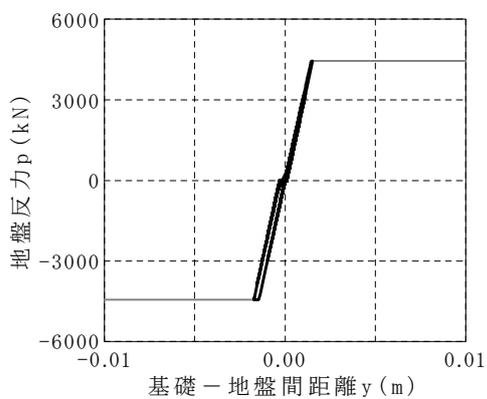


(a) X座標の正側



(b) X座標の負側

(3) ケーソン基部の鉛直抵抗の履歴応答



(4) ケーソン基部の水平抵抗の履歴応答

図 3.3.26 基礎-地盤間ばね(基礎底面の鉛直・水平抵抗)の応答波形と履歴 (P1 橋脚基礎, ケース 4)

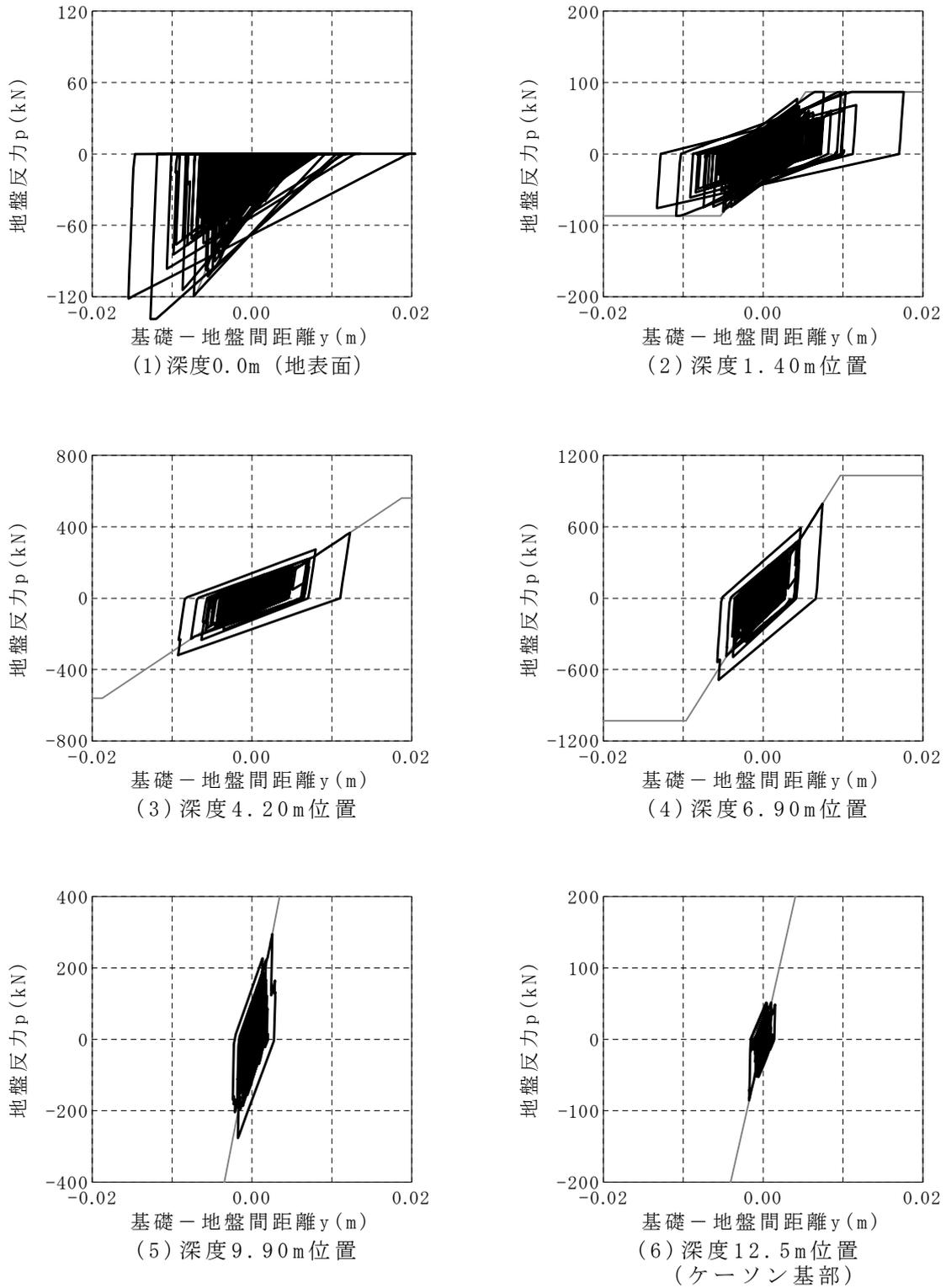


図 3.3.27 基礎-地盤間ばね（基礎前面の水平抵抗）の履歴（P1 橋脚基礎，ケース 4）

(2) P3 橋脚基礎の動的解析結果

P3 橋脚基礎を対象に動的解析を行った結果を示す。

表 3.3.2 に解析ケースを示す。周面摩擦や基礎底面の鉛直抵抗の上限値が残留変位等に影響を与えると考え、基礎底面の鉛直抵抗を 2 通りに変えた場合について、周面摩擦を考慮した場合と無視した場合を検討した。ケース 1 と 2 は基礎底面の鉛直抵抗の上限値を極限支持力度 q_d =静力学公式の値=9470kN/m²とした場合である。ケース 3 と 4 は極限支持力度 q_d =許容鉛直支持力度の上限値 $48D_f \times 1.5$ (地震時) $\times 2$ (安全率) =2304kN/m² (オープンケーソン, 礫混じり砂層→砂層, 有効根入れ長 D_f は橋脚柱部も考慮して地表面からの深さ 16m とした) とした場合である。

図 3.3.28～図 3.3.54 に解析結果を示す。図 3.3.28 は地表面における地震動と加速度応答スペクトル、図 3.3.29 は上部構造と地盤の応答波形、図 3.3.30 は橋脚の応答波形、図 3.3.31 はケーソン基礎の変位・加速度・断面力の最大・最小値分布、図 3.3.32～図 3.3.36 は基礎-地盤間ばねの履歴を示したものである。

基礎底面の鉛直ばねは、押し込み側で上限値に達しなかったため、ケース 1 と 3, ケース 2 と 4 の間に違いは見られなかった。周面摩擦を考慮したケース 1 と無視したケース 2 を比べると、上部構造の水平変位はケース 2 の方が 1.2 倍程度に大きくなったが、残留変位はそれほど変わらなかった。基礎-地盤間ばねの履歴を見ると、基礎底面の浮き上がり量や基礎底面の水平抵抗の違いは P1 橋脚ほど大きくなかった。

応答値は以下のような傾向となっている。

① 周辺地盤の応答について

- ・自由地盤の地表面の変位は 2cm 程度である。

② 構造物に生じる変位について

- ・P3 橋脚基礎は、地震後における橋脚の傾斜等の変状は観測されていない。残留変位の解析値もわずかである。

③ 構造物（ケーソン基礎, 橋脚）の断面力について

- ・橋脚は初降伏曲げモーメント 37.0MN・m やせん断耐力 9.4MN に対して余裕がある。

④ 基礎-地盤間ばねについて

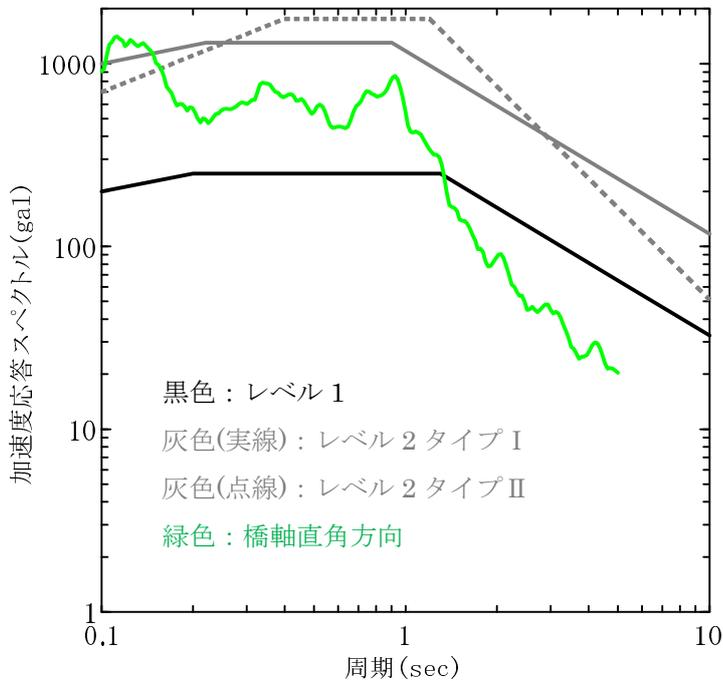
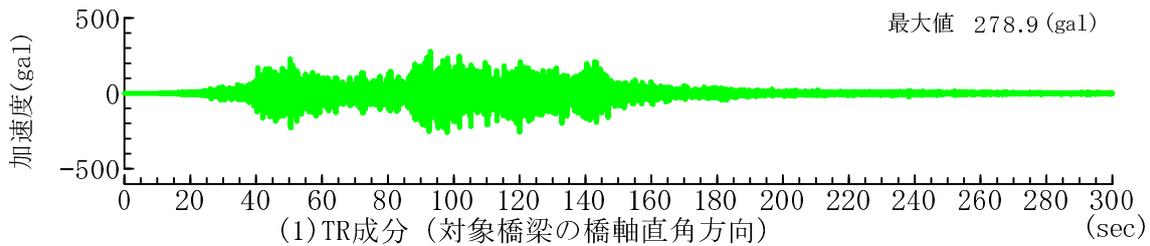
- ・ケーソン前面の水平抵抗は、上限値に達していない。
- ・ケーソン底面の鉛直抵抗は、押し込み側は上限値に達していないが、わずかに浮き上がりが生じた。
- ・ケーソン底面の水平抵抗は、ケース 1 もケース 2 も上限値に達していない。
- ・ケーソン側面の水平抵抗や前背面および側面の鉛直抵抗（周面摩擦のばね）は、上限値に達している。

⑤ 橋梁の挙動を支配するイベント点

- ・ケーソン底面が浮き上がる時刻を上部構造の変位波形にプロットした。ケーソン底面の浮き上がりが最大となる時刻は、上部構造の変位が最大となる時刻とほぼ同時刻であった。

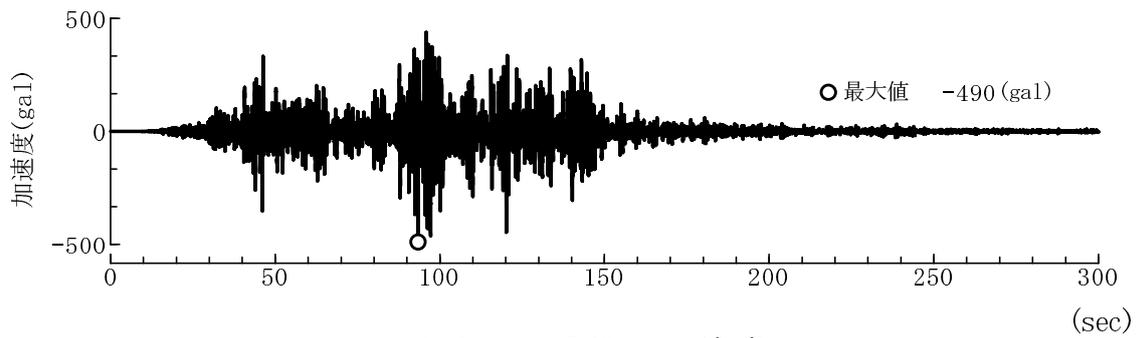
表 3.3.2 解析ケース (P3 橋脚基礎)

橋脚	ケース	周面摩擦 kSHD, kSVB, kSVD	基礎底面の鉛直抵抗 kv
P3	1	考慮	q _d =静力学公式の値
	2	無視	
	3	考慮	q _d =48D _f ×3
	4	無視	

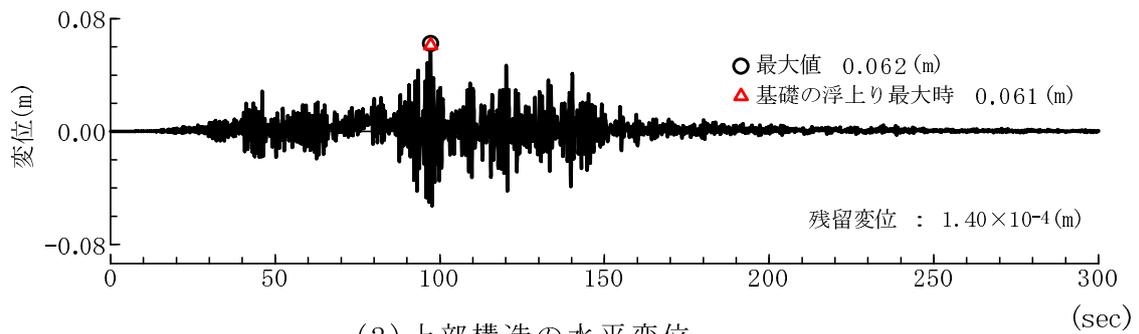


(2) 加速度応答スペクトル

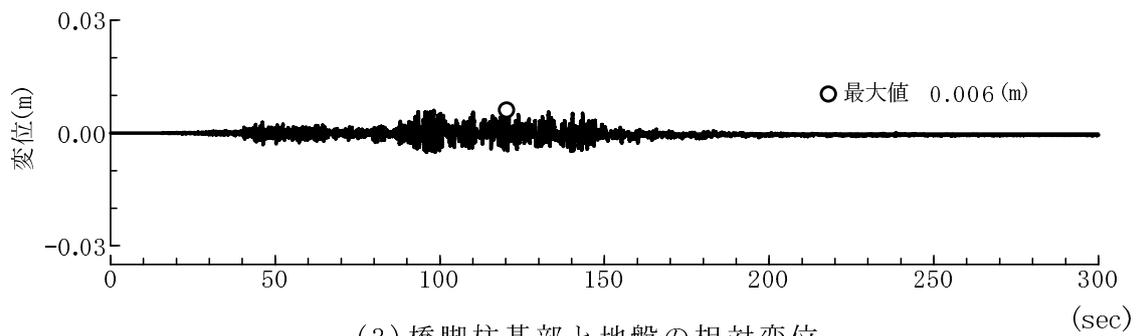
図 3.3.28 地表面における地震動と加速度応答スペクトル (P3 橋脚基礎)



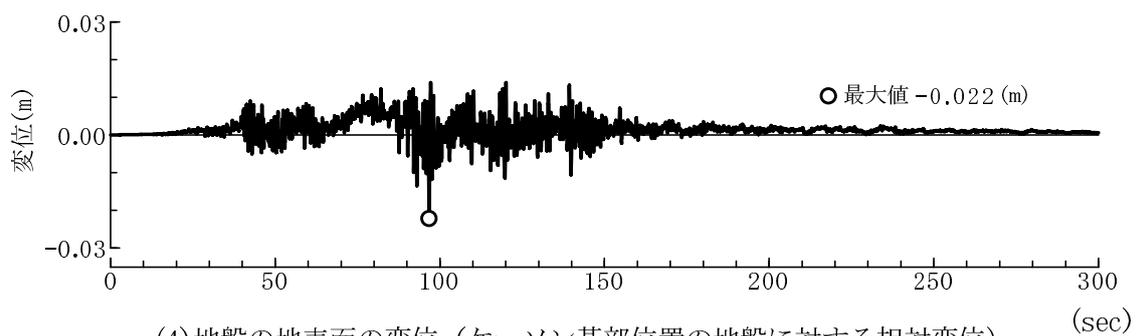
(1) 上部構造の加速度



(2) 上部構造の水平変位



(3) 橋脚柱基部と地盤の相対変位



(4) 地盤の地表面の変位 (ケーソン基部位置の地盤に対する相対変位)

図 3.3.29 上部構造と地盤の応答波形 (P3 橋脚基礎, ケース 1)

