共同研究報告書

整理番号第５０６号

橋梁基礎の液状化に対する耐震性評価手法と耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書

平成３１年３月

国立研究開発法人　土木研究所
国立大学法人　　東京工業大学
一般社団法人　鋼管杭・鋼矢板技術協会

共同研究報告書　第506号　橋梁基礎の液状化に対する耐震性評価手法と耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書　平成三十一年三月　国立研究開発法人　土木研究所

Copyright © (2019) 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。

共同研究報告書
第５０６号2019年3月

橋梁基礎の液状化に対する耐震性評価手法と耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書

国立研究開発法人土木研究所　耐震総括研究監　運上茂樹※1
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　耐震研究監　桐山孝晴
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橋梁構造研究グループ　上席研究員　星隈順一※2
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橋梁構造研究グループ　上席研究員　七澤利明※3
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橋梁構造研究グループ　上席研究員　大住道生
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橋梁構造研究グループ　主任研究員　岡田太賀雄※4
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橋梁構造研究グループ　主任研究員　河野哲也※5
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橋梁構造研究グループ　主任研究員　澤田　守
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橋梁構造研究グループ　研究員　谷本俊輔
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橋梁構造研究グループ　専門研究員　楊　勇
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橋梁構造研究グループ　交流研究員　石田修一※6
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橋梁構造研究グループ　交流研究員　鬼木浩二※7
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橋梁構造研究グループ　交流研究員　高橋宏和※8
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橋梁構造研究グループ　交流研究員　中田光彦※9
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橋梁構造研究グループ　交流研究員　河口大輔

国立大学法人 東京工業大学　環境・社会理工学院　土木・環境工学系　教授　高橋章浩
国立大学法人 東京工業大学　環境・社会理工学院　土木・環境工学系　博士課程学生　Partha Saha

一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会　水谷太作
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会　恩田邦彦
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会　加藤篤史
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会　日下裕貴
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会　古田　慧
一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会　山口　昭

※1　現 東北大学大学院　工学研究科　土木工学専攻　教授
※2　現 国土技術政策総合研究所　社会資本マネジメント研究センター　熊本地震復旧対策研究室　室長
※3　現 国土技術政策総合研究所　道路構造物研究部　構造・基礎研究室　室長
※4　現 国土技術政策総合研究所　道路構造物研究部　橋梁研究室　主任研究官
※5　現 富山大学　都市デザイン学部　都市・デザイン学科　准教授
※6　交流研究員在籍期間：2015年4月～2017年3月
※7　交流研究員在籍期間：2015年4月～2017年6月
※8　交流研究員在籍期間：2015年4月～2018年3月
※9　交流研究員在籍期間：2016年4月～2018年6月

要旨

古い年代の既設道路橋は、液状化を考慮した設計が行われておらず、一部では地震時の地盤の液状化に伴う側方流動等により甚大な被害が生じている。一方で、一般に基礎の耐震補強には多大なコストを要することから、補強を行うべき基礎を絞り込むため、精度の高い耐震性評価手法の開発が求められている。また、既設基礎の補強は、通行機能の確保や施工空間上の制約等の課題が多い。本報では、こうした課題への対応として、大規模実証実験や解析等の結果に基づき、液状化地盤にある既設橋台基礎の耐震性評価手法及び耐震補強工法について検討結果を示す。

キーワード：液状化、橋梁基礎、耐震性評価、耐震補強技術

目 次

まえがき ---------- 1

1. 液状化地盤における橋梁基礎の耐震設計の現状と課題---------- 2
1.1 液状化地盤における橋梁基礎の被災事例---------- 2
1.2 耐震性能評価手法の現状と課題---------- 16
1.3 耐震対策工法---------- 19

2. 液状化地盤における基礎の地震時挙動および耐震補強技術の
効果検証に関する実験---------- 22
2.1 遠心実験 ---------- 22
2.2 大型振動台実験---------- 46
2.3 大規模実証実験---------- 56

3. 液状化地盤における橋台基礎の照査方法---------- 71
3.1 照査方法の検討---------- 71
3.2 定式化の手順---------- 73
3.3 液状化強度曲線の設定---------- 77
3.4 液状化により杭に作用する土圧---------- 95

4. 振動台実験の再現解析---------- 99
4.1 静的解析による再現解析---------- 99
4.2 動的解析による再現解析---------- 110

5. 施工中の通行機能確保に配慮した橋台基礎の耐震対策---------- 121
5.1 耐震対策の種類と選定の考え方---------- 121
5.2 耐震対策時の設計---------- 122
5.3 耐震対策時の施工---------- 133

6. 実橋を対象とした検証解析---------- 143
6.1 検討対象とした橋台---------- 143
6.2 解析対象のモデル化---------- 174
6.3 解析結果 ---------- 190
6.4 補強試設計 ---------- 210

7. まとめ ---------- 221
参考資料：液状化地盤における橋梁基礎の評価・対策ガイドライン（案）----- 223

まえがき

道路は、大地震後には救護活動や復旧活動、支援物資の輸送等のために重要な役割を果たすことが求められている。道路を構成する構造物である橋は、ひとたび地震で損傷が生じると、その状況によっては機能回復のための復旧に多大な時間を要すため、震前対策の重要性が非常に高い社会基盤施設である。特に、液状化地盤における橋の場合、地震による損傷が地中部にある基礎に生じることが多く、損傷の状況を確認しにくいだけでなく、補修にも時間を要し、大地震後の国民生活に極めて大きな影響を与える可能性がある。

液状化地盤における橋の被害としては、昭和 39 年の新潟地震による落橋事例がある。我が国では、この震災経験を契機として、地盤の液状化の判定や液状化する場合の地盤抵抗の低下を考慮する手法が耐震設計に導入されるとともに、橋桁の端部を支える橋脚の桁かかり長を長くし、さらに落橋防止装置を取り付ける等の対策も講じられるようになった。そして、平成 7 年兵庫県南部地震では、地盤の液状化に伴って橋台が前面に移動し、橋台のたて壁に大きな損傷が生じる被害が生じたり、また、地盤の液状化に伴って生じた流動化により下部構造に大きな残留変位が生じたりする等の被災が生じた。これらは、橋桁が落下するという事態にまでは至っていないものの、液状化によって復旧に多大な時間を要するだけでなく、橋の通行止めも長期間にわたることになり、橋を含む路線の役割によっては社会的に大きな影響をもたらすことになる被害となることがある。

このように、液状化する地盤上に構築された既設橋の中には、大地震によって重大な被害が生じる可能性のある橋もある。しかしながら、我が国には多数の既設橋のストックがあり、また液状化する地盤にある既設橋に対して基礎・地盤を含めた耐震対策を実施する場合多額のコストがかかるため、一気に全ての橋で耐震対策を進めることは不可能である。したがって、液状化により先述したような重大な被害が生じる可能性のある橋を合理的に評価して抽出し、効率的に耐震対策を進めていく手法を構築することが社会的なニーズとなっている。

こうした背景から、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では、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の戦略的イノベーション創造プログラム（SIP）「レジリエントな防災・減災機能の強化（課題名：大規模実証実験等に基づく液状化対策技術の研究開発、研究期間：平成 26 年度～平成 30 年度）」において、液状化地盤における橋梁基礎の耐震性能評価手法と耐震対策技術の開発に取り組んできた。また、本研究においては、「液状化地盤中の道路橋基礎の挙動推定法に関する研究（東京工業大学高橋教授との共同研究）」及び「既設道路橋基礎の耐震補強方法に関する研究（（一社）鋼管杭・鋼矢板技術協会との共同研究）」を実施しており、本資料は２つの共同研究を取りまとめた報告書である。なお、本資料は、この取り組みによって得られた一連の研究成果をガイドライン形式に取りまとめ、巻末参考資料として「液状化地盤における橋梁基礎の評価・対策ガイドライン（案）」を示した。

1. 液状化地盤における橋梁基礎の耐震設計の現状と課題

1.1 液状化地盤における橋梁基礎の被災事例

1.1.1 液状化被害を受けた橋の特定

既往の地震における液状化に関連する橋の被害情報の収集は、液状化（流動化）現象が、1964 年 6 月 16 日新潟地震で生じた被害を契機に用いられるようになった言葉であることを考慮して次のように行った。

1964 年 6 月 16 日新潟地震が起こる前に生じた地震に対する被害調査報告書には液状化という表現は使われていないが、下部構造の傾斜・沈下・転倒・移動および橋台背面土や取付部路面の沈下も報告されており、全てではないが液状化に起因するものもあると考えられる。そのため、1964 年 6 月 16 日新潟地震以前に起こった地震に限らず、橋台の移動、下部構造の沈下・傾斜、橋台背面の沈下に関する被害が報告されている橋を、既往地震の被害調査報告書から抽出した。

調査した橋のうち、被害調査報告書に、橋に生じた被害が液状化に起因すると記述されている橋や、周辺地盤に液状化の痕跡が確認されており液状化の影響もあったと記述されている橋を、**表-1.1.1** から**表-1.1.3** に整理した。その結果、1964 年 6 月 16 日新潟地震以前の地震に関しては、明治以降の液状化履歴を調査した栗林・龍岡・吉田の研究 [1)]において 1923 年 9 月 1 日関東大地震において液状化によって生じた橋の被害とされている馬入橋と荒川橋だけが整理の対象となった。

表-1.1.1 は側方流動に伴って下部構造に生じた被害を、**表-1.1.2** は周辺地盤の液状化によって下部構造に沈下や傾斜が生じた被害を、**表-1.1.3** は橋台背面の沈下をそれぞれ整理したものである。なお、1964 年 6 月 16 日新潟地震のように、側方流動による移動や周辺地盤の液状化による沈下や傾斜および背面土の沈下が複合して生じている橋もあるが、被害調査報告書で強調されている被害形態をその橋に生じた被害の代表例として分類・記入している。

表-1.1.1　液状化に起因する側方流動に伴って下部構造に生じた被害

地震	規模	橋名	構造概要	事象	橋に与える影響						出典
					落橋	輸送機能			修復		
						喪失	通行止め	確保	短期的	長期的	
1964年6月16日新潟地震	M7.5	昭和大橋	12連単純鋼鈑桁橋, 橋長303.9m, 有効幅員24.0m, 鋼管パイルベント形式	橋台・橋脚傾斜・沈下・転倒, 上部構造落下	○						土木研究所報告第125号新潟県地震調査報告
		八千代橋	単純合成鋼鈑桁橋とPC単純桁橋, 橋長307.4m, 幅員8.0m, 杭基礎	橋台・橋脚傾斜・沈下・移動, 取付道路沈下		○					
1968年5月16日十勝沖地震	M7.9	明野1号橋	単純合成鋼鈑桁橋, 橋長11.4m, 幅員9.5m, 杭基礎	橋台下部が前方へ押し出され上部は後方へ傾き							北海道開発局土木試験所報告第49号1968年十勝沖地震被害調査報告
1973年6月17日根室半島沖地震	M7.4	温根沼小橋	単純合成鋼鈑桁橋, 橋長30.8m, 幅員6.0m, 井筒基礎	左岸と右岸の橋台水平移動							北海道開発局土木試験所報告1973年根室半島沖地震被害調査報告
1993年7月12日北海道南西沖地震	M7.8	柳崎橋	単純鋼製桁橋5径間, 橋長181.0m, ケーソン基礎	橋台が河心方向に移動, 橋台背面盛土沈下							土木学会1993年北海道南西沖地震震害調査報告, pp.184-186, 1997.
1995年1月17日兵庫県南部地震	M7.3	西宮港大橋アプローチ橋	単純鋼箱桁橋, 支間長52m, 幅員27.34m, ケーソン基礎	橋脚が水路側へ移動, 上部構造落下	○						土木学会阪神・淡路大震災調査報告, 土木構造物の被害, 第1章橋梁, 1996.
		西宮港大橋	バスケットハンドル型ニールセンローゼ桁橋, 支間長252m, 幅員10.65m＋27.25m～31.0m								
		新夙川橋	3径間鋼床版ゲルバー箱桁橋, 橋長310m, 幅員28～69m, オープンケーソン, 杭基礎	橋脚が航路側に移動							
		新芦屋川橋	3径間鋼床版ゲルバー箱桁橋, 橋長387m, 幅員28～40m, 杭基礎	橋脚が水路側へ移動		○					
		高羽大橋	杭基礎と梁, 中空スラブによる橋台とそれらを結ぶPC桁, 橋長60m, 幅員15m	橋台の移動							
		御影大橋	PCポステン単純桁橋, 橋長31.8m, 幅員31.05m, ケーソン基礎・杭基礎(橋脚), 重力式・逆T型橋台	橋台が運河中央方向に移動							
		宮川大橋	単純非合成鋼鈑桁橋, 橋長49.4m, 幅員16.4m, 逆T式橋台, 既製杭(PC杭)	宮川(河川)の護岸が液状化に伴う側方流動により河川中心に向かって約1～3m水平移動し, これに引きずられて両端の橋台が同じ方向に約50cm移動した。		○	○			○	(社)全国防災協会:平成7年発生災害事例集, 7-2宮川大橋橋梁災害, pp.295-302, 1995.
2000年10月6日鳥取県西部地震	M7.3	夢みなと橋		西側橋台沈下, 周辺地盤が35cm沈下し, 護岸が水路側へ55cmはらみ出し。							土木研究所資料第3769号,平成12年(2000年)鳥取県西部地震緊急調査報告書,2000. 飛島建設技術研究所:2000年10月6日鳥取県西部地震被害調査報告書,2000.
2011年2月22日Christchurch地震	M6.2	Fitzgerald Avenue橋	PC桁橋, 杭基礎(橋台)	橋台の傾斜(橋台下部が前方へ押し出され上部は後方へ傾き)		○					ニュージーランドにおける橋梁の地震被害と耐震対策の動向, 橋梁と基礎, pp.81-83, 2013.8 清田他:ニュージーランド・カンタベリー地方で発生した一連の地震における液状化被害, 生産研究, 63巻6号, pp.791-796, 2011.
2011年3月11日東北地方太平洋沖地震	M9.0	旭高架橋	7径間連続PC箱桁×2連(本線部)＋4径間連続RC箱桁(ランプ橋), 橋長981.2m,幅員9.45m, 14.2m(架け違い), 直接基礎, 鋼管矢板基礎, 杭基礎	橋台の移動によりゴム支承に幅約40cmにわたる亀裂および残留変形							
		美浜橋	3径間連続鋼非合成箱桁橋, 橋長177.0m, 幅員17.5m×2(上下線), 鋼管杭基礎	橋台躯体とそで擁壁との間に水平移動によって生じた約7cmの隙間				○			
		神崎大橋	3径間連続鈑桁橋＋鋼ランガー桁橋3連＋3径間連続鈑桁橋, 橋長:535.2m, 幅員:7.6m, 杭基礎(3径間連続橋), ケーソン基礎(鋼ランガー橋)	液状化に伴う側方移動により, 杭が橋軸方向に変位。杭頭位置の変位量は最大で150mm程度			○				千葉県神崎大橋災害報告資料, 2011.5.

表-1.1.2　周辺地盤の液状化に起因する下部構造の沈下や傾斜

地震	規模	橋名	構造概要	事象	橋に与える影響						出典
					落橋	輸送機能			修復		
						喪失	通行止め	確保	短期的	長期的	
1923年9月1日関東大地震	M7.9	国道1号線馬入橋(工事中)	鉄筋コンクリートT桁57連, 全長621.8m, 有効幅員7.3m, ケーソン基礎42本据付け・沈下工事	橋脚が傾斜・浮きあがり移動した。	○						土木研究所彙報第30号明治以降の本邦の地盤液状化履歴, pp.45-57, 1974. 小寺重郎:橋基礎の震害と地盤(その1), 土と基礎, Vol.12, No.3, pp.11-18, 1964.
		東北本線荒川橋	片側杭, 片側杭なしの複線橋脚, 流心部は2本の井筒上にのるアーチ型橋脚で, 煉瓦石積み	基礎が最大で約1.6m沈下		○					
1964年6月16日新潟地震	M7.5	万代橋	コンクリートアーチ, 橋長308.0m, 幅員21.8m, 橋脚函基礎(橋脚), 木杭(橋台)	取付部および橋台沈下アーチリブ亀裂発生				○		○	土木研究所報告第125号新潟県地震調査報告
		泰平橋	鋼トラス橋, 橋長938m, 幅員7.5m, 潜函基礎	橋脚が傾斜し, 上部構造が移動							
		東跨線橋	合成鋼鈑桁橋1連, プレテンPC桁, 橋長229.5m, 幅員8.0m, RCT, ラーメン	橋台橋脚沈下・傾斜, 合成桁1連落下	○						
		松浜橋	単純トラス橋14連, 橋長921.3m, 幅員6.0m, RCT型橋台, 井筒基礎	橋台・橋脚の沈下と移動							
1968年5月16日十勝沖地震	M7.9	鵡川橋	鋼ローゼ桁2連および単純合成鋼鈑桁橋8連, 橋長343m, 幅員5.5m, 井筒基礎, 木杭基礎	橋台前傾							北海道開発局土木試験所報告第49号1968年十勝沖地震被害調査報告
1985年3月3日チリ地震	M7.8			橋脚が沈下・落橋	○						伯野元彦著被害から学ぶ地震工学-現象を素直に見つめて-, pp.76, 79, 1992.
1990年7月16日フィリピン・ルソン島地震	M7.8	カルメン橋		橋脚が沈下・傾斜,		○					
		マグサイ橋		橋脚が沈下・落橋	○						
1993年7月12日北海道南西沖地震	M7.8	長万部橋	単純ポステンPCT桁橋5連, 橋長150.1m, 幅員7m, ケーソン基礎	ケーソン基礎4基の傾斜				○			土木学会1993年北海道南西沖地震震害調査報告, pp.186-187, 1997.
1995年1月17日兵庫県南部地震	M7.3	深江大橋(深江浜町1号橋)	5径間単純PC桁橋, 橋長131.4m, 幅員29.2m, RC杭・PC杭(橋台), 鋼管杭を有するケーソン基礎(橋台), 組杭式鋼管杭基礎(橋脚)	A1, A4橋台の大きな水平変位							土木学会阪神・淡路大震災調査報告, 土木構造物の被害, 橋梁, 1996.
		神戸大橋取付道路オンランプ部	直接基礎	橋脚の沈下と傾斜							
		東魚崎大橋(魚崎浜3号線)	PC3径間単純プレテンション方式T桁橋, 橋長64.8m, 幅員14.3m, ケーソン基礎(橋脚), H杭(橋台)	橋脚と橋台が傾斜, 橋台背面陥没			○				
2004年10月23日新潟県中越地震	M6.8	浄土川橋梁	鉄道橋, 直接基礎	橋脚の沈下(30mm, 70mm)							鉄道総研月例発表会講演要旨:地盤の液状化程度の推定と構造物の沈下の影響
2011年3月11日東北地方太平洋沖地震	M9.0	神宮橋	PC単純プレテンT桁橋76連, 橋長950m, 幅員10.12m, 杭基礎(橋台), オープンケーソン基礎(橋脚)	橋脚の沈下・ラーメン橋脚の損傷				○		○	国土交通省常陸河川国道事務所平成24年度H24管内橋梁点検業務(その1)神宮橋の橋脚損傷状況, 2013.

表-1.1.3 液状化に起因する橋台背面の沈下

地震	規模	橋名	構造概要	事象	橋に与える影響						出典
					落橋	輸送機能			修復		
						喪失	通行止め	確保	短期的	長期的	
1983年5月26日日本海中部地震	M7.7	十三湖大橋	3径間連続PC箱桁橋2連，橋長239.0m，幅員11.5m，ケーソン基礎（橋脚），直接基礎（橋脚，橋台）	橋台裏込土約1.0m沈下				○			土木研究所報告第165号1983年日本海中部災害調査報告，1985.
		五明光橋	3径間単純プレテンション方式のPSコンクリート橋，橋長40.57m，杭基礎	取付盛土は無数の大きな亀裂が発生し沈下，橋台パイルには亀裂			○				
		八郎湖岸橋	PCプレテンション桁橋，橋長11.5m，幅員4.5m，RCパイル5列のパイル橋台	取付道路は沈下・破壊し，橋台のパイル頭部には亀裂が生じた			○				土木学会1983年日本海中部地震震害調査報告書，pp.293-295，1986.
		竜馬橋	単純合成鋼鈑桁橋3径間，橋長84.0m，幅員7.5m，ケーソン基礎（橋脚，橋台），杭基礎（橋台）	橋台背面土20cm沈下							
1993年1月15日釧路沖地震	M7.5	鶴厚内橋	単純鋼鈑桁橋2径間，橋長約41m，直接基礎	橋台背面地盤が長さ約4.0mに渡って約1.5m沈下			○				
1993年7月12日北海道南西沖地震	M7.8	上磯新橋	単純鋼鈑桁橋3径間，橋長53.1m，幅員8.0m，ケーソン基礎	橋台背面盛土沈下							土木学会1993年北海道南西沖地震震害調査報告，pp.178-186，1997.
		新有川橋	単純鋼鈑桁橋4径間，橋長98.5m，幅員8.0m，杭基礎	橋台背面盛土沈下							
		柳崎橋	単純鋼製桁橋5径間，橋長181.0m，ケーソン基礎	橋台が河心方向に移動，橋台背面盛土沈下							
1995年1月17日兵庫県南部地震	M7.3	末広橋		取付背面路面沈下							土木研究所資料第4014号，道路橋橋台およびその基礎の地震被災事例
2011年3月11日東北地方太平洋沖地震	M9.0	江合橋	3径間連続非合成版桁橋2連，橋長180.8m，幅員14.3m，鋼管杭基礎	右岸と左岸の橋台背面段差50～80cm							
		富士橋	鋼単純H桁橋，橋長26.5m，幅員7.8m，既製PC杭	橋台背面部の段差（最大30cm）			○				

1.1.2 被災事例の整理・分析

表-1.1.1 から**表-1.1.3** に示した液状化による橋の被害の傾向を以下に示す。

1.1.2.1 液状化に起因する側方流動に伴って下部構造に生じた被害

河川を跨ぐ橋梁や湾岸地域にある橋梁は、周辺地盤の流動によって、下部構造（主に橋台）が前面に移動したり、傾いたりしている橋がある。1964 年 6 月 16 日新潟地震での昭和大橋（**図-1.1.1** 参照）や八千代橋のように、橋台等が移動したことにより、橋脚頂部を桁が押して支承や落橋防止構造の損傷や、橋脚が変位・傾斜した例があり、落橋に至った例もある。また、1995 年 1 月 17 日兵庫県南部地震における西宮港大橋アプローチ橋（**図-1.1.2** 参照）は、地震動による慣性力と液状化に伴う側方流動が複合的に影響して落橋に至ったと考えられている。

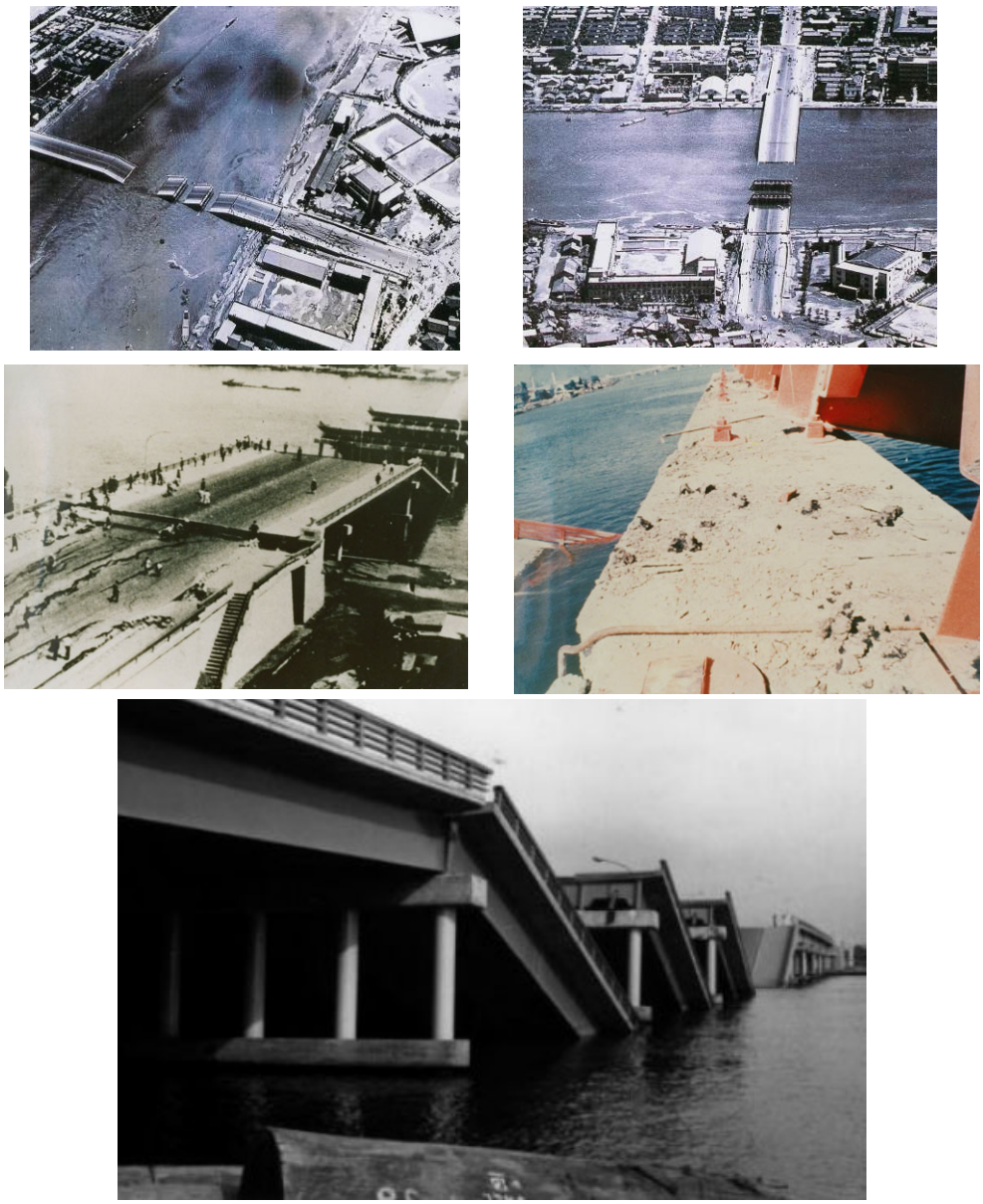


図-1.1.1　1964 年 6 月 16 日新潟地震で落橋した昭和大橋 [2)]

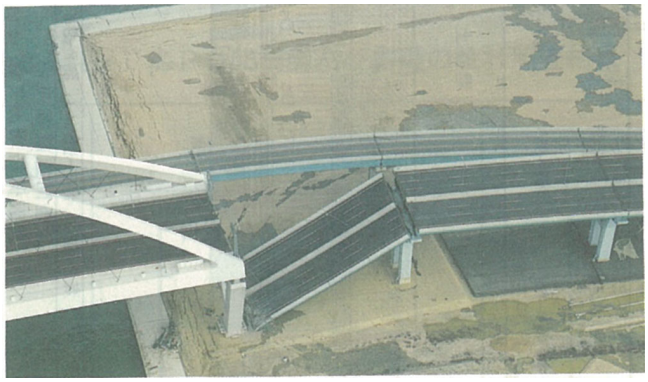


図-1.1.2　1995 年兵庫県南部地震で落橋した西宮港大橋アプローチ橋 [3)]

周辺地盤の流動は、地震動と異なり方向がはっきりしているため、下部構造の移動方向に対する耐力が小さい構造要素に損傷が生じている。具体的には、胸壁、支承構造、落橋防止構造、伸縮装置に損傷が生じている例（**図-1.1.3** 参照）が多い。1995 年 1 月 17 日兵庫県南部地震では、高羽大橋のように支承構造がないため杭体に損傷が生じた例（**図-1.1.4** 参照）もある。

写真 1.2.2.10　新夙川橋の護岸付近の地表面のひび割れ
Photo. 1.2.2.10　Crack of ground surface around shore protection of Shin-Shukugawa Bridge

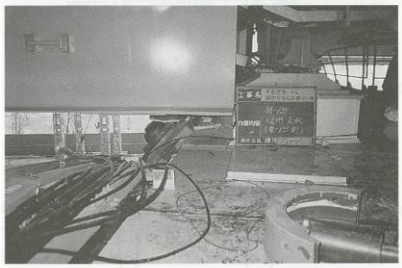


写真 1.2.2.11　新夙川橋の支承の損傷
Photo. 2　Damage on bearings of Shin-shukugawa Bridge

図-1.1.3　1995 年 1 月 17 日兵庫県南部地震で生じた周辺地盤の流動化に起因する支承周辺の損傷例 [4), 5)]

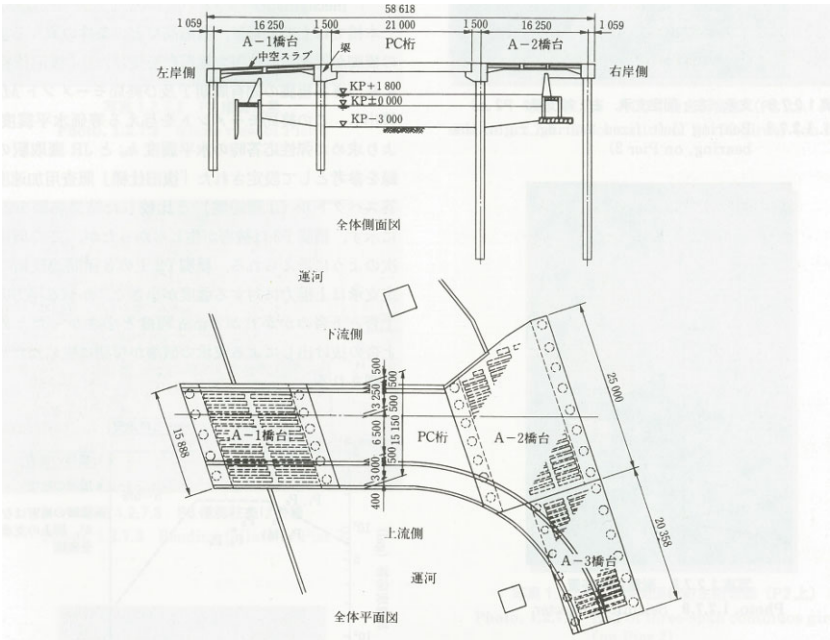


図 1.2.7.5　高羽大橋一般図

Fig. 1.2.7.5　General view of Takaha-Oohashi Bridge

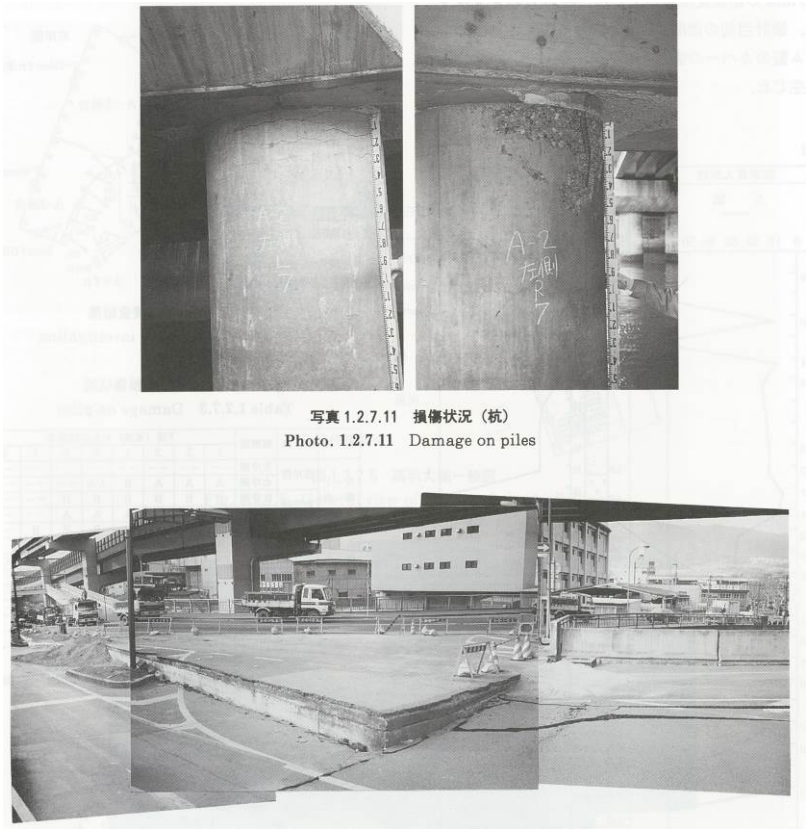


写真 1.2.7.11　損傷状況（杭）

Photo. 1.2.7.11　Damage on piles

図-1.1.4　1995 年 1 月 17 日兵庫県南部地震で生じた周辺地盤の流動化による杭体の損傷 [5)]

図-1.1.5 は、兵庫県芦屋市が管理する市道宮川大橋線に架かる宮川大橋の被災状況[6)]を整理したものである。二級河川宮川の護岸は液状化に伴う側方流動により河川中心方向に約 1～3m 水平移動し、これに引き込まれるようにして両端の橋台が同じ方向に約 50cm 移動している。下部構造の水平方向への移動により、右岸のピン支承と桁との連結ボルトが破断し、左岸のローラー支承はローラーが逸脱して機能を失うとともにフランジに局部的な塑性変形が生じた。さらに、桁端と橋台胸壁が衝突し桁端部が変形した。

橋台は既製杭（PC 杭）で支持されており、地震後のファイバースコープによる調査で杭体の亀裂や PC 鋼線の露出が確認されている。橋は、地震直後から通行止めを行っている。

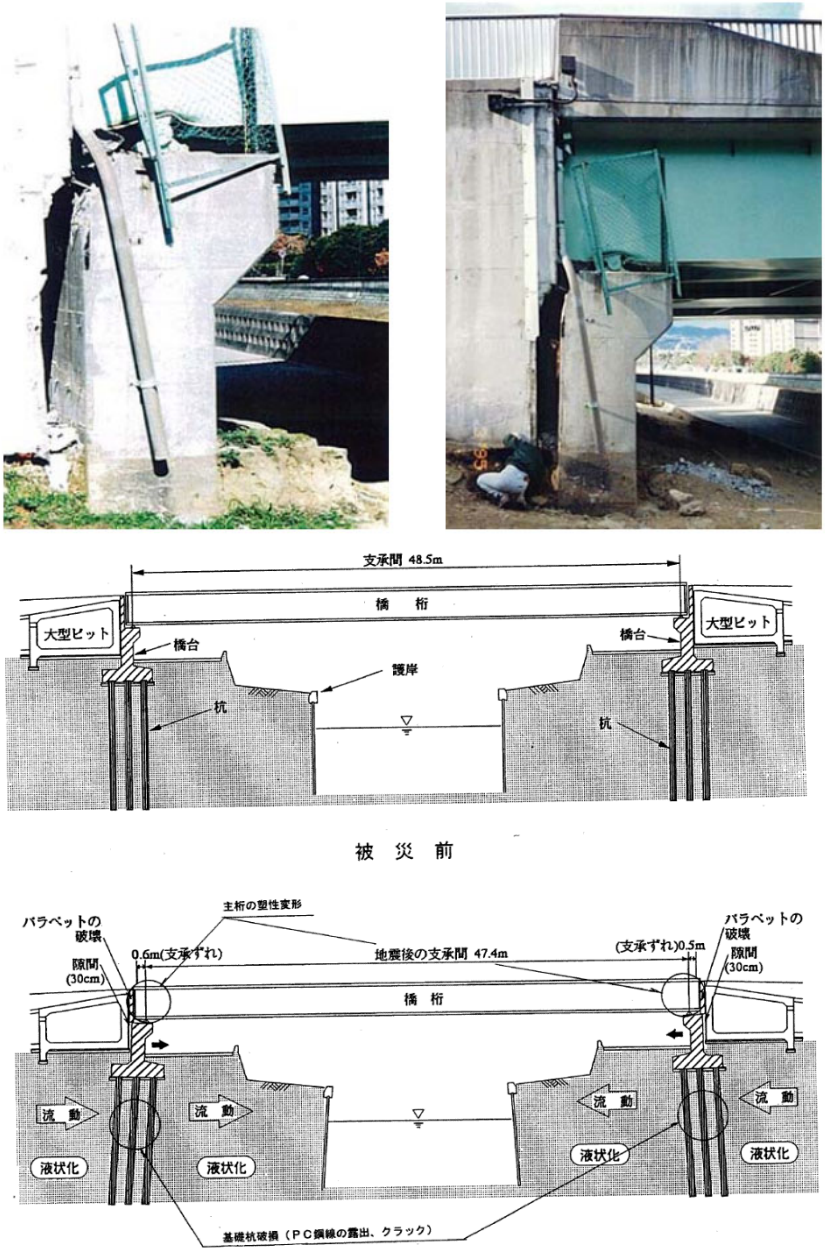
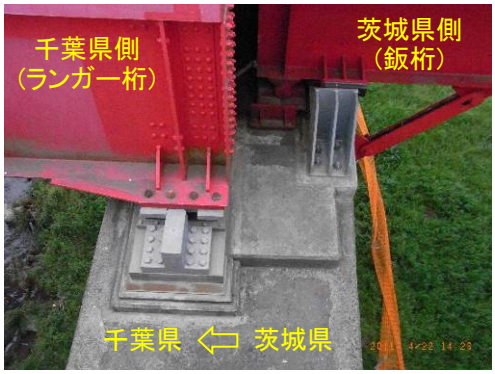


図-1.1.5　1995 年 1 月 17 日兵庫県南部地震で生じた周辺地盤の流動化による橋の損傷[6),7)]

1995 年兵庫県南部地震以後、鋼製支承から積層ゴム系支承を用いた橋が増え、2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震では、図-1.1.6 や図-1.1.7 および図-1.1.8 に示すように、下部構造の移動にともない積層ゴム系支承に残留変形が残る例も増えてきた。

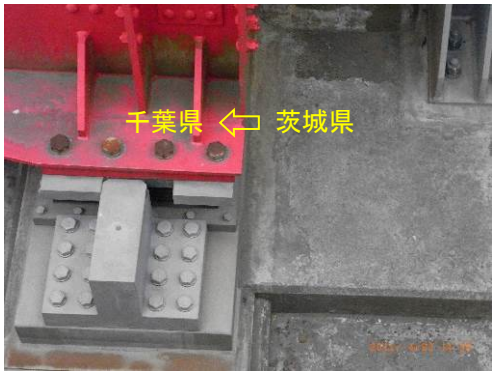
（a）茨城県側→

（b）千葉県側→

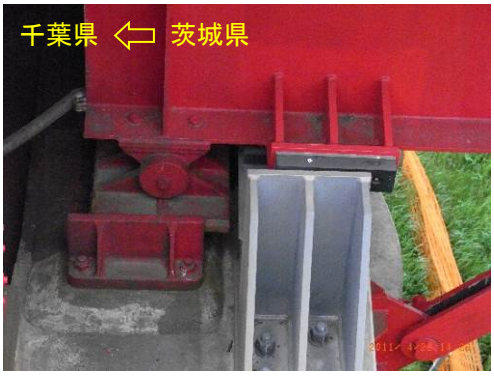


(c) Ｐ６橋脚架け違い部

(d) Ｐ６橋脚躯体と周辺地盤間の隙間



(e) ランガー桁の積層ゴム支承
（千葉県側）



(f) 鈑桁の鋼製ピンローラー支承
（茨城県側）

図-1.1.6　2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震で周辺地盤の流動化による下部構造の移動とそれに起因する支承の残留変形

図-1.1.7　2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震で周辺地盤の流動化による下部構造の移動とそれに起因する積層ゴム系支承の残留変形

図-1.1.8　2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震で周辺地盤の流動化による下部構造の移動とそれに起因する積層ゴム系支承の残留変形

1.1.2.2 周辺地盤の液状化に起因する下部構造の沈下や傾斜

液状化の有無にかかわらず、大規模な地震が起こった場合には、地盤自体の震動変位が生じるため、下部構造の変位は避けられない。特に、軟弱地盤中に建設された下部構造は、沈下や傾斜は大きくなる傾向にある。しかし、下部構造に生じた沈下や傾斜によって落橋に至った例は液状化が生じた場合に多いようである。

下部構造に生じた沈下や傾斜が、橋に与える影響は、単柱形式の静定構造とラーメン形式のような不静定構造とでは異なってくる。不等沈下の観点からいけば、不静定構造よりも静定構造の方がその影響を受けにくいが、液状化に起因する沈下や傾斜が生じた場合には、不静定構造の方が、橋に与える影響は小さい。

図-1.1.9 は 1964 年 6 月 16 日新潟地震で落橋した東跨線橋、**図-1.1.10** はやはり新潟地震で損傷したが輸送機能が喪失しなかった万代橋である。**図-1.1.11** は、1995 年 1 月 17 日兵庫県南部地震で橋台と橋脚の傾斜とともに躯体の損傷が大きかった東魚崎大橋（魚崎浜 3 号線）である。**図-1.1.12** は、2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震で沈下・傾斜が生じた神宮橋で、ラーメン構造の橋脚であったため、地震後の輸送機能は確保されていた。

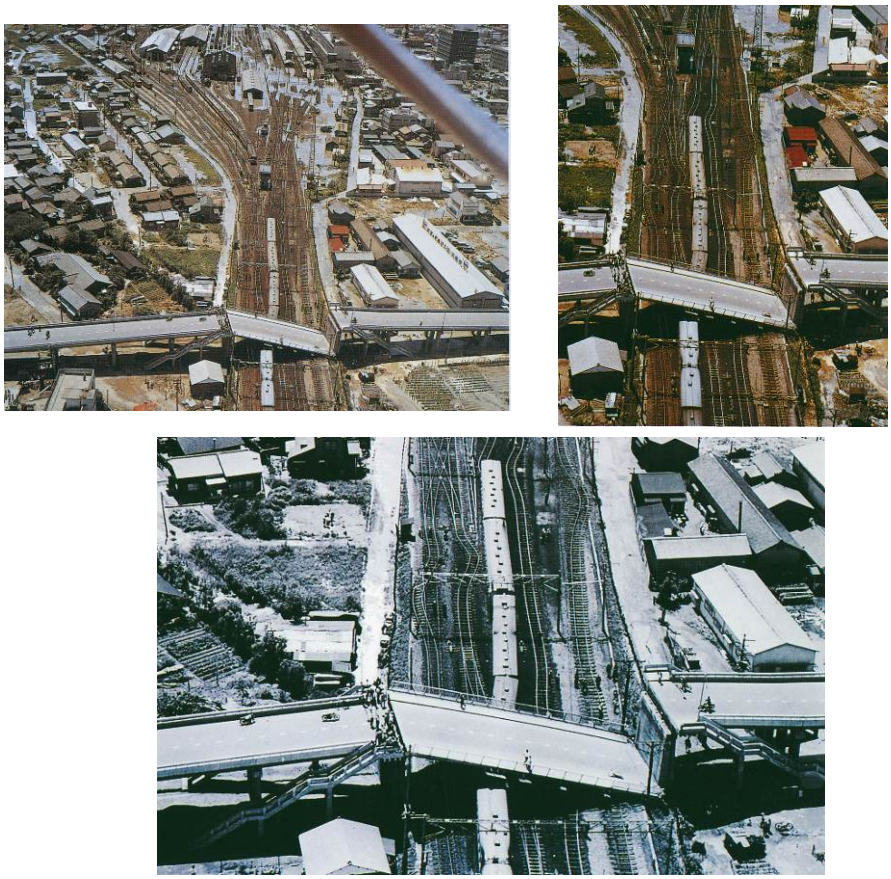


図-1.1.9　1964 年 6 月 16 日新潟地震で落橋した東跨線橋 [2)]

周辺地盤の液状化による下部構造の傾斜は、流動化と異なり、地盤震動の正負の影響や繰り返し載荷の影響を受けることから、起きた時の破壊モードの推定が難しい。また、河川内に建設された下部構造のように、洗掘の影響を受け偏土圧が生じている場合は、傾斜の起点となる可能性もある。

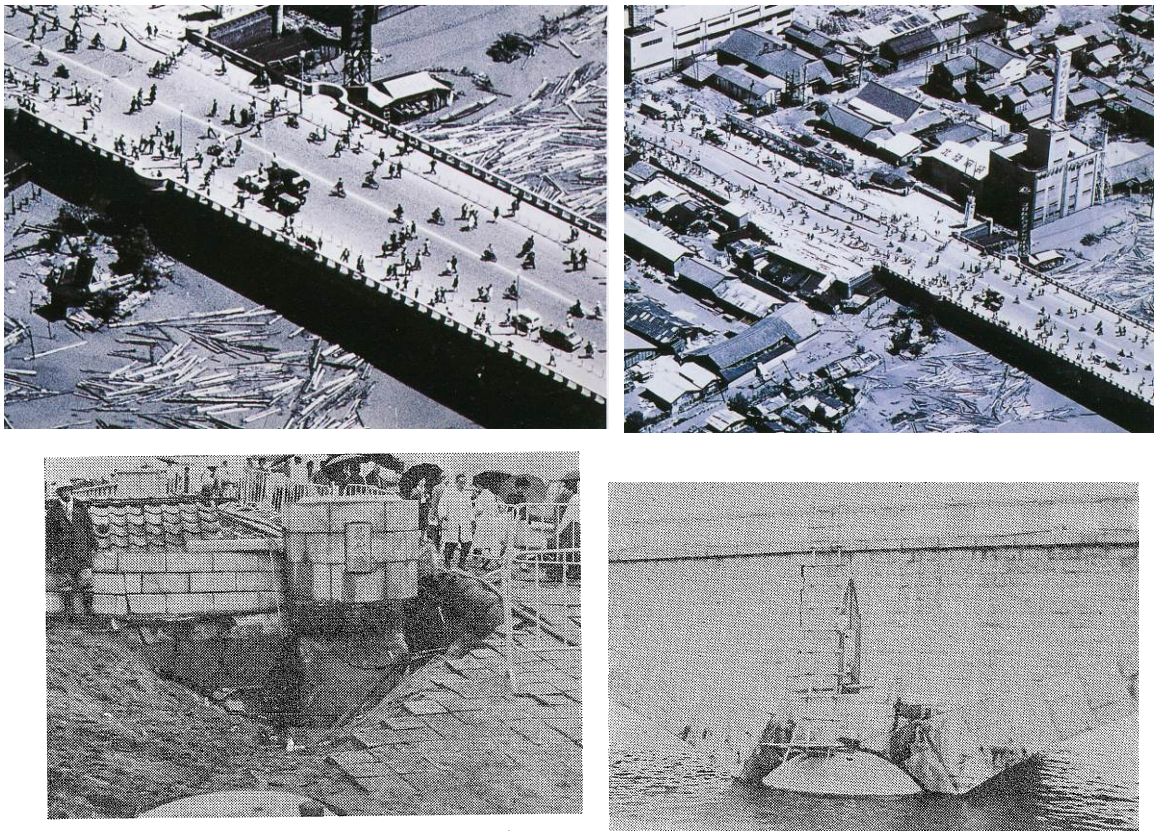


図-1.1.10　1964 年 6 月 16 日新潟地震で損傷しながらも輸送機能を確保した万代橋 [2), 8)]

図-1.1.11　1995 年 1 月 17 日兵庫県南部地震で下部構造が傾斜し損傷した東魚崎大橋 [9)]

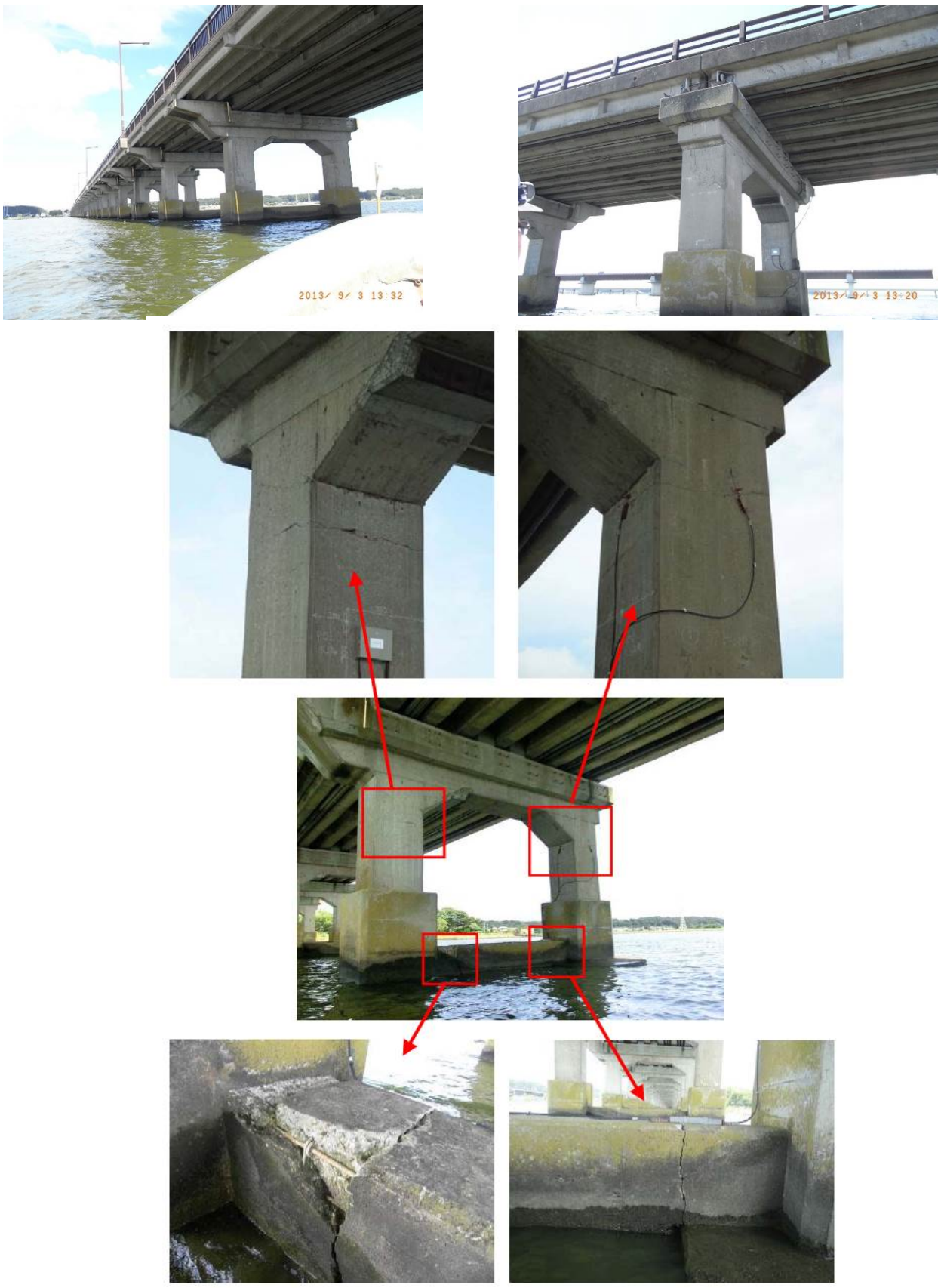


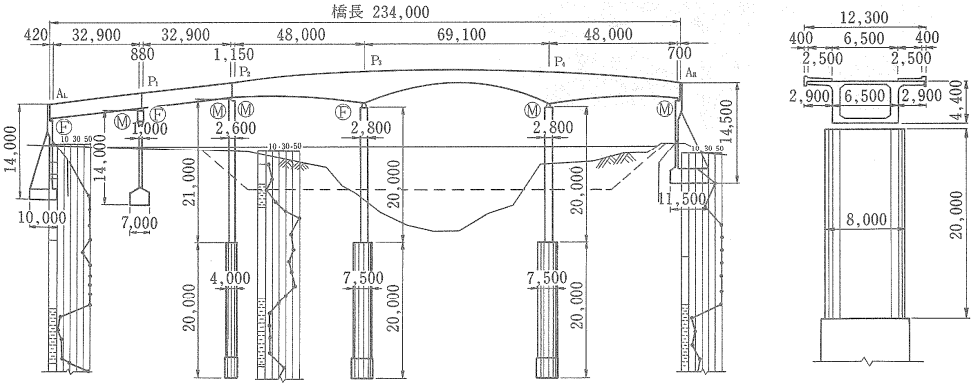
写真-3.7.1.6　2柱式ラーメン橋脚の損傷(P51橋脚)

図-1.1.12　2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震で沈下・傾斜が生じた神宮橋

1.1.2.3 液状化に起因する橋台背面の沈下

液状化に限らず橋台背面の沈下は、数多く発生している。何れも、一時的に通行止めを必要とするが、復旧も早い。また、踏掛版があったため輸送機能に支障が生じていない例もある。

図-1.1.13 は橋台裏込め土が約 1.0m 沈下したが踏掛版があったため、輸送機能を喪失しなかった十三湖大橋、**図-1.1.14** は 2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震での橋台背面の沈下の一例である。



（a）側 面 図　　（b）断 面 図

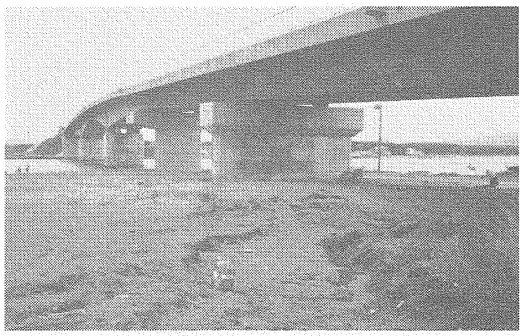


写真-13・17　十三湖大橋全景（下流左岸より）

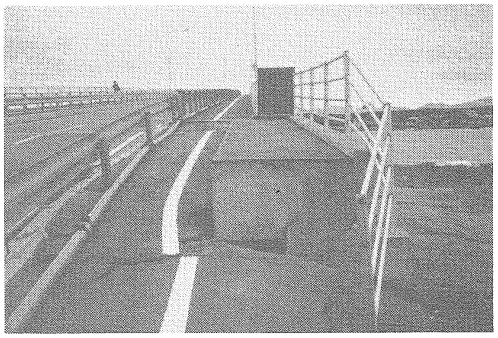


写真-13・20　十三湖大橋の橋台裏込め土の沈下（A_1橋台）

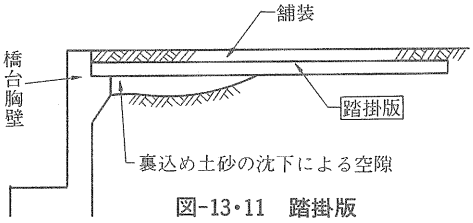


図-13・11　踏掛版

図-1.1.13　1983 年 5 月 26 日日本海中部地震で橋台背面裏込め土が沈下した十三湖大橋 [10)]

（1） 鹿行大橋（旧橋）

写真-4.2.10.5 橋台背面段差(右岸 A1 側)

写真-4.2.10.6 橋台背面段差(左岸 A2 側)

（2） 江合橋

写真-4.4.23.2 橋台背面部の段差
(左岸側)

写真-4.4.23.3 橋台背面部の段差
(右岸側)

（3）富士橋

図-1.1.14 2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震で液状化によって橋台背面に沈下が生じた橋の一例

1.2 耐震性評価手法の現状と課題

前節までに整理した既往地震による液状化に起因する橋の被害事例に基づき、地盤液状化や側方流動による典型的な橋梁被害を**表-1.2.1** に示している。これを見ると、液状化や側方流動は、下部構造だけでなく他の部材にも影響を与える。例えば、地盤液状化の影響で上下部構造間に設計による想定より大きな変位が生じた場合は、支承構造に大きな損傷が生じている例が多い。その結果、橋梁の耐震性能は、地盤液状化や側方流動により低下することになる。

また、液状化やそれに起因する側方流動によって橋に大きな被害が生じる条件を地盤条件から整理したものに、文献 7)がある。文献 7)においては、同じ換算液状化層厚であれば橋台高さが高いほど被災の程度が大きくなり、橋台高さが同じであれば換算液状化層厚が大きいほど被災の程度が大きいとされている。また、液状化やそれに伴う側方流動の影響は橋梁の設置位置が護岸付近ほど大きくなることも考えられる。

以上のように、過去の地震においては周辺地盤の液状化及び側方流動に伴う下部構造の移動や傾斜による橋梁の被害事例が確認できる。膨大な数を有する既設橋梁に対しては、特に上記のように大きな被害が生じうる地盤条件に建設される場合、液状化及び側方流動に対する照査方法が必要であると考えられる。

表-1.2.1　既往の地震による液状化現象と橋に与える被害の関係

地盤の被害形態	橋に与える被害		
	下部構造への影響	他の部材への影響	橋の耐震性能への影響
周辺地盤の側方流動	下部構造の移動 下部構造の前・後傾	橋台等が移動したことにより、橋脚頂部を桁が押して支承や落橋防止構造の損傷や橋脚に大変位や傾斜を生じさせる。	落橋もしくは機能喪失、軽微な場合には機能障害が生じる。
周辺地盤の液状化	下部構造の沈下・傾斜	下部構造に大きな変位や傾きが生じて桁を支持している支承に損傷が生じる。 下部構造（アーチの場合はアーチリブ等）躯体の断面力が大きくなる付近（配筋等の変化点）に損傷が生じる。	下部構造の沈下や傾斜が小さければ機能を確保することもできるが、下部構造等の躯体に生じた損傷の恒久的な補修が必要となる。下部構造の沈下や傾斜が大きい場合、落橋もしくは機能喪失が生じる。
液状化に起因する橋台背面の沈下	橋台裏込め土や路面の沈下	—	機能障害となることが多く、交通規制や一時的な交通止めが必要となる。

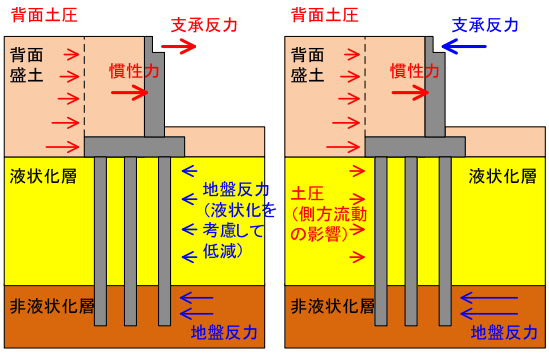
（注記）本表では、機能という言葉は、地震後の輸送路（緊急輸送道路や避難路）として機能するかという観点で使用している。

液状化地盤における橋梁基礎の耐震性能の照査方法については、平成 14 年の道路橋示方書・同解説 [11]より、レベル 2 地震動に対する液状化地盤上の橋台基礎の耐震性能照査法が導入され、液状化地盤に対する橋台基礎の耐震性向上が図られた。ただし、液状化が生じる場合の橋台の地震時挙動は複雑であり、未解明な点が多いことから、その導入当時より、今後解決すべきいくつかの課題の存在が認識されていた [11]。その代表的なものが、液状化に伴う側方流動の問題である。

現行照査法は、**図-1.2.1（a）**に示すように橋台躯体への支承反力、慣性力および橋台背面土圧の作用に対して、基礎前面地盤の抵抗が液状化により低下した状態を想定し、基礎の耐力または変形能を確保するというものである。しかし、橋台高さが低い橋台において、各部の慣性力や土圧が小さいにも関わらず、著しい残留変形を伴う被害を生じた事例も確認されている。こうした事例では、基礎周辺地盤が液状化に伴う側方流動を生じ、これが基礎に対する土圧として影響を及ぼした可能性が考えられている（**図-1.2.1（b)**）。なお、液状化による流動力を受けた橋台において**図-1.2.2** に示す地震時挙動が想定される。

液状化が生じたときの橋台基礎が基礎周辺地盤からの抵抗を得ることができず、土圧の作用を受ける場合は、橋台基礎の耐震性照査において適切に考慮することが必要となる。しかし、これを実験により一定の精度で把握することは難しく、影響要因が実験に基づいて詳細に検討された研究例は極めて少ない。このため、設計実務に取り込むことのできる十分な知見がないのが現状である。

こうした課題を踏まえ、本研究では橋台基礎に側方流動が生じた場合に作用する流動力に対する照査法及び流動力が作用する橋台基礎への効果的な対策工法について検討を行った。



(a) 現行照査法　　(b) 側方流動の影響を受ける場合の例

図-1.2.1　液状化地盤上の橋台に関する概念図

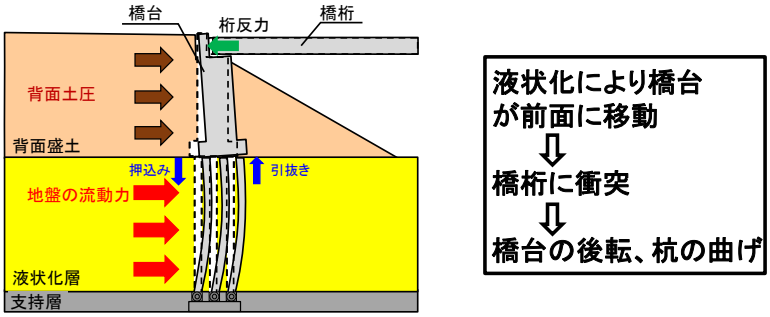


図-1.2.2 液状化地盤における橋台の地震時挙動

1.3 耐震対策工法

以下に前節で示した課題に対して、適切な耐震対策を提案する際に、既設橋への適用を考慮して、優先すべき事項として、①液状化に伴う地盤流動に対して効果的であること、②補強工事の際に既設橋の通行機能をできるだけ阻害しないこと、③施工機械の適用性があることを条件として以下に挙げる 3 つの耐震対策工法について、次章以降で検討していく。なお、耐震対策の選定においては、後述する設計および施工の両面から総合的に判断する必要がある。

1) 側面一体型

①鋼管杭側面補強

この補強方法は、既設フーチング側面に新たにフーチングと鋼管杭を増設し、増設した鋼管杭の抵抗力によって、流動力による橋台の変位や既設杭の変形を抑制する効果を期待した方法である。側面に増設する鋼管杭は直杭または斜杭となり、水平変位が大きくなるような条件においては、斜杭を用いる方がより合理的な構造となる可能性がある。回転杭工法による斜杭を用いた側面補強の概要図を、**図-1.3.1** に示す。

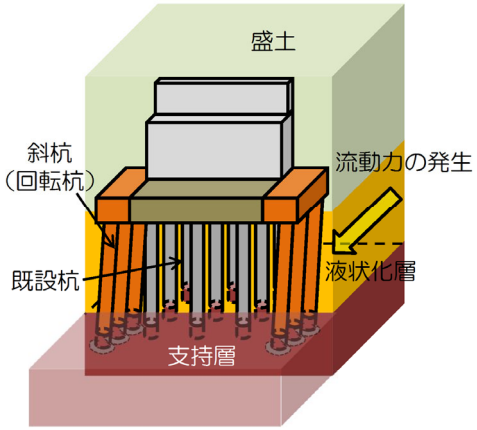


図-1.3.1　斜杭側面補強

②鋼管矢板壁補強（側面一体型）

この補強方法は、①の鋼管杭側面補強に対し、鋼管杭の代わりに鋼管矢板壁を用いるものである。鋼管矢板の壁としての抵抗力によって、流動力による橋台の変位や既設杭の変形を抑制する効果を期待する。鋼管矢板壁の変形挙動は継手部の構造や継手処理によって異なるため、構造検討においてはこれを適切に考慮する必要がある。概略図を**図-1.3.2** に示す。

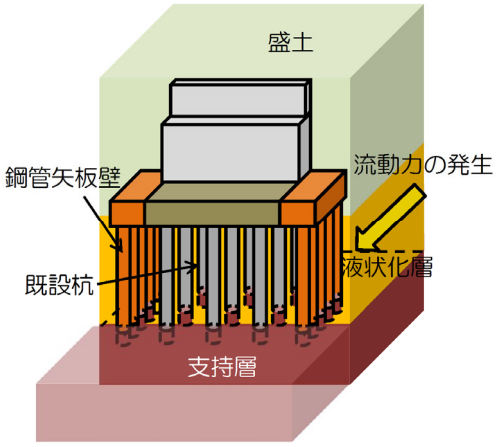


図-1.3.2　鋼管矢板壁補強（側面一体型）

2)　前面分離型

①鋼管矢板壁補強（前面分離型）

この補強方法は、既設下部構造の前面に地盤流動の抑止を目的とした鋼管矢板壁を増設し、主として既設杭に作用する流動を軽減することで橋台の変位や既設杭の変形を抑制することを期待した方法である。側面一体型補強に比べて継手部の特性が鋼管矢板壁の変形性状に及ぼす影響は小さいため、継手構造は施工性等から比較的自由に選定できる。概略図を**図-1.3.3** に示す。

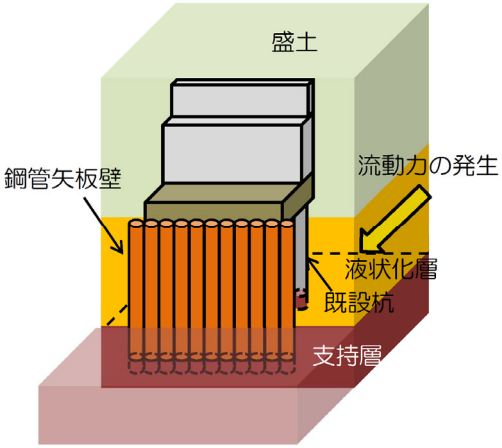


図-1.3.3　鋼管矢板壁補強（前面分離型）

参考文献

1) 栗林栄一，龍岡文夫，吉田精一：土木研究所彙報第 30 号，明治以降の本邦の地盤液状化履歴，1974.
2) (社)地盤工学会：液状化災害発生直後の新潟市街地航空写真集，1999,
3) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書,1995.
4) (財)阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路震災から復旧まで，1995.1.17-1996.9.30［写真集］，1997.
5) (社)土木学会，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告・土木構造物の被害・第 1 章橋梁，pp.81-88，120-123，1996.
6) (社)全国防災協会：平成 7 年発生災害採択事例集，"7-2 宮川大橋橋梁災害"，pp.295-302，1995.
7) (独法)土木研究所，福井・中谷・白戸：道路橋橋台およびその基礎の地震被災事例，土木研究所資料第 4014 号，pp.3，18，2006.
8) 建設省土木研究所：土木研究所報告第 125 号，新潟地震調査報告，1965.
9) (社)土木学会，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告・土木構造物の被害・第 1 章橋梁，pp.156-150，1996.
10) 建設省土木研究所：土木研究所報告第 165 号，1983 年日本海中部地震災害調査報告，1985.
11)（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説　V 耐震設計編、2002.3.
12）Shirato, M., Fukui, J. & Koseki, J.：Current status of ductility design of abutment foundations against large earthquakes，Soils and Foundations，Vol.46, No.3, pp.377-396，2006.6.

2. 液状化地盤における基礎の地震時挙動および耐震補強技術の効果検証に関する実験

2.1 遠心実験

本実験では、土木研究所（以下、土研とする）所有の大型遠心力載荷試験装置を用いた模型実験に基づき、液状化地盤における既設橋台基礎の地震時挙動の解明、及び橋台前面に鋼管矢板壁を設置する工法と斜杭や鋼管矢板壁を基礎側面で既設の基礎と一体化して補強する工法の補強効果の検証を行った。以下、遠心載荷実験の概要と結果を示す。

2.1.1　実験概要

（1）実験ケース

実験ケースを**表-2.1.1** に示す。同表に示す実験ケースにおける既設基礎は、液状化の影響を考慮した設計がされていなかった時代の S39 指針 [1)]に基づいて設計された可動支承側の橋台を対象とした。

これらの実験ケースは､橋台高及び液状化層厚の違いより大きく 2 シリーズに分かれる。ケース 2～5（シリーズ 1）においては、橋台高さを 5m、液状化層を 18m と設定し、ケース 8～11（シリーズ 2）においては、橋台高さを 12m、液状化層を 10m と設定した。両シリーズにおいて実験パラメータは、補強対策の有無及び種類とした。

表-2.1.1 実験ケース

Case	橋台高	液状化層厚	基礎諸元	対策諸元		備考
シリーズ 1						
2	5m	18m	PHC 杭φ600mm C 種 L=18.6m　6×3 本	無対策	－	
3-2	5m	18m	PHC 杭φ600mm C 種 L=18.6m　6×3 本	鋼管矢板壁 （前面分離型）	鋼管杭φ1800mm t=25mm L=20.8m　6 本	対策杭 下端固定
4	5m	18m	PHC 杭φ600mm C 種 L=18.6m　6×3 本	斜杭（回転杭） （側面一体型）	回転杭φ600mm　t=9mm L=18.6m　3×2 本	
5	5m	18m	PHC 杭φ600mm C 種 L=18.6m　6×3 本	鋼管矢板壁 （側面一体型）	鋼管矢板φ800mm t=9mm L=18.8m　4×2 本	
シリーズ 2						
8	12m	10m	場所打ち杭φ1000 D35-22 本 L=11m　4×4 本	無対策	－	
9-2	12m	10m	場所打ち杭φ1000 D35-22 本 L=11m　4×4 本	鋼管矢板壁 （前面分離型）	鋼管杭φ1000mm t=22mm L=13m　10 本	対策杭 下端固定
10	12m	10m	場所打ち杭φ1000 D35-22 本 L=11m　4×4 本	斜杭（回転杭） （側面一体型）	回転杭φ1000mm t=14mm L=11m　4×2 本	
11	12m	10m	場所打ち杭φ1000 D35-22 本 L=11m　4×4 本	鋼管矢板壁 （側面一体型）	鋼管矢板φ800mm t=9mm L=10.8m　8×2 本	

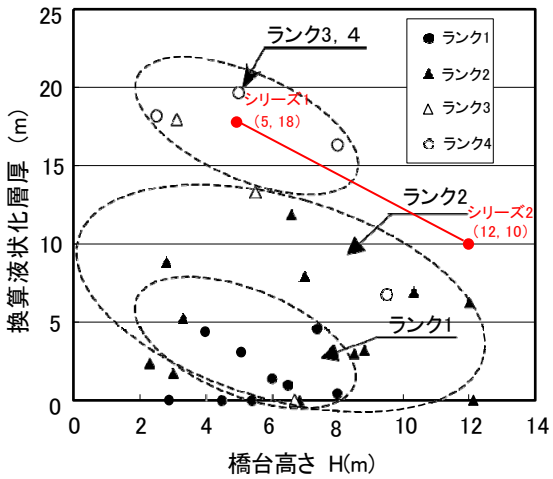


図-2.1.1 橋台の被災ランクと換算液状化層厚や橋台高さとの関係 [2)]

なお、橋台高さと液状化層厚は、既往地震における液状化被害を受けた橋台の被災ランクと換算液状化層厚や橋台高さとの関係（図-2.1.1）[2)]に基づき設定した。ここで、被災ランク 1 は車両通行が可能な程度のもの、ランク 2 は背面取付道路等に若干の沈下が生じたもの、ランク 3 は通行が一時不可能となるような過大な背面地盤の沈下や橋台の水平移動を生じたもの、ランク 4 はさらに変位が進み躯体の破壊を伴う移動が見られたものとされている。

（2）実験模型

本実験において遠心加速度を 60g と設定した。実験模型は、1/60 の縮尺で、橋台、杭、上部構造、支持地盤、液状化層および背面盛土を製作した。Case3-2 と Case9-2 を例として実験模型の概要を図-2.1.2 に示す。橋台模型の詳細を図-2.1.3 に、補強対策を有する橋台模型の様子を図-2.1.4 に示す。なお、実験模型は、土槽側面から橋台の挙動が観察できるように、橋台模型を半断面模型とした。また、橋桁の端部を土槽の側壁に固定し、可動支承側の橋台上部の水平変位がこれに拘束されるような実験条件とした。

各実験ケースの地盤模型の材料については、支持層には 7 号珪砂（土粒子密度 ρ_s = 2.653 g/cm^3、50%粒径 D_{50} = 0.149 mm、細粒分含有率 F_C = 3.5%、均等係数 U_c = 1.58）を使用し、相対密度 Dr=95%を目標とした。一方で、各実験ケースにおける背面盛土や液状化層には、宇部珪砂 6 号（土粒子密度 ρ_s = 2.647 g/cm^3、50%粒径 D_{50} = 0.29 mm、細粒分含有率 F_C = 0.7%、均等係数 U_c = 2.08）を使用し、相対密度 Dr = 50%を目標とした。なお、支持層と液状化層は、真空脱気槽を用いて負圧法により飽和させ、地下水位を前面地盤の地表面と一致させた。地盤飽和に使用した間隙流体は、透水性に関する相似則を満足させるため、水の 60 倍の粘度に調整したメトローズ水溶液とした。

橋台模型について、図-2.1.3 に示すように、シリーズ 1 において橋台模型のフーチング底面までの高さは、83.3 mm とし、橋台模型の大きさは、75 mm（橋軸方向）×83.3 mm（橋軸直角方向）とした。 Case4 と 5 における橋台模型は、側面の増設部材と一体化させるため、橋軸直角方向の幅をそれぞれ 55.8 mm と 50 mm の拡幅を行った。シリーズ 2 において橋台模型のフーチング底面から橋台天端までの高さは、200 mm とし、橋台模型の大

きさは、158.3 mm（橋軸方向）×83.3 mm（橋軸直角方向）とした。Case10 と 11 における橋台模型は、側面の増設部材と一体化させるため、橋軸直角方向の幅をそれぞれ 91.7 mm と 50 mm の拡幅を行った。なお、全ての実験ケースにおける橋台の材質は、アルミニウムとした。

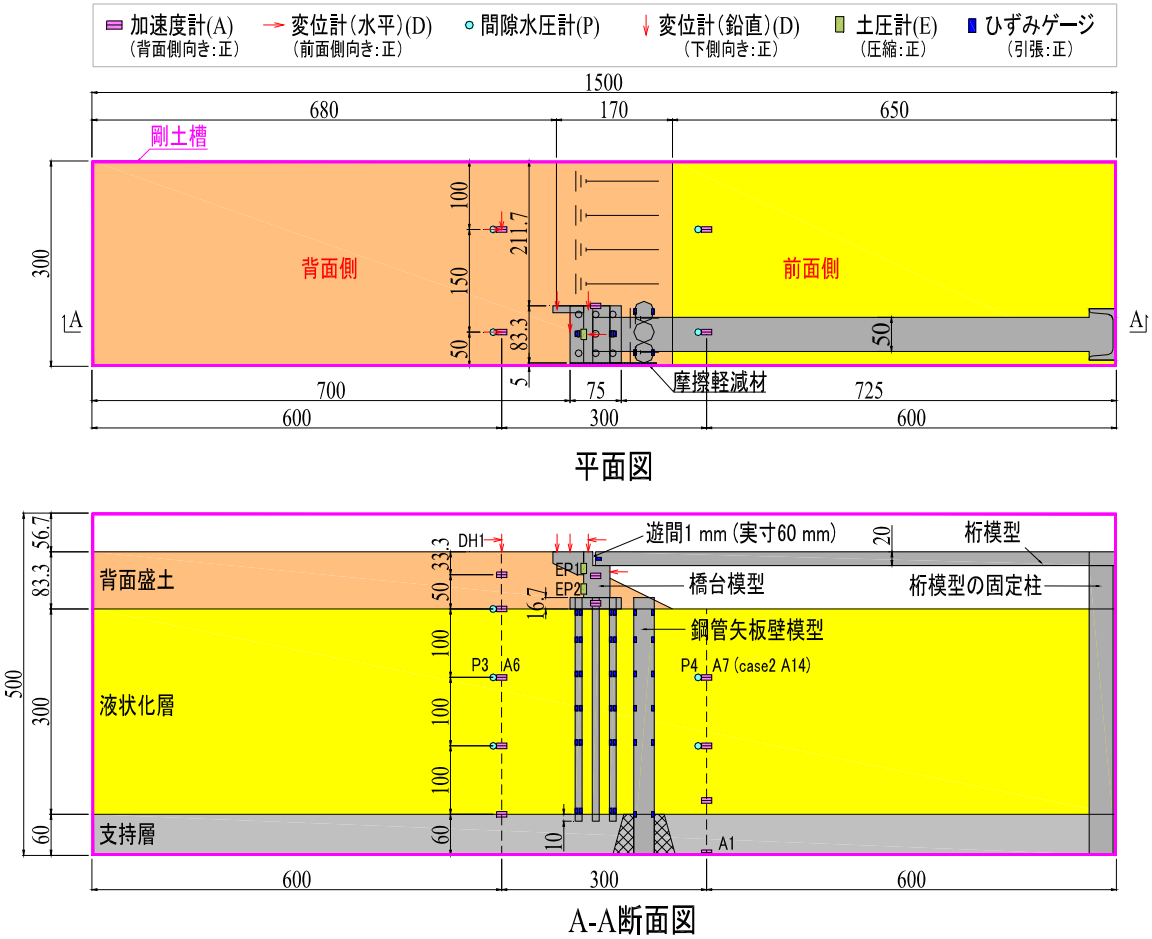
杭模型について、シリーズ 1 における既設基礎の杭模型は、杭列の配置が 3×3 列で、杭間隔を 2.5D（D：杭径）とした。杭の曲げ剛性と地盤からの受圧面積に関する相似則を満足するようにアルミ製パイプの断面寸法（外径 10 mm、厚さ 0.73 mm）を設定した。前面分離型の補強対策を有する Case3-2 において増設した鋼管矢板壁は、既設杭と同様にアルミ製パイプ（外径 30 mm、厚さ 1.3 mm）を用いて製作し、フーチング前面から 33.3 mm 離れた位置に設置した。側面一体型の補強対策を有する Case4 においては、斜杭として（斜角 10°）の増し杭をアルミ製パイプ（外径 10 mm、厚さ 0.47 mm）で製作し、杭間隔を 2.5D としてフーチング側面から 45.8 mm 離れた位置に設置した。側面一体型の補強対策を有する Case5 における鋼管矢板壁模型は、アルミ製パイプ（径 10 mm、厚さ 0.46 mm）を用いて製作し、フーチング側面から 33.3 mm 離れた位置に設置した。

シリーズ 2 における既設基礎の杭模型は、杭列配置が 4×2 列で、杭間隔を 2.5D（D：杭径）とし、アルミ製パイプ（外径 16 mm、厚さ 1 mm）を用いて製作した。前面分離型の補強対策を有する Case9-2 において増設した鋼管矢板壁は、アルミ製パイプ（外径 16 mm、厚さ 1.5 mm）を用いて製作し、フーチング前面から 33.3 mm 離れて設置した。側面一体型の補強対策を有する Case10 における斜杭は、アルミ製パイプ（外径 16.7 mm、厚さ 0.72 mm）で製作し、杭間隔を 2.5D としてフーチング側面から 75 mm 離れた位置に 10°の傾斜角を設けて設置した。側面一体型の補強対策を有する Case11 における鋼管矢板壁模型は、アルミ製パイプ（径 13.3 mm、厚さ 0.46 mm）を用いて製作し、フーチング側面から 33.3 mm 離れた位置に設置した。

なお、各ケースにおける既設杭は、杭頭をフーチングと剛結させ、杭先端の支持層への根入れを 1.0D とした。増設杭の固定条件は、Case3-2 及び 9-2 においては、地盤変位の抑制効果を得る上で液状化層下面以深への十分な根入れによって水平抵抗を確保するため、実験条件を単純化し増設鋼管矢板の先端を土槽底面に完全に固定した。Case4、5、10 及び 11 における増設杭の杭頭及び先端の固定条件は、既設杭と同様に設定した。

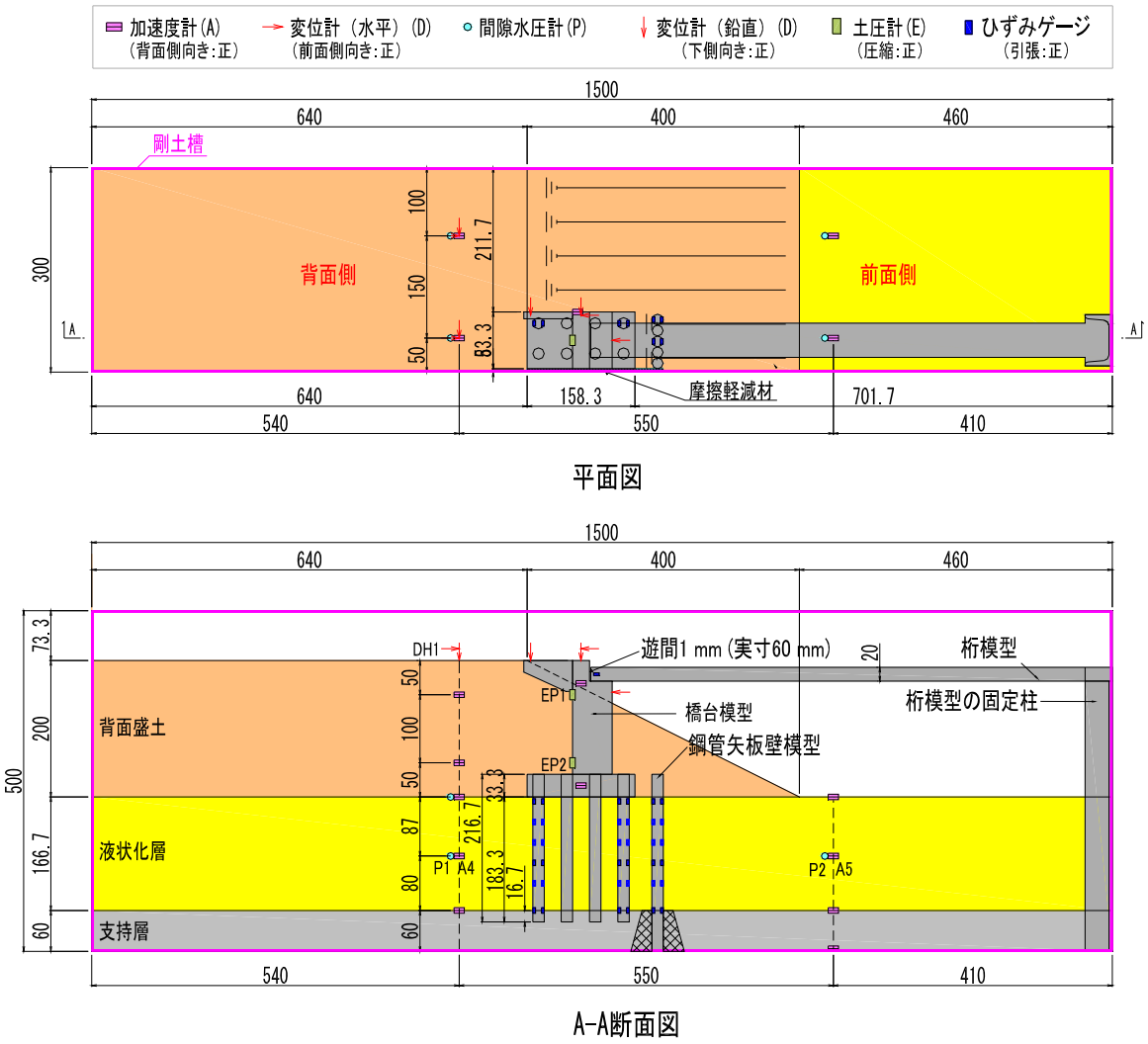
（3）入力地震動

入力地震動（**図-2.1.5**）として、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編[3)]におけるレベル 2 タイプⅠ地震動の動的解析用時刻歴波形 I-I-3（I 種地盤、新晩翠橋周辺地盤上 NS）を土槽下面より入力した。



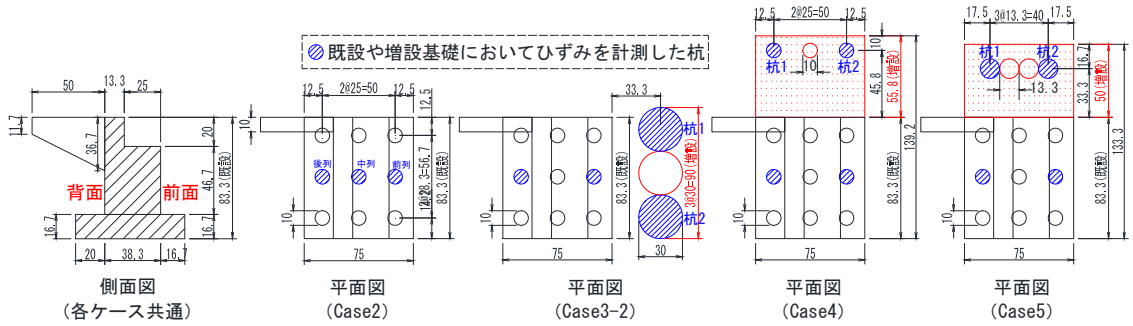
(a) Case3-2

図-2.1.2 実験模型概要（模型スケール）



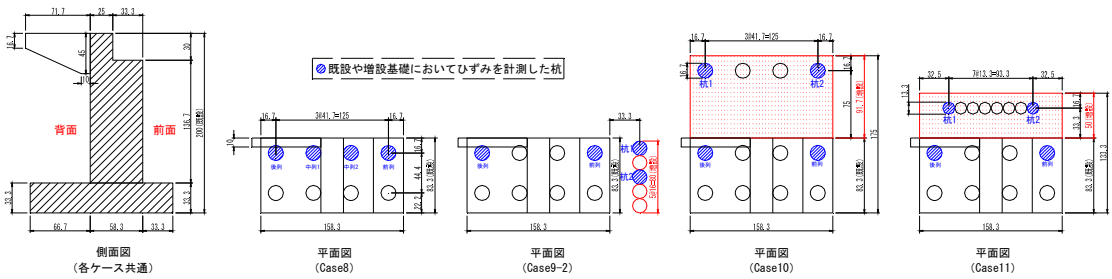
(b) Case9-2

図-2.1.2 実験模型概要（模型スケール）（続き）



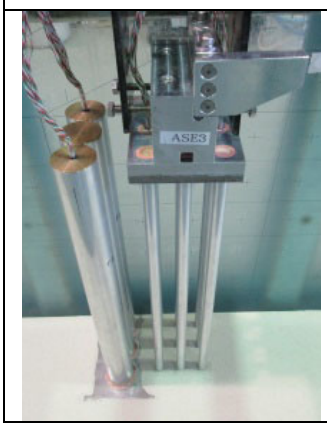
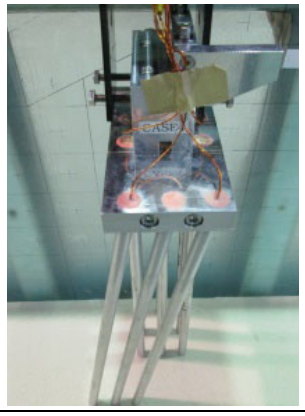
(a) シリーズ１（case2～5）

図-2.1.3 半断面の橋台詳細（模型スケール、単位 mm）

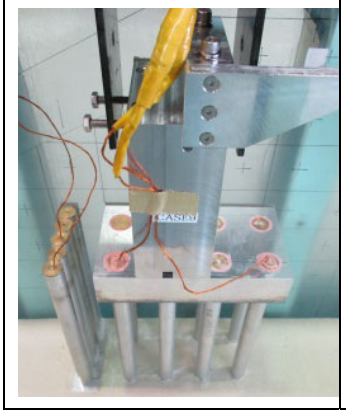
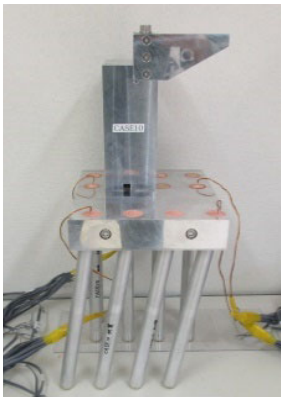


（b） シリーズ１（case8～11）

図-2.1.3 半断面の橋台詳細（模型スケール、単位 mm）（続き）

Case3-2	Case4	Case5
		

（a） シリーズ１（case3-2～5）

Case9-2	Case10	Case11
		

（b） シリーズ２（case9-2～11）

図-2.1.4 半断面の橋台杭基礎模型の様子（液状化層設置前）

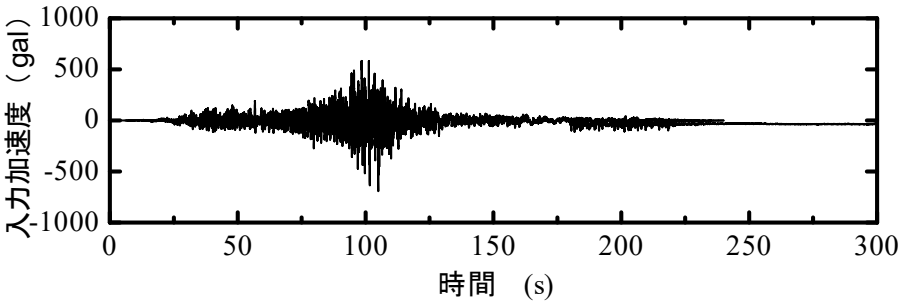


図-2.1.5 入力加速度

2.1.2　実験結果（シリーズ 1：橋台高さ 5m、液状化層厚 18m）

無対策の Case2、鋼管矢板壁による前面分離型の Case3-2、斜杭による側面一体型の Case4 及び鋼管矢板壁による側面一体型の Case5 を対象として、液状化地盤における橋台杭基礎の地震時挙動及び補強効果の実験結果を以下にまとめる。なお、以下の実験結果の値は、相似則に基づき実物に換算した値である。

（1）周辺地盤の応答加速度と液状化の発生状況

Case2 を代表として前背面地盤の応答加速度の時刻歴（計測位置は**図－2.1.2** 参照）を、**図－2.1.6** に示す。前背面地盤の液状化層における加速度は、土槽底面位置の加速度と比べ、あまり増幅していないことが分かる。これは、地震動による繰返しせん断に伴い、地盤の液状化による剛性低下が生じたことを示すものであり、特に有効拘束圧が小さい前面地盤において、その影響が顕著に現れたものと解釈される。なお，他のケースにおいて前背面地盤の応答加速度の変化傾向は Case2 と同様である。

また、前背面地盤の過剰間隙水圧の時刻歴（計測位置は**図－2.1.2** 参照）を**図－2.1.7** に示す。液状化層の過剰間隙水圧は、前背面地盤ともに約 25 秒で増加し始めた。過剰間隙水圧比は、前背面地盤ともに加振中に 1.0 に到達したが、有効拘束圧が小さい前面地盤の方が背面地盤より早く 1.0 に到達し液状化が発生した。なお，他のケースにおいて前背面地盤の過剰間隙水圧の変化傾向は Case2 と同様である。

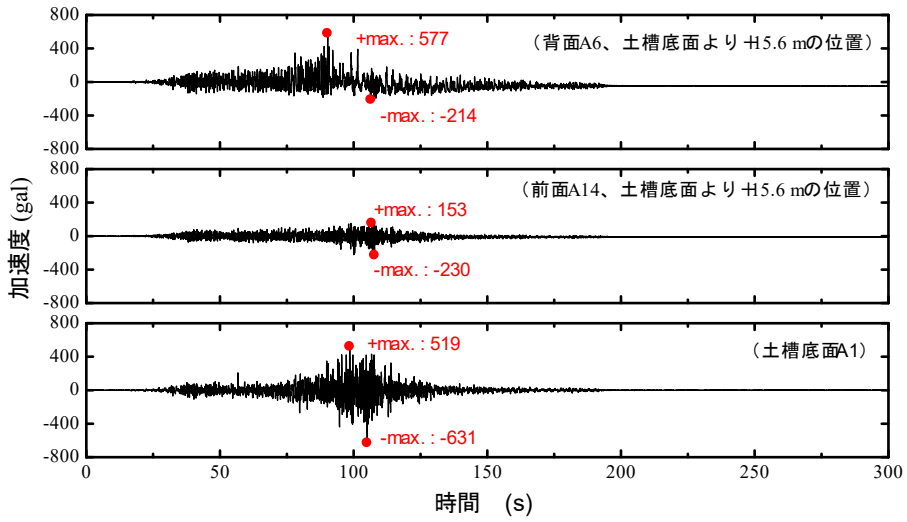


図-2.1.6 前背面地盤における応答加速度（Case2）

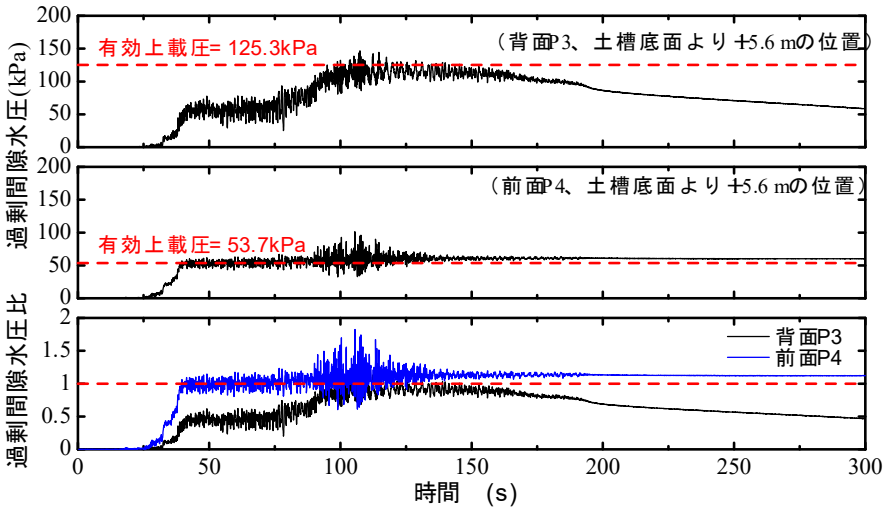


図-2.1.7 前背面地盤における過剰間隙水圧(case2)

(2) 周辺地盤の変位

計測した背面地盤表層の水平変位 DH1 の時刻歴（計測位置は**図－2.1.2** 参照）を**図－2.1.8** に示す。また、過剰間隙水圧消散後の地盤残留変形の分布を**図－2.1.9** に示す。

図－2.1.8 に示すように、鋼管矢板壁による前面分離型 Case3-2 においては、無補強 Case2 と比べると、背面の水平変位 DH1 への抑制効果が明らかに発揮できたことが分かる。特に、入力地震動最大値の付近（**図－2.1.5** 参照）に、地盤の水平変位が有効に低減された。斜杭や鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策を有する Case4 と Case5 における地盤の水平変位 DH1 は、入力地震動最大値の付近に Case2 より小さくなった。その原因は、増設した斜杭や鋼管矢板壁により周辺地盤を含めた橋台杭基礎の水平剛性が大きくなったためであると考えられる。

また、橋軸方向に約 60m 範囲の橋台周辺の地盤残留変形の分布（**図－2.1.8**）に着目すると、鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策を有する Case3-2 における地盤残留変形は、無補強の Case2 と比べて明らかに抑制されたことがわかる。斜杭や鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策を有する Case4 と 5 は、Case2 とほぼ同程度の地盤残留変形を有した。なお、各ケースにおける地盤残留変形の大きさは前述した水平変形 DH1 の結果と概ね対応している。

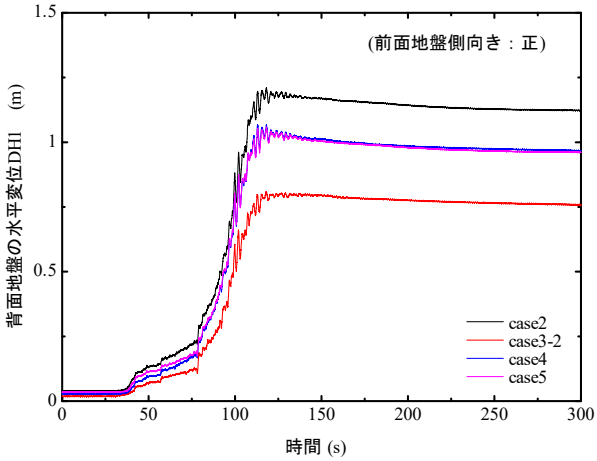


図-2.1.8 背面地盤の水平変位 DH1

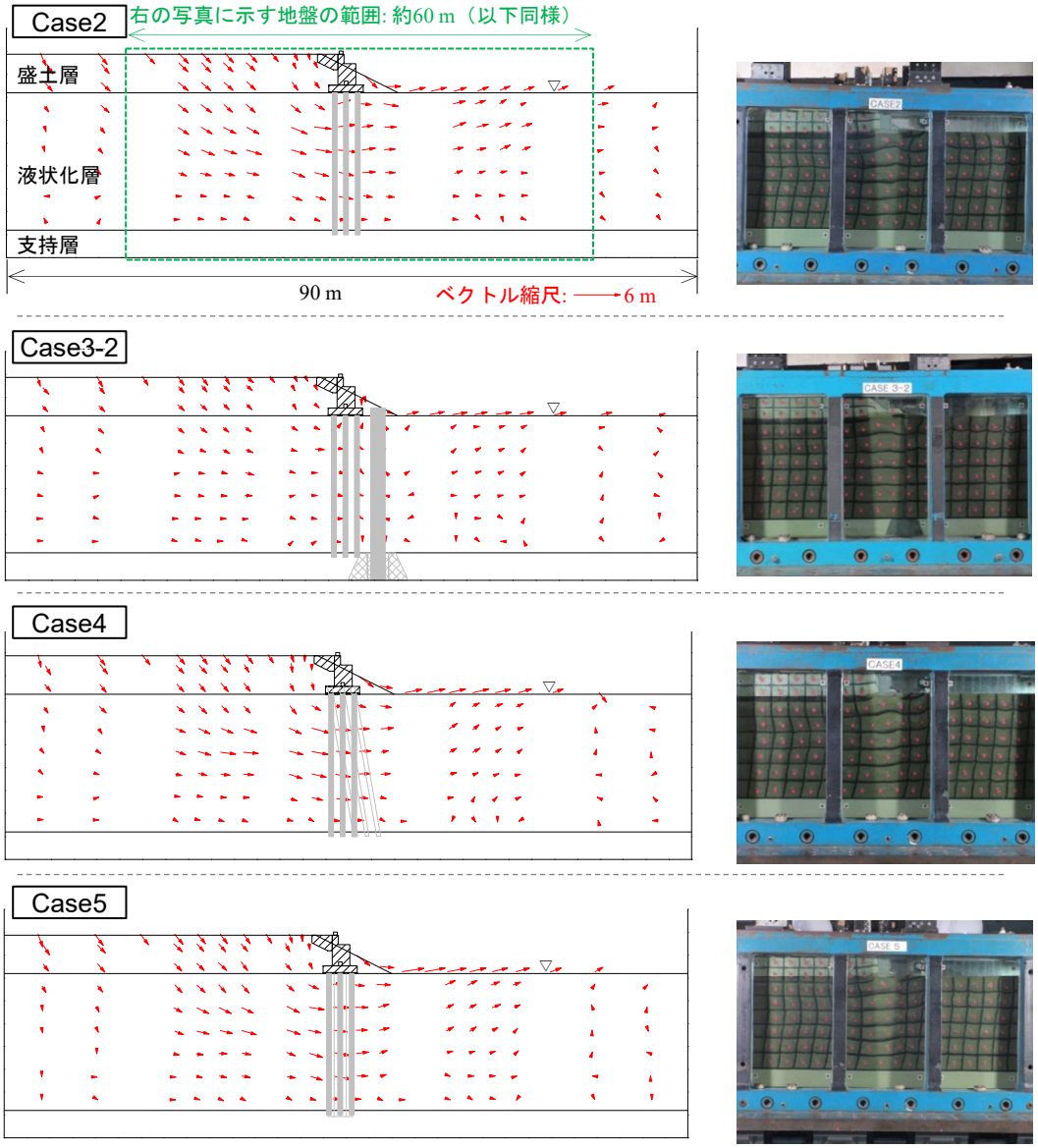


図-2.1.9 地盤の残留変形（左：ベクトル図；右：残留変形が生じた橋台周辺地盤の様子）

（3）鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策の効果

無補強の橋台（Case2）と鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策を行った橋台(Case3-2）において、実験データに基づき求めた橋台の回転角とフーチング底面の水平変位をそれぞれ**図－2.1.10** と**図－2.1.11** に、杭の曲げモーメントの最大応答値及びその時の杭の作用土圧を**図－2.1.12** に示す。なお、加振開始時点で生じている変位は、遠心加速度の上昇過程で発生した値である。杭の曲げモーメントは、杭の曲げひずみの計測値に基づき算出し、前面側が引張の状態を正としている。また、杭の作用土圧は、曲げモーメント分布の補間関数を 2 回微分[4]することで算出し、前面側に向かう方向を正としている。なお、実験においては実杭の降伏モーメントに相当する断面力を超過しても模型杭が弾性挙動を示すため、降伏モーメントを超える曲げモーメントや、それに対応した作用土圧が得られている。

加振段階における橋台の回転角の変化傾向に着目すると、両ケースにおいても橋台は、約 75s から背面側に大きく傾斜する挙動を示した。それに対して、フーチング底面の水平変位は前面側に向かって概ね一方向的に累積していることがわかる。橋台が背面側へ回転したのは、橋台たて壁が橋桁と接触して拘束されたためと考えられる。**図－2.1.7** に 30s 付近における前面地盤の水圧上昇や 75s 以降における背面地盤の水圧上昇に対応して橋台の変位が急増していることから、橋台の変位に対しては、液状化が影響した可能性が考えられる.

両ケースにおける橋台の回転角の絶対値に着目すると、前面分離型の補強対策を有する Case3-2 においては、無補強 Case2 と比べて加振中に橋台の回転角を大きく抑制されたことが分かる。フーチング底面の水平変位は、橋台の回転角と同様に補強対策により大きく抑制された。また、Case3-2 における既設杭の最大応答時の曲げモーメントは、無補強 Case2 に比べて大きく低減された。後列杭の中央位置における曲げモーメントは、Case2 の約 1/3 となった。既設杭の作用土圧も、無補強 Case2 と比べて近い分布を有したが特に後列杭において大きく低減されたことがわかる。

これらの結果より、鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策は、既設杭に作用する流動力を抑制する効果を発揮しており、既設杭基礎への補強効果があることがわかる。

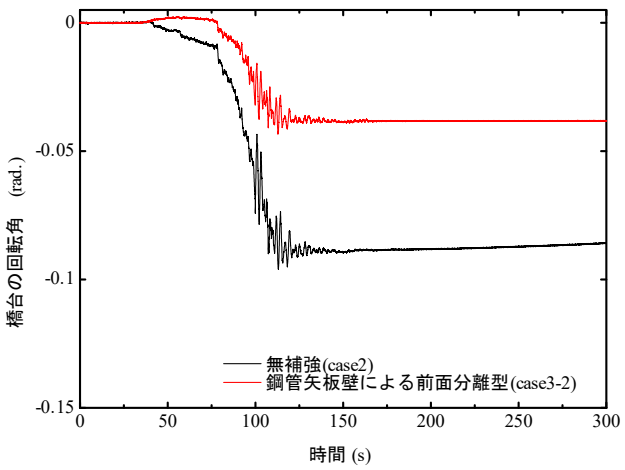


図-2.1.10 Case2 と Case3-2 における橋台の回転角(前面側への回転：正)

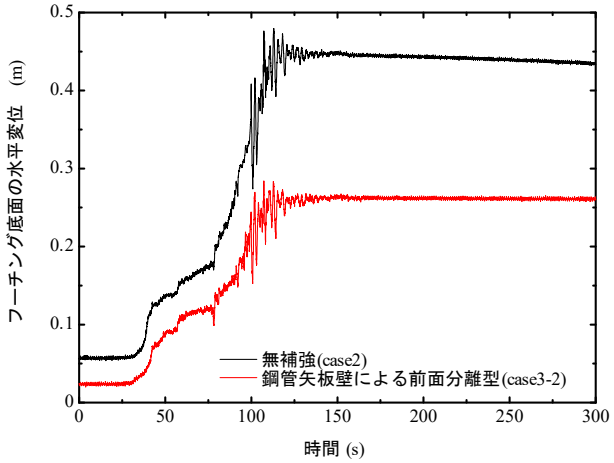


図-2.1.11 Case2 と Case3-2 におけるフーチング底面の水平変位(前面側向き：正)

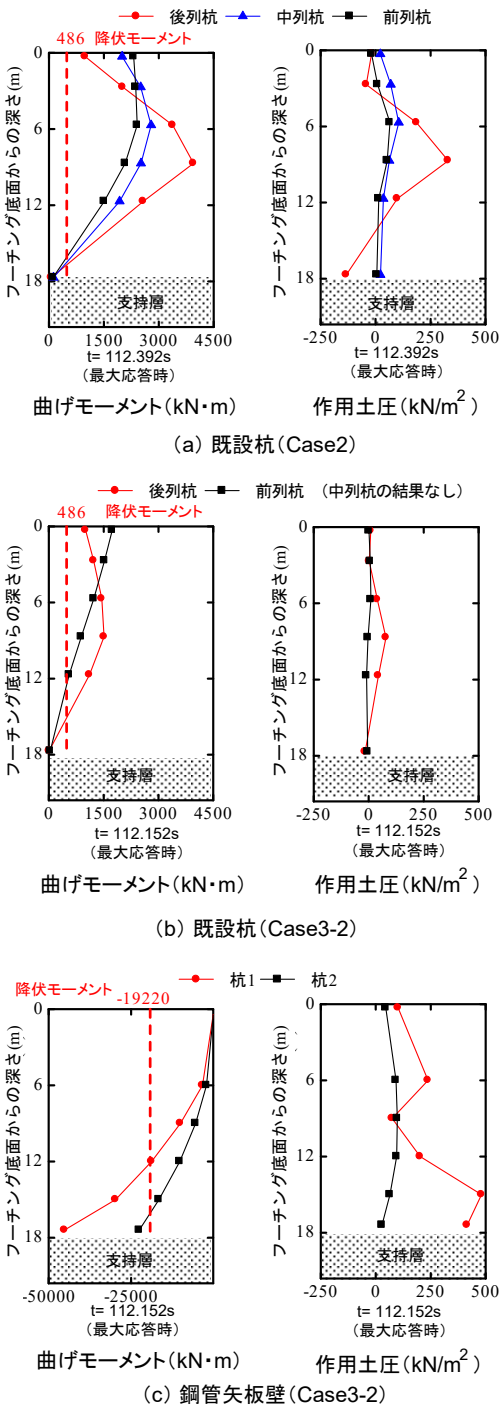


図-2.1.12 既設杭及び鋼管矢板壁の曲げモーメントと作用土圧
(Case2 と Case3-2、最大応答時)

(4) 斜杭による側面一体型の補強対策の効果

斜杭による側面一体型の補強対策を行った橋台（Case4）について、実験データに基づき求めた杭の曲げモーメントと作用土圧を図－2.1.13 に示す。 Case4 における既設杭の曲げモーメントと作用土圧は、多少のばらつきがみられるものの、無補強 Case2（図－2.1.12）と比べて補強対策の有無によらず近い結果となった。

橋台の回転角（図－2.1.14）の絶対値に着目すると、時刻 0～80 s 間に Case4 における橋台の回転角は、無補強 Case2 より小さく補強によりある程度の抑制効果が得られた。それに対して、80 s 以降に Case4 における橋台の回転角は、無補強 Case2 より大きくなったことが分かる。また、フーチング底面の水平変位（図－2.1.15）は、無補強 Case2 よりやや小さくなり、補強対策によりやや抑制されたことが分かる。なお、橋台の回転角が加振中に無補強場合より大きくなったのは、斜杭を有する杭基礎自体の変形モード[5),6)]の影響であると考えられる。具体的には、側方流動による地盤変形に追随して橋台が前面側に変位する場合、斜杭からの反力が橋台の背面側への回転を助長し、結果として無補強の場合より大きな回転角が生じたものと考えられる。

これらの結果より、斜杭による側面一体型の補強対策は、側方流動に対する橋台の変位の抑制効果が限定的であることが分かる。

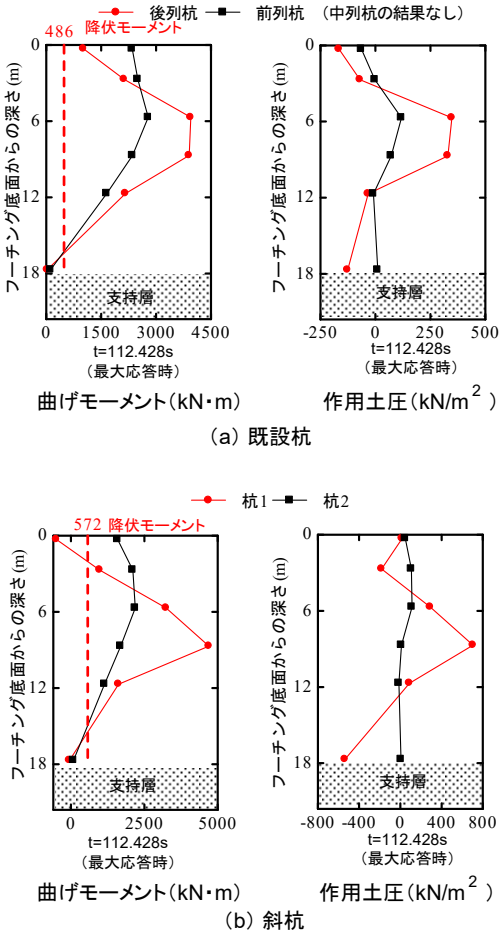


図-2.1.13 既設杭及び鋼管矢板壁の曲げモーメントと作用土圧（Case4、最大応答時）

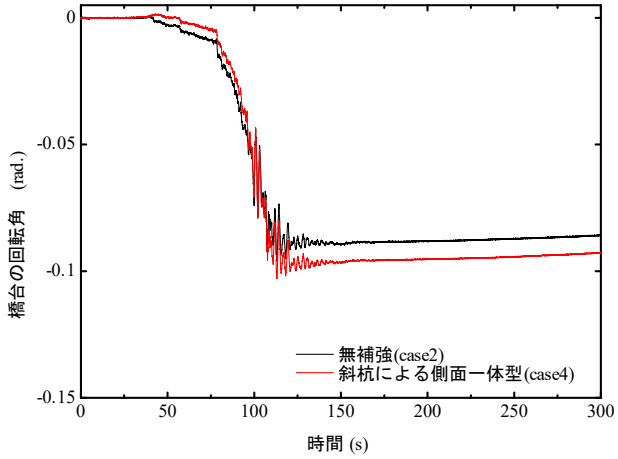


図-2.1.14 Case2 と Case4 における橋台の回転角(前面側への回転：正)

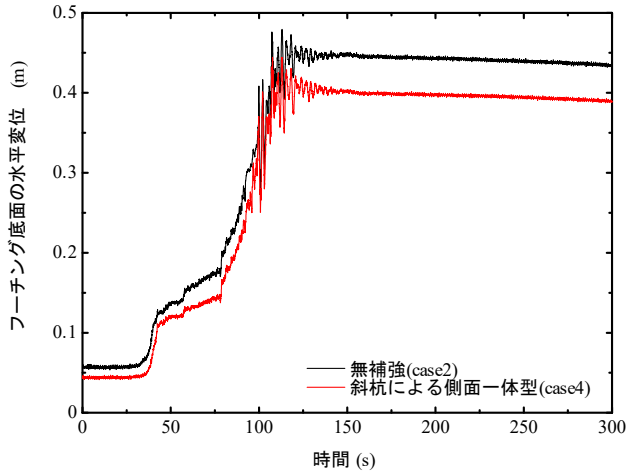


図-2.1.15 Case2 と Case4 におけるフーチング底面の水平変位(前面側向き：正)

(5) 鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策の効果

鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策を行った橋台（Case5）について、実験データに基づき求めた杭の曲げモーメントと作用土圧を**図－2.1.16** に示す。 Case5 における既設杭の曲げモーメントと作用土圧は、多少のばらつきがみられるものの、無補強 Case2（**図－2.1.12**）と比べて小さくなる傾向が見られた。その理由としては、側面一体型の補強対策は、Case5 のように既設杭基礎の近くに増設杭を設置する場合、群杭効果の影響で既設杭の作用土圧が小さくなるため、発生した曲げモーメントが無補強の場合より低減されたことが考えられる。

Case5 におけるフーチングの回転角（**図－2.1.17**）は、無補強 Case2 と比べて加振中に抑制されることが分かる。また、フーチング底面の水平変位（**図－2.1.18**）においても、補強による抑制効果も見られる。

これらの結果から、補強後の橋台杭基礎の剛性が増加され、増設した鋼管矢板壁の抵抗機構が有効に発揮できたことがわかる。

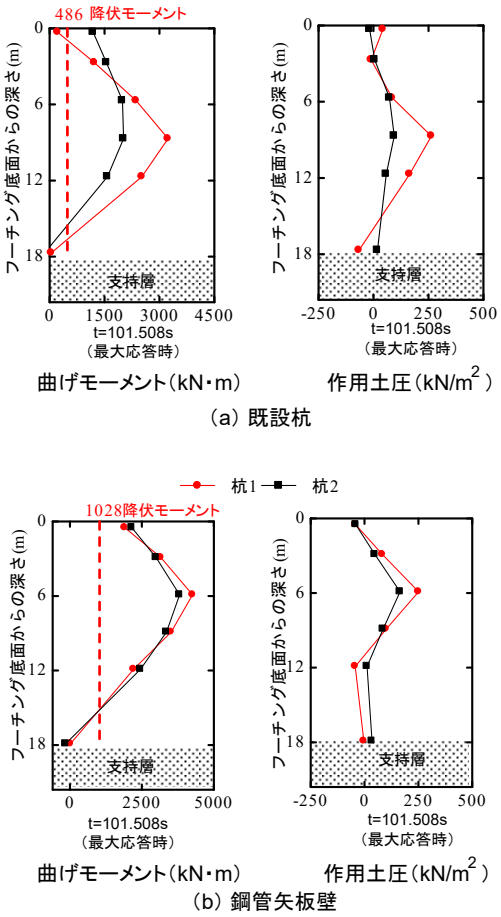


図-2.1.16 既設杭及び鋼管矢板壁の曲げモーメントと作用土圧（Case5、最大応答時）

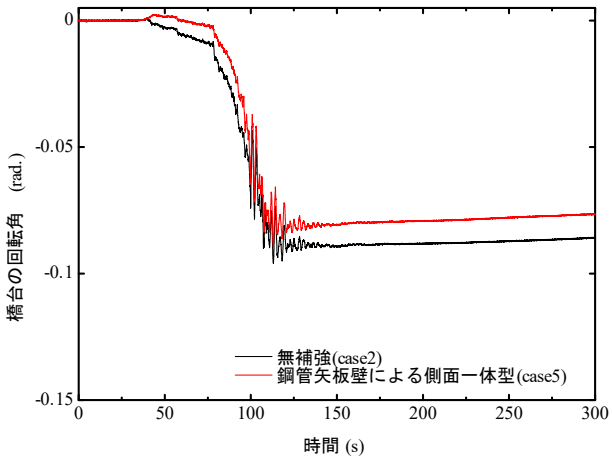


図-2.1.17　Case2 と Case5 における橋台の回転角(前面側への回転：正)

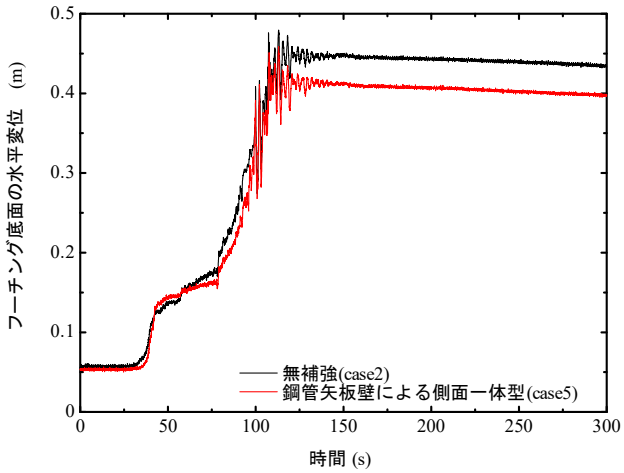


図-2.1.18 Case2 と Case5 におけるフーチング底面の水平変位(前面側向き：正)

2.1.3　実験結果（シリーズ 2:橋台高さ 12m、液状化層厚 10m）

無対策の Case8、鋼管矢板壁による前面分離型の Case9-2、斜杭による側面一体型の Case10 及び鋼管矢板壁による側面一体型の Case11 を対象として、液状化地盤における既設橋梁の地震時挙動及び補強効果の実験結果を以下にまとめる。

（1）周辺地盤の応答加速度と液状化の発生状況

Case8 を代表として前背面地盤の応答加速度及び過剰間隙水圧の時刻歴（計測位置は図－2.1.2 参照）を、それぞれ図－2.1.19 と図－2.1.20 に示す。

時刻が約 75s 以前、前背面地盤における液状化層中間の加速度は、土槽底面と比べて増幅したことが分かる。時刻が約 75s 以降、背面地盤における液状化層の加速度は、続いて増幅しているのに対し、前面地盤の加速度は、あまり増幅していないことが分かる。これは、地震動による繰返しせん断に伴い、地盤が液状化し剛性低下が生じたことを示すものであり、特に有効拘束圧が小さい前面地盤においてその影響が強く現れている。なお、他のケースにおいて前背面地盤の応答加速度の変化傾向は Case8 と同様である。

背面地盤における液状化層の過剰間隙水圧は、時刻が約 75s より上昇し、約 105s で過剰間隙水圧比が一時的に 1.0 に到達したものの、直ちに消散している。それに対して、前面地盤における過剰間隙水圧比は、時刻が約 30s の時に上昇し、約 80s 以降で過剰間隙水圧比が 1.0 付近で保持されており、液状化していることが分かる。これらの結果は、図－2.1.19 に示す応答加速度と対応した。なお、他のケースにおいても前背面地盤の過剰間隙水圧の変化傾向は Case8 と同様である。

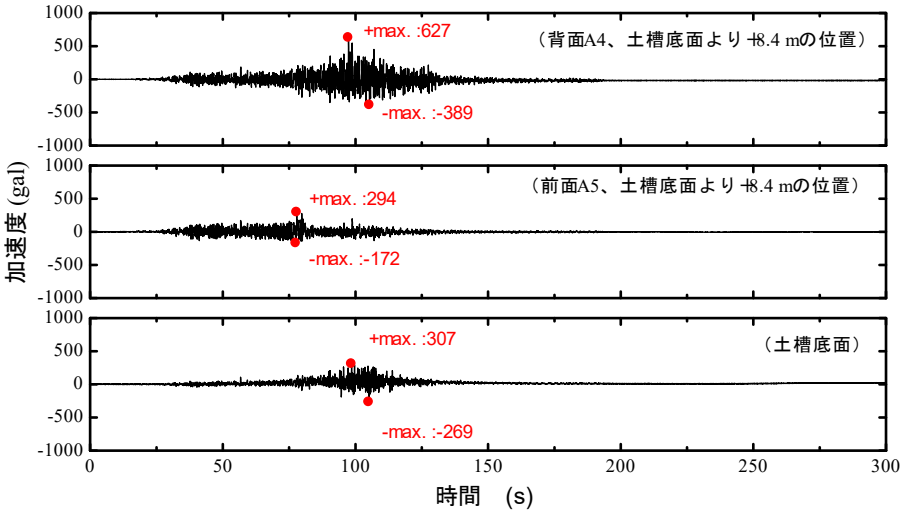


図-2.1.19 前背面地盤における応答加速度（Case8）

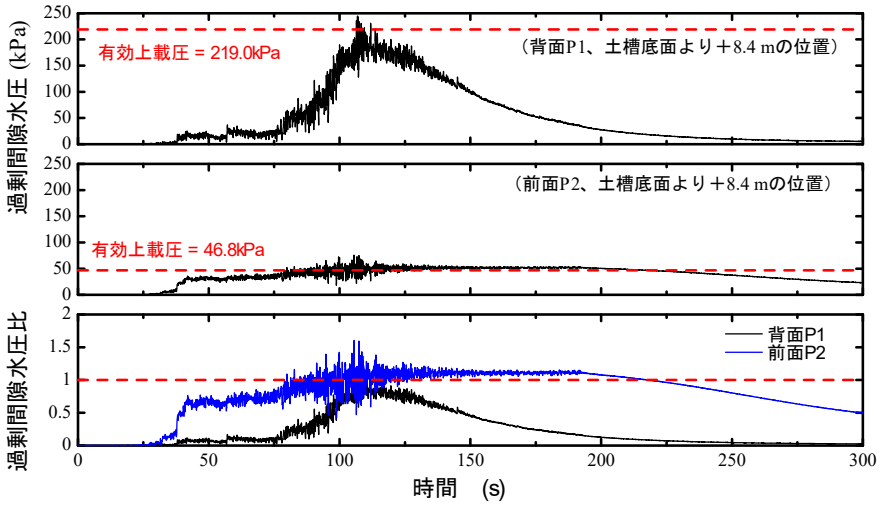


図-2.1.20 前背面地盤における過剰間隙水圧（Case8）

（2）周辺地盤の残留変位

水圧消散後の地盤残留変位の分布を**図－2.1.21** に示す。

Case9-2 における地盤の残留変位の分布及び大きさは，無補強 Case8 とほぼ同じで，鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策では地盤変位への抑制効果が発揮できていないことが分かる。斜杭や鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策を有する Case10 と 11 においては，増し杭を既設杭基礎の側面に増設したが，地盤の液状化による側方流動を抑制する機能が発揮しないために残留変位が無補強 Case8 とほぼ同程度であった.

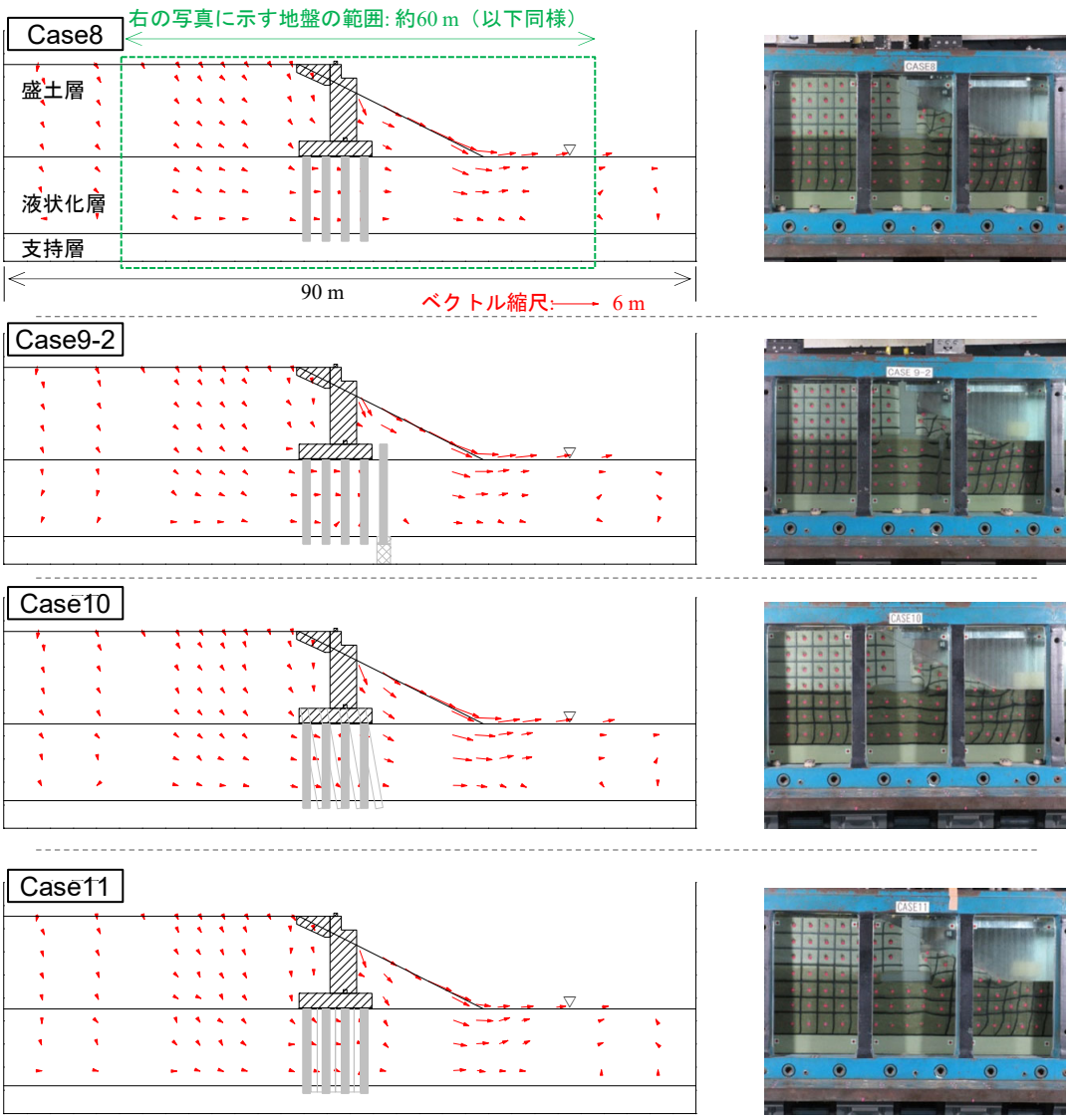


図-2.1.21 地盤の残留変位（左：ベクトル図；右：残留変形が生じた橋台周辺地盤の様子）

（3）鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策の効果

無補強の橋台(Case8)と鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策を行った橋台(Case9-2)について、実験データに基づき求めた橋台の回転角とフーチング底面の水平変位をそれぞれ**図－2.1.22** と**図－2.1.23** に、杭の曲げモーメントの最大応答値及びその時の杭の作用土圧を**図－2.1.24** に示す。

加振段階における橋台の回転角の変化傾向に着目すると、両ケースにおいても橋台は、約 75s までわずかに前面側に傾斜した後に、背面側に傾斜する挙動を示した。それに対して、フーチング底面の水平変位は前面側に向かって概ね一方向的に累積していることがわかる。橋台の回転方向が反転したのは、橋台たて壁が橋桁と接触して拘束されたためと考えられる。また、**図－2.1.20** に示すように前面地盤の過剰間隙水圧が 30s 以降で、背面地盤の過剰間隙水圧が 80s 以降で大きく上昇しており、橋台の変位に対しては液状化が影響した可能性が考えられる。

橋台の回転角やフーチング底面の水平変位の絶対値に着目すると、加振中の最大値は両

ケースの結果がほぼ同様であった。また、**図－2.1.24** に示すように、両ケースにおける既設杭の曲げモーメントや作用土圧はほぼ同程度であった。これらの結果より、鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策の効果は、限定的であったと言える。

更に、Case9-2 において鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策の効果が発揮できなかった原因を、側方流動圧の分布形状に着目して考察する。**図－2.1.24** に示すように鋼管矢板壁の土圧の最大値位置が液状化層の中央より上端に近い位置となった。液状化層の中で片持ち梁のような支持条件を有する前面分離型の鋼管矢板壁に対しては、側方流動圧が鋼管矢板壁の上端付近に作用する場合に大きな変位が発生し、地盤変位の抑制効果が小さくなったものと考えられる。そのため、鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策に対しては、側方流動圧が鋼管矢板壁の上端付近に集中的に作用する場合、大きな補強効果が期待できないと考えられる。

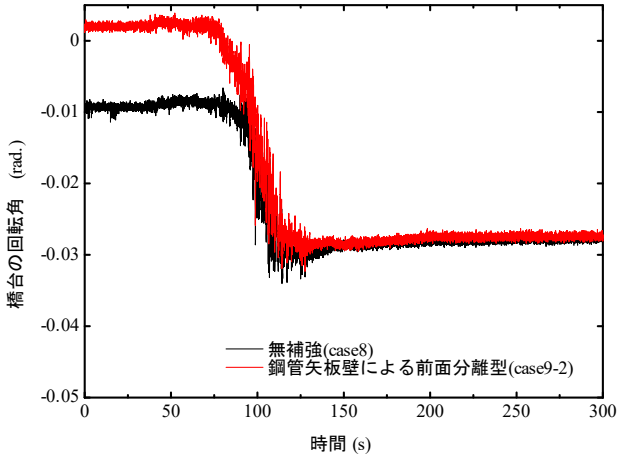


図-2.1.22　Case8 と Case9-2 における橋台の回転角(前面側への回転：正)

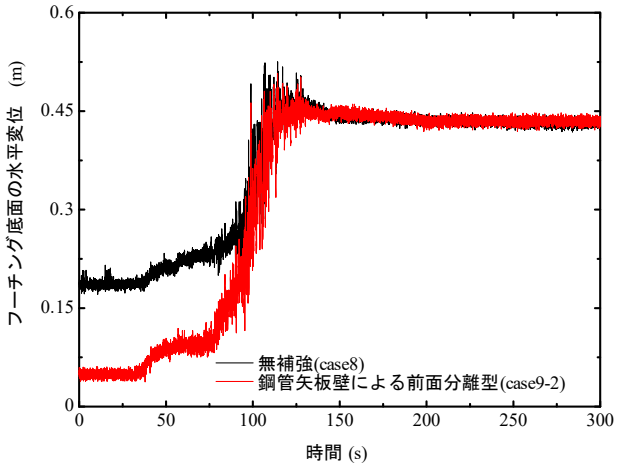
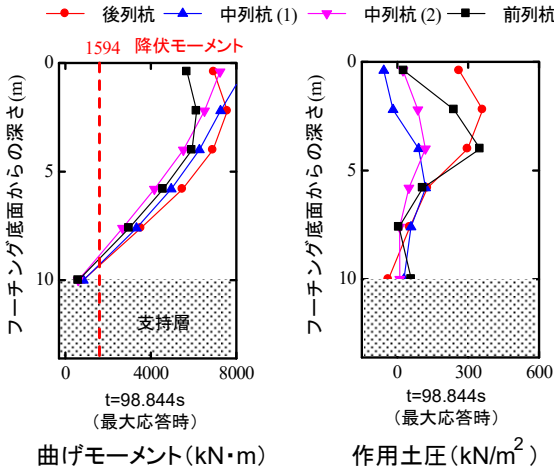
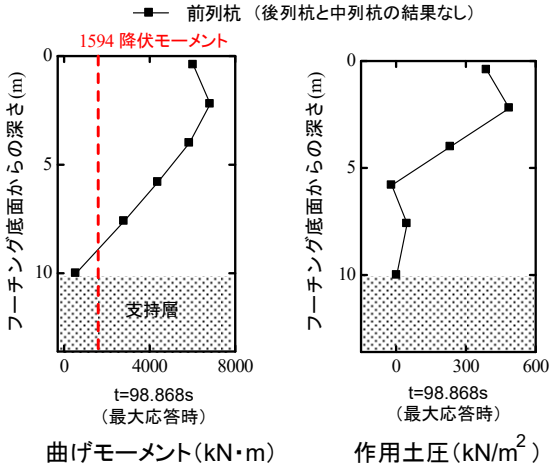


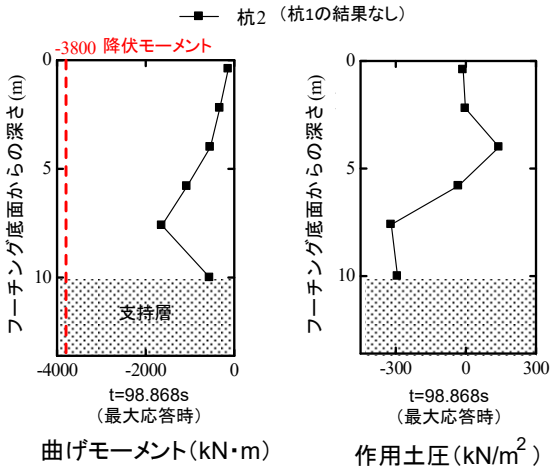
図-2.1.23　Case8 と Case9-2 におけるフーチング底面の水平変位(前面側向き：正)



(a) 既設杭(Case8)



(b) 既設杭(Case9-2)



(c) 鋼管矢板壁(Case9-2)

図-2.1.24 既設杭及び鋼管矢板壁の曲げモーメントと作用土圧
(Case8 と Case9-2, 最大応答時)

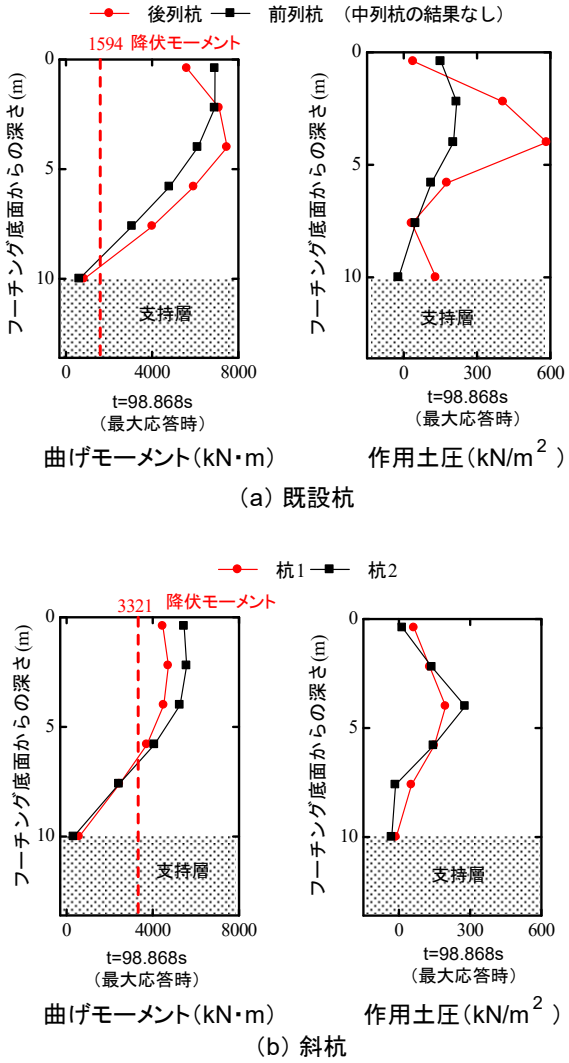
(4) 斜杭による側面一体型の補強対策の効果

斜杭による側面一体型の補強対策を行った橋台 (Case10) について、実験データに基づ

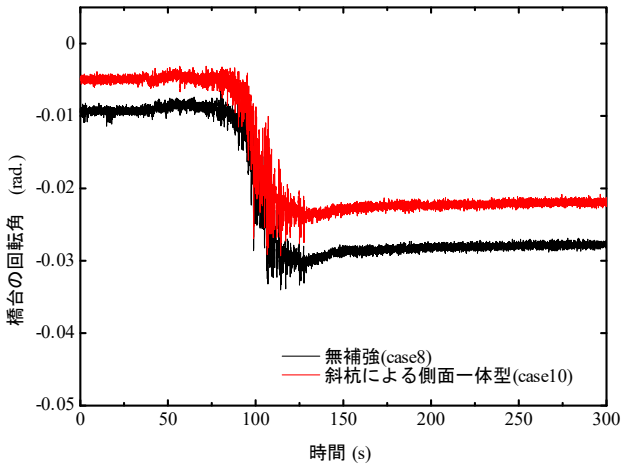
き求めた杭の曲げモーメントと作用土圧を図－2.1.25 に示す。Case10 における既設杭の曲げモーメントと作用土圧は、多少のばらつきがみられるものの、無補強 Case8（図－2.1.24 (a)）と比べて補強対策の有無によらず近い結果となった。これは、Case10 において増設の斜杭を既設側から遠く設置し、既設と増設間の群杭効果の影響が小さいため、既設杭の作用土圧及びそれによる曲げモーメントが近い結果となったものと考えられる。

加振による橋台の回転角（図－2.1.26）の変化量に着目すると、Case8 と Case10 においては回転角の変化量がほぼ同程度で明らかな差がなかったことが分かる。図－2.1.27 に示すフーチング底面の水平変位についても、 Case8 と Case10 においては水平変位の変化量がほぼ同程度で、加振中における回転角の変化と対応した結果となった。

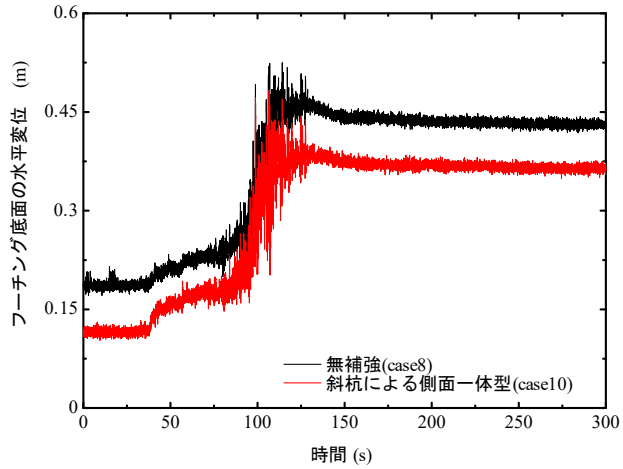
これらの結果より、斜杭基礎の抵抗機構が十分に発揮されず、斜杭による側面一体型の補強対策により橋台の回転角や水平変位への抑制効果が限定的であったと言える。



図－2.1.25 既設杭及び斜杭の曲げモーメントと作用土圧（Case10, 最大応答時）



図－2.1.26 Case8 と Case10 におけるフーチングの回転角(前面側への回転：正)



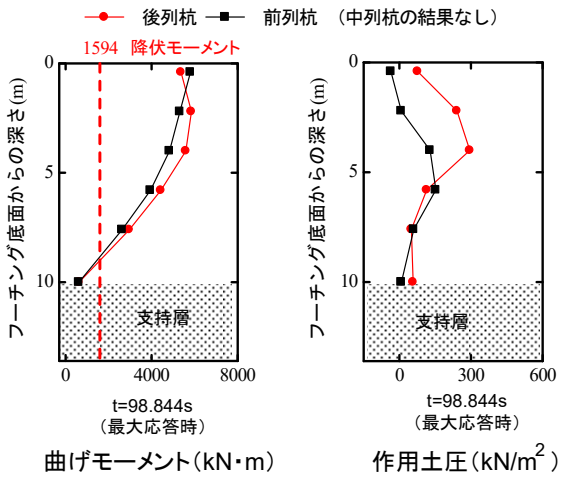
図－2.1.27 Case8 と Case10 におけるフーチング底面の水平変位(前面側向き：正)

(5) 鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策の効果

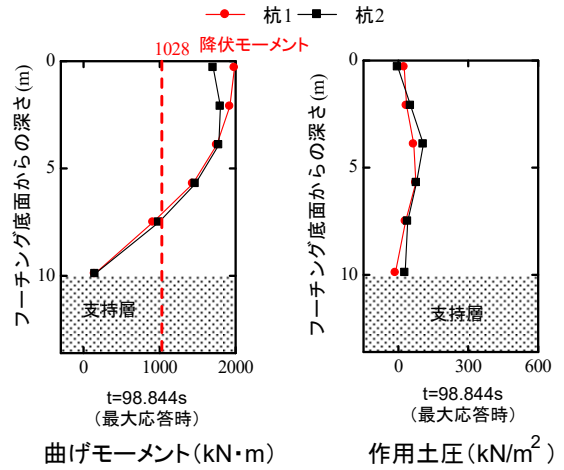
鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策を行った橋台（Case11）について、実験データに基づき求めた杭の曲げモーメントと作用土圧を図－2.1.28 示す。Case11 における既設杭の曲げモーメントと作用土圧は、多少のばらつきがみられるものの、無補強 Case8(図－2.1.24 (a)）と比べて小さくなる傾向が見られた。その理由としては、側面一体型の補強対策は、Case11 のように既設杭基礎の近くに増設杭を設置される場合、群杭効果の影響で既設杭の作用土圧が小さくなるため、発生した曲げモーメントが無補強の場合より低減されたものと考えられる。

図－2.1.29 及び図－2.1.30 に示すように、Case11 において加振中の橋台の回転角やフーチング底面の水平変位の最大値が無補強場合の約半分まで抑制され、既設杭基礎の水平剛性が増加されたことがわかる。

これらの結果より、Case11 において増設した鋼管矢板壁の抵抗機構が有効に発揮しており、補強効果が発揮できることがわかる。

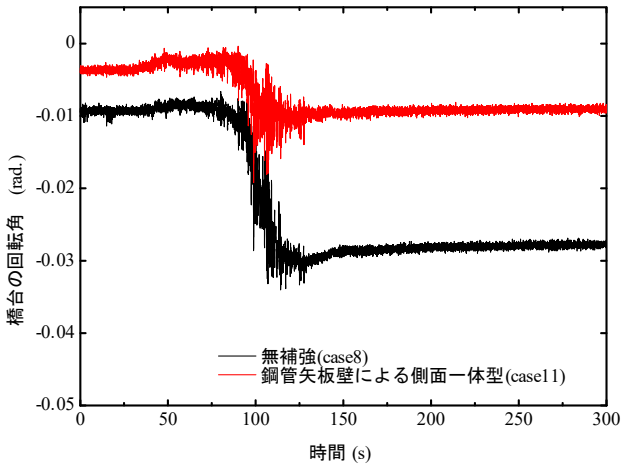


（a）既設杭

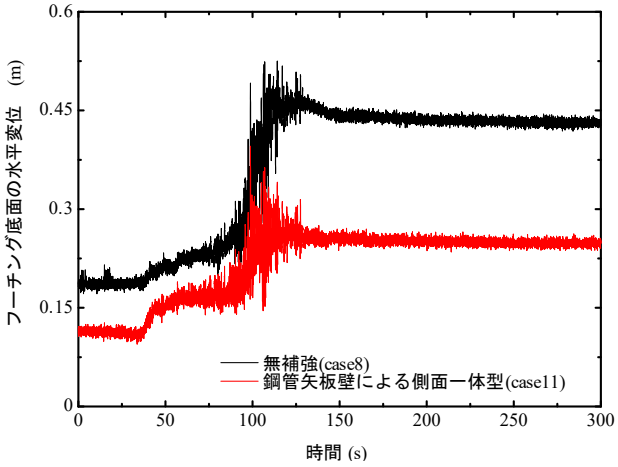


（b）鋼管矢板壁

図－2.1.28 既設杭及び鋼管矢板壁の曲げモーメントと作用土圧（Case11，最大応答時）



図－2.1.29 Case8 と Case11 におけるフーチングの回転角（前面側への回転：正）



図－2.1.30 Case8 と Case11 におけるフーチング底面の水平変位（前面側向き：正）

2.1.4　まとめ

遠心模型実験を用いて鋼管矢板壁による前面分離型及び斜杭や鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策の効果を検証し、得られた知見を以下に示す。

・鋼管矢板壁による前面分離型の補強対策は、橋台の変位・回転への抑制効果及び杭の曲げモーメント・作用土圧への低減効果が橋台や地盤条件に大きく依存する。液状化層が厚い場合においては、大きな補強効果が発揮できたことが確認できた。それに対して、高い橋台の場合においては、補強効果が限定的であった。

・斜杭による側面一体型の補強対策は、斜杭を有する杭基礎の変形モードの影響で、液状化層が厚い場合や高い橋台の場合においても橋台の変位や回転への抑制効果が限定的であった。

・鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策は、橋台の変位や回転への抑制効果が橋台や地盤条件に大きく依存せず、液状化層が厚い場合や高い橋台の場合においても橋台の変位や回転への抑制効果が確認できた。

なお、以降では、遠心模型実験の結果を踏まえ、鋼管矢板壁による前面分離型及び鋼管矢板壁による側面一体型の補強対策の効果を続いて検討することとした。

2.2　大型振動台実験

土研所有の大型振動台実験装置により、液状化地盤における既設橋台基礎の対策工法として、橋台前面に鋼管矢板壁を設置する工法および鋼管矢板壁を基礎側面で既設の基礎と一体化して補強する工法を提案し、その効果検証を目的とした振動台実験を実施した。以下に振動台実験により得られた各対策工に対する対策効果の検証結果について以下に示す。

2.2.1　実験概要

(1)実験で対象とした橋台

本稿で対象とする対策工に対する実験ケースを表-2.2.1に示す。対象とした橋台は、液状化の影響を考慮した設計がされていなかった時代の基準[1)]に基づいて設計された既製RC杭に支持される可動支承側の橋台である。いずれのケースも実寸で橋台高さ8m、桁端部と橋台との間の遊間量50mm、液状化層厚10mを想定した。Case2及びCase3については、3.3.1節を参照。

表- 2.2.1　実験における橋台諸元（実寸）

	基礎の諸元	対策工法(実寸)
Case1	既製RC杭　φ450mm 8×3列	無対策
Case4	既製RC杭　φ450mm 8×3列	鋼管矢板壁(前面分離型) φ800, t=19mm×11本
Case5	既製RC杭　φ450mm 8×3列	鋼管矢板壁(側面一体型) φ600, t=9mm×8本(片側4本)

(2) 鋼管矢板壁（前面分離型）による補強工法

Case4 実験の対策工法である鋼管矢板壁（前面分離型）補強は、液状化に伴う地盤変位を抑制し、杭に作用する流動力を軽減することを期待して、既設橋台前面の液状化層に鋼管矢板壁を増設したものである。同様の対策工は護岸背面の既設橋脚基礎の地盤流動対策としての適用性が検証されており[7),8)]、実橋に適用された事例[9)]もある。鋼管矢板壁は、既設基礎への影響を抑えるために橋台と一体化せず、分離した構造とした。また、増設位置を橋台の前面としたのは、背面地盤と比較して前面地盤が液状化しやすいことおよび対策工事施工中の道路の通行機能を確保することを意図したものである。補強鋼管の諸元は道路橋示方書[3)]に規定される橋脚基礎に作用させる流動力を載荷したときに、鋼管が弾性範囲内に収まるように設定した。

(3) 鋼管矢板壁（側面一体型）による補強工法

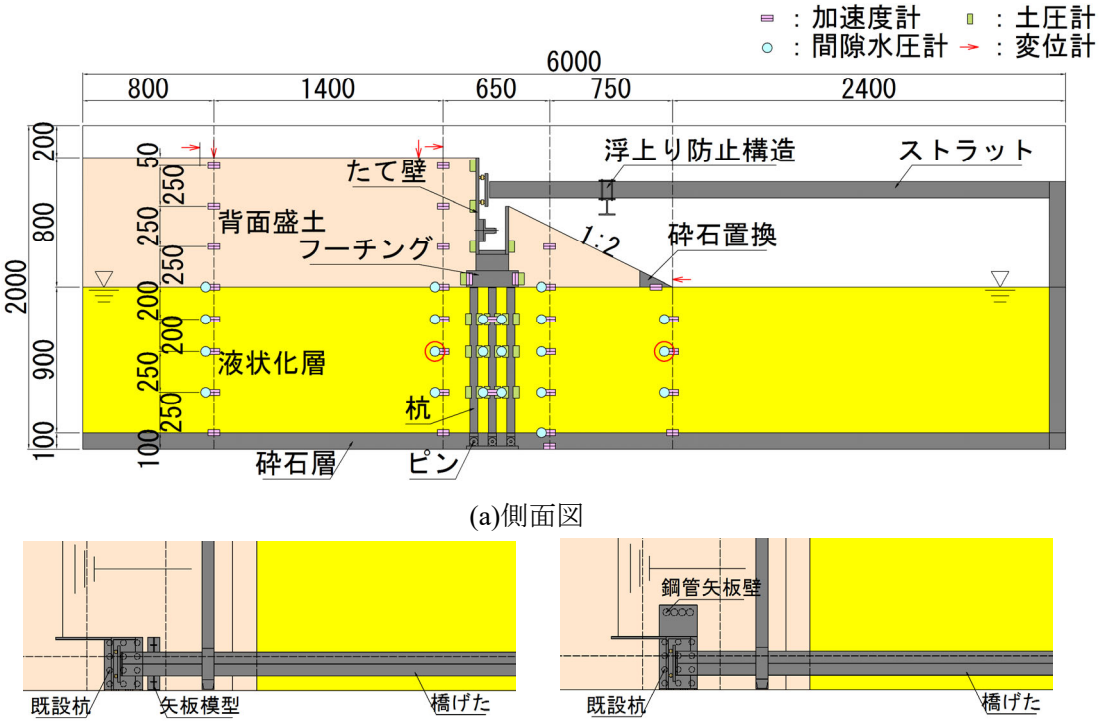
Case5 実験の対策工法である鋼管矢板壁（側面一体型）補強は、既設フーチング側面に新たに剛結されたフーチングと鋼管矢板壁を増設したものである。鋼管矢板壁により躯体の変位を抑制するとともに、既設杭が損傷した場合でも、補強鋼管により地震後の橋台の鉛直支持力を確保することを目的としている。増設位置を橋台の側面としたのは、流動力の受圧面積の増加を抑えつつ基礎の剛性を高めることおよび対策工事

施工中の道路の通行機能を確保することを意図したものである。補強鋼管の諸元は道路橋示方書[3)]に規定される液状化地盤における橋台基礎の設計手法に準じ、レベル 2 地震動に対する基礎の応答塑性率が許容塑性率（μ_a=3）以下となるように設定した。

2.2.2　実験方法

実験模型および実験条件は鋼管矢板壁の模型を除き、全ケースで同一である。実験は土研所有の三次元大型振動台と大型剛土槽（幅 6m×奥行き 3m×高さ 2m、いずれも内寸）を使用して実施した。

補強供試体である Case4 および Case5 の模型概要図を**図-2.2.1** に示す。



(a)側面図

(b)平面図

図- 2.2.1　模型概要図

橋台模型は縮尺率 1/10 の半断面模型とし、土槽の側面沿いに設置した。既設杭模型は受圧面の機能を持つ鞘管と断面力の伝達機能を持つ芯棒から構成される二重構造とし、芯棒の剛性は既製 RC 杭の降伏剛性に合わせた（鞘管の外径 48.6mm；芯棒の曲げ剛性 1.64×10^8 N・mm^2）。杭先端は十分な根入れ深さの確保が難しいため、土槽底面にピン結合により支持させた。また、橋台の頭部には遊間相当として 5mm の離隔を設けてストラットを設置し、桁とたて壁の接触や衝突を再現できるようにした。

Case4の鋼管矢板壁の模型は、単位長さあたりの曲げ剛性が鋼管矢板の曲げ剛性と等価となるように鋼板（SS400, t=6mm）にリブを設けた矢板模型とした。矢板模型下端は、支持層に十分根入れされていると想定し、土槽底面に溶接して完全に固定した。

矢板模型の高さは液状化層上面までとした。

Case5の鋼管矢板壁の模型は、既設杭模型と同様の二重構造とし、芯棒の剛性は鋼管の曲げ剛性に合わせた（鞘管の外径60.5 mm；芯棒の曲げ剛性1.29×10^9 N・mm^2）。鋼管の間に継ぎ手は設けず、それぞれの鋼管が接するように配置した。鋼管先端は、既設杭模型と同様に土槽底面にピン結合した。

模型地盤は背面盛土、液状化層ともにDr = 50%の宇部硅砂6 号(土粒子密度ρ_s = 2.647g/cm^3、50%粒径D_{50} = 0.29mm、細粒分含有率FC = 0.70%、均等係数U_c = 2.08、繰返し三軸強度比R_L = 0.133)により作製し、地下水位を橋台前面側の地表位置とした。

振動台への入力加速度の時刻歴を**図-2.2.2**に示す。

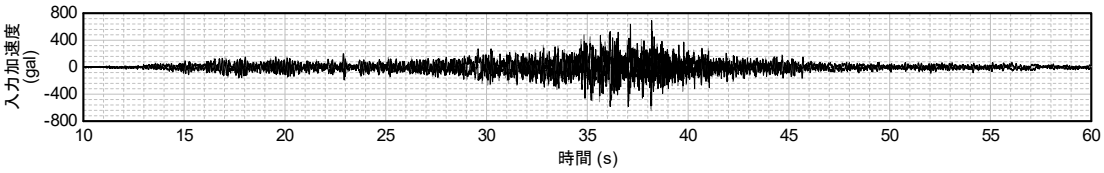


図- 2.2.2　振動台への入力加速度の時刻歴

入力地震動は、道路橋示方書[8)]におけるレベル2 地震動（タイプⅠ）の動的解析用時刻歴波形の中からI-I-3（I 種地盤、新晩翠橋周辺地盤上NS）を選定した。なお、振動台への実際の入力にあたっては、縮尺模型の周波数特性と入力地震動の周波数特性の相対的な関係を考慮して時間スケールは$(1/10)^{0.5}$ 倍に縮尺し、加速度振幅は原波形と同一（1.0倍）とした。

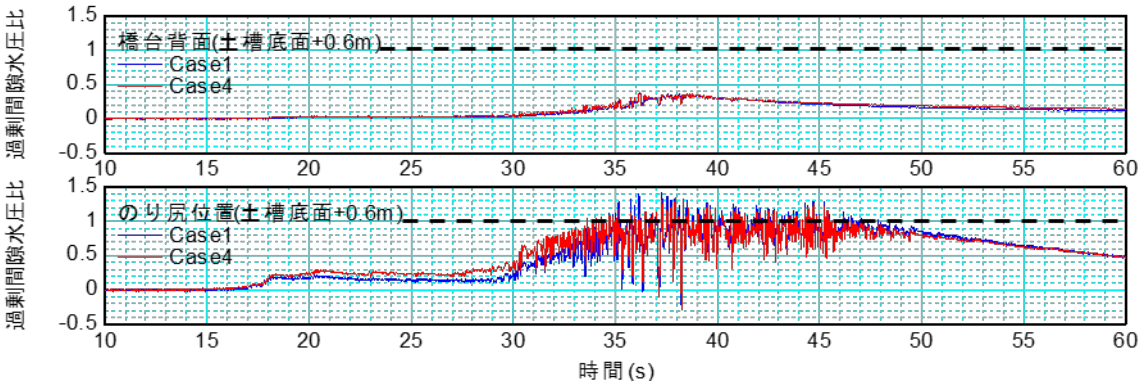
2.2.3　実験結果

(1) 地盤の液状化の状況

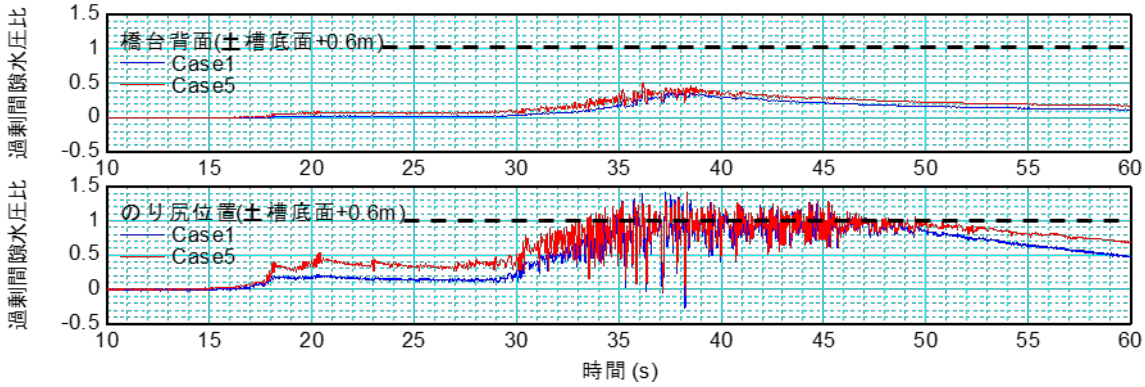
Case4およびCase5における模型地盤の過剰間隙水圧比の経時変化を**図-2.2.3**に示す。また、比較対象としてCase1の結果を併記する。いずれのケースも、のり尻位置では過剰間隙水圧比が概ね1.0に達して液状化が発生したのに対し、橋台背面側の地盤では過剰間隙水圧の上昇度合いは鈍く、液状化には至っていない。

Case4では、背面地盤、のり尻位置とも過剰間隙水圧の大局的な増減傾向はCase1と概ね一致した。

Case5 では、Case1 と比較して 15 秒から 30 秒あたりの過剰間隙水圧比が小さい範囲で水圧の上昇が若干速い傾向にあるが、それ以降の水圧の変化は Case1 と概ね一致している。



(a)Case4(Case1 との比較)

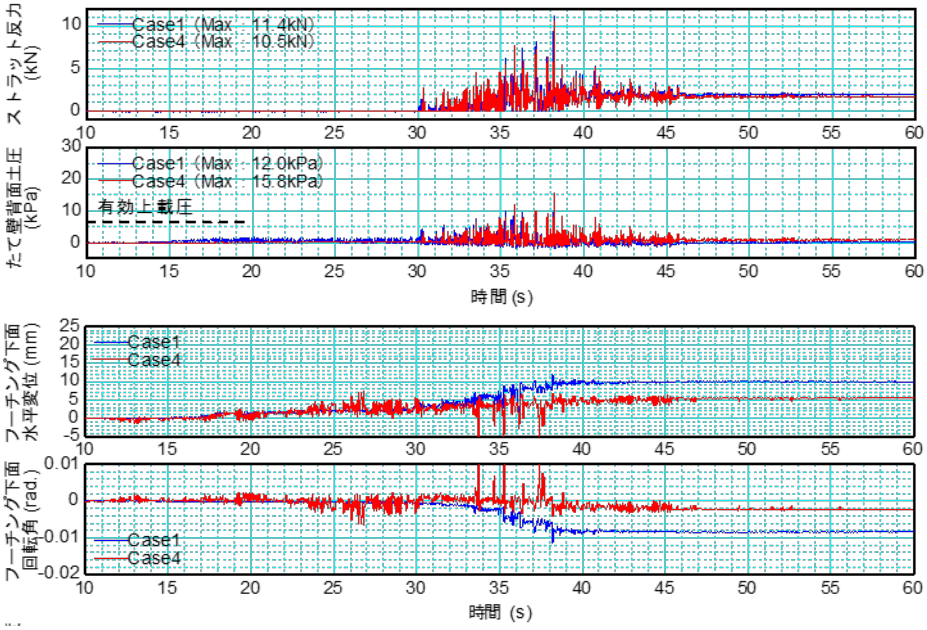


(b)Case5(Case1 との比較)

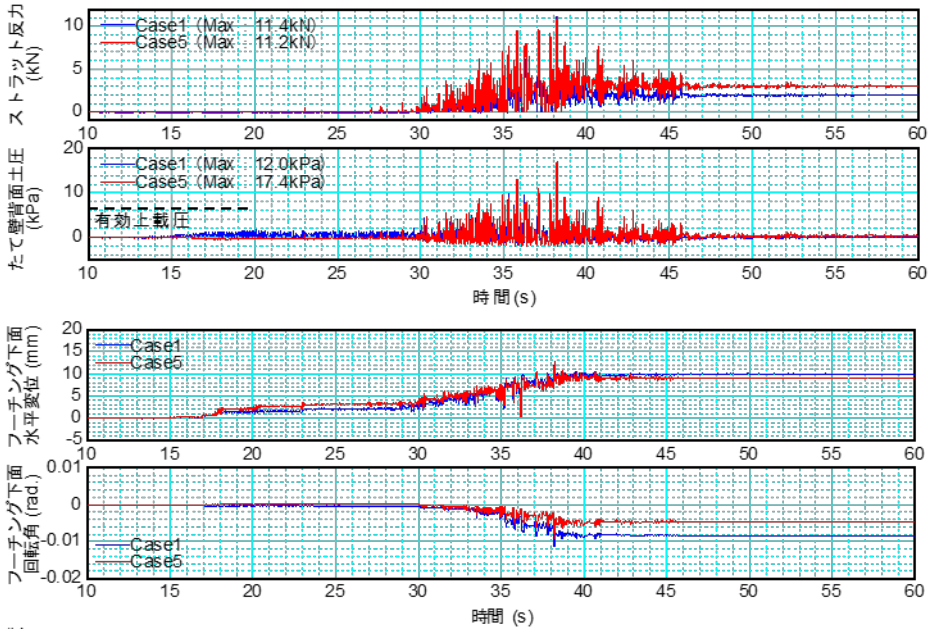
図- 2.2.3　模型地盤の過剰間隙水圧比の経時変化

(2) 橋台の応答

Case4 および Case5 におけるストラット反力、たて壁の背面土圧およびフーチング下面の水平変位・回転角の経時変化を**図-2.2.4** に示す。また、比較対象として Case1 の結果を併記する。なお、Case4 の変位計の記録は高周波成分にノイズが見られたため、フーチング下面の水平変位、回転角についてはローパスフィルタにより 10Hz 以上の成分を除去している。



(a)Case4(Case1 との比較)



(b)Case5(Case1 との比較)

図- 2.2.4　ストラット反力、たて壁背面土圧及び
フーチングの水平変位・回転角の経時変化

無補強供試体であるCase1では、たて壁頭部がストラットに拘束されることにより、橋台が後転する方向に回転が生じ、フーチング下面中央では10mm程度の水平変位が生じた。

Case4のフーチング下面中央の水平変位は5mm程度と遊間量相当に収まり、回転角は他のケースと比較して非常に小さい。

Case5では、Case1と同様に橋台が後転する方向に回転が生じたが、その回転角はCase1の半分程度に抑制された。ただし、Case4と比較すると変位抑制の効果は小さかった。

ストラット反力はストラットとの接触、衝突によりたて壁に生じる力を表す。いずれのケースも30秒付近から接触し始め、その後の振動により衝突を繰り返している。また、衝突のタイミングは全ケースで一致しており、衝突力を表す反力のピーク値にも差は見られなかった。たて壁の背面土圧は、いずれのケースも衝突に呼応する形で増減しており、その大きさに差は見られなかった。

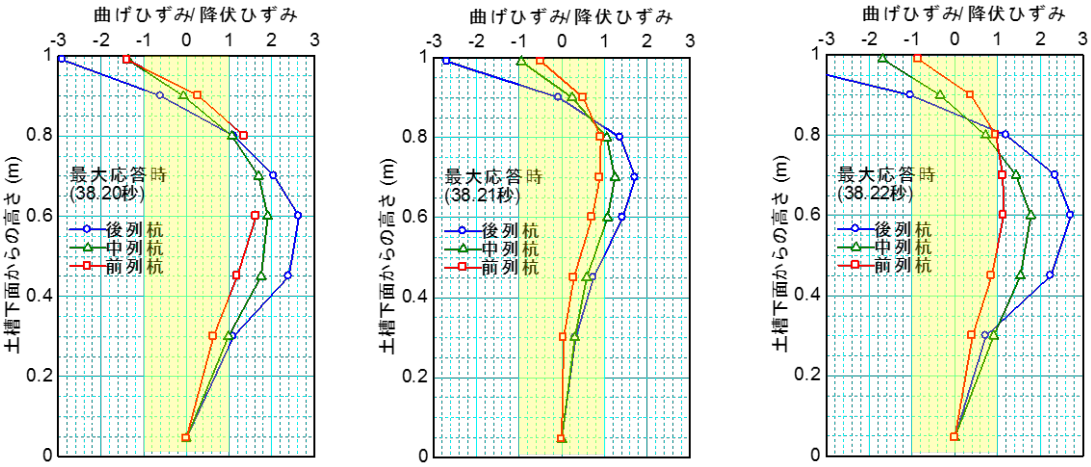
対策工法に応じて橋台の変位が異なる結果となったが、いずれのケースもたて壁が前面頭部をストラットに拘束された状態で背面地盤からの荷重を受ける状態となっており、たて壁に作用する外力は全ケースで同程度であった。

(3)Case4における基礎の応答

a) 既設杭の曲げひずみ

最大応答時における既設杭の曲げひずみ分布を図-2.2.5に示す。曲げひずみの値は、実杭における降伏ひずみに相当する値(204με)で除して正規化している。

Case4 の前列、中列杭の曲げひずみは Case1 と比較して全体的に小さく、背面地盤から受ける土圧が低減されていることがわかる。一方、後列杭では曲げひずみの低減効果は限定的であり、杭頭および杭中間部で降伏ひずみに相当する値を超過した。また、Case4の曲げひずみ分布の特徴として、すべての既設杭で変曲点および最大値をとる位置がCase1 より高くなっている。これは、Case4 の既設杭の下部では杭が前面地盤から反力を受けたことを示す。



(a)Case1　(b)Case4　(c)Case5

図- 2.2.5 既設杭の曲げひずみ分布

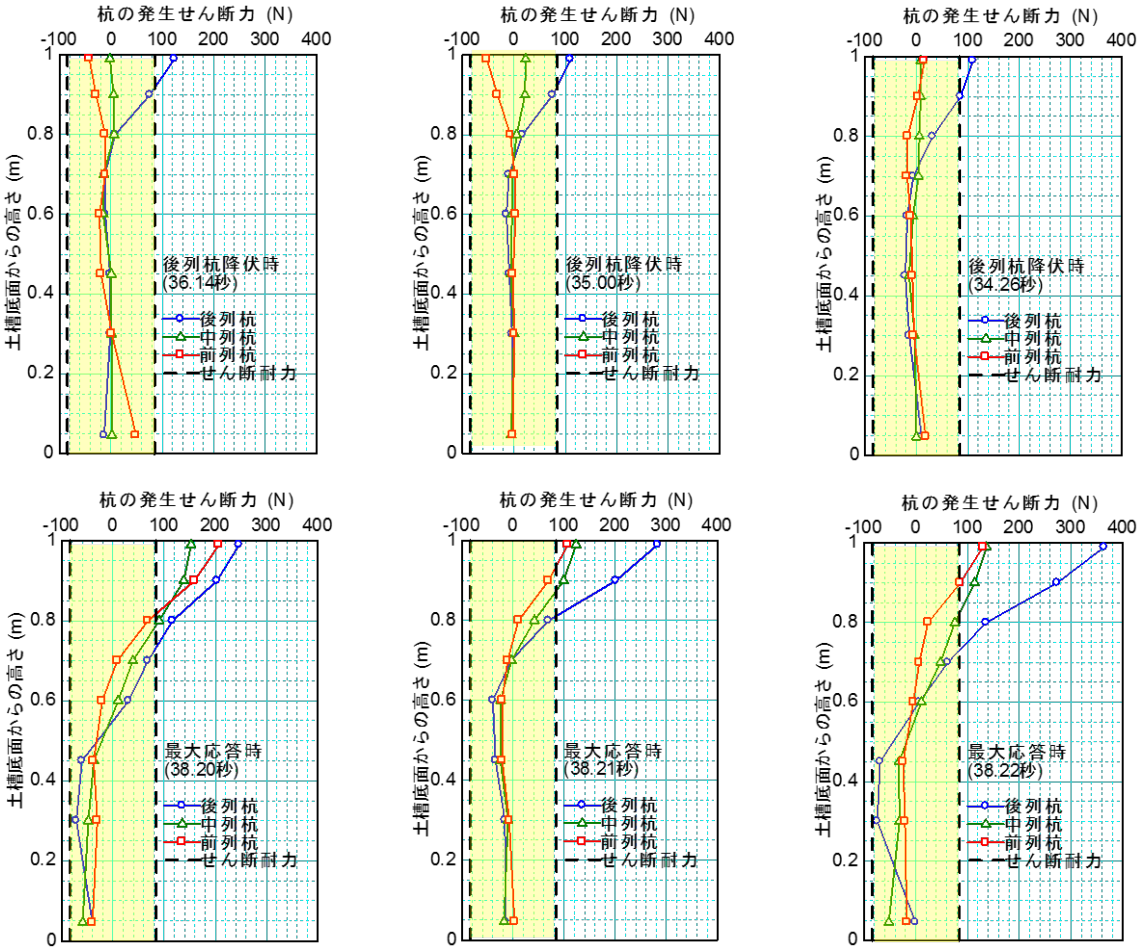
b）既設杭に発生するせん断力

後列杭の杭頭の曲げひずみが降伏ひずみに相当する値に達した時刻および最大応答時における既設杭のせん断力分布図を**図-2.2.6**に示す。

ここで、既設杭のせん断力は、杭の曲げひずみの計測値から求めた曲げモーメント分布の補間関数を1回微分することにより算出したものである。ただし、本実験の模型杭では降伏ひずみに相当する値を超過した後も材料の曲げ剛性は低下しないため、算出されるせん断力は曲げひずみが降伏ひずみ超過後も増加する。

図中のせん断耐力は、道路橋示方書[1)]に規定されるせん断耐力の評価式が設計上の不確実性を考慮して安全側に設定されていることを踏まえて、文献10) を参考に、コンクリートが有するせん断耐力に寸法効果とばらつきの影響およびスパイラル鉄筋が有するせん断耐力を考慮できると仮定して算出した値とした。

最大応答時で比較すると、Case4 の既設杭のせん断力は、前面地盤から反力を受けたことで Case1 より低減されたものの、杭頭ではせん断耐力を大きく超過している。また、後列杭の杭頭のせん断力は、曲げひずみが降伏ひずみに相当する値に達した時点でせん断耐力を超過しており、曲げ降伏に至る前に杭頭がせん断破壊すると評価される。



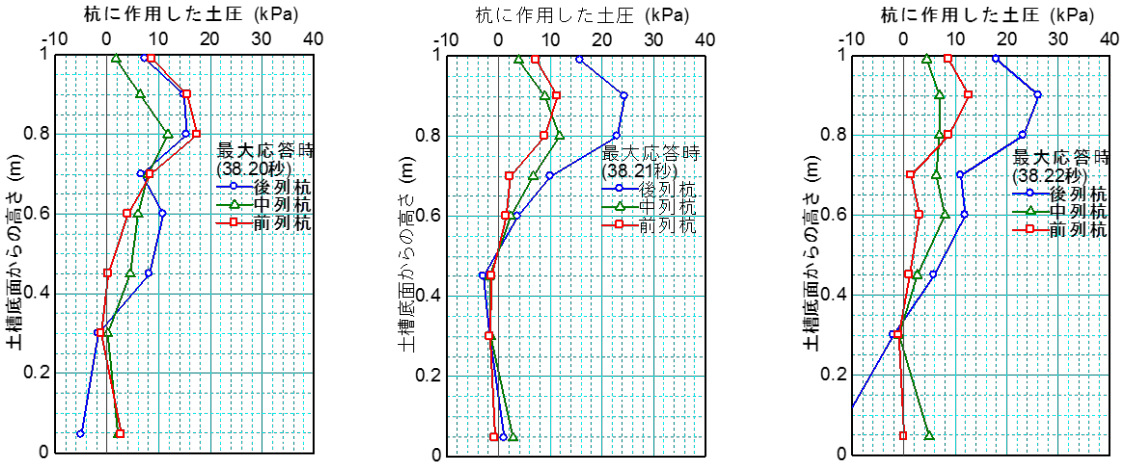
(a)Case1　　(b)Case4　　(c)Case5

図- 2.2.6 既設杭のせん断力分布

c）既設杭に作用する土圧

最大応答時における既設杭に作用する土圧分布を図-2.2.7 に示す。ここで、既設杭に作用する土圧は、前項で算出した既設杭のせん断力分布の補間関数をさらに 1 回微分することにより算出したものである。また、土圧については、橋台背面から前面に向かう方向を正としている。

Case4 の既設杭の杭頭付近では橋台背面より土圧を受けているのに対して、土槽底面からおよそ 0.5m の範囲では土圧の作用方向が反転し、既設杭が前面地盤から反力を得ることができている状態になっている。このことから、前面の矢板模型により液状化層の変形抑制効果が発揮されたと考えられる。



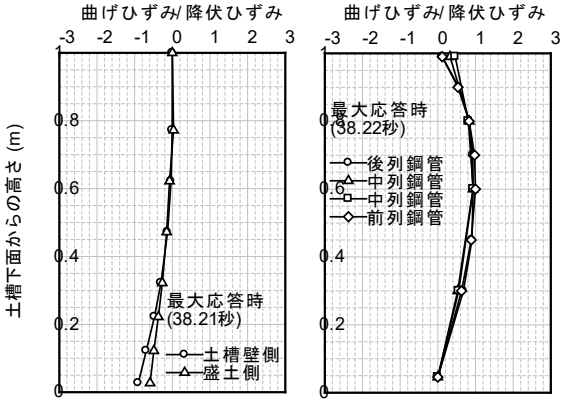
(a)Case1　(b)Case4　(c)Case5

図- 2.2.7 既設杭に作用する土圧分布

d）補強鋼管の曲げひずみ

最大応答時における補強鋼管の曲げひずみ分布を図-2.2.8に示す。補強鋼管の曲げひずみは、実鋼管のモーメントが全塑性モーメントに達するときのひずみに相当する値(Case4：984με、Case5：391με)で除して正規化している。

Case4 の補強鋼管の曲げひずみは最大応答時で概ね弾性範囲内にとどまっており、補強鋼管は作用する地盤の流動力に対して十分な剛性を有していたと考えられる。



(a)Case4　(b)Case5

図- 2.2.8 補強鋼管の曲げひずみ分布

(4)Case5における基礎の応答

a) 既設杭の曲げひずみ

図-2.2.5 に示すとおり、Case5 の既設杭の曲げひずみの大きさ、分布形状は Case1 と類似しており、 Case5 の既設杭は Case1 と同様に、杭頭および杭中間部の曲げひずみが降伏ひずみに相当する値を大きく超過した。

b) 既設杭に発生するせん断力

図-2.2.6 に示すとおり、最大応答時で比較すると、Case5 の既設杭のせん断力の大きさは Case1 と同程度であり、杭頭でせん断耐力を超過した。また、後列杭の杭頭のせん断力は、曲げひずみが降伏ひずみに相当する値に達した時点でせん断耐力を超過しており、曲げ降伏に至る前に杭頭がせん断破壊すると評価される。

c) 既設杭に作用する土圧

図-2.2.7に示すとおり、Case5の既設杭に作用する土圧は、杭列によって杭頭付近の値にばらつきがあるものの、全体的にはCase1との差は小さく、既設杭にはCase1と同程度の土圧が作用したと考えられる。

d) 補強鋼管の曲げひずみ

図-2.2.8に示すとおり、Case5の補強鋼管の曲げひずみは概ね弾性範囲内にとどまっている。さらに、補強鋼管の実せん断耐力も十分に大きいことから、既設杭の曲げひずみ、せん断力はそれぞれ降伏ひずみ、せん断耐力に相当する値を超過したものの、基礎全体としては耐震性が確保される結果であったと評価することができる。

2.2.4　まとめ

本実験より得られた知見を以下に示す。

(1) 鋼管矢板壁（前面分離型）補強

・ 橋台前面に鋼管矢板壁を設置する工法である鋼管矢板壁（前面分離型）補強では、液状化層の変形が抑制され、既設杭が前面地盤から反力を得ることにより、橋台の水平変位、回転および既設杭に発生する断面力が低減される効果が確認された。

・ 今回の実験では、杭頭の曲げひずみ、せん断力はそれぞれ降伏ひずみ、せん断耐力に相当する値を超過し、今回のケースには適さない。既設杭の構造や液状化層厚などの異なる実験条件下において対策工の適用性の検証を行う必要がある。

・ 本対策工の実用化にあたっては、鋼管矢板壁による地盤変位や流動力の低減効果を解析的に評価できる手法の検討が必要となる。

(2) 鋼管矢板壁（側面一体型）補強

・ 既設フーチング側面に新たにフーチングと鋼管矢板壁を増設する工法である鋼管矢板壁（側面一体型）補強では、橋台の回転の低減がみられたものの、既設杭の曲げひずみ、せん断力は無対策の場合と同程度であり、それぞれ降伏ひずみ、せん断耐力に相当する値を大きく超過した。

・ 補強鋼管の曲げひずみは概ね弾性範囲内にとどまっており、かつ、せん断耐力は十分に大きい。本対策工は、鋼管矢板壁を既設橋台と一体化する構造であることから、既設杭が損傷したあとも、基礎全体としては耐震性が確保される結果であったと評価することができる。

2.3 大規模検証実験

防災科学技術研究所所有の実大三次元震動破壊実験施設（Ｅ－ディフェンス）により、基礎の塑性化を考慮できる条件の下で、旧基準により設計された橋台基礎およびこれに対する耐震補強を行った基礎を対象として振動台実験を実施した。以下、振動台実験より得られた橋台基礎の地震時挙動、耐震補強の効果について示す。