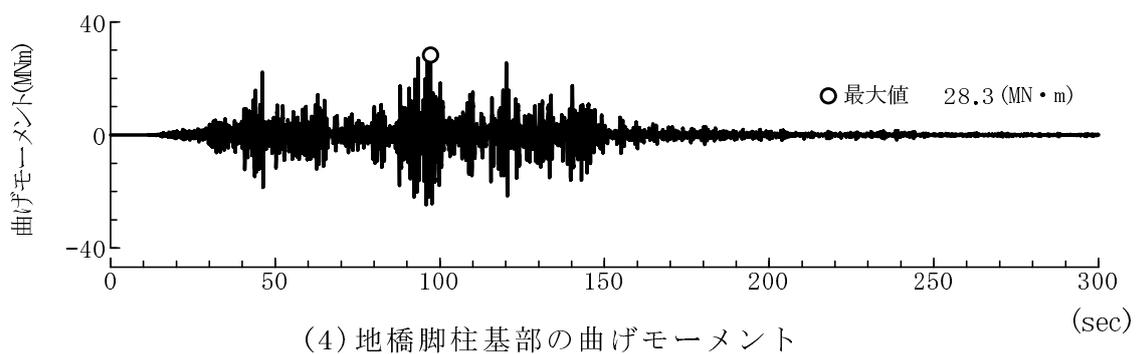
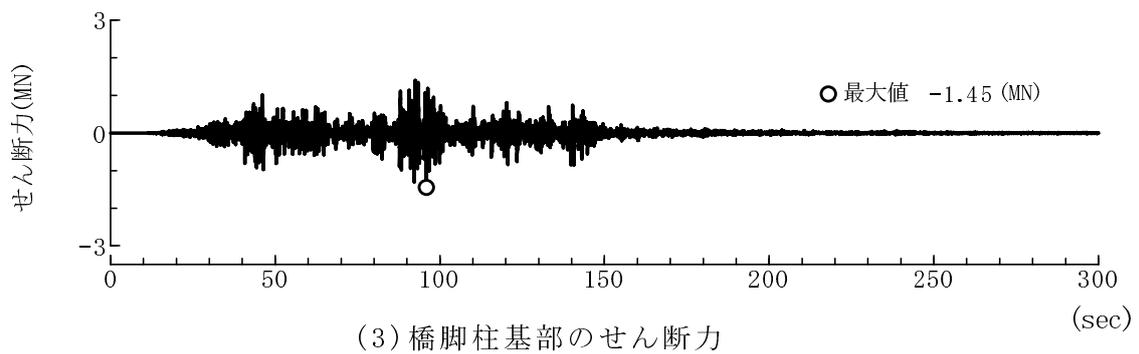
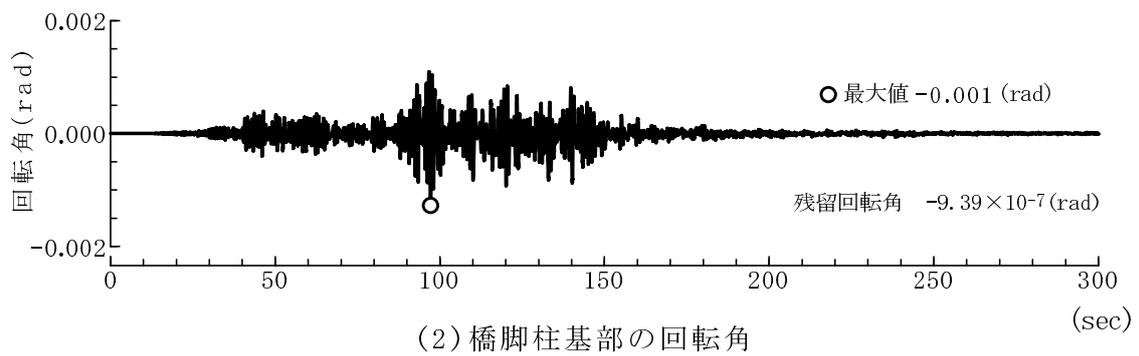
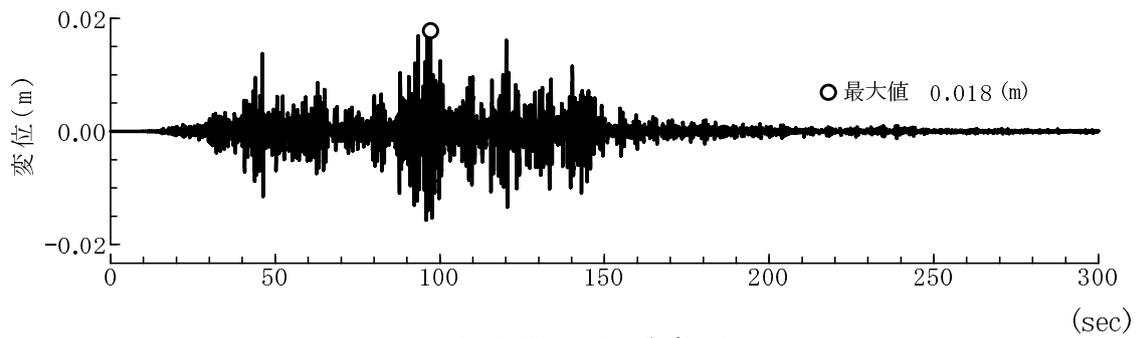
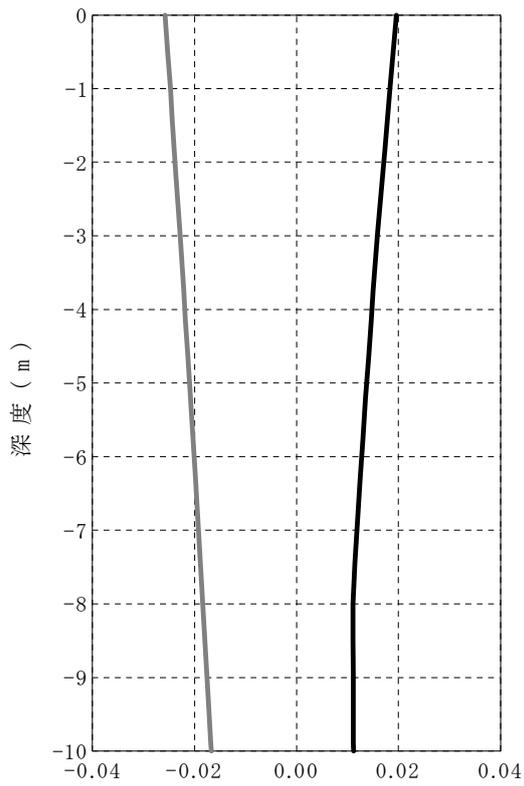
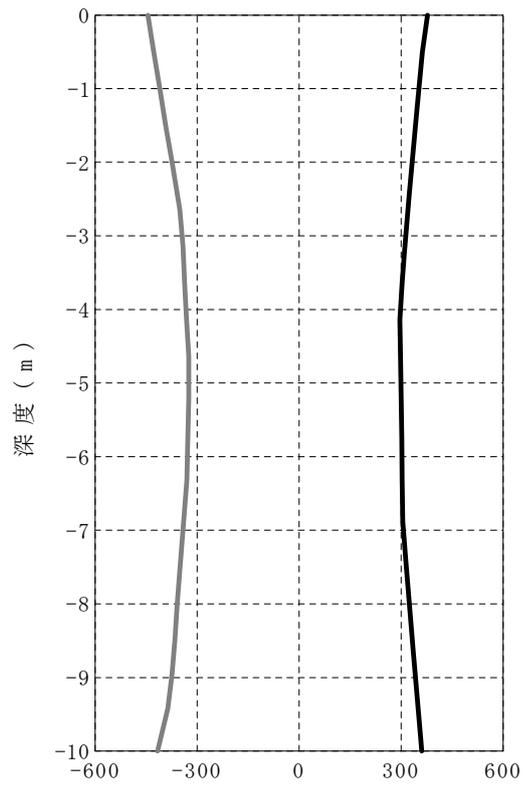


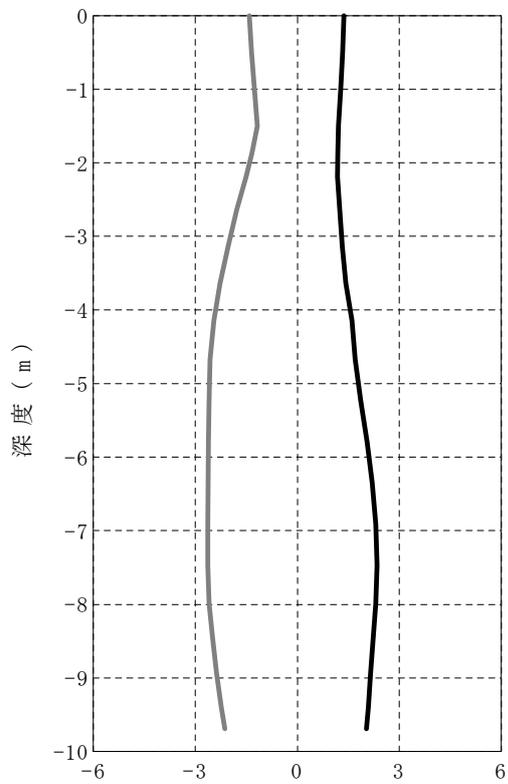
図 3.3.30 橋脚柱部の応答波形 (P3 橋脚基礎, ケース 1)



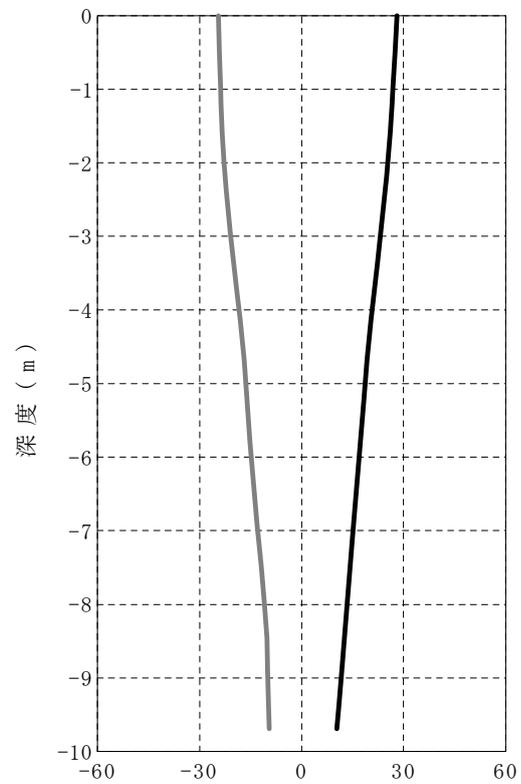
(1) 最大・最小変位分布(m)



(2) 最大・最小加速度分布(gal)

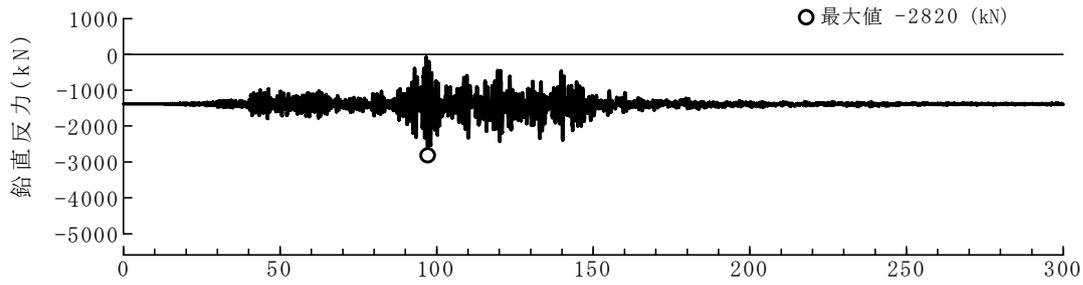


(3) 最大・最小せん断力分布(MN)

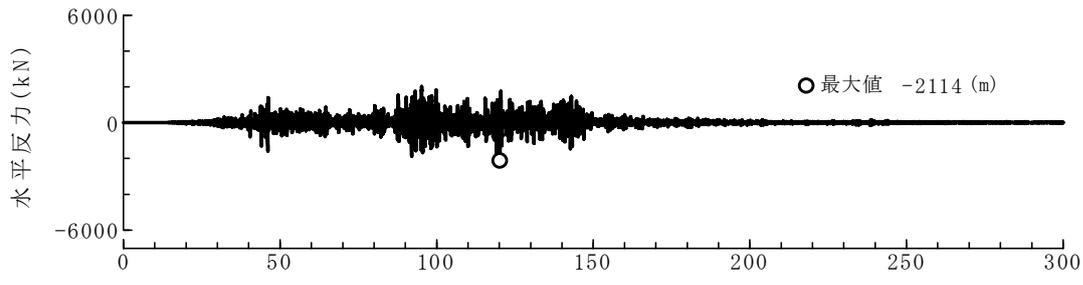


(4) 最大・最小曲げモーメント分布(MN・m)

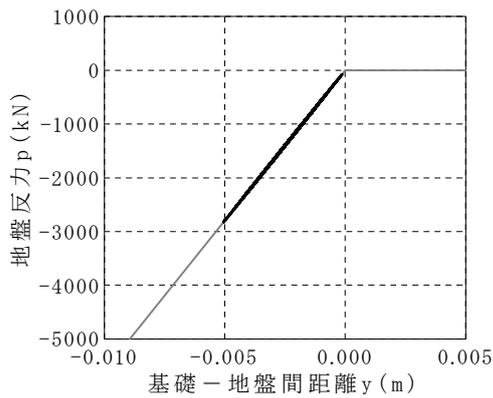
図 3.3.31 ケーソン基礎の変位と断面力の分布 (P3 橋脚基礎, ケース 1)



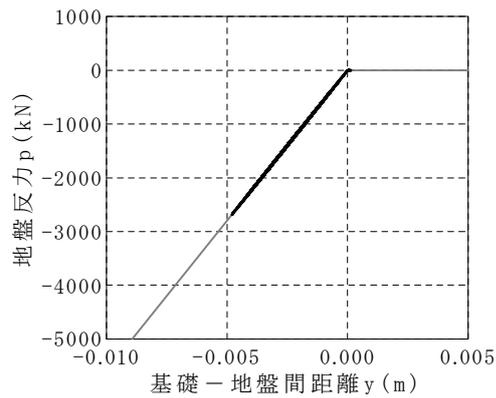
(1) ケーソン基部の鉛直抵抗 (X軸の正側) の時刻歴 (sec)



(2) ケーソン基部の水平抵抗の時刻歴 (sec)

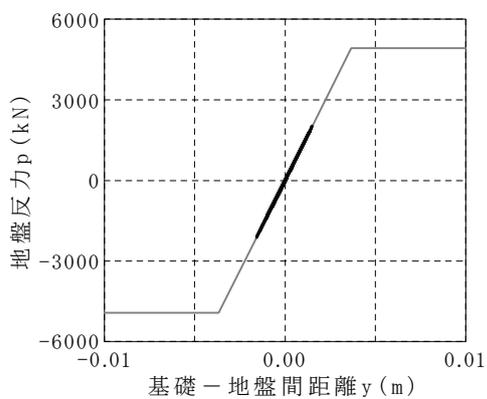


(a) X座標の正側



(b) X座標の負側

(3) ケーソン基部の鉛直抵抗の履歴応答



(4) ケーソン基部の水平抵抗の履歴応答

図 3.3.32 基礎-地盤間ばね(基礎底面の鉛直・水平抵抗)の応答波形と履歴 (P3 橋脚基礎, ケース 1)

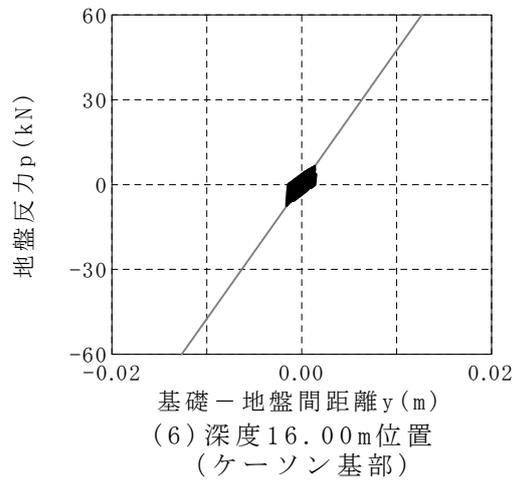
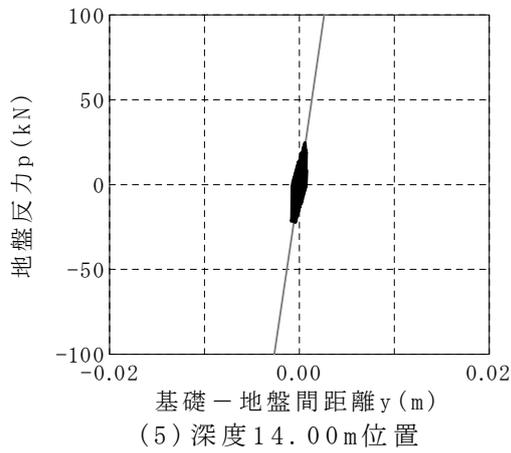
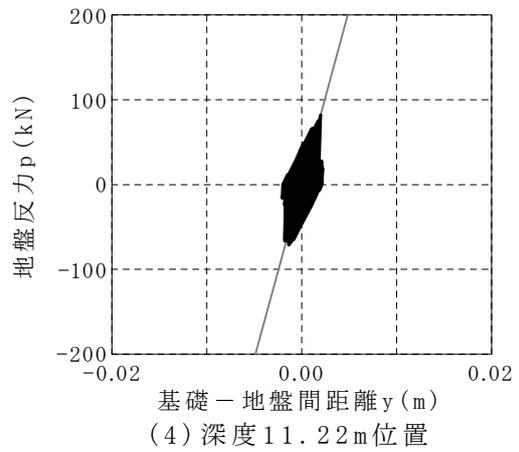
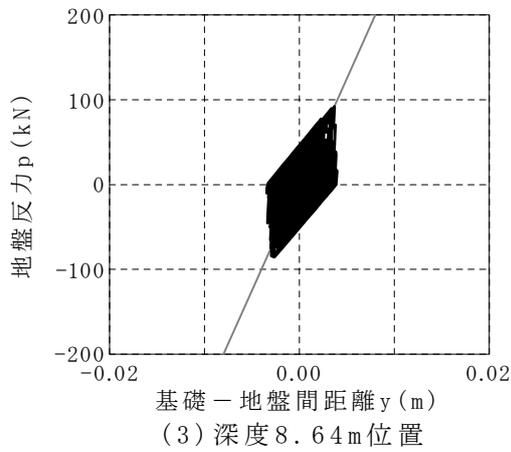
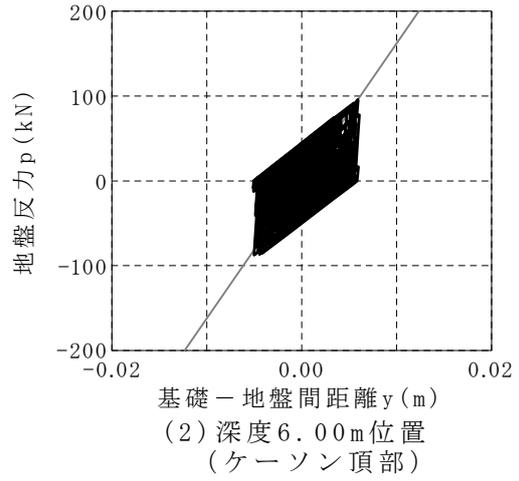
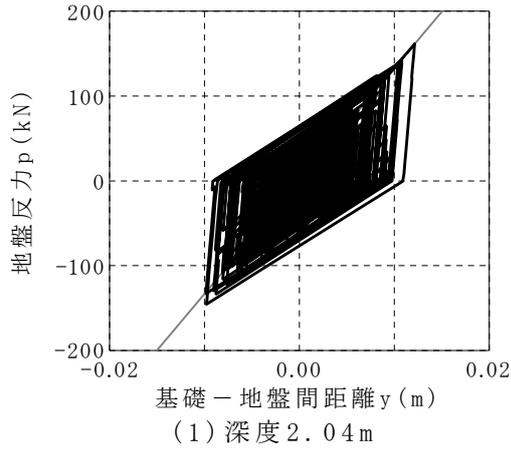