2.3.1 実験概要

(1) 実験で対象とした橋台および補強工法

本実験の対象として想定した橋台の諸元を表-2.3.1 に、採用した補強工法を図-2.3.1 に示す。補強工法は、既設フーチング側面に新たにフーチングと鋼管矢板壁を増設したものであり、鋼管矢板壁により躯体の変位を抑制するとともに、既設杭が損傷した場合でも、補強鋼管により地震後の橋台の鉛直支持力を確保することを目的としている。鋼管矢板壁の増設位置を橋台の側面としたのは、流動力の受圧面積の増加を抑えつつ基礎の剛性を高めることおよび対策工事施工中の道路の通行機能を確保することを意図したものである。また、土木研究所振動台実験において、鋼管矢板壁（前面分離型）は既設杭への損傷を低減させることは確認されたが、降伏ひずみを超える結果となったため、本実験では採用していない。

鋼管矢板壁を構成する補強鋼管の諸元は、道路橋示方書 [11]に規定される液状化地盤における橋台基礎の設計手法に準じ、レベル 2 地震動に対する基礎の応答塑性率が塑性率の制限値である 3 以下となるように設定した。

表- 2.3.1　実験における橋台諸元（実寸）

供試体	橋台の諸元	基礎の諸元	補強工法	備考
無補強	逆T式橋台 h=8m	既製RC杭 φ450mm 8×3列	補強無し	桁とﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄの遊間 50mm
補強			鋼管矢板壁 （側面一体型） φ600×8本（片側4本）	

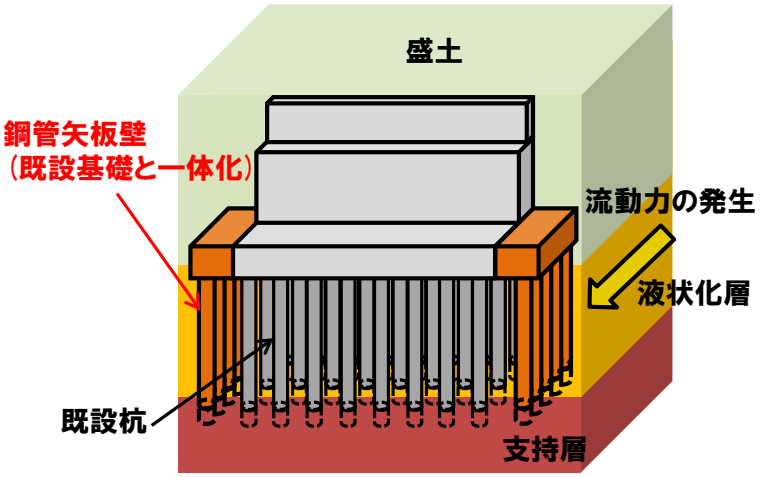


図-2.3.1　補強概要図

（2）実験方法

模型概要図を**図-2.3.2** に、実験状況を**写真-2.3.1** に示す。内寸幅 16m×奥行き 4m×高さ 4.5m の直方体剛体土槽の両側に、半断面モデルの無補強の橋台（無補強供試体）と補強した橋台（補強供試体）を設置し、同時加振を行った。橋台高さおよび液状化層厚がそれぞれ実物スケールで 8m および 10m であるのに対し、模型スケールで 1.78m および 2.20m である。

実験模型は可動支承側の橋台を模擬したものであり、鋼製のたて壁の前面に 10mm の遊間を設けて鋼製の桁模型を設置した。

既設杭模型は**図-2.3.3** に示す外径 101.6mm、軸方向鉄筋 ϕ3mm×6 本（降伏ひずみ 2500$\mu\varepsilon$）の RC 杭として、前面側、背面側 2 本の軸方向鉄筋にひずみゲージを設置した。既往の縮尺率 1/10 の模型に対する振動台実験では、模型縮尺の影響から既製 RC 杭を鋼材により模していたが、本実験は杭模型を実物と同じ RC 模型により作製することにより、部材の非線形性を考慮することが可能となった。

鋼管矢板壁模型は外径 100mm、板厚 3mm のアルミニウム管（材質 A6063-t5、降伏ひずみ 2554$\mu\varepsilon$）で構成され、アルミニウム管の間に継手は設けず、15mm の離隔を設けて設置した。補強鋼管には管内部の前面側、背面側の 2 箇所にひずみゲージを設置した。フーチング模型は杭径より大きな内径を有する鋼管を組み合わせた構造とした。既設杭模型、鋼管矢板壁模型ともに、杭頭の結合条件は剛結を想定しており、**写真-2.3.2** に示すとおり、杭とフーチング模型の鋼管の隙間に無収縮モルタルを注入することにより結合した。杭の先端は土槽底面にピン結合した。

模型地盤には背面盛土、液状化層ともに宇部珪砂 6 号（土粒子密度 ρ_s = 2.647g/cm^3、50%粒径 D_{50} = 0.29mm、細粒分含有率 FC = 0.7%、均等係数 U_c = 2.08）を使用し、相対密度 D_r = 50%を目標として湿潤突き固めにより作製した後、土槽底面から脱気水を静注することで、地下水位を橋台前面側の地表面と一致するように設定した。

本加振は計 2 回にわたって行い、いずれの加振においても、道路橋示方書 [12)]に規定されるレベル 2 地震動（タイプ I）の動的解析用時刻歴波形のうち 2-I-I-3（I 種地盤、新晩翠橋周辺地盤上 NS 成分）を基に、実物との相似性を考慮して時間スケールを $(1/4.5)^{0.5}$ 倍に縮尺したものを入力した。加速度振幅の指令値は、加振 1 回目で原波形と同一（100%）、2 回目で原波形の 150%とした。土槽底面で計測されたこれらの時刻歴を**図-2.3.4** に示す。

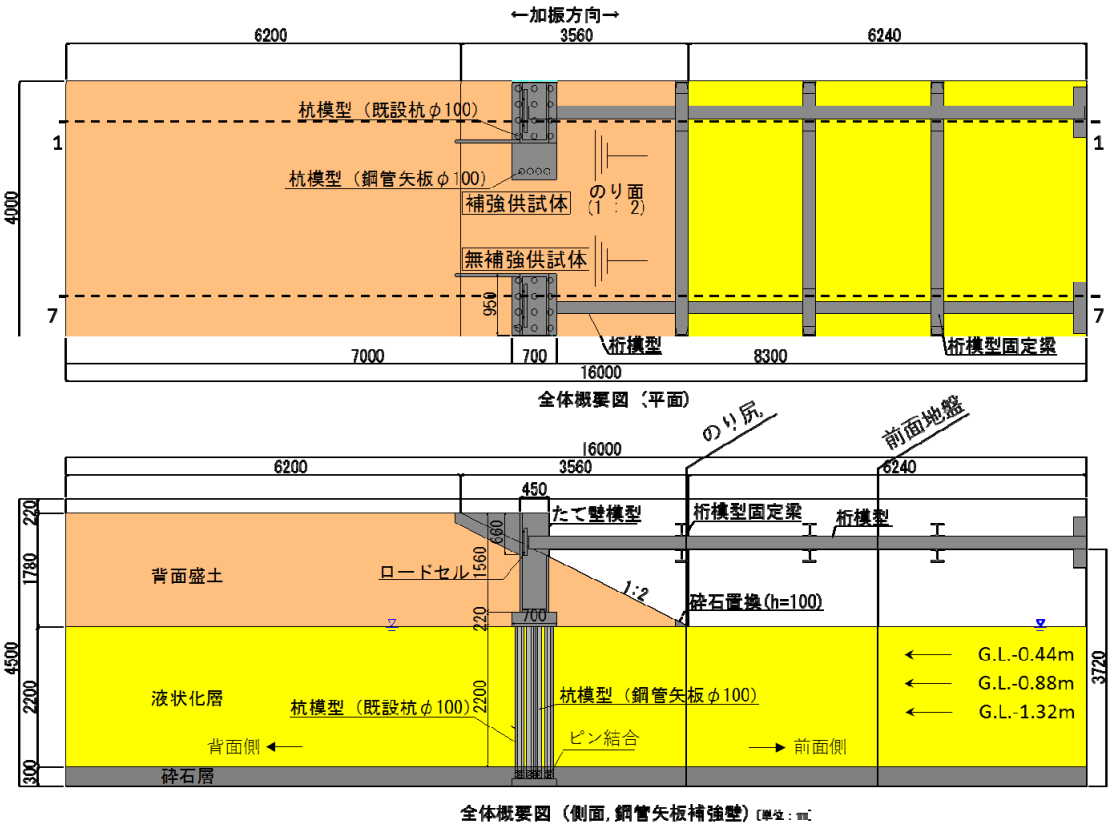


図-2.3.2　模型概要図

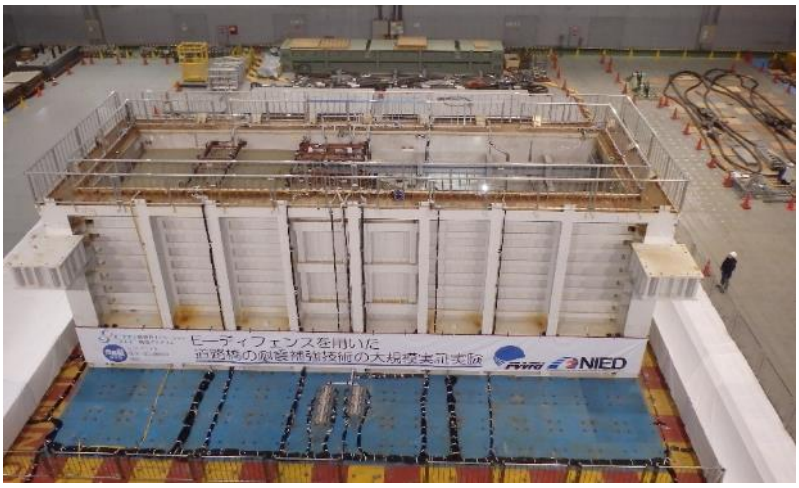


写真-2.3.1　実験状況

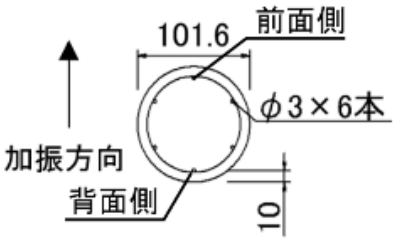


図-2.3.3　既設杭模型断面図［単位：mm］

写真-2.3.2　既設杭模型とフーチング模型の結合部

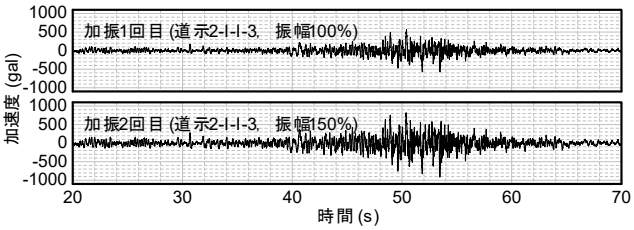


図-2.3.4　入力地震動（土槽底面での計測値）

2.3.2 実験結果

（1）液状化の状況

模型地盤の代表位置として、のり尻および前面地盤で計測された過剰間隙水圧比と加速度の経時変化をそれぞれ**図-2.3.5**、**図-2.3.6** に示す。ここで、「のり尻」、「前面地盤」の位置は**図-2.3.2** に示すとおりである。また、本稿では補強供試体が位置する 1-1 断面（**図-2.3.2**）における計測値を図示するが、無補強供試体が位置する 7-7 断面においても地盤の応答は同様の傾向であったことを付記しておく。

100%加振では、いずれの箇所においても、45s 以降で過剰間隙水圧が上昇し始めた。前面地盤 G.L.-0.44m における過剰間隙水圧は 52s 付近で概ね上限に達している。上昇後の水圧は平均的に初期有効上載圧 σ_{v0}'の 0.7～0.8 倍程度とやや小さいものの、52s 程度以降の加速度にサイクリックモビリティーの影響を示唆するスパイク状のピークが見受けられる等の状況から、液状化が生じたと判断される。同様に、前面地盤 G.L.-0.88m、のり尻 G.L. -0.44m においても、初期有効上載圧の 0.7～0.8 倍程度で概ね上限に達するとともに、スパイク状のピーク加速度の発生状況から、これらの箇所においても液状化が生じたものと考えられる。

150%加振では、20s 付近から過剰間隙水圧の上昇が始まった。また、のり尻の G.L.-0.44m、前面地盤の G.L.-0.44m、G.L.-0.88m および 100%加振では確認されなかった前面地盤の G.L.-1.32m においてスパイク状のピーク加速度と過剰間隙水圧の頭打ちが見られた。水圧の上限が初期有効上載圧 σ_{v0}'の 0.7～0.8 倍程度となる点は 100%加振と同様であったが、液状化発生範囲が地震動強さに応じて拡大していることがわかる。

なお、100%加振、150%加振ともに橋台直下から背面側では液状化は生じなかった。

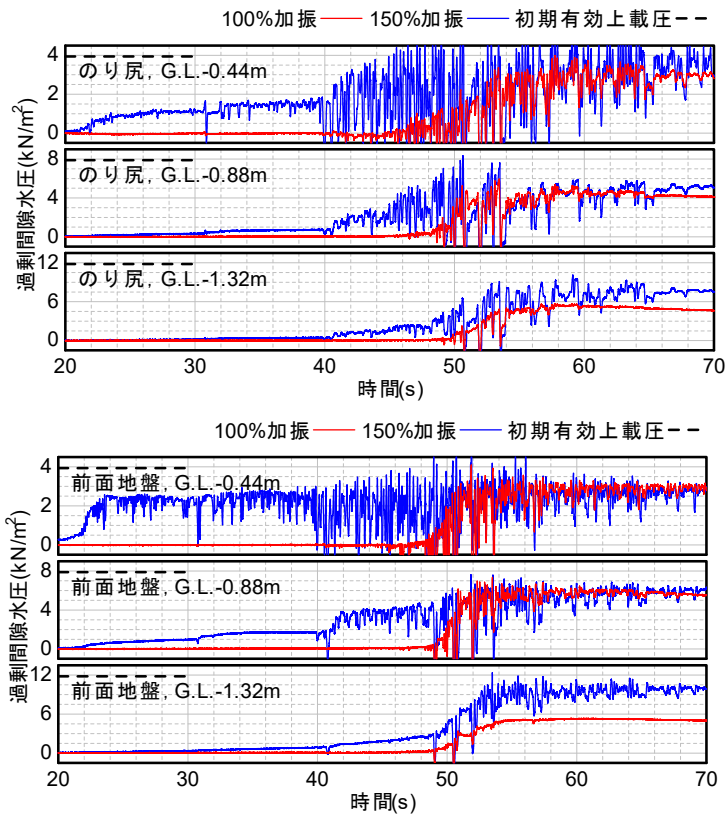
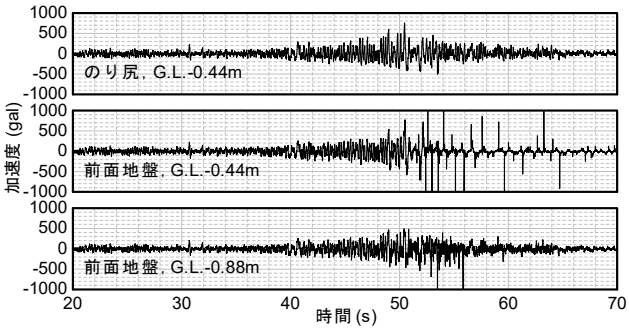
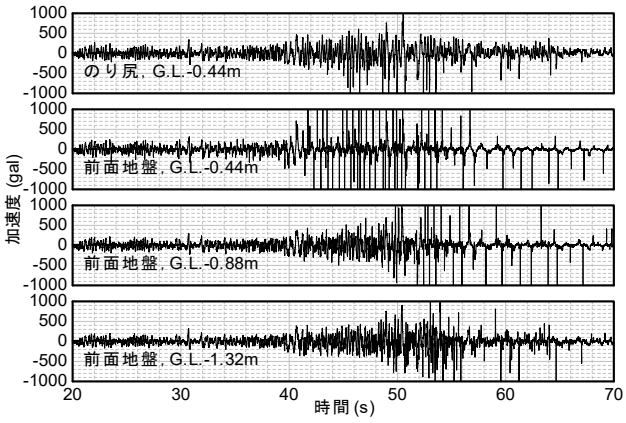


図-2.3.5　地盤の過剰間隙水圧比の経時変化



(a) 100%加振



(b) 150%加振

図-2.3.6　地盤の加速度の経時変化

（2）地盤の応答

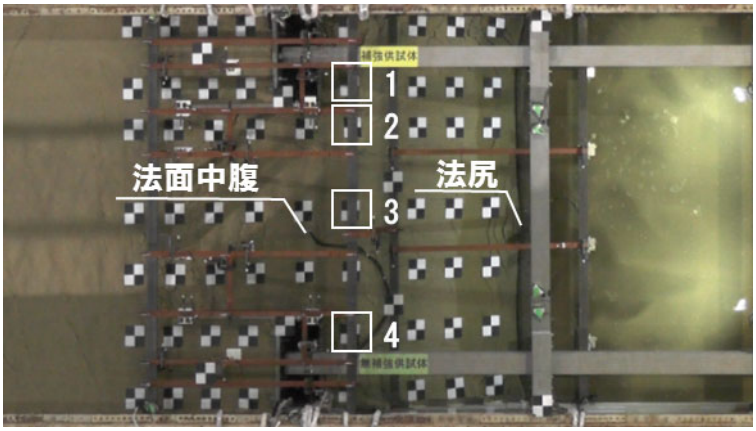
加振後の残留変位の状況を**写真-2.3.3** に示す。

100%加振では、のり面にクラックを生じつつ、前面側へのはらみ出しが生じた。地表面の残留水平変位は、2 橋台間ののり面中腹で 79mm、のり尻で 77mm であった。

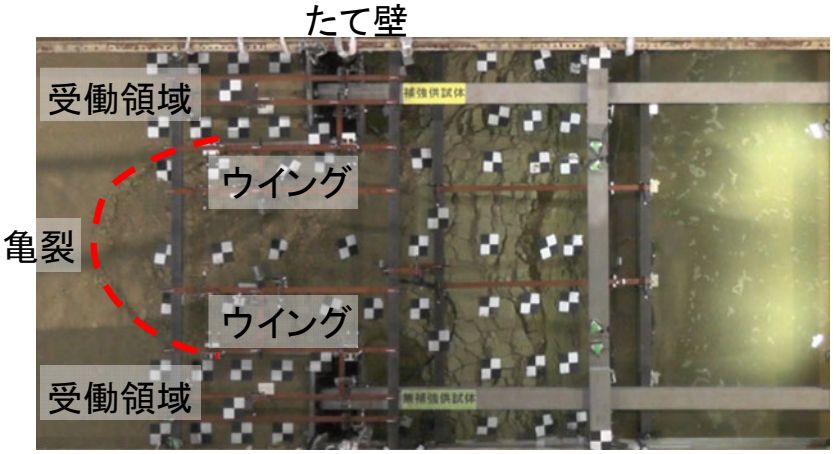
150%加振では、のり面のクラックの本数が増え、開口幅が広がるとともに、のり肩付近では橋台ウイングの端部から一定の広がりを有した受働領域を残す形で崩壊した。地表面の残留水平変位は、2 橋台間ののり面中腹で 409mm、のり尻で 272mm（いずれも加振 2 回の累積値）であった。

100%加振における地表面の水平変位の経時変化を**図-2.3.7** に示す。水平変位を図示する位置は**写真-2.3.3(a)** に示すとおりである。また、地表面変位は、高速度カメラを用いた画像解析により、地表に設置した標点を追尾することで算出したものである。

地表面の水平変位は 48s から 54s の間に急増し、前面側への変位が累積した。橋台前面と自由地盤位置では、自由地盤位置の変位が大きく、増設フーチングの位置で最大となった。



(a) 100%加振



(b) 150%加振後

写真-2.3.3　加振後の地盤の残留変形

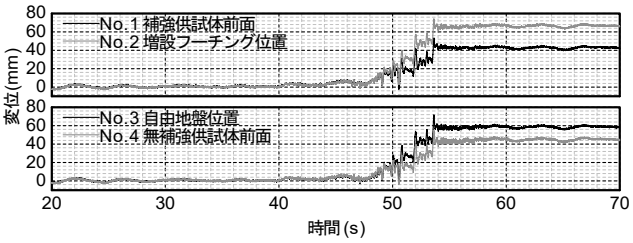


図-2.3.7　100%加振の橋台前面位置における地表面水平変位の経時変化

(3) 橋台たて壁の応答

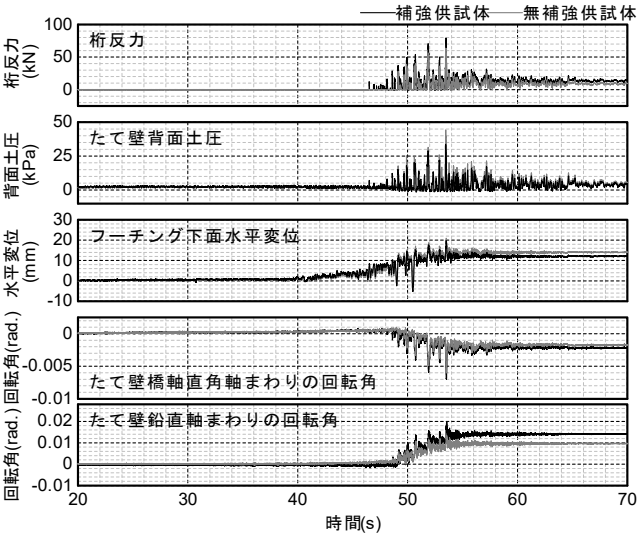
a) 橋台の時刻歴応答

実験では、橋台の地震時挙動を確認するために、たて壁には土圧計と変位計を設置し、加振により橋台に作用する土圧や水平変位、回転を計測するとともに、桁端部にロードセルを設置し、桁とたて壁が接触した際の桁反力も計測した。

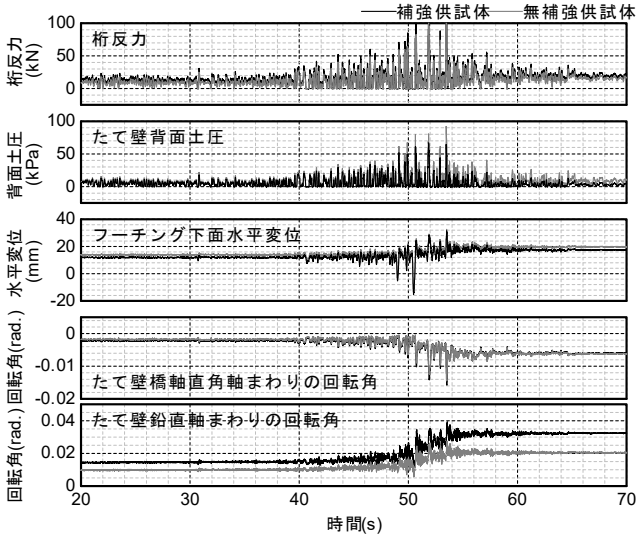
図-2.3.8 に桁反力、たて壁に作用する背面土圧、フーチング下面の水平変位、たて壁の回転角（橋軸直角軸まわりと鉛直軸まわり）の経時変化を示す。フーチング下面水平変位は前方への変位を正、たて壁橋軸直角軸まわりの回転角は前転する方向を正とした。たて壁鉛直軸まわりの回転角は、補強供試体は反時計まわり、無補強供試体は時計まわりを正とした。

100%加振では、いずれの応答値も地盤の過剰間隙水圧が上昇し始めた 45s 以降で増加が顕著となり、桁反力が最大となった 53.5s の時に最大値を示した。

一方、150%加振では、いずれの応答値も 100%加振の残留値からさらに増加しており、100%加振と同様に、桁反力が最大となった 53.5s の時に最大値を示した。



(a) 100%加振



(b) 150%加振

図-2.3.8　桁反力、たて壁背面土圧、フーチング下面水平変位およびたて壁回転角の経時変化

b）桁とたて壁の衝突

100%加振では、46s 付近からたて壁頭部と桁が接触したことによる桁反力が生じており、その後の著しい桁反力の増減の様子から、たて壁と桁が衝突を繰り返していたことがわかる。

150%加振では、桁反力は全時刻で正の値をとっており、加振開始時点からたて壁頭部が桁と接触した状態あったことがわかる。なお、計測に用いたロードセルの最大容量が 100kN であったため、それ以上は計測できていないが、その他の応答値が最大値を示す 53.5s において、桁とたて壁が衝突したことを示すピークが見られた。

c）たて壁に作用する背面土圧

100%加振では、たて壁に作用する背面土圧は桁とたて壁の衝突に呼応する形で増減しており、その大きさは有効上載圧 5.8kPa に対して補強供試体では 5.8 倍、無補強供試体では 7.6 倍であった。

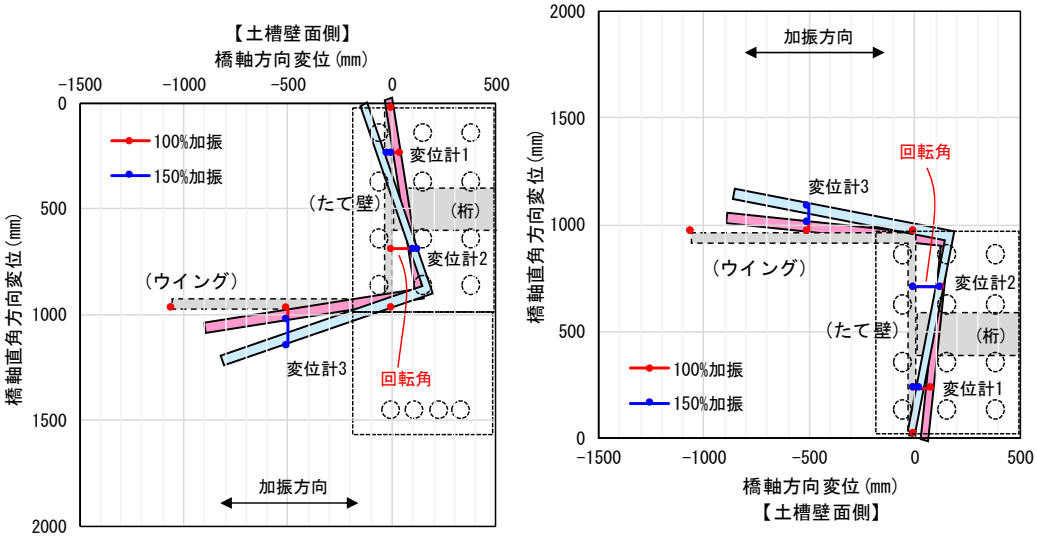
150%加振ではさらに背面土圧が上昇し、有効上載圧に対して補強供試体、無補強供試体ともに 10 倍以上に達していた。たて壁頭部の水平変位が桁に拘束されていること、のり肩の崩壊の状況（**写真-2.3.3(b)**）、またその土圧の大きさから、背面土は受働状態となっていると解される。

d）橋台の水平変位および回転

たて壁頭部が桁に拘束された状態で大きな背面土圧を受けたため、フーチングには前面側に向かう水平変位が累積するとともに、たて壁橋軸直角軸まわりの回転が後転側に累積した。フーチング下面では、100%加振で最大 20mm、150%加振で最大 30mm 程度の水平変位が生じた。ただし、無補強供試体と補強供試体では顕著な差は生じていない。

一方、たて壁鉛直軸まわりの回転については、補強供試体の方が大きくなった。**図-2.3.9** に加振後の残留変位を示した平面図を示す。**図-2.3.9** より、橋台は桁との接触面を中心に回転しており、補強供試体の回転角の最大値は 100%加振で 1.1 度、150%加振で 2.2 度（いずれの加振時も無補強供試体の 1.4 倍）である。

補強供試体の鉛直軸まわりの回転が無補強供試体に比べて大きくなった原因として、既設フーチング側面に新たに増設したフーチングと鋼管矢板壁による受圧面積の増加により、液状化層から受ける流動力が増えたこと、さらに桁との接触位置は変わらずに、フーチングを増設した分だけ接触位置からのアーム長が大きくなり、流動力による鉛直軸まわりのモーメントが大きくなったことが考えられる。



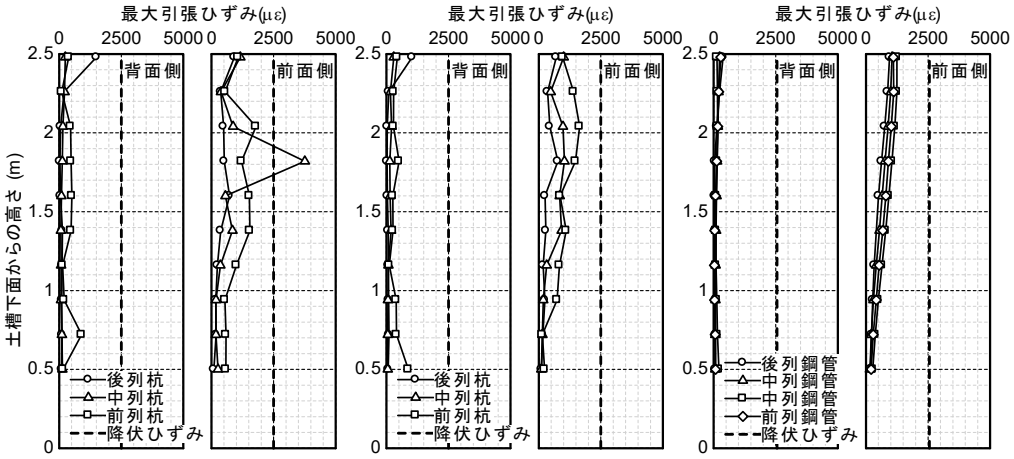
(a) 補強供試体　　(b) 無補強供試体

図-2.3.9　加振後の残留変位図（※変位倍率は 10 倍）

(4) 杭の応答

a) 100%加振における杭の応答

100%加振における既設杭の軸方向鉄筋および補強鋼管の最大引張ひずみ分布を**図-2.3.10** に示す。100%加振では、無補強供試体既設杭のうち、中列杭前面側の一部で軸方向鉄筋が降伏ひずみ（2500με）を超過したものの、それ以外は既設杭、補強鋼管ともに弾性範囲内にとどまった。



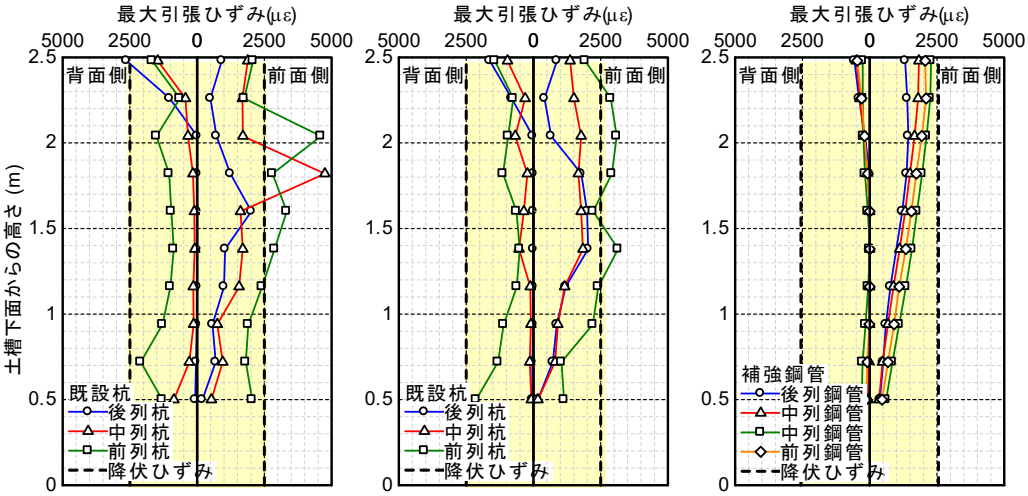
(a) 無補強供試体既設杭　(b) 補強供試体既設杭　(c) 補強鋼管

図-2.3.10　100%加振の既設杭軸方向鉄筋・補強鋼管の最大引張ひずみ分布

b) 150%加振における杭の応答

150%加振における既設杭の軸方向鉄筋および補強鋼管の最大引張ひずみ分布を**図-2.3.11** に示す。150%加振では既設杭軸方向鉄筋のうち、後列杭背面側鉄筋の杭頭および前列杭前面側鉄筋の広い範囲で降伏ひずみを超過した。両供試体で降伏ひずみを超過する範囲に顕著な差は見られなかったが、無補強供試体の方が一部で大きなひずみが生じた。

一方、補強鋼管のひずみは杭頭部で最大となったが、弾性範囲内にとどまった。



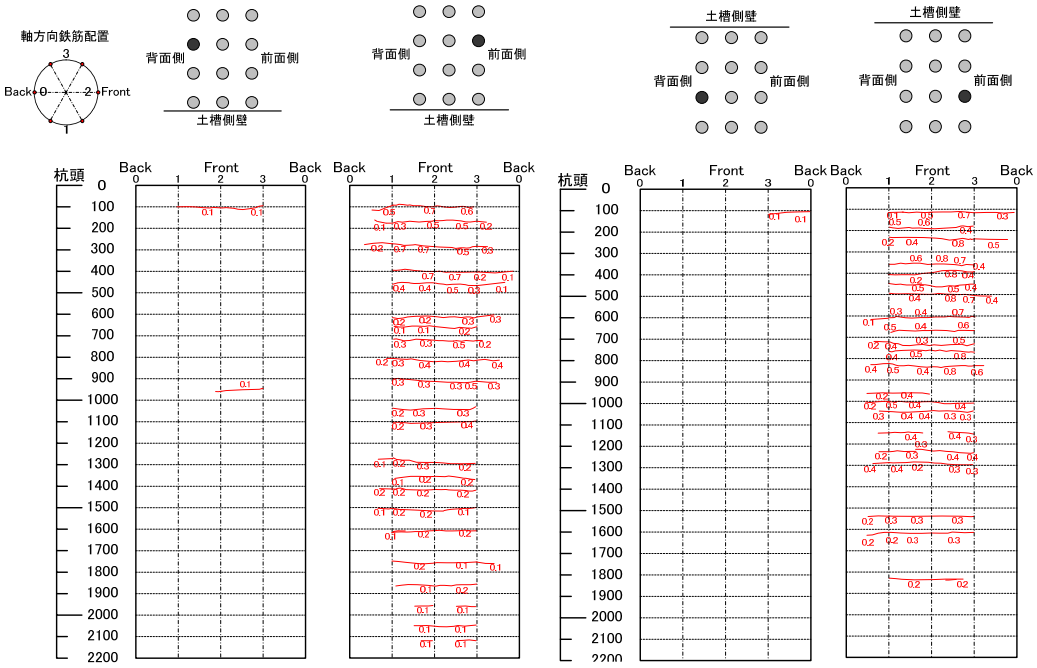
(a) 無補強供試体既設杭　(b) 補強供試体既設杭　(c) 補強鋼管

図-2.3.11　150%加振の既設杭軸方向鉄筋・補強鋼管の最大引張ひずみ分布

c）杭の損傷状況

150%加振後に模型地盤を掘り起こして観察した既設杭の後列杭、前列杭のひび割れ状況展開図を**図-2.3.12** に示す。なお、既設杭のコンクリートの剥落、補強鋼管の損傷は見られなかった。

無補強供試体、補強供試体ともに、前列杭の前面側で水平方向のひび割れが発生した。ひび割れ範囲は杭の深部にまで及び、150%加振の最大引張ひずみ分布と整合している。後列杭は、前列杭と比較してひび割れの発生は軽微であった。



(a) 無補強供試体　　(b) 補強供試体

図-2.3.12　既設杭のひび割れ状況展開図[単位：mm]

d）液状化層からの作用土圧

100%加振、150%加振の最大応答時（53.5s）における最後列の補強鋼管の作用土圧を**図-2.3.13** に示す。ここで、作用土圧は曲げひずみの計測値から求めた曲げモーメント分布の補間関数を 2 回微分する方法[9)]により算出したものである。

100%加振、150%加振ともに補強鋼管に作用する背面地盤からの土圧は、前面地盤の過剰間隙水圧の上昇が最も早い G.L-0.44m 付近において最大となり、そこから下方に向けて低減するような分布形状となった。また、150%加振では 100%加振と比較して背面地盤からの作用土圧が増加するとともに、土圧の作用範囲が前面地盤の液状化範囲に応じてより深部にまで拡大していることから、前面地盤の液状化の程度が基礎に作用する流動力に影響していることがわかる。

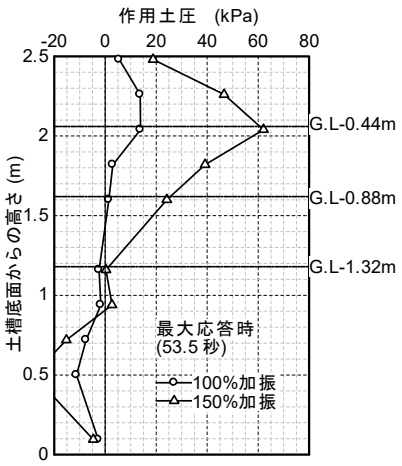


図-2.3.13　最大応答時(53.5s)における最後列の補強鋼管に作用する土圧

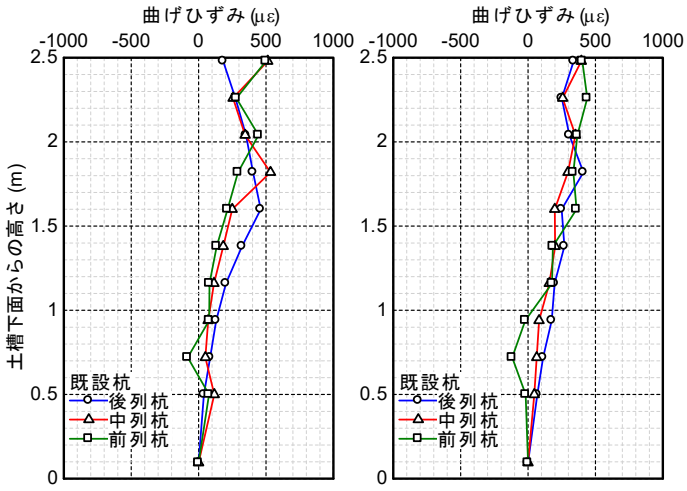
2.3.3 既設杭の損傷メカニズムと耐震補強効果

150%加振の桁反力がピークを示した時刻のうち、液状化発生前の 39.93s および液状化後の最大応答時（53.5s）における既設杭の曲げひずみ分布をそれぞれ**図-2.3.14**、**図-2.3.15** に示す。液状化発生前における曲げひずみの値は全深度で小さく、前列杭では杭頭付近で最大となる分布形状となった。一方、液状化発生後の最大応答時では、液状化発生前と比較して、杭中間部の曲げひずみが著しく増加しており、背面地盤より土圧を受けていたことがわかる。

最大応答時（53.5s）における既設杭の軸ひずみ分布を**図-2.3.16** に示す。既設杭のうち前列杭には一様に引張（正）の軸ひずみが生じ、後列杭には中間部を除き圧縮（負）の軸ひずみが生じた。このことから、前列杭は引抜き力、後列杭は押込み力を受けていたことが分かる。また、**図-2.3.11**、**図-2.3.12** に示したとおり、既設杭前面側の軸方向鉄筋のひずみは前列杭で最大となり、ひび割れは深部にまで及んでいた。

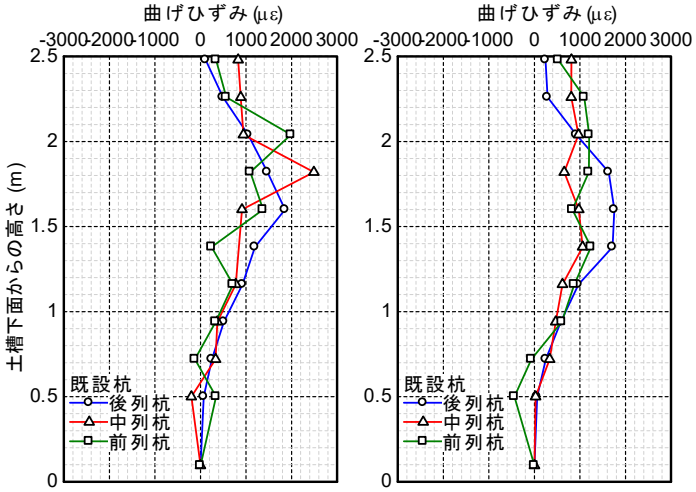
以上の実験結果から得られた、液状化地盤における既設橋台および基礎の地震時挙動の概念図を**図-2.3.17** に示す。たて壁は頭部を桁に拘束された状態で背面土圧を受けることにより、後転方向の回転が生じた。既設杭のうち前列杭は、たて壁の後転による引抜き力を受けた状態で背面地盤からの土圧を受けたことにより、他の杭と比較して軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみを超過する範囲が広く、損傷が深部にまで及んだものと考えられる。

また、補強供試体は、無補強供試体と同様にたて壁の回転および既設杭の損傷は生じたものの、補強鋼管に損傷は見られなかった。補強鋼管はフーチングにより既設基礎と一体化されていることから、橋台の荷重を補強鋼管によって支持することができるため、補強供試体は基礎全体として耐震性能が確保される結果であったと評価できる。



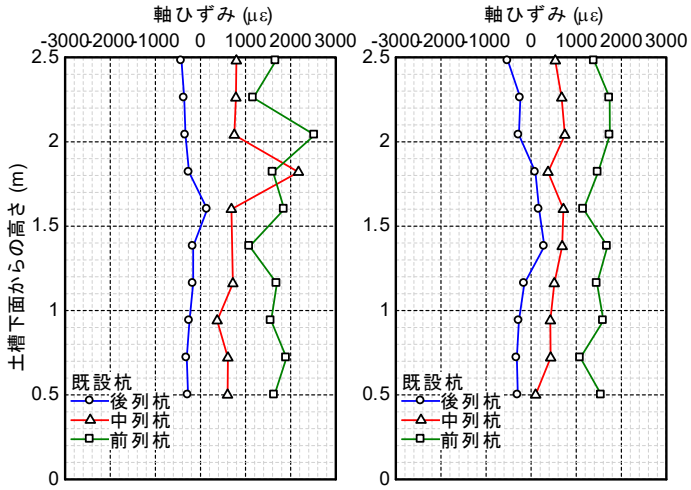
(a) 無補強供試体　　(b) 補強供試体

図-2.3.14　150%加振の 39.93s における既設杭の曲げひずみ分布



(a) 無補強供試体　　(b) 補強供試体

図-2.3.15　150%加振の最大応答時(53.5s)における既設杭の曲げひずみ分布



(a) 無補強供試体　　(b) 補強供試体

図-2.3.16　150%加振の最大応答時(53.5s)における既設杭の軸ひずみ分布

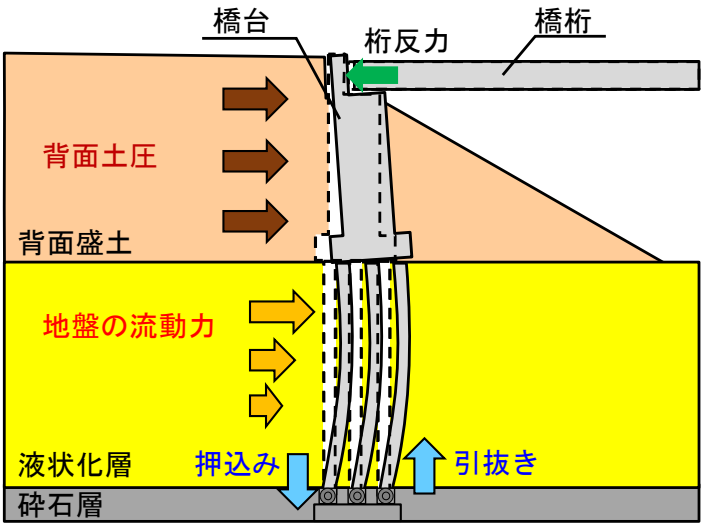


図-2.3.17　液状化地盤における既設橋台および基礎の地震時挙動の概念図

2.3.4 まとめ

本実験より得られた知見を以下にまとめる。

- 橋台は、たて壁頭部が桁に拘束された状態で大きな背面土圧を受けたため、フーチングには前面側に向かう水平変位が生じるとともに、たて壁には橋軸直角軸まわりの回転が後転側に生じることが示された。また、たて壁が後転することにより、既設杭のうち前列杭は引抜き力を受けることが示された。
- たて壁の後転による引抜き力を受け、かつ背面地盤からの土圧が作用する既設前列杭において、深部にわたって水平方向のひび割れが広がることが示された。
- 補強供試体は既設杭に損傷は生じたものの、補強鋼管の曲げひずみは概ね弾性範囲内にとどまり、損傷も見られなかった。本補強工法は、鋼管矢板壁を既設橋台と一体化する構造であることから、既設杭が損傷したあとも、基礎全体としては耐震性が確保される結果であったと評価することができる。
- たて壁には鉛直軸まわりの回転が生じ、補強供試体の回転量は、無補強供試体と比較して大きくなった。これは、既設フーチング側面に新たに増設したフーチングと鋼管矢板壁による受圧面積の増加により、液状化層から受ける流動力が増加したことによるものと考えられる。ただし、この鉛直軸周りの回転については、実験において供試体を半断面とした影響であり、全断面であれば、均等に土圧を受けるため鉛直軸周りの回転は生じにくいと考えられる。

参考文献

1) (社)日本道路協会：道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇，1964.
2) (国研)土木研究所：道路橋橋台およびその基礎の地震被災事例，土木研究所資料，第 4014 号，2006.
3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2012.3.
4) 菊池喜昭：軟弱粘性土地盤着底式くし形構造物の横抵抗特性に関する研究，港湾空港技術研究所資料，No.1039，pp.15-25，2003.
5) 阿知波秀彦，関雅樹，吉田幸司，岩田秀治，小長井一男，松田隆，武田篤史：軟弱地盤上の斜杭基礎の橋脚の模型試験体を用いた振動台実験（その 1)，第 42 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp. 1283-1284, 2007.7.
6) 阿知波秀彦，関雅樹，岩田秀，吉田幸司，武田篤史，小長井一男：深い軟弱地盤にある斜杭基礎橋脚の地震時挙動に関する考察，構造工学論文集，Vol. 54A, pp. 360-371, 2008.3.
7) 小笠原政文，谷和弘，松尾隆志，坂本俊一：流動化における橋梁基礎構造物の設計手法に関する研究，土木学会論文集，No.645，Ⅲ-50，pp.77-89，2000.
8) 小笠原政文，佐藤正義，谷和弘：遠心振動実験を用いた流動化現象の再現と杭基礎に作用する流動圧，土木学会論文集，No.645，Ⅲ-50，pp.115-124，2000.
9) 木下琢雄，原隆広：曙運河付近の地盤流動対策設計・施工，基礎工，Vol.27，No.4，pp.43-47，1999.4.
10) 岡田太賀雄，鬼木浩二，河野哲也，星隈順一：既製 RC 杭を用いた既設杭基礎の地震時限界状態の評価に関する実験的研究，土木技術資料，Vol.58，No.5，pp.24-27，2016.
11) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV 下部構造編，2017.
12) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2017.

3. 液状化地盤における橋台基礎の照査方法

3.1 照査方法の検討

3.1.1 耐震性評価の観点

図-3.1.1 は、これまでの被災事例も踏まえた上で、地震後の速やかな橋の供用を阻害し得る損傷と位置付けられるものを整理し示したものである。耐震性評価にあたってはこれを考慮し、以下の(1)から(4)に示す観点で行う。

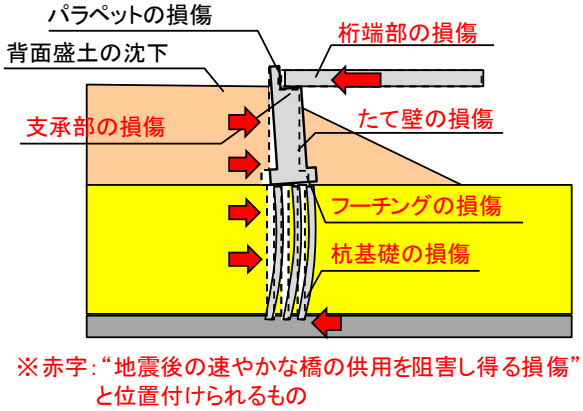


図-3.1.1　想定される損傷形態

(1) 上部構造(桁)：橋台パラペットとの接触により、交通荷重等を支持する能力が低下するような損傷が桁に生じない。

(2) 支承部：支承部は損傷しても必ず橋の供用が困難となる訳ではない。ただし、支承部の損傷に伴い路面に段差が生じた場合には、橋の供用が困難となるため、路面の段差を生じさせない。

(3) 橋台たて壁、橋台基礎(フーチング・杭基礎)：せん断破壊及び曲げ破壊を防止し、最低限震後の交通荷重や背面土圧に抵抗できるだけの性能を確保する。

(4) 橋台パラペット、背面盛土：桁との接触による橋台パラペットの損傷や背面盛土の沈下を許容しつつ、別途路面段差の補修等の応急対策によって震後の橋の供用性を確保する。

3.1.2 照査方法

橋台基礎の地盤構造が概ね一様に分布するとみなせる場合、流動化を考慮した耐荷性能の照査においては、静的照査法を適用することができる。

静的照査法としては、図-3.1.1 に示す損傷形態の検証が可能、かつ、簡易で実用的な解析モデルという点に着目し、以下に照査方法を示す。

土圧法は、橋台たて壁、基礎を梁要素でモデル化し、流動力を分布荷重として載荷する方法である。

側方流動圧を作用させる範囲については地盤抵抗を無視し、それ以外の範囲については、常時の地盤抵抗を考慮する。常時の地盤抵抗は、「道示Ⅳ 12.10.4」により算出する。

桁、パラペット間には、桁によるストラット効果を考慮するため、遊間以上の相対変位 に対して衝突による反力を与える衝突バネを設定する。

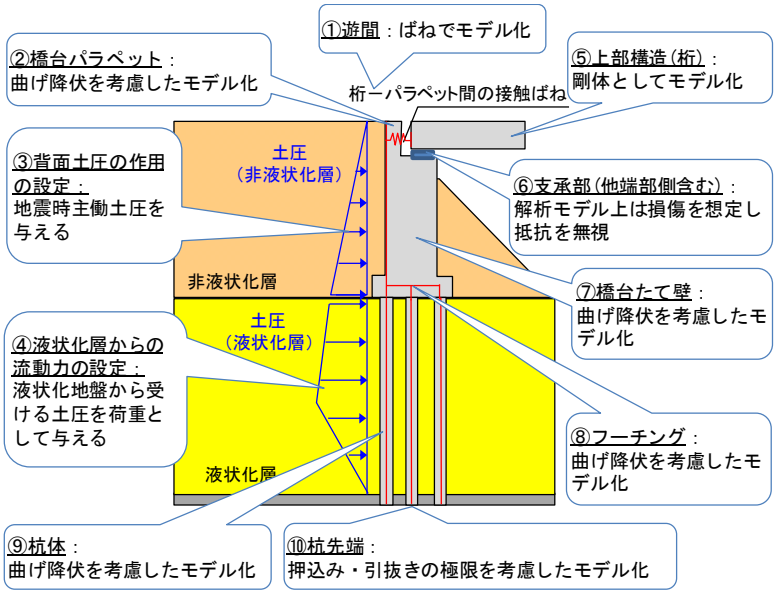


図-3.1.2　土圧法における解析モデル

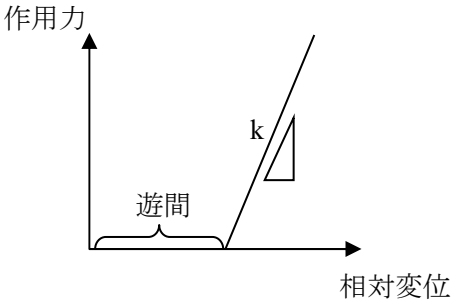


図-3.1.3　桁-パラペット間の衝突バネ

簡易解析モデルによる静的照査を基本に、橋台と基礎は一体でモデル化し、個々の部材の耐震性について照査する。具体的には、橋台及び橋台基礎への作用土圧に対し、以下のように考える。

(1) 桁と橋台パラペットは、遊間に設けたばね反力を接触力とし、その力に対し照査を行う。その際、桁については耐荷力上問題ないことを確認する。また、橋台パラペットは、損傷を許容しつつ、桁に拘束され杭基礎に大きな断面力が生じる状態を再現するために、曲げ降伏後にも一定の耐力を有するようにモデル化する。

(2) 橋台パラペットが桁に拘束された状態で流動力が作用する状況が、橋台及び橋台基礎にとって厳しい条件となるため、解析上は支承部の抵抗を無視する。ただし、実際に支承部に損傷が生じるかどうか確認するため、別途支承部に作用する力に対し、照査を行う。その結果、支承部に損傷が生じる場合には、必要に応じて段差防止構造等の対策を講じる。

(3) 橋台たて壁、橋台基礎(フーチング・杭)については、曲げ降伏後の塑性化を許容しつつ、曲げ破壊・せん断破壊が生じないことを確認する。

橋台基礎の地盤構造が複雑であり、橋台に与える地震時土圧、地盤変位を適切に評価できない場合は、4.2 に示すような動的照査法を適用することができる。

動的照査法では、地盤をソリッド要素、杭を梁要素としてモデル化した有限要素モデルによる動的解析を適用することができる（図-3.1.4)。

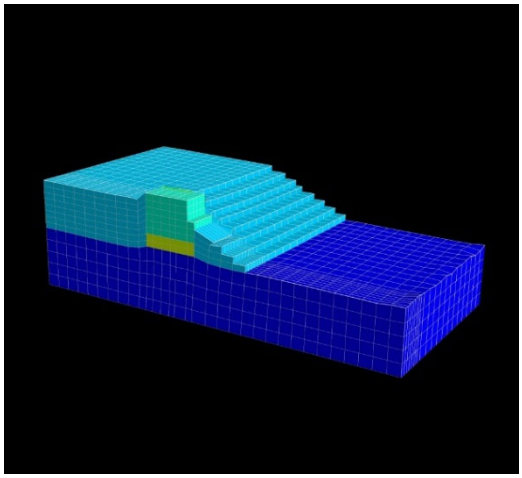


図-3.1.4　3 次元有限要素モデルによる動的解析モデル例

3.2 定式化の手順

本研究で実施した一連の加振実験では、前面地盤における液状化の発生とともに、橋台を支持する杭に対する土圧の作用が顕著となった。こうした作用を受ける橋台基礎の耐震性能評価手法の構築に資するため、ここでは、液状化の発生度合いに応じた土圧の定式化を行う。液状化の発生度合いを表す指標としては、現行設計法との整合性に配慮し、液状化に対する抵抗率 F_L を選ぶこととする。

F_Lをパラメータとして杭への作用土圧を定式化するための手順を図-3.2.1 および以下に示す。

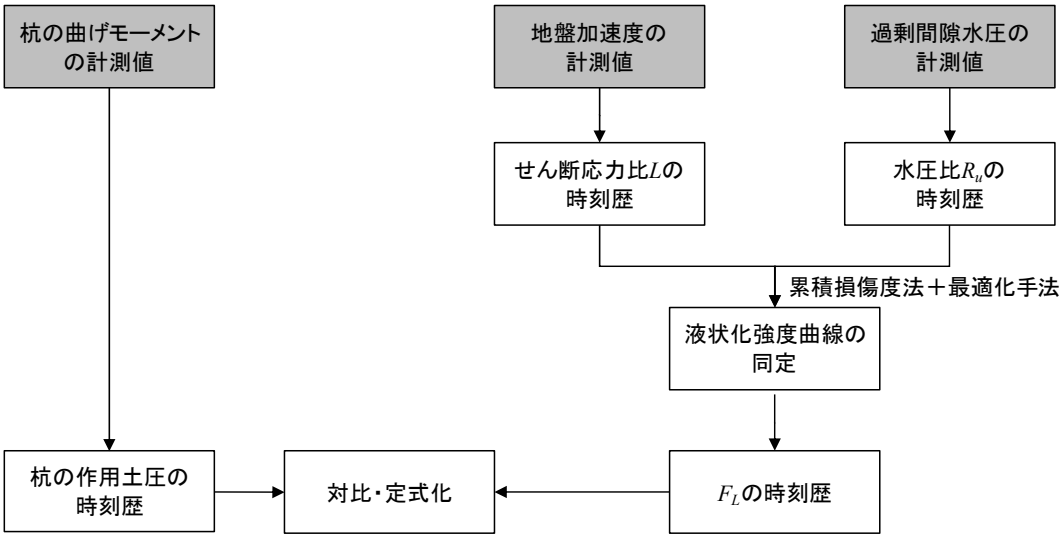


図-3.2.1　土圧の定式化の手順

① 地盤のせん断応力比の算出

F_L の算出のために必要となる地盤のせん断応力比（地震時せん断応力比）を算出する。

地表から i 番目の加速度計設置位置における地震時せん断応力比 $L_i(i = 1, 2, \ldots, n)$ は、地盤の加速度の計測値 $a_k(k = 1, 2, \ldots, n)$ を用いて次式により算出される。

$$L_i = \tau_i / \sigma'_{v0} \tag{3.1}$$

$$\tau_i = \sum_{k=2}^{i} \frac{1}{2}(a_{k-1} + a_k) H_{k-1} \rho_{k-1} \qquad (\tau_1=0) \tag{3.2}$$

ここに、H_k は層厚、ρ_k は地盤の密度、σ'_{v0} は初期有効上載圧である。

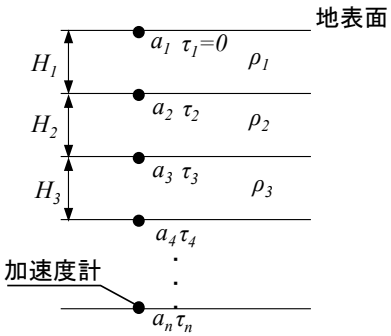


図-3.2.2　地盤構成の概念図

② 液状化強度曲線の同定

F_L の算出にあたって必要となる液状化強度曲線は、室内土質試験の結果に基づいて設定する方法も考えられるが、ここでは実際の模型地盤が有する液状化特性を精度よく反映させるため、加振中の計測値から同定した液状化強度曲線を用いることとする。以下、液状

化強度曲線の同定の方法を示す。

液状化強度曲線は、次式で近似されるものと仮定する。

$$CSR = f(N_c) = a\left(\frac{N_c}{N_{cr}}\right)^{-b}, \qquad N_c = f^{-1}(CSR) = N_{cr}\left(\frac{CSR}{a}\right)^{-1/b} \tag{3.3}$$

CSR は繰返し応力比、N_c は繰返し回数、N_{cr} は基準繰返し回数 (20 回)である。a は N_{cr} 回の繰返し回数に対する液状化強度比、b は液状化強度曲線の勾配を表すパラメータである。

このとき、地震時せん断応力比の半パルス列 L_j (j = 1, 2, …, m) による累積損傷度 D_m は次式により算出される。

$$D_m = \sum_{j=1}^{m} \frac{1}{2f^{-1}(L_j)} = \frac{1}{2N_{cr}} \sum_{j=1}^{m} \left(\frac{L_j}{c_1 a}\right)^{1/b} \tag{3.4}$$

$$c_1 = \frac{1 + 2K_0}{3} \tag{3.5}$$

c_1 は応力状態による液状化強度比の補正係数、K_0 は静止土圧係数である。

過剰間隙水圧比 R_u と累積損傷度 D の関係を次の単純な式で近似する。

$$R_{u,m} = D_m \qquad (<1.0) \tag{3.6}$$

式(3.3)～式(3.6)によって算出される $R_{u,m}$ が計測値と最も近似するように a、b を探索することで、液状化強度曲線を同定することができる。

液状化強度曲線の同定にあたっては、n_s 組のせん断応力比 L、過剰間隙水圧比 R_u のデータセットから 1 つの最適な液状化強度曲線を求める方法をとる。パラメータ a、b の最適解を得る上では、次式で定義する目的関数 S を最小化するように a、b を求める。

$$S = \sum_{k=1}^{n_s} \frac{1}{t_e^{(k)} - t_s^{(k)}} \sum_{m=1}^{n_d} \Delta_m^{(k)}, \qquad \Delta_m^{(k)} = \left(t_{m+1}^{(k)} - t_m^{(k)}\right)\left(R_{u,m}^{(k)} - \overline{R}_{u,m}^{(k)}\right)^2 \tag{3.7}$$

ここに、$\Delta_m^{(k)}$は半パルス列 $L_j^{(k)}$ (j=1～m)に対する水圧比の誤差、$\overline{R}_{u,m}^{(k)}$ は水圧比の計測値、$t_s^{(k)}$ と $t_e^{(k)}$はそれぞれ計算開始時刻と終了時刻、$t_j^{(k)}$と $t_{j+1}^{(k)}$はそれぞれ半パルス列 $L_j^{(k)}$と $L_{j+1}^{(k)}$が得られた半パルスのゼロクロス開始時刻である。上式では、水圧比の最小二乗誤差を個々の半パルスが持つ時間で重み付けするとともに、複数組の L、R_u に対して一つの目的関数 S を定義している。

最終的に求めるパラメータが a、b の 2 個のみであることから、特別な最適化手法を用いることはせず、多数設定した a、b から総当たり方式で S を計算し、S が最小となるときの a、b の組合せを最適解として選ぶこととした。

③ F_L の算出

液状化強度曲線が式(3.3)で近似されるとき、F_L と累積損傷度 D は次の関係を持つこととなる。

$$F_{L,m} = D_m^{-b} \tag{3.8}$$

したがって、地震時せん断応力比の半パルス列 L_j と同定された a、b に基づき、式(3.4)により得られる累積損傷度 D から F_L を算出することができる。

④ 杭の作用土圧の算出

加振実験により計測された杭の曲げモーメント分布を深さ方向に 2 回微分することにより、杭の作用土圧を算出する。

3.3 液状化強度曲線の設定

3.3.1 土研振動台実験

液状化強度曲線の同定は、橋台断面の前面地盤の加速度計、水圧計の計測値を用いて行い、土研振動台実験でひとつの液状化強度曲線を同定することを基本とする。

ただし、土研振動台実験では、Case1～Case3 で橋台断面に加速度計、水圧計が設置されていないことから、Case4、Case5 のデータのみを用いて液状化強度曲線の同定を行った。

また、Case1～Case3 において、F_L 値の算出に用いる加速度は、盛土断面の加速度の計測値とした。

Case1 の 200%加振については、100%加振の液状化強度曲線を適用することとした。

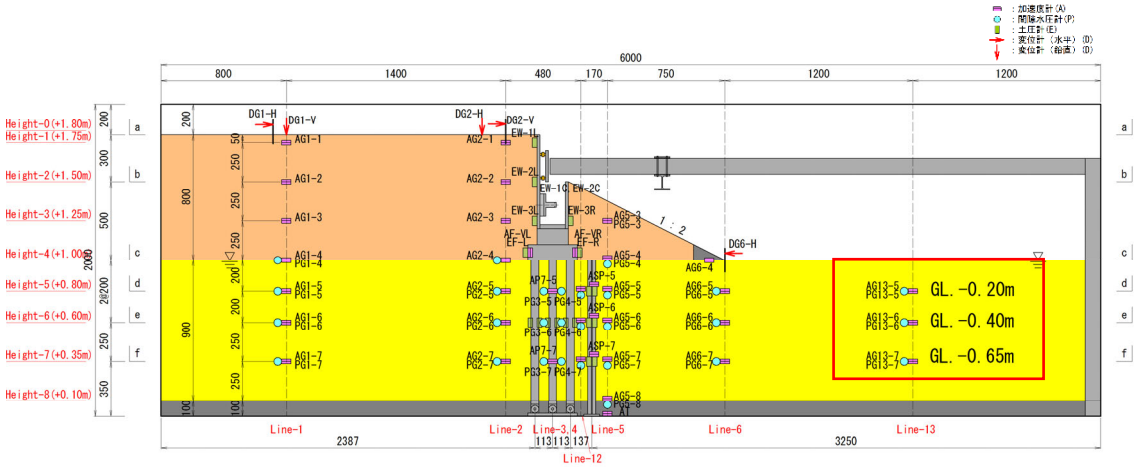


図-3.3.1　液状化強度曲線の同定対象位置　［単位：mm］

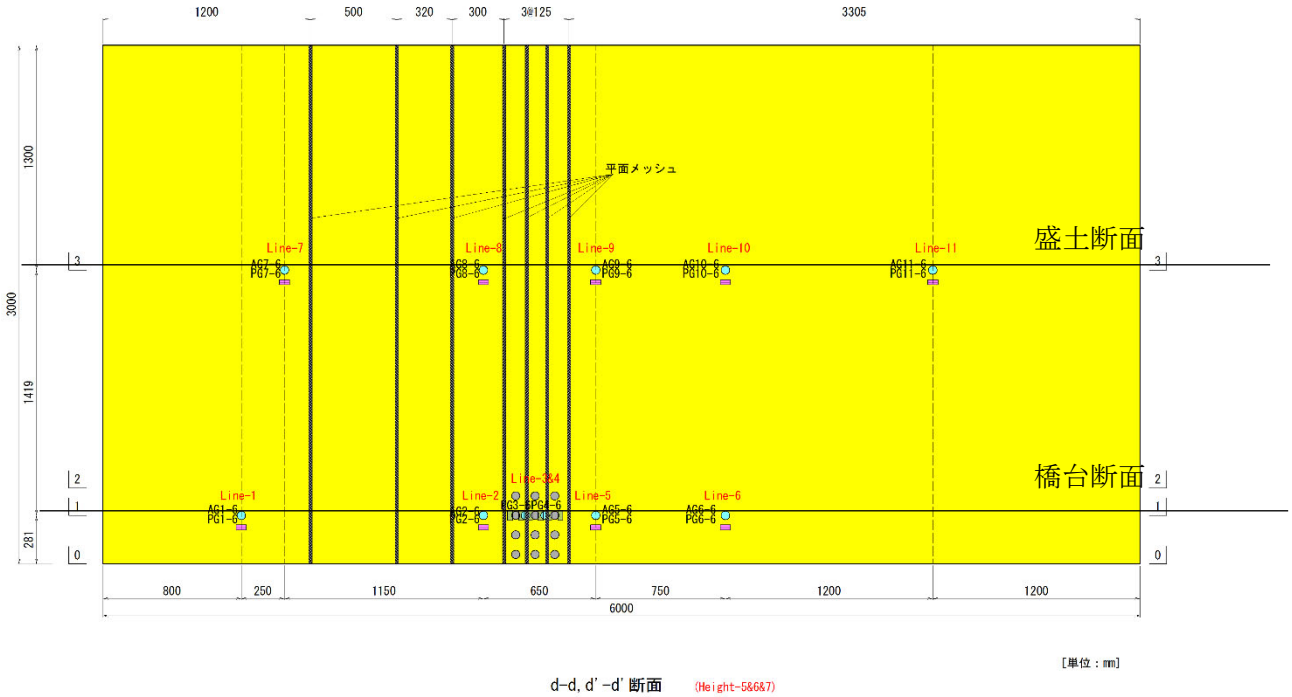


図-3.3.2　液状化層　計測機器配置図（Case1～Case3）

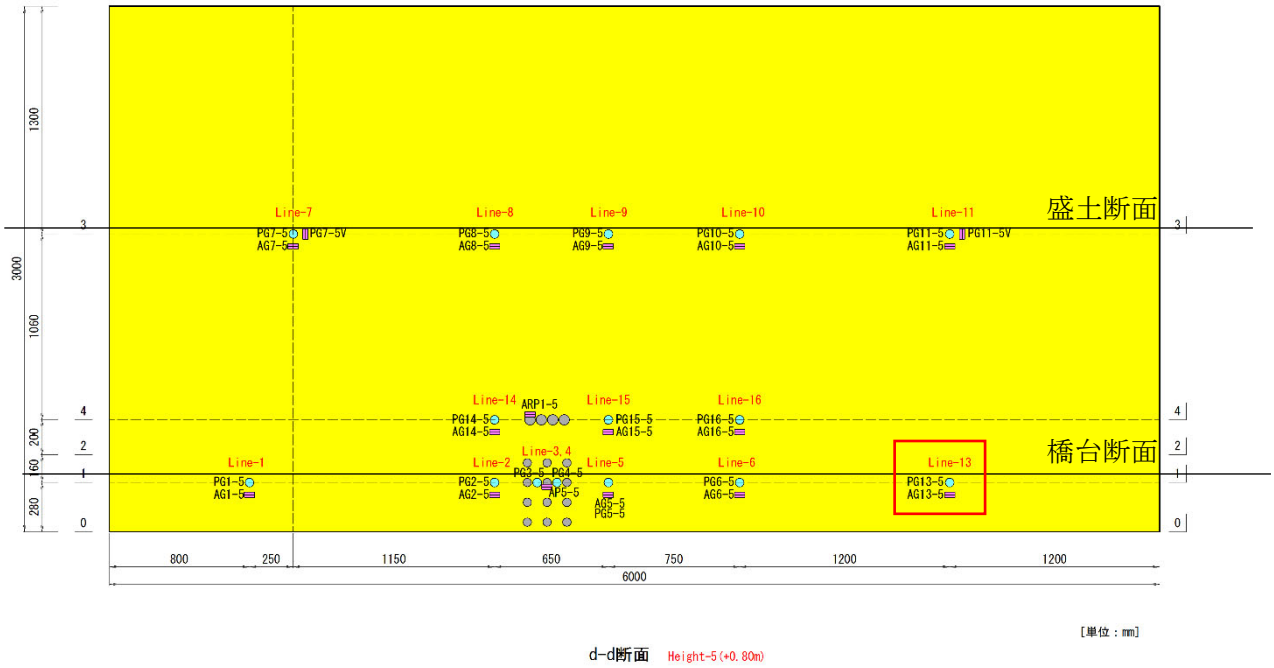


図-3.3.3　液状化層　計測機器配置図（Case4、Case5）

表- 3.3.1　液状化強度曲線の同定を行うケース

Case	橋台高	液状化層厚	適用基準	基礎諸元	対策諸元	備考
1	8m	10m	S39指針	既製RC杭φ450 φ13-11本 L=10m　8×3本	無対策	
1 2回目	8m	10m	S39指針	既製RC杭φ450 φ13-11本 L=10m　8×3本	無対策	200%加震
2	8m	10m	S39指針	既製RC杭φ450 φ13-11本 L=10m　8×3本	無対策	道路盛土タイプ
3	8m	10m	H24道示	場所打ち杭φ1200 D32-24本 L=10m　8×3本	-	
4	8m	10m	S39指針	既製RC杭φ450 φ13-11本 L=10m　8×3本	鋼管矢板壁 （前面分離型）	
5	8m	10m	S39指針	既製RC杭φ450 φ13-11本 L=10m　8×3本	鋼管矢板壁 （側面一体型）	

土研振動台実験における液状化強度曲線のパラメータ：<u>a=1.26, b=0.38</u>

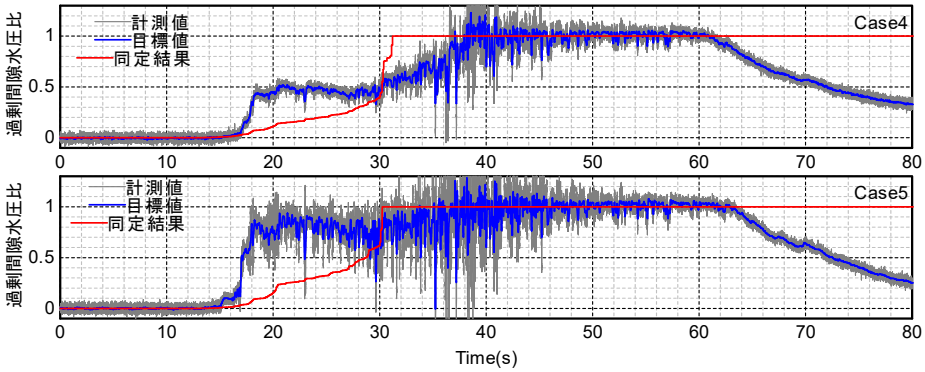


図- 3.3.4　過剰間隙水圧比と F_L の計算結果の例（G.L.-0.20m）

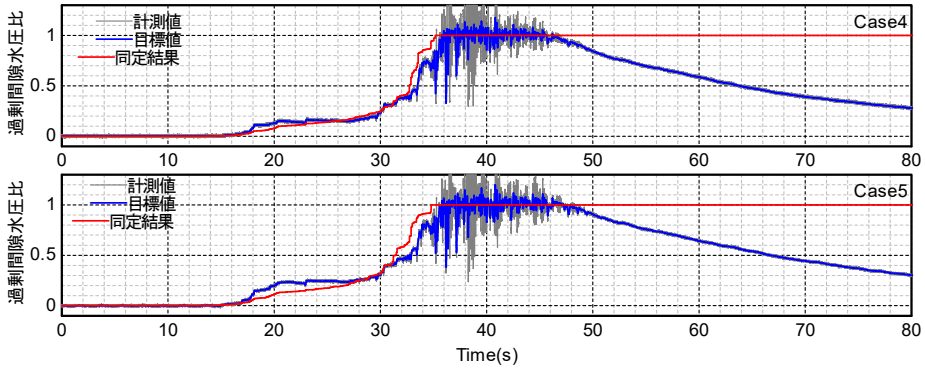


図- 3.3.5　G.L.-0.65m における過剰間隙水圧比

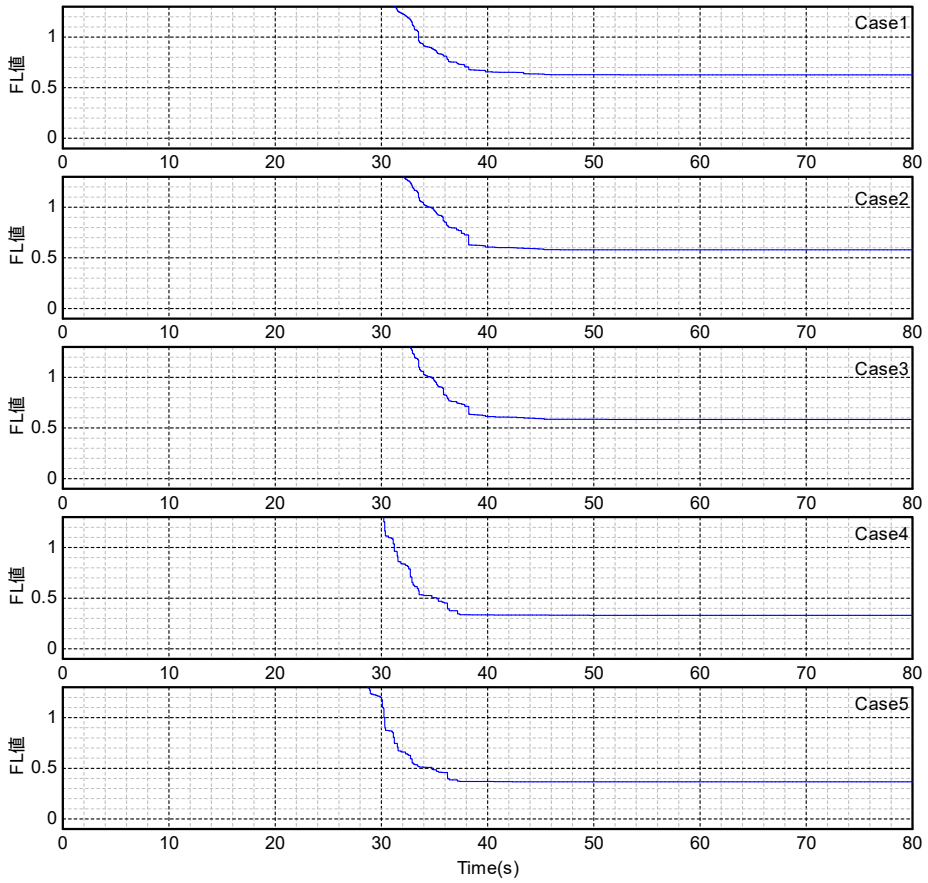


図- 3.3.6　G.L.-0.20m における F_L 値の時刻歴

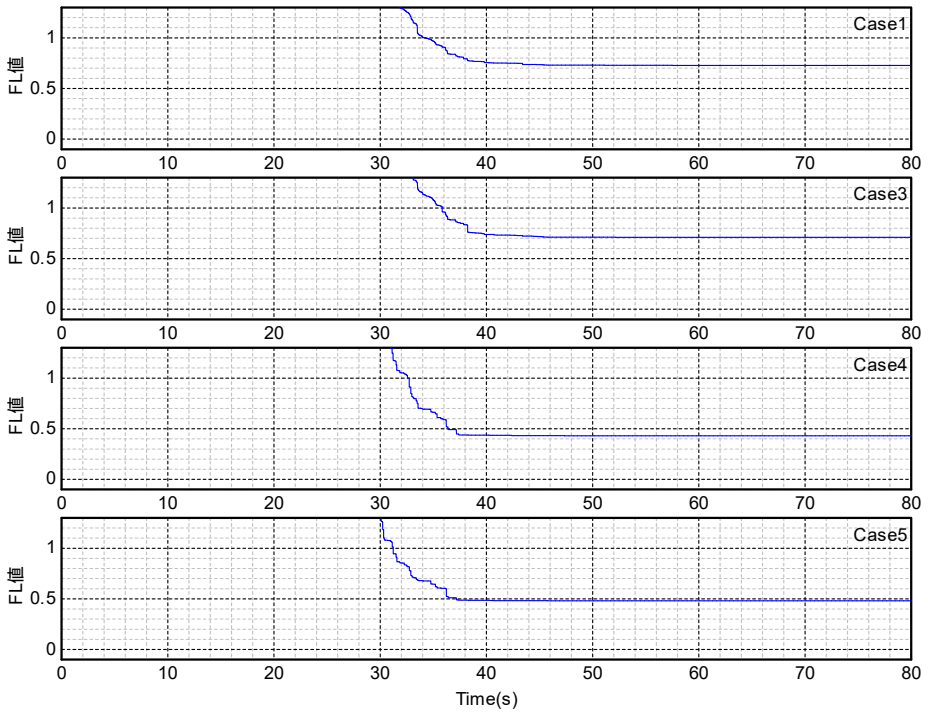


図- 3.3.7　G.L.-0.40m における F_L 値の時刻歴

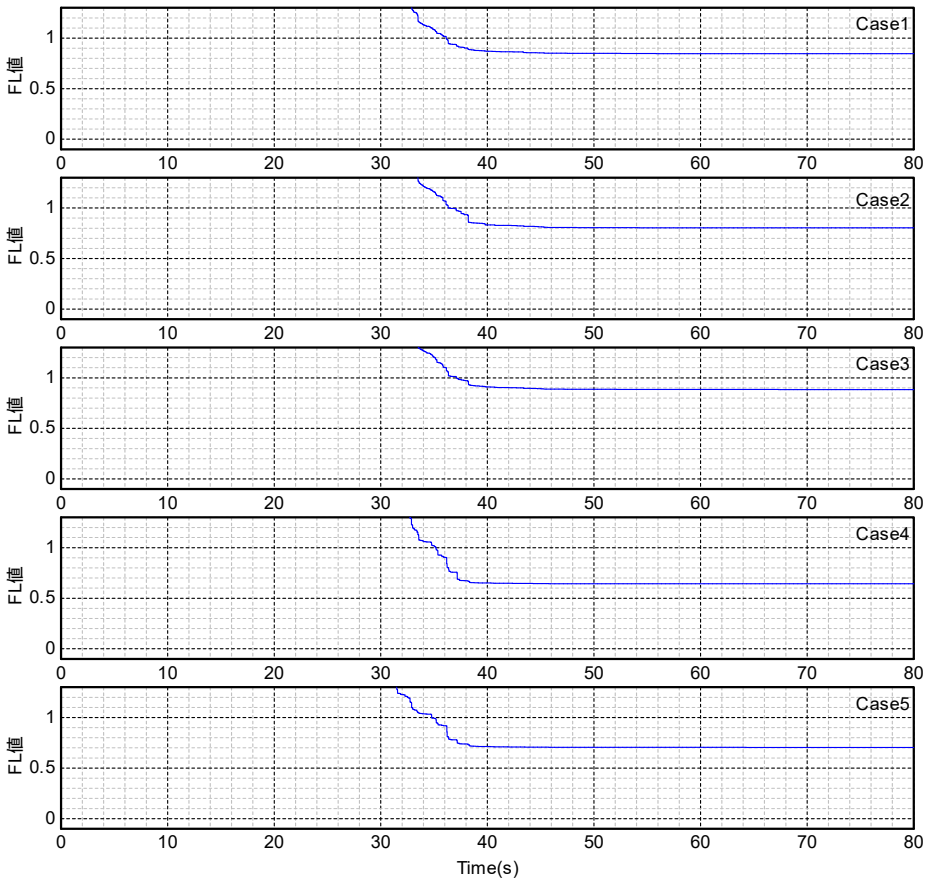


図- 3.3.8　G.L.-0.65mにおけるF_L値の時刻歴

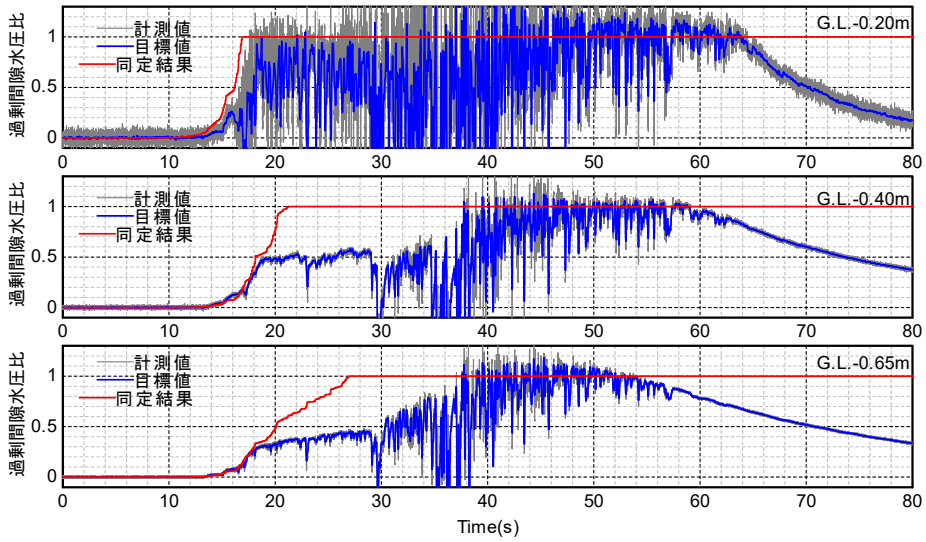


図- 3.3.9　200%加振における過剰間隙水圧比

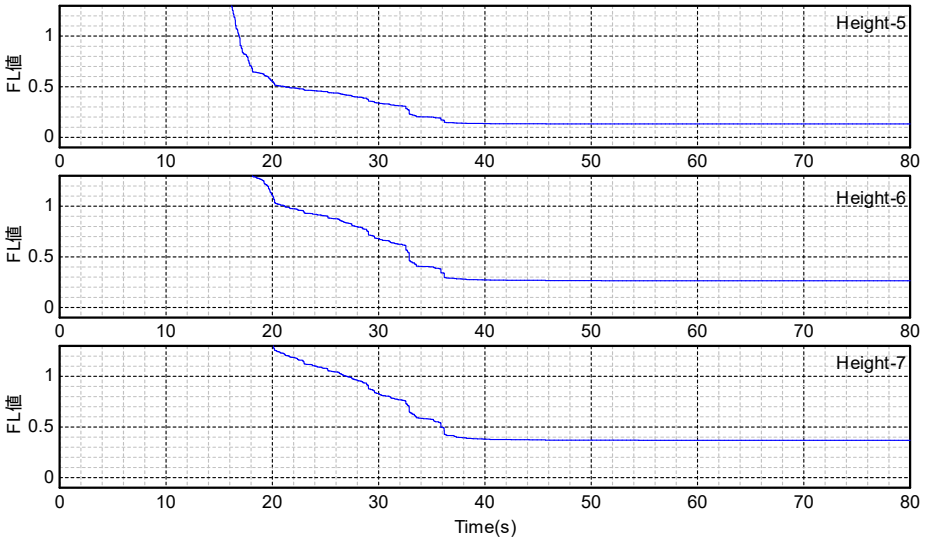


図- 3.3.10　200%における F_L 値の時刻歴

3.3.2　E－ディフェンス振動台実験

E－ディフェンス実験では、補強供試体断面、補強鋼管断面、無補強試体断面の 3 断面の計測値を用いて液状化強度曲線の同定を行った。また、100%加振と 150%加振で個別に同定を行った。

土研振動台実験と同様に全深度でひとつの液状化強度曲線を同定することを試みたが、深さ方向に液状化強度が大きく異なり、100%加振では液状化が生じていない G.L.-1.32m や G.L.-1.68m の位置で F_L 値が 1 を下回る結果となった。

そこで、E－ディフェンス実験では、「G.L.-0.44m、G.L.-0.88m」と「G.L.-1.32m、G.L.-1.68m」で 2 種類の液状化強度曲線を同定することとした。

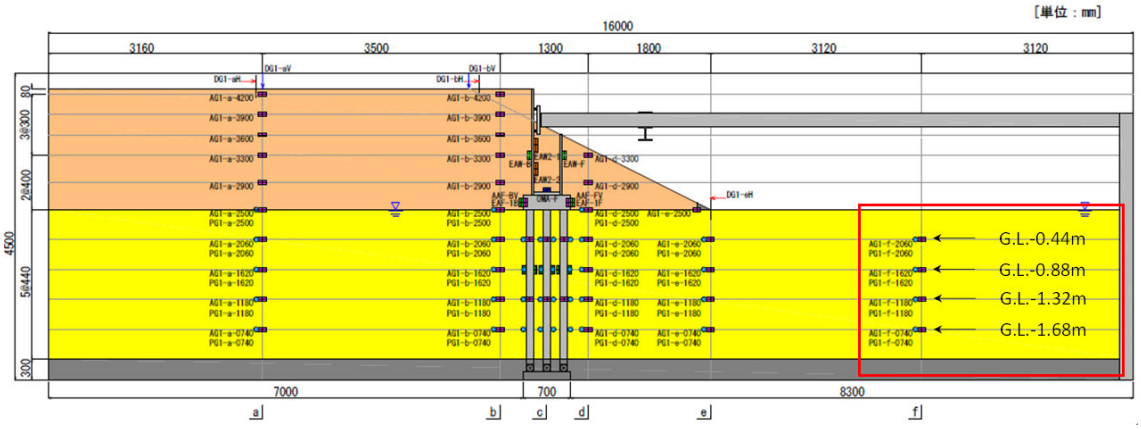


図- 3.3.11　液状化強度曲線の同定対象位置

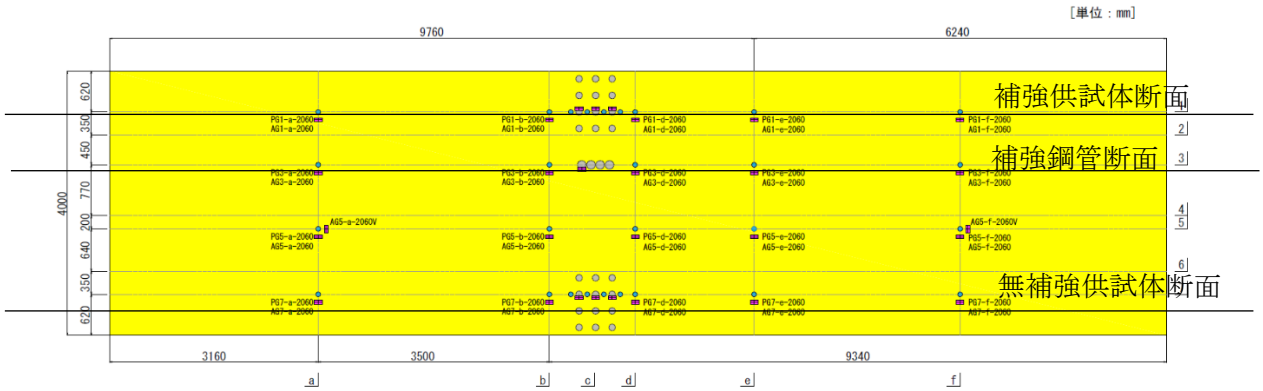


図- 3.3.12　液状化層　計測機器配置図（Case4, Case5）

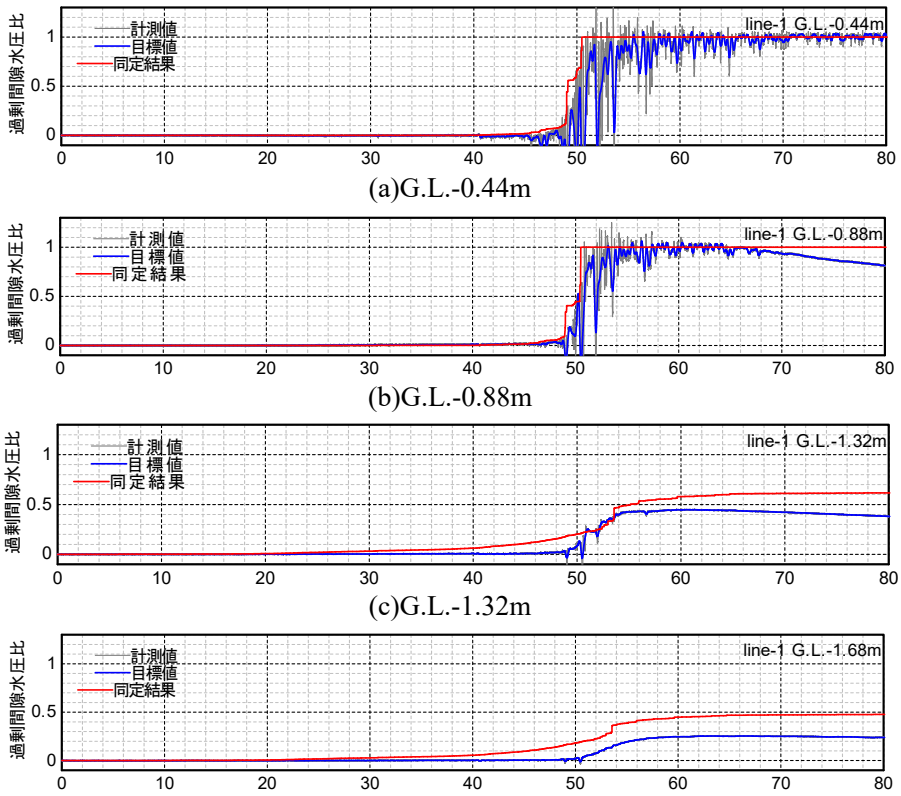
表-3.3.2　液状化強度曲線の同定を行うケース

Case	橋台高	液状化層厚	適用基準	基礎諸元
100%	8m	10m	S39指針	既製RC杭φ450 φ13-11本 L=10m　8×3本
150%	8m	10m	S39指針	既製RC杭φ450 φ13-11本 L=10m　8×3本

表-3.3.3　液状化強度曲線の同定結果

		a	b
100%加振	G.L.-0.44m	1.17	0.15
	G.L.-0.88m		
	G.L.-1.32m	3.13	0.59
	G.L.-1.66m		
150%加振	G.L.-0.44m	1.87	0.6
	G.L.-0.88m		
	G.L.-1.32m	5.74	0.68
	G.L.-1.66m		

以下、代表例として補強供試体断面の結果を示す。



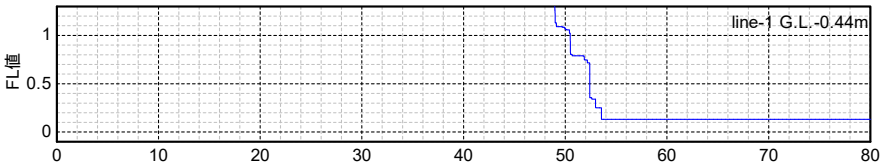
(a)G.L.-0.44m

(b)G.L.-0.88m

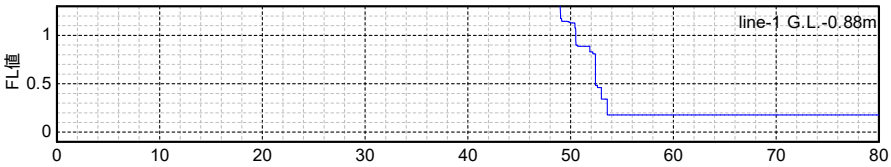
(c)G.L.-1.32m

(d)G.L.-1.66m

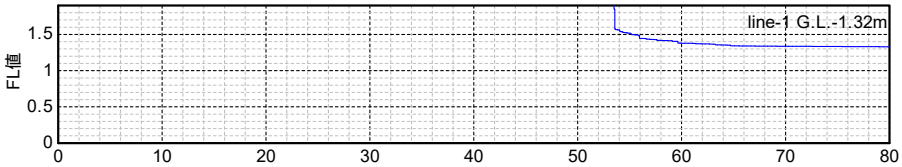
図- 3.3.13　100%加振における過剰間隙水圧比



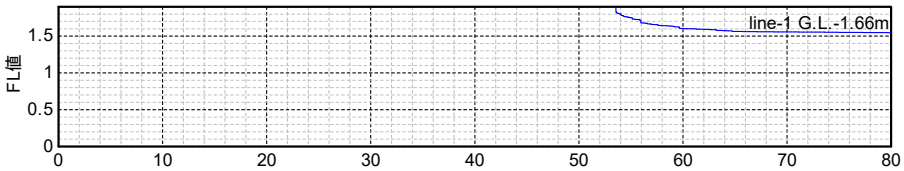
(a)G.L.-0.44m



(b)G.L.-0.88m

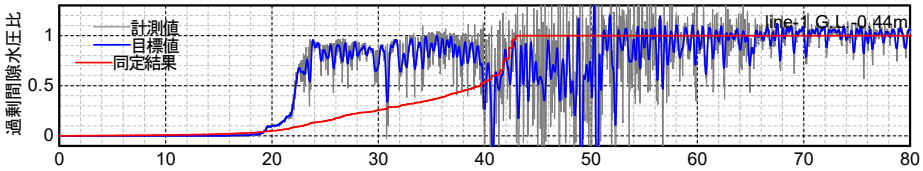


(c)G.L.-1.32m

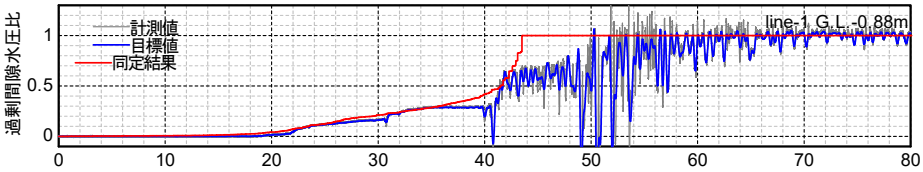


(d)G.L.-1.66m

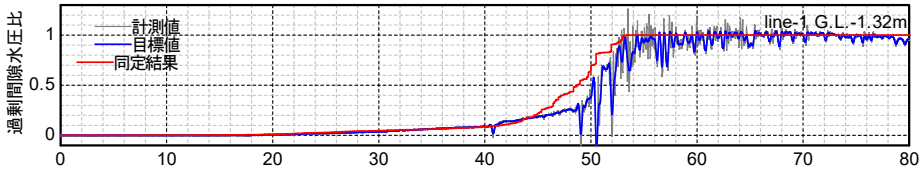
図- 3.3.14　100%加振における F_L 値の時刻歴



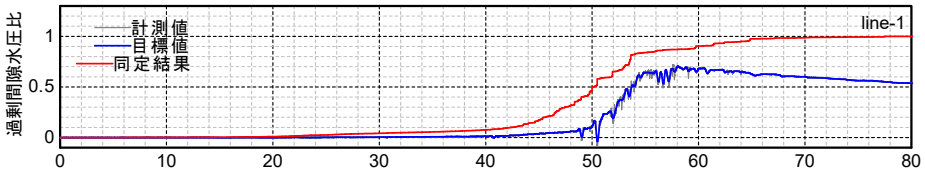
(a)G.L.-0.44m



(b)G.L.-0.88m

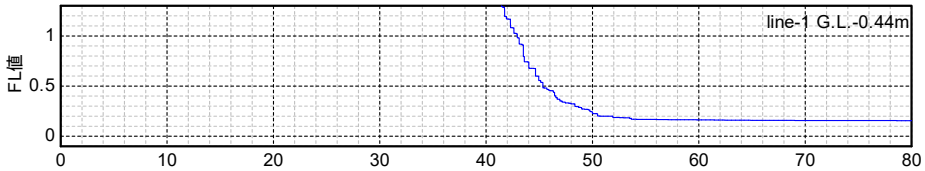


(c)G.L.-1.32m

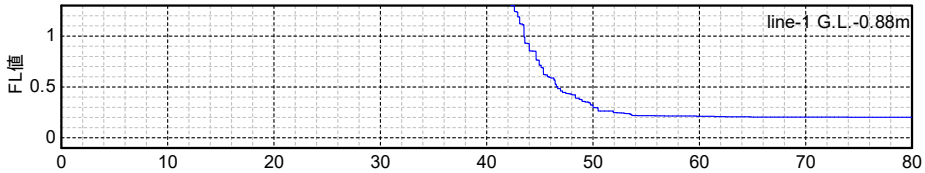


(d)G.L.-1.66m

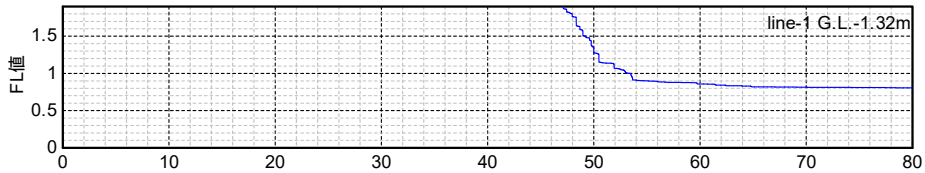
図- 3.3.15 150%加振における過剰間隙水圧比



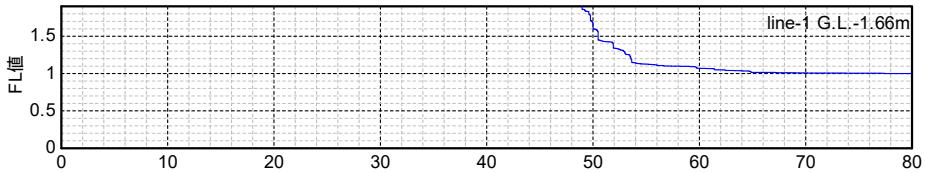
(a)G.L.-0.44m



(b)G.L.-0.88m



(a)G.L.-1.32m



(a)G.L.-1.66m

図- 3.3.16 150%加振における F_L 値の時刻歴

3.3.3 遠心実験

遠心実験では、全実験ケースを通してひとつの液状化強度曲線を同定する。

表-3.3.4 に示すケースにおいて液状化層 5m のケースでは、G.L.-2.6m、液状化層厚 10m のケースでは G.L.-5.2m、液状化層厚 18m のケースでは、G.L.-6.0m 及び G.L.-12.0m における過剰間隙水圧比、FL 値の時刻歴変化を**図-3.3.19～図-3.3.26** に示す。

各ケースの結果から、深さが同じ場合にそれぞれの波形が類似していることが確認できる。

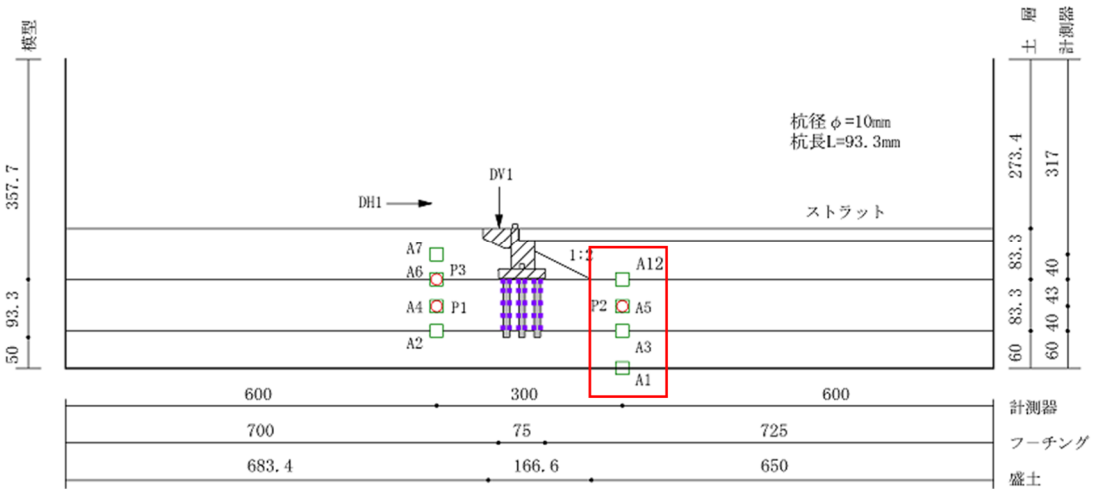


図- 3.3.17 液状化強度曲線の同定対象位置

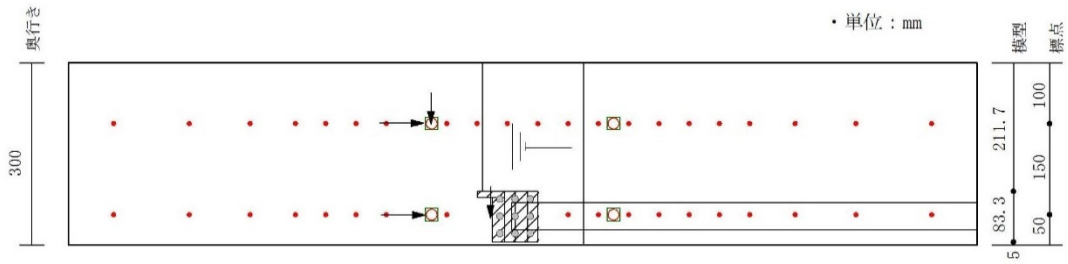


図- 3.3.18 液状化層　計測機器配置図

表-3.3.4 液状化強度曲線の同定を行うケース

Case	橋台高	液状化層厚	適用基準	基礎諸元	対策諸元
1	5m	5m	S39 指針	PHC杭φ600mm C種 L=5.6m　6×3本	無対策
2	5m	18m	S39 指針	PHC杭φ600mm C種 L=18.6m　6×3本	無対策
4	5m	18m	S39 指針	PHC杭φ600mm C種 L=18.6m　6×3本	斜杭（回転杭） （側面一体型）
5	5m	18m	S39 指針	PHC杭φ600mm C種 L=18.6m　6×3本	鋼管矢板壁 （側面一体型）
6	5m	18m	H24 道示	場所打ち杭φ1000 D35-22本 L=19m　4×3本	－
7	12m	5m	S39 指針	場所打ち杭φ1000 D35-22本 L=6m　4×4本	無対策
8	12m	10m	S39 指針	場所打ち杭φ1000 D35-22本 L=11m　4×4本	無対策
9	12m	10m	S39 指針	場所打ち杭φ1000 D35-22本 L=11m　4×4本	鋼管矢板壁 （前面分離型）
10	12m	10m	S39 指針	場所打ち杭φ1000 D35-22本 L=11m　4×4本	斜杭（回転杭） （側面一体型）
11	12m	10m	S39 指針	場所打ち杭φ1000 D35-22本 L=11m　4×4本	鋼管矢板壁 （側面一体型）
12	12m	10m	H24 道示	場所打ち杭φ1000 D35-22本 L=11m　4×5本	－

遠心実験における液状化強度曲線のパラメータ：**a=0.33, b=0.56**

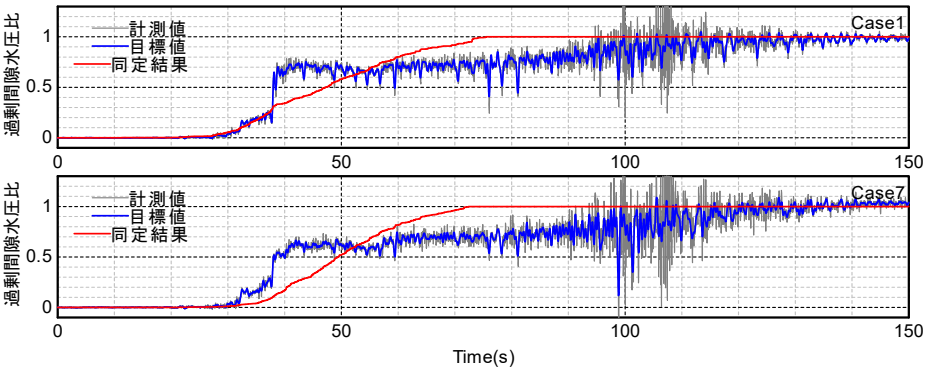


図- 3.3.19　G.L.-2.6m における過剰間隙水圧比

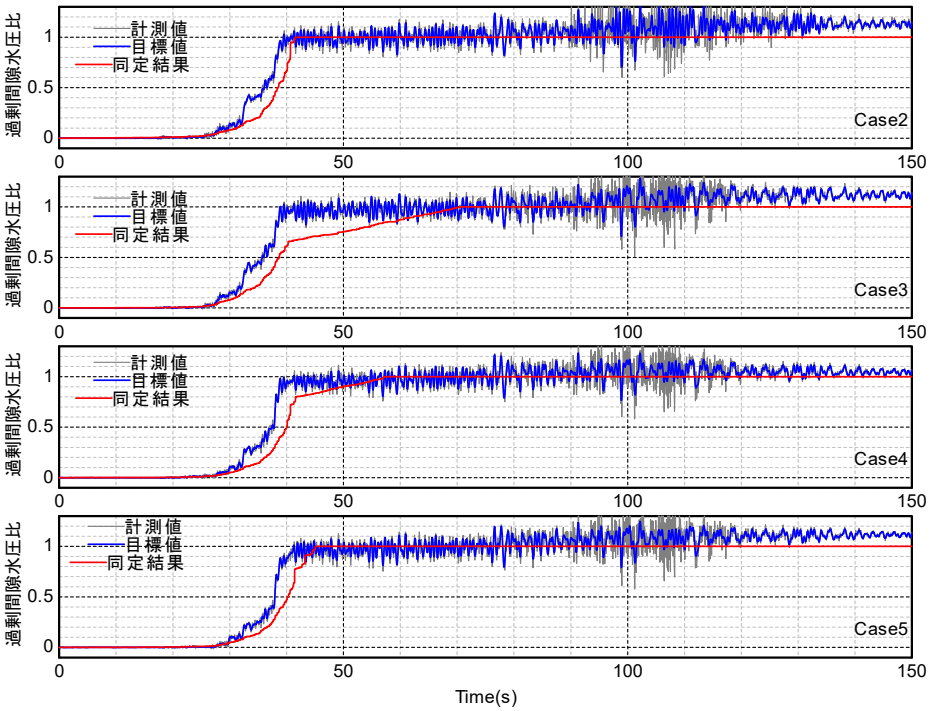


図- 3.3.20　G.L.-6.0m における過剰間隙水圧比

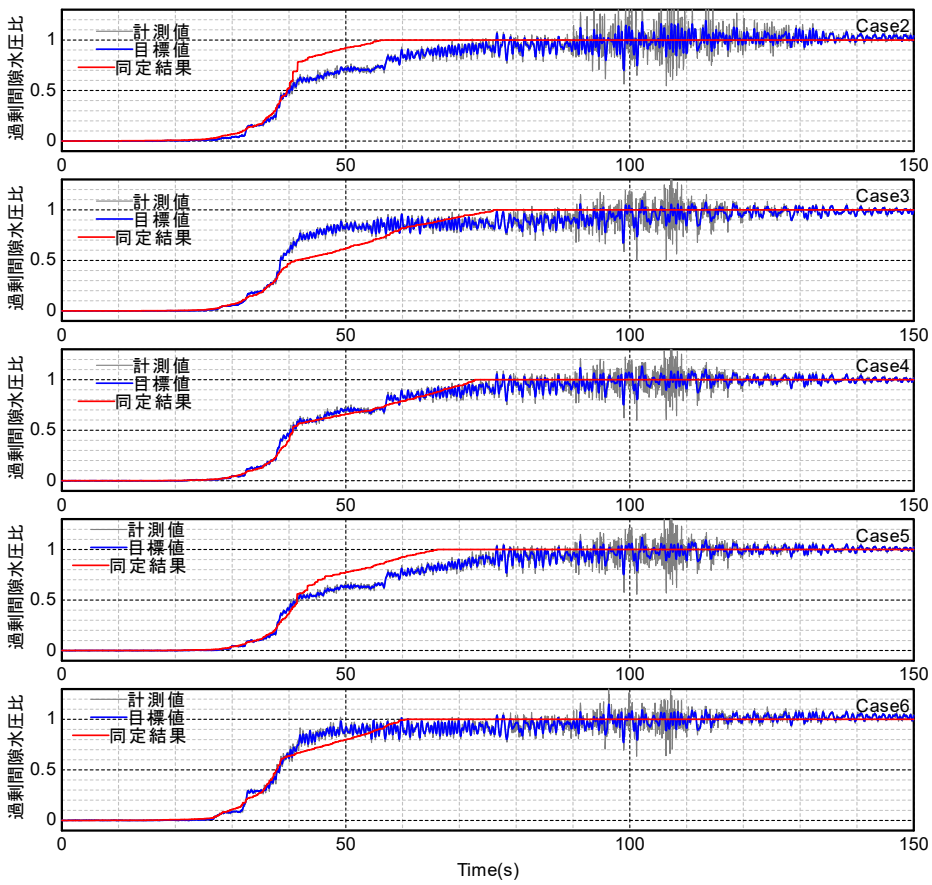


図- 3.3.21　G.L.-12.0mにおける過剰間隙水圧比

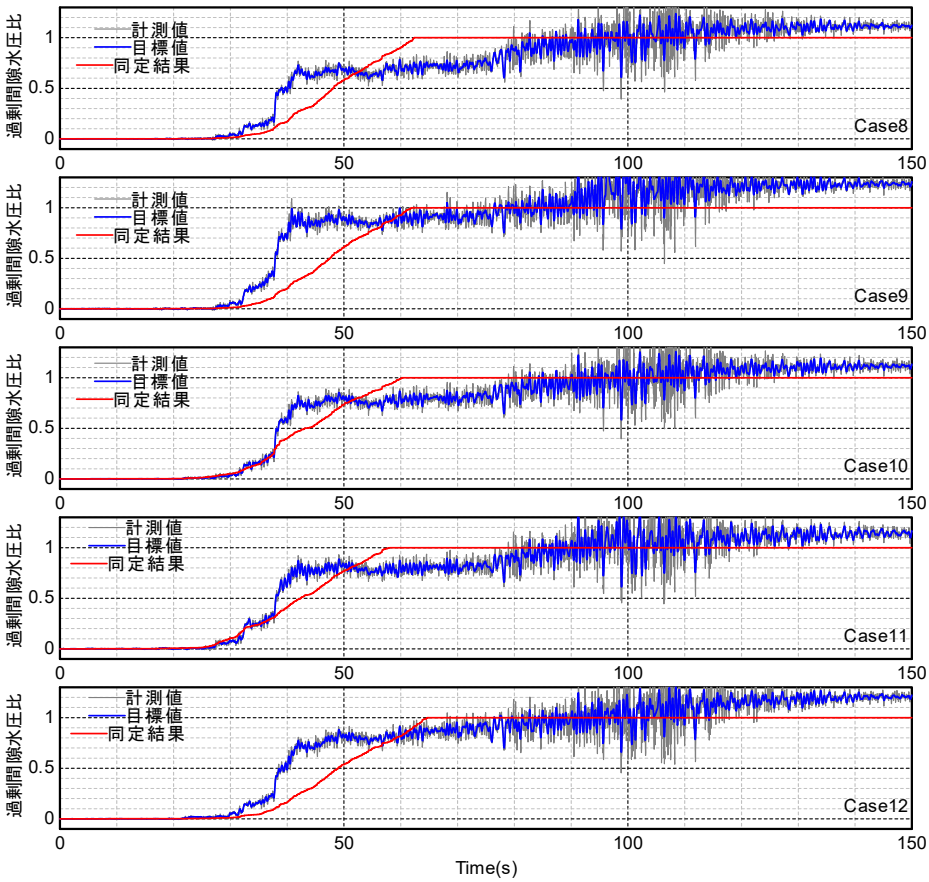


図- 3.3.22　G.L.-5.2m における過剰間隙水圧比

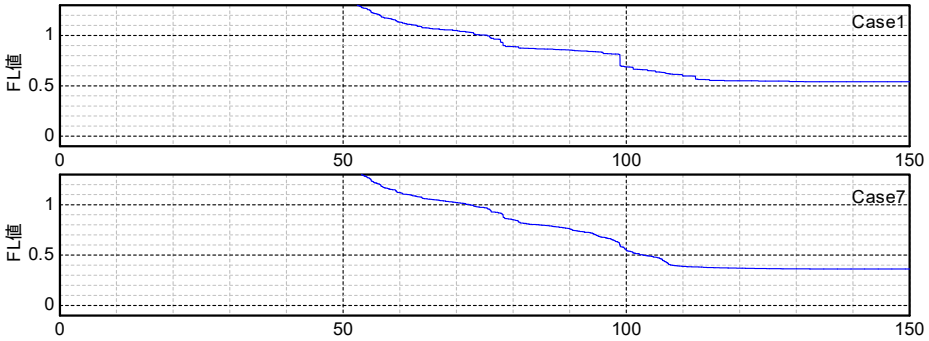


図- 3.3.23　G.L.-2.6m における F_L 値の時刻歴

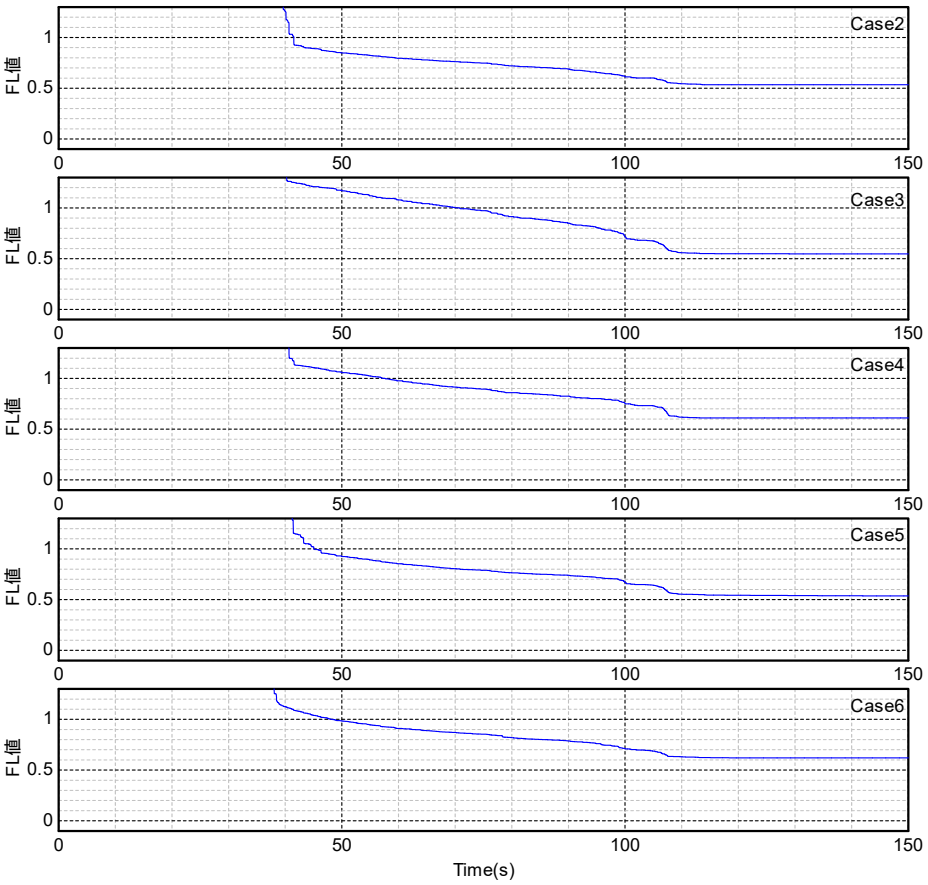


図- 3.3.24　G.L.-6.0mにおけるF_L値の時刻歴

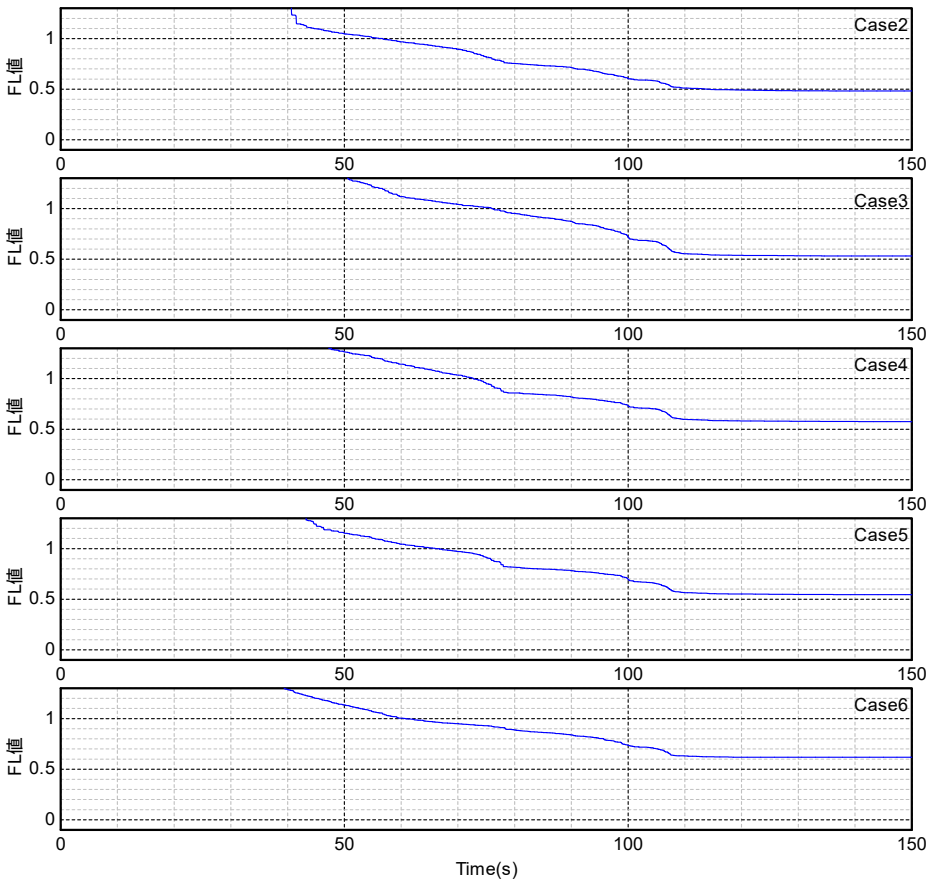


図- 3.3.25　G.L.-12.0mにおけるF_L値の時刻歴

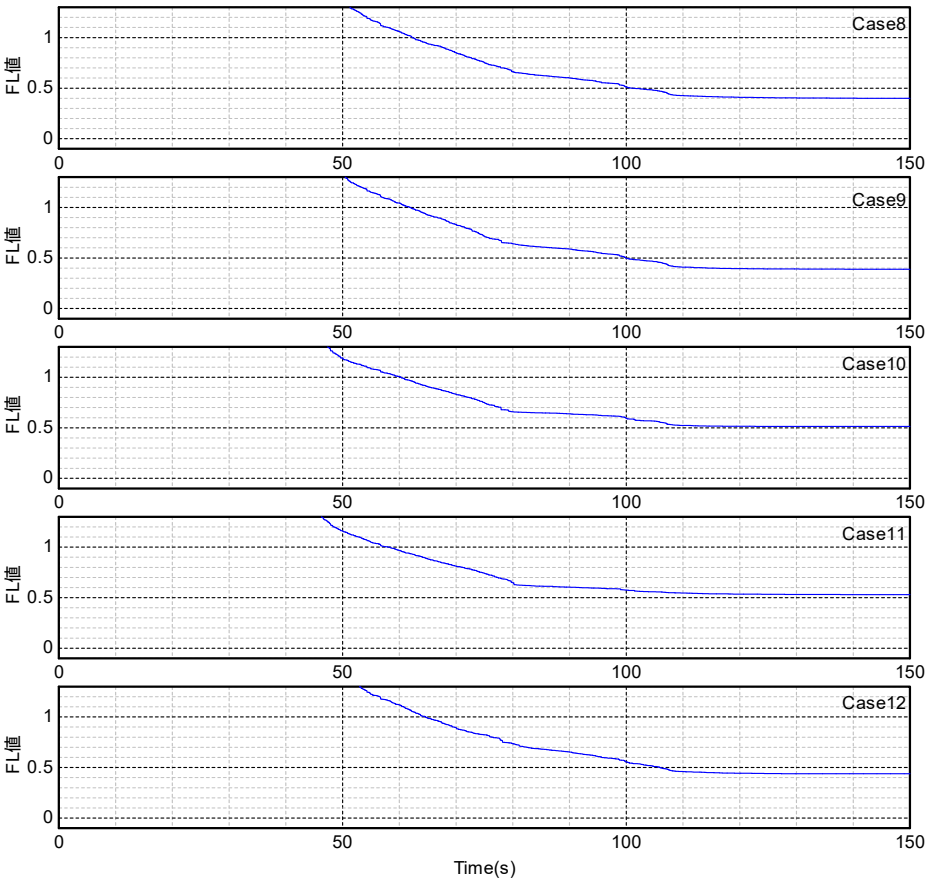


図- 3.3.26　G.L.-5.2m における F_L 値の時刻歴

表-3.3.5 全実験の液状化強度曲線の同定結果

		a	b
土研振動台実験	全深度共通	1.26	0.38
E-ディフェンス実験 100%加振	G.L.-0.44m、0.88m	1.17	0.15
	G.L.-1.32m、1.66m	3.13	0.59
E-ディフェンス実験 150%加振	G.L.-0.44m、0.88m	1.87	0.6
	G.L.-1.32m、1.66m	5.74	0.68
遠心実験	全深度共通	0.33	0.56

3.4 液状化により杭に作用する土圧

液状化により杭に作用する土圧 EP は、後述した振動台実験の再現解析（4 章）の検討を参考に、実験データから評価した深さや液状化程度による補正係数 C_1、C_2、C_3 を用いて、式(3.9)を用いて算定する。

$$\mathrm{EP} = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot EP_0 \tag{3.9}$$

ここに、

C_1：深さに対する補正係数

C_2：杭の配置に依存する補正係数

C_3：液状化の程度(FL)による補正係数

EP_0 については次のように考える。

地盤が完全に液状化した場合、土の応力状態は等方化 (水平全応力 σ_h = 全上載圧 σ_v) する。このような地盤に対して鉛直方向に壁が設置され、さらに壁の背面に盛土 (盛土の上載圧 q) が存在する場合、

前面地盤からの水平土圧 $\sigma_{hf}(z) = \sigma_h(z)$

背面地盤からの水平土圧 $\sigma_{hb}(z) = \sigma_h(z) + q$

となる。したがって、壁には前背面の土圧差として $\Delta\sigma_h = \sigma_{hb} - \sigma_{hf} = q$ (=*const.*) が作用する。このような単純なモデルを基本として考え、$EP_0 = q$ (盛土の上載圧)とする。

3.4.1 深さ方向に対する補正係数 C_1 の算定

補正係数 C_1 の設定手順を下記に示す。

①杭の曲げひずみの時刻歴から、杭に作用する土圧（地盤反力度）を算定する。

②各深度における土圧の時刻歴から、最大応答時刻の土圧分布を作成する。(**図-3.4.1** 参照）さらに、算定した最大応答時刻の土圧分布に対して、縦軸の深度 h は液状化層厚 h_1 で正規化する。(**図-3.4.2** 参照)

③ ②までに作成した分布図に対して、次式でフィッティングを行う。

$$EP = c_1 EP_{max}$$

$$c_1 = 1 - \frac{(x-a)^2}{(1-a)^2} \tag{3.10}$$

$$x = h/h_1$$

ここに、

x は液状化層厚 h_1 で正規化した深さ、h は液状化層上面からの深さ、a, EP_{max} はフィッティングパラメータである。式(3.10)により近似された土圧は、$x=a$ において土圧が最大（EP_{max}）となり、$x=1$ において $EP=0$ となる（**図-3.4.2** 参照)。

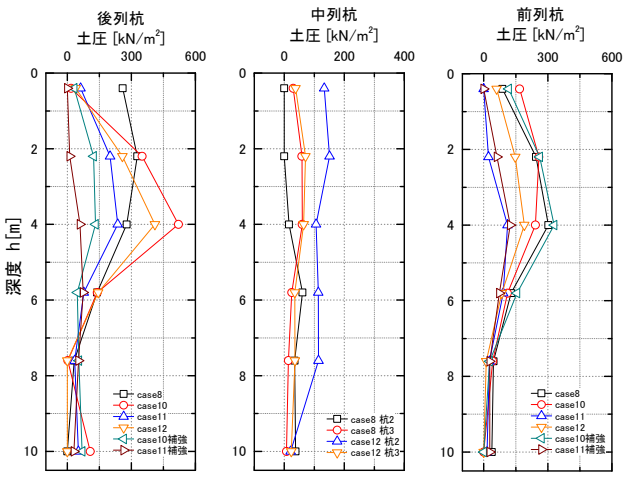


図- 3.4.1 算定した土圧の分布図（遠心実験　液状化層厚 10m）

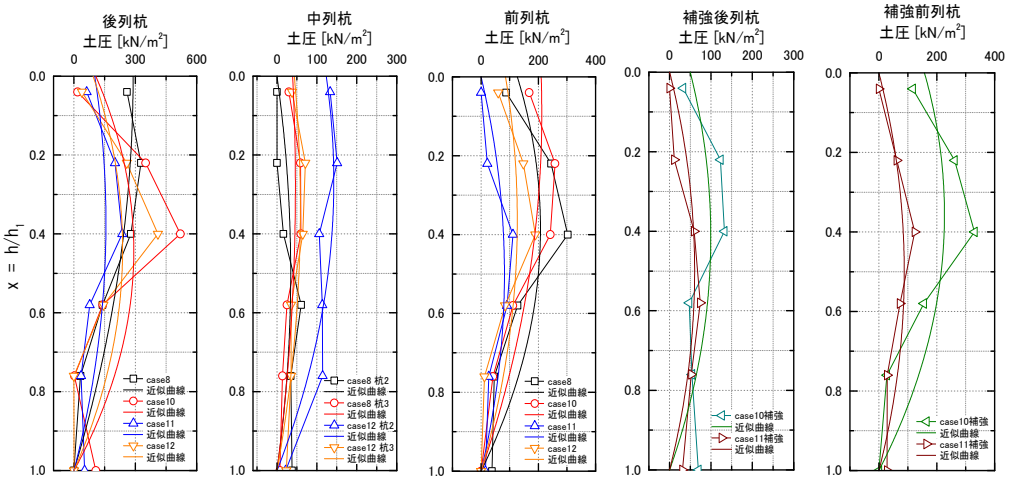


図- 3.4.2 C1(=EP/EPmax)の分布図

④ 実験シリーズごとに土圧の分布形状の差異が認められることから、各ケースの各杭で得られたパラメータ a について、実験シリーズごとに平均をとる。

ここで、実験シリーズとしては、下記の 5 シリーズに分類する。

遠心実験（液状化層厚 5m）

遠心実験（液状化層厚 10m）

遠心実験（液状化層厚 18m）

土研振動台実験

土研 E-ディフェンス振動台実験

⑤ 5 シリーズの実験で得られたパラメータ a の平均値を算定する。

上記の 5 シリーズ実験から求めた $\boldsymbol{a}$ =0.353 となる。

3.4.2 杭の配置に依存する補正係数 C_2 の算定

液状化による土圧の影響は、後列杭が最も大きな影響を受けると考えられる。そのため、下図に示すように、単杭の場合における土圧の作用面積との比率から補正係数 C_2 を算定する。

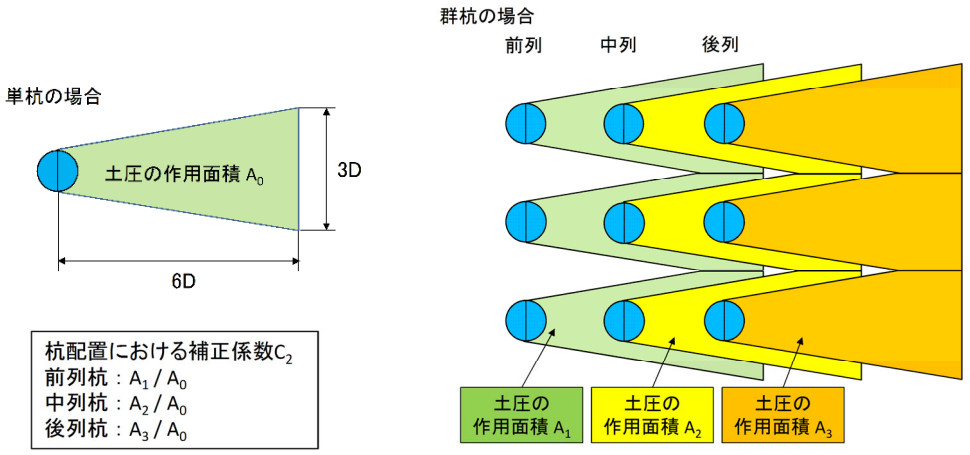


図- 3.4.3 杭列ごとの土圧作用面積

3.4.3 液状化の程度(FL)による補正係数 C_3 の算定

下記の手順により、補正係数 C_3 を求め、液状化抵抗率 F_L の関係を評価する。

① 評価に用いる土圧データの抽出

各深さについて、土圧の時刻歴から最大応答時刻の前後 3～4 点の時刻について、土圧分布を式(3.10)により近似し、EP_{max} を求める。

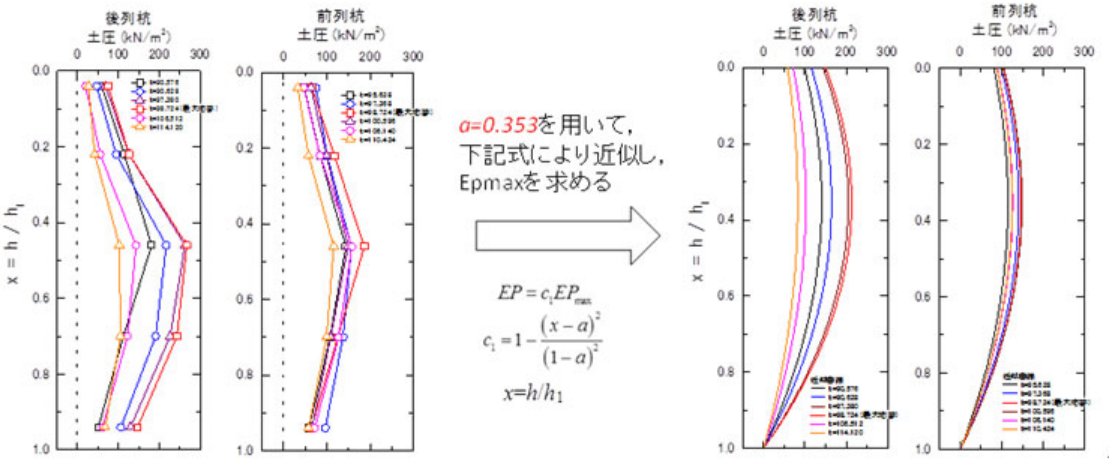


図-3.4.4 評価に用いる土圧データ（遠心実験 ケース 1）

② C_3 の算定

①で抽出したデータを用いて、式(3.11)により C_3 を算定する。

$$C_3 = EP_{max} / C_2 / EP_0 \tag{3.11}$$

ここに、EP_{max} は、式(3.10)による土圧分布のフィッティングにより得られるパラメータである。

③ 評価に用いる F_L 値の算定

①、②の計算対象時刻において、各深さで得られた F_L の平均値を算定する。

④ C_3 と F_L の関係式の評価

②で算定した C_3 の値に③で算定した F_L の値をひも付けしたデータを作成して、C_3 と F_L の関係を下記に示す曲線に近似することによって評価する。

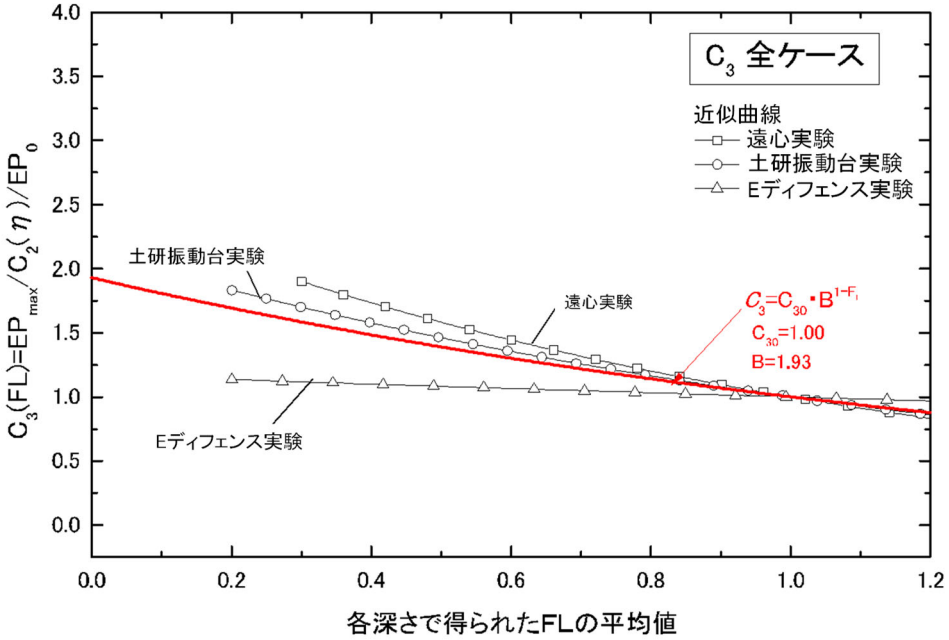


図-3.4.5 各実験から近似した補正係数 C_3

4. 振動台実験の再現解析

4.1 静的解析による再現解析

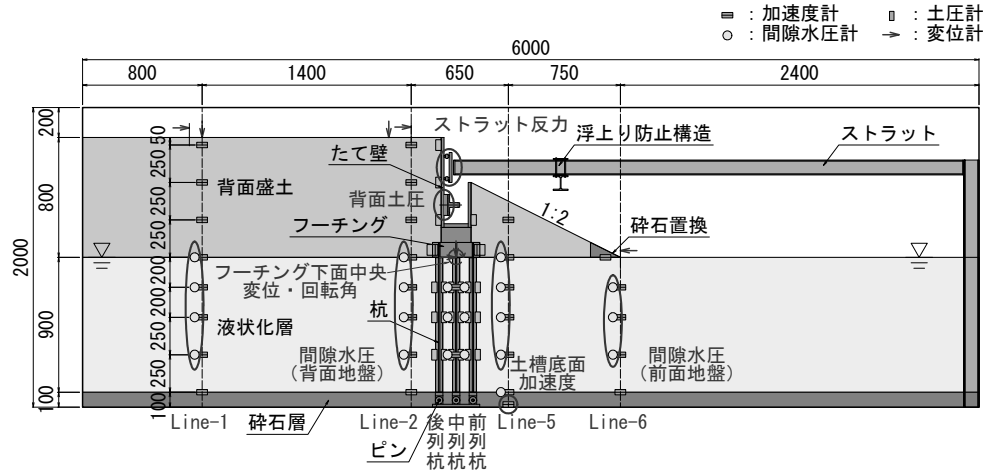
液状化地盤における橋台杭基礎の地震応答の簡易評価手法を提案することを目的として、簡易解析モデルによる液状化地盤上の橋台を対象とし、土木研究所所有の大型振動台を用いた振動台実験の再現解析を行った結果を以下に示す。なお、実橋における解析も行っており、その結果については、6 章に示す。

4.1.1 解析対象

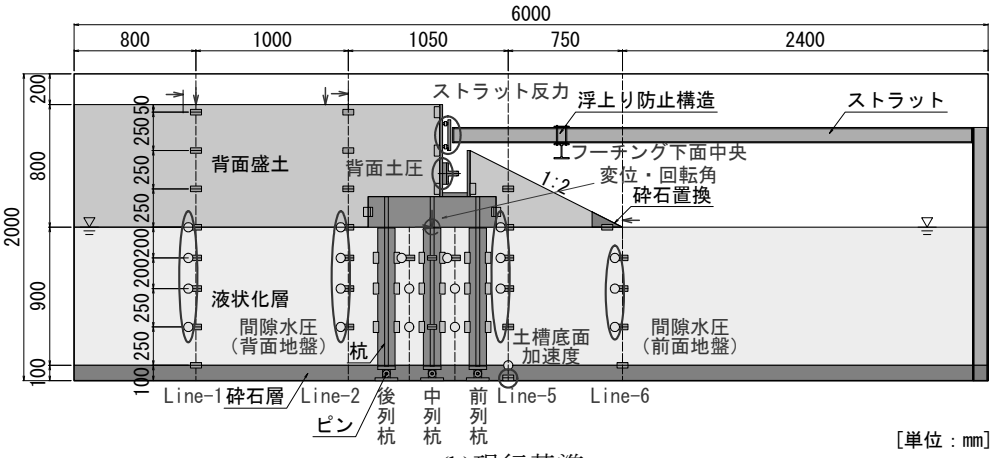
解析対象とした2ケースの振動台実験の模型諸元を**表-4.1.1**、模型概要図を**図-4.1.1**に示す。

表- 4.1.1　振動台実験の模型諸元

適用基準	基礎の諸元	桁の遊間
S39指針[2)]	既製RC杭φ450 8×3列	50mm
H24道示[3)]	場所打ち杭φ1200 4×3列	200mm



(a)旧基準



(b)現行基準

図-4.1.1　模型概要図

2ケースの模型は、同一の地盤条件のもと、一方が旧基準（S39指針）、他方が現行基準（H24道示）に基づき設計されたもので、杭径及び杭本数に加え、桁の遊間も異なる。振動台実験では、2ケース共に同一の加振条件で実施され、どちらの実験ケースもストラットとたて壁が接触した瞬間に橋台の変位や背面土圧、杭の断面力が同時に最大となった。この実験結果から、ストラットとたて壁が接触した時刻の計測値を再現解析の対象とした。

また、本報で用いた解析方法としては、橋台たて壁及び杭基礎が液状化地盤から受ける土圧を荷重として与える方法（以下、土圧法という）と応答変位法を用いた。なお、応答変位法において、入力する地盤変位を算定するための地盤変形解析は、液状化の発生による土層の剛性低下を仮定するとともに、土構造物の自重を作用させ、その変形を有限要素法により算定する方法[4)]を用いた。以下、解析方法別に検討結果を述べる。

4.1.2 土圧法

(1) 土圧法の解析モデルと解析ケース

土圧法の解析モデルは、**図-4.1.2** に示す通り、2 次元はり・ばねモデルとし、たて壁及びフーチングは剛体、杭は線形はり要素とした。境界条件は、実験模型に合わせて杭下端をピン結合、杭頭部を剛結合とした。また、ストラットーたて壁間には、遊間相当の水平変位が生じた後、ストラットにより橋台が拘束されることを考慮するために、ばね定数の第 1 勾配 k_1=1kN/m、第 2 勾配 k_2=1×10^8kN/m とするバイリニア型のばねを設けた。たて壁に与える土圧は、振動台実験で観測された地盤の加速度から求まる水平震度を用いて、修正物部・岡部の方法[5)]により算出した。杭に与える土圧は、既報[1)]の土圧分布を参考に、液状化層の中間までは深度方向に全上載圧相当とし、そこから液状化層の下端で零になるように深度方向に小さくなる分布を基本とした。

解析ケースは、**表-4.1.2** より杭の土圧分布の折れ点、たて壁と杭に与える土圧の倍率、各杭の荷重分担比率を評価した群杭効果の有無を変えた計 6 ケースとした。

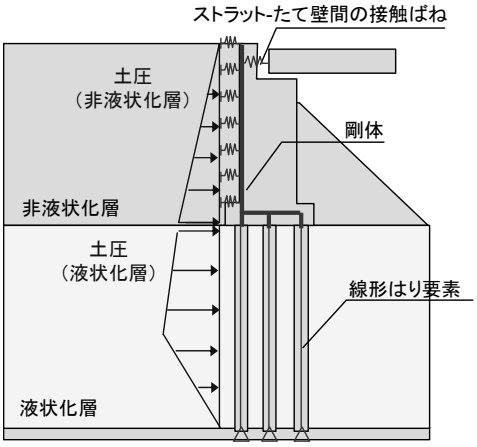


図-4.1.2　土圧法の解析モデル

表-4.1.2　土圧法の解析ケース一覧

解析ケース	杭土圧分布折れ点	土圧の倍率		群杭効果（杭の荷重分担比率）	
		たて壁	杭	旧基準	現行基準
1	液状化層の中間	1.0	1.0	－	－
2	液状化層の中間	1.0	0.3	－	－
3	液状化層の中間	1.0	0.3	後列0.96 前・中列0.46	後列0.99 前・中列0.55
4	液状化層の中間	2.0	0.3	－	－
5	液状化層の中間	1.0	0.2	－	－
6	液状化層の中間より0.1m上方	1.0	0.2	－	－

ここで、水際線沿いの橋脚基礎に作用した流動力の逆解析結果[6]では、液状化層中の杭に作用する流動力を全上載圧の30%程度とすることにより評価できることが明らかにされている。ケース2からケース4では、これを参考に、杭に与える土圧を全上載圧の0.3倍とした。さらに、ケース3では、群杭効果を考慮するために杭の抵抗面積比により補正係数を設定[7]することで、杭位置に応じて異なる土圧を与えた。なお、杭の抵抗面積比は杭径及び杭配置が関係するため、**表-4.1.2**の旧基準と現行基準の杭の分担比率が異なっている。

ケース 4 では、たて壁に設置した壁面土圧計の実測値を参考に、たて壁に与える土圧を地震時主働土圧の 2 倍とした。また、ケース 5 及びケース 6 では、杭に与える土圧を全上載圧の 0.2 倍とし、さらにケース 6 については、振動台実験の土圧分布とより整合するように、杭の土圧分布の折れ点を調整した。

なお、土圧法の計算に用いるものとして設定した式(3.9)は、本章に示す解析の後に行った検討の結果によるものである。このため、本解析における各ケースで設定した土圧の値は式(3.9)と異なっている点に注意を要する。

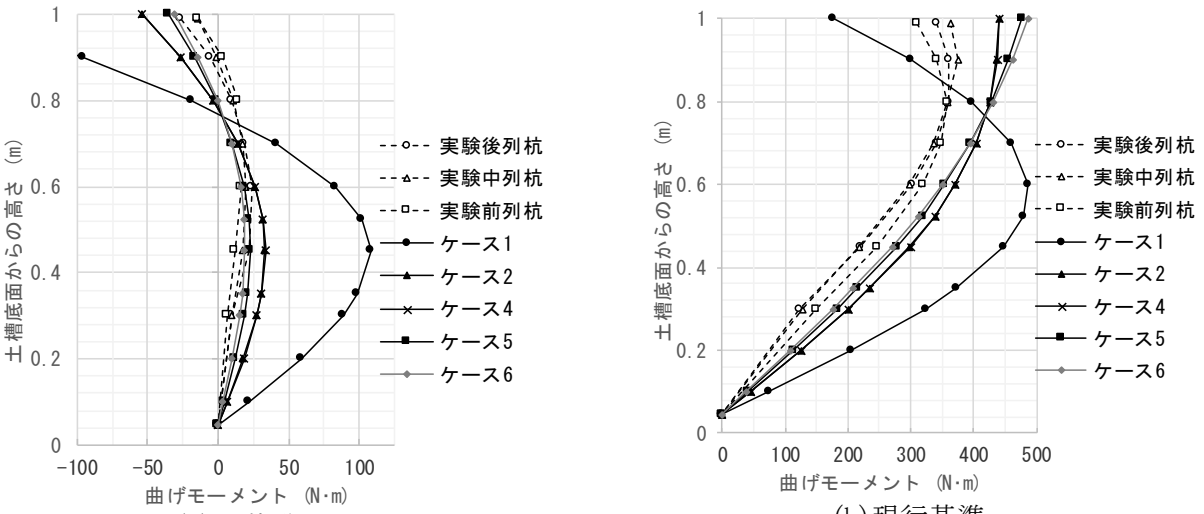
(2) 土圧法の解析結果

解析では、橋台杭基礎の地震時挙動の評価として、杭の曲げモーメント分布に着目した。解析結果について、各解析ケースの杭の曲げモーメント分布を**図-4.1.3**及び**図-4.1.4**、土圧分布を**図-4.1.5**に示す。なお、**図-4.1.3**の各解析ケースの結果では、群杭効果を考慮していないため、杭位置によらず曲げモーメント分布は一致している。

杭に与える土圧を全上載圧相当としたケース 1 では、**図-4.1.5** より解析値の杭に与える土圧は実験値よりも大きな値となるため、**図-4.1.3** に示す解析値の杭の曲げモーメント分布が実験値に比べて過大となった。杭に与える土圧を全上載圧の 0.3 倍に低減したケース 2 及びケース 4 では、解析値の杭の曲げモーメント分布がケース 1 に比べて小さくなり、実験値の曲げモーメント分布を概ね再現することができた。この点は、杭の剛性が著しく異なる旧基準と現行基準で共通している。さらに**図-4.1.4** より、ケース 3 では群杭効果を考慮することにより、実験値のように杭位置による曲げモーメント分布の違いを評価できることが分かる。

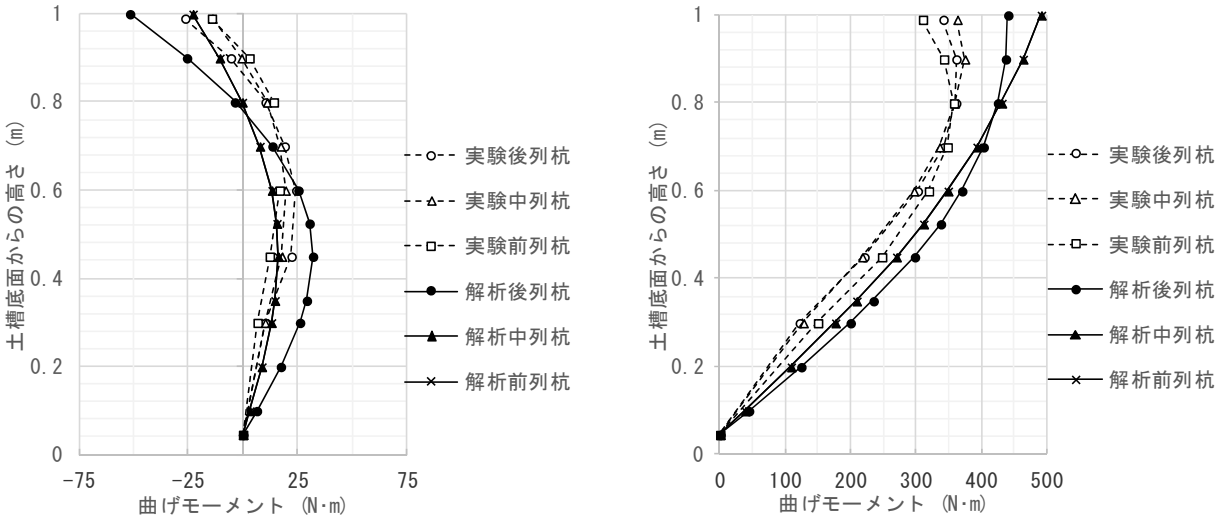
ここで、ケース 2 に対したて壁に与える土圧を 2 倍にしたケース 4 では、杭の曲げモーメント分布が同程度である一方で、別途ストラットーたて壁間に設けた接触ばねの反力を確認すると、ケース 2 の約 1.4 倍の増加となった。このことから、杭の曲げモーメントには液状化層から受ける土圧の影響が大きく、たて壁に作用する土圧はたて壁に接触したストラットが分担し、杭の曲げモーメントにはあまり影響しないことが分かる。

ケース 5 及びケース 6 では、杭に与える土圧を 0.2 倍に低減したことで、解析値の杭の曲げモーメント分布がより実験値と近くなっている。特にケース 6 では、土圧分布の折れ点を液状化層の中間より 0.1m 上方としたことで、土槽底面からの高さ 0.6m 以下の範囲でケース 5 よりも実験値と整合する結果となった。



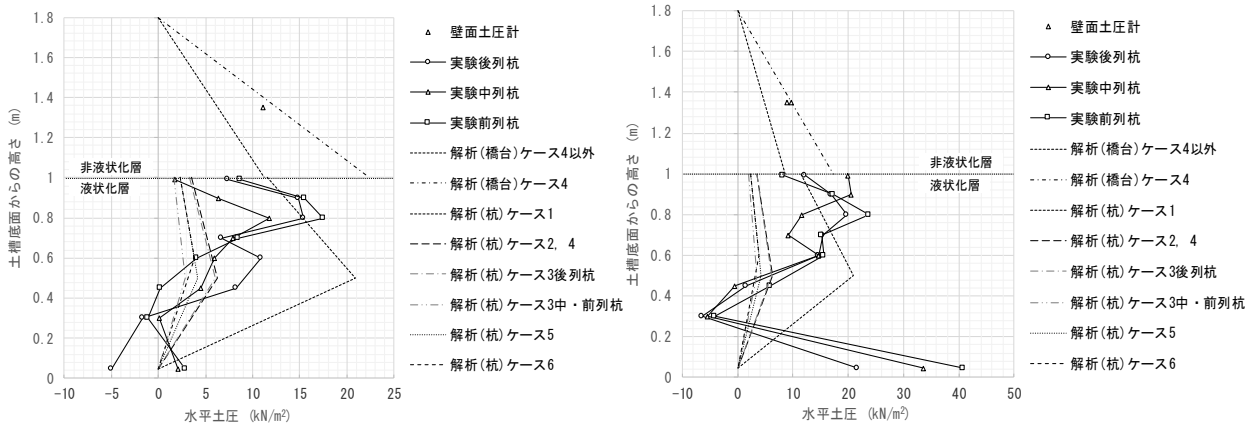
(a)旧基準　　(b)現行基準

図-4.1.3　杭の曲げモーメント分布



(a)旧基準　　(b)現行基準

図-4.1.4　杭の曲げモーメント分布(ケース3)



(a)旧基準　　(b)現行基準

図-4.1.5　土圧分布

4.1.3 地盤変形解析

(1) 地盤変形解析の解析モデルと解析ケース

地盤変形解析では、橋台背面盛土及び液状化層のみをモデル化し、橋台躯体、杭基礎等の構造体はモデル化しないものとした。解析対象とする 2 ケースの振動台実験では、模型地盤の残留変形が同程度であったため、地盤変形解析では現行基準の 1 ケースのみとし、振動台実験で橋台模型を設置していない側面の変形を解析対象とした。**図-4.1.6** に模型地盤の色砂メッシュ位置及び地盤変形解析モデルのメッシュ図を示す。境界条件は、側面を鉛直ローラ（水平変位：固定、鉛直変位：自由）とし、地盤底面を水平変位及び鉛直変位共に固定とした。

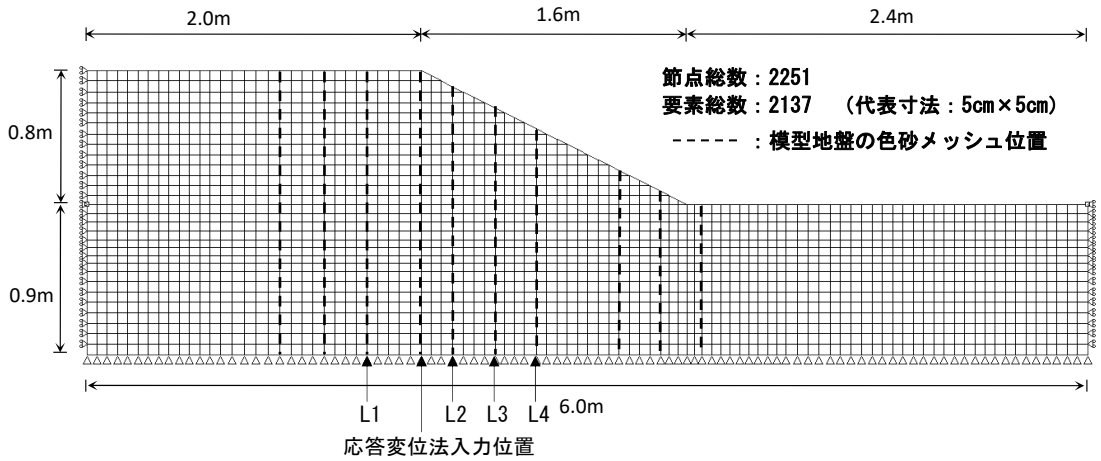


図-4.1.6 地盤変形解析モデルのメッシュ

地盤の物性値は、振動台実験で用いた地盤材料の室内試験結果に基づき設定した。また、液状化に対する抵抗率F_L の算出に用いる加速度分布は、液状化地盤中の加速度計による最大加速度の計測値を用いた。

解析ケースは、**表-4.1.3** に示す液状化層の繰返し三軸強度比 R_L 及び地盤慣性力の考慮の有無を変化させた計 3 ケースとした。

表-4.1.3 地盤変形解析の解析ケース

解析ケース	液状化層の繰返し三軸強度比R_L	慣性力の考慮有無（水平震度k_h）
A	0.1330	無
B	0.5625	無
C	0.5625	有（kh=450/980=0.459）

ここで、ケース A の R_L の値は、室内試験結果を用いた。ケース B 及びケース C の R_L の値は、解析の橋台背面位置の地盤の残留変形が、**図-4.1.6** の色砂メッシュ位置 L1 と L2 の平均の変形量と一致するように、逆解析的に求めた。さらにケース C では、初期状態（剛

性低下による変形解析前の状態）には背面盛土及び地盤の慣性力による荷重を考慮した。これは、ここで用いた地盤変形解析手法は、本来地盤の残留変形を算定する解析方法であるのに対し、この解析対象は、杭の断面力等が最大となる時刻としているため、擬似的にこの時刻を再現するためである。慣性力の算出に用いる水平震度は、模型地盤中央及び上部での水平加速度の平均値（450gal）を 980gal で除した値とした。

(2) 地盤変形解析の解析結果

1) ケース A の解析結果

表-4.1.3 に示す R_L=0.1330、k_h=0.459 より、R_L を k_h で除して F_L を近似的に算定すると F_L=0.29 以下となり、F_L の値は 0.8 を大きく下回る。そこで、微小抵抗領域の剛性を推定する方法として、安田・稲垣式[8)]を F_L が 0.8 以下の範囲で適用できるように豊田ら[9)]が修正したチャートを用いて、地盤変形を算定した。解析の結果、地盤の水平変位は自重による初期変位で数 mm 程度、剛性低下によるひずみ増分で盛土天端では 35cm 程度、液状化層では最大 1m 程度に達し、振動台実験の残留変形 1cm 程度に対し、地盤変形解析では過大なせん断ひずみが発生し、流動的な地盤変形が生じる結果となった。これは、文献 8)の推定方法が河川堤防の被災事例の逆解析結果から提案された方法であり、均質で透水性の高い模型地盤への適用性が低いことが一因であると考えられる。

2) ケースBの解析結果

ケースAの地盤変形解析では、大きなせん断ひずみが生じ、この変位を応答変位法の入力地盤変位として用いることは、現実的ではない。したがって、ケースBでは、橋台背面位置の地盤の変形が**図-4.1.6**の振動台実験の色砂メッシュ位置L1とL2の平均の変形に合うようなR_Lを用いて地盤変位を算定した。**図-4.1.7**に地盤変形解析の結果を示す。なお、図中の凡例のうち実験L1からL4は、**図-4.1.6**の振動台実験の色砂メッシュ位置L1からL4を指す。

3) ケースCの解析結果

ケース C では、ケース B と同様の液状化強度 R_L を用いて、背面盛土及び地盤の慣性力による荷重を考慮した。**図-4.1.7** より、慣性力を考慮していないケース B と比べ、液状化安全率 F_L 及び微小抵抗領域の剛性は同様の値となるが、慣性力の影響によって背面盛土及び地盤の水平変位はケース B の 2 倍程度となった。

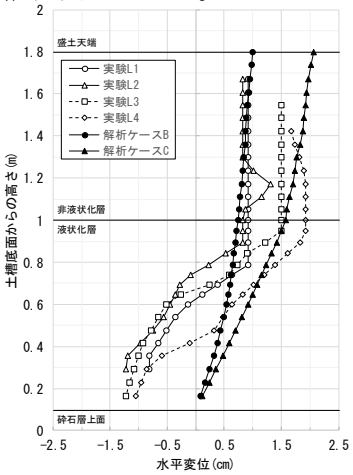


図-4.1.7 地盤変形解析結果

4.1.4 応答変位法

(1) 応答変位法の解析モデルと解析ケース

応答変位法の解析モデルのうち、たて壁、フーチング、杭、ストラットーたて壁間の接触ばねは、 土圧法の解析モデルと同様とした。**図-4.1.8**に応答変位法の解析モデルを示す。杭に設けた地盤ばねのうち水平地盤ばねは、杭と地盤の相対変位の方向に応じて作用側にも抵抗側にもなり得るため、相対変位の方向によって水平地盤抵抗の異なる非対称バイリニア型のばねとし、土圧法と同様の群杭効果の荷重分担比率を考慮した。なお、橋台背面側は盛土となっているため、相対変位が橋台背面側となる場合の上限値については、橋台背面盛土を上載圧として考慮した。また、杭に設けた鉛直地盤ばねは線形ばねとしてモデル化した。

その他、たて壁に設けた水平地盤ばねは、既報[1)]より、橋台背面は受働状態に近い土圧が作用したことから、受働土圧強度を上限値とするバイリニア型のばねとしてモデル化した。

解析ケースは、**表-4.1.4**より水平地盤ばねの抵抗特性と地盤変形解析で求めた地盤変位の組合せを変えた計8ケースとした。

ケース1からケース3については、液状化層を対象に、平成24年道路橋示方書Ⅳ 下部構造編に示される、地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数k_{HE}及び水平地盤反力度の上限値P_{HU}をそれぞれ1.0倍、0.3倍、0.1倍とし、地盤変形解析より入力する地盤変位はケースBを用いた。

解析ケース4からケース6については、ケース1からケース3に対し、地盤変形解析より入力する地盤変位はケースCを用いた。

解析ケース 7 とケース 8 については、液状化層の k_{HE} 及び P_{HU} を 0.1 倍とし、後述の応答変位法の解析結果において、現行基準の橋台杭基礎を対象とした場合、解析の橋台変位量が小さくたて壁とストラットが接触しなかったため、接触するように入力する地盤変位の倍率を 1.5 倍、2.0 倍に大きくしたケースである。

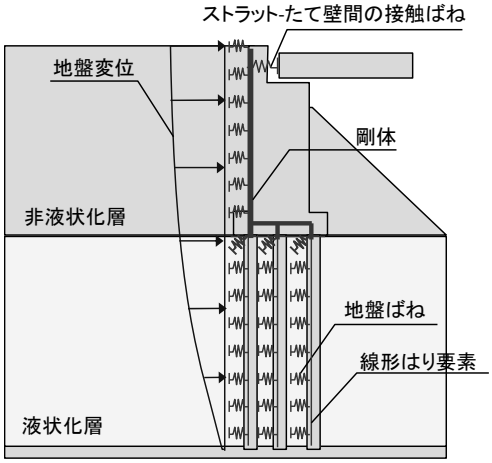


図-4.1.8 応答変位法の解析モデル

表-4.1.4 応答変位法の解析ケース

解析ケース	水平方向地盤反力係数k_{HE}の倍率		水平地盤反力度の上限値P_{HU}の倍率		地盤変形解析ケース	備考
	たて壁k_H	杭k_H	たて壁P_U	杭P_U		
1	1.00	1.00	1.00	1.00	ケースB	-
2	1.00	0.30	1.00	0.30	ケースB	-
3	1.00	0.10	1.00	0.10	ケースB	-
4	1.00	1.00	1.00	1.00	ケースC	-
5	1.00	0.30	1.00	0.30	ケースC	-
6	1.00	0.10	1.00	0.10	ケースC	-
7	1.00	0.10	1.00	0.10	ケースC	入力地盤変位1.5倍
8	1.00	0.10	1.00	0.10	ケースC	入力地盤変位2.0倍

(2) 応答変位法の解析結果

1) 旧基準の解析結果

応答変位法では、土圧法の解析結果と同様に、橋台杭基礎の地震時挙動の評価として、杭の曲げモーメント分布に着目した。

図-4.1.9より、ケース1では、杭の曲げモーメント分布は杭中間部及び杭先端部で実験値と異なる分布を示している。

ケース2及びケース3では、液状化層のk_{HE}及びP_{HU}をそれぞれ0.3倍、0.1倍に低減した影響により、ケース1の解析結果に対して杭の曲げモーメント分布は杭頭部でより実験値に近づいたが、杭中間部及び杭先端部ではあまり変化が見られない。

ケース4からケース6では、ケース1からケース3に対して、地盤の慣性力を考慮した地盤変位を入力したケースである。ケース4ではケース1と同様に杭の曲げモーメント分布は実験値と異なる分布を示しており、ケース5では、ケース4の解析結果に対して、杭頭部でより実験値に近づいた。

ケース6では、ケース4に対し液状化層のk_{HE}及びP_{HU}を0.1倍に低減したケースであり、実験値の杭の曲げモーメント分布を概ね再現することができた。

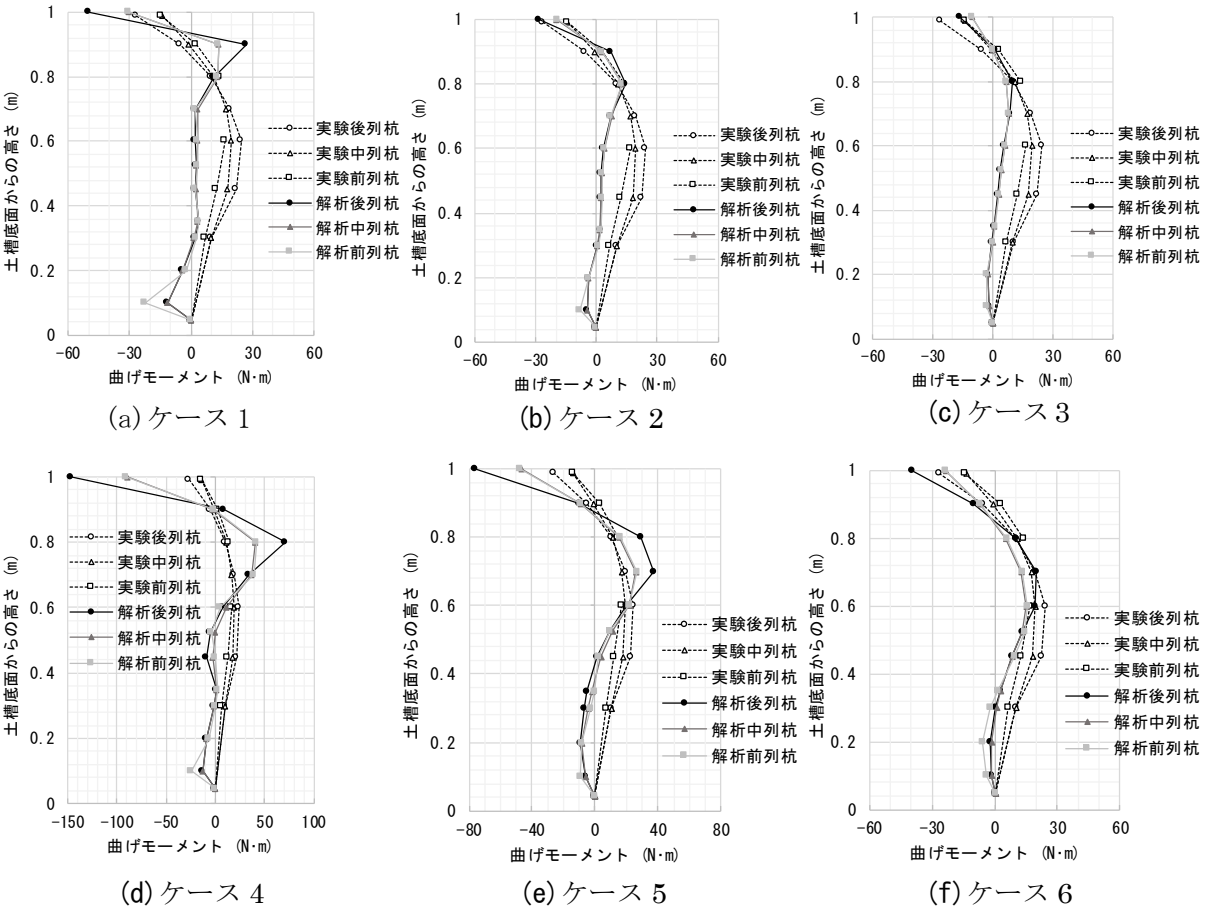


図-4.1.9　杭の曲げモーメント分布(旧基準)

2）現行基準の解析結果

旧基準の解析結果と同様に、ケース1からケース6では、液状化層のk_{HE}及びP_{HU}、入力する地盤変位を変えて解析を行ったが、**図-4.1.10**よりどのケースも杭の曲げモーメント分布は実験値と大きく異なる結果となった。特に旧基準の解析結果では、ケース6の場合に実験値の杭の曲げモーメント分布を概ね再現できたが、現行基準のケース6の解析結果では、他のケースに対して曲げモーメントの値は実験値に近づくものの、曲げモーメント分布は実験値の分布に対して反転した形状となる。ここで、**図-4.1.11**は橋台及び橋台杭基礎の水平変位を示しており、ケース6では解析値が実験値の橋台の水平変位に達しておらず、振動台実験で確認されたストラットがたて壁に接触し、背面土圧や橋台杭基礎に作用する断面力が増加する地震時挙動を再現できていない。

そこで、ケース 7 及びケース 8 では、応答変位法において入力する地盤変位をそれぞれケース 6 の 1.5 倍、2.0 倍に大きくした。**図-4.1.11** のケース 7 の解析値は実験値の橋台の水平変位に達しており、その時のストラット反力を別途確認すると、実験値のストラット反力 7.4kN に対し、解析値は 9.6kN となった。**図-4.1.12** にケース 7 及びケース 8 の杭の曲げモーメント分布を示す。**図-4.1.12** よりケース 7 では、杭中間より下方で解析値の曲げモーメント分布が実験値に近づき、ケース 8 では、実験値の曲げモーメント分布を概ね再現することができた。

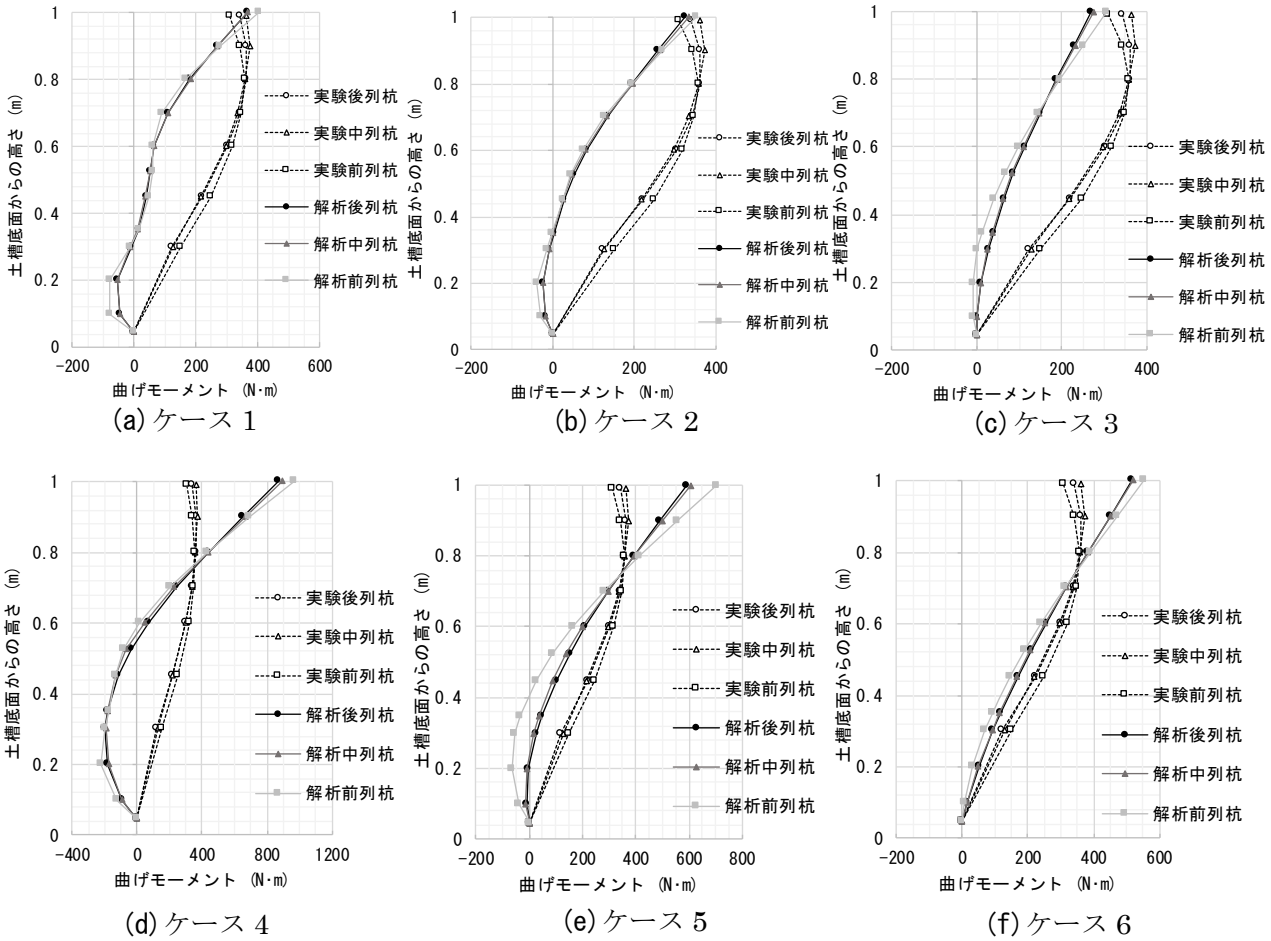
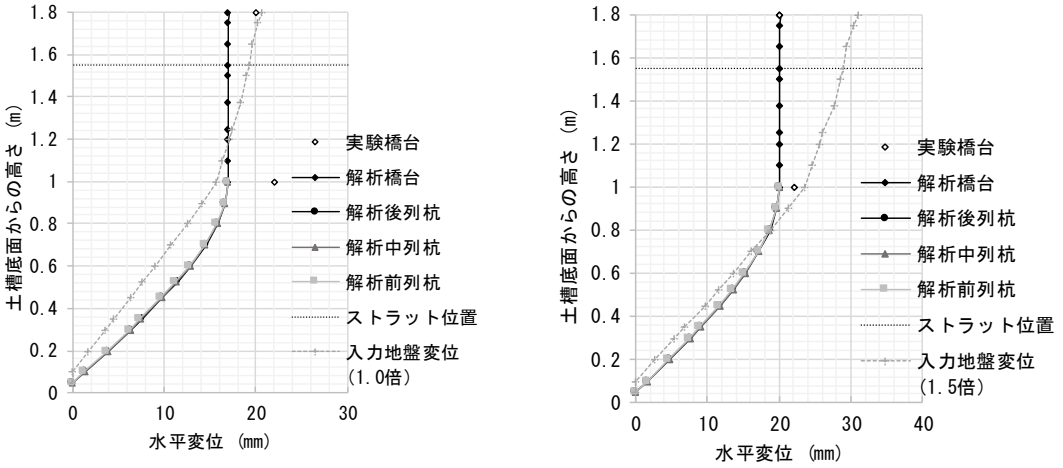
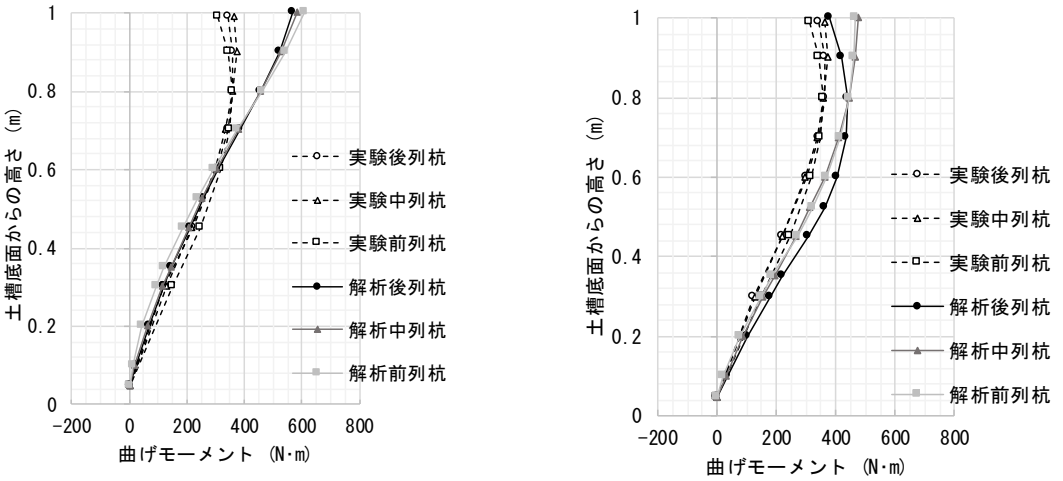


図-4.1.10　杭の曲げモーメント分布(現行基準)



(a) ケース 6　　(b) ケース 7

図-4.1.11　橋台及び橋台杭基礎の水平変位



(a) ケース 7　　(b) ケース 8

図-4.1.12　杭の曲げモーメント分布（ケース 7 及びケース 8）

4.1.3 まとめ

２次元はり・ばねモデルによる液状化地盤上の橋台を対象とした振動台実験の再現解析を行った。以下に得られた知見を示す。

(1) 土圧法では、ケース2からケース4のように、杭に与える土圧の折れ点を液状化層の中間とし、文献6)の橋脚基礎と同様に土圧の大きさを全上載圧の0.3倍に低減することにより、振動台実験の杭の曲げモーメント分布を概ね再現できることを明らかにした。この結果は、杭の剛性が著しく異なる旧基準と現行基準で共通している。

(2) 地盤変形解析では、室内試験結果のR_Lを用いて地盤変位を算定した場合、模型地盤の変位に対して、解析では過大なせん断ひずみが生じ、うまく再現できない結果となった。

(3) 応答変位法では、杭に設ける地盤ばねk_{HE}及びP_{HU}を0.1倍に低減した場合に、振動台実験の杭の曲げモーメント分布を概ね再現できることを明らかにした。ただし、現行基準の解析では、入力する地盤変位を2.0倍としたため、(2)の知見も含めて、今後は地盤変形解析の再現性の向上と応答変位法の解析モデルの改善が課題である。

4.1節　参考文献

1) 石田修一，谷本俊輔，大住道生，星隈順一：橋台杭基礎が液状化地盤から受ける土圧に関する実験的検討，第 19 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.331-336，2016.7.

2) (社) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針　くい基礎の設計篇，1964.3.

3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2012.3.

4) 安田進，吉田望，安達健司，規矩大義，五瀬伸吾，増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集，No.638/III-49，pp.71-89，1999.

5) Koseki, J., Tatsuoka, F., Munaf, Y., Tateyama, M. & Kojima, k. : A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads, Special Issue of Soils and Foundations, pp.209-216, 1998.9.

6) 田村敬一，東拓生，小林寛，濱田禎：橋梁基礎に作用した流動力の逆解析，土木研究所資料，No.3770，2000.12.

7) 白戸真大，野々村佳哲，福井次郎：動的解析における群杭のモデル化に関する検討，土木学会地震工学論文集，2005.3.

8) 安田進，稲垣太浩他：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性，第 40 回地盤工学研究発表会，pp.525-526，2005.