図 3.3.33 基礎-地盤間ばね（基礎前面の水平抵抗）の履歴（P3 橋脚基礎，ケース 1）

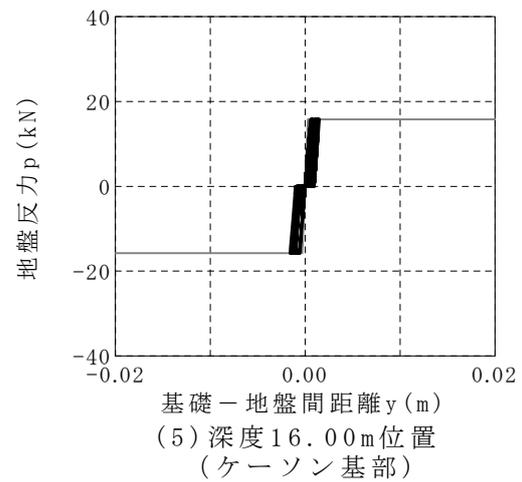
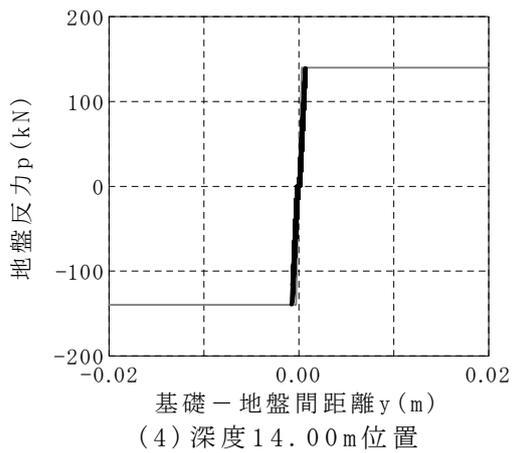
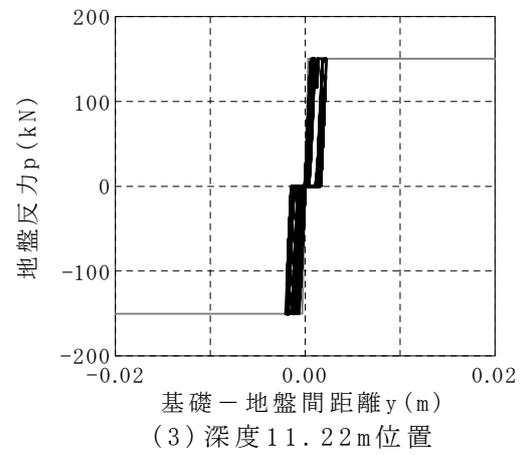
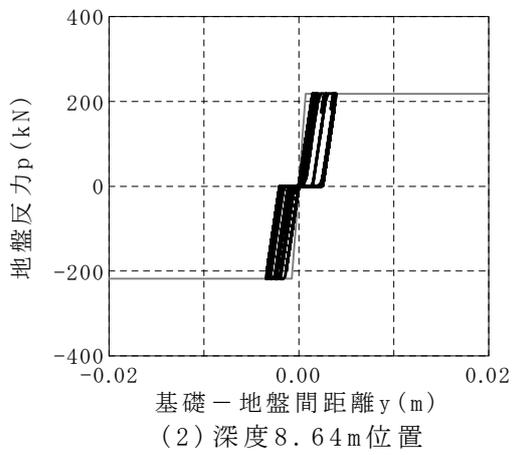
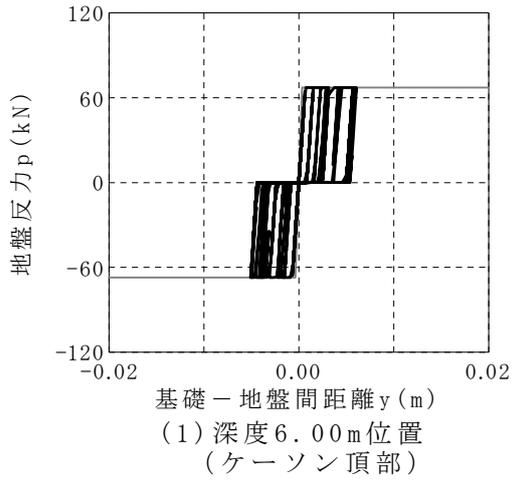
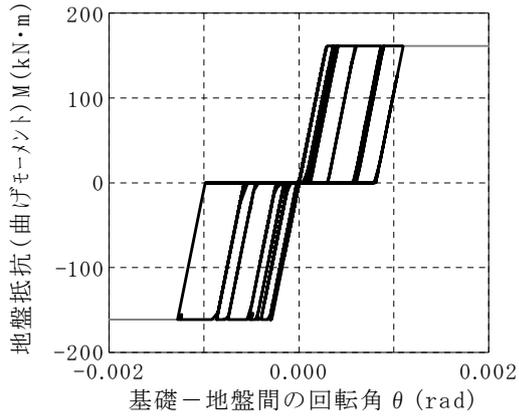
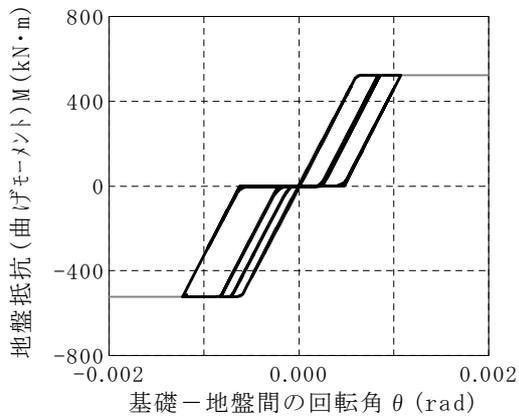


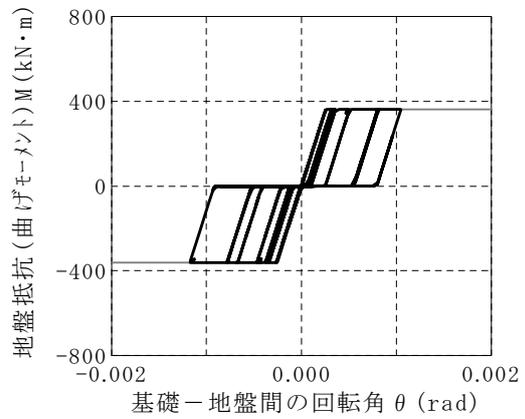
図 3.3.34 基礎-地盤間ばね (基礎側面の水平抵抗) の履歴 (P3 橋脚基礎, ケース 1)



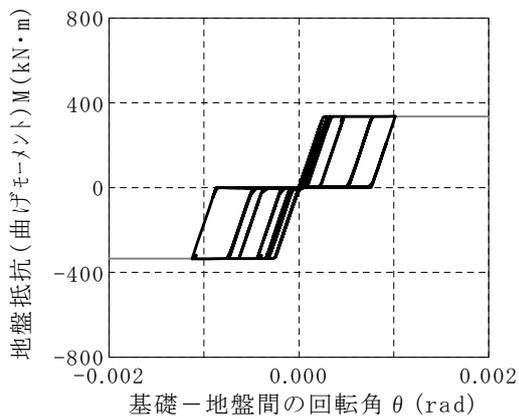
(1) 深度6.00m位置
(ケーソン頂部)



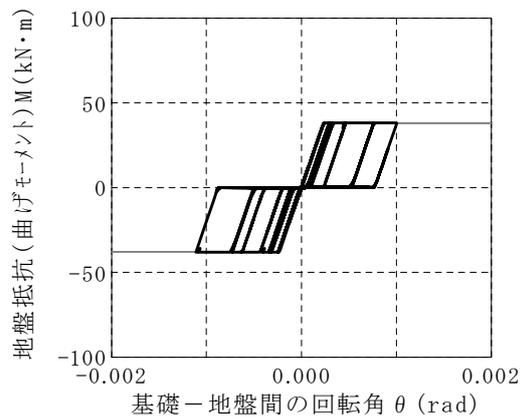
(2) 深度8.64m位置



(3) 深度11.22m位置



(4) 深度14.00m位置



(5) 深度16.00m位置
(ケーソン基部)

図 3.3.35 基礎-地盤間ばね(基礎前背面の鉛直抵抗)の履歴(P3橋脚基礎, ケース1)

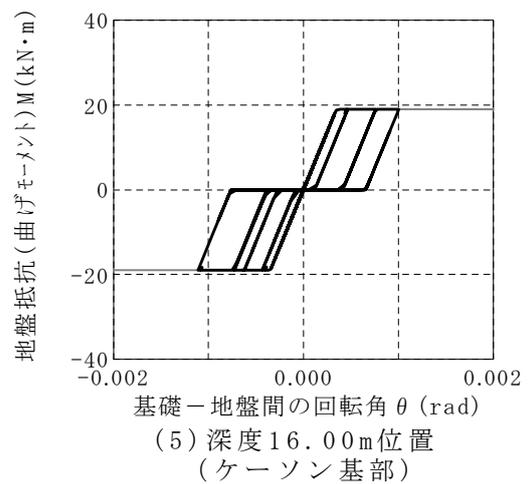
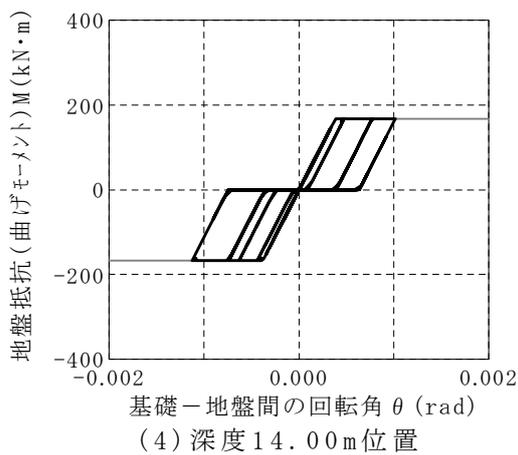
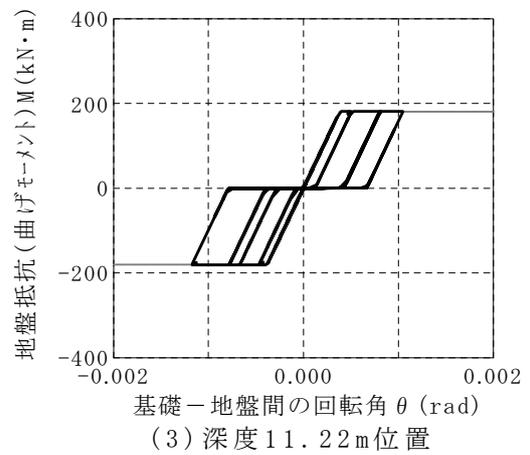
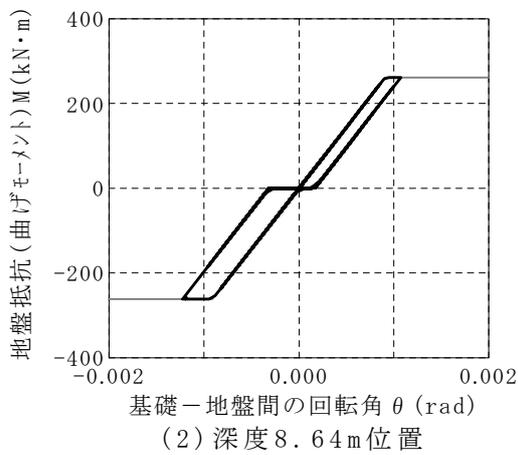
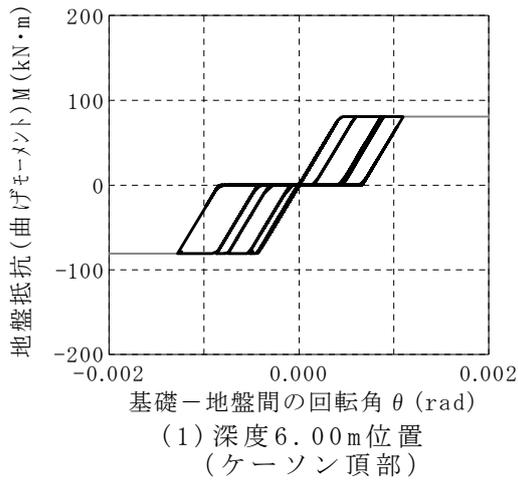
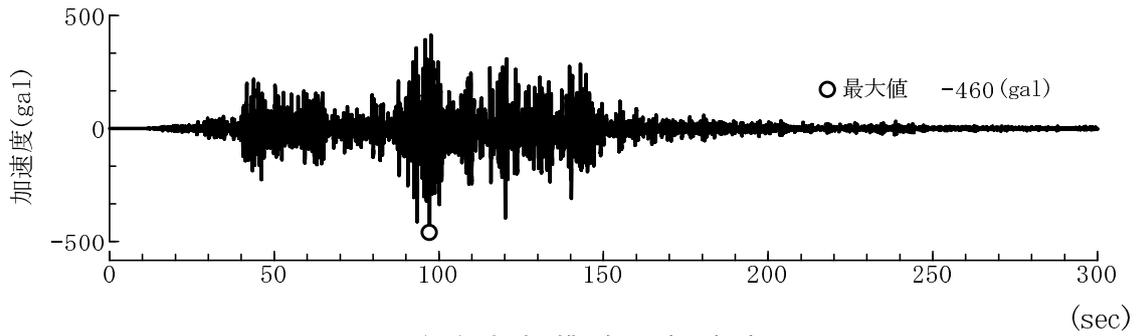
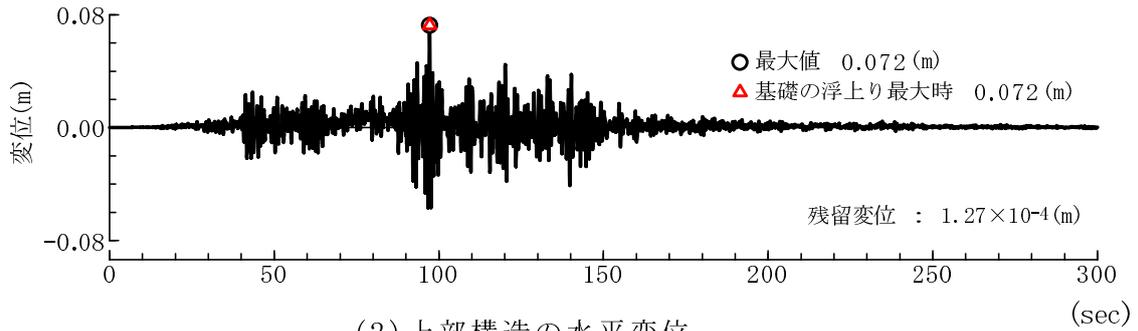


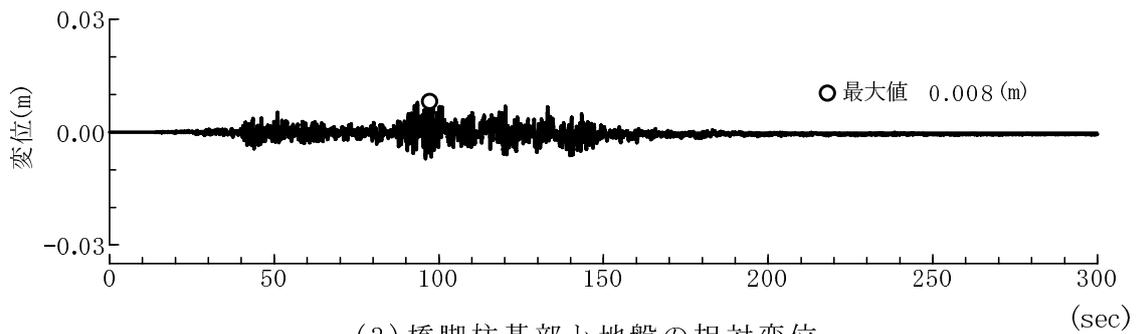
図 3.3.36 基礎-地盤間ばね (基礎側面の鉛直抵抗) の履歴 (P3 橋脚基礎, ケース 1)