9) 豊田耕一，杉田秀樹，石原雅規：河川堤防の地震被害事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討，日本地震工学会・2005 大会-梗概集，pp.226-227，2005.

4.2 動的解析による再現解析

液状化地盤における橋台杭基礎の地震応答の簡易評価手法を提案することを目的として、土木研究所で実施された振動台実験を対象として、4.1 節では簡易解析モデルによる再現解析を行ったが、この節では、3 次元土／水連成有限要素解析による再現解析を行った。その結果を以下に示す。

4.2.1 解析概要

解析対象は、前節の簡易解析モデルと同じだが、本解析では、S39 指針準拠のケースにおいて取り付け盛土形状が異なるケースも実施し、**図-4.2.1～2** に示す 3 ケースを対象とした。

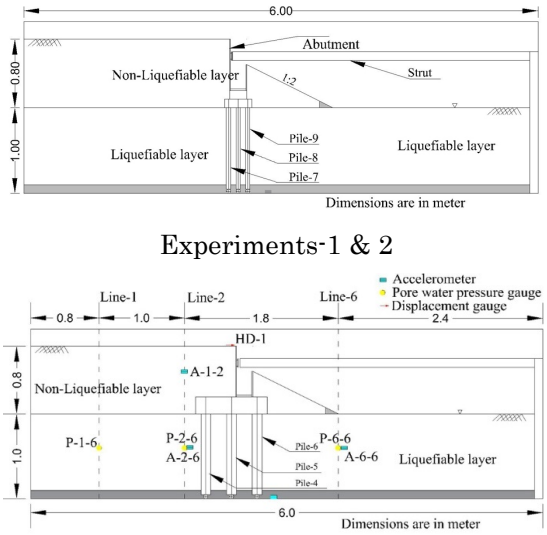
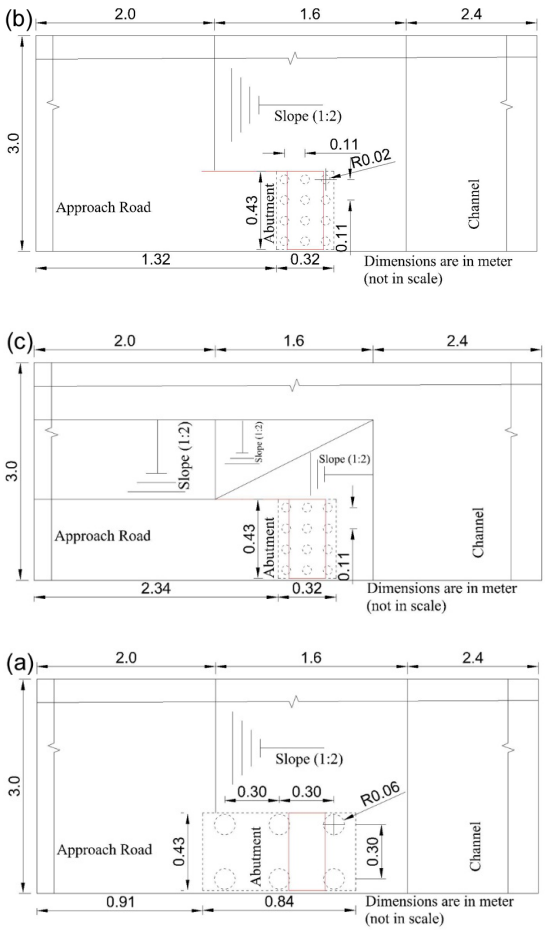


図-4.2.1　対象模型地盤の断面図



(b) Experiment-1, (c) Experiment-2, (a) Experiment-3

図-4.2.2　対象模型地盤の平面図

Experiments-1 & 2 は S39 指針に準拠して設計された橋台であり、Experiment-3 は、H24 道示に準拠して設計された橋台である。Experiments-1 & 3 の盛土は奥行方向に一様であるが、Experiment-2 の橋台取り付け盛土は橋軸直角方向に 1:2 の勾配を有する盛土となっている。模型は、実物の 1/10 の縮尺模型であり、S39 指針準拠のケース（Experiments-1 & 2）では 50 mm（模型スケールで 5 mm）、H24 道示準拠のケース（Experiment-3）では桁との遊間が実物で 200 mm（模型スケールで 20 mm）となっていることから、数値解

析においては、Experiments-1 & 2 では橋台頭部の水平変位は常に拘束されている（桁の存在により橋台頭部は水平に動くことはできない）と仮定し、Experiment-3 では橋台頭部に変位拘束はない（桁の存在により水平変位が制限されることはない）と仮定した。

本解析では、高橋（Takahashi 2002; Takahashi et al. 2010）が開発した 3 次元土／水連成有限要素解析コードを使用した。支配方程式は、土と水の混合体に対するつり合い式

$$L^T \sigma - \rho \ddot{u} + \rho b = 0 \qquad (4.2.1)$$

とu-p formulation（Zienkiewicz & Bettess 1982）に基づく間隙水に関する式

$$\frac{k}{\rho_f g} \nabla^T (\nabla p + \rho_f b) + m^T \dot{\varepsilon} - \frac{n\dot{p}}{K_f} = 0 \qquad (4.2.2)$$

である。これと後に説明する土の構成則を用いて、変位と間隙水圧を時々刻々解いていく。解析に用いた有限要素メッシュを図-4.2.3に示す。土、フーチング、橋台の竪壁は8節点ブリック要素（ソリッド要素）を用いて表現し、杭は弾性梁で表現した。構造物まわりを除き、全体的に同じ要素サイズとし、液状化層には0.2 m × 0.2 m × 0.2 mの要素を、盛土部には0.2 m × 0.2 m × 0.1 mの要素を用いた。このようなモデルに対して、図-4.2.4に示すような振動台実験で入力された地震波を与えた。

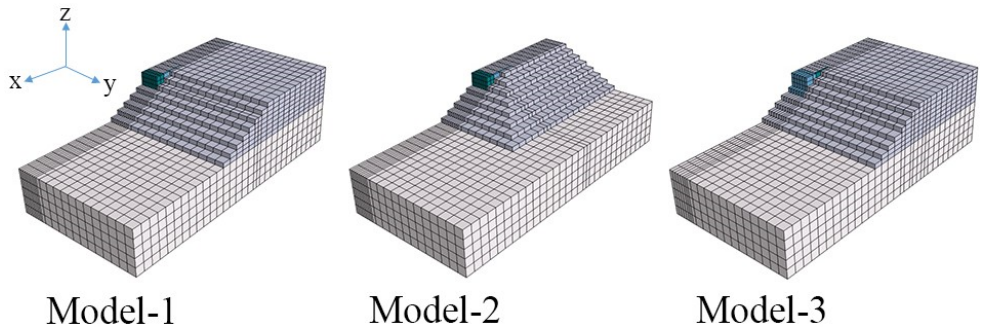


図-4.2.3　有限要素メッシュ（Model-1 は Experiment-1 の解析モデルに相当）

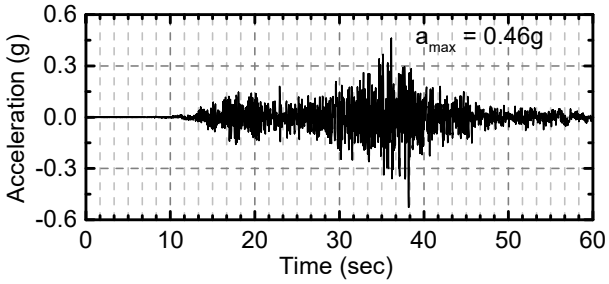


図-4.2.4　入力地震動（Experiment-3）

4.2.2 液状化地盤のモデル化

本研究では、繰り返しせん断を受ける土の応力ーひずみ関係を表現するため、浅岡ら（Asaoka et al. 2002）が提案した上負荷面モデルを土の構成則として用いた。この構成則の特徴は、構造劣化の影響を取り込めるところにある。また、繰り返しの影響は降伏曲面の回転硬化という形でも表現されている。このモデルには多くのパラメータが必要である。本解析で用いたパラメータを**表-4.2.1**に示す。また、土以外の物質のパラメータを**表-4.2.2**に示す。土のモデルのパラメータの中には土の物理特性や圧縮・せん断試験結果から直接反映できるものもあるが、基本的に室内土質試験によって得られた液状化強度曲線に近づけるよう、試行錯誤的に決めている。

表-4.2.1　解析に用いた土の構成則のパラメータ

パラメータ	液状化層	盛土
κ	0.004	0.004
λ	0.05	0.05
G_s	2.65	2.65
e_o	0.804	0.804
ν	0.33	0.33
φ	35	35
φ_d	38	38
b_r	3.0	3.0
m	0.1	0.1
a	2.7	2.7
R	1.0	1.0
R_o*	0.25	0.25
k (m/sec)	5.14×10^{-4}	5.14×10^{-4}

表-4.2.2　解析に用いた土以外の構成則のパラメータ

	パラメータ	Experiment-1& 2	Experiments-3
橋台竪壁	ρ (Mg/m^3)	1.02	1.59
	E	2.10×10^{11}	2.10×10^{11}
	ν	0.26	0.26
フーチング	ρ (Mg/m^3)	0.29	2.10
	E	2.10×10^{11}	2.10×10^{11}
	ν	0.26	0.26
杭	EI (N-m^2)	8.46×10^3	1.70×10^3
	EA	1.62×10^8	31.92×10^6

図-4.2.5に典型的な要素の応答（応力経路と応力ーひずみ関係）を、**図-4.2.6**に液状化強度曲線の比較を示す。今回用いた土の構成則では、等応力振幅の場合、サイクリック・モビリティを土が示した時点で、ひずみ振幅が一定値に落ち着いてしまっているが、数値解析上、大きな問題はないと考えている。今回詳細に確認していないが、地盤構造物の地震時永久変形量の計算においては、初期せん断応力を受けた土が繰り返しせん断に伴って示すせん断ひずみの累積量の方が重要である（Ziotopoulou et al. 2014）。

計算で得られた液状化強度曲線を見ると、若干試験結果に比べて小さめとなった。また、得られた液状化強度曲線は試験結果と比べて立っている（液状化に至る繰り返しせん断回数に対して、応力振幅の変化が大きい）こともわかる。後者は、多くの土の構成則で見ら

れる問題だが、今回の解析では構成則の改良等は行っていない。

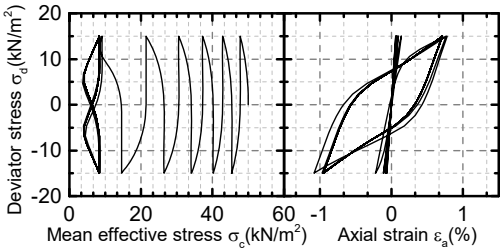


図-4.2.5　典型的な要素の応答

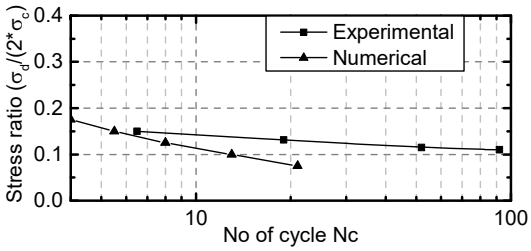


図-4.2.6　液状化強度曲線

4.2.3 動的解析結果

(1) Model-3 の解析結果

数値解析の結果は、実験結果と比べると、より激しい液状化を示し、それに伴う地盤や橋台の変位も大きなものとなった。図-4.2.7 に解析領域全体の地震後の永久変形の様子を、図-4.2.8 に図-4.2.7 中に示した点 S（盛土の法肩）の変位の時刻歴を示す。盛土法肩の変位は、Experiment-3 では 20 mm であったものの、解析ではおよそ 300 mm となった（実物換算で 3 m）。実験結果に比べると明らかに変形は大きいものの、全体的な変形モードは実験結果を捉えたものとなった。

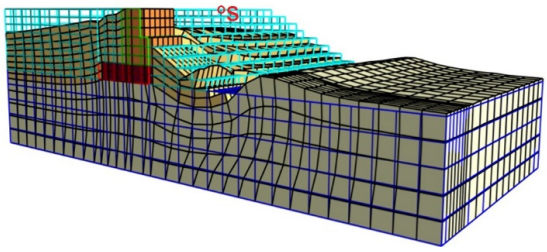


図-4.2.7　地震後変形状況（Model-3）

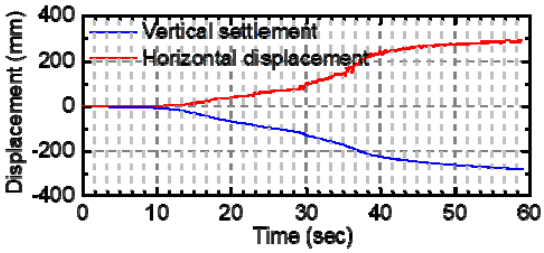


図-4.2.8　点 S の変位の時刻歴（Model-3）

図-4.2.9 に t = 40 秒における過剰間隙水圧比の分布を、図-4.2.10 に基礎地盤地表面から 400 mm の深さの地点における過剰間隙水圧の時刻歴を示す。図-4.2.9 より、数値解析では主要動後に基礎地盤全域において液状化に近い状況となっていることが分かる。また、杭支持された橋台直下の地盤において水圧の上昇が著しいことも分かる。数値解析結果と実験結果における過剰間隙水圧の時刻歴を比較すると（図-4.2.10）、数値解析では振動開始直後（t = 10 秒）から急激な水圧上昇が見られたものの、模型実験では t = 30 秒あたりから上昇がはじまっており、液状化には至っていない。過剰間隙水圧の最大値は、橋台前の平坦部では数値解析と模型実験で大きな差は見られないが、盛土直下では、模型実験ではその上昇程度はかなり小さいものの数値解析では液状化に近いレベルの水圧上昇が見られる。

地盤の飽和度は地震時の過剰間隙水圧挙動を左右する。飽和度が少し減少するだけで、土の液状化抵抗が大きく増加することが知られており、飽和度が低いと、密な砂のような挙動を示すとも言われている（Yoshimi et al. 1989）。おそらく、模型実験においては、細心の注意を払って模型地盤が作製されたものの、飽和度はそれほど高くはなく、その結果、

今回のような比較的激しい地震動においても過剰間隙水圧の上昇が鈍かったものと推察され、数値解析との乖離が発生したものと考えられる。

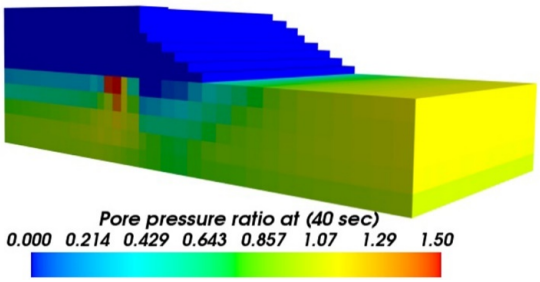


図-4.2.9　過剰間隙水圧分布（Model-3）

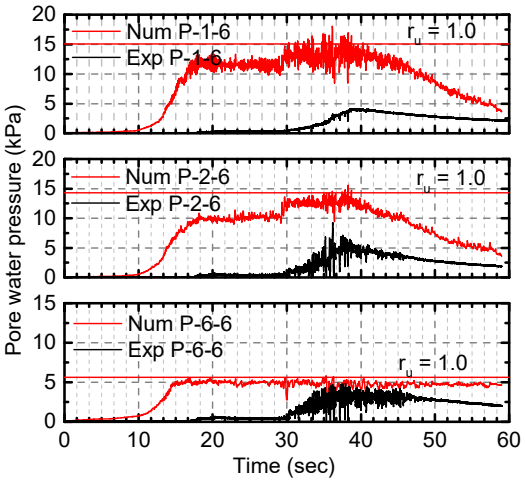


図-4.2.10　過剰間隙水圧の時刻歴（Model-3）

図-4.2.11 に背面盛土、液状化層の橋台前後の地点における加速度時刻歴を示す。数値解析の方が液状化の程度が高いため、全体的に応答は小さめとなっている。図-4.2.12 に橋台の水平変位の時刻歴を示す。橋台の変位についても、より液状化している数値解析の方が大きな変位となっている。また、数値解析においては過剰間隙水圧の消散とともに背面側に若干ではあるが戻る傾向が見られた。

図-4.2.13 に Pile-4～6 における最大曲げモーメント分布を示す。杭の変形モードは数値解析においても概ね再現できているが、曲げモーメントの値自体は大きくなっている。

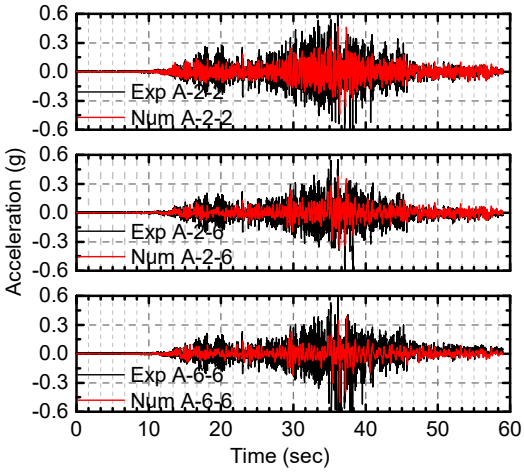


図-4.2.11　加速度の時刻歴（Model-3）

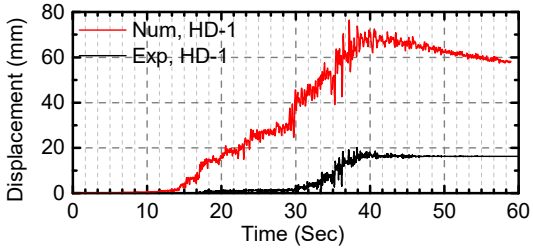


図-4.2.12　橋台変位の時刻歴（Model-3）

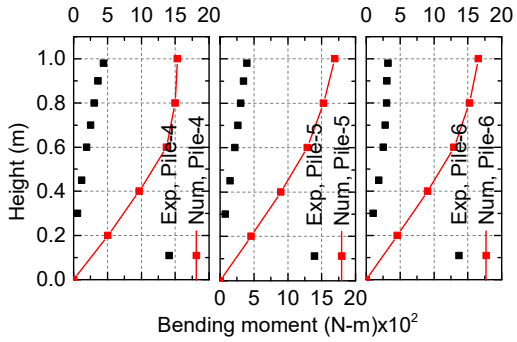


図-4.2.13　最大曲げモーメント分布（Model-3）

(2) Model-1 の解析結果

図-4.2.14 に過剰間隙水圧の消散発生直前（t = 40 秒頃）の分布と地盤の変形の様子を示す。Model-3 で見られたような橋台フーチング直下での極端な水圧上昇は見られないが、前面側地盤の液状化により橋台前盛土が変形しており、地盤の様子は Model-3 と同様である。**図-4.2.15** の上側に橋台背面盛土、下側に前面側基礎地盤での加速度の時刻歴を示す。液状化した前面側基礎地盤では液状化による大きな減衰が見られたが、背面盛土ではそのような減衰は見られておらず、これについても Model-3 と同様である。

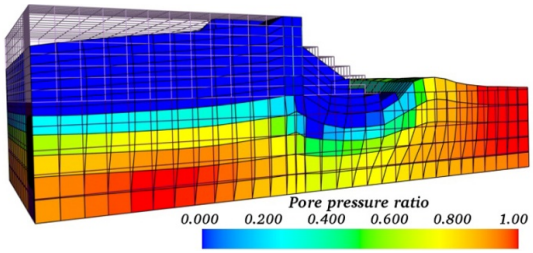


図-4.2.14　過剰間隙水圧と地盤変形（Model-1）

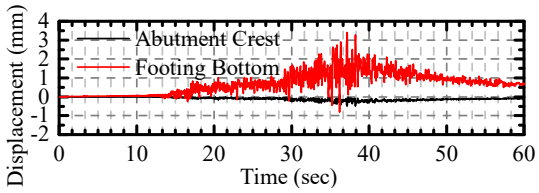


図-4.2.16　橋台変位の時刻歴（Model-1）

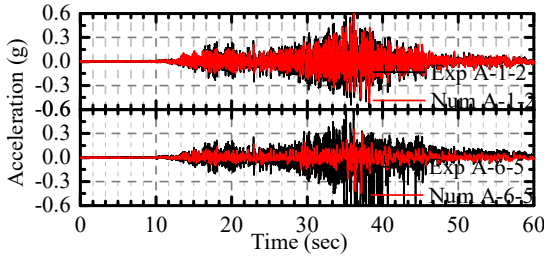


図-4.2.15　加速度の時刻歴（Model-1）

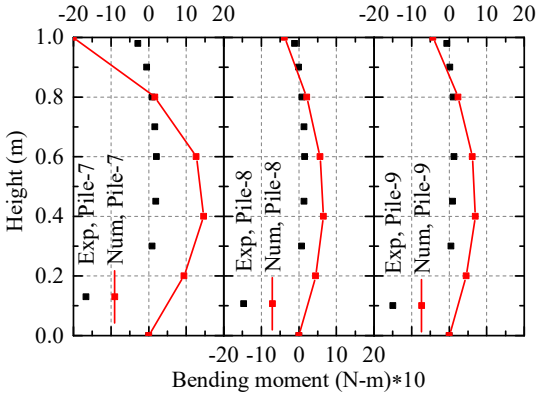


図-4.2.17　最大曲げモーメント分布（Model-1）

図-4.2.16 に橋台頂部並びにフーチング位置での水平変位の時刻歴を示す。橋桁によるストラット効果により、足元をすくわれるような形で橋台が変形している様子が分かる。この橋台変位モードは、実験結果と調和的である。**図-4.2.17** に最大曲げモーメントの分布を示す。Model-3 と同様、数値解析で得られた曲げモーメントの絶対値は実験と比べて明らかに大きいが、曲げ変形モードについては実験と同様である。

(3) Model-2 の解析結果

図-4.2.18 に振動終了後の地盤の変形の様子を、**図-4.2.19** に過剰間隙水圧の消散発生直前（t = 40 秒頃）の分布を示す。橋台背面の盛土形状が他と異なるため、背面盛土の橋軸直角方向の変位が発生している。また、他のケースで背面盛土があり、このケースで盛土がない領域における基礎地盤の間隙水圧は、橋台全面と同様に高い値を示しており、液状化している。このケースにおいても、変形や液状化の程度は模型実験と比べて大きくなっているが、変形モードについては概ね再現できていた。

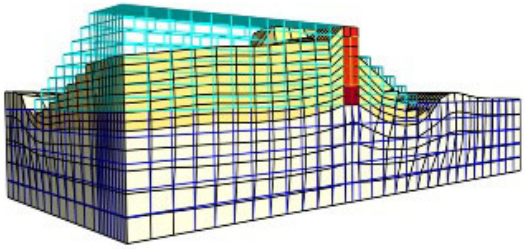


図-4.2.18　地盤の永久変形（Model-2）

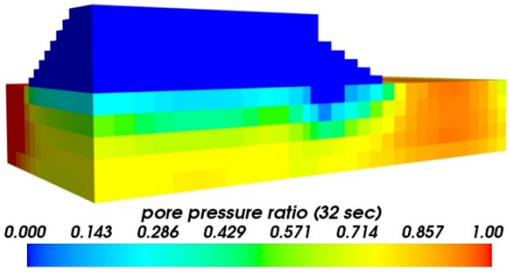


図-4.2.19　過剰間隙水圧分布（Model-2）

本ケースでは背面盛土が橋軸直角方向にも変形するため、その影響が杭に現れているか確認した。図-4.2.20 に橋軸方向と橋軸直角方向の各杭の曲げモーメント分布の変化を示す。

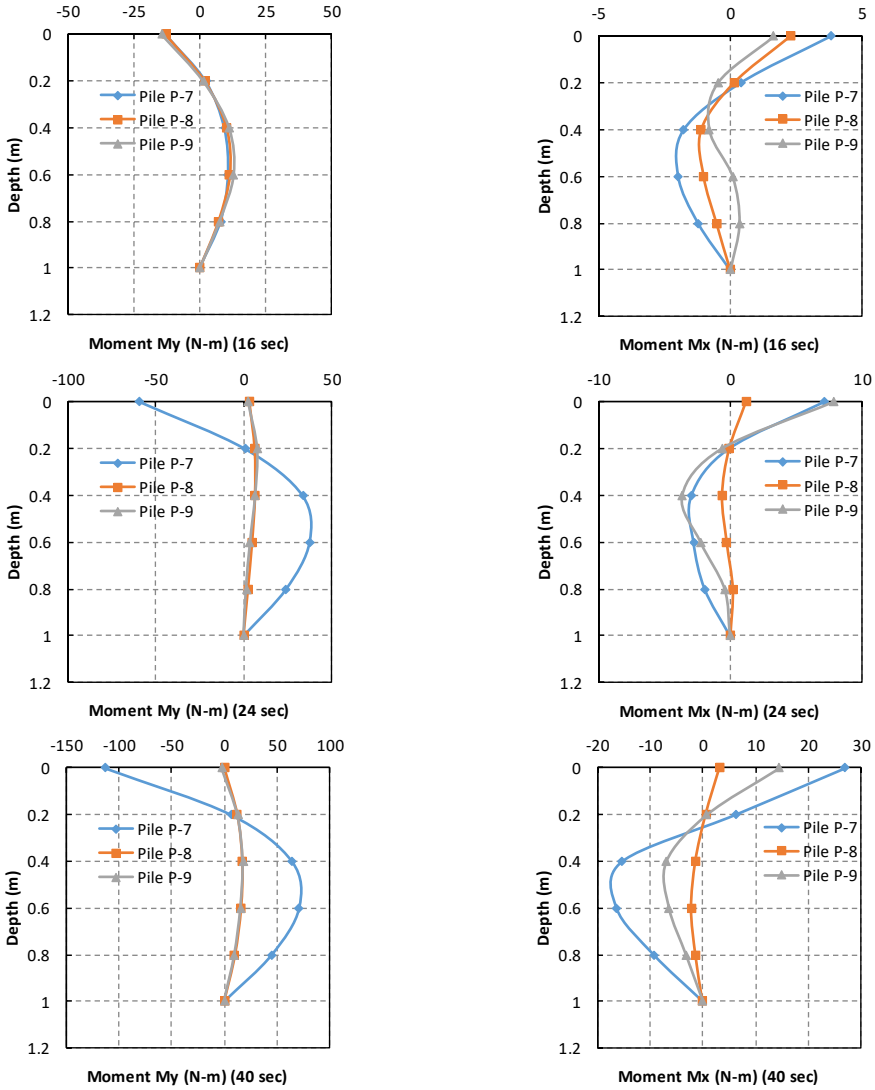


図-4.2.20　橋軸方向と橋軸直角方向の曲げモーメント分布の変化（Model-2）

橋軸方向の曲げについては、振動初期は杭位置によらずほぼ同じであったが、橋軸直角方向については、この段階から杭位置によって値・分布は異なっていた。地盤内がほぼ液

状化した段階では、橋軸直角方向については背面側の杭（後列杭）で大きな曲げモーメントが発生していることが確認できる。この傾向は模型実験でもほぼ同様である。いずれの時点においても、橋軸直角方向に橋軸方向の 1/10 程度の曲げが発生していることが確認できた。ここでは示していないが、実は橋軸直角方向の盛土変形がほとんどない Model-1 においても曲げモーメントの分布・大きさはほぼ同様であった。以上のことから、今回の解析の範囲においては、杭の断面力に与える背面盛土形状の違いはそれほど顕著ではなかったと言える。

(4) 再現解析のまとめ

土木研究所で実施された無対策の橋台を対象とした振動台実験の 3 次元土／水連成有限要素解析による再現解析を行った。振動台実験では地盤の飽和度がそれほど高くなかったため、地盤内の水圧上昇が大変緩やかであったが、飽和条件を仮定している数値解析においては明確な液状化が発生しており、その結果、数値解析で得られた地盤や橋台の変位量は大きなものとなった。絶対量に差はみられるものの、地盤や橋台の変形モードは振動台実験結果を捉えることができていることから、今回の数値解析では、模型実験における最も被害の程度が大きい状態（液状化の程度が高い状態）が得られたものと考えている。

4.2.4 解析における留意事項

本小節では、これまでに実施してきた液状化地盤上の橋台を対象とした有限要素解析を通じて得られた解析上注意すべき点等について、簡単にまとめる。

(1) 土の構成則のパラメータ設定の影響

一般的に、既存の液状化土に適用可能な土の構成則は、必ずしも室内土質試験における土の挙動を細部まで再現できているとは言えない。そのような条件のもと、なるべく応答を試験結果に近づけるという努力がなされる。使用する構成則によって必要なパラメータは異なるため、その設定法について一般的な説明をすることはできないが、ここでは、それが結果に与える影響について、一例を示す。

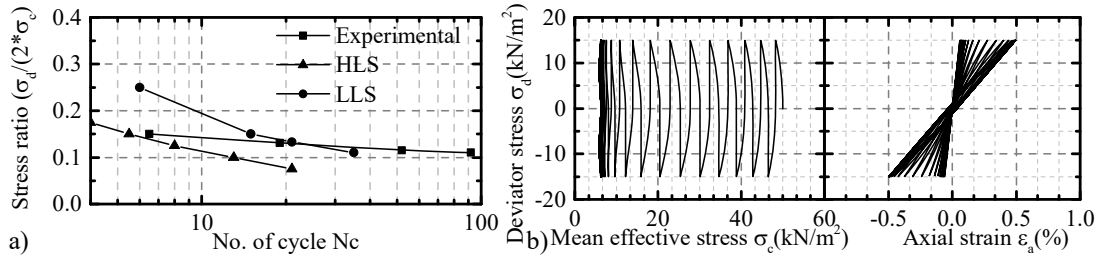


図-4.2.21　液状化抵抗の大きい土の a）液状化強度曲線と b）応答の典型例

前小節で用いた液状化土（HLS）パラメータの一部を変更して、**図-4.2.21** に示すような液状化抵抗の大きな土（LLS）を設定した。これらを用いて、地盤の流動抑制を目的として橋台基礎前面に矢板を配した実験（前小節で示したものと同様、土木研究所で実施されたもの）を対象に行った数値解析の一例を示す。**図-4.2.22** は背面盛土の沈下と橋台前面法先

の水平変位の時刻歴を示したもので、**図-4.2.23** は背面盛土下と橋台前の平坦部の基礎地盤中央深さでの過剰間隙水圧の時刻歴を示したものである。振動初期から過剰間隙水圧が上昇するのは HLS でも LLS でも同じだが、水圧上昇がしにくく、繰り返しせん断によるひずみが小さい LLS では、地盤変位は小さく、また、過剰間隙水圧の絶対値も小さくなっていることがわかる。

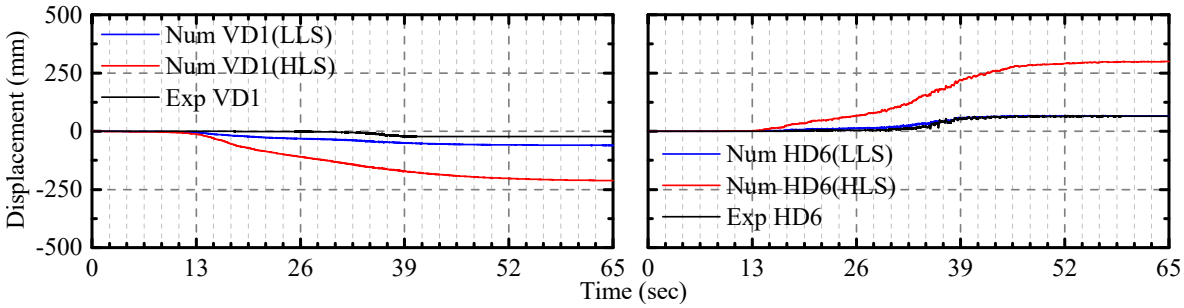


図-4.2.22　背面盛土の沈下（左）と橋台前面法先の水平変位（右）の時刻歴

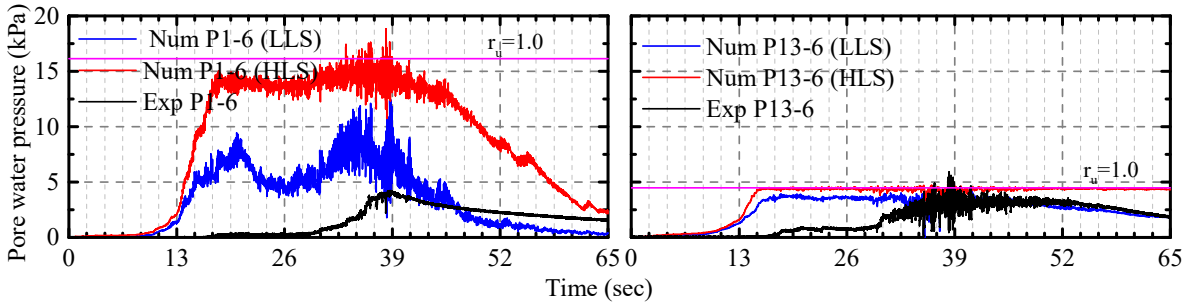


図-4.2.23　背面盛土下（左）と橋台前の平坦部（右）の基礎地盤での過剰間隙水圧の時刻歴

(2) モデル化における留意事項

今回の解析対象のように、杭基礎を有する構造物と地盤の動的相互作用をモデル化する際には、杭などの構造部材のモデル化に梁要素を、地盤のモデル化にソリッド要素を用いることが多い。これは構造部材までソリッド要素などでモデル化すると自由度が非常に増え、計算時間が長くなってしまうためである。（すべてをソリッド要素でモデル化する場合も同様ではあるが）本解析で対象にしたような地盤・基礎系のモデル化において問題となるのは、杭を表現する梁要素と土やフーチングを表現するソリッド要素の接合方法である。

一点目は、構造部材と土の剛性の違いに起因する問題である。有効応力による計算を行う際には、地震前の初期応力を算定する必要がある。一般に、杭のような構造部材の方が土と比べて剛性が高いため、梁要素とソリッド要素の接点を完全に共有して初期応力解析（自重を徐々に増やすこと等により、自重による初期応力を求める解析）を行うと、土を表現するソリッド要素に過度な引っ張りやせん断応力が導入されることが多い。このような問題を避けるため、杭と周辺土の間に摩擦がない状態を、水平方向変位については梁要素とソリッド要素の節点を共有し（同じ変位となるようにし）、鉛直方向にはそれぞれの接点が独立に動けるように設定することにより表現し、この状態で初期応力解析を行うということが良く行われる（本解析においてもそのようにしている）。地震時の応答を計算する

とき（動的解析時）には、鉛直方向についても共有するように設定しなおすのが普通である。また、橋台竪壁と背面土やフーチング下面とその下の土の間においても、類似の考慮が必要となる（何もしないと初期応力解析時に過大な引っ張りやせん断応力が発生してしまう）。

もう一点は、杭頭とフーチングの接合についての問題である。フーチングをソリッド要素で表現し、杭を梁要素で表現した場合、ソリッド要素と梁要素では節点における自由度数が異なる（梁の場合はたわみ角も変数となる）ことから、単純にこれらを 1 節点で接合すると、杭頭回転自由の条件となってしまう。これを回避する方法として、(1) 杭を延長してフーチング内まで大きく根入れさせる方法と、(b) フーチング下面位置に梁要素を配して、梁要素でラーメン構造を構築する方法の二通りがある。前者は簡単ではあるが杭頭を剛結することはできず、杭頭の回転に対する固定度があいまいとなるため、接合条件を明確にするには、後者が良いと考えられる（本解析においてもそのようにしている）。

このように、杭とその周辺土のように極端に剛性が異なるものが隣り合う場合や、異なる要素を使ってこれらをモデル化する際には注意を要する。

4.2.5 まとめ

本節では、液状化地盤における橋台杭基礎の地震応答の簡易評価手法を提案することを目的として、土木研究所で実施された振動台実験を対象として行った 3 次元土／水連成有限要素解析による再現解析結果を示した。実験での土の挙動の再現が困難であったため、数値解析においては、実験結果と比べて大きな変位・断面力が発生したが、変形モードについては実験結果を概ね捉えることができた。加えて、解析における留意事項として、液状化強度の違いが解析結果に与える影響について例を示すとともに、有限要素法によるモデル化で問題となる構造物と土の接合方法について説明した。

4.2 節　参考文献

1）Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. & Nakano, M. (2002) An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, Soils and Foundations, 42(5), 47–57.

2）Takahashi, A. (2002) Soil–pile interaction in liquefaction-induced lateral spreading of soils, DEng. dissertation, Tokyo Institute of Technology.

3）Takahashi, A., Sugita, H., Tanimoto, S.(2010) Forces acting on bridge abutments over liquefied ground, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30(3), 146-156.

4）Yoshimi, Y., Tanaka, K. & Tokimatsu, K., (1989) Liquefaction resistance of a partially saturated sand, Soils and Foundations, 29(3), 157-162.

5）Zienkiewicz, O.C. & Bettess, P. (1982) Soils and other saturated media under transient, dynamic conditions; General formulation and the validity of various simplifying assumptions, Soil Mechanics-Transient and cyclic loads, 1-16, John Wiley & Sons, Chichester.

6）Ziotopoulou, K., Maharjan, M., Boulanger, R.W., Beaty, M., Armstrong, R. & Takahashi, A. (2014) Constitutive modeling of liquefaction effects in sloping ground, Proceedings of the 10th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Paper ID: 1159.

5. 施工中の通行機能確保に配慮した橋台基礎の耐震対策

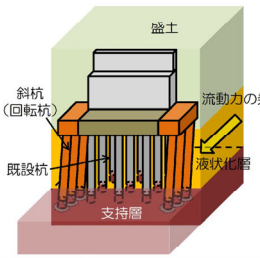
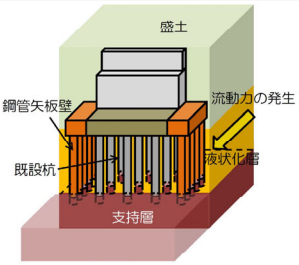
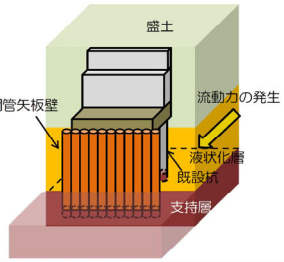
5.1　耐震対策の種類と選定の考え方

施工面での制約がない場合、通常は鋼管杭側面補強での検討を行い、設計を満足しない場合には鋼管矢板による側面一体型や鋼管矢板壁（前面分離型）との併用等、他の補強方法を検討するのがよいと考えられる。なお、補強方法間における経済性の優劣は、補強規模や周辺環境等によって一義的に定まらないことに注意する必要がある。

橋台側面の施工スペースに制約がある場合、既設フーチングとの接合において、増し杭（鋼管杭）全周面の土留めが必要となる鋼管杭側面補強ではなく、仮締切兼用方式が可能な鋼管矢板壁側面補強や既設フーチングとの接合をしない鋼管矢板壁補強（前面分離型）を選択することが考えられる。ただし、後者は既設橋梁桁下での施工となり、空頭制限下での打設となる。

上記のとおり、補強方法の選定においては、後述する設計および施工の両面から総合的に判断する必要がある。**表-5.1.1** に補強方法一覧を示す。

表-5.1.1　補強方法一覧

耐震対策案	鋼管杭側面補強	鋼管矢板壁補強（側面一体型）	鋼管矢板壁補強（前面分離型）
耐震対策の概要	・既設フーチング側面に新たにフーチングと鋼管杭を増設し、増設した鋼管杭の抵抗力によって、流動力に対する既設杭の変形を抑制する効果を期待した耐震対策 ・増設する鋼管杭は直杭と斜杭となる	・第1案の鋼管杭の代わりに鋼管矢板壁を用いて、鋼管矢板の壁としての抵抗力によって、流動力に対する既設杭の変形を抑制する効果を期待した耐震対策	・既設下部構造前面に流動防止を目的とした鋼管矢板壁を増設し、既設杭に作用する流動力を遮断あるいは軽減することを期待した耐震対策
耐震対策案の概要図			
補強効果	・実験による検証の結果、鋼管矢板壁側面補強案の次に補強効果が大きい。	・実験による検証の結果、3案中最も補強効果が大きい。	・実験による検証の結果、3案中最も補強効果が小さい。
適用性	・既設基礎がケーソン基礎のように耐震対策と異なる構造の基礎形式を併用する場合には、外力の分担率についての取り扱い等確立されていない事項もあるため、適用する際は十分に検討を行う必要がある。 ・既設基礎に手を加えることが困難な場合には、適用不可となる。	・既設基礎がケーソン基礎のように耐震対策と異なる構造の基礎形式を併用する場合には、外力の分担率についての取り扱い等確立されていない事項もあるため、適用する際は十分に検討を行う必要がある。 ・既設基礎に手を加えることが困難な場合には、適用不可となる。	・流動防止前壁は既設基礎と別構造となるため、適用に際しては、既設基礎との基礎形式の違いによる影響を考慮する必要はない。 ・既設基礎前面に流動防止壁を設置するためのスペースがない場合には、適用不可となる。
施工性	・新設フーチングを増設する際は、既設フーチングの鉄筋を切断しないように削孔を実施し、打継面の処理には新旧フーチングが一体となるように配慮する必要がある。 ・施工実績は比較的多い。	・新設フーチングを増設する際は、既設フーチングの鉄筋を切断しないように削孔を実施し、打継面の処理には新旧フーチングが一体となるように配慮する必要がある。 ・施工実績は比較的多い。	・流動防止前壁を増設する際は、桁下での施工となるため、空頭制限に配慮した工法を選定する必要がある。 ・施工実績は少ない。

5.2　耐震対策の設計

(1) 地盤流動化を考慮した照査方法

橋台基礎の地盤構造が一様に分布するとみなせる場合、流動化を考慮した耐荷性能の照査においては、静的照査法を適用することができる。静的照査法としては、4 章の振動台実験の再現解析において、土圧法と応答変位法の 2 つの方法が検討されているが、ここでは、既設杭基礎と一体化して補強する、①鋼管杭側面補強、②鋼管矢板壁補強（側面一体型）、については土圧法による照査方法を提示する。また、既設杭基礎と一体化しない、③鋼管矢板壁補強（前面分離型）については、応答変位法による照査方法を提示する。

(2) 地盤流動化を考慮した設計の考え方

1)　鋼管杭側面補強（側面一体型）

鋼管杭側面補強（側面一体型）は、既設杭が損傷した場合に、増設した鋼管杭により地震後の橋台の支持性能を確保するものである。そのため、流動力作用時において、既設杭の損傷（曲げモーメントによる塑性化）は許容するが、補強した鋼管杭に作用する曲げモーメントが、全列で全塑性モーメントに達しないことを照査する。

2)　鋼管矢板壁補強（側面一体型）

鋼管矢板壁補強（側面一体型）は既設杭が損傷した場合に、増設した鋼管矢板壁により地震後の橋台の支持性能を確保するものである。そのため、流動力作用時において、既設杭の損傷（曲げモーメントによる塑性化）は許容するが、補強した鋼管矢板に作用する曲げモーメントが、全列で全塑性モーメントに達しないことを照査する。

3)　鋼管矢板壁補強（前面分離型）

鋼管矢板壁補強（前面分離型）により、地盤の流動現象を抑制し既設杭に作用する流動力を軽減することで、既設杭の支持性能を保つものである。

応答変位法による照査を行う場合は、地盤変位の低減効果を考慮するため、橋台基礎前面の鋼管矢板壁をモデル化した地盤変形解析を実施して地盤変位を算出する。その地盤変位を用いて、応答変位法による解析を行い、既設橋台基礎の塑性率及び変位が制限値以内であることを照査する。

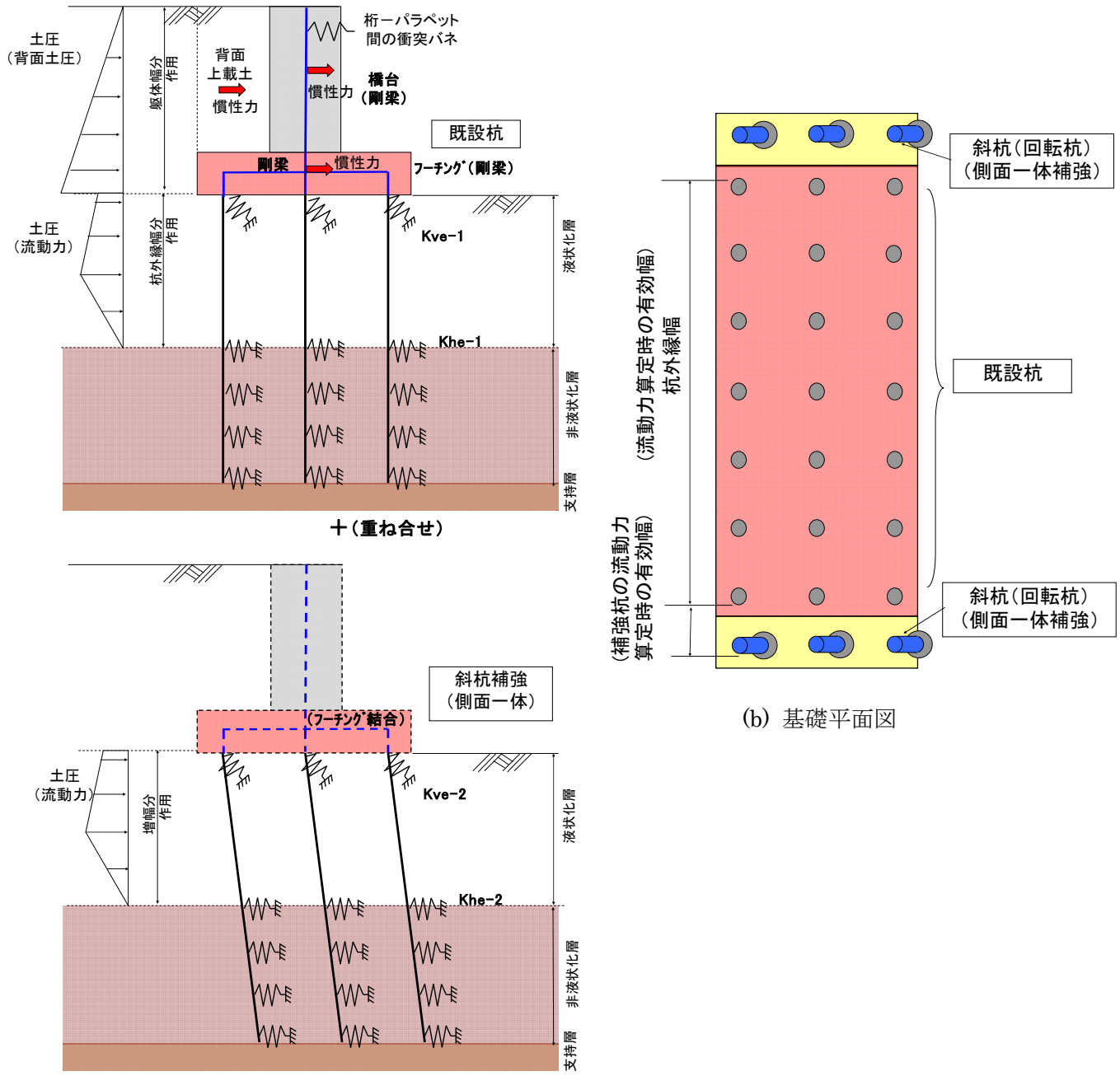
さらに、鋼管矢板壁をモデル化した地盤の応答変位解析において、鋼管矢板に作用する曲げモーメントが全塑性モーメント以下になることを照査する。

また、上記のいずれの補強方法においても、既設杭および補強鋼管杭（鋼管矢板）に生じるせん断力が部材のせん断耐力以下となることを照査する。

(3) 解析モデル

1) 鋼管杭側面補強（側面一体型／斜杭タイプ）

土圧法による解析モデルを図-5.2.1 に示す。橋台（たて壁）、フーチングは共通としたうえで、既設杭および増し杭（斜杭）を重ね合せて 2 次元でモデル化する。またモデル化における留意点を以下に示す。



(b) 基礎平面図

(a) 2 次元解析モデル

図-5.2.1　鋼管杭側面補強（斜杭タイプ）の解析モデル

① 部材モデル

杭については、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 29 年度）[1] 10.9.3 に示されている、杭体の曲げモーメント－曲率の関係によりモデル化する。また増し杭（鋼管杭）の曲げモーメント－曲率の算定時に設定する軸力は、フーチングおよび盛土の増幅分の死荷重とする。

橋台（たて壁）、フーチングについては剛体としてモデル化してよい。

なお、側面一体型の補強構造の場合、既設フーチングと増幅した新設フーチングとの結合部に関して設計照査を行う必要があるが、結合方法に応じて別途照査を行うものとする。結合部の設計照査の参考として、鉄道分野のシートパイル基礎における結合部の照査項目を**図-5.2.2** に示す。

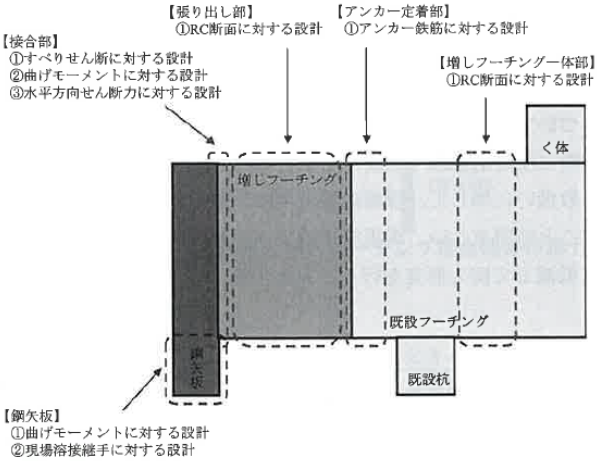


図-5.2.2　シートパイル基礎の結合部の照査項目 [2]

② 作用土圧

橋台（たて壁）およびフーチングに作用する背面土圧は、4.1.2 に示すように設計水平震度を用いて、修正物部・岡部の方法より算定する。また、橋台（たて壁）、フーチングおよび背面上載土の慣性力も考慮する。

液状化層において作用する土圧（流動力）は、3.4 に示す方法により算定する。既設杭に作用する流動力を算定する際の有効幅は杭外縁幅（**図-5.2.1(b)** 参照）とし、各列の杭本数で均等割りして流動力を算出する。増し杭（補強）に作用する流動力は、既設杭最外縁から増し杭（外縁までの増幅分（**図-5.2.1(b)** 参照）または増し杭の杭径の 3 倍の小さい方とする。

また、前列側から後列側にかけての杭に作用する流動力は、4.1.2 に示される群杭効果を考慮した各列杭の荷重分担率を乗じることとする。

③ 地盤バネモデル

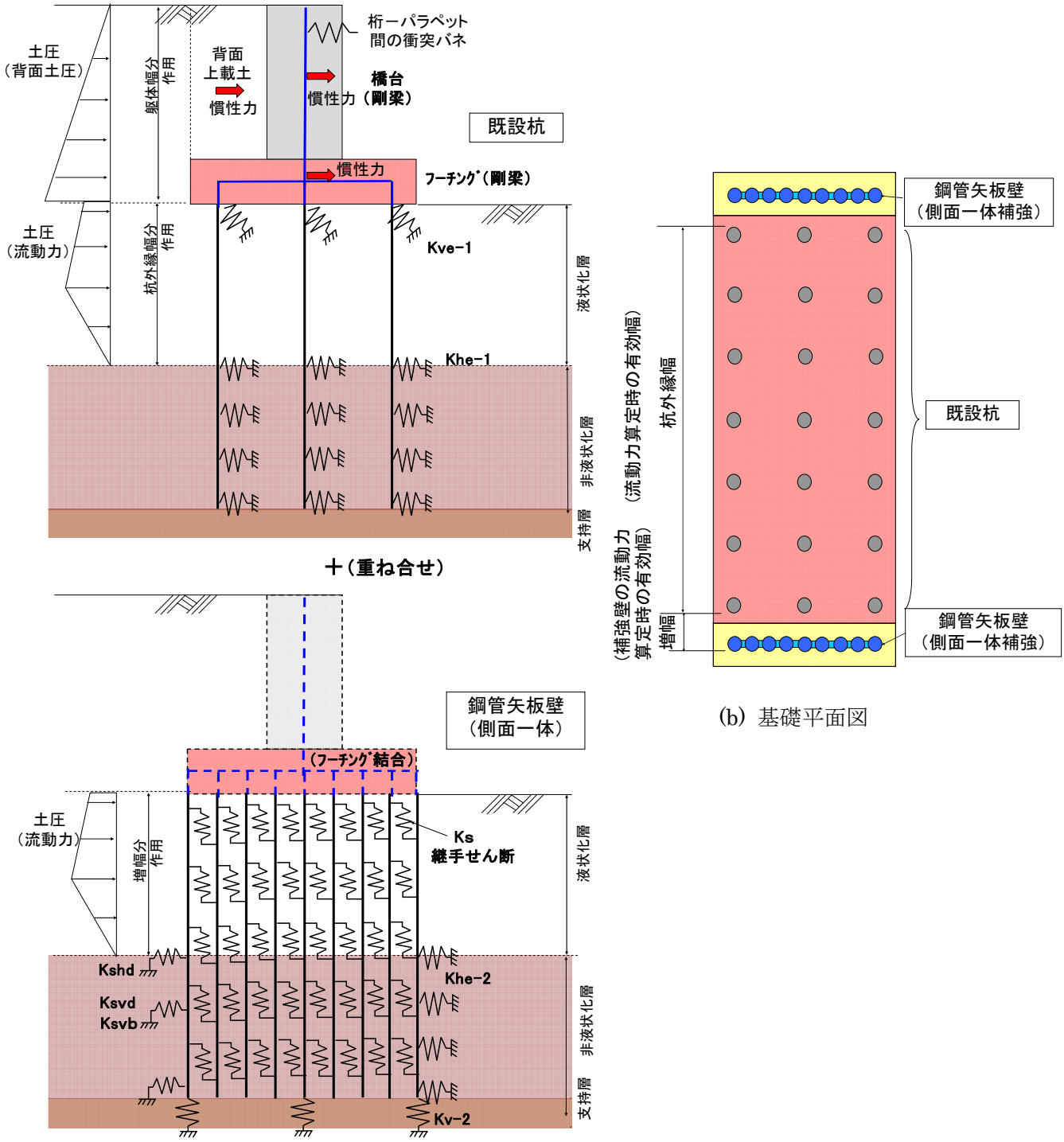
地盤バネについては、杭の軸方向特性ならびに軸直角方向特性ともに、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 29 年度）[1] 10.9.3 に示されている方法を用いてモデル化する。

④ 桁－パラペット間の衝突バネ

桁－パラペット間の衝突バネは、4.1.2 の示される遊間を考慮したモデルを用いる。

2)　鋼管矢板壁（側面一体型）

土圧法による解析モデルを**図-5.2.3** に示す。橋台（たて壁）、フーチングは共通としたうえで、既設杭および鋼管矢板壁を重ね合せて 2 次元でモデル化する。またモデル化における留意点を以下に示す。



(b) 基礎平面図

(a) 2 次元解析モデル

図 5.2.3　鋼管矢板壁（側面一体型）の解析モデル

① 部材モデル

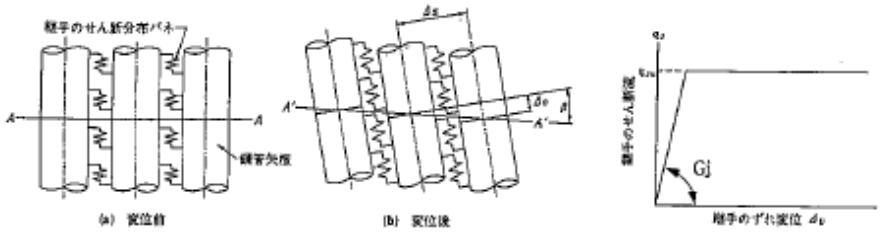
杭については、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 29 年度）[1] 10.9.3 に示されている、杭体の曲げモーメント－曲率の関係によりモデル化する。鋼管矢板の曲げモーメント－曲率の算定時に設定する軸力は、フーチングおよび盛土の増幅分の死荷重とする。

橋台（たて壁）、フーチングについては剛体としてモデル化してよい。

また、鋼管矢板継手部分は継手のせん断特性等が構造として板厚 11mm の P-P 継手を用いて所定のグラウト処理を行うものとし、この際のバネ定数は、鋼管矢板基礎設計施工便覧（平成 9 年度）[3] 記載の**表-5.2.1** に示すレベル 2 の値を用いてモデル化してよい。

表-5.2.1　鋼管矢板継手のバネ定数

		剛度 (kN/m^2)		耐力 (kN/m)		
		常時・レベル1	レベル2	常時	レベル1	レベル2
せん断抵抗		600,000	1,200,000	100	133	200
接線方向	（引張）	50,000	50,000	100	133	200
接線方向	（圧縮）	50,000	50,000	100	133	200



② 土圧

橋台（たて壁）およびフーチングに作用する背面土圧は、4.1.2 に示すように設計水平震度を用いて、修正物部・岡部の方法より算定する。また、橋台（たて壁）、フーチングおよび背面上載土の慣性力も考慮する。

液状化層に作用する土圧（流動力）は、3.4 に示す方法により算定する。既設杭に作用する流動力を算定する際の有効幅は杭外縁幅（**図-5.2.3(b)** 参照）とし、各列の杭本数で均等割りして流動力を算出する。鋼管矢板に作用する流動力は、既設杭最外縁から鋼管矢板壁外縁までの増幅分（**図-5.2.3(b)**参照）または鋼管矢板の鋼管径の 3 倍の小さい方とする。また、前列側から後列側にかけての杭に作用する流動力は、4.1.2 に示される群杭効果を考慮した各列杭の荷重分担率を乗じることとする。

③ 地盤バネモデル

既設杭に作用する地盤抵抗（バネモデル）については、杭の軸方向特性ならびに軸直角方向特性ともに、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 29 年度）[1] 10.9.3 に示されている方法を用いてモデル化する。

鋼管矢板壁に作用する地盤抵抗（バネモデル）については、道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 29 年度）[1] 12.6.1、12.6.2、12.6.3 に示されている方法を基本としてモデル化する。**表-5.2.2** に地盤抵抗（バネモデル）の種類を示す。ただし、基礎前面の水平方向地盤抵抗および基礎前背面の鉛直方向地盤せん断抵抗のバネを設定する際の換算載荷幅は鋼管矢板の鋼管径 ϕ を用いる。

表-5.2.2　地盤抵抗モデル

地盤抵抗要素	設計モデル
①基礎底面の鉛直方向地盤抵抗 Kv-2	・バイリニア型 ・上限値は基礎底面の最大鉛直支持力による。
②基礎前面の水平方向地盤抵抗 Khe-2	・バイリニア型 ・上限値は抵抗領域の 3 次元的な広がりを考慮した基礎前面の受働土圧強度による。
③基礎前背面の鉛直方向地盤せん断抵抗 Ksvb	・バイリニア型 ・上限値は最大周面摩擦力による。
④基礎側面の水平方向せん断抵抗 Kshd	・バイリニア型 ・上限値は地盤間のせん断抵抗力による。
⑤基礎側面の鉛直方向せん断抵抗 Ksvd	・バイリニア型 ・上限値は最大周面摩擦力による。

④　桁－パラペット間の衝突バネ

桁－パラペット間の衝突バネは、4.1.2 に示される遊間を考慮したモデルを用いる。

3)　鋼管矢板壁（前面分離型）

応答変位法による解析モデル（2 次元モデル）を図-5.2.4 に示す。詳細なモデル化の方法は 4.1.3、4.1.4 に示すとおりである。なお、4.1.5 でも記述しているが、地盤変形解析における液状化地盤の強度特性の設定や、応答変位法における液状化層の水平地盤反力係数や水平地盤反力度の設定などについては、改善すべき課題がある。

また、橋梁基礎構造物の流動化対策（鋼管矢板壁による前面補強）の設計手法の検討例として、小笠原らの研究[11]があることを付記する。

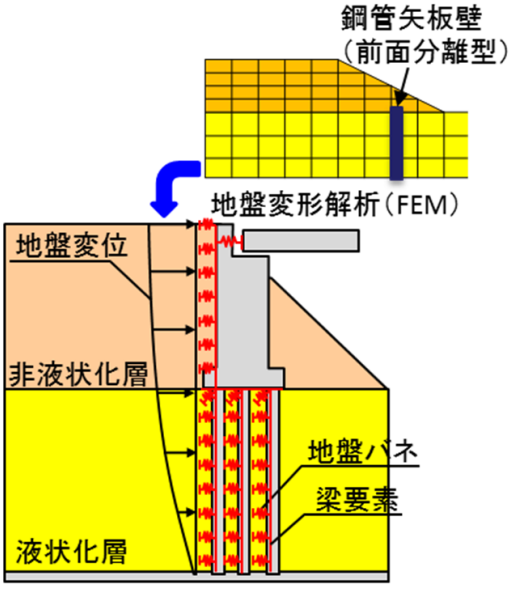


図-5.2.4　鋼管矢板壁（前面分離型）の解析モデル

(4) 計算例

2.1 に示す振動台実験 Case5（鋼管矢板壁（側面一体型））の事例を対象に、土圧法による解析モデルを用いて、基礎の変形や杭の作用力を計算した結果を示す。なお計算は、振動実験条件に即した鋼管矢板壁の継手せん断抵抗を考慮しない場合と、実構造に即した鋼管矢板壁の継手せん断抵抗を考慮した場合の 2 ケースを実施した。

1) 解析モデル

振動台実験（縮尺率 1/10）に対し、解析では盛土高さや液状化層厚を 10 倍とした実大サイズとしてモデル化している。図-5.2.5 に継手せん断抵抗を考慮しない場合（継手の接線方向の引張・圧縮抵抗は考慮）の解析モデルを示す。なお、実験条件を加味して、杭の下端条件はピン支持条件とした。図-5.2.3 に示す解析モデルとは相違があることを注記しておく。

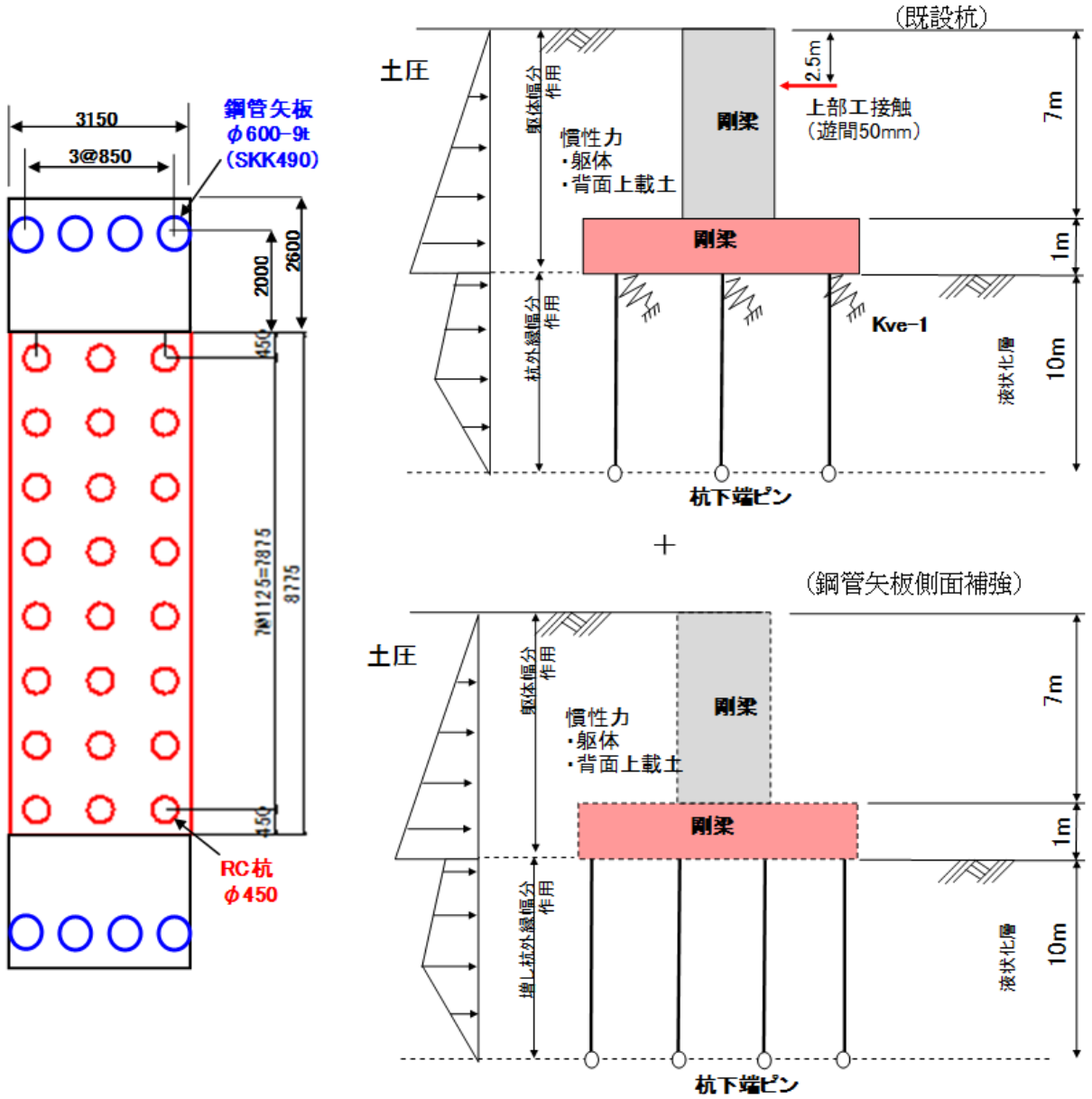


図-5.2.5 解析モデル（継手せん断抵抗を考慮しない場合）

図-5.2.6 に継手せん断抵抗を考慮する場合（継手の接線方向の引張・圧縮抵抗も考慮）の解析モデルを示す。

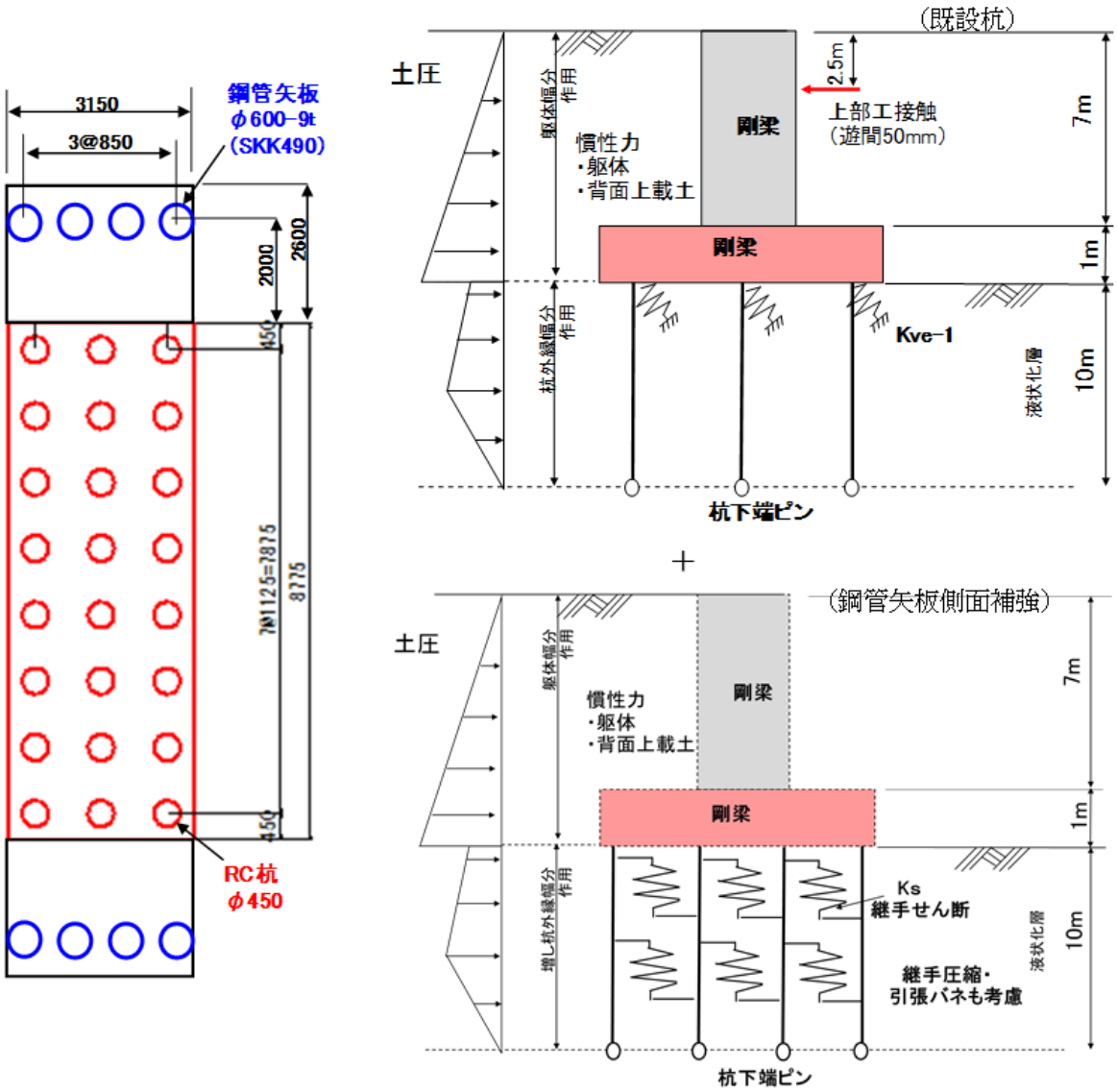
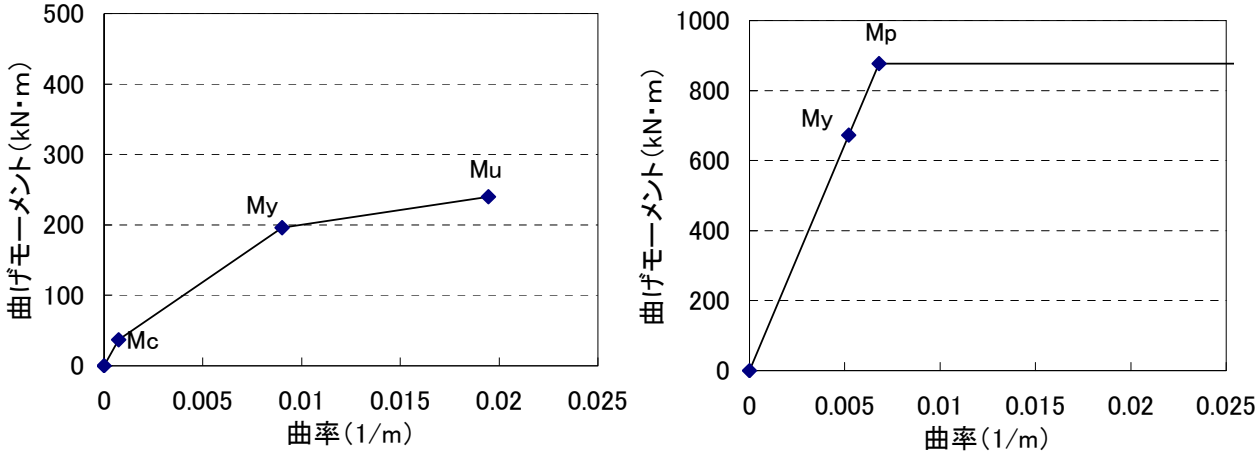


図-5.2.6　解析モデル（継手せん断抵抗を考慮する場合）

鋼管矢板継手のバネ定数は表-5.2.1 に示す値を用いている。また、設定した杭の M-φ関係を図-5.2.7 に示す。作用土圧を図-5.2.8 に示す。桁－パラペット間の衝突バネモデルを図-5.2.9 に示す。躯体（たて壁およびフーチング）に作用する土圧は地震時主働土圧とし、付与する設計震度は実験計測値に基づき 0.677 とした。液状化層に作用する土圧（流動力）は、3.4 に示す方法ではなく、4.1.2 の表-4.1.2 に示されるケース 3 の条件により算定した。また、たて壁、フーチングおよび背面上載土の自重による慣性力も考慮した。



(a)RC 杭φ450（1 種）　　(b)鋼管矢板φ600-9t（補強）

図-5.2.7　杭のM－φ関係

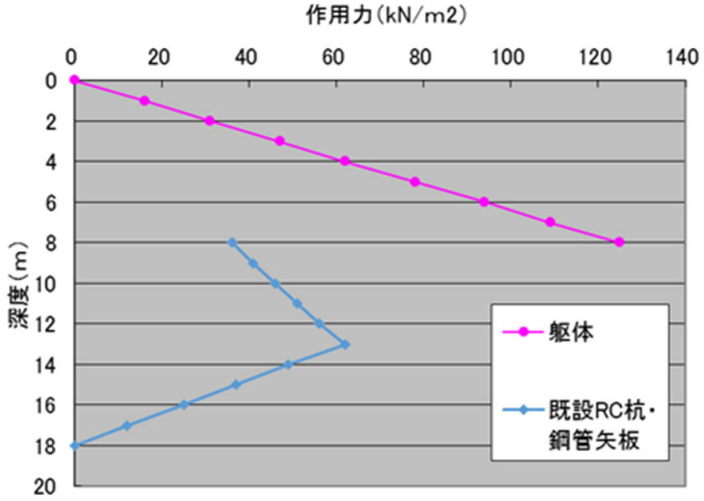


図-5.2.8　作用土圧

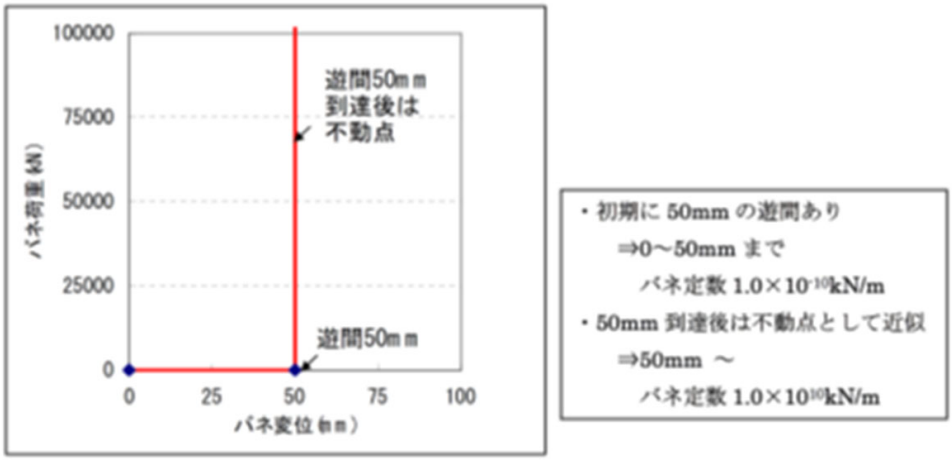


図-5.2.9　桁－パラペット間の衝突バネモデル

2)　解析結果

表-5.2.3 に解析結果の概要を示す。既設杭および鋼管矢板の曲げひずみ分布（最大ひずみ作用時）を**図-5.2.10**、**図-5.2.11** に示す。

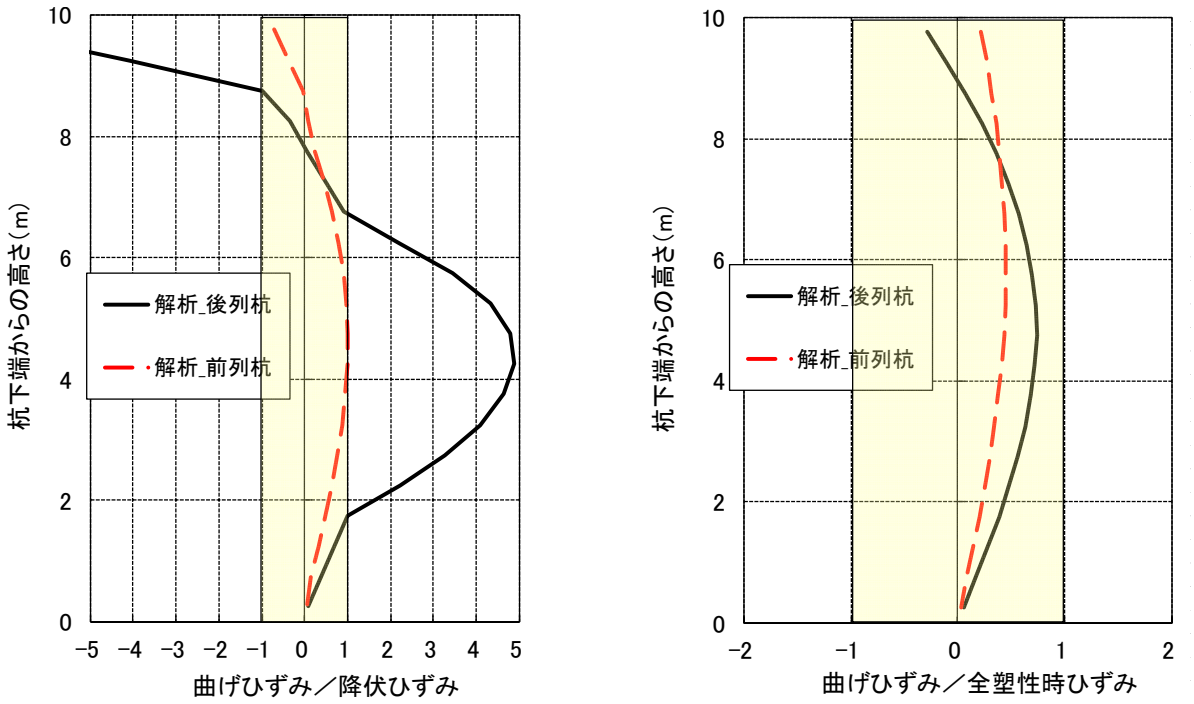
継手せん断抵抗を考慮しないケースと、せん断抵抗を考慮するケースとを比較すると、フーチング下面の水平変位、回転角および既設杭の作用モーメントは、せん断抵抗を考慮するケースで若干小さくなる結果となった。また、既設杭については、いずれのケースでも全ての列の杭が塑性化する結果となった。

一方、補強した鋼管矢板（側面一体型）の最大作用モーメントは、継手せん断抵抗を考慮しないケースでは、後列杭で大きく、前列杭で小さくなる結果であったが、継手せん断抵抗を考慮したケースでは、全ての列の鋼管でほぼ均等となった。なお、補強した鋼管矢板は、いずれのケースも全ての列で全塑性モーメント以下であった。

表-5.2.3　解析結果の概要比較

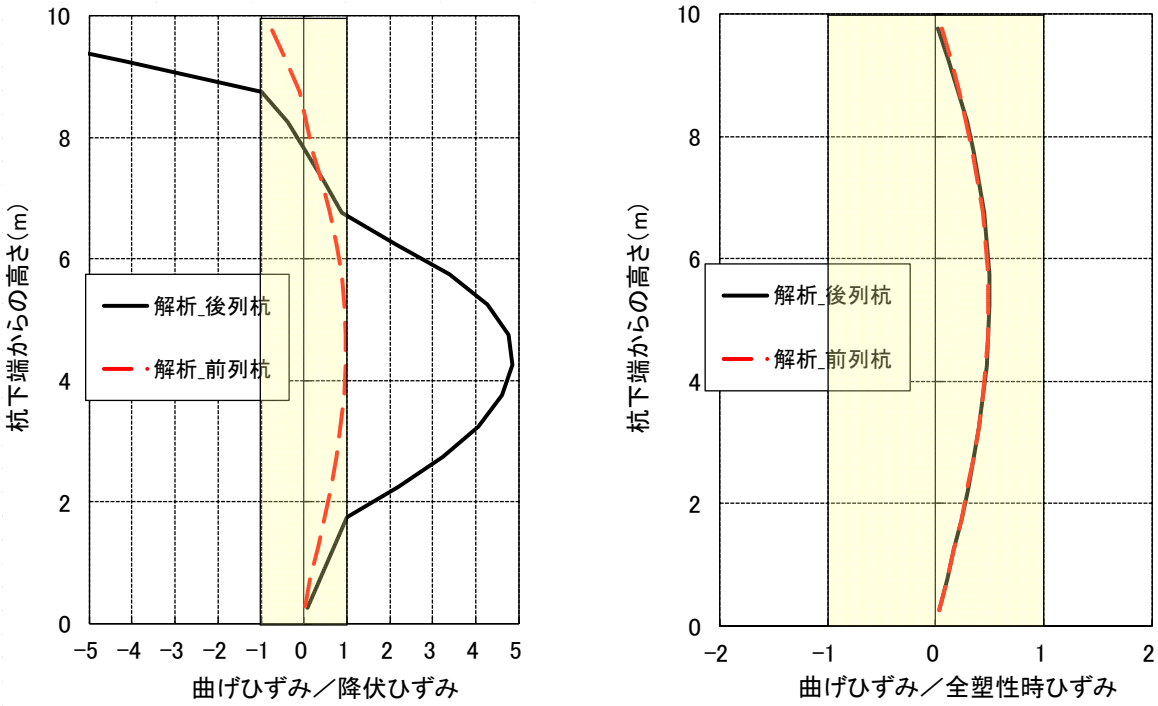
ケース	継手せん断抵抗を 考慮しない場合	継手せん断抵抗を 考慮する場合
（1）フーチング下面 最大水平変位	88mm	83mm
（2）フーチング下面 最大回転角	0.0066rad	0.0060rad
（3）既設杭 最大作用モーメント レベル	■最大曲げひずみ／降伏曲げひずみ（1.0 以上で杭体が塑性化） ①後列杭：　<u>7.5</u> ②前列杭：　<u>1.1</u>	■最大曲げひずみ／降伏曲げひずみ（1.0 以上で杭体が塑性化） ①後列杭：　<u>7.3</u> ②前列杭：　<u>1.0</u>
（4）鋼管矢板（補強） 最大作用モーメント レベル	■最大曲げひずみ／全塑性時の曲げひずみ （1.0 以上で杭体が塑性化） ①後列杭：　0.74 ②前列杭：　0.45	■最大曲げひずみ／全塑性時の曲げひずみ （1.0 以上で杭体が塑性化） ①後列杭：　0.50 ②前列杭：　0.49

※下線表記：杭体が塑性化したもの



(a)RC 杭φ450（1 種）　　(b)鋼管矢板φ600-9t（補強）

図-5.2.10　杭の最大曲げひずみ分布（継手せん断抵抗を考慮しない場合）



(a)RC 杭φ450（1 種）　　(b)鋼管矢板φ600-9t（補強）

図-5.2.11　杭の最大曲げひずみ分布（継手せん断抵抗を考慮する場合）

5.3　耐震対策の施工

(1) 施工方法概要

既設橋の補修・補強は新設橋と異なり、各種の制約がある中での施工となる。よって、計画段階から現場の施工条件をよく把握し、施工性や施工手順に十分配慮した上で施工方法の検討を進めることが重要である。特に既設橋への近接施工となるため、施工スペースや空頭制限、既設基礎への施工影響等の検討が必要となる。**表-5.3.1** に施工制約と検討ポイントの例を示す。

上記制約に対応する施工方法として、鋼管杭工法では、1) 回転杭工法、2) 中掘り杭工法、3) 圧入工法、4) 回転（切削）圧入工法などが適用できると考えられる。以下に各工法の特徴と施工事例を示す。また、**表-5.3.2** に施工制約と各工法の対応範囲の目安を示す。各工法の特徴を把握し、施工可否、コスト、周辺環境・道路交通への影響度等を総合的に判断して、施工方法の選定を行う。

表-5.3.1　施工制約と検討ポイントの例

施工制約	検討ポイント
施工スペース	・確保できるスペースと施工に必要となるスペース
空頭制限	・各施工方法の最小施工高さ
施工離隔	・既設基礎からの施工離隔（どこまで既設基礎に寄れるか） ・既設基礎への施工影響（地盤を緩めないか）
支持力性能の確保	・支持力特性が確認された工法であるか ・載荷試験による支持力確認が可能か

表-5.3.2　施工制約と各工法の対応範囲の目安 [1), 4), 5), 6), 7)]

<table>
<tr><td>補強位置</td><td colspan="4">側面</td><td colspan="2">前面</td></tr>
<tr><td>耐震対策</td><td>増し杭補強
（直杭・斜杭）</td><td>増し杭補強
（直杭）</td><td colspan="3">鋼管矢板壁補強</td><td>鋼管壁補強</td></tr>
<tr><td>施工方法</td><td>回転杭工法</td><td colspan="2">中掘り杭工法</td><td colspan="2">圧入工法※</td><td>回転（切削）
圧入工法</td></tr>
<tr><td>適用杭径
（mm）</td><td>杭径：400～1,200
羽根径：杭径×1.5
or 2.0</td><td colspan="2">500～1,000</td><td colspan="3">600～1,500</td></tr>
<tr><td>施工機</td><td>小型杭打ち機
3 点式杭打ち機
全周回転機</td><td colspan="2">アースオーガ中掘機等</td><td>垂直圧入
専用機</td><td>低空頭
専用機</td><td>回転（切削）
圧入機</td></tr>
<tr><td>離隔距離</td><td>5.0m 程度</td><td colspan="2">2.0m 程度</td><td colspan="3">機械幅＋1.0m 程度</td></tr>
<tr><td>最小施工高
（基面以上）</td><td>5.0m 程度</td><td colspan="2">20m 程度</td><td>5.0m 程度</td><td>3.0m 程度</td><td>5.0m 程度</td></tr>
</table>

※側面補強で先端支持力を考慮する場合は、支持力特性の確認が必要

1)　回転杭工法

先端部に羽根を有する鋼管杭に回転力を付与することで地盤に貫入させる工法である。木ネジのように地盤に回転貫入させて沈設するため、掘削残土の排出が無く地盤の緩みが生じにくいこと、低振動・低騒音で施工ができること、セメントプラント等の設備が不要で狭隘な施工スペースで施工ができることなどの特長を有している。また、斜杭を比較的精度よく施工することも可能である。

施工機械は鋼管杭の径に合わせて2種類ある。鋼管径600mm以下では、三点式杭打ち機や小型杭打ち機で鋼管杭の杭頭部分を掴んで回転させる工法が一般的である。また、鋼管径500mm以上になると、全周回転機で鋼管杭本体を回転させて貫入させる工法が用いられる。既設橋の補修・補強では、省スペースかつ低空頭施工が求められるため、クレーン等の重機で回転反力を取る全周回転機よりも三点式杭打機や小型杭打ち機の適用性が高いと考えられる。**図-5.3.1**に小型杭打ち機による空頭制限下での施工例を示す。

施工時の留意点は、鋼管径より大きな羽根径を考慮して施工離隔を検討すること、斜杭の場合には、設計上の杭頭レベルと施工機械据え付けレベルの差を考慮することなどが挙げられる。特に、作業構台から斜杭を施工する場合は、直杭施工に対して構台の大きさや位置が異なるため、施工状況に合わせて事前検討する必要がある。

2)　中掘り杭工法

先端開放の鋼管矢板の内部にスパイラルオーガ等を挿入し、これにより地盤を掘削しながら杭を所定深度まで沈設したのち、所定の支持力を得るために杭先端にセメントミルクを噴出し、地盤と撹拌混合して根固め球根を築造する工法である。低振動・低騒音工法のため市街地での施工実績が多く、比較的硬い地盤で施工ができる特長を有している。一方、セメントプラント等の設備が必要となるため、回転杭工法に比べて施工スペースを必要とすることがある。

施工機械は、3点支持式のアースオーガ中掘機を使用し、新設基礎ではリーダ長24m～27m程度での施工が一般的であるが、現場に合わせて施工機を小さくしリーダ長を15m程度にすることもできる。また、全周回転機を使用し、低空頭で中掘り杭を施工した事例もある。**図-5.3.2**に桁下にて鋼管杭を打設した耐震補強の施工例を示す。

図-5.3.1　回転杭工法による桁下施工例[8)]