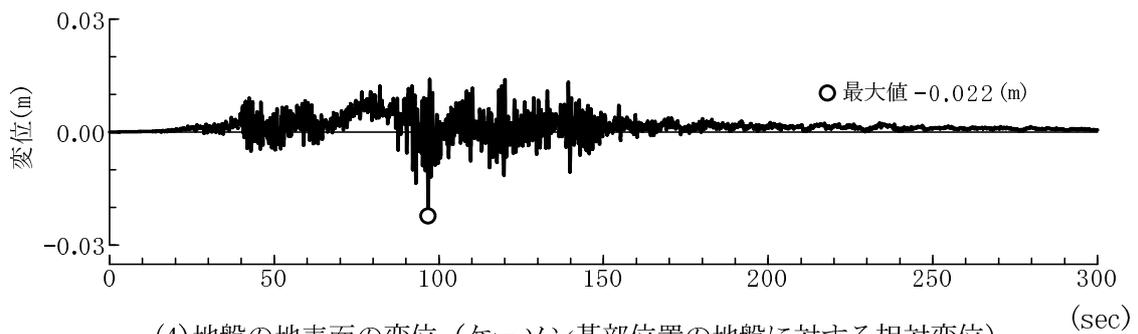
(1) 上部構造の加速度



(2) 上部構造の水平変位

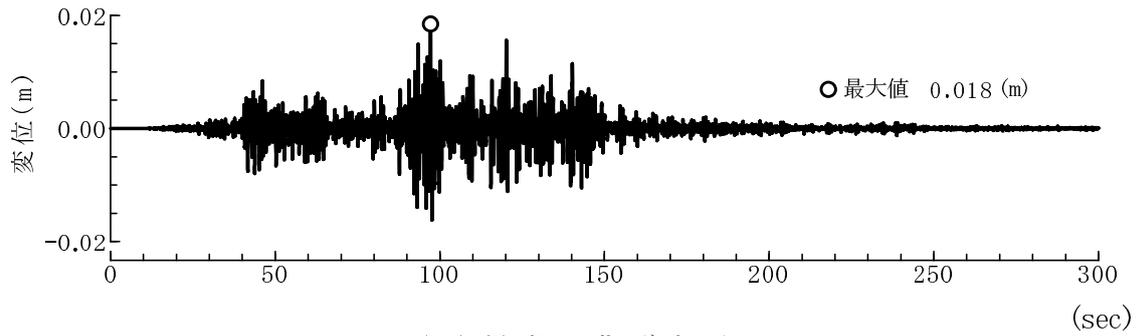


(3) 橋脚柱基部と地盤の相対変位

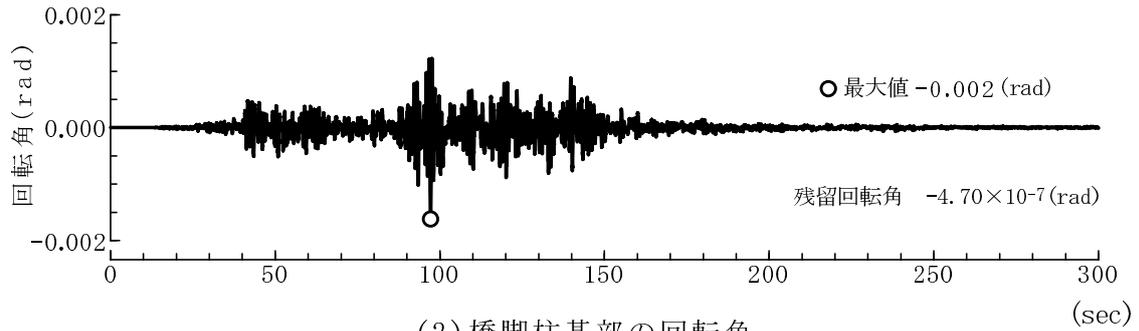


(4) 地盤の地表面の変位 (ケーソン基部位置の地盤に対する相対変位)

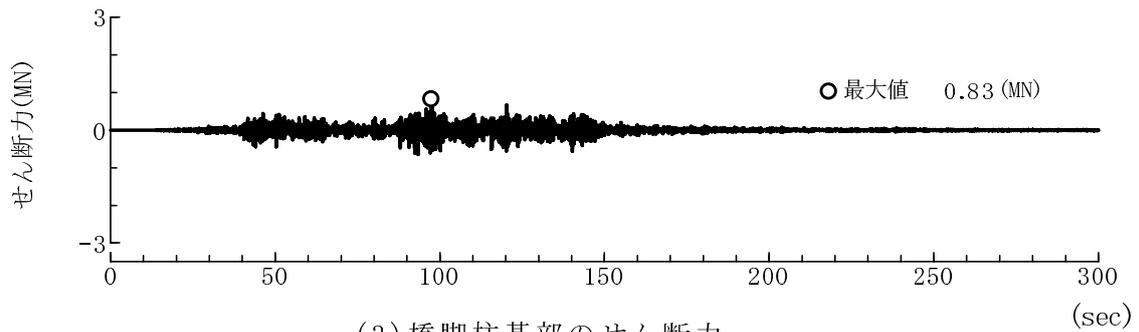
図 3.3.37 上部構造と地盤の応答波形 (P3 橋脚基礎, ケース 2)



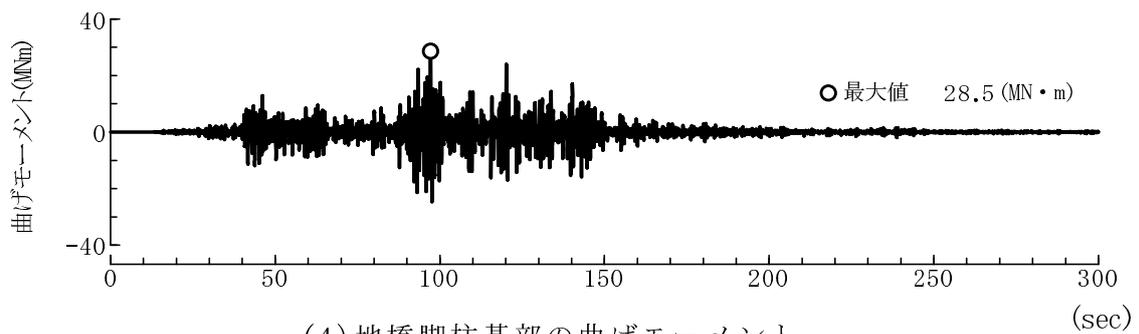
(1) 橋脚の曲げ変形



(2) 橋脚柱基部の回転角

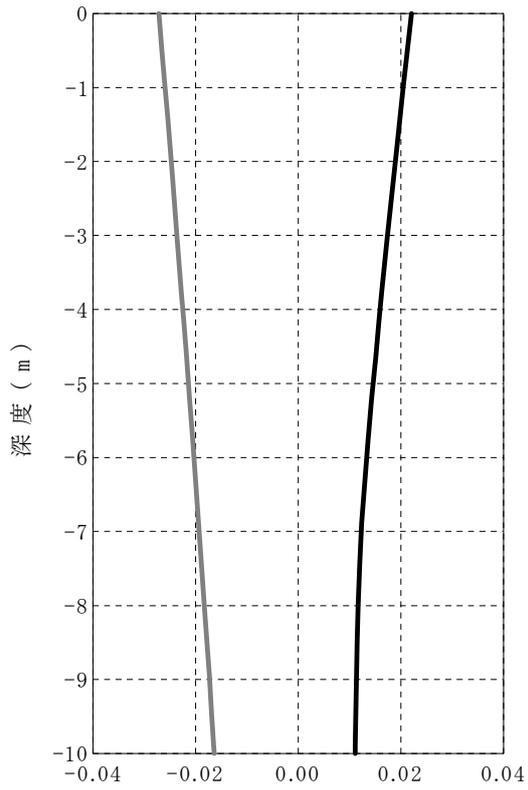


(3) 橋脚柱基部のせん断力

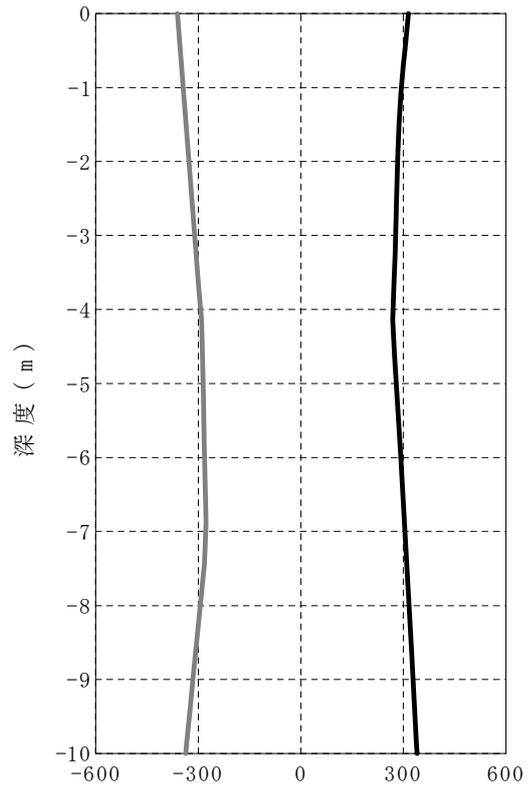


(4) 地橋脚柱基部の曲げモーメント

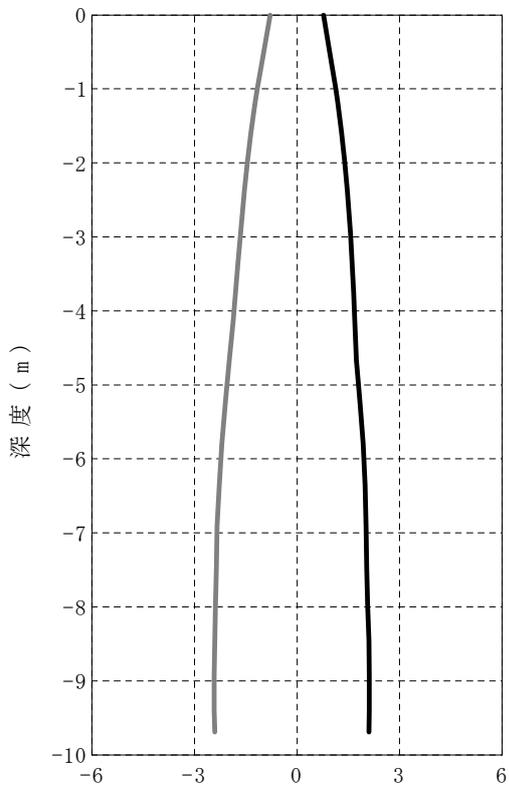
図 3.3.38 橋脚柱部の応答波形 (P3 橋脚基礎, ケース 2)



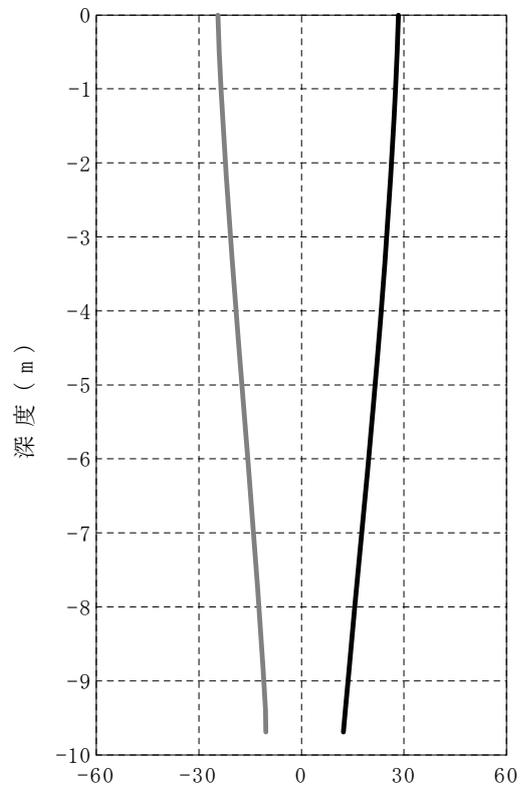
(1) 最大・最小変位分布 (m)



(2) 最大・最小加速度分布 (gal)

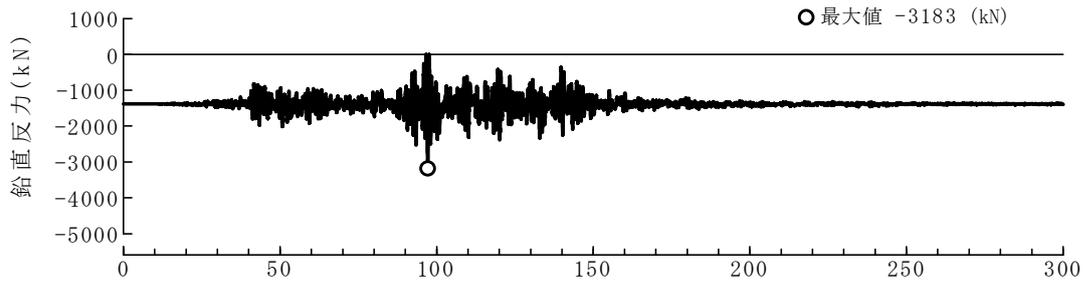


(3) 最大・最小せん断力分布 (MN)

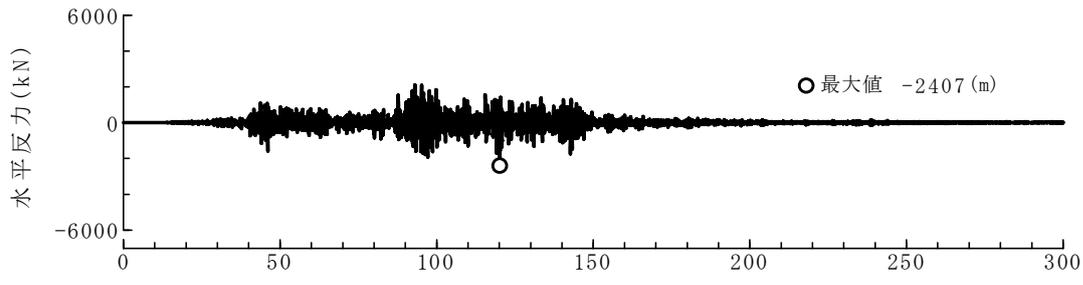


(4) 最大・最小曲げモーメント分布 (MN・m)

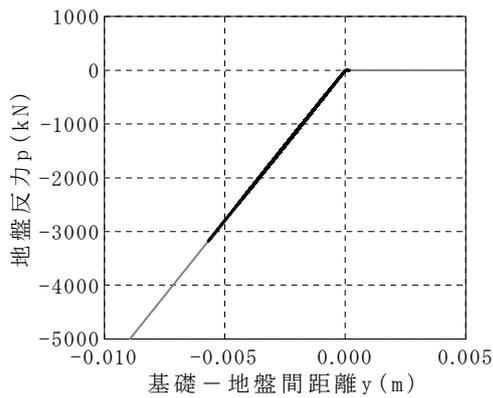
図 3.3.39 ケーソン基礎の変位と断面力の分布 (P3 橋脚基礎, ケース 2)



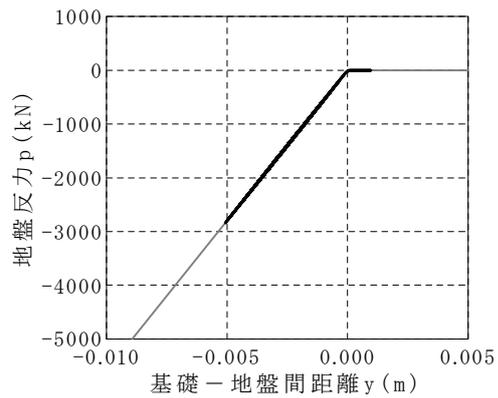
(1) ケーソン基部の鉛直抵抗 (X軸の正側) の時刻歴 (sec)



(2) ケーソン基部の水平抵抗の時刻歴 (sec)

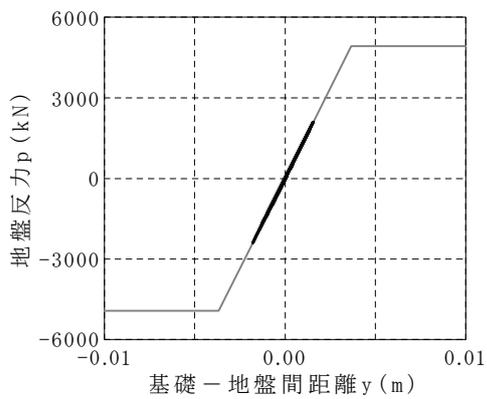


(a) X座標の正側



(b) X座標の負側

(3) ケーソン基部の鉛直抵抗の履歴応答



(4) ケーソン基部の水平抵抗の履歴応答

図 3.3.40 基礎-地盤間ばね(基礎底面の鉛直・水平抵抗)の応答波形と履歴 (P3 橋脚基礎, ケース 2)

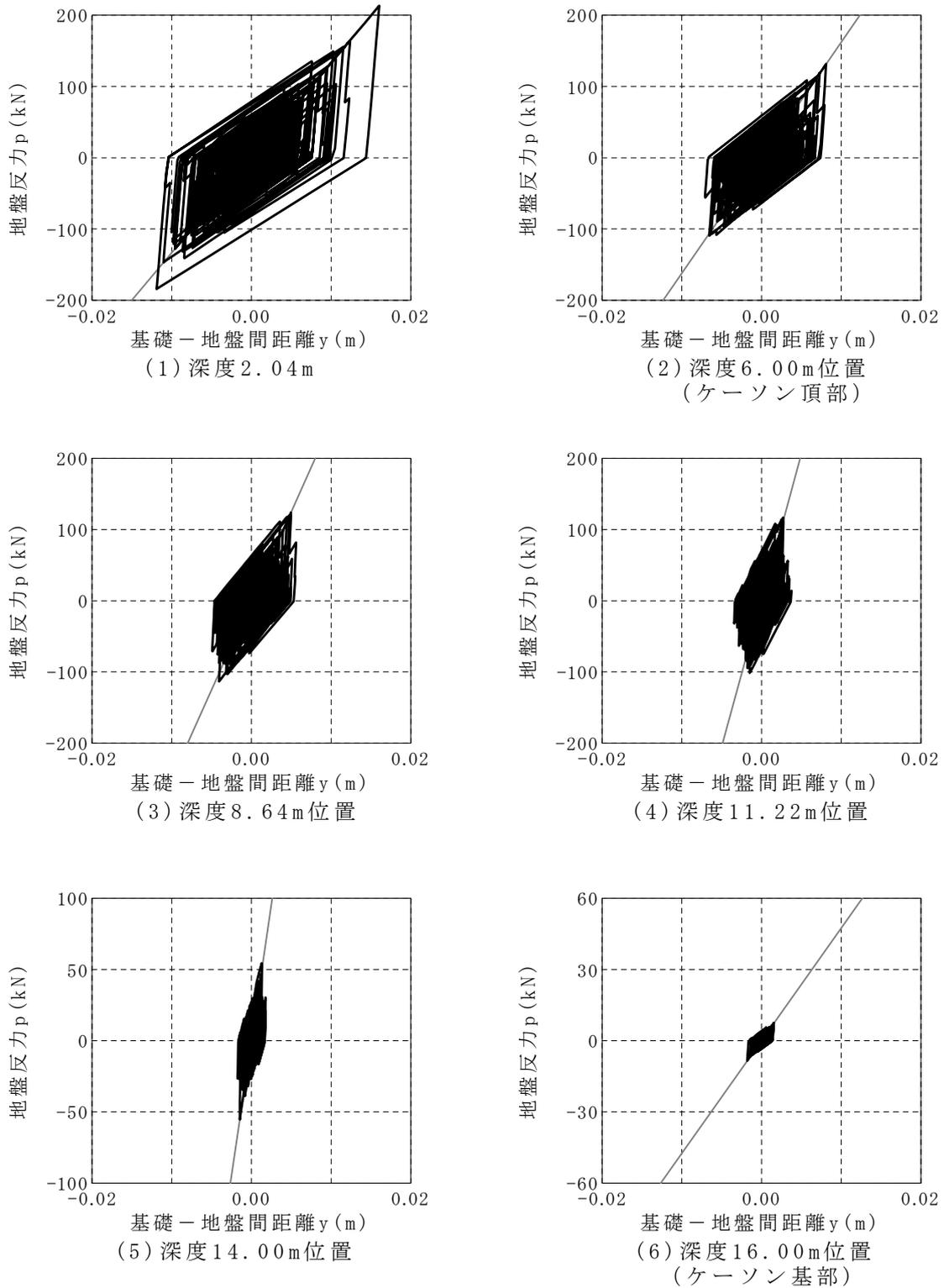
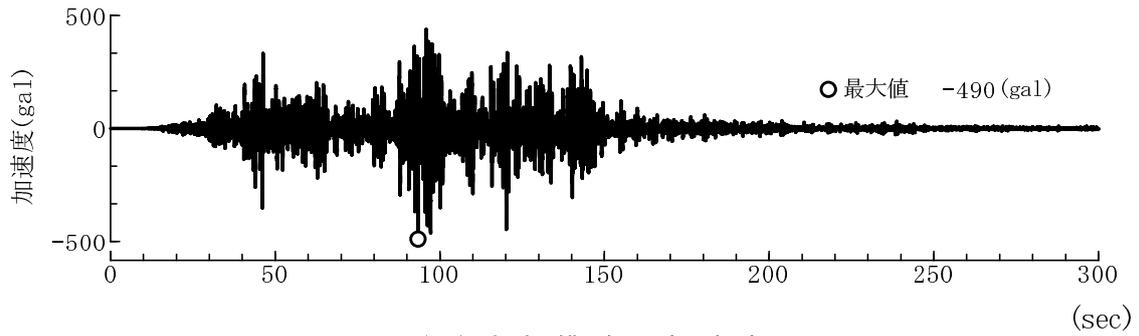
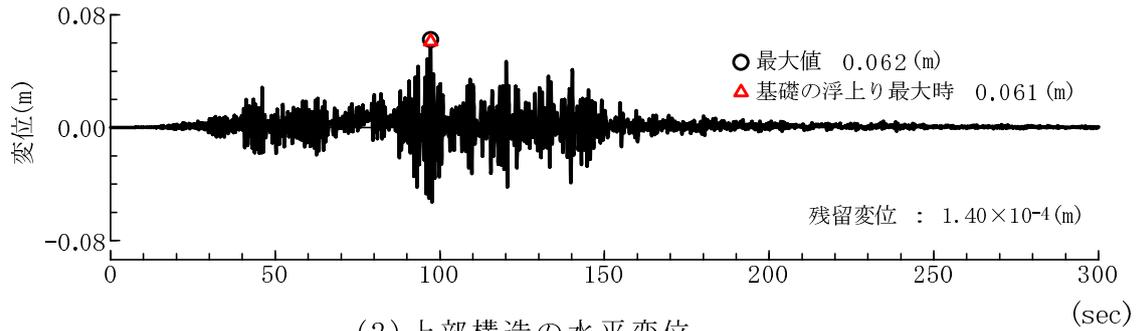


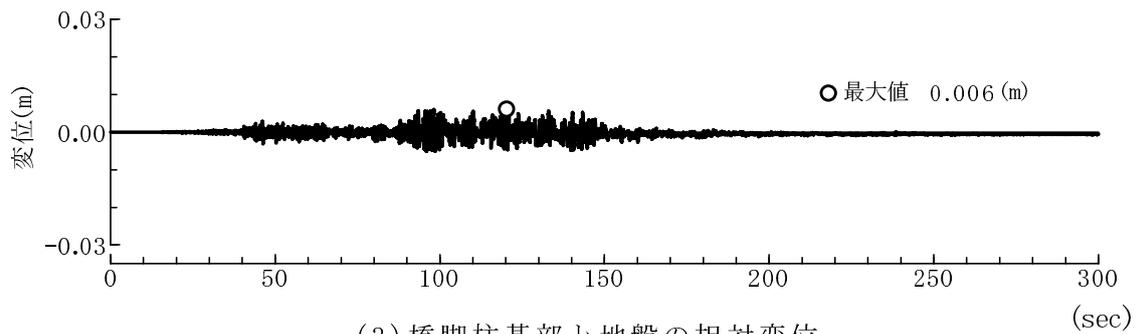
図 3.3.41 基礎-地盤間ばね（基礎前面の水平抵抗）の履歴（P3 橋脚基礎，ケース 2）



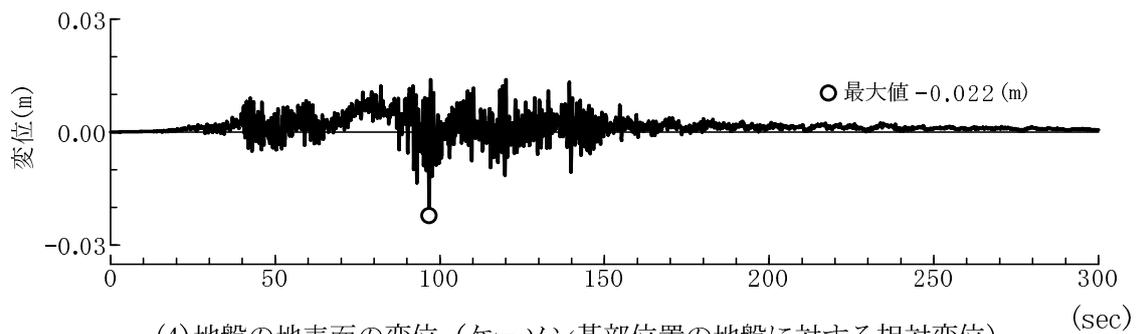
(1) 上部構造の加速度



(2) 上部構造の水平変位

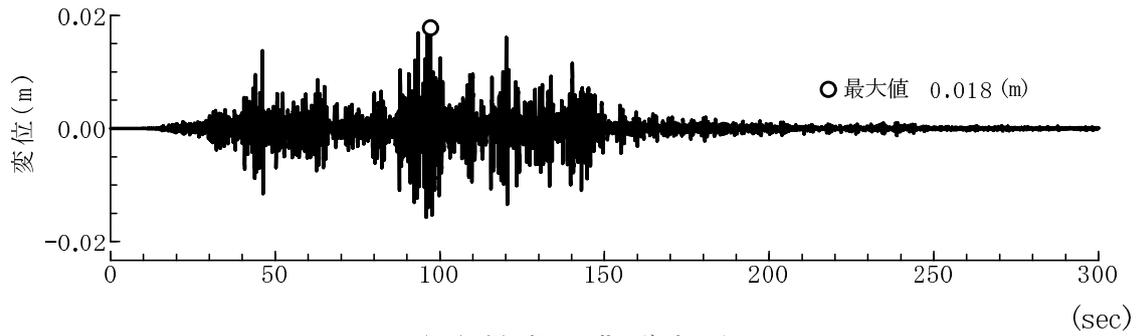


(3) 橋脚柱基部と地盤の相対変位

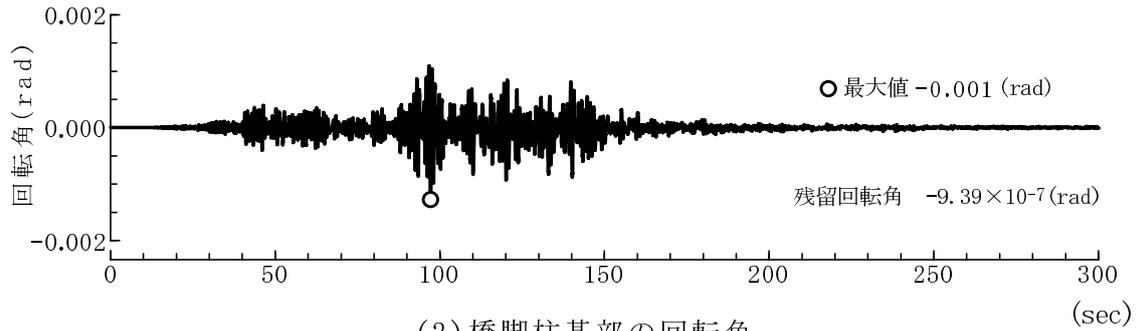


(4) 地盤の地表面の変位 (ケーソン基部位置の地盤に対する相対変位)

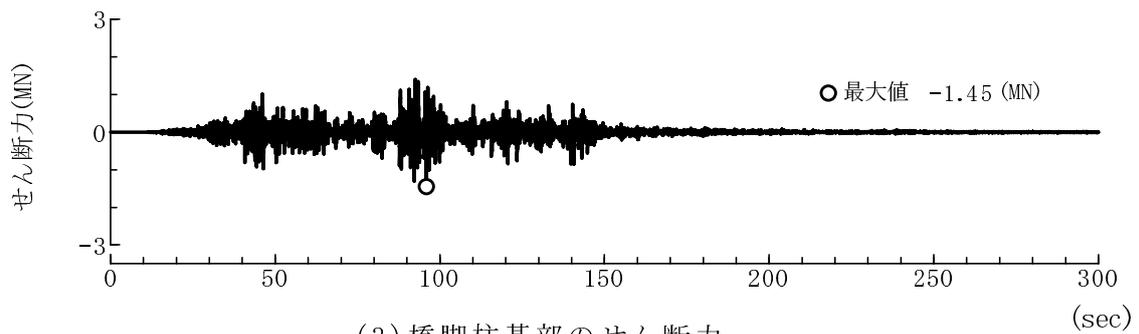
図 3.3.42 上部構造と地盤の応答波形 (P3 橋脚基礎, ケース 3)



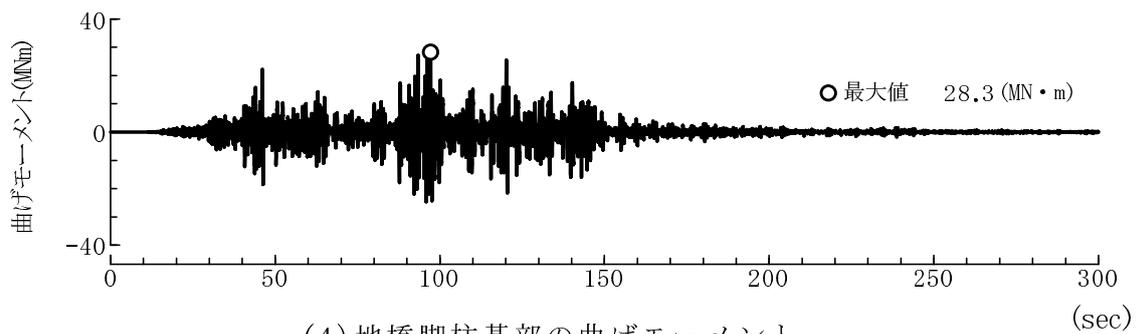
(1) 橋脚の曲げ変形



(2) 橋脚柱基部の回転角

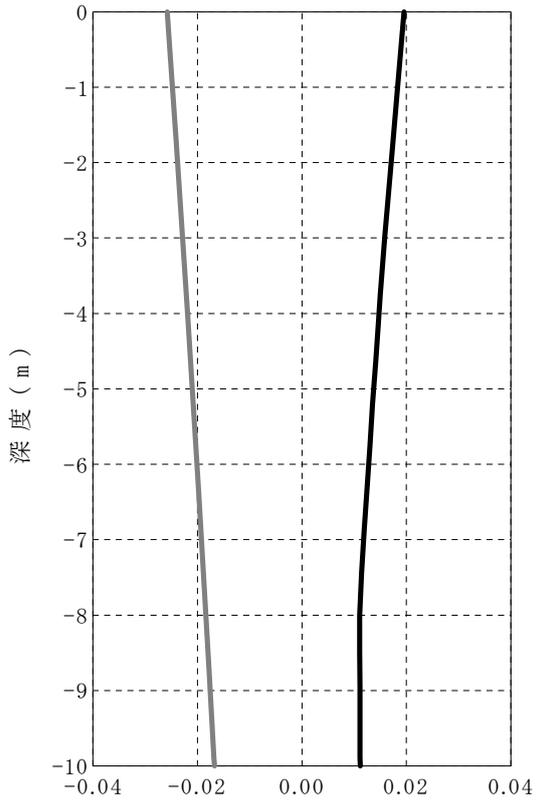


(3) 橋脚柱基部のせん断力

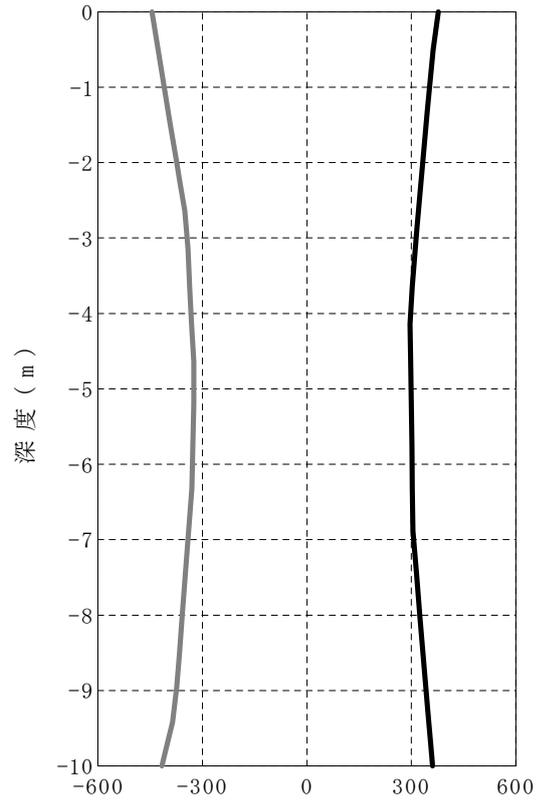


(4) 地橋脚柱基部の曲げモーメント

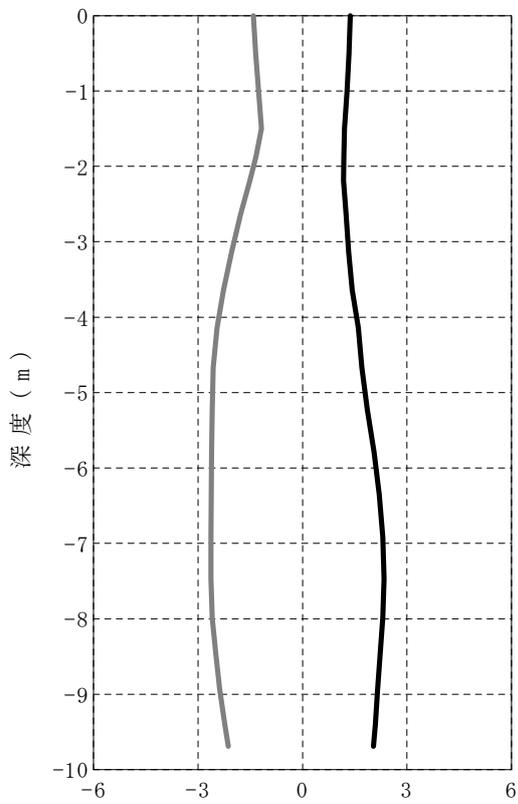
図 3.3.43 橋脚柱部の応答波形 (P3 橋脚基礎, ケース 3)