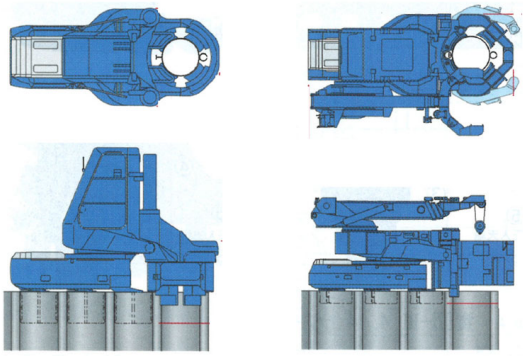
図-5.3.2　中掘り杭工法による桁下施工例[9)]

3)　圧入工法

すでに地中に押し込まれた鋼管杭・鋼管矢板を数本つかみ、その引抜抵抗力を反力として次の鋼管杭・鋼管矢板を油圧による静荷重で地中に押し込んでいく工法である。大規模な作業構台を必要とせず、狭隘地や空頭制限のある場所で施工ができる特長を有している。また、低騒音・低振動工法のため、鉄道や民家への近接工事の事例もある。

施工機械は、チャック部上部から鋼管矢板を挿入する垂直圧入専用機が一般的で、チャック部が観音開きして横から鋼管矢板を抱きかかえる低空頭専用機などもある。既に押し込まれた鋼管杭や鋼管矢板を反力に次の杭を施工する工法の特性上、鋼管杭・鋼管矢板のつかみ代を確保するために施工基盤面から杭頭部を突出させる必要がある。また、供用時に地上部への杭頭部の突出が認められない場合などは、床掘りにより施工基盤面を下げる必要がある。**図-5.3.3** に施工機の概要を、**図-5.3.4** に蔵前橋耐震補強工事における空頭制限下での施工例を示す。

圧入工法の留意点は、道路橋示方書で支持力特性が評価されておらず、所定の支持力を発揮するための施工管理方法も確立していないことが挙げられる。よって、側面補強等で支持力を必要とする場合には、載荷試験等でその支持力特性を確認するとともに、併せて施工管理方法も検討する必要がある。また、静的に圧入するため比較的硬い地盤では施工に難渋する可能性がある。



垂直圧入専用機　　**低空頭専用機**

図-5.3.3　圧入機概要 [10)]

図-5.3.4　圧入工法による蔵前橋の耐震補強工事 [10)]

4)　回転（切削）圧入工法

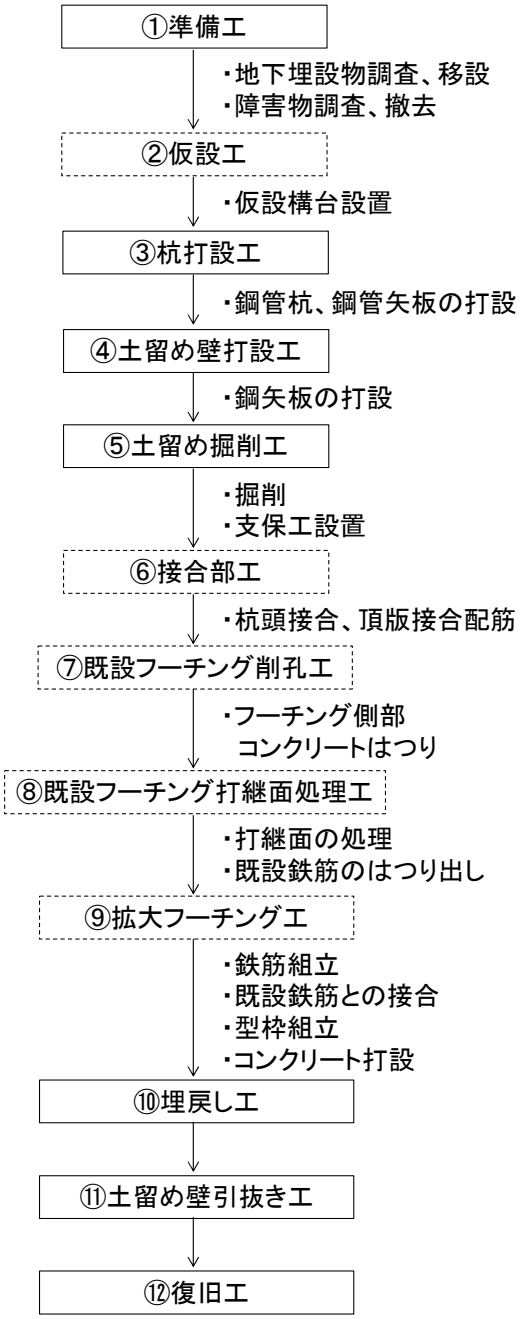
圧入工法同様に既に地中に押し込まれた鋼管杭を数本つかみ、その引抜抵抗力を反力として次の鋼管杭を回転圧入する工法である。鋼管の先端に削孔用ビットを取付けることにより硬質地盤で施工が

できること、狭隘地や空頭制限のある場所で施工ができることなどの特長を有している。

施工機械はチャック部が回転する圧入機を用いており、施工の留意点は圧入工法と同様である。

(2) 施工フロー

代表的な施工フローを**図-5.3.5** に示す。また、代表して鋼管矢板壁（側面一体型）補強と鋼管矢板壁（前面分離型）補強の施工手順を**図 5.3.6**、**図 5.3.7** に示す。



※破線枠の工程は補強方法により要否を判断する

図-5.3.3　基礎補強の施工フロー

1)　鋼管矢板壁補強（側面一体型）

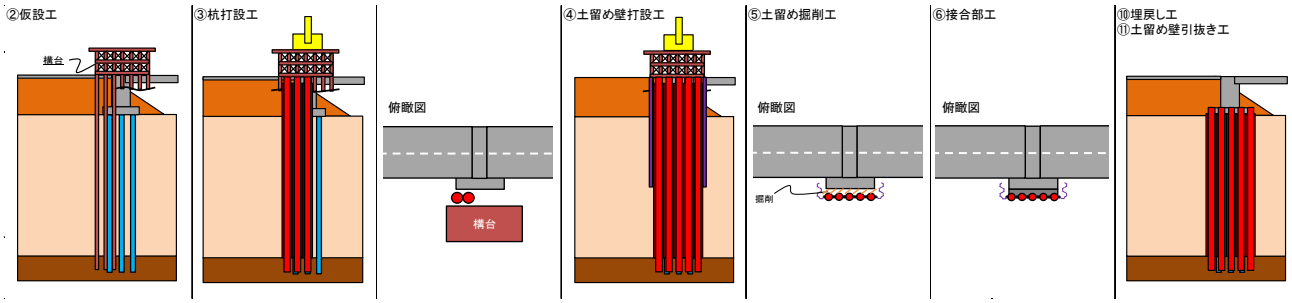


図-5.3.6　鋼管矢板壁補強（側面一体型）の施工手順

2)　鋼管矢板壁補強（前面分離型）

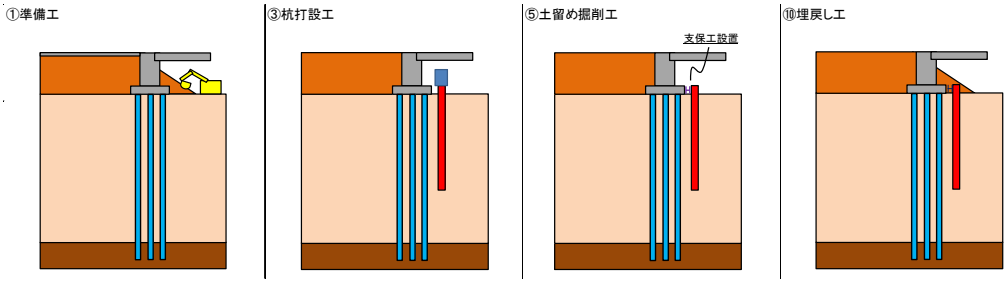


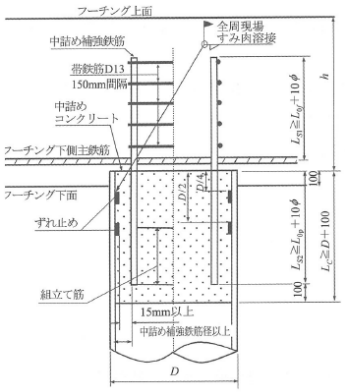
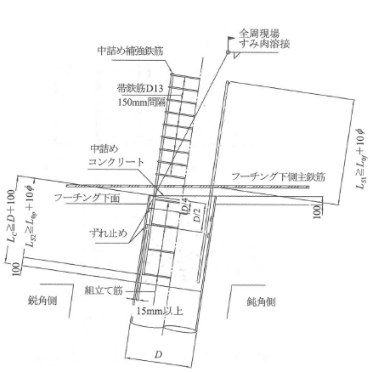
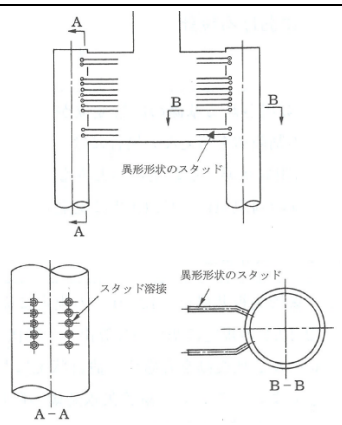
図-5.3.7　鋼管矢板壁（前面分離型）の施工手順

(3) 既設基礎と新設基礎の結合部

1)　新設杭の結合方法

新設杭の結合方法は**表-5.3.3** に示す杭頭結合方式と頂版結合方式がある。

表-5.3.3　新設杭の接合方法 [1)]

結合方法	杭頭結合方式		頂版結合方式
	直杭	斜杭	
参考図			

2)　留意点

既設基礎と新設杭が近接した中での施工となるため、杭施工時の必要離隔のみではなく、接合部施

工に必要な離隔も考慮した上で設計検討を行う必要がある。

(4) 材工費試算

施工方法および施工条件により耐震補強の材工費は大きく異なる。ここでは施工方法別に施工条件を変化させた場合の材工費算出例を紹介する。なお、本試算の条件は増し杭が一列に収まる本数としており、補強効果には言及していない。また、側面補強の場合は結合工などが別途必要となる。

1) 回転杭工法による鋼管杭側面補強

図-5.3.8 に基礎の側面図および平面図を示す。対象とする橋台は、橋軸方向 8.0m、橋軸直角方向 13.2m、壁高は 6.0m 程度である。補強杭は斜角 10 度の回転杭斜杭（φ1000、L28m）が側面片側に 3 本、両側に 6 本の配置とする。中間層は緩い砂層が続き、橋台背面地盤面から 33m 程度で支持層に到達する。空頭制限および既設構造物近接などの施工制約はないものとする。

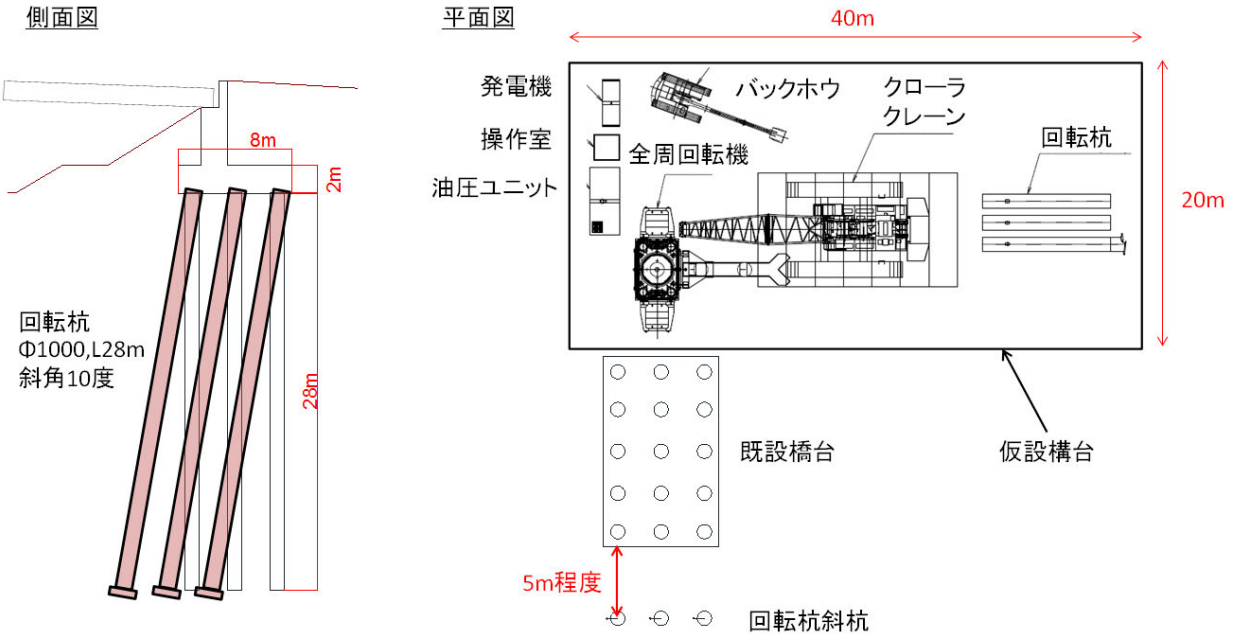


図-5.3.8　対象橋台と補強仕様

① 仮設構台が不要な場合

施工機械の運搬・組立分解費と杭材工費を**表-5.3.4** に示す。

表-5.3.4　材工費試算結果

項目		金額	概算日数
運搬・組立解体費		12,000,000	10
杭材工費	杭施工費（6 本）	9,000,000	10
	杭材料費（6 本）	16,200,000	
合計		37,200,000	20

② 仮設構台が必要な場合

橋台側面の地盤面は前面に向かって傾斜していることが多く、杭施工のために仮設構台を必要

とする場合がある。本検討で施工機（全周回転機）等の重機や杭材を仮設構台上に配置するためには、**図-5.3.8** に示すように橋台側面片側で 20m×40m 程度の仮設構台が必要となる。①に示した杭材工費に仮設構台費が加算されるため、仮設構台の要否やその大きさで全体の工費が大きく変化する。よって、耐震補強の材工費は仮設費も含めたトータルコストで検討する必要がある。

2)　中掘り杭工法による側面鋼管矢板補強

図-5.3.9 に基礎の側面図および平面図を示す。橋台のサイズや地盤条件は 1)と同様とする。補強杭は鋼管矢板（φ1000、L30m）が側面片側に 6 本、両側に 12 本の配置とする。空頭制限および既設構造物近接などの施工制約はないものとする。

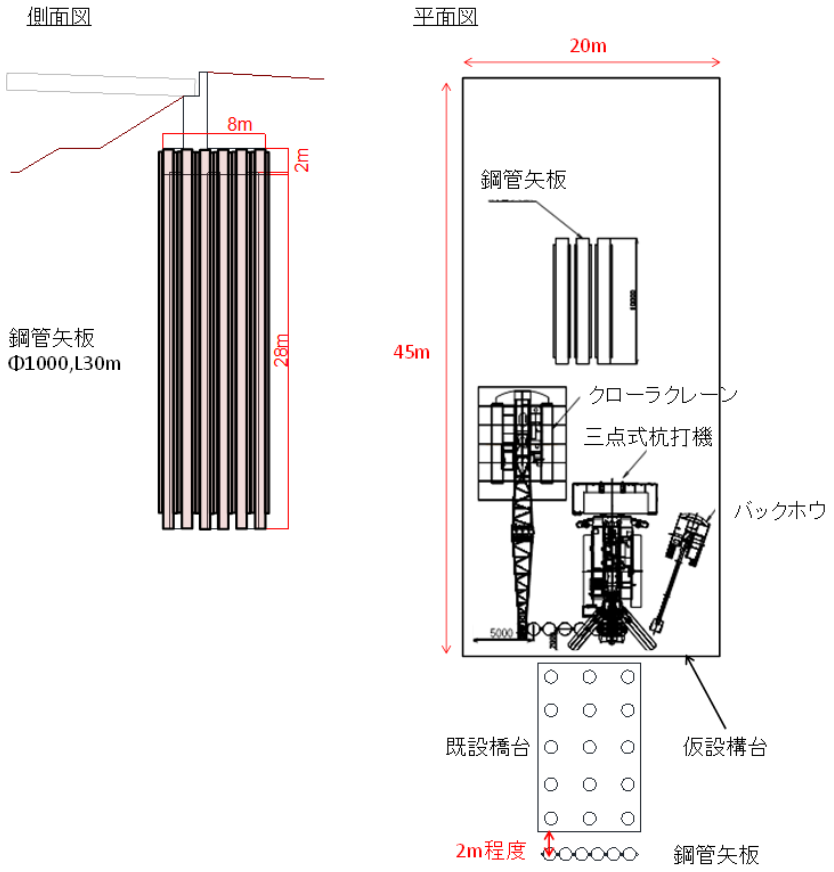


図-5.3.9　対象橋台と補強仕様

施工機械の運搬・組立分解費と杭材工費を**表-5.3.5** に示す。仮設構台を使用する場合には、**図-5.3.9** に示すように橋台側面片側で 45m×20m 程度の仮設構台が必要となる。

表-5.3.5　材工費試算結果

項目		金額	概算日数
運搬・組立解体費		8,000,000	15
杭材工費	杭施工費（12 本）	15,600,000	25
	継手処理費（10 本）	3,000,000	
	杭材料費（12 本）	27,600,000	
合計		54,200,000	40

3)　圧入工法による前面鋼管矢板壁補強

①　事例 1

図-5.3.10 に基礎の側面図および平面図を示す。橋台のサイズや地盤条件は 1)と同様とする。空頭制限は 5m 程度で、補強杭は鋼管矢板（φ1000、L20m）が橋台前面に 12 本の配置とし、単管長 4m の 5 本継ぎ（縦継ぎ 4 箇所）とする。

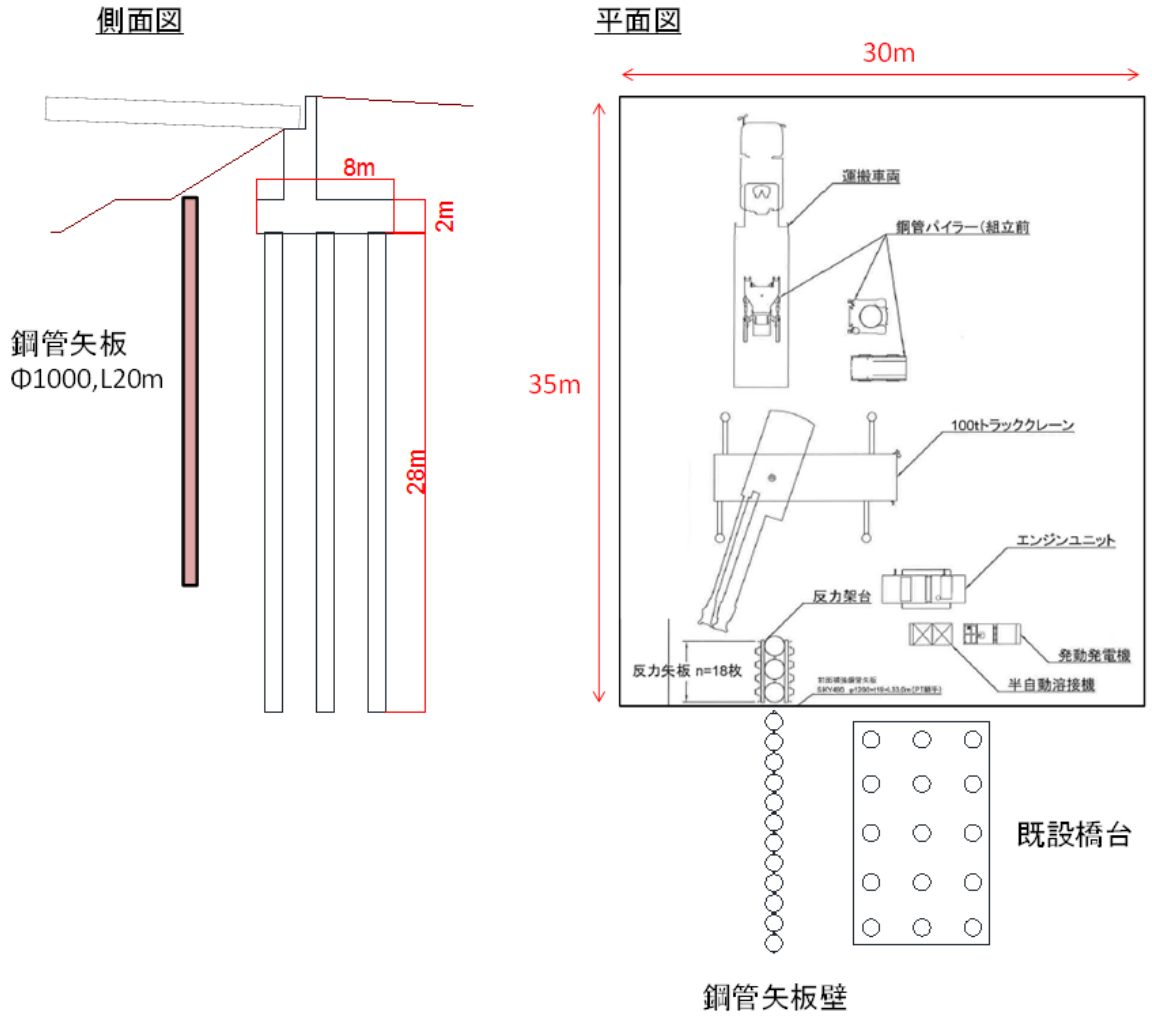


図-5.3.10　対象橋台と補強仕様

施工機械の運搬・組立分解費と杭材工費を**表-5.3.6** に示す。施工機は低空頭専用機で検討した。

表-5.3.6　材工費試算結果

項目		金額	概算日数
運搬・組立解体費		9,000,000	15
杭材工費	杭施工費（12 本）	30,000,000	55
	杭材料費（12 本）	26,400,000	
合計		65,400,000	70

② 事例 2

図-5.3.11 に基礎の側面図および平面図を示す。橋台のサイズは橋軸方向 8.0m、橋軸直角方向 38.8m、壁高 10m 程度である。地盤条件は 1)と同様とする。空頭制限は 8m 程度で、補強杭は鋼管矢板（φ1200、L21m）が橋台前面に 30 本の配置とし、単管長 3m の 7 本継ぎ（縦継ぎ 6 箇所）とする。

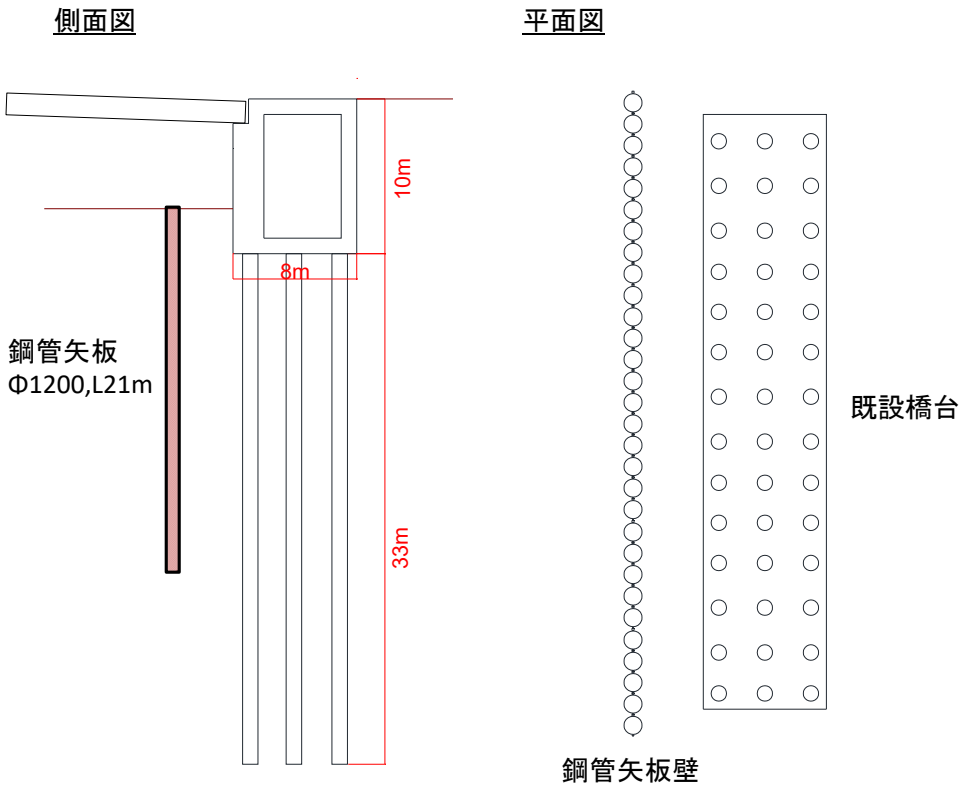


図-5.3.11　対象橋台と補強仕様

施工機械の運搬・組立分解費と杭材工費を**表**-5.3.7 に示す。施工機は垂直圧入専用機で検討した。

縦継ぎの回数が増えると施工時間が延びるため杭施工費が増加する傾向にある。一般的に垂直圧入専用機よりも低空頭専用機のほうが施工機単価は高いものの、施工可能な単管長は低空頭専用機の方が長い。杭長が長い場合には、低空頭専用機を用いて単管長を長くする（縦継ぎ回数を減らす）方がコストメリットを発揮する場合があるため、空頭制限と施工機械の特長をよく把握したうえで工法検討を行う必要がある。

表-5.3.7　材工費試算結果

項目		金額	概算日数
運搬・組立解体費		9,000,000	15
杭材工費	杭施工費（30 本）	95,000,000	70
	杭材料費（30 本）	80,000,000	
合計		184,000,000	85

参考文献

1) 道路橋示方書・同解説　Ⅳ(株)構造編　(公社)日本道路協会　平成 29 年 11 月

2) 鋼矢板を用いた既設鉄道構造物基礎の耐震補強工法（シートパイル補強工法）設計・施工マニュアル（案）（第 3 版）　(公財)鉄道総合技術研究所ほか　平成 28 年 11 月

3) 鋼管矢板基礎設計施工便覧　(社)日本道路協会　平成 9 年 12 月

4) 回転杭工法施工管理要領　(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会　平成 29 年 3 月

5) 鋼管杭基礎・鋼管矢板基礎の中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式）施工管理要領＜標準版＞[Edition2.0]　(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会　平成 29 年 3 月

6) 圧入工法設計・施工指針　国際圧入学会　平成 27 年 6 月

7) ジャイロプレス（回転切削圧入）工法による鋼管土留め擁壁設計・施工指針　国際圧入学会　平成 26 年 3 月

8) NS エコパイル小径中径カタログ　NS エコパイル工法協会　平成 29 年 5 月

9) 既設橋基礎の補強には鋼管杭・鋼管矢板を　鋼管杭協会　平成 17 年 3 月

10) 鋼管矢板圧入工法カタログ　(一社)全国圧入協会　平成 30 年 6 月

11) 小笠原政文ら：流動化における橋梁基礎構造物の設計手法に関する研究，土木学会論文集，No.645/Ⅲ-50，77-89，2003.3

6. 実橋を対象とした検証解析

本報告書で提案する液状化地盤における橋台杭基礎の照査法の妥当性を確認するために過去の地震において被災した液状化地盤上の橋台を対象とし、検証解析を行った結果を以下に示す。

6.1 検討対象とした橋台

6.1.1 検討対象橋台諸元及び被災状況

検討対象とした橋台の諸元と被災状況の一覧を**表-6.1.1**に示す。なお、**表-6.1.1**に示す水平震度については、各橋梁近傍の観測記録から推定したものである。

表-6.1.1　検討対象橋台の諸元と被災状況

解析ケース			A 橋 A1[1)]	B 橋 A2[2)]	C 橋 A2[3)]	D 橋 A1[4)]	E 橋 A1[5)]	F 橋 A1[6)]	G 橋 A2	H 橋 A1	I 橋 A2
竣工年			昭和 42 年	平成 2 年	昭和 47 年	(H2 道示適用)	平成 17 年	昭和 60 年	昭和 39 年	昭和 50 年	昭和 51 年
構造諸元	奥行幅 (m)		30.700	12.689 (∠85-30-00)	14.300	16.649	13.000	38.800 (∠83-10-00)	16.000	12.500	13.000
	高さ (m)	パラペット	1.120	2.226	1.203	1.107	2.150	3.000	1.800	1.450	1.000
		橋台たて壁	3.600	5.500	2.597	1.193	3.850	5.000	3.700	4.250	7.800
		フーチング	0.800	1.800	1.200	1.000	2.000	2.000	1.000	1.300	1.500
		合計	5.520	9.526	5.000	3.300	8.000	10.000	6.500	7.000	10.300
	部材厚さ (m)	パラペット	0.400	0.600	0.400	0.500	0.600	0.450 , 0.800	0.450	0.500	0.400
		橋台たて壁	1.400～2.300	1.600～2.000	1.200	1.400～2.100	1.850	2.500	1.450	1.500	1.300
	基礎	杭種	PC 杭	場所打ち杭	H 鋼杭	鋼管杭	場所打ち杭	鋼管杭	場所打ち杭	場所打ち杭	鋼管杭
		杭本数 (本)	3×28 = 84	2×4 + 3 = 11	2×18 + 4 = 40	2×10= 20	3×5= 15	3×14= 42	2×5= 10	2×5= 10	5×10 + 8 = 58
		直径 (m)	0.400	1.200	H-300	0.500	1.000	1.016	1.000	1.000	0.500
		杭長 (m)	10.0	17.0	22.0	27.0	28.0	33.0	26.0	19.0	15.0
		支持形式	摩擦杭	支持杭	摩擦杭	支持杭	摩擦杭	支持杭	支持杭	支持杭	支持杭
液状化層厚 (m)			10.0	14.0	14.3	17.3	1.0	6.7	2.5	7.5	4.6
前面地盤高さ (m)			1.8	4.0	3.5	0.0	3.0	3.6	2.0	2.5	2.7
観測記録より推定した水平震度			0.420	0.420	0.420	0.310	0.830	0.240	0.430	0.480	0.310
被 災 状 況											
部材の損傷	桁などの上部構造		横桁損傷や沓の破損	主桁端部に沓付近までの間で圧壊によるひび割れ	横桁のｺﾝｸﾘｰﾄ剥離	記載なし	床版部のｺﾝｸﾘｰﾄ剥離	記載なし	異常は確認されていない	不明	主桁にクラック
	支承		ずれ，アンカーボルトの露出，支承の破損	記載なし	沓座ｺﾝｸﾘｰﾄの破損	記載なし	記載なし	記載なし	異常は確認されていない	支承ｻｲﾄﾞﾌﾞﾛｯｸ破損，支承モルタル損傷	不明
	パラペット		記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	基部にひび割れ	記載なし	被害は見られない	不明	クラック
	橋台たて壁		ウィング部の破壊と壁の破断	記載なし	クラック，鉄筋露出	記載なし	記載なし	記載なし	被害は見られない	クラック	不明
	フーチング		記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	被害は見られない	不明	不明
	杭		記載なし	ひび割れ	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	不明	不明	不明
橋台前背面地盤の沈下や橋台の変位量			背面地盤に沈下	橋台前面に 100mm 移動，背面地盤 1.0m 陥没	竪壁が 1°傾斜，背面地盤が 1m 陥没	フーチング傾斜，杭頭で 110mm 前面に移動	ゴム支承が橋軸方向に 170mm 残留変形，背面地盤に沈下	前面側に 100mm 変位	背面地盤に沈下	背面地盤に若干の沈下，舗装面に亀裂が発生	背面に段差が生じる

また、**表-6.1.1**に示している対象橋台の諸元や被災状況についての詳しい説明は以下となる。ただし、同表に示しているG橋～I橋は、比較的軽微な損傷に留まっていたため、詳しい説明を省略する。

（1）A橋の概要と被災状況

A橋の縦断図を**図-6.1.1**に示す。本橋は、片側2車線の橋梁として設計されたが、供用中の交通需要の増加に伴って、片側3車線へと拡幅が行われた。本橋の上部工については、側径間が14.7m、中央3径間が34m均等スパンの全長131.4m、5径間単純PC桁橋である。側径間はプレテンション桁、中央3径間はポストテンション桁である。支承形式はゴム支承である。下部工については、橋台A1とA4は、RC杭及びPC杭に支持されている。橋台A2とA3は、鋼管杭を有するケーソン基礎であり、橋脚P1とP2は、組み杭式の鋼管杭基礎である。

上部工の被災箇所は、大きく二つの部位に分けることができる。一方は道路幅員の拡幅に伴う旧橋幅と拡幅部との接合部であり、他方は支承及び支承取付け部である。

下部工の被害状況は、橋台A1とA4においてウィング部の破壊と壁の破断（亀裂の最大開口幅旧橋側約15cm（**図-6.1.2**）、拡幅側約2cm）による損傷が大きい。被害は、旧橋台側、拡幅側の両方に見られる。被害の程度はRC杭基礎の旧橋台側が特に大きい。橋台A2とA3は、プレテンション桁とポストテンション桁の桁高の関係で両者の沓座に55~62cmの高低差がある。プレテンション桁側とポストテンション桁側との変位の相対差による桁の衝突により、プレテンション桁沓座部にせん断破壊が生じた（**図-6.1.3**）。

地盤の変状について、橋台A1とA2間及び橋台A3とA4間には、コンクリート舗装が行われていたが、地震によると思われる亀裂と、この亀裂に沿った土砂の噴出がみられる。その後の土質調査の結果から、埋立てに使用された砂質土の液状化によるものと考えられている。

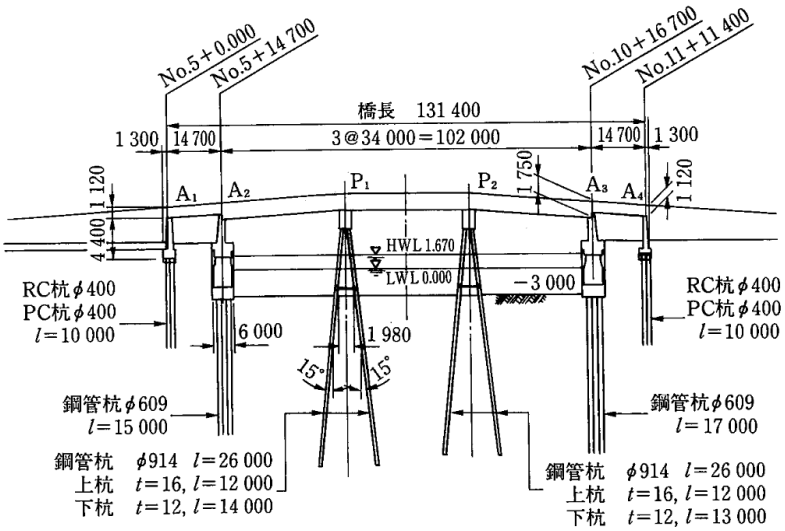


図-6.1.1　A 橋の縦断図

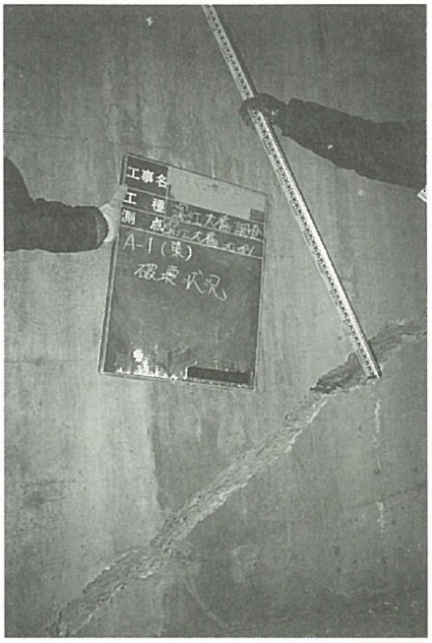


図-6.1.2　A 橋における橋台 A1 旧橋部に発生した開口亀裂

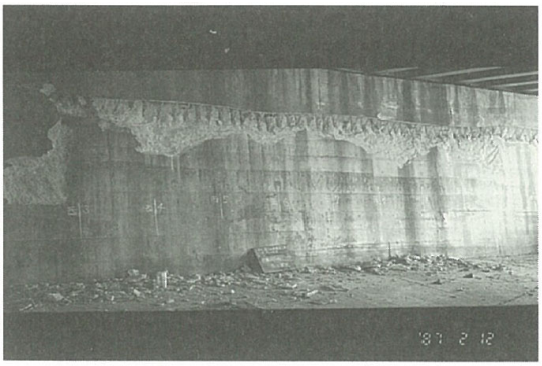


図-6.1.3　A 橋における橋台 A2 に生じた破損

(2) B橋の概要と被災状況

B橋の全体一般図を**図-6.1.4**に示す。本橋は、昭和53年の道路橋示方書に従って設計された単径間ポストテンション単純T桁橋である。橋長が31.800m（桁長31.700m）で、幅員が15.250mである。支承形式はゴム支承で、北側を固定、南側を可動としている。下部工については、場所打ち杭（φ1200）による逆T形RC橋台である。場所打ち杭基礎では北側でKP-22.5m、南側でKP-21.0mを支持層としている。なお、B橋地盤想定断面図を**図-6.1.5**に示す。

被害状況としては、主桁端部がパラペットと接触し、主桁端部に圧壊によるひび割れが生じたことが確認されている。また、桁端との相対位置関係から、北側橋台が、南へ100㎜程度、南側橋台が、北へ100mm程度移動したことが確認されている。支承ではロッカー沓及びゴム沓とも、桁と沓の間で100~130mm、沓と沓座の間で10~50mmのずれが観察された。また、橋台パラペットは桁に押され、沓座付近付け根で破壊、主鉄筋が露出した。

杭にボーリングを施しボアホールカメラにより損傷を確認した結果、杭に1~10mmのひびわれが確認されている。杭のひび割れ位置は杭頭付近とその下6.0~8.0m付近（**図-6.1.4**を参照）であり、沖積砂質土As1層の上下に多く表れている（**図-6.1.5**を参照）。

本橋は、地盤液状化の検討が行われており、埋土砂質Bs層と上記の沖積砂質土As1層が流動化の可能性ありと判定されていた。それに加えて、本橋隣接の空き地において液状化による噴砂現象が生じており、かつ設計地震動を上回る地震動を受けた。これらの理由から、KP-5.0~-10mの範囲の沖積砂質土As1層で液状化が生じたことにより、橋台の前面側への移動、杭基礎の損傷、さらには沓座・上部工の損傷に至った可能性が大きいと推察される。

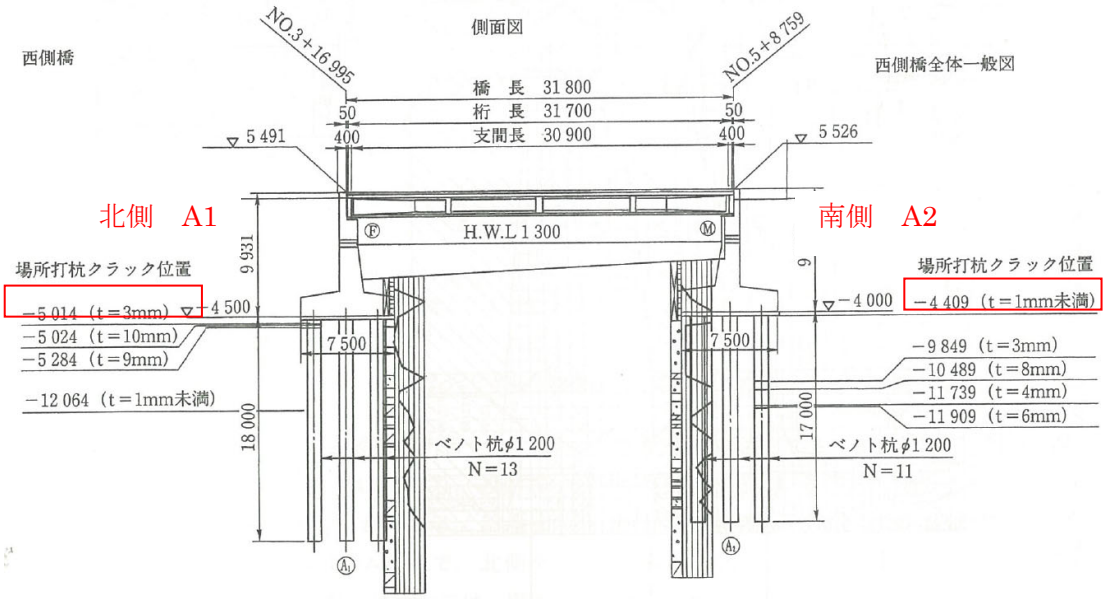


図-6.1.4　B 橋全体一般図

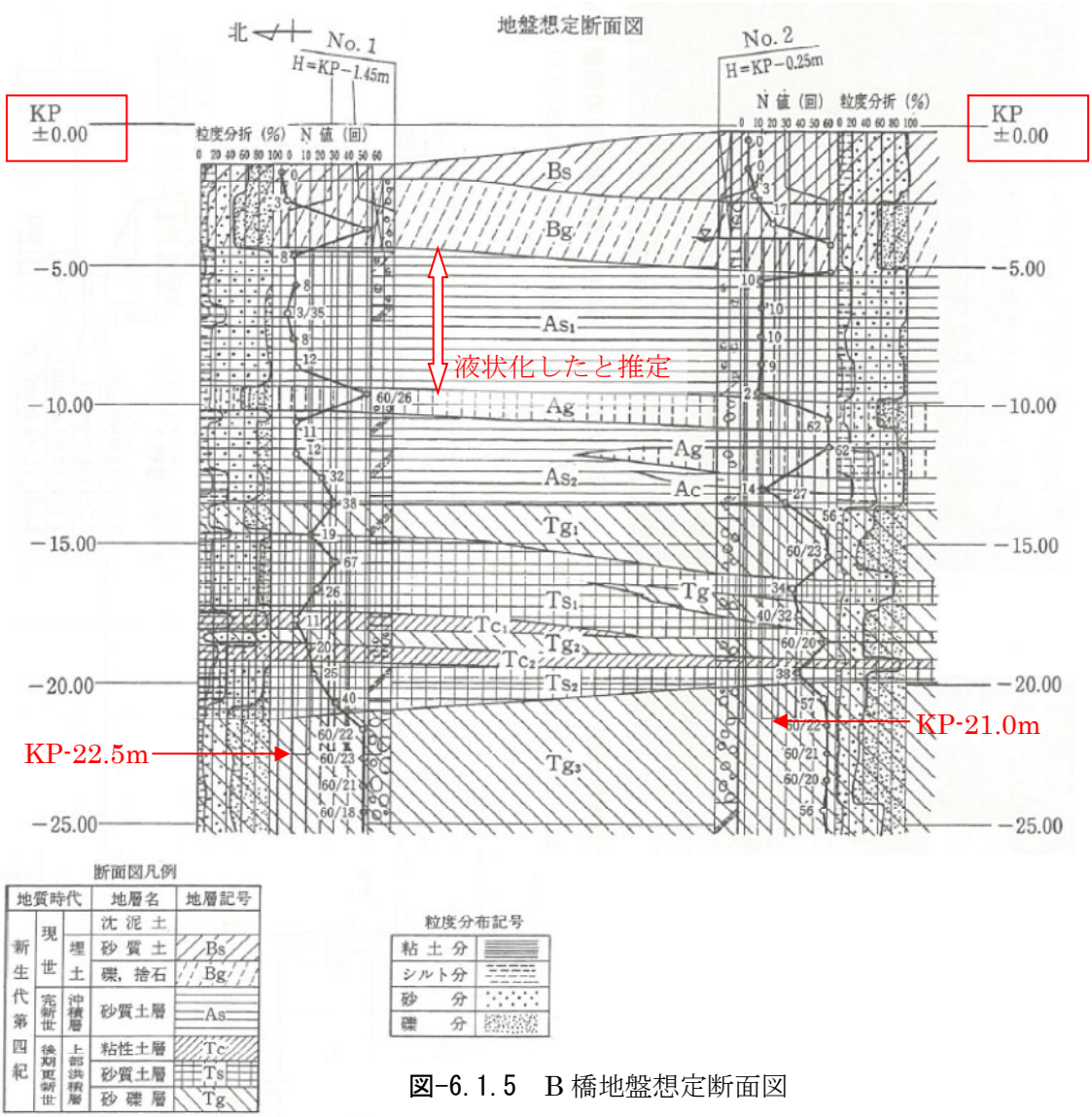


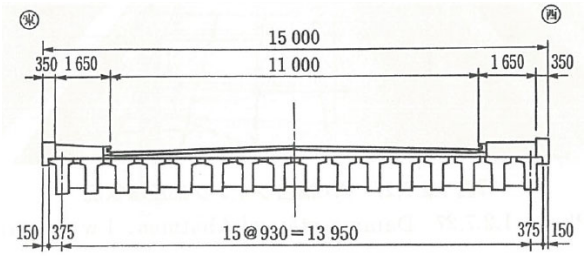
図-6.1.5　B 橋地盤想定断面図

（3）C橋の概要と被災状況

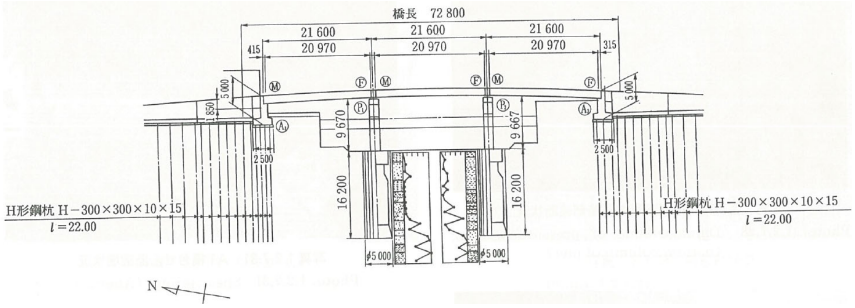
C橋の一般図を**図-6.1.6**に示す。本橋は、橋長64.8m、幅員14.3mのPC 3径間単純プレテンション方式T桁橋である。下部工は、橋台がH杭で支持された逆T式橋台であり、橋脚がφ5000、L=16.00mのケーソン基礎に支持された柱高H=6.3mの張出し式の橋脚である。また、地層断面図を**図-6.1.7**に示す。

本橋の被災は、主として下部構造に発生した。A1橋台は、北側へ1°0′傾斜し、躯体のウィング端部が圧壊した。A2橋台では、橋脚が倒壊し桁全体が南側へ60cm移動したために、パラペットやたて壁部でせん断破壊が広い範囲に生じた（**図-6.1.8**）。P1とP2橋脚は、それぞれ南側へ0°30′と2°30′傾斜し、潜水調査により両橋脚ともに橋脚下端にひび割れが確認された。

本橋の周辺では、液状化による噴砂現象が確認された。それに加えて、橋台背面地盤が約1.0m沈下したことも確認された（**図-6.1.9**）。**図-6.1.7**に示す運河中央部から北側沖積砂質土As1層で液状化が生じたと推定される。



（a）断面図



（b）側面図

図-6.1.6　C 橋の一般図

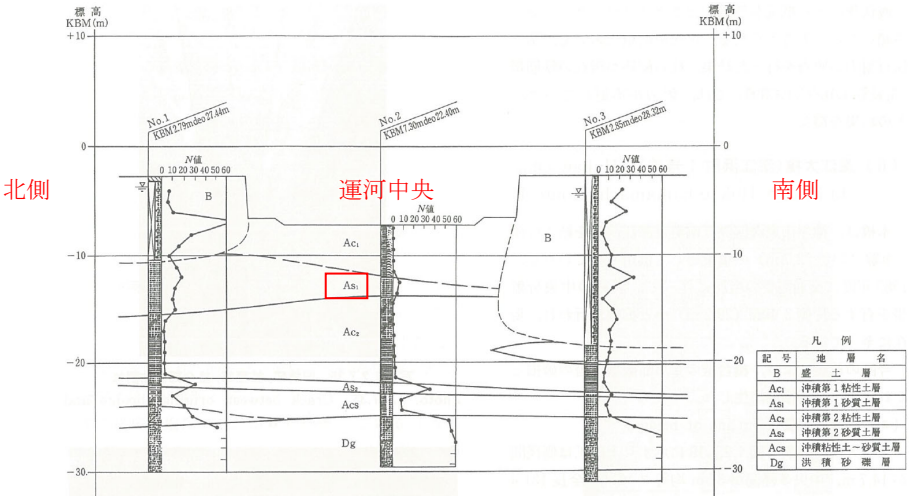


図-6.1.7　推定地層断面図

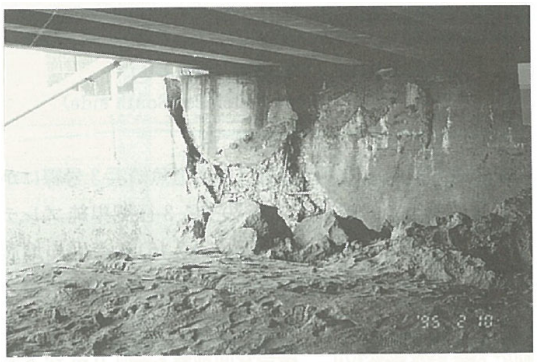


図-6.1.8　A1 橋台せん断破壊状況

図-6.1.9　橋台背面沈下状況

(4) D橋の概要と被災状況

D橋の平面図、断面図をそれぞれ**図-6.1.10**と**図-6.1.11**に示す。本橋は、埋立地と陸との間の運河にかかるスパン18.4mの単純桁橋である。下部工は、鋼管杭で支持された逆T式橋台である。また、陸側の護岸（A1橋台側）は、コンクリートブロック積み護岸である（後述の**図-6.1.13**）。

被害した橋梁と周辺の様子を**図-6.1.12**に示す。対象橋梁の主な被害は、埋立地と対岸の陸側で広範囲に液状化が発生し、図-6.1.13に示すように護岸の水平変位は最大で約1m以上あった。ただし、液状化による地盤流動が発生しても単純鋼桁が突かい棒（ストラット）の効果を発揮し、橋台上部の水平変位が拘束される結果となった。地震後の測量の結果、橋台の傾斜角は3°、桁と橋台の間隔は当初3cmであったものが上端で6cmとなっていた（図-6.1.11**参照**）。また、橋梁付近では水平変位が押さえられるため路面が圧縮され、路面亀裂及び縁石の圧縮破壊も生じていた。

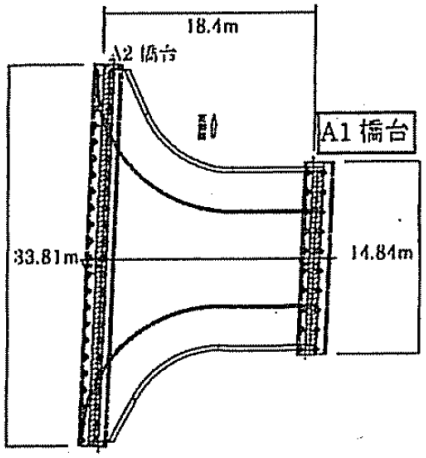


図-6.1.10　平面図

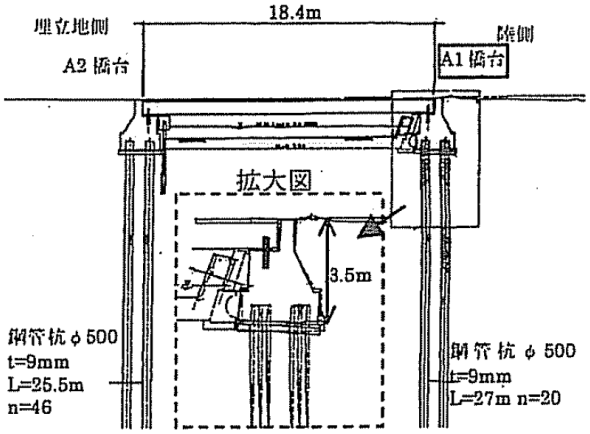


図-6.1.11　断面図

図-6.1.12　被害した対象橋梁及び周辺の様子

図-6.1.13　流動による護岸の変状

(5)E橋の概要と被災状況

E橋の一般図を**図-6.1.14**に示す。本橋の上部構造は、3径間連続鋼鈑桁、下部構造は逆T式橋台、T型小判断面RC橋脚で杭基礎（摩擦杭）により支持されており、支承はゴム支承である。

地震により、ゴム支承部に橋台の移動に伴う残留変形が生じた（**図-6.1.15及び図-6.1.16**）。また、P1橋脚上では対傾構の座屈、対傾構固定位置での床版部下面かぶりコンクリートの剥離が確認された。下部構造では、上部構造との接触に伴い、橋台のパラペット基部にひびわれが生じていた（**図-6.1.16**）。さらに、橋台背面アプローチ部に沈下が生じたが、踏掛版が設置されていたことから路面に生じた変状は緩やかな傾斜に留まった。踏掛版の先端には、路面のすりつけ補修が実施されていた（**図-6.1.17**）。

上記の地震被害については、地震力の作用による周辺地盤の変位、変状に伴い、橋台が河心方向に変位し、橋台部のゴム支承に橋軸方向の変形が残留したと考えられる。また、ジョイント部の遊間がなくなり、これによりパラペット天端が背面側に押されることにより、パラペット基部にひびわれが生じた。

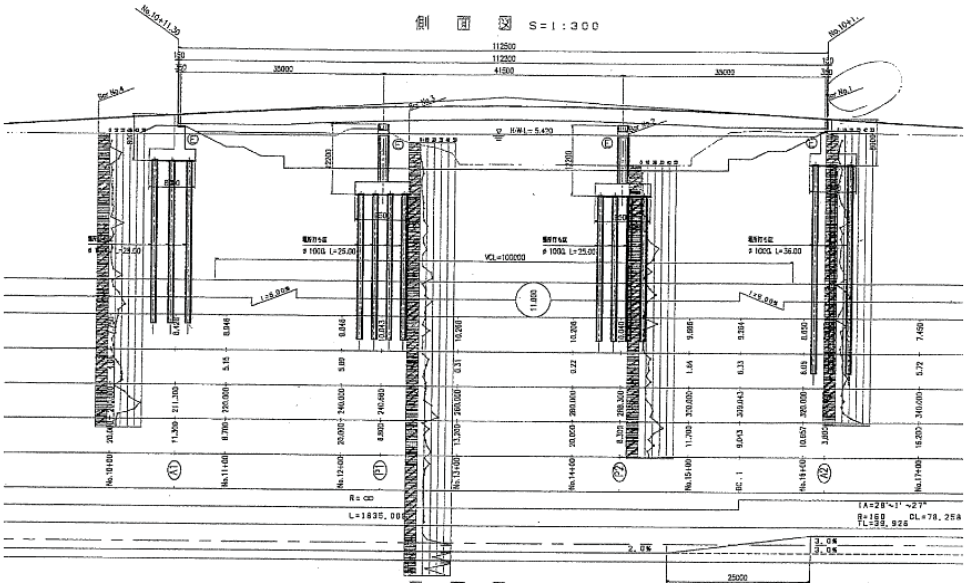
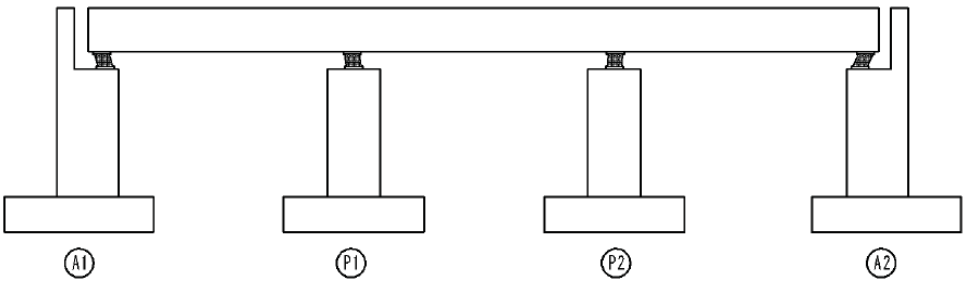


図-6.1.14　E 橋の一般図



[ゴム支承変形量]　(単位:cm)

		A1	P1	P2	A2
G1	橋軸方向	-10.0	5.0	3.0	+15.0
	直角方向	0.0	2.0	2.0	0.0
G2	橋軸方向	-10.0	6.0	2.0	+14.0
	直角方向	0.0	2.0	2.0	0.0
G3	橋軸方向	-12.0	7.0	2.0	+14.0
	直角方向	0.0	2.0	2.0	0.0

※橋軸方向:A1からA2への変位を＋とする。
直角方向:A1からA2を望み、右への変位を＋とする。
P1、P2上の支承は、変位方向が不明なため、絶対値で表示する。

[ゴム支承変形量]　(単位:cm)

		A1	P1	P2	A2
G4	橋軸方向	-12.0	7.0	2.0	+13.0
	直角方向	0.0	2.0	2.0	0.0
G5	橋軸方向	-13.0	7.0	3.0	+13.0
	直角方向	0.0	2.0	2.0	0.0

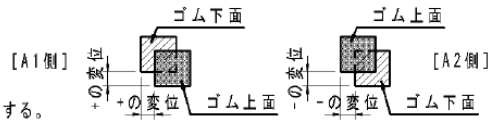


図-6.1.15　E 橋のゴム支承の変形量

図-6.1.16　支承の残留変位とパラペット基部のひび割れ

図-6.1.17　背面段差の補修

（6）F橋の概要と被災状況

F橋の一般図を**図-6.1.18**に示す。本橋は、橋長が177.00mで、幅員が17.50mの3径間の非合成連続鋼箱桁橋であり、1984年9月に竣工した。下部構造は、躯体がラーメン式橋台及びRC橋張出し式橋脚、基礎は全て鋼管杭（φ1016mm）となっている。適用基準は、昭和55年道路橋示方書である。

A1橋台は、ボックスカルバートを有する構造である。地震による橋台の水平変位については、**図-6.1.19**に示すように支承には橋軸方向のずれが生じており、桁とパラペットとの間に隙間がほとんどない状態から、橋台が設計時に比べて前面に移動しているものと推察された。**図-6.1.20**に示す落橋防止装置のケーブル端部のゆるみについても、橋台の前面への移動に起因すると考えられる。また、橋台周辺の地盤の沈下については、**図-6.1.21**に示すように、ボックスカルバートと通路部との接続部、側面盛土と橋台との間に約30cmの鉛直変位差が生じたことが確認された。**図-6.1.22**に示すように、橋台前面の護岸には約70cm沈下した形跡も確認された。その他、橋台背面側（ボックスカルバートと背面土との境界位置、踏み掛け版の端部と思われる箇所）で30㎜程度の隙間が確認された。これらの被害の調査結果より、背面地盤の液状化に起因し、橋台が前面に移動し、周辺地盤が沈下した可能性があると推察できる。

A2橋台は、A1と同様なボックスカルバートを有する構造である。A2橋台側における固定支承の上沓と桁と結合するためのボルトについては、橋台前面側にボルト2本の破断、橋台背面側にボルト2本の緩みが確認された。また、A1と同様に、A2橋台とその周辺地盤の間にも段差が確認された。これらの被害に対しては、A2橋台の周辺地盤が液状化した可能性が考えられる。

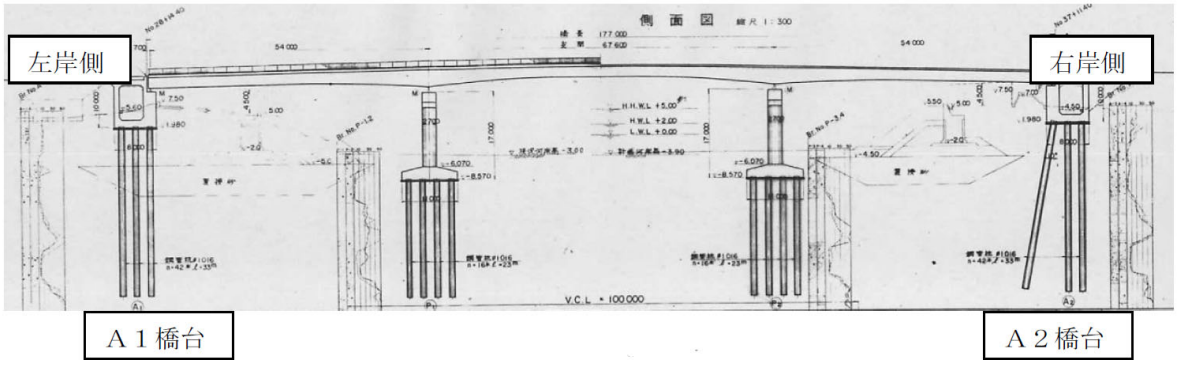


図-6.1.18　Ｆ橋の一般図

図-6.1.19　可動支承に生じた変状

図-6.1.20　落橋防止構造のケーブル端部の緩み

図-6.1.21　A1 橋台と護岸、A1 橋台と一般部の鉛直変位差（30cm）

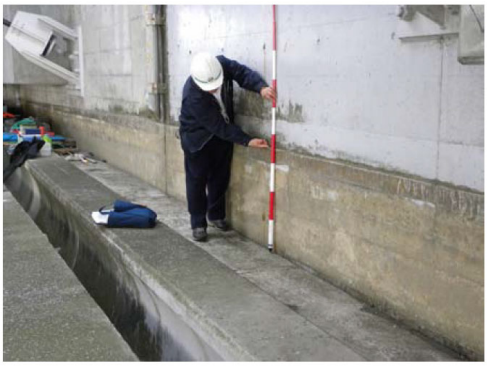


図-6.1.22　護岸の沈下（70cm）

6.1.2 対象橋台の一般図

検討対象としたA～I橋の橋台の一般図を**図-6.1.23～31**に示す。

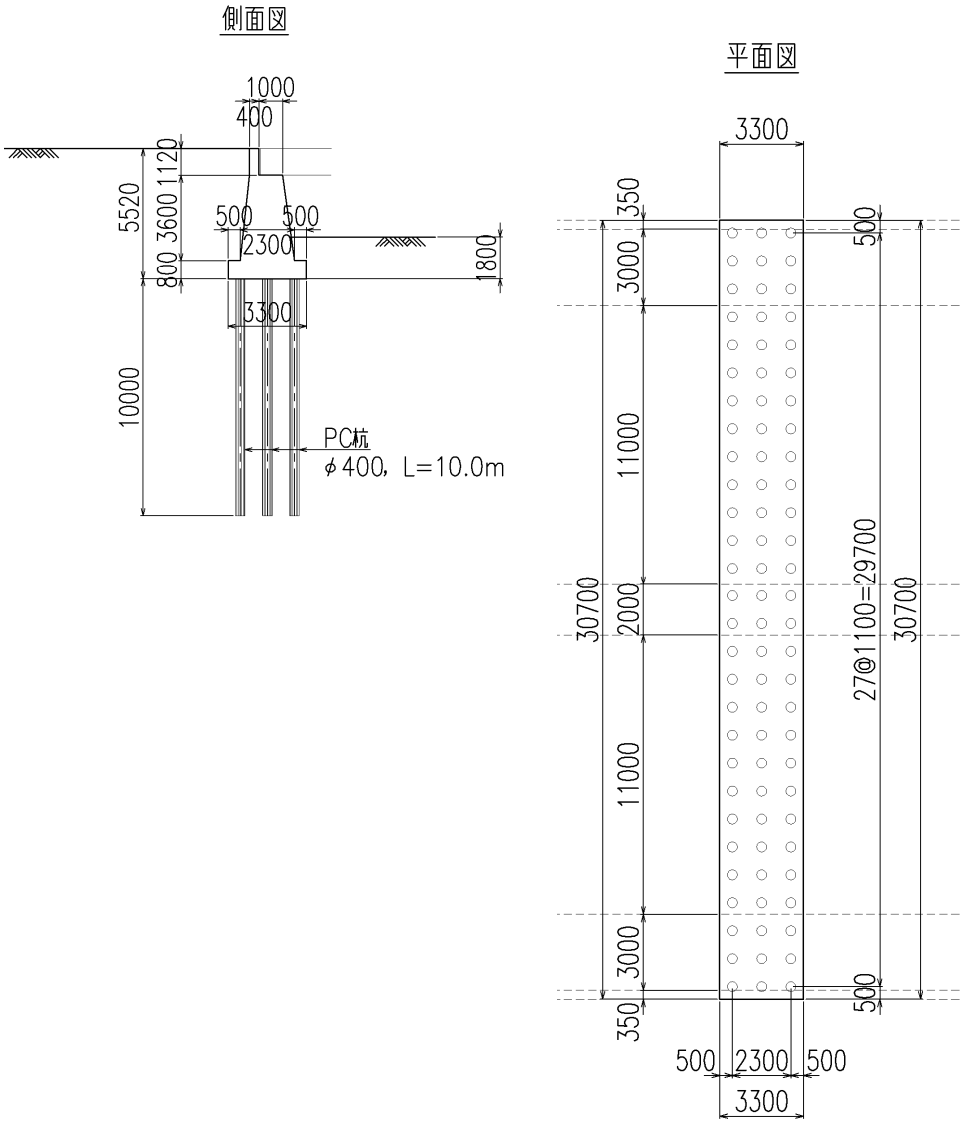


図-6.1.23　A橋　A1橋台 一般図

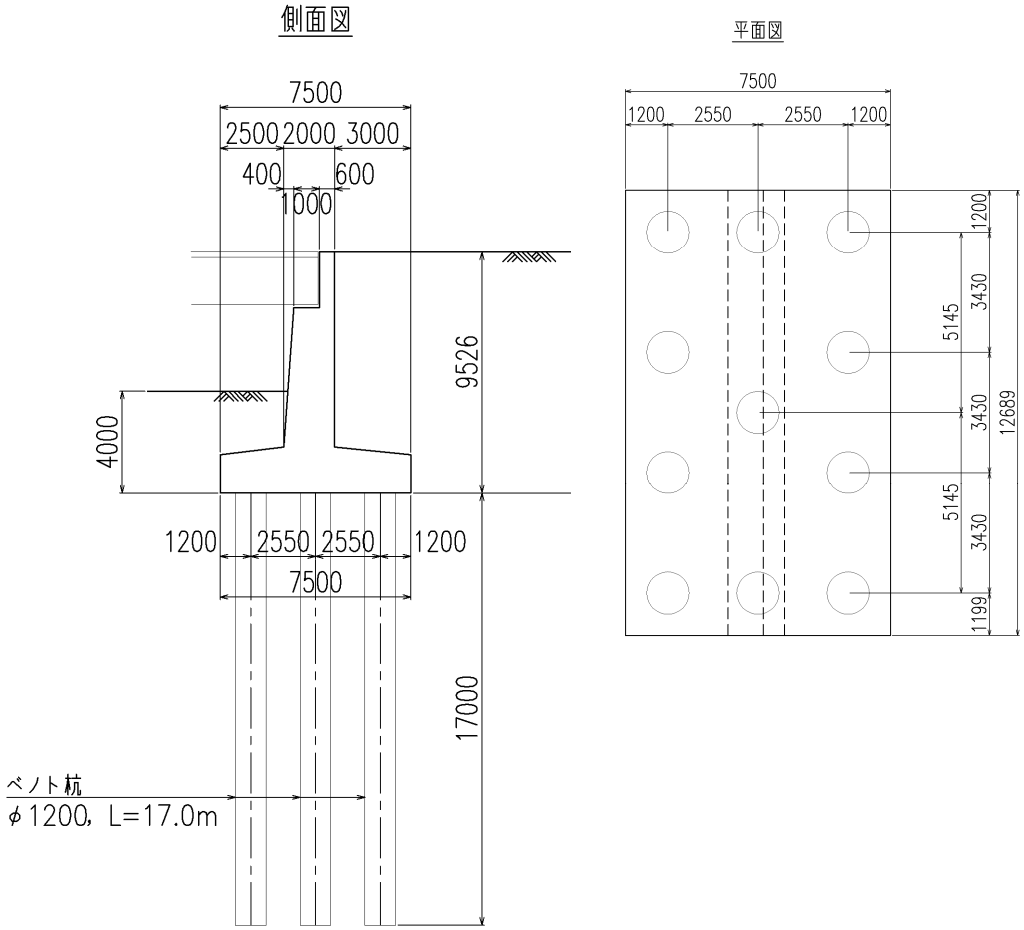
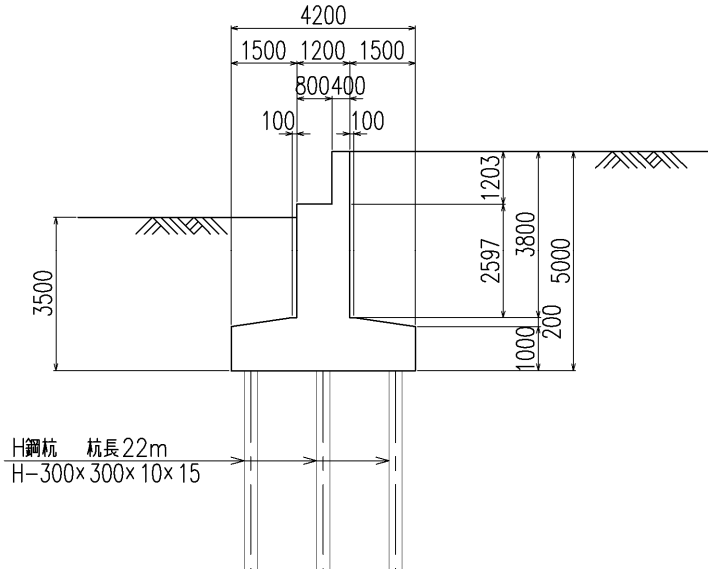


図-6.1.24　B 橋　A2 橋台 一般図

側面図



杭伏図

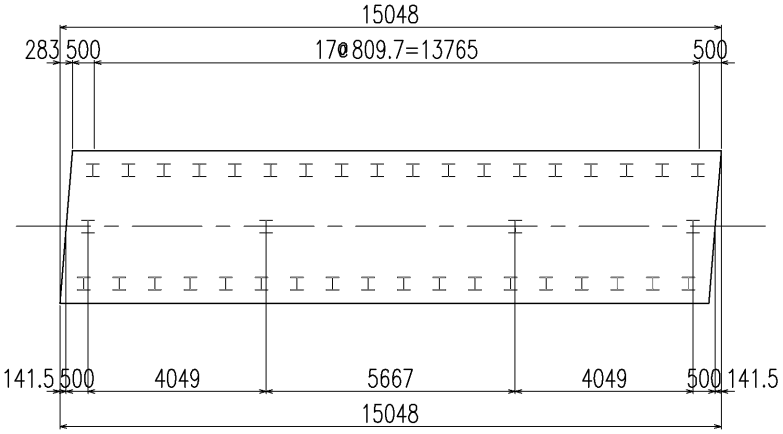


図-6.1.25　C 橋　A2 橋台 一般図

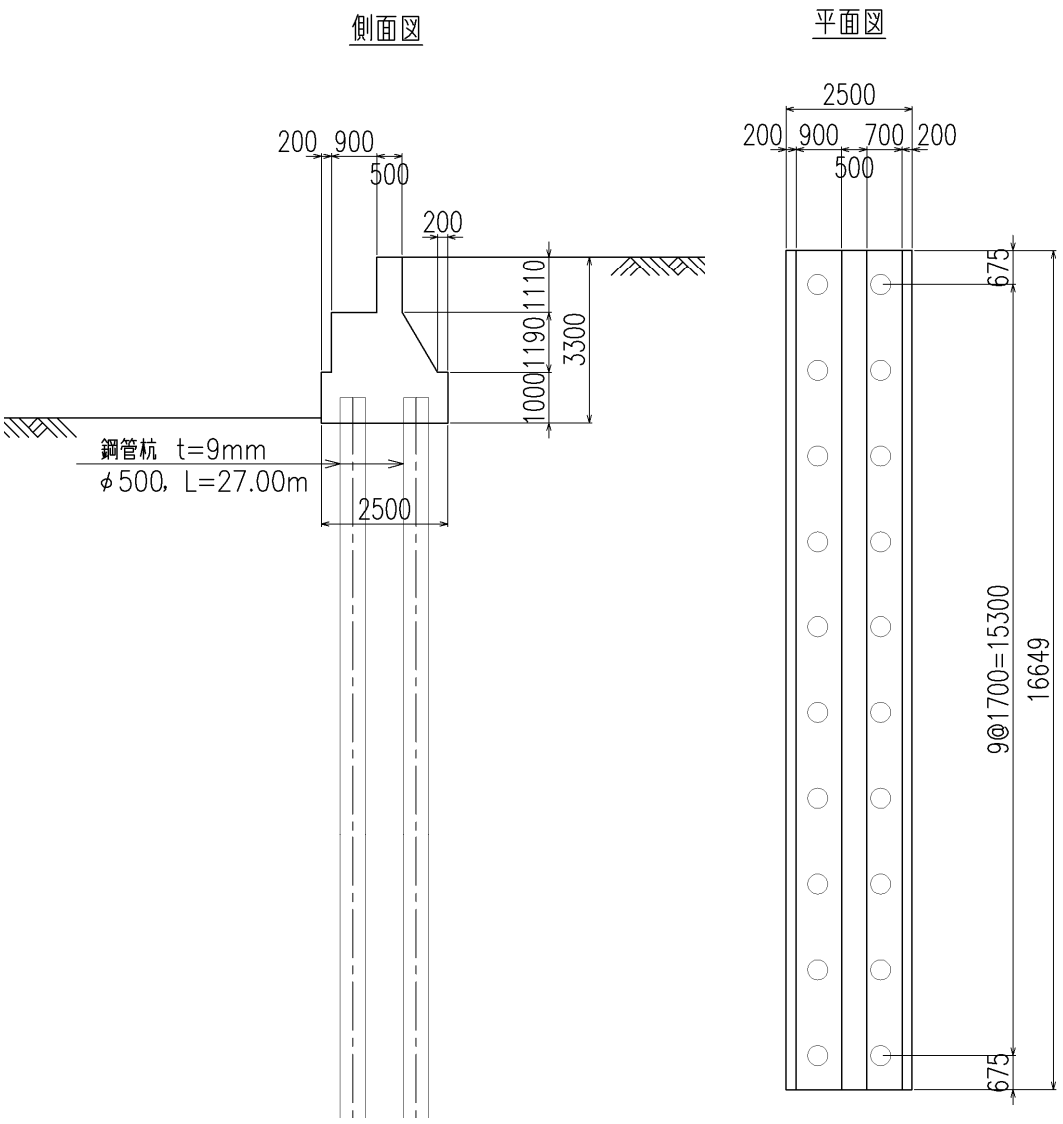


図-6.1.26　D 橋　A1 橋台 一般図

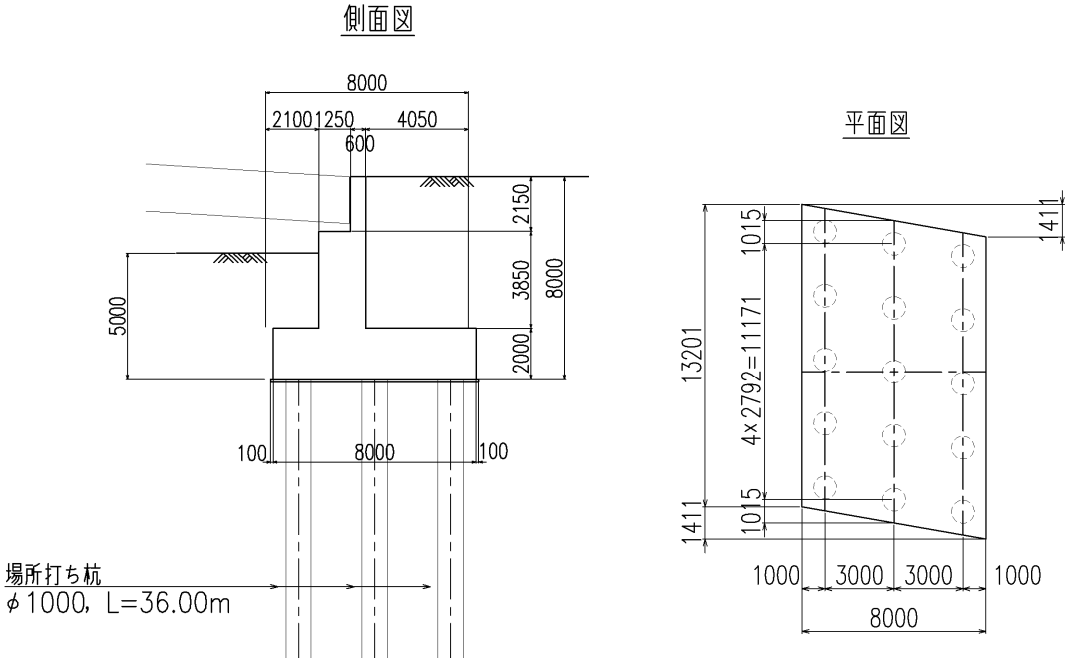


図-6.1.27　E 橋　A1 橋台 一般図

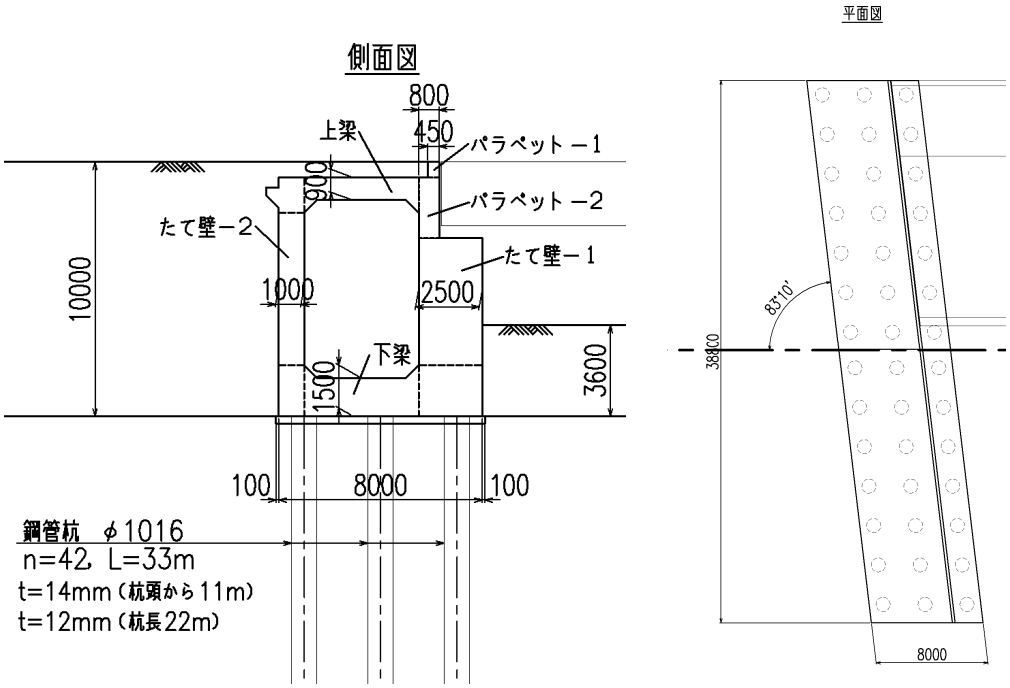


図-6.1.28　F 橋　A1 橋台 一般図

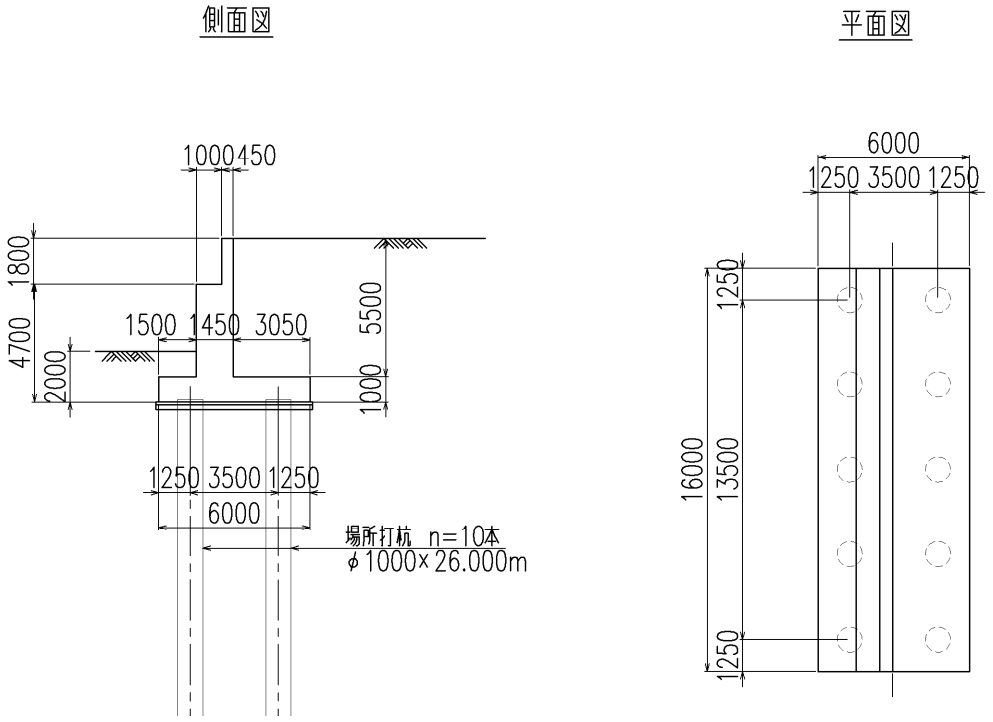


図-6.1.29　G 橋　A2 橋台 一般図

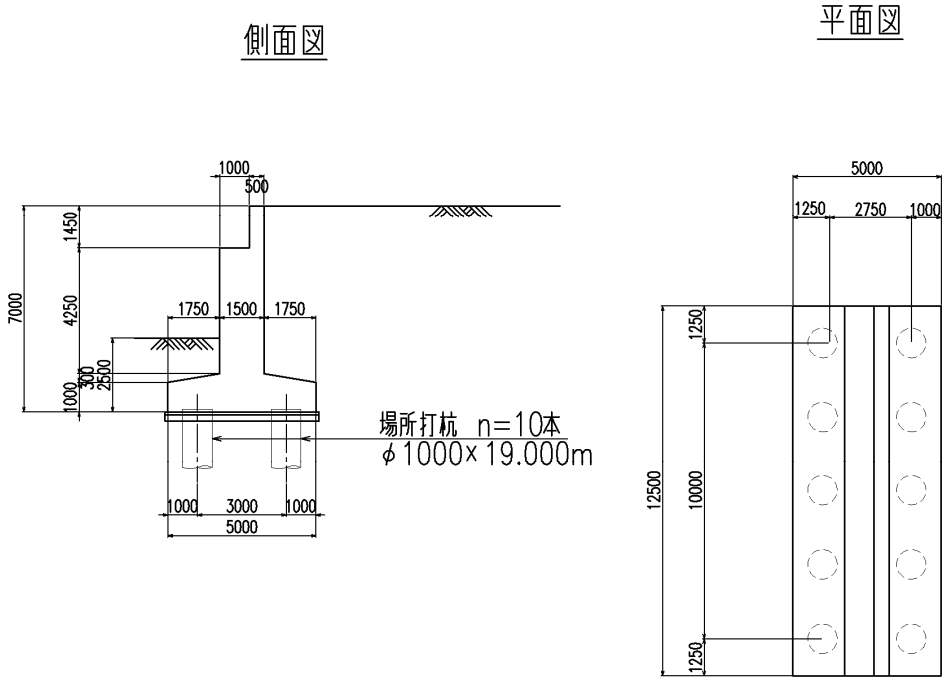


図-6.1.30　H 橋　A1 橋台 一般図

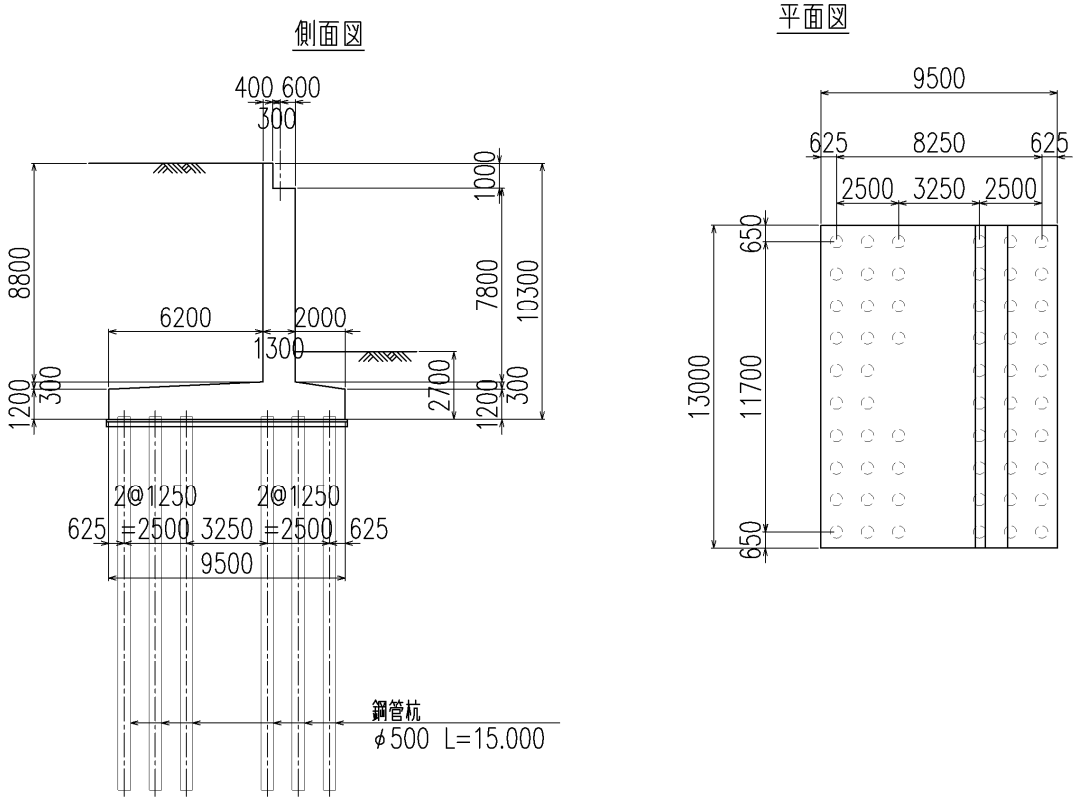


図-6.1.31　Ⅰ橋　A2 橋台 一般図

6.1.3 地盤条件

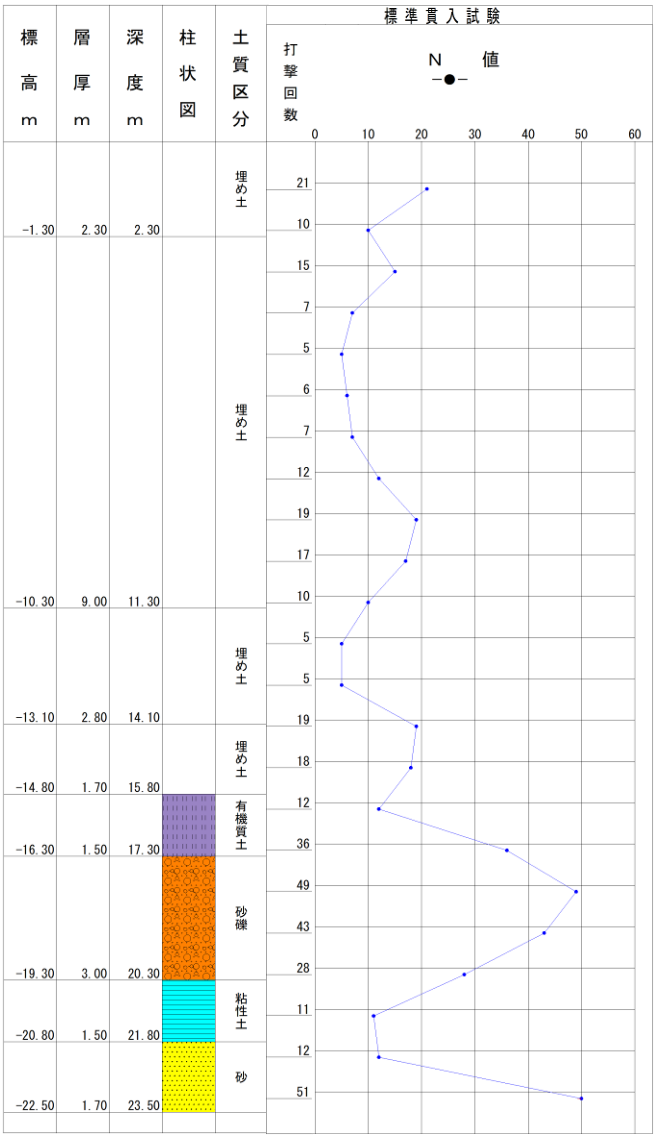
検討対象としたA～I橋の橋台位置における地盤条件を以下に示す。

（1）A橋

■ 橋梁名　　：　A 橋
■ 地震名　　：　兵庫県南部地震
■ 被災ランク　：　3
■ 竣工年次　　：　1967 年　（　S 42　　）

■ 地盤条件　　地下水位GL-　　1.8 m　　フーチング底面GL-　　1.8 m

層区分	深度 GL- (m)	層厚 (m)	現地盤面から層中心までの深 x (m)	平均N値	単位重量 γ_{t1} (kN/m³)	単位重量 γ_{t2}' (kN/m³)	変形係数 E_0 (kN/m²)	地盤強度定数 粘着力 c (kN/m²)	地盤強度定数 内部摩擦角 φ (°)	
埋め土 B1	2.30	0.50	0.25	10	17.0	8.0	28000	—	33.7	
埋め土 B1	11.30	9.00	5.00	11	17.0	8.0	30800	—	33.7	
埋め土 B2	14.10	2.80	10.90	5	17.0	8.0	14000	—	26.2	
埋め土 B2	15.80	1.70	13.15	19	17.5	8.5	53200	—	34.3	
有機質土 P	17.30	1.50	14.75	36	16.0	7.0	100800	—	37.1	
洪積砂礫層 Dgs1	20.30	3.00	17.00	40	21.0	12.0	112000	—	—	
洪積粘性土 Dc	21.80	1.50	19.25	11	16.0	7.0	30800	—	—	
洪積砂質土 Dgs2	23.50	1.70	20.85	50	21.0	12.0	140000	—	—	