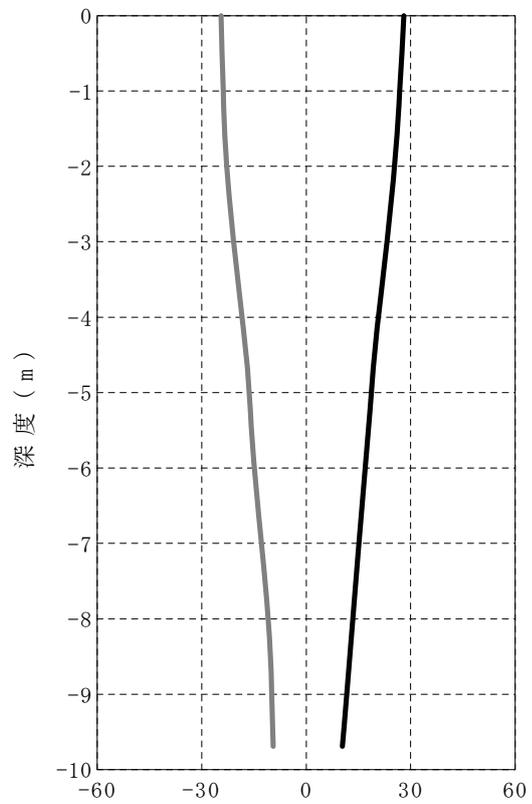
(1) 最大・最小変位分布 (m)



(2) 最大・最小加速度分布 (gal)

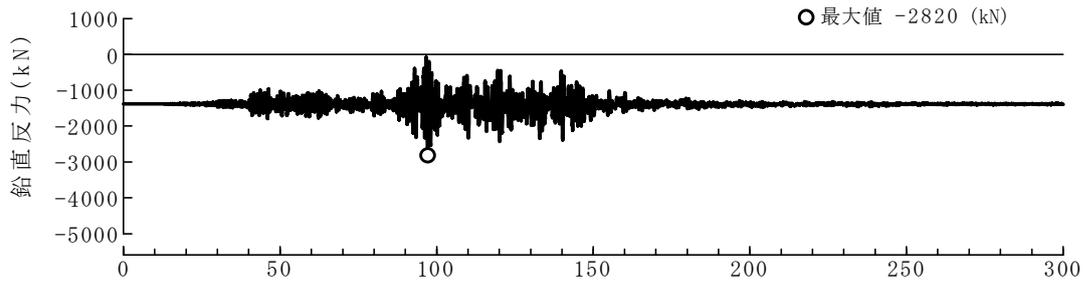


(3) 最大・最小せん断力分布 (MN)

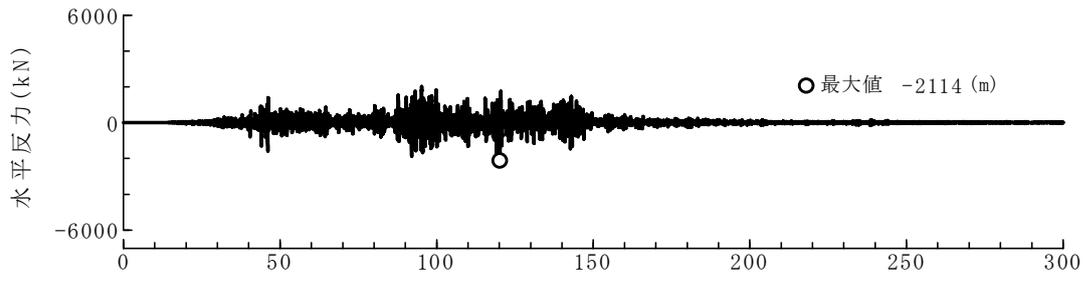


(4) 最大・最小曲げモーメント分布 (MN・m)

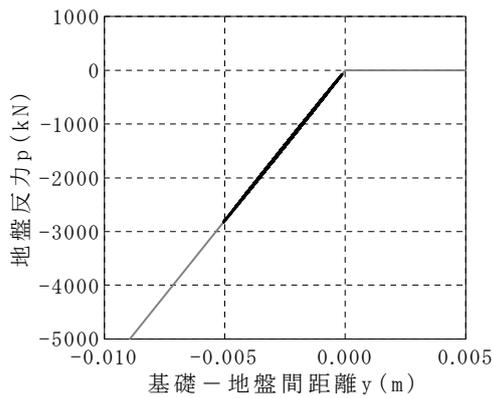
図 3.3.44 ケーソン基礎の変位と断面力の分布 (P3 橋脚基礎, ケース 3)



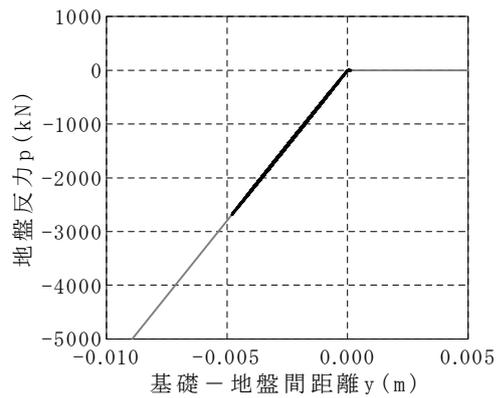
(1) ケーソン基部の鉛直抵抗 (X軸の正側) の時刻歴 (sec)



(2) ケーソン基部の水平抵抗の時刻歴 (sec)

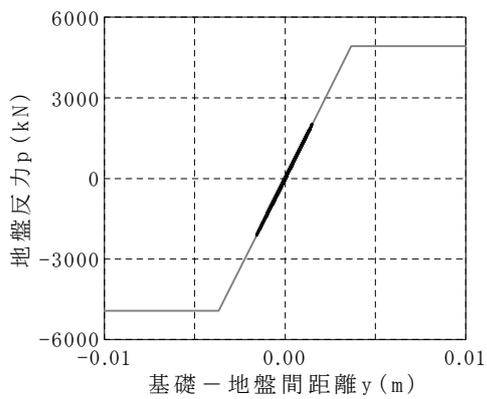


(a) X座標の正側



(b) X座標の負側

(3) ケーソン基部の鉛直抵抗の履歴応答



(4) ケーソン基部の水平抵抗の履歴応答

図 3.3.45 基礎-地盤間ばね(基礎底面の鉛直・水平抵抗)の応答波形と履歴 (P3 橋脚基礎, ケース 3)

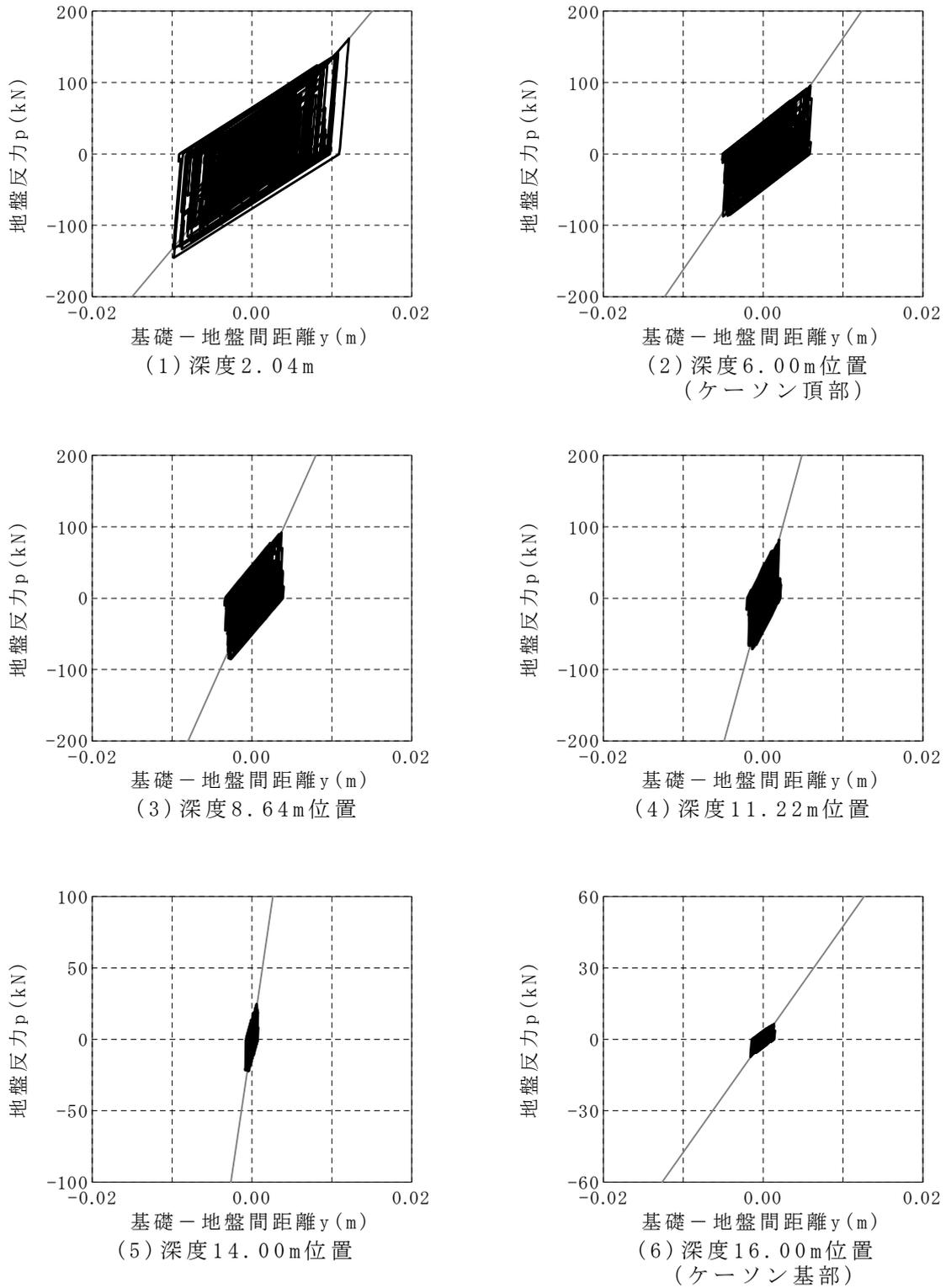


図 3.3.46 基礎-地盤間ばね（基礎前面の水平抵抗）の履歴（P3 橋脚基礎，ケース 3）

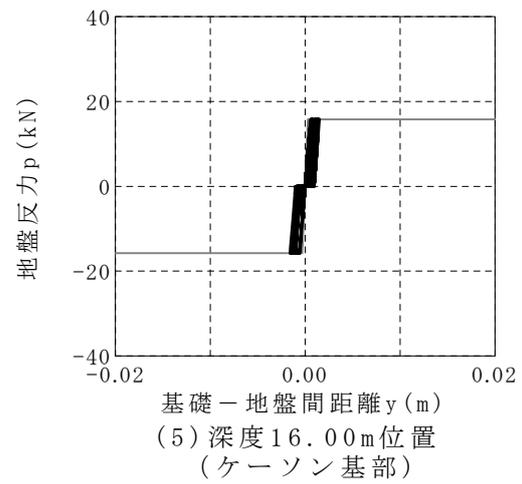
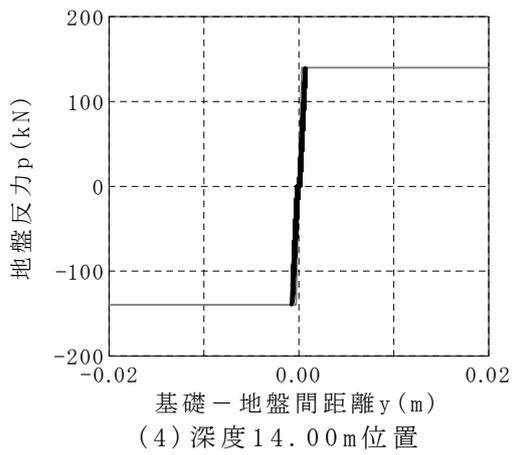
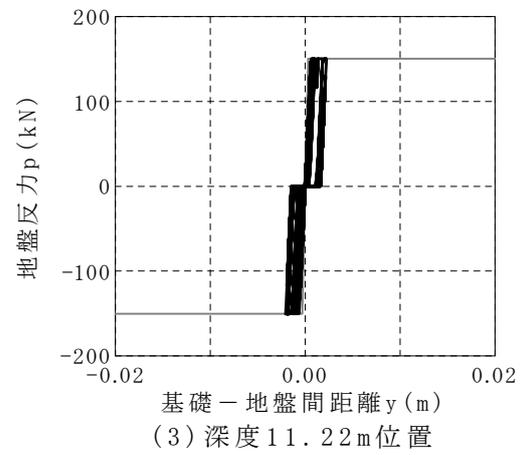
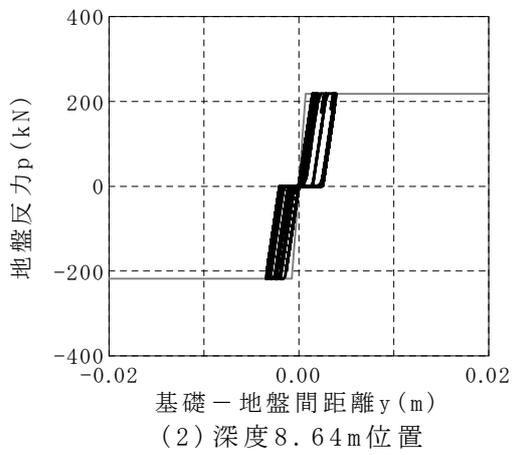
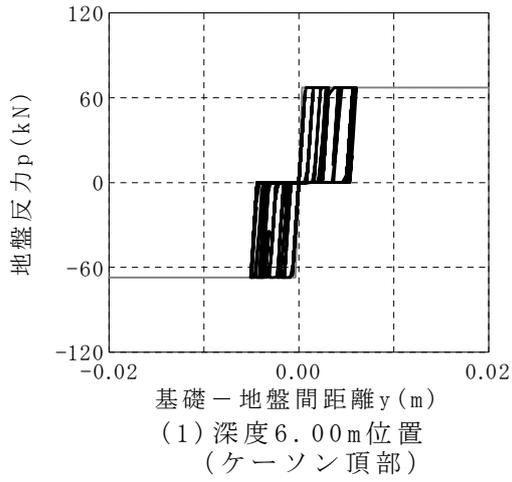
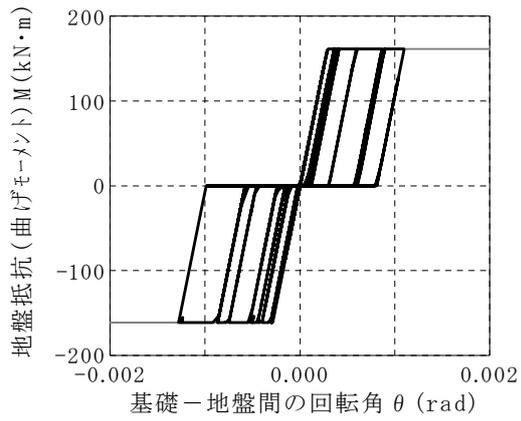
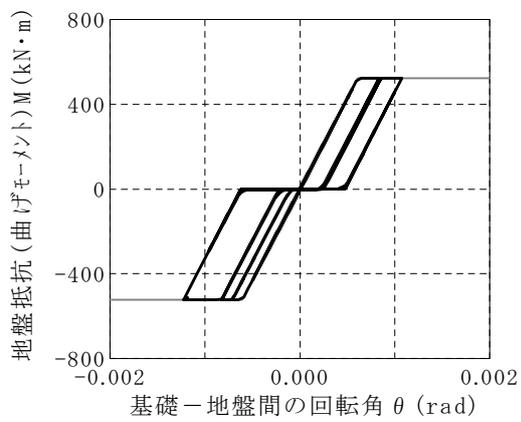


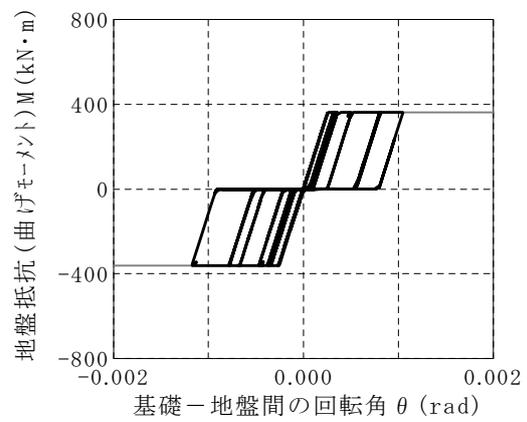
図 3.3.47 基礎-地盤間ばね (基礎側面の水平抵抗) の履歴 (P3 橋脚基礎, ケース 3)



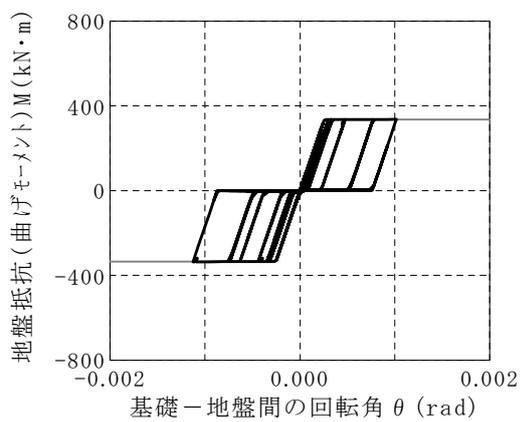
(1) 深度6.00m位置
(ケーソン頂部)



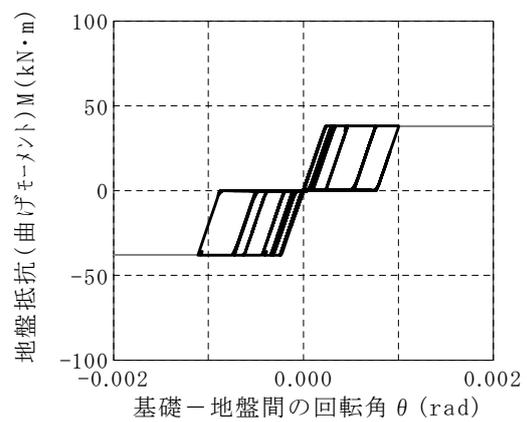
(2) 深度8.64m位置



(3) 深度11.22m位置



(4) 深度14.00m位置



(5) 深度16.00m位置
(ケーソン基部)

図 3.3.48 基礎-地盤間ばね(基礎前背面の鉛直抵抗)の履歴(P3橋脚基礎, ケース3)

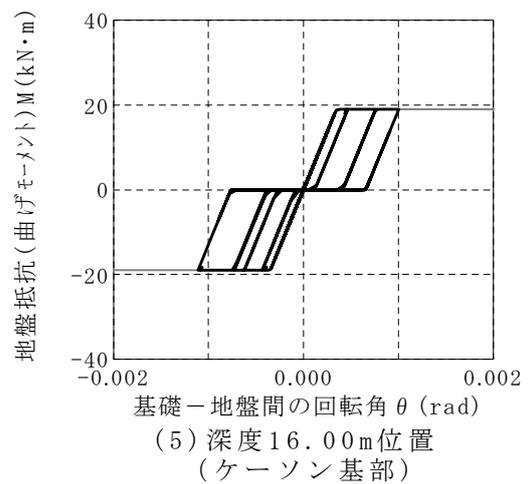
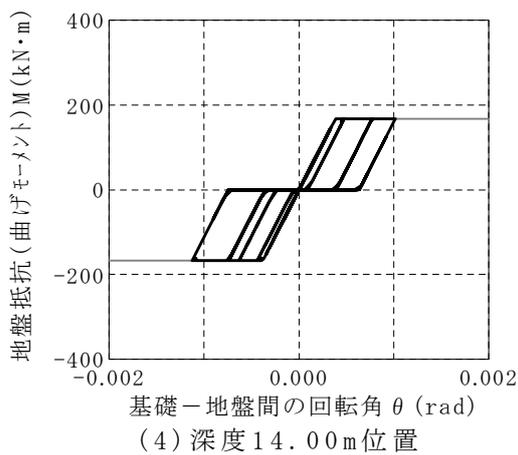
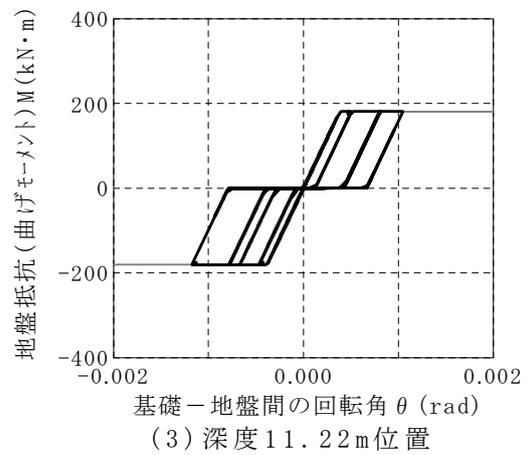
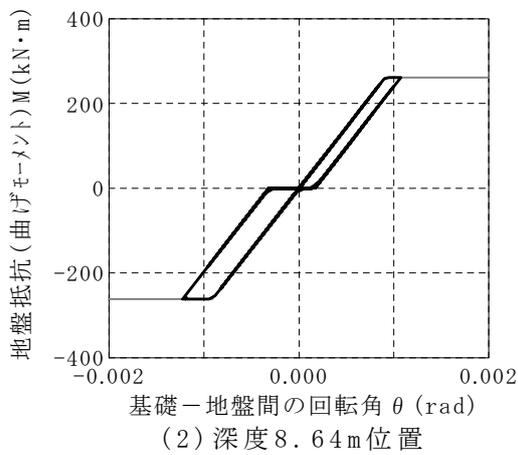
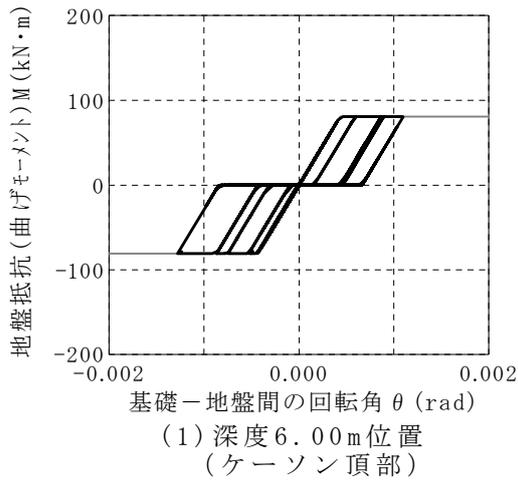
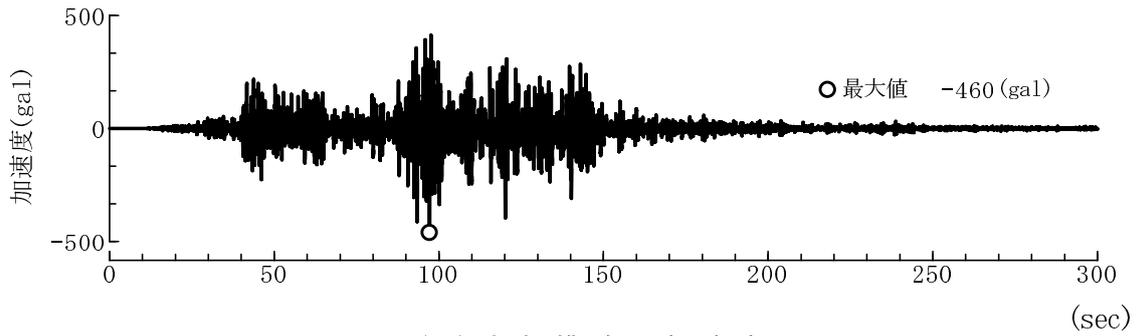
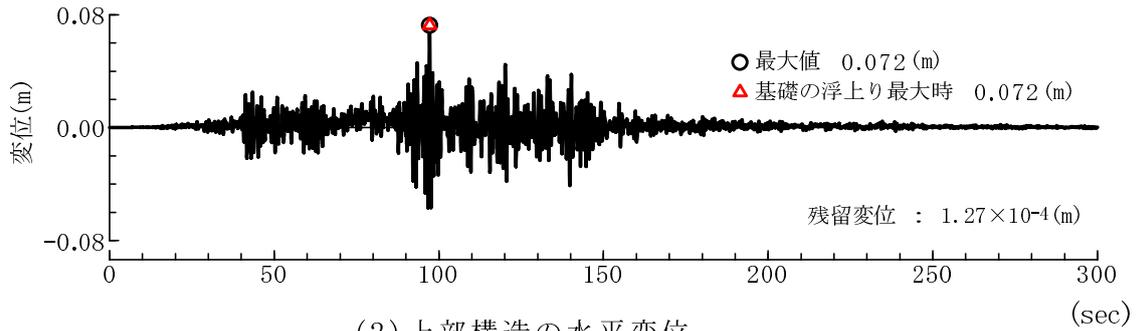


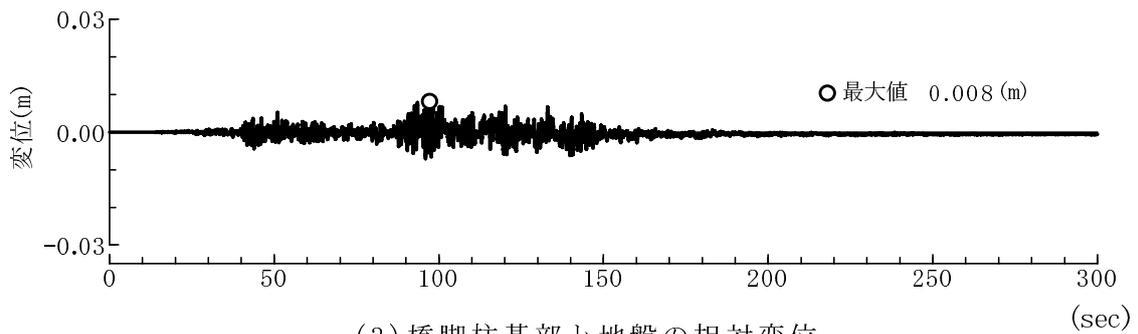
図 3.3.49 基礎-地盤間ばね (基礎側面の鉛直抵抗) の履歴 (P3 橋脚基礎, ケース 3)



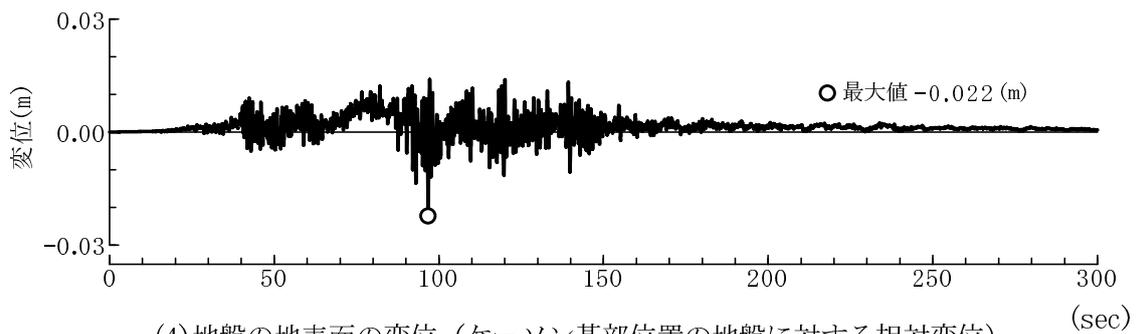
(1) 上部構造の加速度



(2) 上部構造の水平変位

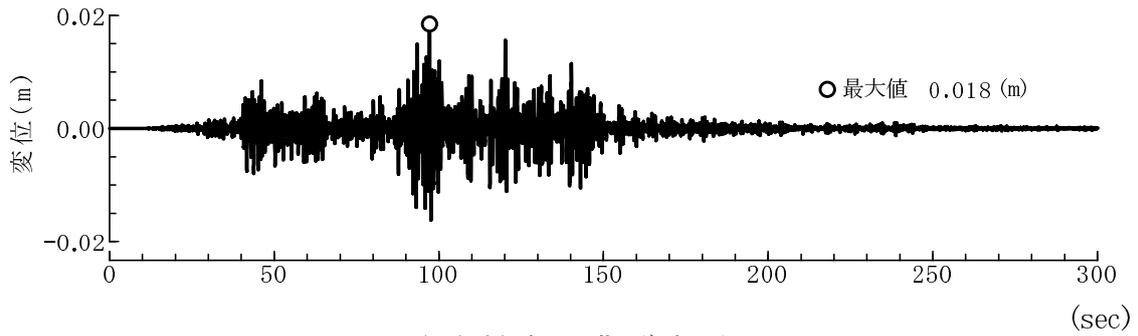


(3) 橋脚柱基部と地盤の相対変位

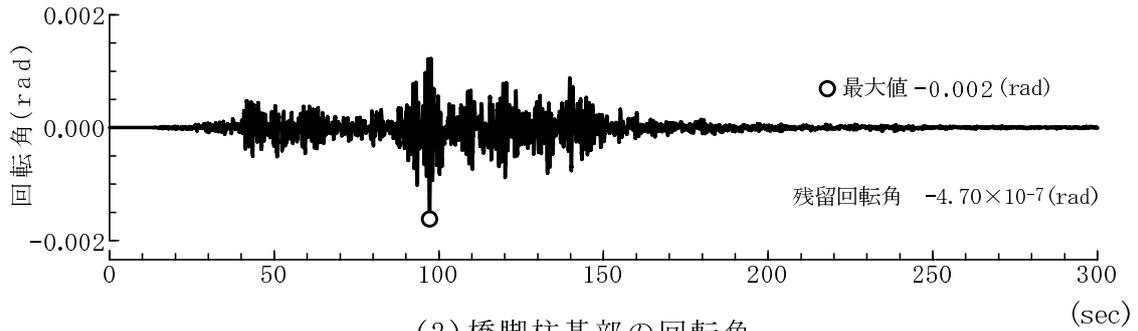


(4) 地盤の地表面の変位 (ケーソン基部位置の地盤に対する相対変位)

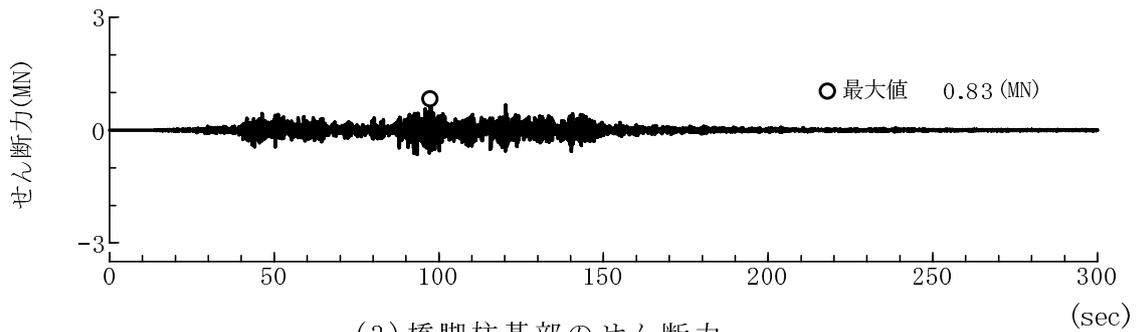
図 3.3.50 上部構造と地盤の応答波形 (P3 橋脚基礎, ケース 4)



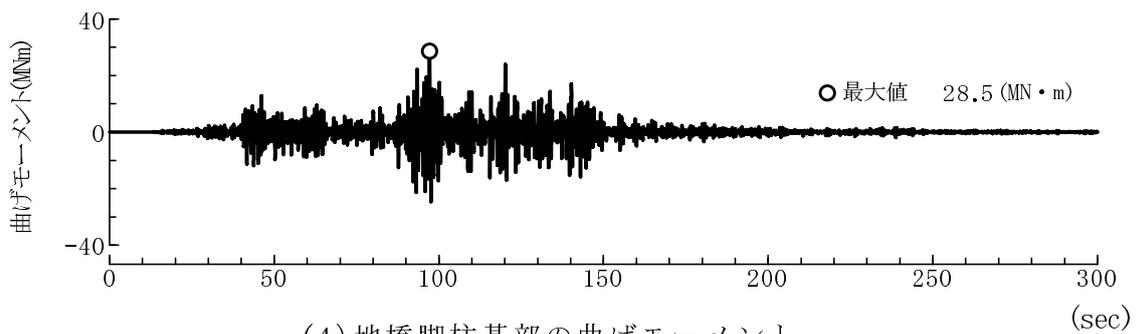
(1) 橋脚の曲げ変形



(2) 橋脚柱基部の回転角

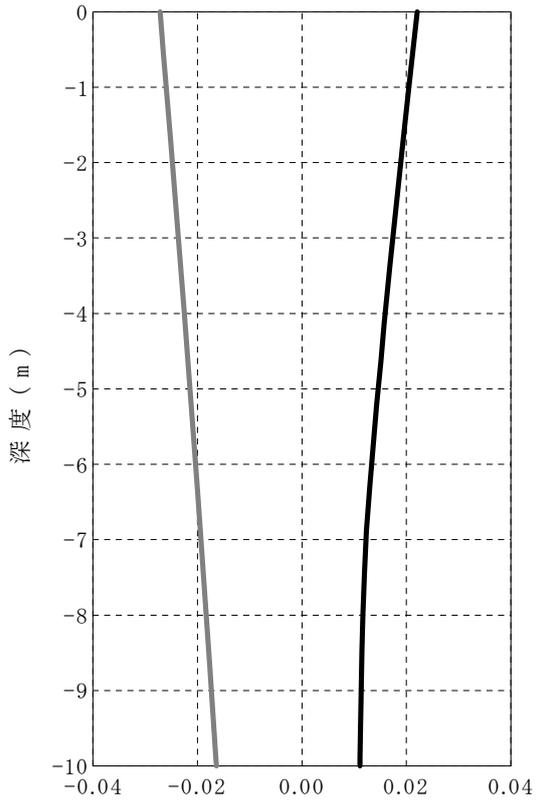


(3) 橋脚柱基部のせん断力

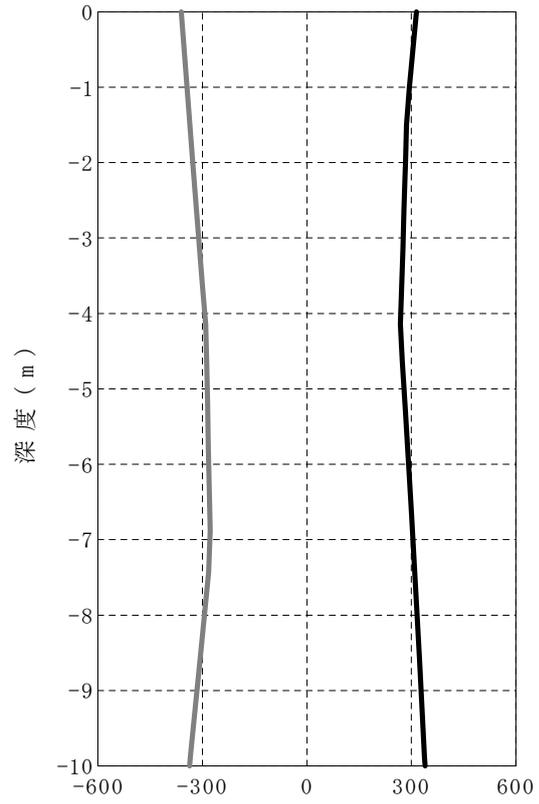


(4) 地橋脚柱基部の曲げモーメント

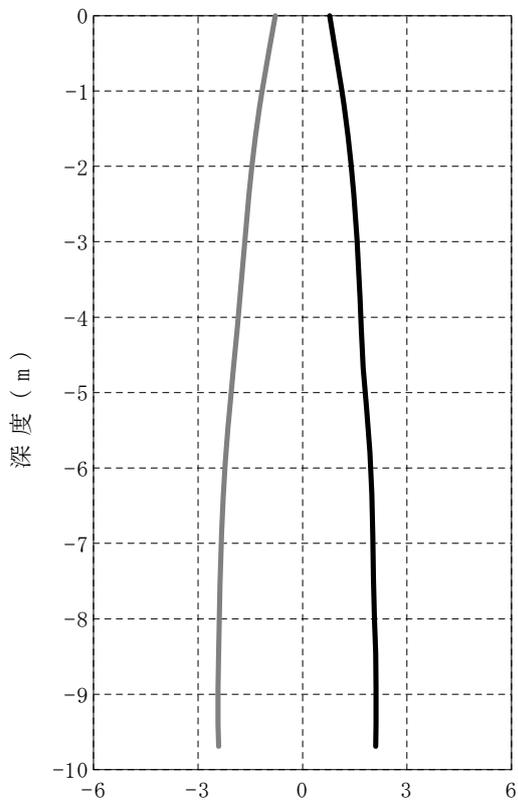
図 3.3.51 橋脚柱部の応答波形 (P3 橋脚基礎, ケース 4)