※ 変形係数　E_0は、E_0=2800N（kN/m², 常時）より算定
※ 内部摩擦角φ（H29道示）より算定
※ 粘着力cは、c=6N（kNm²）より算定
※ γ_{t1}は、地下水位より浅い位置での単位体積重量
※ γ_{t2}は、地下水位より深い位置での単位体積重量

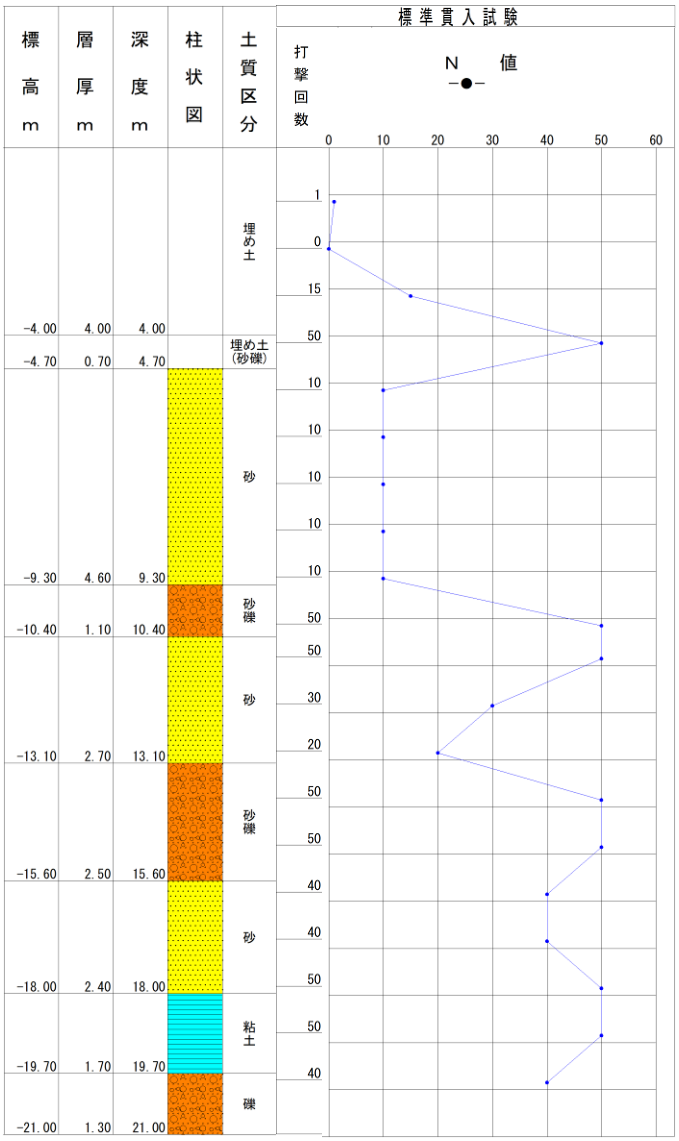
(2) B橋

■ 橋梁名　　：　B 橋
■ 地震名　　：　兵庫県南部地震
■ 被災ランク　：　4
■ 竣工年次　　：　1991 年　（　H 3　　）

■ 地盤条件　　地下水位GL-　　4.0 m　　フーチング底面GL-　　4.0 m

層区分	深度 GL- (m)	層厚 (m)	現地盤面から層中心までの深さ x (m)	平均N値	単位重量 γ_{t1} (kN/m³)	単位重量 γ_{t2}' (kN/m³)	変形係数 E_0 (kN/m²)	地盤強度定数 粘着力 c (kN/m²)	地盤強度定数 内部摩擦角 φ (°)	
埋め土	4.00	4.00	2.00	5	18.0	9.0	14000	—	27.1	
埋め土（砂礫）	4.70	0.70	4.35	8	21.0	12.0	22400	—	27.6	
砂	9.30	4.60	7.00	8	19.0	10.0	22400	—	27.3	
砂礫	10.40	1.10	9.85	50	20.0	11.0	140000	—	30.8	
砂	13.10	2.70	11.75	16	18.5	9.5	44800	—	28.2	
砂礫	15.60	2.50	14.35	47	21.0	12.0	131600	—	30.2	
砂	18.00	2.40	16.80	31	20.0	11.0	86800	—	29.1	
粘土	19.70	1.70	18.85	20	18.0	9.0	56000	120.0	—	
礫	21.00	1.30	20.35	60	21.0	12.0	168000	—	30.3	支持層

※ 変形係数　E_0は、E_0=2800N（kN/m², 常時）より算定
※ 内部摩擦角φ（H29道示）より算定
※ 粘着力ｃは、c=6N（kNm²）より算定
※ γ_{t1}は、地下水位より浅い位置での単位体積重量
※ γ_{t2}は、地下水位より深い位置での単位体積重量



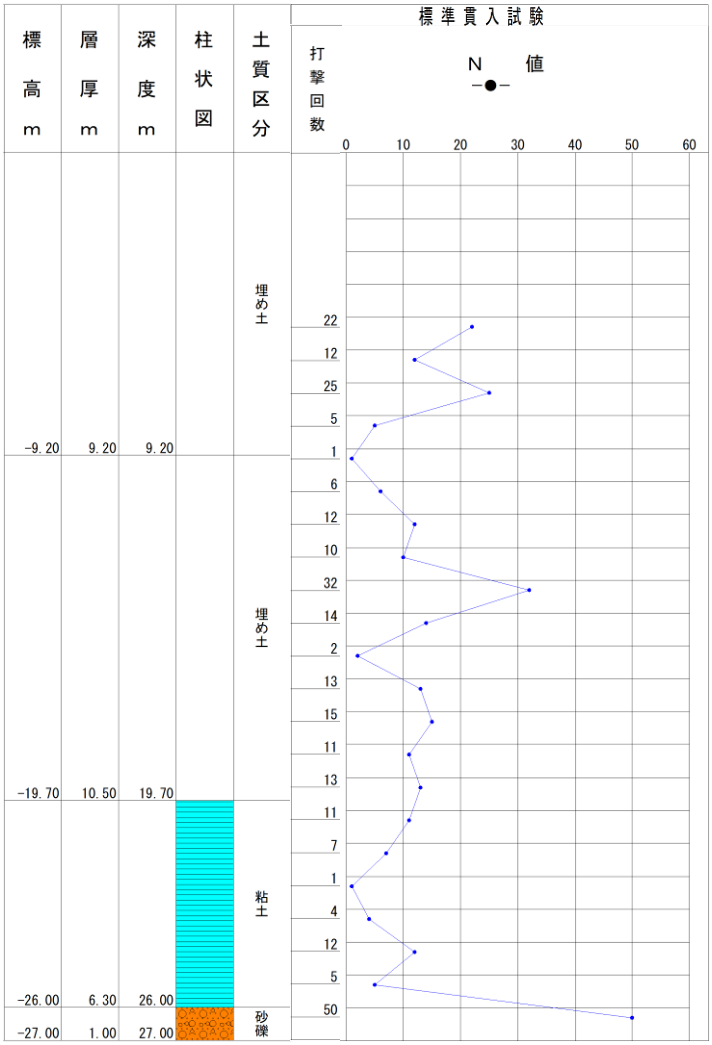
(3) C橋

■ 橋梁名　　：　C 橋
■ 地震名　　：　兵庫県南部地震
■ 被災ランク　：　4
■ 竣工年次　　：　1972 年　（　S 47　　）

■ 地盤条件　　地下水位GL-　　5.2 m　　フーチング底面GL-　　5.2 m

層区分	深度 GL- (m)	層厚 (m)	現地盤面から層中心までの深さ x (m)	平均N値	単位重量 γ_{t1} (kN/m³)	単位重量 γ_{t2}' (kN/m³)	変形係数 E_0 (kN/m²)	地盤強度定数 粘着力 c (kN/m²)	地盤強度定数 内部摩擦角 φ (°)	
埋め土　B	5.20	5.20	2.60	12	19.0	10.0	33600	－	28.9	
	9.20	4.00	7.20		19.0	10.0		－	28.0	
埋め土 B	19.50	10.30	10.35	12	19.0	10.0	33600	－	27.3	
粘土層 Ac1	24.10	4.60	21.80	6	17.0	8.0	16800	60.0	－	
洪積砂礫層 Dg	25.20	1.10	24.65	50	21.0	12.0	140000	－	29.6	支持層

※ 変形係数　E_0は、E_0=2800N（kN/m², 常時）より算定
※ 内部摩擦角φ（H29道示）より算定
※ 粘着力cは、c=6N（kNm²）より算定
※ γ_{t1}は、地下水位より浅い位置での単位体積重量
※ γ_{t2}は、地下水位より深い位置での単位体積重量



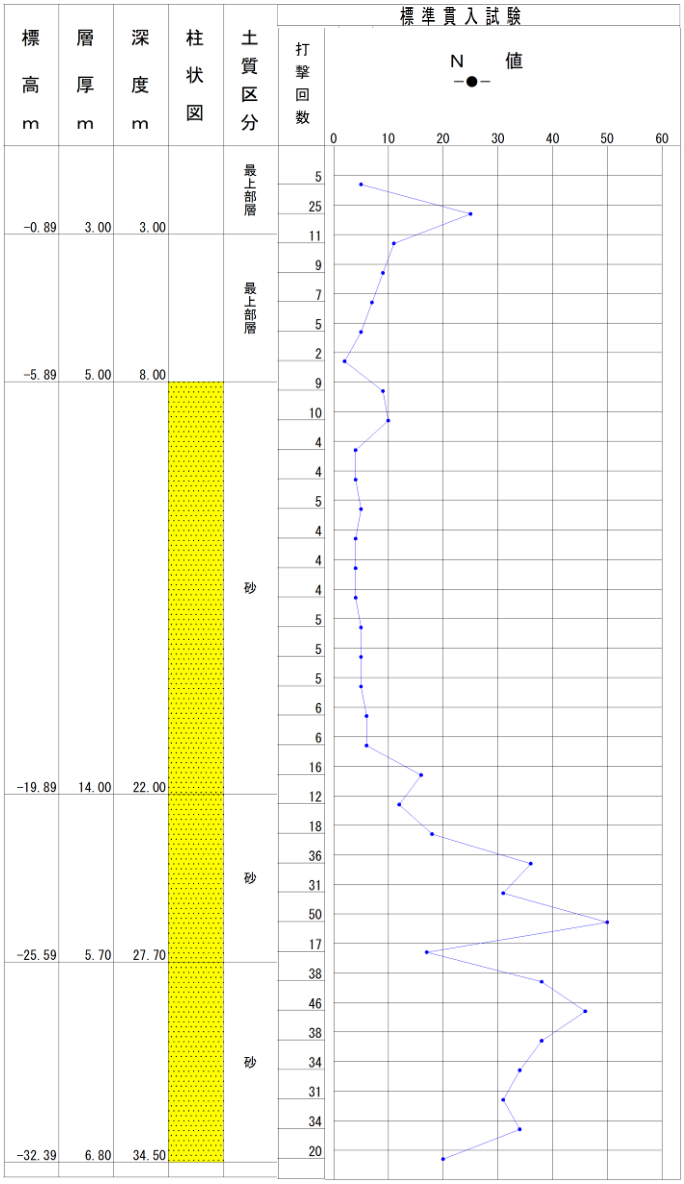
(4) D橋

■ 橋梁名　　：　D 橋
■ 地震名　　：　鳥取県西部地震
■ 被災ランク　：　3
■ 竣工年次　　：　不明　　（ H2道示適用 ）

■ 地盤条件　　地下水位GL-　　2.45 m　　フーチング底面GL-　　2.652　m

層区分	深度 GL- (m)	層厚 (m)	現地盤面から層中心までの深 x (m)	平均N値	単位重量 γ_{t1} (kN/m³)	単位重量 γ_{t2}' (kN/m³)	変形係数 E_0 (kN/m²)	地盤強度定数 粘着力 c (kN/m²)	地盤強度定数 内部摩擦角 φ (°)
Um-1	3.00	3.00	1.50	15.0	18.6	9.6	42000	—	29.4
Um-2	8.00	5.00	5.50	6.8	15.7	6.7	19040	—	27.5
Us	22.00	14.00	15.00	6.3	15.7	6.7	17640	—	27.3
Ls-1	27.70	5.70	24.85	28.2	17.2	8.2	78960	—	26.4
Ls-2	34.45	6.75	28.08	37.4	17.2	8.2	104720	—	28.9

※ 変形係数　E_0は、E_0=2800N（kN/m², 常時）より算定
※ 内部摩擦角φ（H29道示）より算定
※ 粘着力cは、c=6N（kNm²）より算定
※ γ_{t1}は、地下水位より浅い位置での単位体積重量
※ γ_{t2}は、地下水位より深い位置での単位体積重量



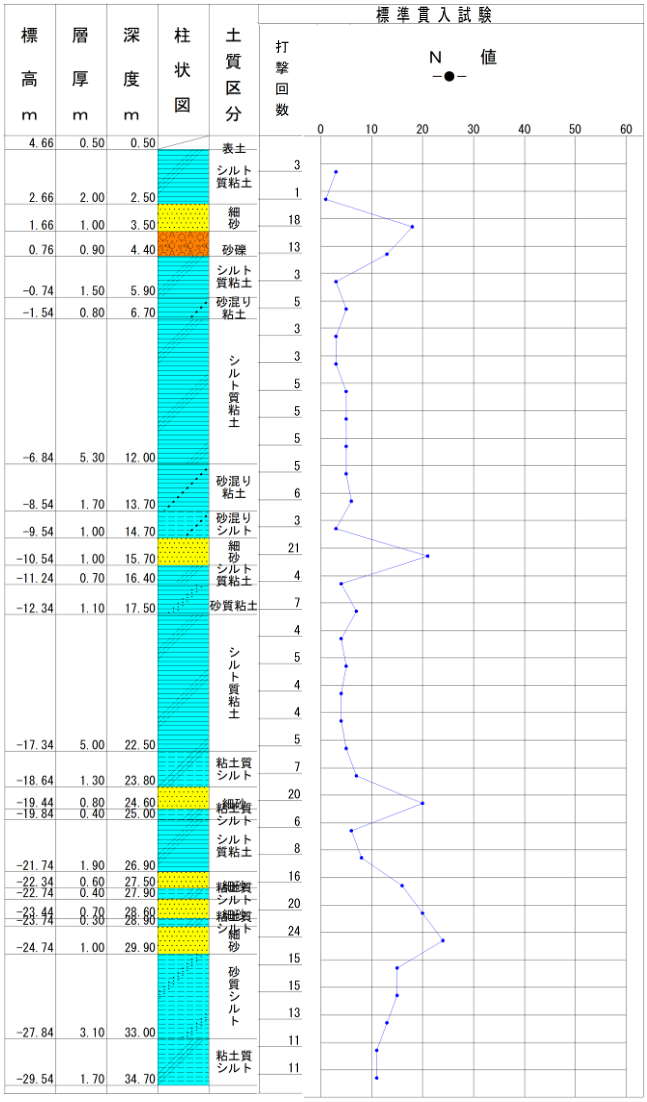
(5) E 橋

■ 橋梁名　　：　E 橋
■ 地震名　　：　新潟県中越沖地震
■ 被災ランク　：　3
■ 竣工年次　　：　2004 年　（　H 16　　）　（ H8道示適用 ）

■ 地盤条件　　地下水位GL-　　2.50　m　　フーチング底面GL-　　4.73　m

層区分	深度 GL- (m)	層厚 (m)	現地盤面から層中心までの深さ x (m)	平均N値	単位重量 γ_{t1} (kN/m³)	単位重量 γ_{t2}' (kN/m³)	変形係数 E_0 (kN/m²)	地盤強度定数 粘着力 c (kN/m²)	地盤強度定数 内部摩擦角 φ (°)
表土	0.50	0.50	0.25	—	17.0	8.0	—	—	—
粘性土	2.50	2.00	1.50	2	14.0	5.0	5600	120	
砂質土	3.50	1.00	2.50	14	17.0	8.0	39200		29.4
砂礫	4.40	0.90	1.45	10	18.0	9.0	28000		28.6
粘性土	14.70	10.30	6.05	4	16.0	7.0	11200	240	
砂質土	15.70	1.00	10.80	21	19.0	10.0	58800		29.0
粘性土	23.80	8.10	5.05	5	16.0	7.0	14000	300	
砂質土	24.60	0.80	8.50	20	19.0	10.0	56000		28.3
粘性土	27.50	2.90	2.25	7	16.0	7.0	19600	420	
砂質土	29.90	2.40	4.10	20	19.0	10.0	56000		28.0
粘性土	34.70	4.80	4.80	12	18.0	9.0	33600	720	

※ 変形係数　E_0は、E_0=2800N（kN/m², 常時）より算定
※ 内部摩擦角φ（H29道示）より算定
※ 粘着力cは、c=6N（kNm²）より算定
※ γ_{t1}は、地下水位より浅い位置での単位体積重量
※ γ_{t2}は、地下水位より深い位置での単位体積重量



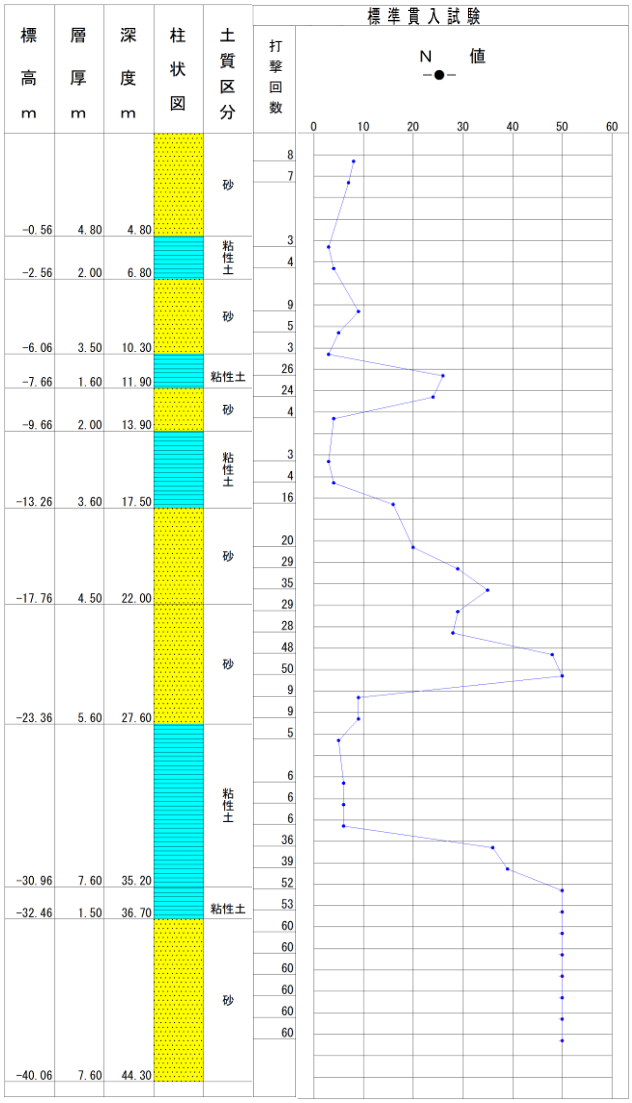
(6) F 橋

■ 橋梁名　　：　F 橋
■ 地震名　　：　東北地方太平洋沖地震
■ 被災ランク　：
■ 竣工年次　　：　1985 年　（　S 60　）　（ S55道示適用　）

■ 地盤条件　　地下水位GL-　　1.80　m　　フーチング底面GL-　　3.45　m

層区分	深度 GL- (m)	層厚 (m)	現地盤面から層中心までの深 x (m)	平均N値	単位重量 γ_{t1} (kN/m³)	単位重量 γ_{t2}' (kN/m³)	変形係数 E_0 (kN/m²)	地盤強度定数 粘着力 c (kN/m²)	地盤強度定数 内部摩擦角 φ (°)
Bs	1.80	1.80	0.90	7	19.0	10.0	19600	－	28.5
	4.80	3.00	3.30	7	19.0	10.0	19600	－	27.8
Bc	6.80	2.00	5.80	3	18.0	9.0	8400	18.0	－
Bs	10.30	3.50	8.55	6	19.0	10.0	16800	－	26.7
Ac	11.90	1.60	11.10	3	14.0	5.0	8400	18.0	－
As1	13.90	2.00	12.90	25	18.0	9.0	70000	－	29.3
Ac	17.50	3.60	15.70	2	14.0	5.0	5600	12.0	－
As2	22.00	4.50	19.75	18	18.0	9.0	50400	－	28.2
Ds1	27.60	5.60	24.80	37	19.0	10.0	103600	－	29.3
Dc1	35.20	7.60	31.40	6	14.0	5.0	16800	36.0	－
Dc2	36.70	1.50	35.95	38	18.0	9.0	106400	228.0	－
Ds2	44.30	7.60	35.70	50	20.0	11.0	140000	－	29.3

※ 変形係数　E_0は、E_0=2800N（kN/m², 常時）より算定
※ 内部摩擦角φ（H29道示）より算定
※ 粘着力cは、c=6N（kNm²）より算定
※ γ_{t1}は、地下水位より浅い位置での単位体積重量
※ γ_{t2}は、地下水位より深い位置での単位体積重量



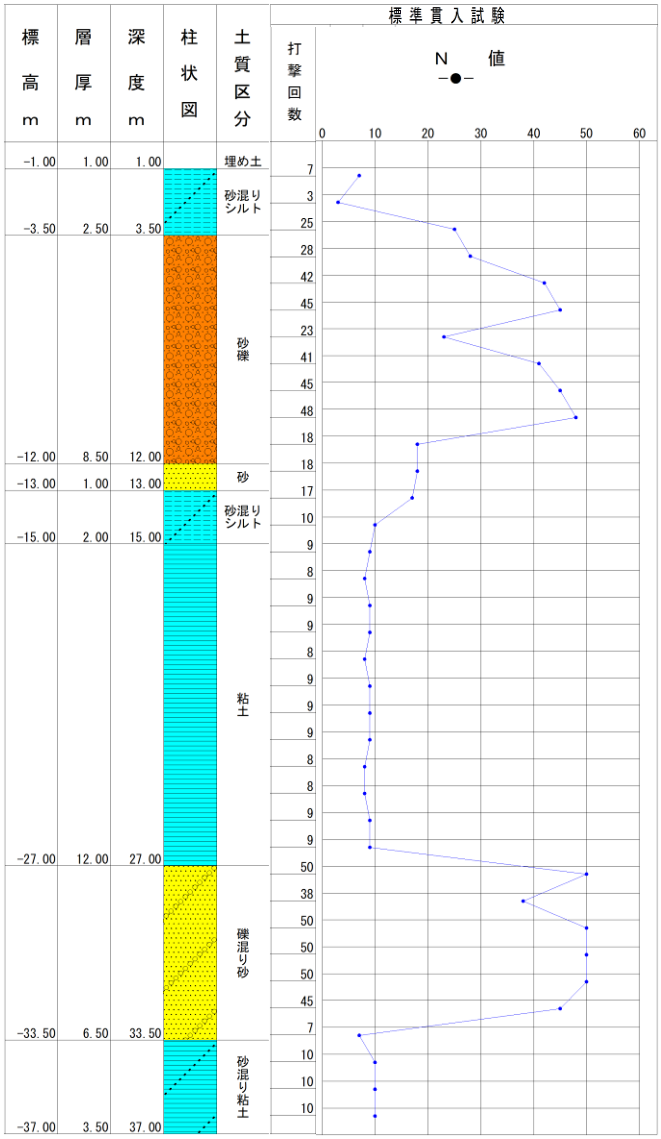
(7) G 橋

■ 橋梁名　　：　G橋
■ 地震名　　：　兵庫県南部地震
■ 被災ランク　：　1
■ 竣工年次　　：　1964 年　（　S 39　　）

■ 地盤条件　　地下水位GL-　　2.0 m　　フーチング底面GL-　　2.0 m

層区分	深度 GL- (m)	層厚 (m)	現地盤面から層中心までの深さ x (m)	平均N値	単位重量 γ_{t1} (kN/m³)	単位重量 γ_{t2} (kN/m³)	変形係数 E_0 (kN/m²)	地盤強度定数 粘着力 c (kN/m²)	地盤強度定数 内部摩擦角 φ (°)
埋め土	1.00	1.00	0.50	5	17.0	8.0	14000	—	27.1
砂混りシルト	3.50	2.50	2.25	5	18.0	9.0	14000	30.0	—
砂混り砂礫	12.00	8.50	7.75	35	20.0	11.0	98000	—	30.4
砂	13.00	1.00	12.50	18	20.0	11.0	50400	—	28.7
砂混りシルト	15.00	2.00	14.00	15	18.0	9.0	42000	90.0	—
粘土	27.00	12.00	21.00	8	16.0	7.0	22400	48.0	—
砂礫混り砂	33.50	6.50	30.25	50	20.0	11.0	140000	—	29.7
砂混り粘土	37.00	3.50	35.25	10	16.0	7.0	28000	60.0	—

※ 変形係数　E_0は、E_0=2800N（kN/m², 常時）より算定
※ 内部摩擦角φ（H29道示）より算定
※ 粘着力cは、c=6N（kNm²）より算定
※ γ_{t1}は、地下水位より浅い位置での単位体積重量
※ γ_{t2}は、地下水位より深い位置での単位体積重量



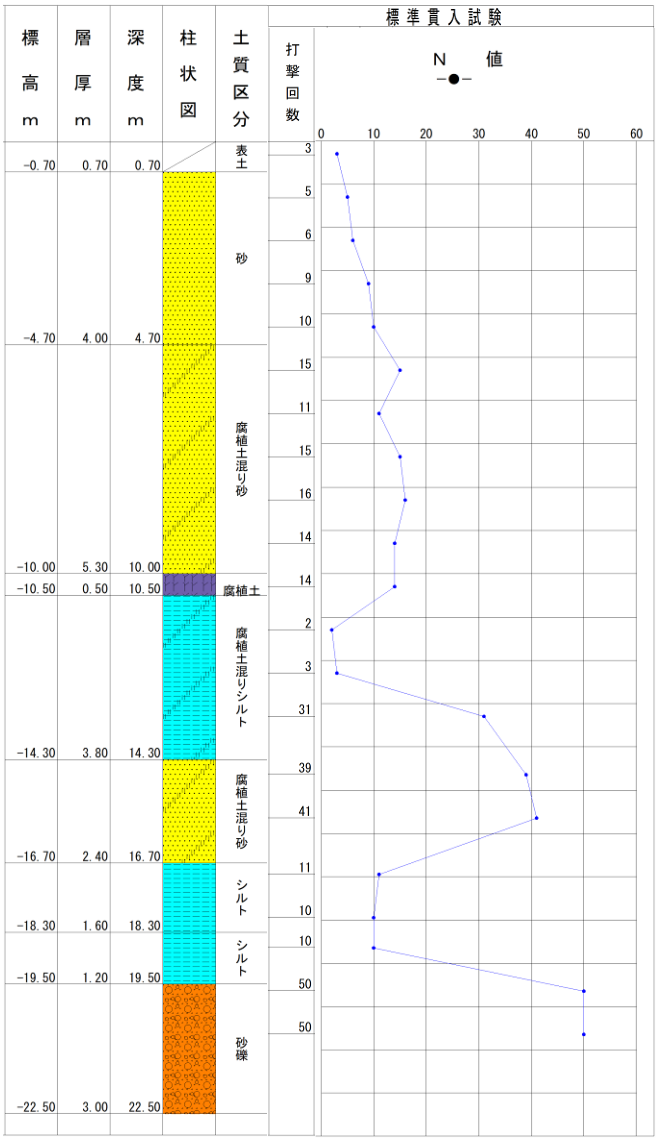
(8) H 橋

■ 橋梁名　　：　H橋
■ 地震名　　：　兵庫県南部地震
■ 被災ランク　：　2
■ 竣工年次　　：　1975 年　（　S 50　　）

■ 地盤条件　　地下水位GL-　　0.63 m　　フーチング底面GL-　　2.5 m

層区分	深度 GL- (m)	層厚 (m)	現地盤面から層中心までの深さ x (m)	平均N値	単位重量 γ_{t1} (kN/m³)	単位重量 γ_{t2}' (kN/m³)	変形係数 E_0 (kN/m²)	地盤強度定数 粘着力 c (kN/m²)	地盤強度定数 内部摩擦角 φ (°)
表土	0.70	0.70	0.35	3	15.0	6.0	8400	—	26.0
中砂	4.70	4.00	2.70	7.5	18.0	9.0	21000	—	27.9
腐植土混り砂	10.00	5.30	7.35	14.2	17.5	8.5	39760	—	28.7
腐植土	10.50	0.50	10.25	14.2	17.5	8.5	39760	85.2	
腐植土混りシルト	14.30	3.80	12.40	2	16.0	7.0	5600	12.0	—
腐植土混り砂	16.70	2.40	15.50	37	17.5	8.5	103600	—	30.0
シルト	18.30	1.60	17.50	10	15.5	6.5	28000	60.0	—
シルト	19.50	1.20	18.90	10	15.5	6.5	28000	60.0	—
砂礫	22.50	3.00	21.00	50	19.0	10.0	140000	—	30.1

※ 変形係数　E_0は、E_0=2800N（kN/m², 常時）より算定
※ 内部摩擦角φ（H29道示）より算定
※ 粘着力cは、c=6N（kNm²）より算定
※ γ_{t1}は、地下水位より浅い位置での単位体積重量
※ γ_{t2}は、地下水位より深い位置での単位体積重量



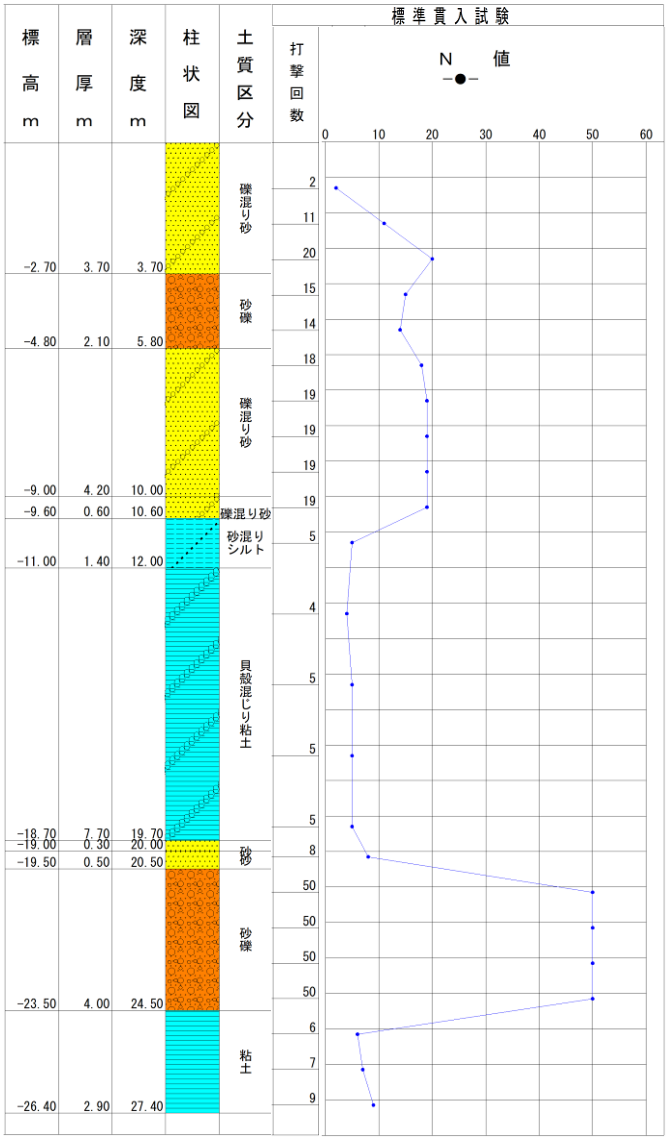
(9) I 橋

■ 橋梁名　　：　I橋
■ 地震名　　：　兵庫県南部地震
■ 被災ランク　：　2
■ 竣工年次　　：　1976 年　（　S 51　　）

■ 地盤条件　　地下水位GL-　　3.7 m　　フーチング底面GL-　　6.0 m

層区分	深度 GL- (m)	層厚 (m)	現地盤面から層中心までの深 x (m)	平均N値	単位重量 γ_{t1} (kN/m³)	単位重量 γ_{t2}' (kN/m³)	変形係数 E_0 (kN/m²)	地盤強度定数 粘着力 c (kN/m²)	地盤強度定数 内部摩擦角 φ (°)
礫混り砂	3.70	3.70	1.85	9.3	18.0		26040	—	28.4
砂礫	5.80	2.10	4.75	14.5	19.0		40600	—	28.9
礫混り砂	10.00	4.20	7.90	19	18.0	9.0	53200	—	28.6
礫混り砂	10.60	0.60	10.30	19	18.0	9.0	53200	—	28.9
砂混りシルト	12.00	1.40	11.30	4	16.0	7.0	11200	24.0	—
貝殻混り粘土	19.70	7.70	15.85	5	15.0	6.0	14000	30.0	—
砂	20.00	0.30	19.85	8	17.5	8.5	22400	—	25.6
砂	20.50	0.50	20.25	8	17.5	8.5	22400	—	26.4
砂礫	24.50	4.00	22.50	50	19.0	10.0	140000	—	30.0
粘土	27.40	2.90	25.95	7	15.0		19600	42.0	—

※ 変形係数　E_0は、E_0=2800N（kN/m², 常時）より算定
※ 内部摩擦角φ（H29道示）より算定
※ 粘着力cは、c=6N（kNm²）より算定
※ γ_{t1}は、地下水位より浅い位置での単位体積重量
※ γ_{t2}は、地下水位より深い位置での単位体積重量



6.1 節の参考文献

1) (社)土木学会，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告・土木構造物の被害・第 1 章橋梁，pp.160-162，1996.
2) (社)土木学会，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告・土木構造物の被害・第 1 章橋梁，pp.149-153，1996.
3) (社)土木学会，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告・土木構造物の被害・第 1 章橋梁，pp.156-159，1996.
4) 佐々木哲也,松尾修,小林寛,渡辺哲二,前田達美: 2000 年鳥取県西部地震において橋台基礎に作用した流動力に関する検討，土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集,III-A, pp.230-231，2001.
5) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所，独立行政法人建築研究所：平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震被害調査報告，pp.129-132，2008.
6) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報，pp.447-453，2011.

6.2 解析対象のモデル化

6.2.1 橋台のモデル化

解析対象とする橋台のモデル化の方針を以下に示す。また、モデル化のイメージ図を**図-6.2.1**に示す。

（1）要素の設定

パラペット、たて壁、フーチングには非線形はり要素（M-φ モデル）を適用する。要素長は、断面幅程度とするのが一般的であるが、解析により算定されるモーメント分布が粗くならないよう、500mm 程度を目安に設定する。なお、たて壁やフーチング、杭の基部は剛体とする。

杭部材には、非線形はり要素（M-φモデル）を適用する。M-φモデルを適用する際の要素長は、杭径600mm以下の場合は杭径程度とするが、杭径600mmを超える場合には要素長を200mmとする。

桁とパラペットの遊間は、桁によるストラット効果を考慮するため、遊間以上の相対変位に対して衝突による反力を与える衝突ばねとして設定する。

（2）杭に作用する土圧

杭には、3.4において提案した方法で算出した土圧を作用させるが、実地盤においては液状化層と非液状化層が互層になっていることも多く、そのような場合には、【H29道示Ⅴ3.5 耐震設計上の地盤面】を参考に以下のような方針で杭に作用する土圧を定めた。

①中間の非液状化層が3m未満の場合には、上下の液状化層における土圧を一連の土圧として算出し、中間の非液状化層においては、土圧及び地盤抵抗は見込まない。

②中間の非液状化層が3m以上の場合には、上下の液状化層ごとに土圧を算出し、中間の非液状化層においては、地盤抵抗を見込む。

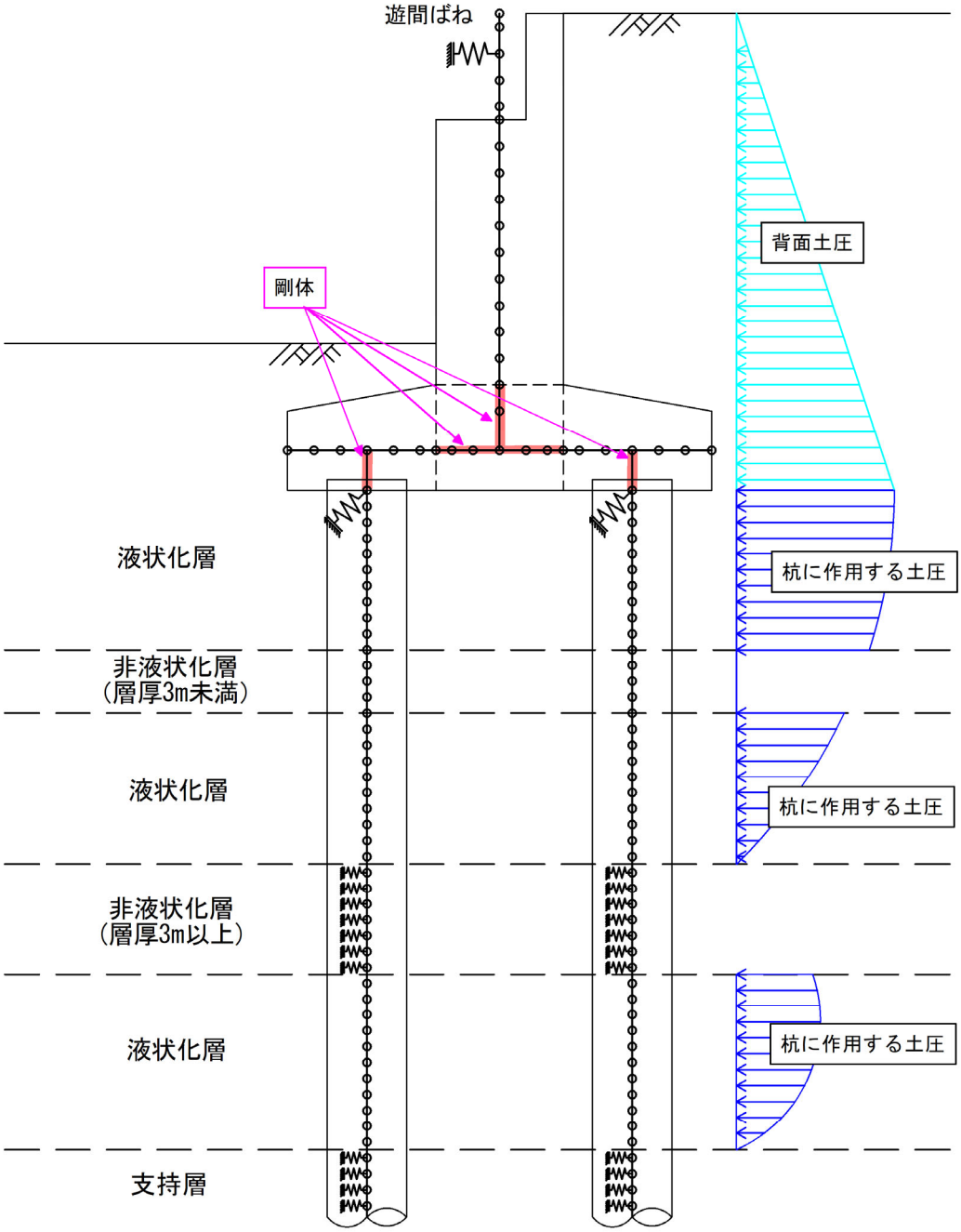


図-6.2.1　モデル化のイメージ図

6.2.2 荷重の設定

【H29 道示 Ⅳ 3.5】によると、橋台および杭体に作用する荷重は、下記に示す項目が考えられ、本解析では、これらの項目を考慮する。

本解析では、STEP1 で死荷重(D)および橋台背面に作用する主働土圧(E)を考慮し、STEP2 以降は、地震の影響による荷重(EQ)を水平震度 0.001 ごとに分割して考慮する。

なお、荷重を算定する際の奥行幅は、杭 1 列に相当する幅（全幅/杭列数）とする。

(1) 死荷重（D）

① 橋台たて壁およびフーチング自重

橋台たて壁およびフーチングの自重は、杭 1 列に相当する奥行幅の体積にコンクリートの単位体積重量 24.5kN/m³ を乗じて算定を行う。橋台たて壁は、部材の重心位置に相当する節点に集中荷重として鉛直方向に考慮する。フーチングは、フーチングの全重量を基礎幅で除した等分布荷重として鉛直方向に考慮する。

② 杭の自重

杭の自重は、杭 1 本分の重量を算定し、解析モデルにおける杭頭部の節点に集中荷重として鉛直方向に考慮する。杭の自重を算定する際は、単位体積重量を PC 杭や場所打ち杭は 24.5kN/m³、H 鋼杭や鋼管杭は 78.5kN/m³ とする。

③ 橋台フーチングに上載する盛土の自重

橋台フーチングに上載する盛土の自重は、杭 1 列に相当する奥行幅について単位体積重量 18.0kN/m³ として算定し、盛土の重心位置に相当するフーチングの節点に集中荷重として鉛直方向に考慮する。

(2) 土圧（E）

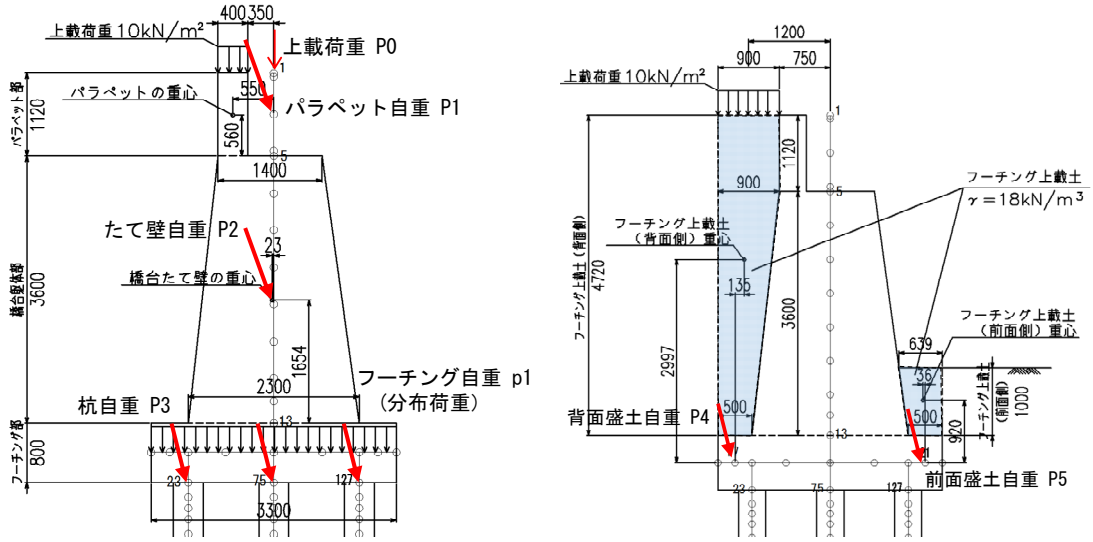
橋台背面に作用する主働土圧は、後フーチングから垂直に設定した仮想背面に作用させるものとする。土圧作用面の壁面摩擦角は、逆 T 式橋台の安定計算における壁面摩擦角 $\delta = \varphi$ とする。なお、土圧算定時において自動車の通行や群集による影響による地表面載荷重として、10kN/m² を考慮する。

主働土圧係数は、【H29 道示Ⅳ 8.7】（8.7.5）式を用いて算定する。橋台背面土は、一般的な砂質土として、単位体積重量およびせん断抵抗角は下記の値を用いる。

・せん断抵抗角 $\varphi = 30°$

・単位体積重量 $\gamma = 18$ kN/m³

また、橋台前面の地盤に一定の高さがある場合には、前面地盤の静止土圧を見込むものとした。



(a) パラペット、たて壁、フーチング自重　　(b) フーチング上載土自重

図-6.2.2 死荷重

(3) 地震の影響による荷重（EQ）

下記の①～④の荷重を地震の影響による荷重として考慮する。地震時に考慮する水平震度は、解析対象とする橋の近傍で得られた地震記録から設定する。各橋台における水平震度を**表-6.2.1** に示す。

表-6.2.1 各橋台における水平震度

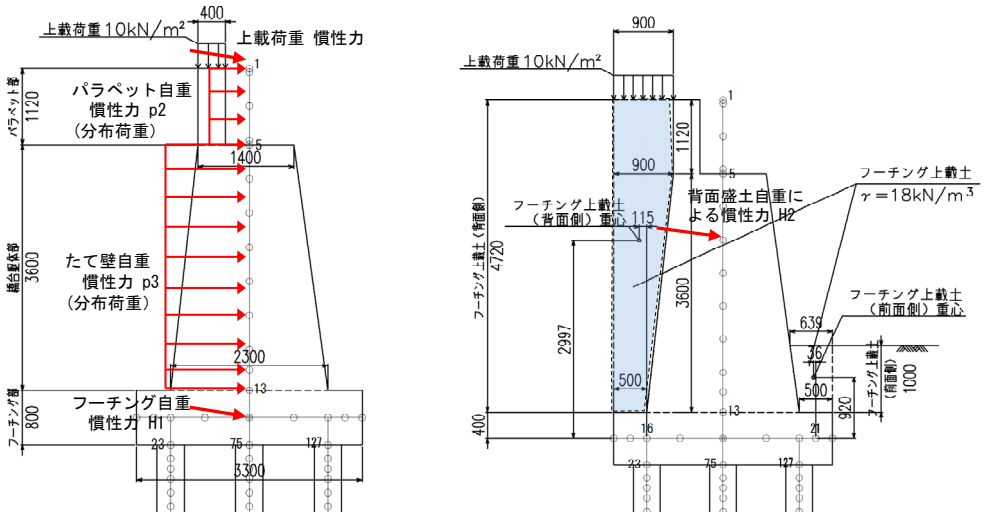
橋梁名	地震	観測点	PGA (gal)	水平震度
A 橋	兵庫県南部地震	東神戸大橋	412	0.42
B 橋				
C 橋				
D 橋	鳥取西部地震	境港-G	302	0.31
E 橋	新潟県中越沖地震	NIG018 柏崎	810	0.83
F 橋	東北地方太平洋沖地震	花見川緑地	238	0.24
G 橋	兵庫県南部地震	猪名川	422	0.43
H 橋		尼崎-G	472	0.48
I 橋		阪神尼崎	303	0.31

① 橋台たて壁およびフーチング自重による慣性力

橋台パラペット、たて壁の自重による慣性力は、**図-6.2.3（a）**に示すとおり分布荷重として水平方向に考慮する。フーチング自重の慣性力は重心位置相当の節点に集中荷重として水平方向に作用させる。

② 橋台フーチングに上載する盛土自重による慣性力

橋台背面の盛土の自重による慣性力は、**図-6.2.3（b）**に示すとおり集中荷重として背面盛土の重心高さに相当する橋台たて壁の節点に作用させる。



(a) 橋台自重による慣性力　　(b) フーチング上載土自重による慣性力

図-6.2.3　死荷重による慣性力

③ 橋台に作用する地震時主働土圧

橋台背面に作用する土圧は、【H29 道示 Ⅳ 6.2.4】に示される地震時主働土圧を考慮する。地震時主働土圧係数は、下式から算定する。本解析に用いる地震時主働土圧係数を**表-6.2.2**に示す。

$$p_{EA}=\gamma x K_{EA}+q' K_{EA} \quad \cdots\cdots (6.2.4)$$

ここに，

p_{EA}：深さ x（m）における地震時主働土圧強度（kN/m^2）

K_{EA}：地震時主働土圧係数で，式（6.2.5）により算出してよい。

$$\left.\begin{array}{ll}
\text{1)\ 背面が土とコンクリートの場合} & \\
\quad \text{砂及び砂れき} & K_{EA}=0.21+0.90k_h \\
\quad \boxed{\text{砂質土}} & \boxed{K_{EA}=0.24+1.08k_h} \\
\text{2)\ 背面が土と土の場合} & \\
\quad \text{砂及び砂れき} & K_{EA}=0.22+0.81k_h \\
\quad \text{砂質土} & K_{EA}=0.26+0.97k_h
\end{array}\right\} \cdots\cdots (6.2.5)$$

k_h：地震時土圧の算出に用いる設計水平震度

γ：土の単位体積重量（kN/m^3）

q'：地震時の地表載荷荷重（kN/m^2）

また，q' は地震時に確実に作用するもののみとし，活荷重は含まない。

表-6.2.2　地震時主働土圧係数

橋梁名	水平震度	地震時主働土圧係数 K_{EA}
A 橋・B 橋・C 橋	0.42	0.694
D 橋	0.31	0.575
E 橋	0.83	1.082
F 橋	0.24	1.136
G 橋	0.43	0.499
H 橋	0.48	0.708
I 橋	0.31	0.575

④ 杭に作用する土圧

杭に作用する土圧の作用範囲及び設定方法については、**図-6.2.1** に示す通りである。

各橋梁における作用土圧の算出については、6.2.4 に示す。

6.2.3 液状化判定

本解析で用いる液状化抵抗率 F_L は、【H29 道示Ⅴ 7.2】に示される方法により、液状化判定を行い算定するものとする。ただし、地盤面の設計水平震度 k_{hgL} は、各橋梁の近傍の観測記録から設定した値を用いた。以下に、検討対象とした各橋台における液状化判定結果を示す。

①A 橋　A1 橋台

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">層区分</th><th>計算深度</th><th colspan="2">動的せん断強度比</th><th>地震時せん断応力比</th><th colspan="2">液状化に対する抵抗率</th><th rowspan="2">液状化層の判定</th><th rowspan="2">土質定数の低減係数 D_E</th></tr>
<tr><th>(m)</th><th>R</th><th>平均</th><th>L</th><th>F_L</th><th>平均値</th></tr>
<tr><td rowspan="2">埋め土</td><td rowspan="2">B1</td><td>1.80</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td>2.30</td><td>0.43</td><td>0.43</td><td>0.466</td><td>0.919</td><td rowspan="10">0.649</td><td rowspan="10">○</td><td>0.667</td></tr>
<tr><td rowspan="9">埋め土</td><td rowspan="9">B1</td><td>3.30</td><td>0.75</td><td rowspan="7">0.39</td><td>0.544</td><td>1.384</td><td rowspan="8">0.667</td></tr>
<tr><td>4.30</td><td>0.31</td><td>0.592</td><td>0.516</td></tr>
<tr><td>5.30</td><td>0.24</td><td>0.623</td><td>0.389</td></tr>
<tr><td>6.30</td><td>0.26</td><td>0.643</td><td>0.404</td></tr>
<tr><td>7.30</td><td>0.27</td><td>0.655</td><td>0.418</td></tr>
<tr><td>8.30</td><td>0.37</td><td>0.663</td><td>0.558</td></tr>
<tr><td>9.30</td><td>0.52</td><td>0.666</td><td>0.783</td></tr>
<tr><td>10.30</td><td>0.45</td><td rowspan="2">0.37</td><td>0.667</td><td>0.670</td><td rowspan="2">0.667</td></tr>
<tr><td>11.30</td><td>0.30</td><td>0.666</td><td>0.452</td></tr>
<tr><td>埋め土</td><td>B2</td><td>12.30</td><td>0.20</td><td>0.20</td><td>0.661</td><td>0.309</td><td>0.309</td><td>○</td><td>0.333</td></tr>
</table>

②B 橋　A2 橋台

<table>
<tr><th rowspan="2">層区分</th><th rowspan="2">計算深度 (m)</th><th colspan="2">動的せん断強度比</th><th>地震時せん断応力比</th><th colspan="2">液状化に対する抵抗率</th><th rowspan="2">液状化層の判定</th><th rowspan="2">土質定数の低減係数 D_E</th></tr>
<tr><th>R</th><th>平均</th><th>L</th><th>F_L</th><th>平均値</th></tr>
<tr><td>埋め土</td><td>4.00</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td><td>－</td></tr>
<tr><td>埋め土</td><td>4.70</td><td>0.29</td><td>0.29</td><td>0.425</td><td>0.682</td><td>0.682</td><td>○</td><td>0.667</td></tr>
<tr><td rowspan="5">砂</td><td>5.70</td><td>0.28</td><td rowspan="5">0.26</td><td>0.425</td><td>0.657</td><td rowspan="5">0.558</td><td rowspan="5">○</td><td rowspan="5">0.333</td></tr>
<tr><td>6.70</td><td>0.27</td><td>0.457</td><td>0.590</td></tr>
<tr><td>7.70</td><td>0.26</td><td>0.480</td><td>0.544</td></tr>
<tr><td>8.70</td><td>0.25</td><td>0.496</td><td>0.510</td></tr>
<tr><td>9.30</td><td>0.25</td><td>0.508</td><td>0.489</td></tr>
<tr><td>砂礫</td><td>10.40</td><td>9.37</td><td>9.37</td><td>0.518</td><td>18.073</td><td>18.073</td><td>×</td><td>1.000</td></tr>
<tr><td rowspan="3">砂</td><td>11.30</td><td>0.35</td><td rowspan="3">0.35</td><td>0.522</td><td>0.679</td><td rowspan="3">0.661</td><td rowspan="3">○</td><td rowspan="3">0.667</td></tr>
<tr><td>12.20</td><td>0.35</td><td>0.524</td><td>0.660</td></tr>
<tr><td>13.10</td><td>0.34</td><td>0.525</td><td>0.643</td></tr>
<tr><td rowspan="2">砂礫</td><td>14.35</td><td>2.22</td><td rowspan="2">1.93</td><td>0.520</td><td>4.261</td><td rowspan="2">3.730</td><td rowspan="2">×</td><td rowspan="2">1.000</td></tr>
<tr><td>15.60</td><td>1.64</td><td>0.514</td><td>3.198</td></tr>
<tr><td rowspan="3">砂</td><td>16.40</td><td>0.50</td><td rowspan="3">0.48</td><td>0.510</td><td>0.977</td><td rowspan="3">0.956</td><td rowspan="3">○</td><td rowspan="3">1.000</td></tr>
<tr><td>17.20</td><td>0.48</td><td>0.506</td><td>0.954</td></tr>
<tr><td>18.00</td><td>0.47</td><td>0.501</td><td>0.937</td></tr>
</table>

③C 橋　A2 橋台

層区分		計算深度 (m)	動的せん断強度比		地震時せん断応力比	液状化に対する　抵抗率		液状化層の判定	土質定数の低減係数 D_E
			R	平均	L	F_L	液状化層平均		
埋め土	B	5.20	–	–	–	–	–	–	–
		6.20	0.334	0.379	0.416	0.803	0.625	○	1.000
		7.20	0.625		0.438	1.428			
		8.20	0.213		0.454	0.468			
		9.20	0.118		0.466	0.253			
		10.20	0.203	0.280	0.475	0.427		○	0.667
		11.20	0.287		0.481	0.597			
		12.20	0.253		0.485	0.520			
		13.20	0.590		0.488	1.211			
		14.50	0.290		0.488	0.595			
		15.50	0.128		0.487	0.263			
		16.50	0.267		0.485	0.550			
		17.50	0.295		0.482	0.612			
		18.50	0.234		0.478	0.490			
		19.50	0.252		0.473	0.532			

④D 橋　A1 橋台

層区分		計算深度	動的せん断強度比		地震時せん断応力比	液状化に対する　抵抗率		液状化層の判定	土質定数の低減係数 D_E
		(m)	R	平均	L	F_L	液状化層平均		
沖積砂質土	Um	3.0	0.399	—	0.294	—	–	—	–
		4.0	0.323	—	0.290	—	–	—	–
		5.0	0.261	—	0.285	—	–	—	–
		6.0	0.214	0.214	0.310	0.690	0.648	○	0.667
		7.0	0.146		0.330	0.440			
		8.0	0.282		0.347	0.812			
沖積砂質土	Us	9.0	0.293	0.237	0.360	0.815	0.531	○	0.333
		10.0	0.180		0.370	0.487			
		11.0	0.177	0.180	0.378	0.469			0.667
		12.0	0.193		0.384	0.501			
		13.0	0.173		0.389	0.445			
		14.0	0.171		0.392	0.436			
		15.0	0.169		0.393	0.428			
		16.0	0.183		0.394	0.463			
		17.0	0.180		0.394	0.458			
		18.0	0.178		0.393	0.454			
		19.0	0.191		0.391	0.488			
		20.0	0.189		0.388	0.486			
		21.0	0.313	—	0.385	0.814			–
		22.0	0.260	—	0.381	0.684			–

⑤E 橋　A1 橋台

層区分	計算深度	動的せん断強度比		地震時せん断応力比	液状化に対する　抵抗率		液状化層の判定	土質定数の低減係数 D_E
	(m)	R	平均	L	F_L	液状化層平均		
砂質土	3.0	0.548	0.548	0.874	0.627	0.627	○	0.667
砂礫	4.0	0.379	0.379	0.981	0.386	0.386	○	0.667
砂質土	15.0	0.460	0.460	1.193	0.385	0.385	○	0.667

⑥F 橋　A1 橋台

層区分	計算深度	N値	動的せん断強度比		地震時せん断応力比	液状化に対する　抵抗率		液状化層の判定	土質定数の低減係数 D_E
	(m)		R	平均	L	F_L	液状化層平均		
Bs	1.8	8	–	–	–	–	–	–	–
	3.0	6	0.339	0.3	0.289	1.175	1.053	×	1.000
	4.0	6	0.323		0.314	1.029			
	4.8	6	0.312		0.327	0.954			
Bc	6.4	3	0.427	0.427	0.344	1.240	–	–	—
Bs	7.0	4	0.228	0.270	0.347	0.658	0.773	○	0.667
	8.0	9	0.342		0.350	0.978			
	9.0	5	0.240		0.350	0.683			
Ac	11.1	3	2.883	2.883	0.362	7.968	–	–	—
As1	12.0	26	51.688	38.473	0.360	143.683	107.230	×	1.000
	13.0	24	25.259		0.357	70.778			
Ac	15.7	2	0.908	0.908	0.359	2.531	–	–	
As2	18.0	16	1.273	2.114	0.346	3.681	6.188	×	1.000
	19.0	20	2.955		0.340	8.694			

⑦G 橋　A2 橋台

層区分	計算深度	N値	動的せん断強度比		地震時せん断応力比	液状化に対する　抵抗率		液状化層の判定	土質定数の低減係数 D_E
	(m)		R	平均	L	F_L	液状化層平均		
表土	1.0	7	–	–	–	–	–	–	–
砂混りシルト	2.0	2	0.673	17351.5	0.417	1.612	–	–	
	3.0	25	28371.008		0.504	56271.290	50313.4	–	
	3.5	25	23682.684		0.534	44355.468			
砂混り砂礫	4.5	28	4.917	17.529	0.570	8.626	29.3	–	
	5.5	45	55.484		0.591	93.890			
	6.5	24	1.024		0.603	1.698			
	7.5	41	12.868		0.609	21.125			
	8.5	45	15.288		0.611	25.005			
	9.5	48	15.593		0.611	25.527			
	10.5	18	0.416	0.396	0.608	0.683	0.655	○	0.667
	11.5	18	0.398		0.604	0.659			
	12.0	17	0.374		0.601	0.623			
砂	13.0	17	0.362	0.362	0.595	0.608	0.608	○	0.667

⑧H 橋　A1 橋台

層区分	計算深度	動的せん断強度比		地震時せん断応力比	液状化に対する　抵抗率		液状化層の判定	土質定数の低減係数 D_E
	(m)	R	平均	L	F_L	液状化層平均		
表土	0.7	0.318	0.318	0.476	—	–	–	-
中砂	2.5	0.289	0.335	0.463	0.624	–	–	-
	3.5	0.355		0.544	0.652	0.623	○	0.667
	4.7	0.359		0.604	0.595			
腐植土混り砂	5.7	0.824	0.582	0.638	1.292	0.867	○	1.000
	6.7	0.454		0.661	0.687			
	7.7	0.614		0.677	0.907			
	8.7	0.630		0.687	0.916			
	9.7	0.489		0.693	0.705			
	10.0	0.482		0.694	0.695			
腐植土	10.5	1139.330		0.695	1638.572	1638.572	–	–
腐植土混りシルト	11.5					–	–	–
	12.5							
	13.5							
	14.3							
腐植土混り砂	15.3	3796.081	8055.8	0.694	5471.800	11742.700	–	–
	16.3	9349.790		0.686	13622.620			
	16.7	11021.407		0.683	16133.679			

⑨I 橋　A2 橋台

層区分	計算深度	動的せん断強度比		地震時せん断応力比	液状化に対する　抵抗率		液状化層の判定	土質定数の低減係数 D_E
	(m)	R	平均	L	F_L	液状化層平均		
礫混り砂	3.7					–	–	-
砂礫	5.8					–	–	-
礫混り砂	6.0					–	–	-
	7.0	0.373	0.380	0.424	0.879	0.844	○	1.000
	8.0	0.346		0.444	0.779			
	9.0	0.398		0.459	0.867			
	10.0	0.402		0.471	0.853			
礫混り砂	10.6	0.394	0.394	0.477	0.826	0.826	○	1.000
砂混りシルト	11.6						–	-
	12.0							
貝殻混じり粘土	19.2							-

6.2.4 杭に作用する土圧の算定

本解析に用いる杭に作用する土圧は、3.4 において提案した下式より算定した。EP_0 および C_2 の算定結果を**表-6.2.3** に、算定に使用した杭の影響面積を**図-6.2.4** に示す。

また、C_3 については、各橋梁における層ごとの平均 FL 値から算出した値を用いる。

$$EP = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot EP_0$$

ここに、C_1：深さに対する補正係数

C_2：杭の配置に依存する補正係数

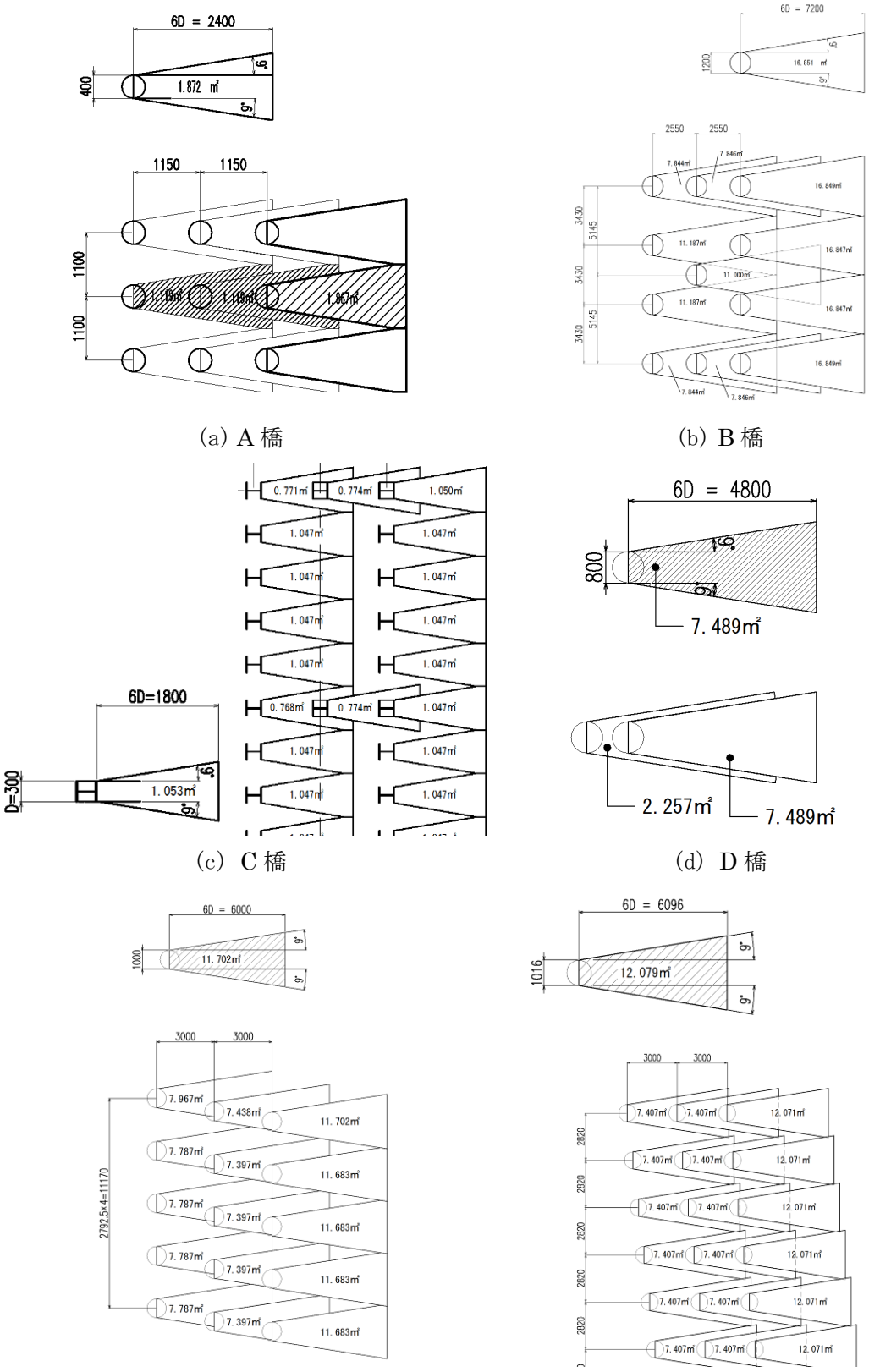
C_3：液状化の程度(FL)による補正係数

EP_0:杭頭部に作用する上載圧

（上載荷重 10kN/m^2 と盛土荷重を考慮する）

表-6.2.3 杭頭部に作用する上載圧および杭配置に依存する補正係数 C2

ケース	盛土の単位体積重量 (kN/m^3)	盛土の前背面の変位差 (m)	EP_0 (kN/m^2)		単杭の影響面積 (m^2)	群杭の影響面積 (m^2)	C_2
A 橋	18.0	5.520	109.36	前列	1.872	1.119	0.588
				中列			
				後列		1.867	0.997
B 橋	18.0	5.526	109.47	前列	16.851	9.516	0.565
				中列		8.897	0.528
				後列		16.848	1.000
C 橋	18.0 19.0	5.000 3.500	33.50	前列	1.053	0.985	0.936
				中列		0.774	0.735
				後列		1.047	0.995
D 橋	18.0	3.300	69.40	前列	7.489	2.257	0.301
				後列		7.489	1.000
E 橋	18.0	5.000	100.00	前列	11.702	7.823	0.669
				中列		7.405	0.633
				後列		11.687	0.999
F 橋	18.0	6.550	127.90	前列	12.079	7.407	0.613
				後列		12.071	0.999
G 橋	18.0	4.500	91.00	前列	11.702	8.212	0.702
				後列		11.702	1.000
H 橋	18.0	4.500	91.00	前列	11.702	7.180	0.614
				後列	11.702	11.606	0.992
I 橋	18.0	7.600	146.80	前列	2.925	1.774	0.606
				後列		2.894	0.989

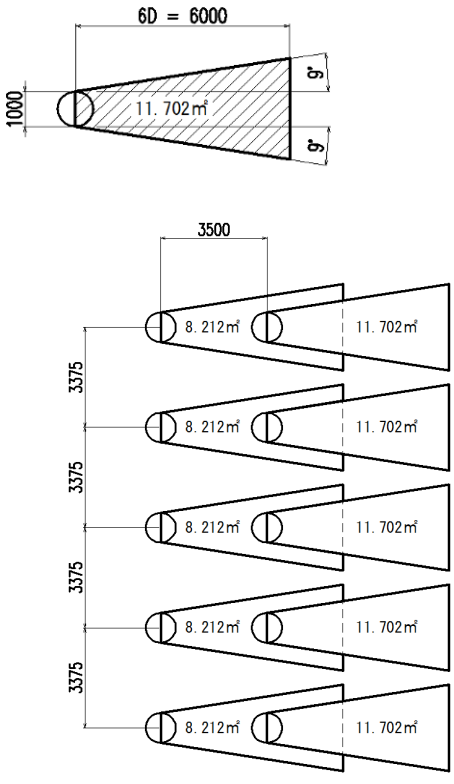


(a) A 橋　(b) B 橋

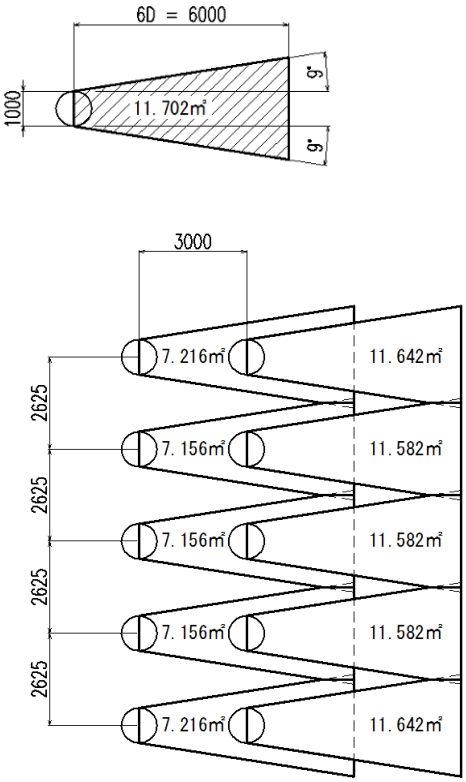
(c) C 橋　(d) D 橋

(e) E 橋　(f) F 橋

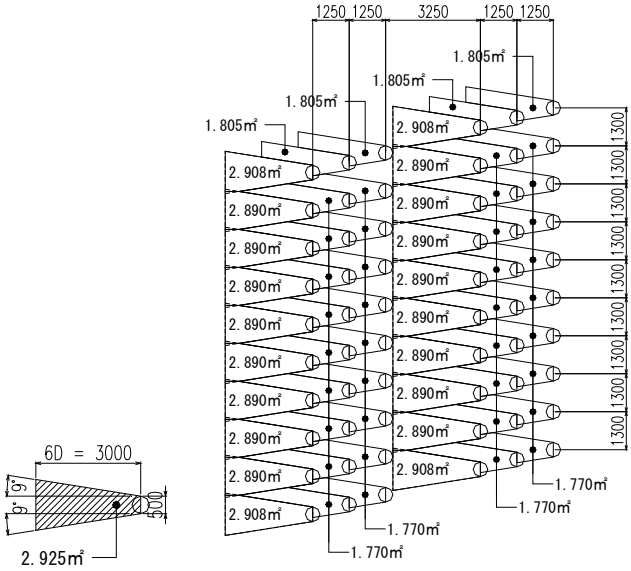
図-6.2.4-1　杭の影響面積



(g) G 橋



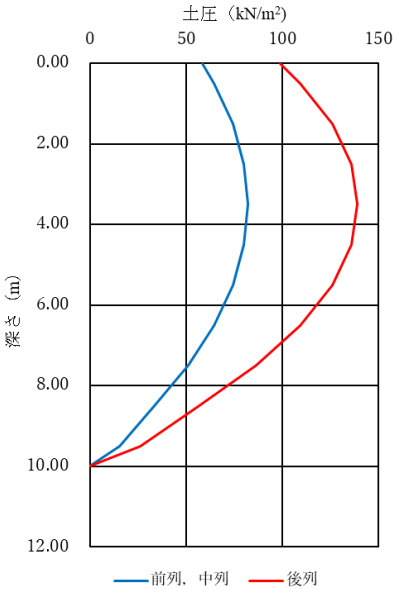
(h) H 橋



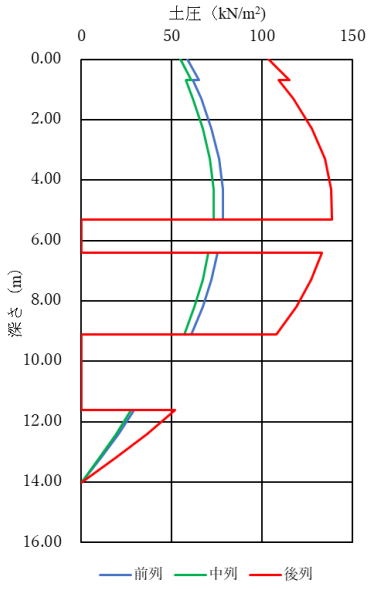
(i) I 橋

図-6.2.4-2　杭の影響面積

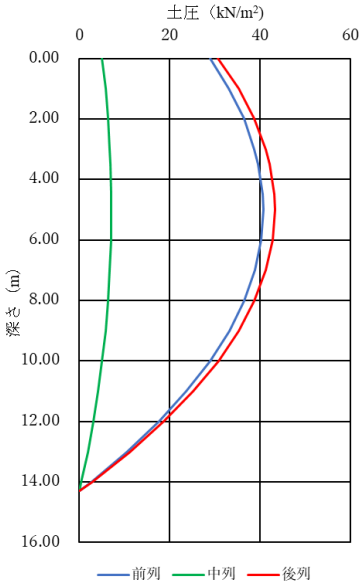
各橋台について杭の作用土圧を算定した結果を**図-6.2.5** に示す。



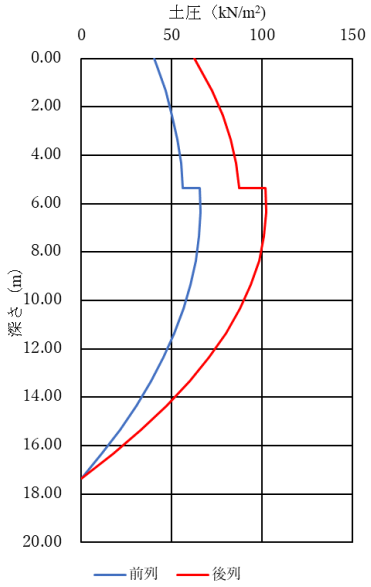
(a) A 橋



(b) B 橋

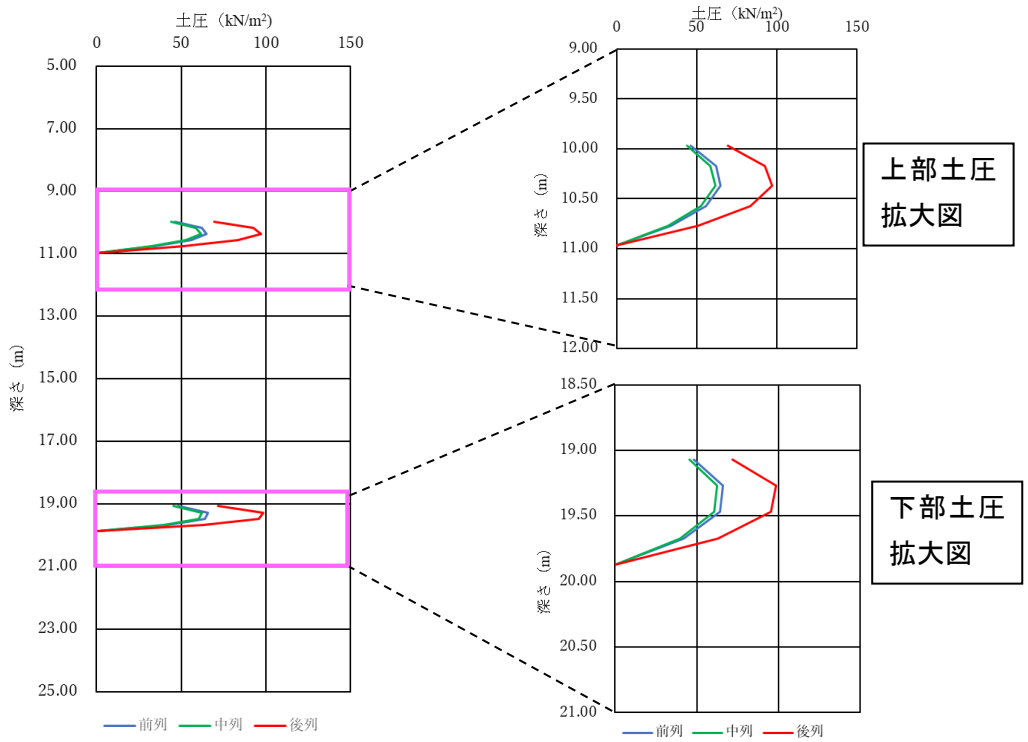


(c) C 橋

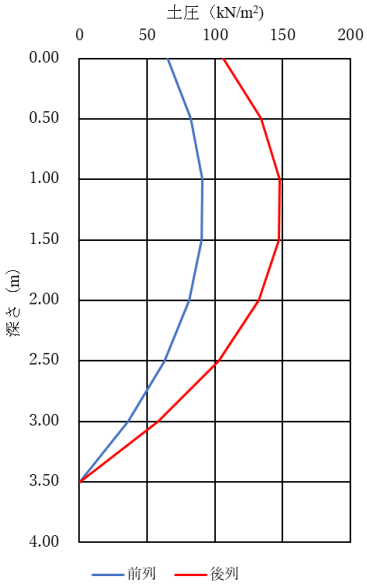


(d) D 橋

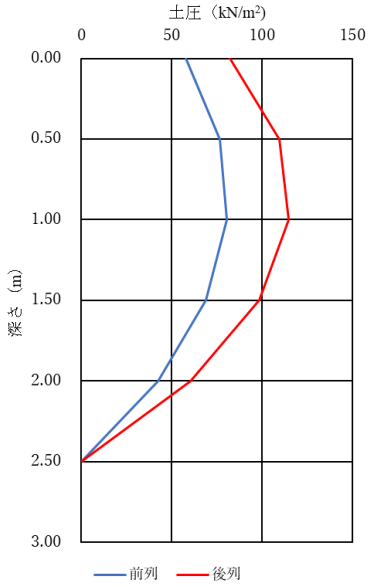
図-6.2.5-1　杭の作用土圧



(e) E 橋

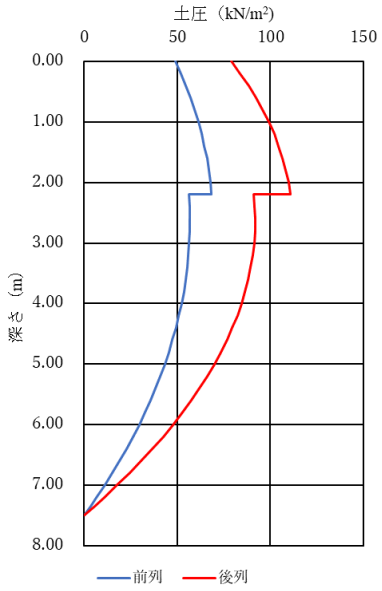


(f) F 橋

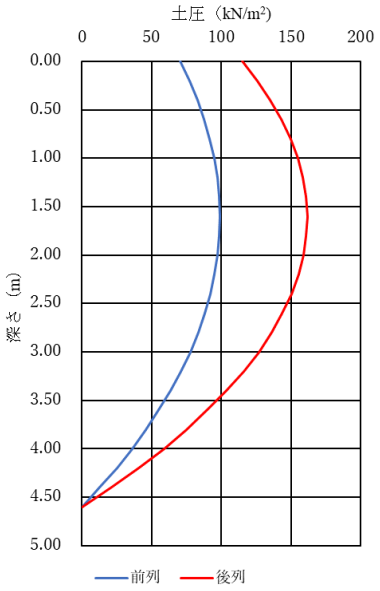


(g) G 橋

図-6.2.5-2　杭の作用土圧



(h)H 橋



(i)I 橋

図-6.2.5-3　杭の作用土圧

6.3 解析結果

6.2節に示す方法より、対象橋台をモデル化して荷重漸増解析を行った。対象橋台における水平震度と基礎中心の水平変位との関係に基づき、橋台の地震時挙動や損傷の発生順序などの解析結果を以下にまとめる。なお、基礎中心の位置は、はり要素としてモデル化したフーチングとたて壁の交点とする。

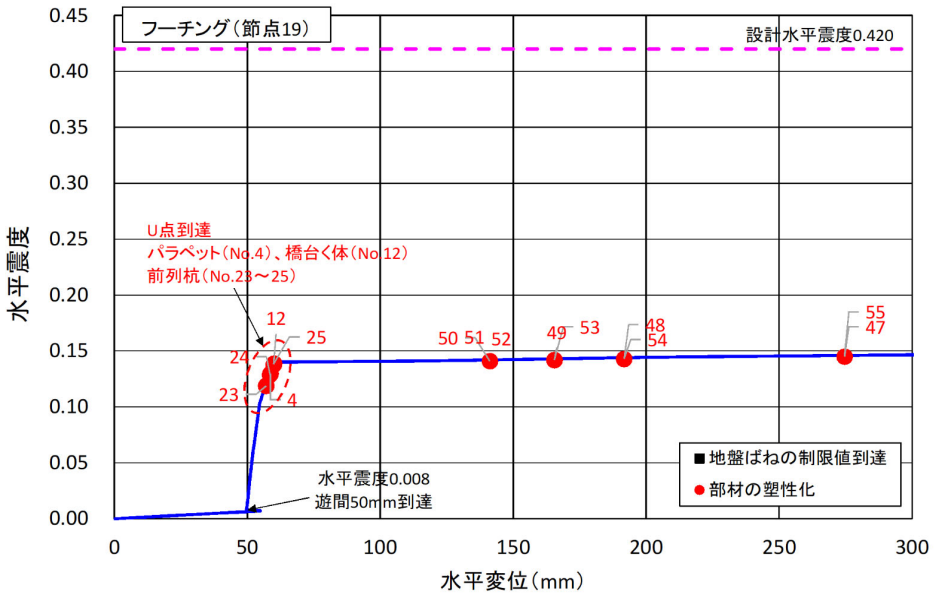
なお、ここに示す解析は、地震時の作用を静的な荷重に置き換えて与えるものであるため、系の耐荷力を超える荷重が作用した場合は応答値を算出することができない。その場合は、主として損傷部位やその順序に着目して解析結果を確認する。

6.3.1 A橋の解析結果

基礎中心における変位曲線を**図-6.3.1**に、解析結果を次頁に示す。

A橋では杭全長にわたって地層が液状化する（F_L＜1.0）ため、 6.2節における方法に基づくと杭の地盤抵抗が得られず系が不安定となるため、解析を行うことができない。そのため、あくまで参考ではあるが、杭先端の水平変位を固定した条件で解析を実施した。その結果、水平震度0.008で桁とパラペットが接触した後、パラペット、橋台躯体の順に終局点に到達した。その後、前列杭の杭頭部が終局点に到達する水平震度0.139以降で水平変位が急増し、系が不安定化する結果となった。

地震後のA橋の被害については、地震被害調査より橋台のウィング部の破壊や壁の破断などが確認された。それに対して、解析における最大耐力点になる直前に、パラペットや橋台躯体も終局耐力点に到達することが確認できる。つまり、地震被害調査結果と解析結果を比較すると、損傷の発生位置という点は、両者における破壊モードがほぼ整合している。

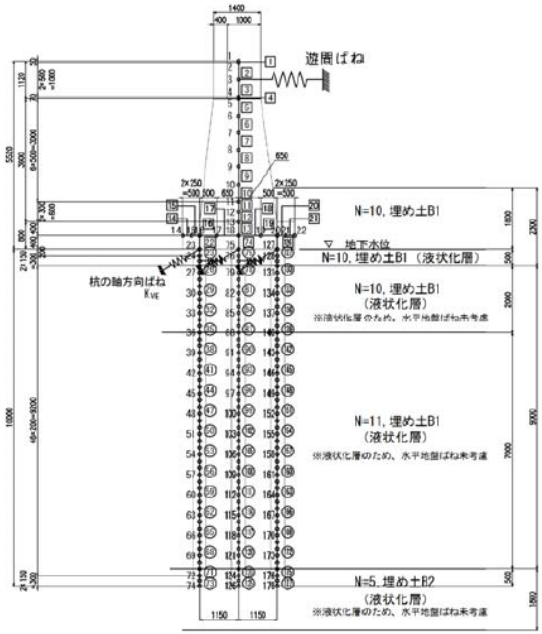


※被害事例の実橋の周辺における加速度の観測値から換算した「設計水平震度」を参考値として示す。

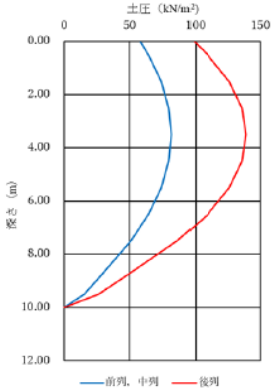
図-6.3.1　基礎中心における変位曲線

●A橋　A1橋台

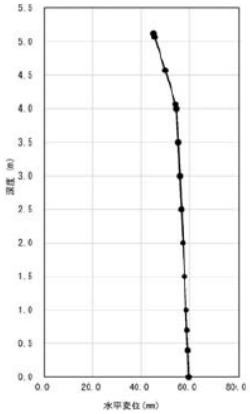
モデル図



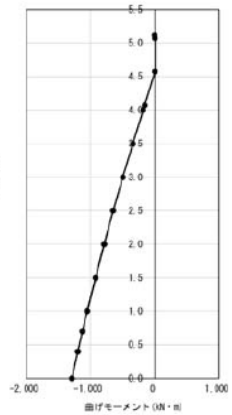
杭に作用する土圧



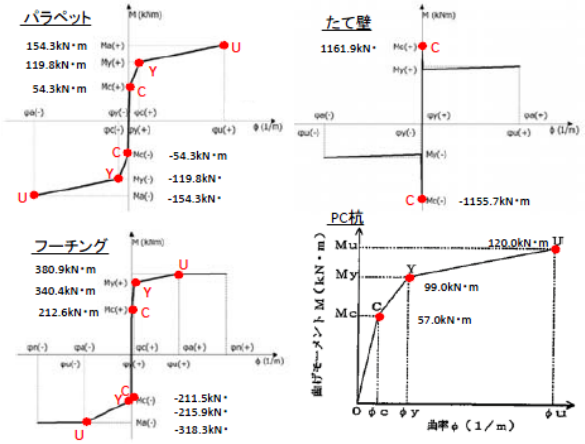
橋台の水平変位



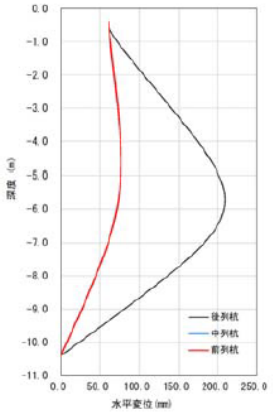
橋台の曲げモーメント



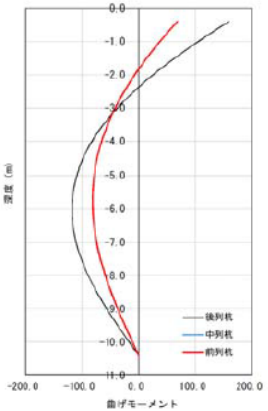
各部材のM-φ関係



杭の水平変位



杭の曲げモーメント



6.3.2 B橋の解析結果

基礎中心における変位曲線を**図-6.3.2**に、解析結果を次頁に示す。

水平震度0.004で桁とパラペットが接触した後、地盤の水平抵抗や杭の押込み支持力が上限に達した。その後、地盤抵抗の降伏によって基礎の水平変位が急増し、パラペットが終局点に到達する水平震度0.124以降で系が不安定化する結果となった。基礎の水平変位が地盤抵抗の降伏によって急増したのは、液状化層厚が厚いことに起因していると考えられる。