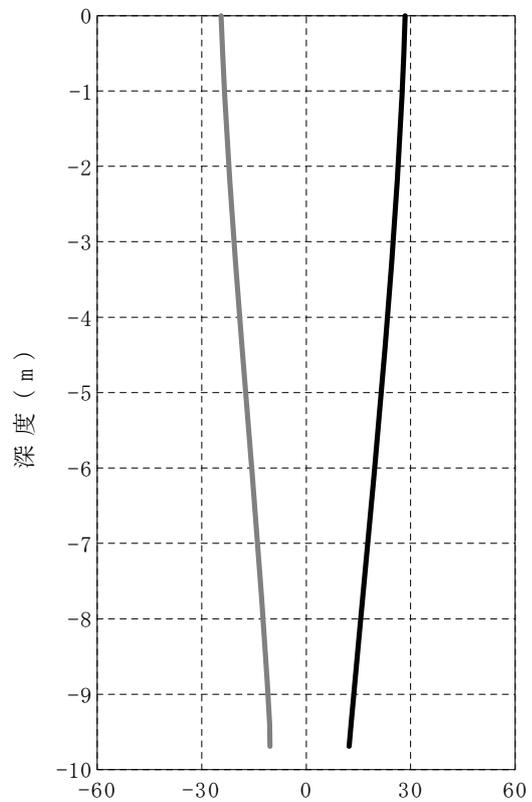
(1) 最大・最小変位分布 (m)



(2) 最大・最小加速度分布 (gal)

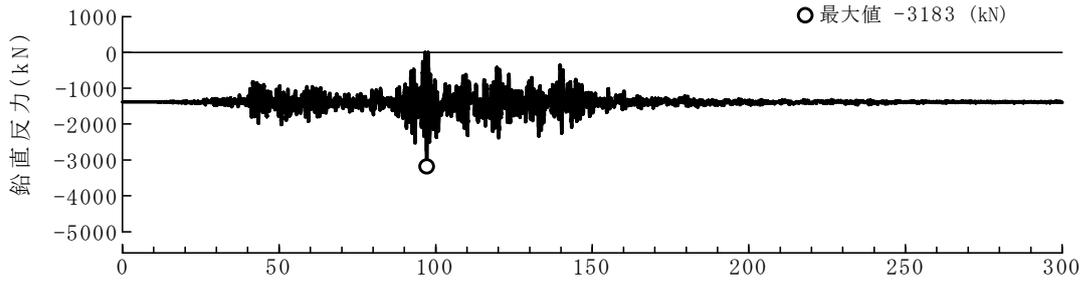


(3) 最大・最小せん断力分布 (MN)

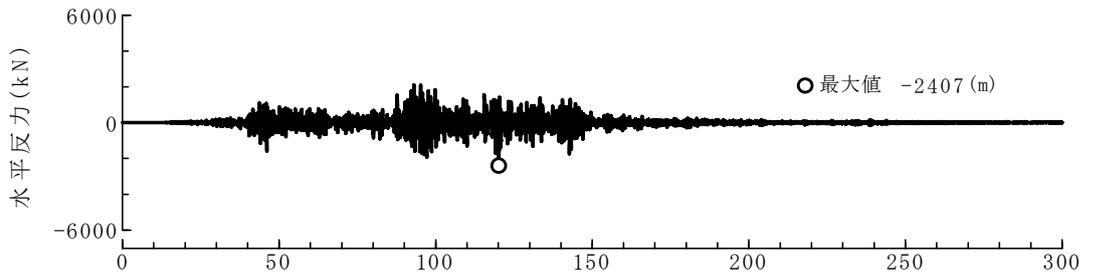


(4) 最大・最小曲げモーメント分布 (MN・m)

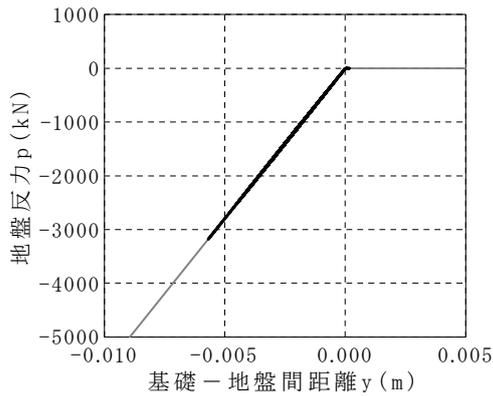
図 3.3.52 ケーソン基礎の変位と断面力の分布 (P3 橋脚基礎, ケース 4)



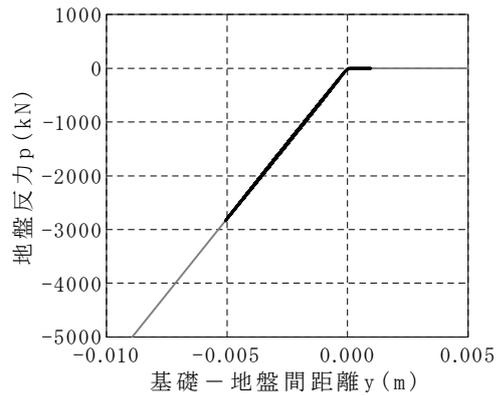
(1) ケーソン基部の鉛直抵抗 (X軸の正側) の時刻歴 (sec)



(2) ケーソン基部の水平抵抗の時刻歴 (sec)

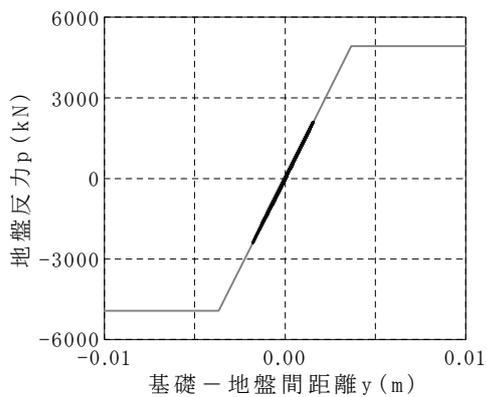


(a) X座標の正側



(b) X座標の負側

(3) ケーソン基部の鉛直抵抗の履歴応答



(4) ケーソン基部の
水平抵抗の履歴応答

図 3.3.53 基礎-地盤間ばね(基礎底面の鉛直・水平抵抗)の応答波形と履歴
(P3 橋脚基礎, ケース 4)

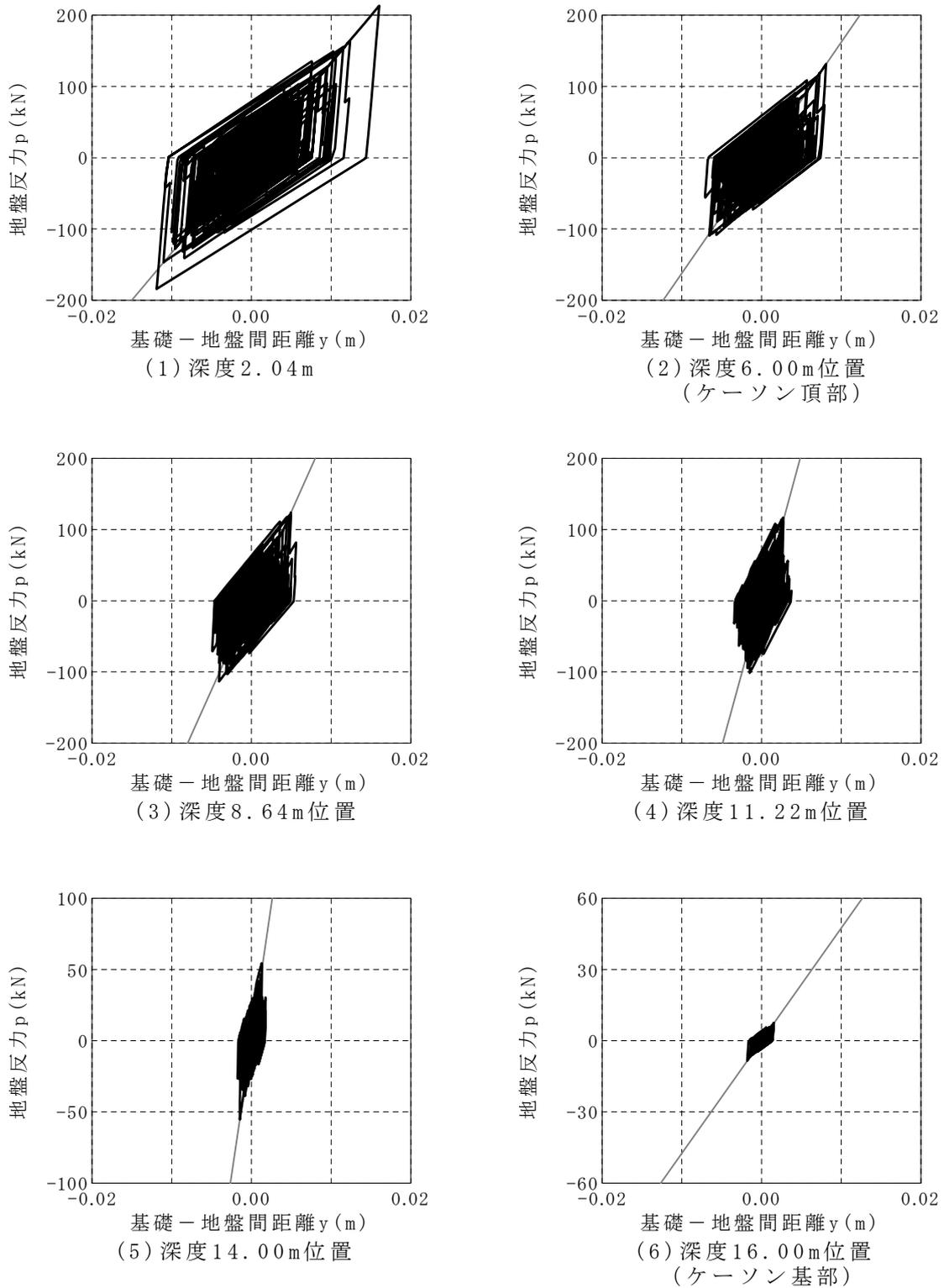


図 3.3.54 基礎-地盤間ばね（基礎前面の水平抵抗）の履歴（P3 橋脚基礎，ケース 4）

3.4 まとめ

(1) 被災有・P1 橋脚の解析結果概要

- ① 構造物の変位：上部構造慣性力作用位置で上流側に 1 mm ($3\sim 5\times 10^{-7}\text{rad}$)
- ② 基礎と地盤のバネ：
 - (ア) 前面水平抵抗：浅い部分のみ上限に達した。
 - (イ) 底面鉛直抵抗：押し込みの上限値以下であったが、浮き上がりが 1~4 mm 生じた。
 - (ウ) 底面水平抵抗：周面摩擦を無視した場合は上限に達した。
 - (エ) 側面水平・前面鉛直・側面鉛直：上限に達した。
- ③ 被災状況との整合：被災調査では上流側に 1° 、解析では $3\sim 5\times 10^{-7}\text{ rad}$ と乖離がある。

(2) 被災無・P3 橋脚の解析結果概要

- ① 構造物の変位：ほぼゼロ。
- ② 基礎と地盤のバネ：
 - (ア) 前面水平抵抗：上限値以下
 - (イ) 底面鉛直抵抗：押し込みの上限値以下であったが、わずかに浮き上がりが生じた。
 - (ウ) 底面水平抵抗：上限値以下
 - (エ) 側面水平・前面鉛直・側面鉛直：上限に達した。
- ③ 被災状況との整合：被災調査、解析ともに変位は確認されていない。

(3) 考察

- ・ 被災した P1 では上流側が 1.4m ほど洗掘を受けており、損傷がない P3 では 6m 程の土被りがある。解析においては、P1 橋脚は上流側に 1 mm 弱の残留水平変位と $3\sim 5\times 10^{-7}\text{ rad}$ の残留回転角が生じている一方、P3 橋脚は残留水平変位および残留回転角は生じていない。解析において P1 橋脚は、洗掘により露出した上流側の周面摩擦は控除することでモデル化しており、この差が残留変位に影響していると考えられる。
- ・ 被災調査結果によると、P1 橋脚は上流側に 1° 傾斜している。しかし、解析では、 $3\sim 5\times 10^{-7}\text{ rad}$ と実橋梁に比べて残留変位が過小に評価されている。これは、底面の鉛直ばねが押し込み側で上限に達していないことが要因であると考えられる。なお、P3 橋脚においても底面の鉛直ばねは上限に達しておらず残留回転角はほぼゼロである。これは、被災調査結果と整合している。
- ・ ケーソン底面が浮き上がる時刻が上部構造の変位の最大変位となる時刻にほぼ等しいことから、最大変位は底面浮き上がりの影響が大きいと考えられる。

参考資料

- 1) 国土技術政策総合研究所資料第 814 号・土木研究所資料第 4295 号平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告，平成 26 年 12 月，国土交通省国土技術政策総合研究所・（独）土木研究所
- 2) 国土技術政策総合研究所資料第 700 号・土木研究所資料第 4244 号 既設橋の耐震補強設計に関する技術資料，平成 24 年 11 月，国土交通省国土技術政策総合研究所・（独）土木研究所
- 3) 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，平成 9 年 8 月，（社）日本道路協会
- 4) 土木研究所資料第 4263 号 東北地方太平洋沖地震により観測された地震動が構造物の非線形応答特性に及ぼす影響に関する研究，平成 25 年 3 月，（独）土木研究所
- 5) 岩崎敏男，常田賢一，古田清一；沖積粘性土の動的変形特性-せん断剛性率のヒズミ依存性-，土木研究所資料，第 1504 号，1979，建設省土木研究所
- 6) 岩崎，龍岡，高木；地盤の動的変形特性に関する実験的研究（Ⅱ），土木研究所報告 153 号の 2，1980
- 7) 福井次郎，白戸真大，野々村佳哲；10.6 橋の動的解析に用いるための基礎のモデル化に関する試験調査，土木研究所年報，2005
- 8) 土田孝，田中洋行，小林正樹；土質調査結果に及ぼす人為的要因の影響、土と基礎，Vol.36，No.9，pp49-54，1988
- 9) 玉野；橋脚基礎の地震時挙動と動的設計法に関する研究，東京大学学位論文，昭和 58 年 4 月
- 10) 長谷川，荒川，川島；東京湾横断道路の動的応答解析例，基礎工，Vol.10，No.12，pp.115-120，1982.12
- 11) （財）首都高速道路技術センター；長大橋の設計施工に関する調査研究（その 3）報告書，pp.392-411，昭和 61 年 3 月
- 12) 吉田望；1995 年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析，土と基礎，Vol.43，No.10，pp.49-54，1995.

4. あとがき

東北地方太平洋沖地震で被災した橋梁について、類似した条件にも関わらず損傷の有無に差が生じたことに着目して解析を行った。

橋台杭基礎の解析において対象とした2橋は、液状化が生じると判断される砂質土層を有する点では共通しているが、杭種の違いや液状化層の位置の違いにより被害に差が生じたものと考えられる。

ケーソン基礎の解析においては、同一橋梁の橋脚基礎であるが、洗掘の有無により残留変位が異なっていた。解析においては、洗掘の影響を考慮したモデル化を行うことで、残留変位を差別化することができた。

以上のように基礎の挙動は、地盤の地震時挙動と密に関係していることが分かった。本研究において被災の傾向は再現できたものの、残留変位等については被災状況と乖離した計算結果も見られた。このため、今後さらなる検討を行い、地盤の地震時挙動を精度よく推定できる解析手法を確立することで、既設橋の合理的な評価につなげていきたい。

5. 謝辞

最後に、本研究で対象とした橋梁の被災情報や被災後に実施した各種調査結果に関して、道路管理者の皆様から貴重な情報を提供していただいたことに感謝の意を表します。

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4367 April 2018

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは
国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 電話 029-879-6754