桁とパラペットが接触した後に、橋台が前面側に大きく変位するとともに、パラペットが破壊して終局に至ることが確認された。実橋では、橋台の前面側への移動や主桁・パラペット間の接触が確認されており、この点においては、解析結果と被災調査結果が整合しているといえる。

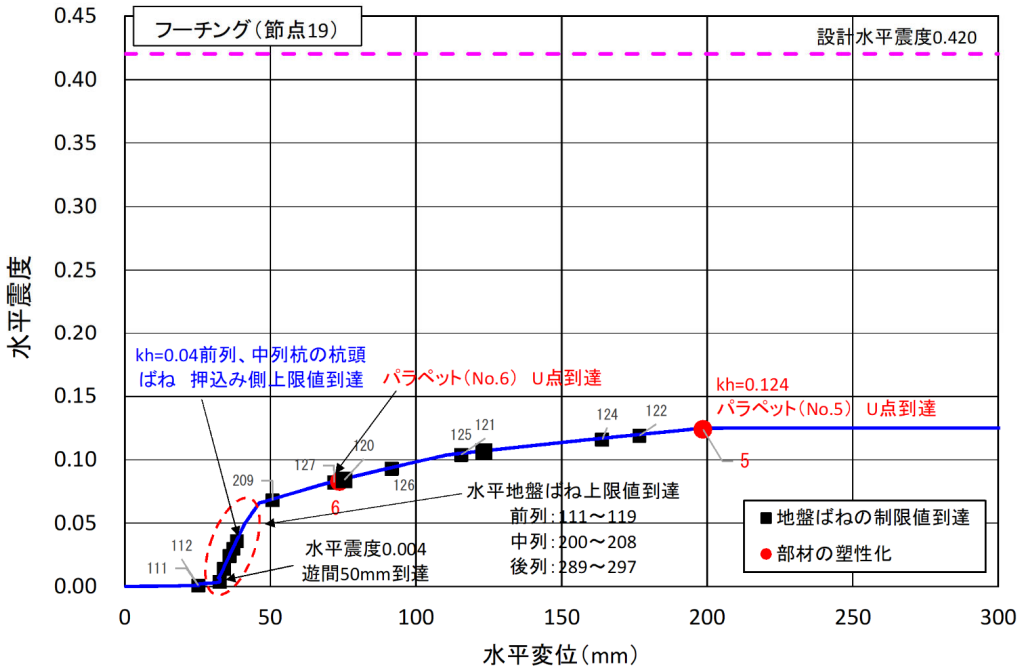
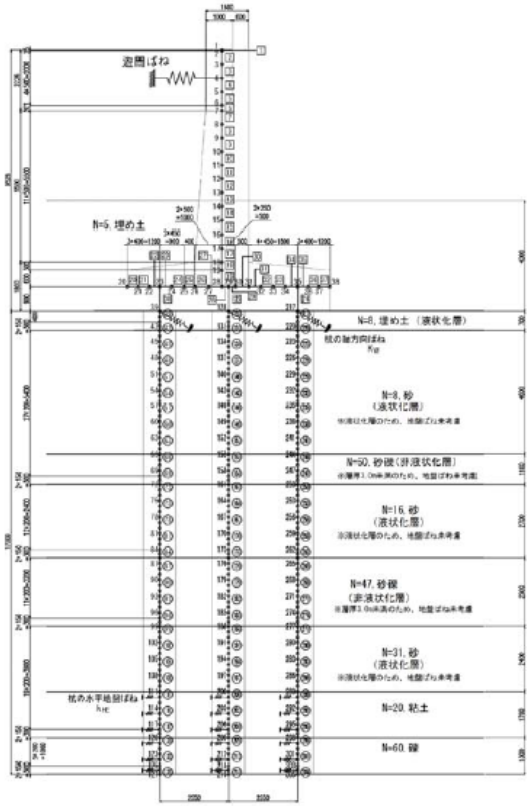


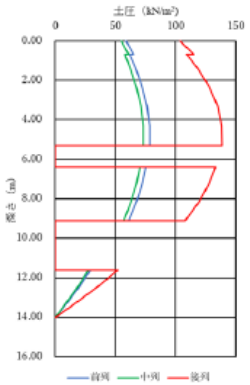
図-6.3.2　基礎中心における変位曲線

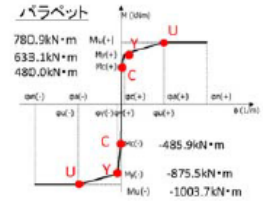
●B橋　A2橋台

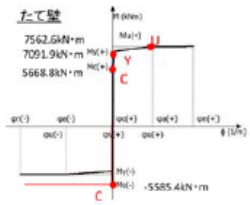
モデル図

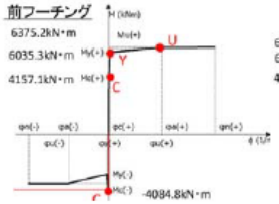


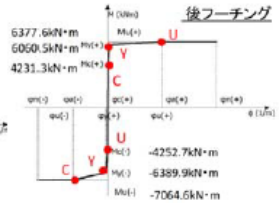
杭に作用する土圧

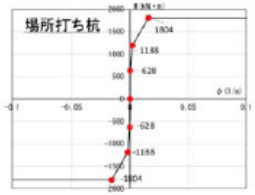






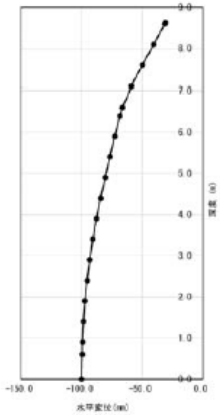




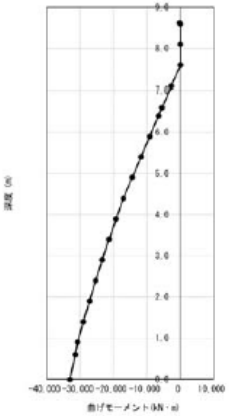


各部材のM-φ関係

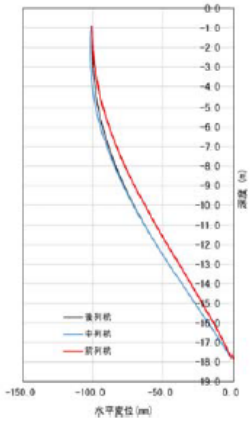
橋台の水平変位



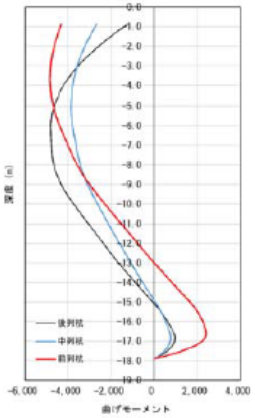
橋台の曲げモーメント



杭の水平変位



杭の曲げモーメント



6.3.3 C橋の解析結果

基礎中心における変位曲線を**図-6.3.3**に、解析結果を次頁に示す。

桁とパラペットが接触して橋台天端の変位が拘束された後、後列杭及び中列杭が押込み支持力の上限に到達することで変位が急増した。最終的には、基礎中心で最大120mmを超える水平変位が算出されたが、部材が終局点に到達したのはパラペットのみであった。

一方、実橋においては、たて壁にせん断破壊が生じたほか、ウイングに圧壊が生じている。これは、桁からの接触力を受けたパラペットがウイングと一体となって抵抗したことにより、パラペットよりもたて壁の破壊が先行した可能性を示唆している。解析ではウイングの影響を無視してパラペットの耐力を評価しているため、たて壁のひび割れよりも、パラペットの降伏が先行する結果となったものと考えられる。

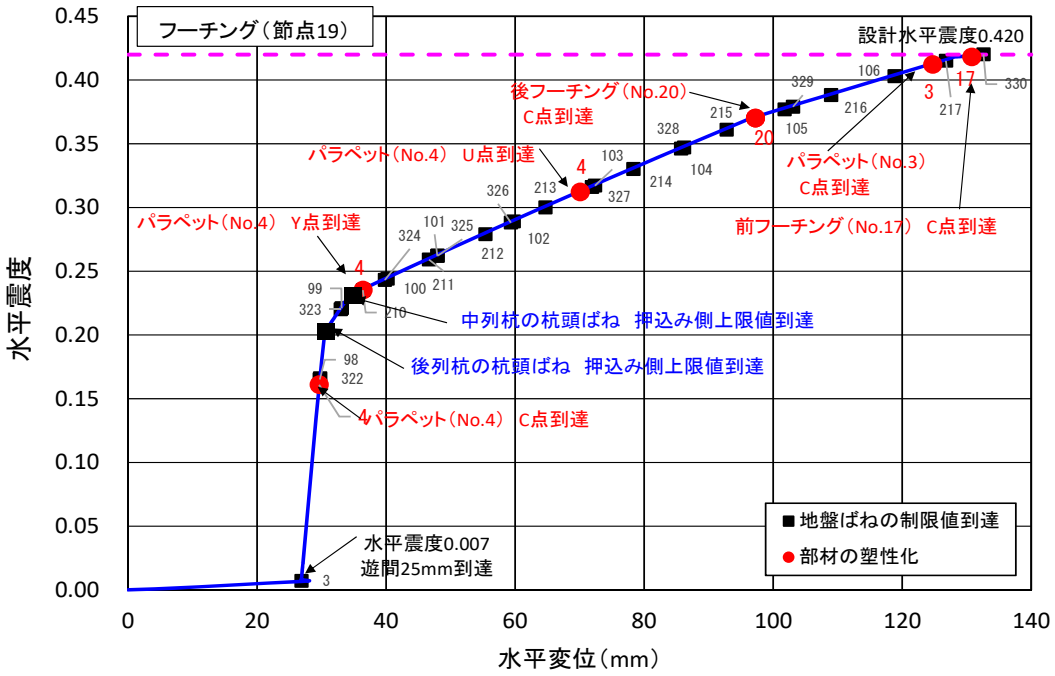
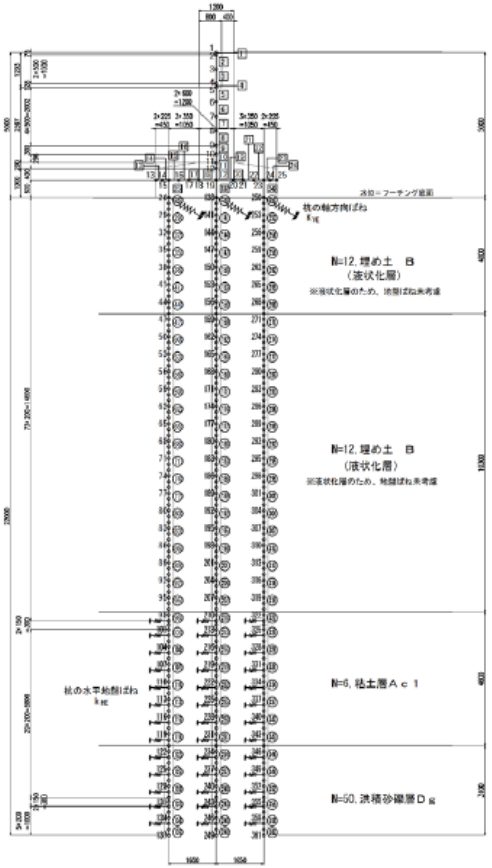


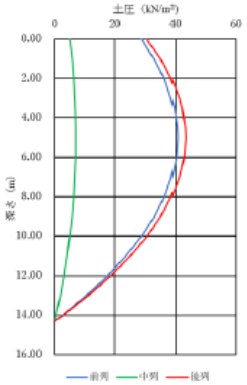
図-6.3.3 基礎中心における変位曲線

●C橋　A2橋台

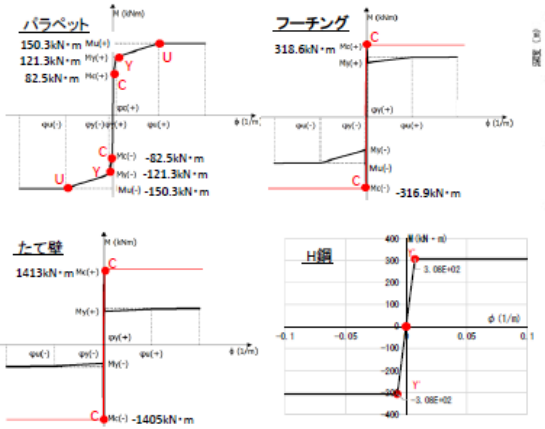
モデル図



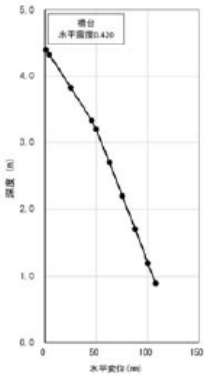
杭に作用する土圧



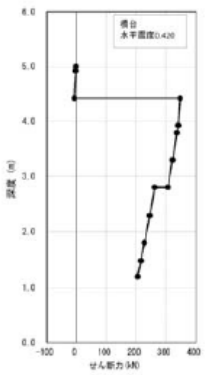
各部材のM−φ関係



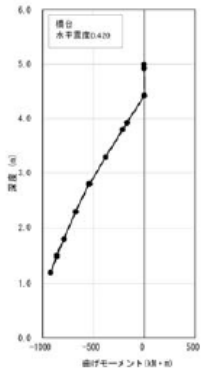
橋台の水平変位



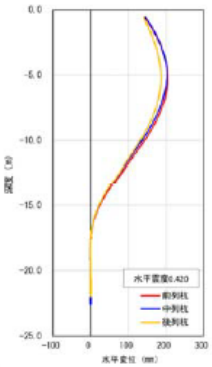
橋台のせん断力



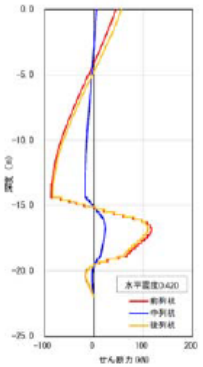
橋台の曲げモーメント



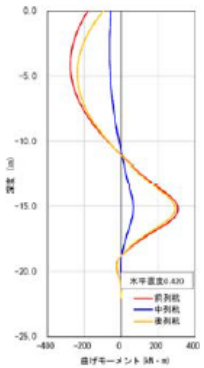
杭の水平変位



杭のせん断力



杭の曲げモーメント



6.3.4 D橋の解析結果

基礎中心における変位曲線を**図-6.3.4**に、解析結果を次頁に示す。

桁とパラペットの接触後、前列杭の引抜き降伏により変位が急増し始め、水平震度0.140において多くの杭部材が終局点に到達し、系が不安定化する結果となった。

実被害では橋台が背面側（後転側）に3°の傾斜を生じたことが確認されている。解析では、前列杭の引き抜き降伏が一番初めに生じ、その後は橋台躯体が後転側に傾斜するなど、定性的には実被害の調査結果と合致している。

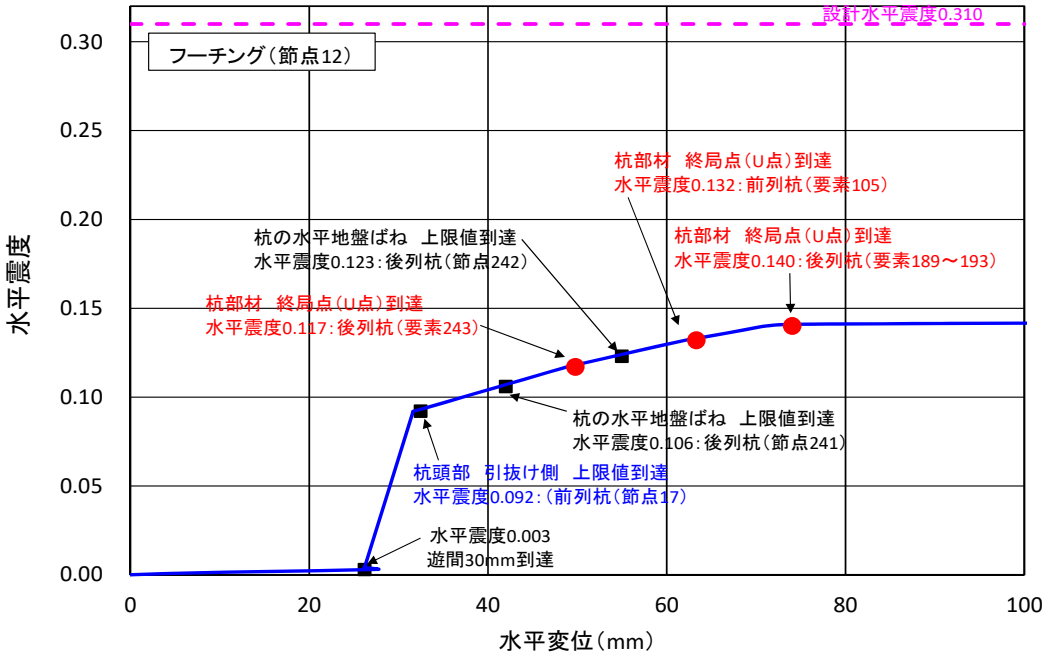
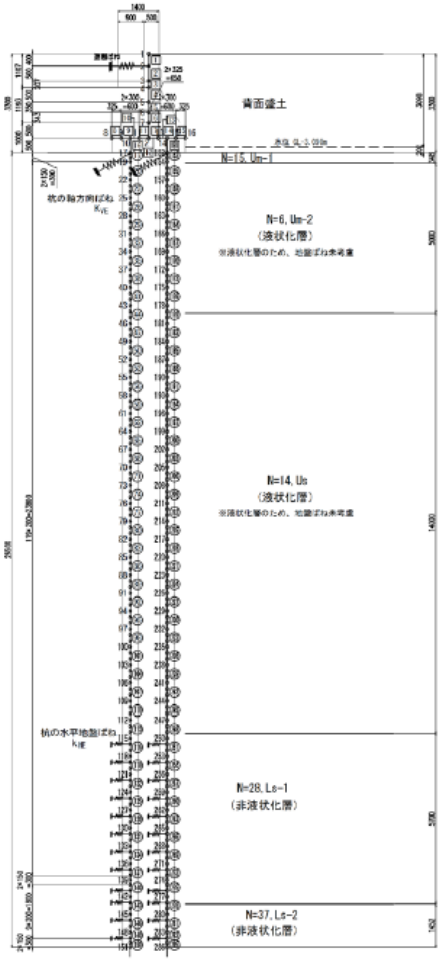


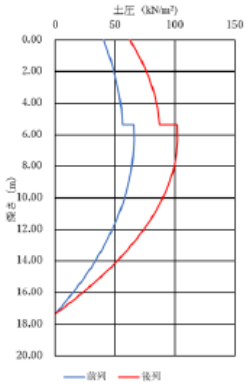
図-6.3.4　基礎中心における変位曲線

●D橋　A1橋台

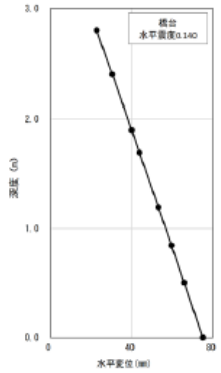
モデル図



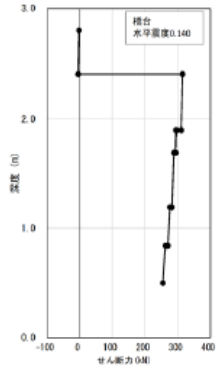
杭に作用する土圧



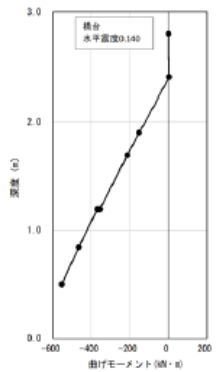
橋台の水平変位

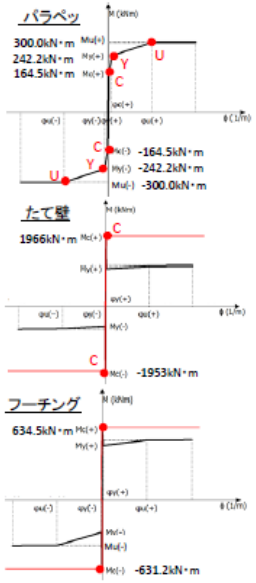


橋台のせん断力

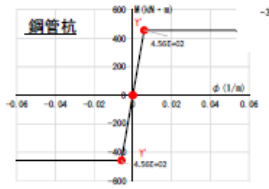


橋台の曲げモーメント

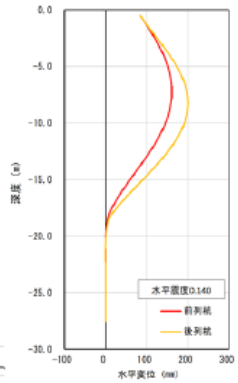




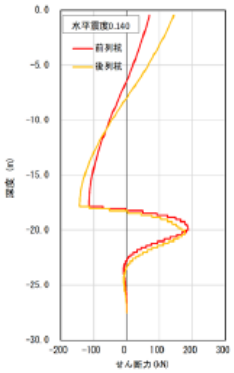
各部材のM-φ関係



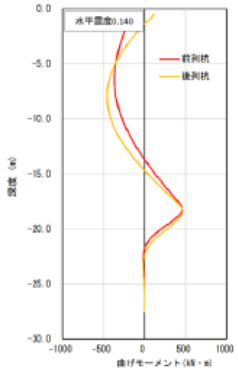
杭の水平変位



杭のせん断力



杭の曲げモーメント



6.3.5 E橋の解析結果

基礎中心における変位曲線を**図-6.3.5**に、解析結果を次頁に示す。

桁とパラペットが接触する前にたて壁にひび割れが生じ、前列杭及び中列杭が降伏に到達した。この時点におけるたて壁のひび割れは背面引張側の曲げモーメントによるものである。その後、桁とパラペットが接触して水平震度が増加して前列杭及び中列杭の損傷が続き、パラペットが前面引張側の曲げモーメントにより損傷して水平変位が急増し、最終的には水平震度0.824でパラペットが終局点に到達する結果となった。

実橋においてもパラペット基部にひび割れが生じており，整合した解析結果が得られている。また、桁端部の座屈耐力が606kNであったのに対し，本解析では桁・パラペット間の接触力として866kNが算出された。これは，実橋の床版部におけるコンクリートの剥離発生状況と定性的に対応していると言える。

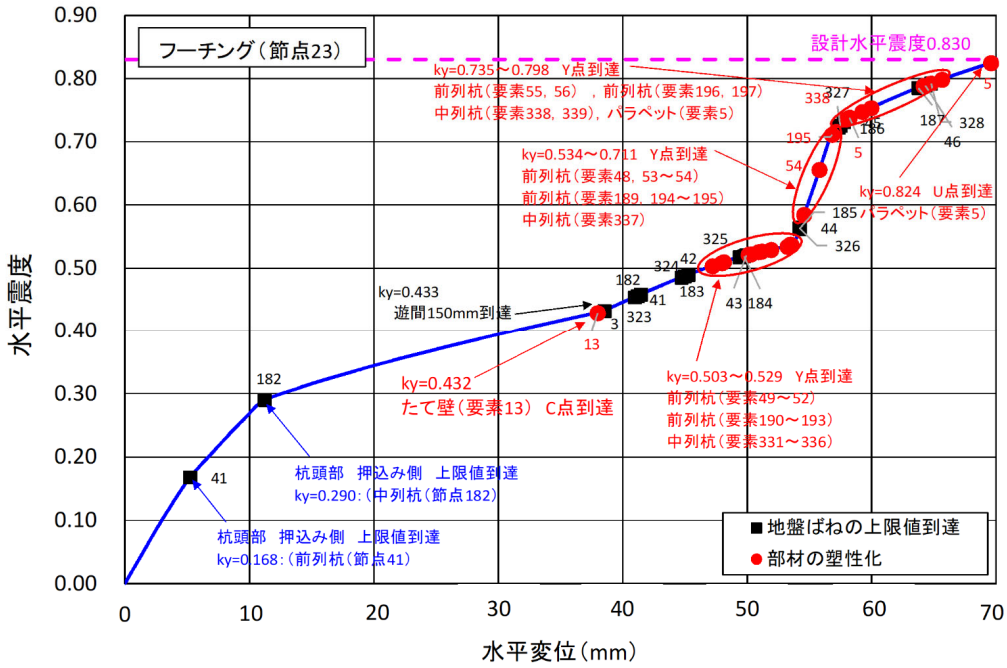
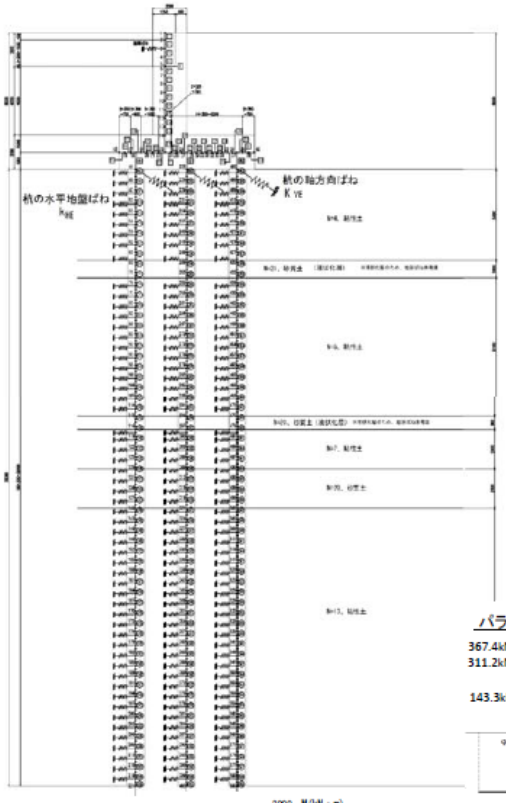


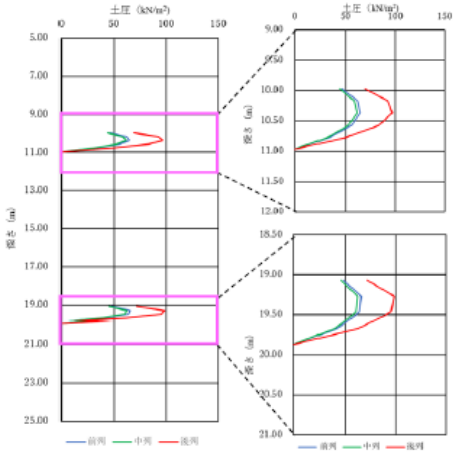
図-6.3.5　基礎中心における変位曲線

●E橋　A1橋台

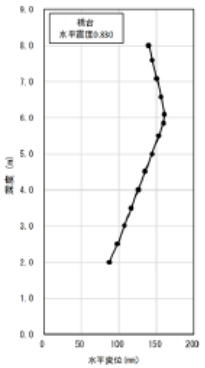
モデル図



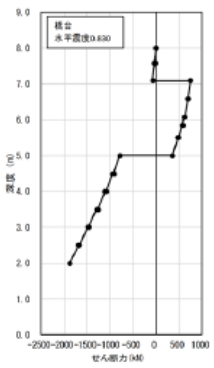
杭に作用する土圧



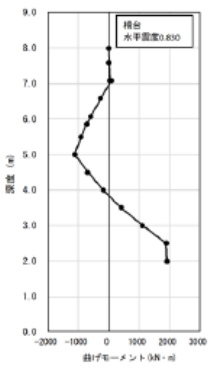
橋台の水平変位



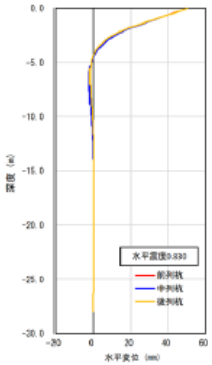
橋台のせん断力



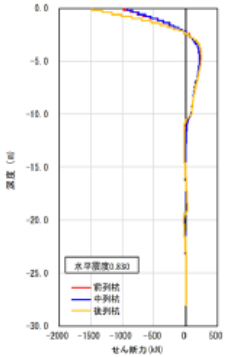
橋台の曲げモーメント



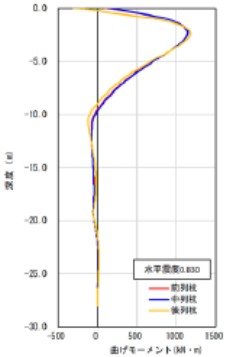
杭の水平変位



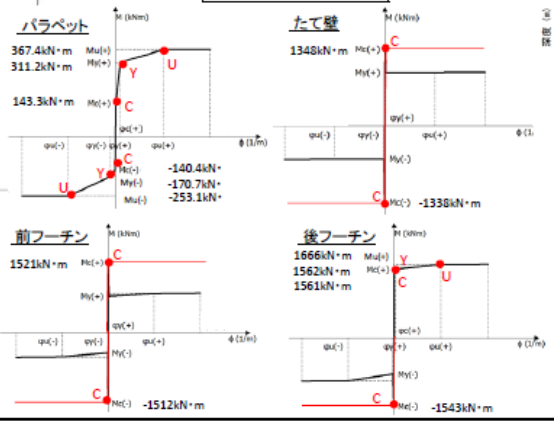
杭のせん断力

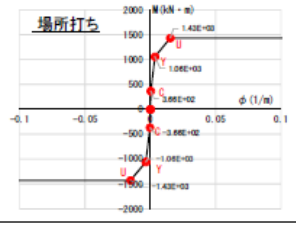


杭の曲げモーメント



各部材のM-φ関係





6.3.6 F橋の解析結果

基礎中心における変位曲線を**図-6.3.6**に、解析結果を次頁に示す。

桁とパラペットの接触前に、橋台躯体と一体となっているボックス下梁とパラペットがU点に到達した。桁とパラペットの接触後は水平震度が増加し、水平震度0.240においてボックスの梁部で終局点に到達し、最終的にはフーチング中心で155mm程度の水平変位が発生する結果となった。

解析において得られた桁・パラペット間の接触力は1863kNであり、支承の耐力657kNを超過する結果が得られた。ただし、この接触力は桁端部の局部座屈から決まる座屈耐力11123kNに達するものではなかった。

実被害は橋台の移動のみとなっている。実際の橋台の移動量については、150mm の遊間が詰まり、橋台背面側（ボックスカルバートと背面土との境界位置、踏み掛け版の端部と思われる箇所）で 30mm 程度の隙間が確認されている。解析では、フーチング中心で 155mm 程度の水平変位が生じており、実被害と整合していると考えられる。ただし、解析では橋台背面側のボックス部の損傷や、支承の耐力を上回る接触力が算出されている点は実橋と異なっており、作用力を過大に評価する結果となっている。

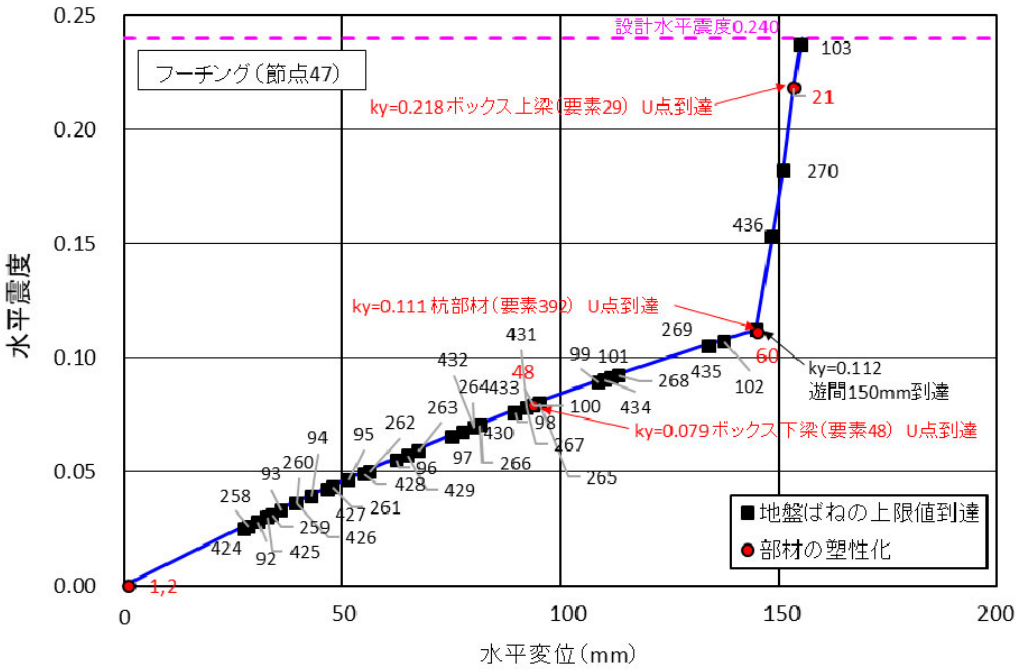
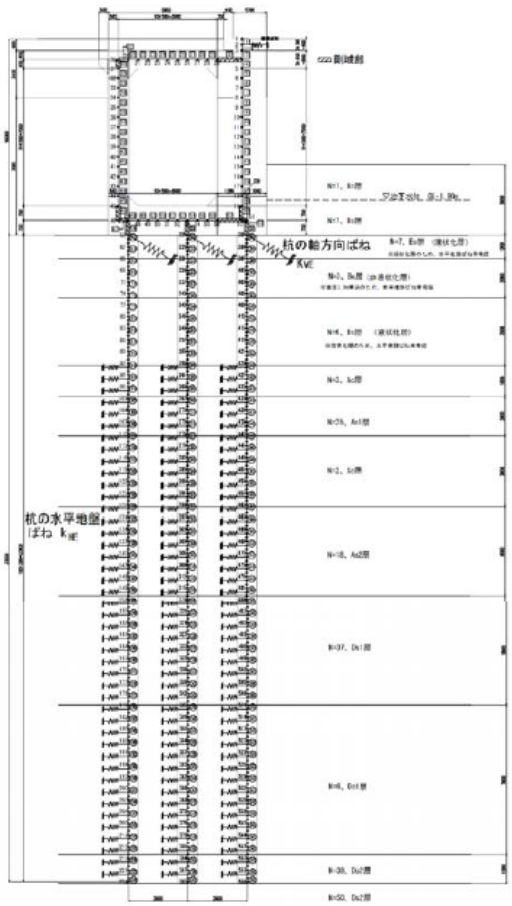


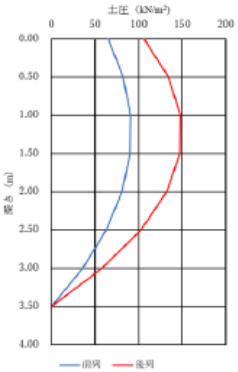
図-6.3.6　基礎中心における変位曲線

●F橋　A1橋台

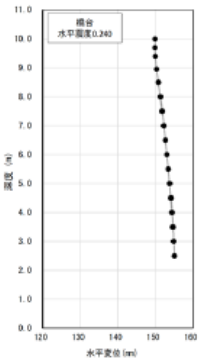
モデル図



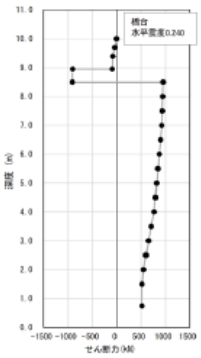
杭に作用する土圧



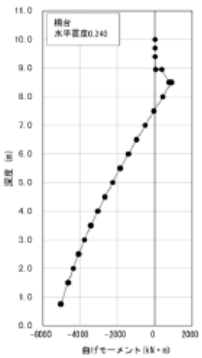
橋台の水平変位



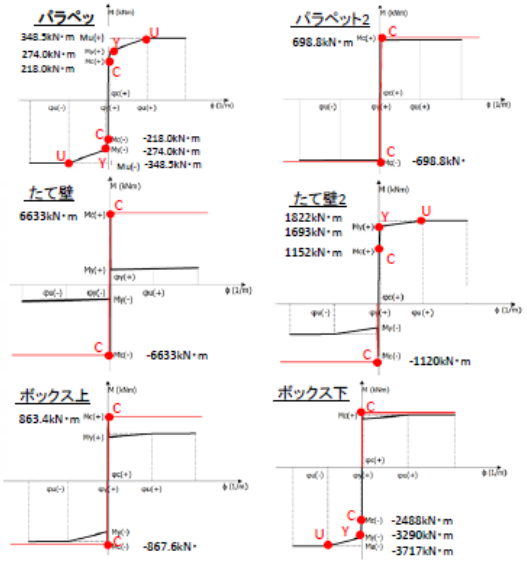
橋台のせん断力



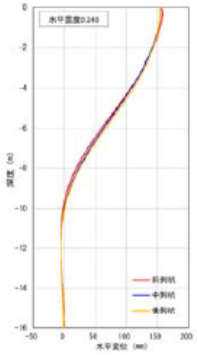
橋台の曲げモーメント



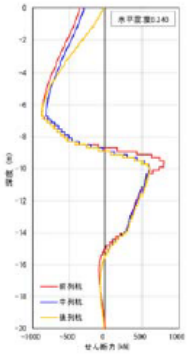
各部材のM-φ関係



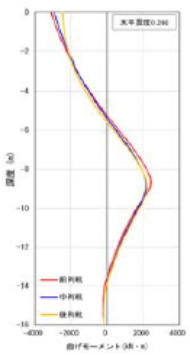
杭の水平変位



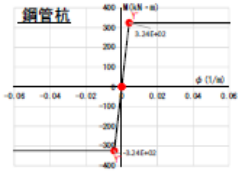
杭のせん断力



杭の曲げモーメント



鋼管杭



6.3.7 G橋の解析結果

基礎中心における変位曲線を**図-6.3.7**に、解析結果を次頁に示す。

桁とパラペットの接触前に前列杭が押込み支持力の上限に達し、前列杭及び後列杭がC点に到達した。その後、桁とパラペットが接触して水平変位の増加が鈍くなり、最終的には水平震度0.430で、フーチング中心で6mm程度の水平変位が発生した。部材に生じた損傷は、杭とパラペットのひび割れにとどまる結果となった。

支承の耐力と解析において得られた作用力との比較を行った結果、支承の耐力2610kNに対して、解析において得られた作用力は808kNであり、支承の耐力を下回る結果が得られた。

G橋は無被災事例として記録されている橋梁であるのに対し、解析においても特に橋台躯体においては目立った損傷がないことから、定性的に整合した解析結果が得られていると考えられる。

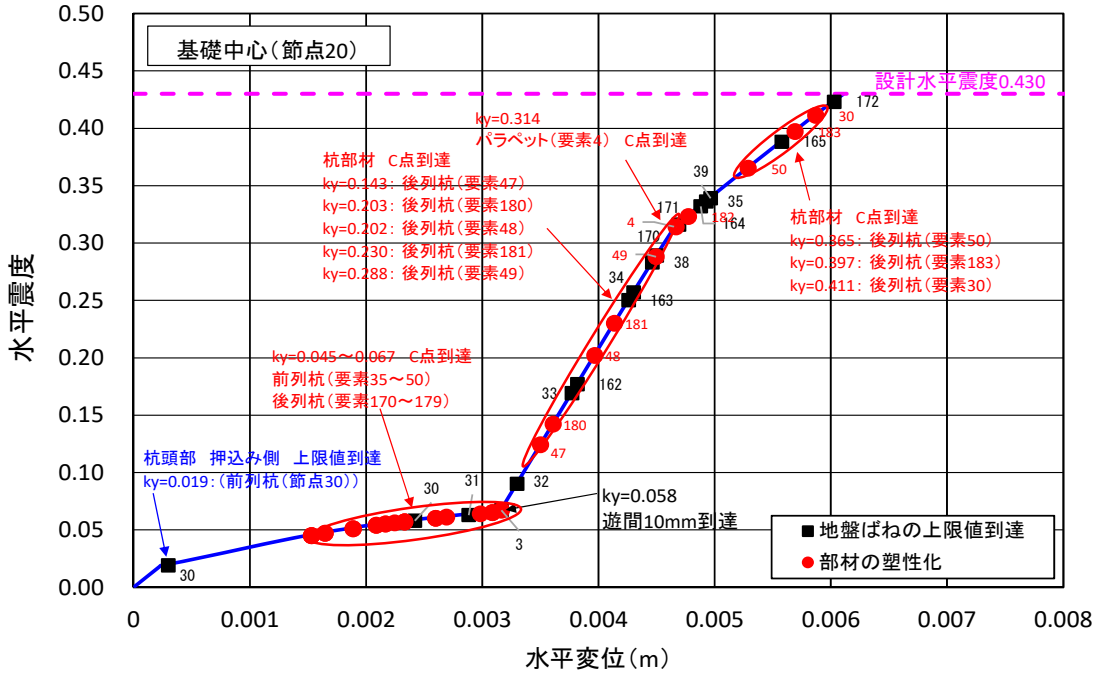
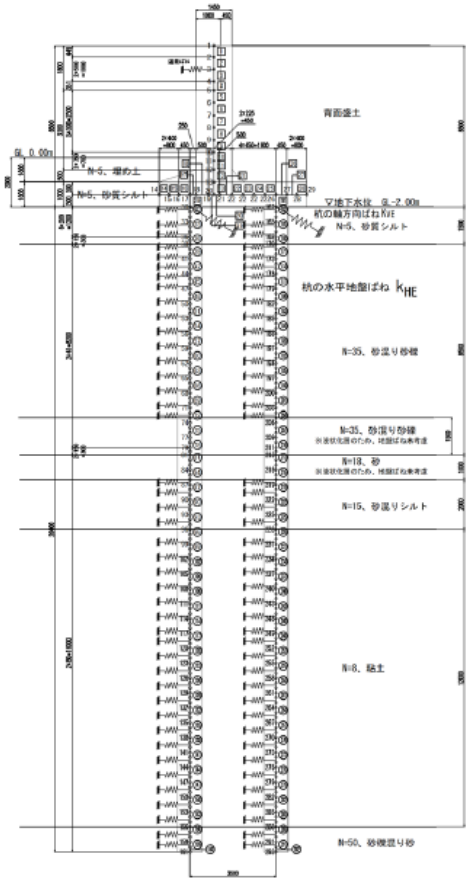


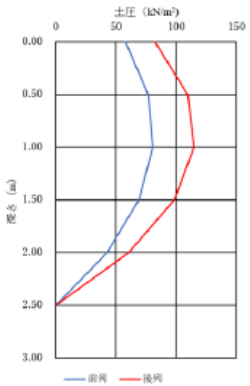
図-6.3.7 基礎中心における変位曲線

●G橋　A2橋台

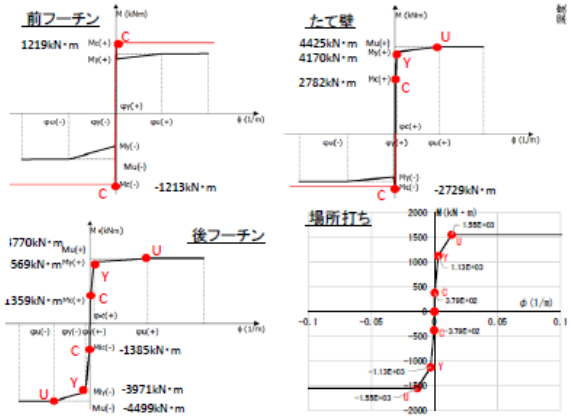
モデル図

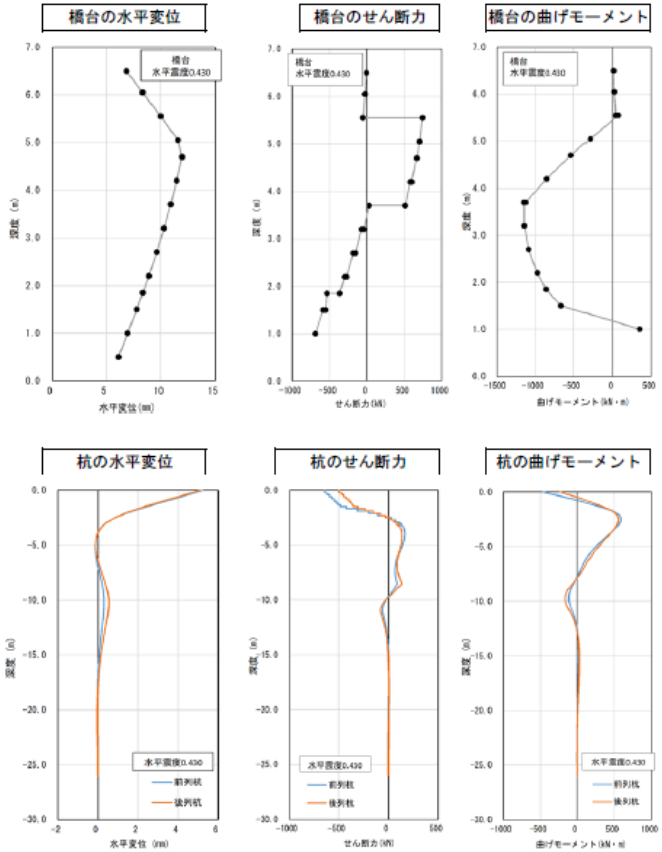


杭に作用する土圧



各部材のM-φ関係





6.3.8 H橋の解析結果

基礎中心における変位曲線を**図-6.3.8**に、解析結果を次頁に示す。

水平震度0.077で桁とパラペットの接触により変位が拘束された後、パラペットがU点に到達することで変位が増加し始め、その後はたて壁や前・後列の杭が順次U点に達し、最終的にはフーチング中心で1.4m程度の大きな水平変位が発生した。

実橋ではたて壁前面側のひび割れが生じていたものの、比較的軽微な被災事例として記録されている。解析においては桁とパラペットの接触後にたて壁が損傷する結果が得られており、橋台の変形モードについては整合した解析結果が得られているが、損傷の程度は過大に評価している可能性が考えられる。

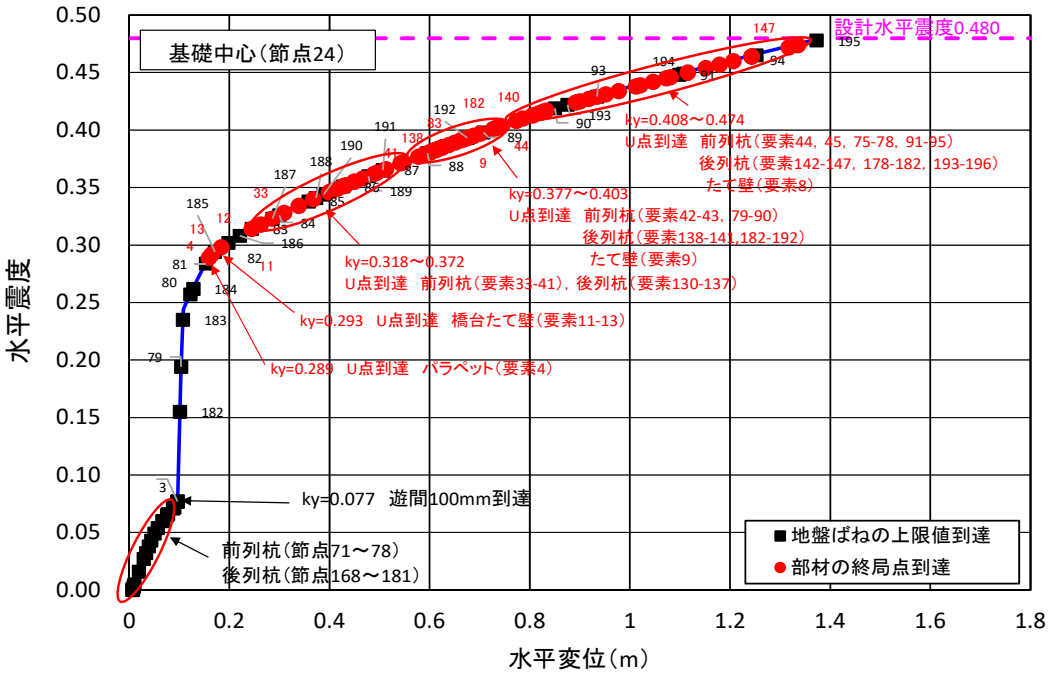
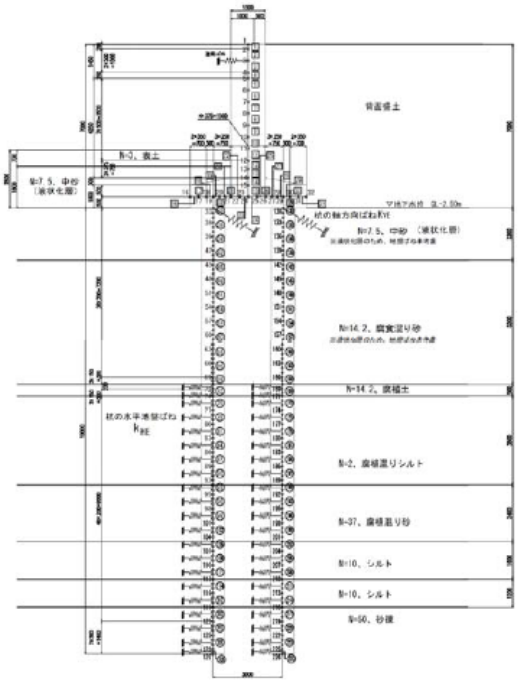


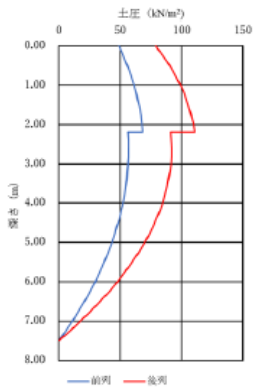
図-6.3.8　基礎中心における変位曲線

●H橋　A1橋台

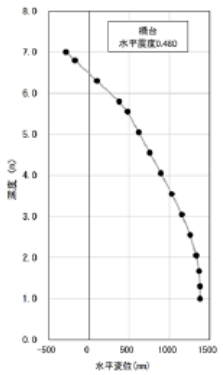
モデル図



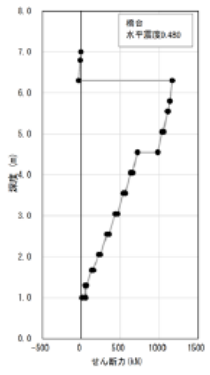
杭に作用する土圧



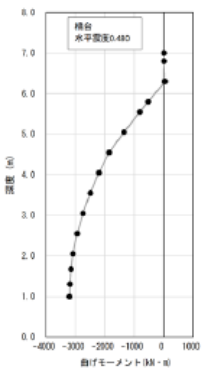
橋台の水平変位



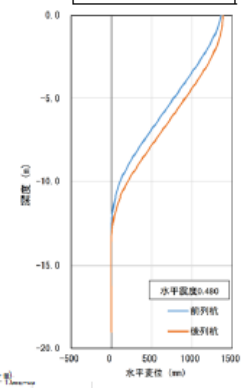
橋台のせん断力



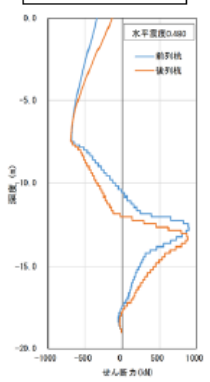
橋台の曲げモーメント



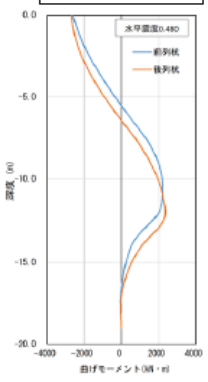
杭の水平変位



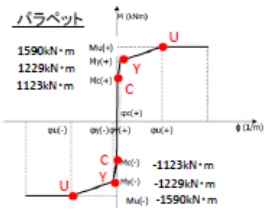
杭のせん断力

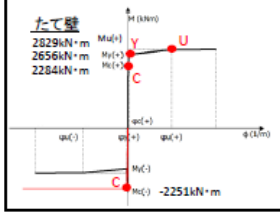


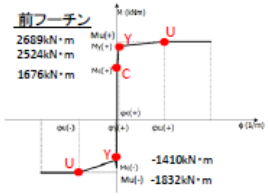
杭の曲げモーメント

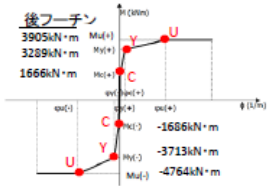


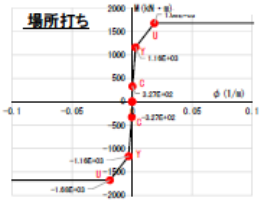
各部材のM-φ関係











6.3.9　I 橋の解析結果

基礎中心における変位曲線を**図-6.3.9**に、解析結果を次頁に示す。

桁とパラペットが接触した後、パラペットのU点への到達、各杭のY点への到達によって次第に変位の増加が顕著となり、所定の設計水平震度に達する前に系が不安定となる結果が得られた。

実橋ではパラペットや主桁端部にひび割れが生じていることから、地震中に桁とパラペットが接触したものと考えられ、定性的には整合した解析結果が得られていると考えられる。ただし、I橋は比較的軽微な被災事例として記録されているのに対し、解析では系が不安定化するほどに各部の損傷が生じていることから、過大な応答が算出されているものと考えられる。

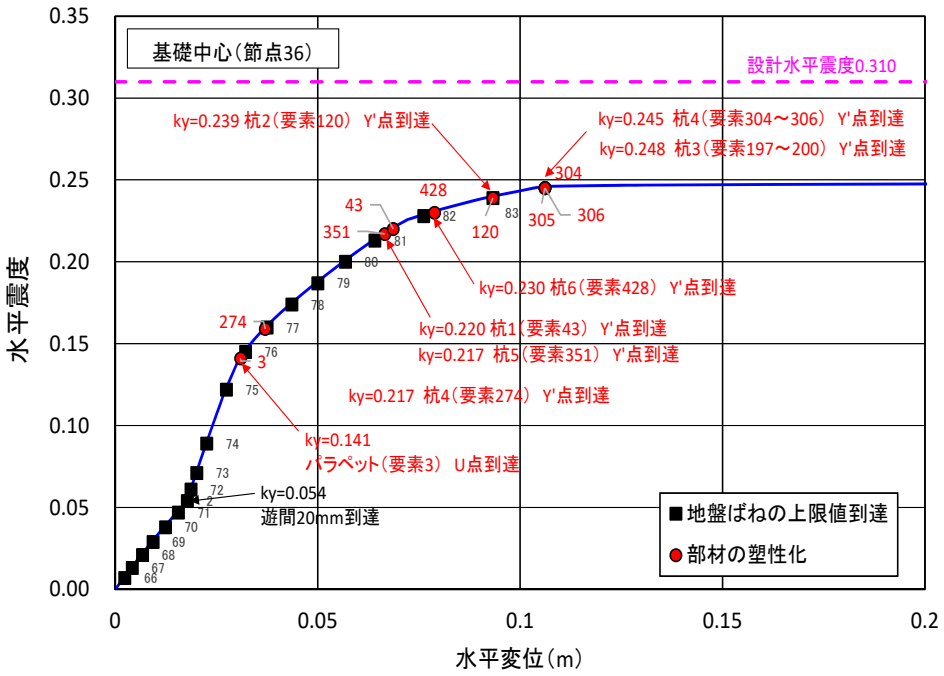
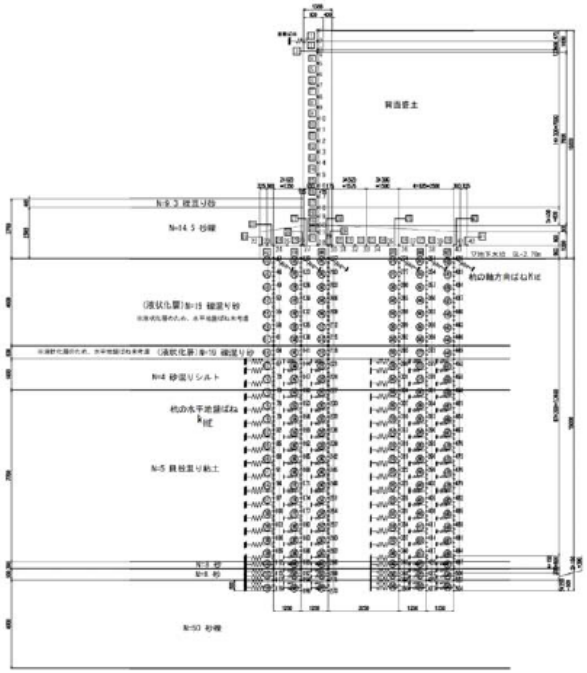


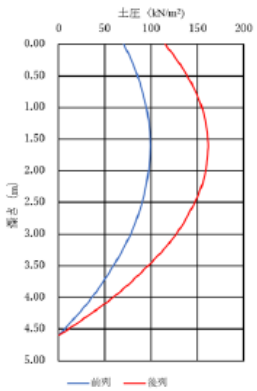
図-6.3.9　基礎中心における変位曲線

●I橋　A2橋台

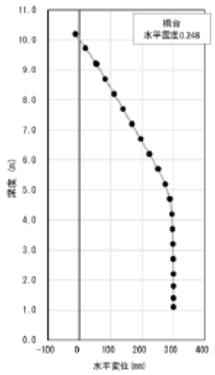
モデル図



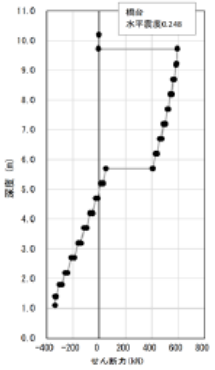
杭に作用する土圧



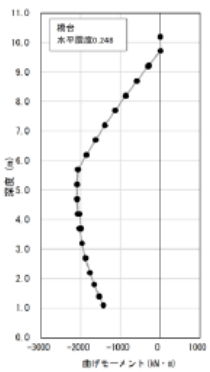
橋台の水平変位



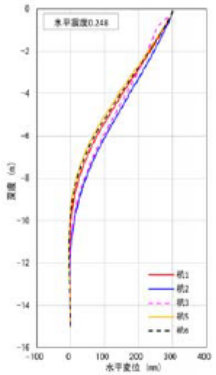
橋台のせん断力



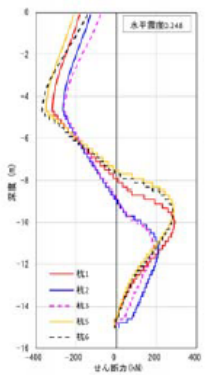
橋台の曲げモーメント



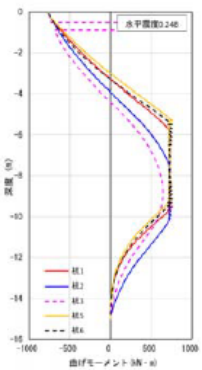
杭の水平変位



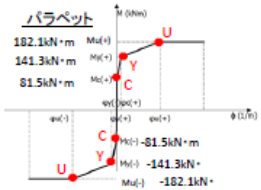
杭のせん断力



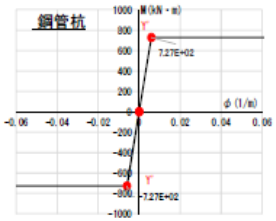
杭の曲げモーメント



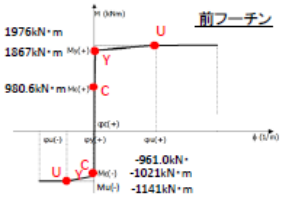
パラペット



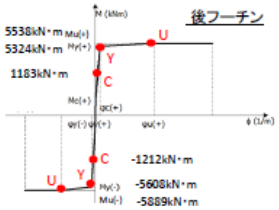
鋼管杭



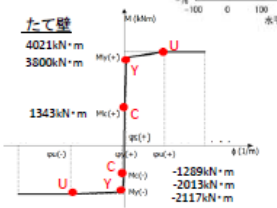
前フーチン



後フーチン



たて壁



6.3.10 まとめ

全 9 橋の実橋解析結果及び各橋梁の諸元の一覧**表-6.3.1** を次頁に示す。

今回の解析では、いずれの実橋に対しても定性的な変形モードを再現することができたものの、過大な変位量や損傷程度が算出されるケースが多く見られる。また、A、B、D、I 橋においては系が不安定化する結果となった。これは、地震時の作用を静的な荷重に置き換えて与えたため、系の耐荷力を超える荷重に対する変位が求まらなかったことによるものであり、側方流動に対して耐荷力に着目した照査を行う上では問題ないが、塑性変形能に着目した照査を行うことは難しいと考えられる。

今後、これらの点について改善を図るためには、構造物と地盤の相互作用を考慮した解析手法の構築が必要となると考えられる。一方、4.1 節に示したように、液状化に伴う橋台周辺地盤の変形予測など、難しい問題も残されているため、今後、引き続き検討を行う必要がある。

表-6.3.1　実橋解析結果及び各橋梁の諸元の一覧

解析ケース			A橋A1	B橋A2	C橋A2	D橋A1	E橋A1	F橋A1	G橋A2	H橋A1	I橋A2
橋りょうの名称			深江大橋	御影大橋	東魚崎橋	夢みなと橋	なごみ橋	美浜大橋	天津陸橋	武庫川橋	戒橋
竣工年			昭和42年	平成2年	昭和47年	(H2道示適用)	平成17年	昭和60年	昭和39年	昭和50年	昭和51年
構造諸元	奥行幅 (m)		30.700	12.689	15.048	16.649	13.200	38.800	16.000	12.500	13.000
	高さ (m)	パラペット	1.120	2.226	1.203	1.107	2.150	3.000	1.800	1.450	1.000
		橋台たて壁	3.600	5.500	2.597	1.193	3.850	5.000	3.700	4.250	7.800
		フーチング	0.800	1.800	1.200	1.000	2.000	2.000	1.000	1.300	1.500
		合計	5.520	9.526	5.000	3.300	8.000	10.000	6.500	7.000	10.300
	部材幅 (m)	パラペット	0.400	0.600	0.400	0.500	0.600	0.450 , 0.800	0.450	0.500	0.400
		橋台たて壁	1.400～2.300	1.600～2.000	1.200	1.400～2.100	1.850	2.500	1.450	1.500	1.300
	基礎	杭種	PC杭	場所打ち杭	H鋼杭	鋼管杭	場所打ち杭	鋼管杭	場所打ち杭	場所打ち杭	鋼管杭
		杭本数 (本)	3×28 = 84	2×4 + 3 = 11	2×18 + 4 = 40	2×10= 20	3×5= 15	3×14= 42	2×5= 10	2×5= 10	5×10 + 8 = 58
		直径 (m)	0.400	1.200	H-300	0.500	1.000	1.016	1.000	1.000	0.500
		杭長 (m)	10.0	17.0	22.0	27.0	28.0	33.0	26.0	19.0	15.0
		支持形式	摩擦杭	支持杭	摩擦杭	支持杭	摩擦杭	支持杭	支持杭	支持杭	支持杭
液状化層厚 (m)			10.0	14.0	14.3	17.3	1.0	6.7	2.5	7.5	4.6
前面地盤高さ (m)			1.8	4.0	3.5	0.0	3.0	3.6	2.0	2.5	2.7
解析に考慮する水平震度			0.420	0.420	0.420	0.310	0.830	0.240	0.430	0.480	0.310
解 析 結 果											
制限値に到達する水平震度	ストラットばね				0.020	0.003	0.433	0.112	0.058	0.077	0.054
	パラペット	C点			0.161	0.125	0.709	0.111	0.315	0.196	0.096
		Y点			0.235	0.146	0.738	0.111	未到達	0.244	0.122
		U点			**0.312**	0.147	0.824	0.111		**0.289**	**0.141**
	橋台たて壁	C点			未到達	0.147	**0.430**	未到達	未到達	0.293	0.188
		Y点				0.147	**0.430**			0.293	0.250
		U点				0.147	**0.430**			0.293	0.250
	フーチング（ボックス下梁）	C点			0.370	未到達	未到達	**0.079**	未到達	0.310	0.068
		Y点			0.370			**0.079**		0.418	0.251
		U点			0.370			**0.079**		未到達	0.251
	杭	C点			未到達	–	0.108	未到達	0.045	0.000	–
		Y点				**0.117**	0.528		未到達	0.054	0.217
		U点				–	未到達			0.349	–
	鉛直支持	押込み降伏			0.203	–	0.168	–	0.019	–	–
		引抜き降伏			–	0.092	–	–	–	–	–
橋台フーチングの水平変位 (mm)					132.6	∞	70.3	150.0	6.1	138.2	∞
被 災 状 況											
部材の損傷		主桁	横桁や支承の破損	主桁に圧壊によるひび割れ	横桁のｺﾝｸﾘｰﾄ剥離	記載なし	床版部でのｺﾝｸﾘｰﾄ剥離	記載なし	異常は確認されていない	被災なし	主桁にクラック
		支承	ずれ，アンカーボルトの露出，支承の破損	記載なし	沓座コンクリートの破損	記載なし	記載なし	記載なし	異常は確認されていない	支承ｻｲﾄﾞﾌﾞﾛｯｸ破損，支承モルタル損傷	不明
		パラペット	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	基部にひび割れ	記載なし	被害は見られない	不明	クラック
		橋台たて壁	記載なし	記載なし	クラック，鉄筋露出	記載なし	記載なし	記載なし	被害は見られない	クラック	不明
		フーチング	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	被害は見られない	不明	不明
		杭	記載なし	ひび割れ	記載なし	記載なし	記載なし	記載なし	不明	不明	不明
橋台前背面地盤の沈下や橋台の変位量			背面地盤に沈下	橋台前面に100mm移動，背面地盤1.0m陥没	竪壁が1°傾斜，背面地盤が1m陥没	フーチング傾斜，杭頭で110mm前面に移動	ゴム支承が橋軸方向に170mm残留変形，背面地盤に沈下	前面側に100mm変位	背面地盤に沈下	背面地盤に若干の沈下，舗装面に亀裂が発生	背面に段差が生じる

杭長に対して，液状化層が厚いため，解析が成り立たない結果となった。

6.4 補強試設計

実橋解析を行った橋梁から D 橋及び H 橋を対象として行った鋼管矢板壁を用いた側面一体型補強の試設計について以下に示す。

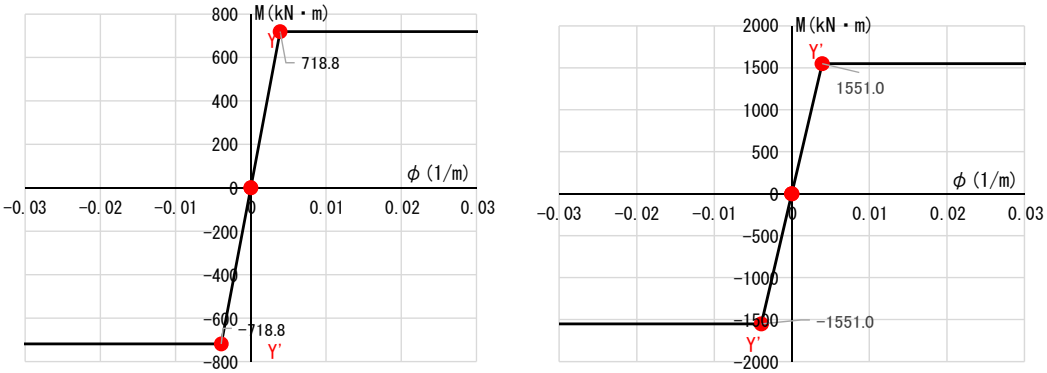
6.4.1 補強設計諸元

鋼管矢板壁を用いた側面一体型補強の試設計に用いた鋼管矢板の諸元を**表-6.4.1**に示す。鋼管矢板の継手部については、せん断抵抗を考慮したばねとして設定する。

また、基礎杭一列当たりに換算した鋼管矢板部材のM-φ関係を**図-6.4.1**、対象としたD橋及びH橋の解析モデルを**図-6.4.2**～**図-6.4.3**に示す。

表-6.4.1　鋼管矢板諸元

試算ケース	鋼管矢板の仕様
D 橋	外径 1000mm、厚み 25mm、SKK490
H 橋	外径 1000mm、厚み 27mm、SKK490



(a)　D橋　　(b)　H橋

図-6.4.1　鋼管矢板のM-φ関係

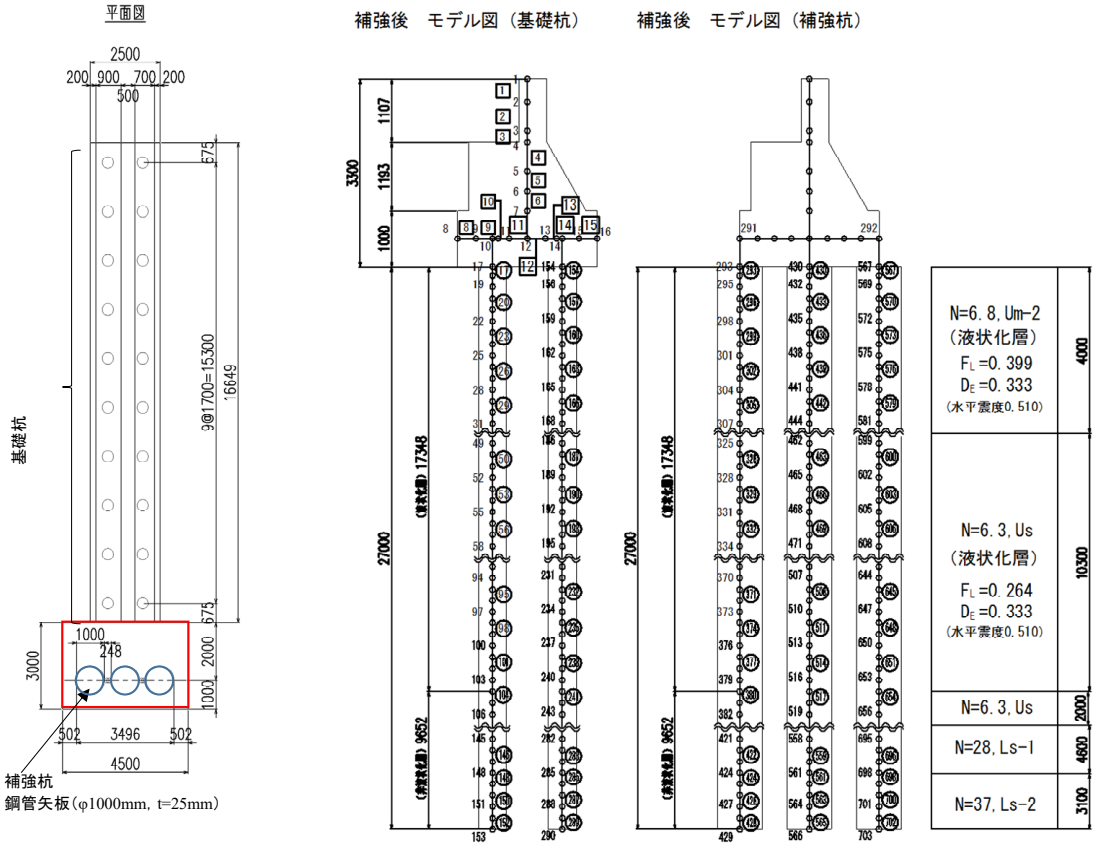


図-6.4.2　D橋解析モデル

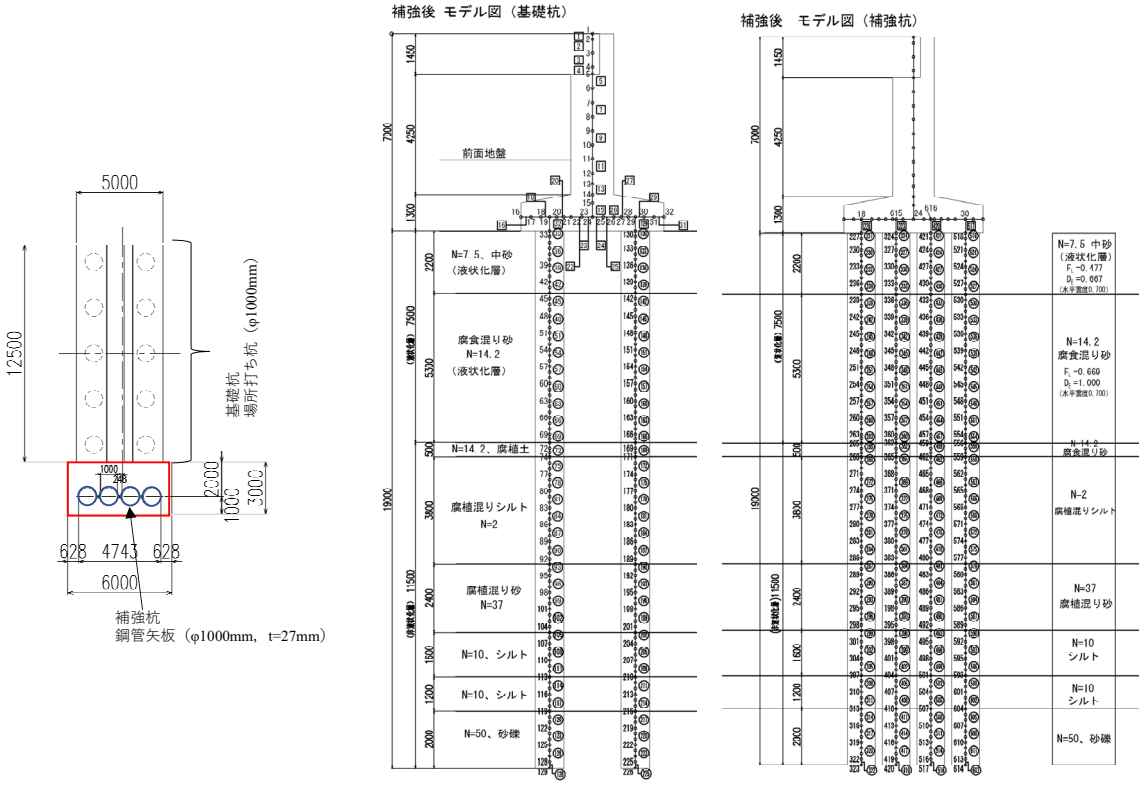


図-6.4.3　H橋解析モデル

6.4.2 荷重の算定

（1）設計水平震度の設定

【H29 年度道示】「11.3」より、橋台に作用する地震時土圧および構造物及びフーチング上載土の慣性力の算定に用いる設計水平震度は、下記に示す式を用いて算定する。算定結果は下記表に示すとおりである。

$k_{hA} = c_A\, c_{2z}\, k_{hg0}$

ここに、

k_{hA}：橋台および橋台基礎の設計水平震度

c_A：橋台および橋台基礎の設計水平震度の補正係数で，1.00 を標準

c_{2z}：レベル 2 地震動の地域別係数

表-6.4.2 設計水平震度の設定

	地盤種別	設計水平震度の標準値		対象地域(地域区分)	地域別係数		補正係数	設計水平震度 k_{hA}	
		k_{Ihg0}	k_{IIhg0}		c_{Iz}	c_{IIz}		タイプⅠ	タイプⅡ
D 橋	Ⅲ種	0.40	0.60	鳥取(B2)	1.0	0.85	1.00	0.40	0.51
H 橋	Ⅱ種	0.45	0.70	兵庫(A2)	1.0	1.0	1.00	0.45	0.70

（2）上部構造物の慣性力の算定

現行設計法による試設計で用いる可動側の橋台に考慮する上部構造物の慣性力は、【H29 年度道示】「4.1 慣性力」に示されるとおり、支承の静摩擦力とする。支承部の静摩擦力の算定結果を下表に示す。

表-6.4.3 上部構造物の慣性力の算定結果

	上部構造物	支承形式	摩擦係数 μ	上部工反力 (kN)	上部工重量 W(kN)	静摩擦力 (kN)
D 橋	プレテンション方式 PC 単純床版橋	帯状ゴム支承	0.15	2910	7320※1	1096
H 橋	単純箱桁	鋼製ローラー支承	0.05	2100	4200	210

※1 D 橋の A1 側と A2 側では、上部構造物の全重量が確認できなかったため、概略的に上部工重量を算定した。

（3）杭に作用する土圧の算定

側面一体型補強を行った場合の既設杭及び補強鋼管矢板に作用させる土圧の算定結果を以下に示す。EP_0 及び C_2 の算定結果を**表-6.4.4** に示す。D 橋及び H 橋における杭の作用土圧算定結果を**図-6.4.4** 及び**図-6.4.5** に示す。

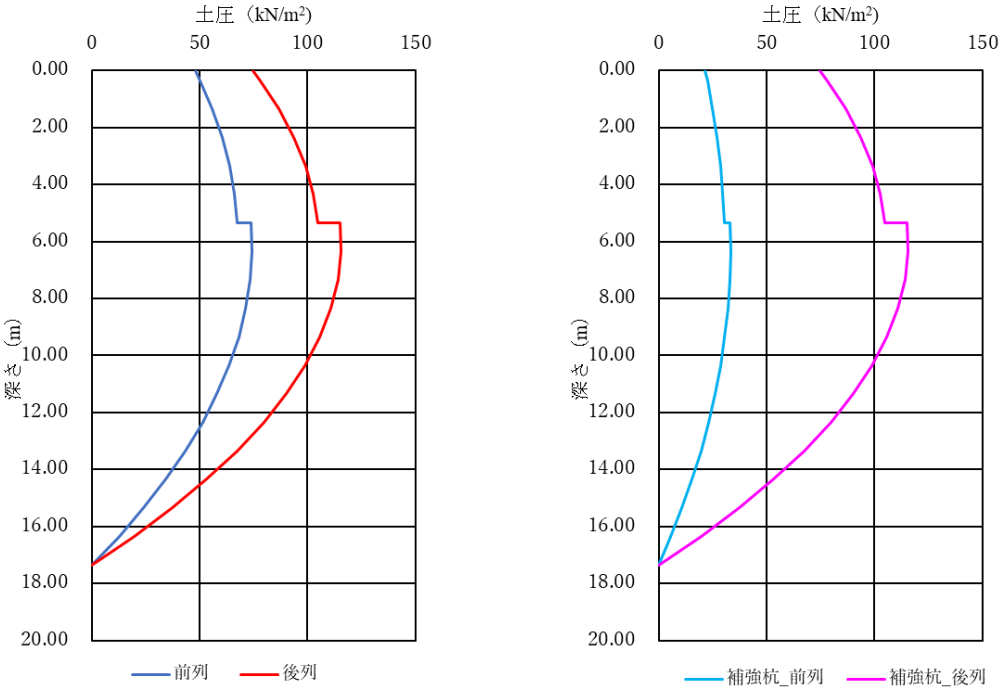
表-6.4.4 杭頭部に作用する上載圧および杭配置に依存する補正係数 C_2

(a) 基礎杭

ケース	盛土の単位体積重量 (kN/m³)	盛土の前背面の変位差 (m)	EP_0 (kN/m²)		単杭の影響面積 (m²)	群杭の影響面積 (m²)	C_2
D 橋	18.0	3.300	69.40	前列	1.872	1.203	0.643
				後列		1.872	1.000
H 橋	18.0	4.500	91.00	前列	11.702	7.180	0.614
				後列		11.702	1.000

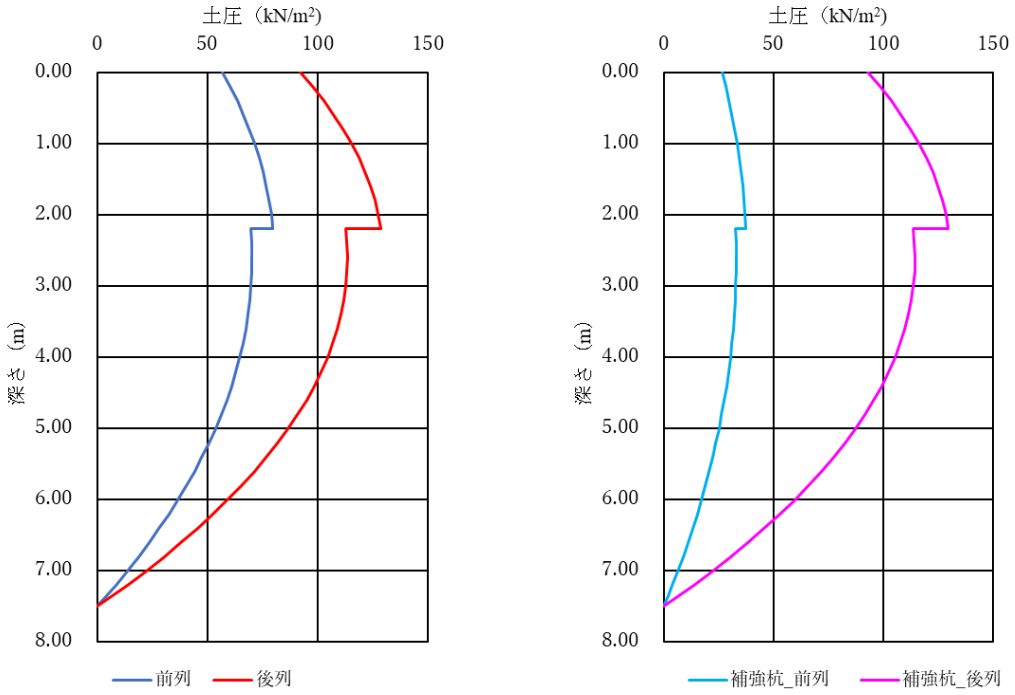
(b) 補強杭

ケース	盛土の単位体積重量 (kN/m³)	盛土の前背面の変位差 (m)	EP_0 (kN/m²)		単杭の影響面積 (m²)	群杭の影響面積 (m²)	C_2
D 橋	18.0	3.300	69.40	前列	11.702	3.372	0.288
				後列		1.872	1.000
H 橋	18.0	4.500	91.00	前列	11.702	3.372	0.288
				後列		11.702	1.000



（a）基礎杭　　（b）補強杭

図-6.4.4　D 橋における杭の土圧



（a）基礎杭　　（b）補強杭

図-6.4.5　H 橋における杭の土圧

6.4.3 地盤抵抗の設定

補強杭の考慮する地盤ばねは、【H29 年道示】「12.6.2」にしたがって算定する。

（1）継手管部のせん断抵抗

継手管のせん断抵抗は、下図に示すようなバイリニアモデルのばねとして考慮する。ばねは同じ高さにある鋼管矢板本管の節点どうしをつなぎ、つないだ節点どうしの鉛直方向の変位差が生じたときに働くものである。

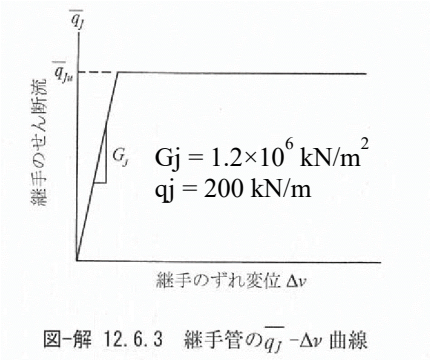


図-6.4.6 抵抗特性

(2) 基礎前面の水平方向地盤抵抗

・鉛直方向地盤反力係数 k_{sVB}

$k_{sVB} = 0.3\ k_H$

・水平方向地盤反力係数 k_H

$k_H = \lambda k_0$（B' / 0.3）

$k_0 = \alpha E_0 / 0.3$

※λは，表-12.6.1より，$\lambda = 1.5$

B'は，杭の外径D（=1.00m）

表-6.4.5 基礎前面の鉛直および水平方向地盤抵抗

(a) D 橋

鉛直方向

	k	λ	k_{vVB}	D	常時	地震時
					k_v.D	k_v.D
	kN/m^3		kN/m^3	m	kN/m^2	kN/m^2
Us	23835	1.5	10726	1.00	10726	21452
Ls-1	105934	1.5	47670	1.00	47670	95340
Ls-2	139984	1.5	62993	1.00	62993	125986

水平方向

	k	λ	k_s	D	常時	地震時
					k_v.D	k_v.D
	kN/m^3		kN/m^3	m	kN/m^2	kN/m^2
Us	23835	1.5	35753	1.00	35753	71506
Ls-1	105934	1.5	158901	1.00	158901	317802
Ls-2	139984	1.5	209976	1.00	209976	419952

(b) H 橋

鉛直方向

	k	λ	k_{vVB}	D	常時	地震時
					k_v.D	k_v.D
	kN/m^3		kN/m^3	m	kN/m^2	kN/m^2
腐植土	53724	1.5	24176	1.00	24176	48352
腐植土混りシルト	7567	1.5	3405	1.00	3405	6810
腐植土混り砂	139984	1.5	62993	1.00	62993	125986
シルト	37833	1.5	17025	1.00	17025	34050
砂礫	189168	1.5	85126	1.00	85126	170252

水平方向

	k	λ	k_s	D	常時	地震時
					k_v.D	k_v.D
	kN/m^3		kN/m^3	m	kN/m^2	kN/m^2
腐植土	53724	1.5	80586	1.00	80586	161172
腐植土混りシルト	7567	1.5	11351	1.00	11351	22702
腐植土混り砂	139984	1.5	209976	1.00	209976	419952
シルト	37833	1.5	56750	1.00	56750	113500
砂礫	189168	1.5	283752	1.00	283752	567504

(3) 基礎側面の鉛直方向および水平方向のせん断地盤抵抗

・鉛直方向せん断地盤反力係数 k_{sVD}

$$k_{sVD} = 0.3\ k_{HD}$$

$$k_{HD} = \lambda k_0\ (B' / 0.3)$$

$$k_0 = \alpha E_0 / 0.3$$

・水平方向せん断地盤反力係数 k_{sHD}

$$k_{sHD} = 0.3\ k_{HD}$$

表-6.4.6 基礎側面の鉛直および水平方向地盤抵抗

(a) D 橋

鉛直方向

	k	λ	k_{sVD}	D	常時	地震時
					k_{sVD} . D	k_{sVD} . D
	kN/m^3		kN/m^3	m	kN/m^2	kN/m^2
Us	9519	1.5	4284	3.40	14566	29132
Ls-1	42308	1.5	19039	3.40	64733	129466
Ls-2	55907	1.5	25158	3.40	85537	171074

水平方向

	k	λ	k_{sHD}	D	常時	地震時
					k_{sHD} . D	k_{sHD} . D
	kN/m^3		kN/m^3	m	kN/m^2	kN/m^2
Us	9519	1.5	4284	3.40	14566	29132
Ls-1	42308	1.5	19039	3.40	64733	129466
Ls-2	55907	1.5	25158	3.40	85537	171074

(b) H 橋

鉛直方向

	k	λ	k_{sVD}	D	常時	地震時
					k_{sVD} . D	k_{sVD} . D
	kN/m^3		kN/m^3	m	kN/m^2	kN/m^2
腐植土	16716	1.5	7522	4.74	35654	71308
腐植土混りシルト	2354	1.5	1059	4.74	5020	10040
腐植土混り砂	43555	1.5	19600	4.74	92904	185808
シルト	11772	1.5	5297	4.74	25108	50216
砂礫	58858	1.5	26486	4.74	125544	251088

水平方向

	k	λ	k_{sHD}	D	常時	地震時
					k_{sHD} . D	k_{sHD} . D
	kN/m^3		kN/m^3	m	kN/m^2	kN/m^2
腐植土	16716	1.5	7522	4.74	35654	71308
腐植土混りシルト	2354	1.5	1059	4.74	5020	10040
腐植土混り砂	43555	1.5	19600	4.74	92904	185808
シルト	11772	1.5	5297	4.74	25108	50216
砂礫	58858	1.5	26486	4.74	125544	251088

（4）基礎底面の鉛直方向および水平方向地盤抵抗

・鉛直方向地盤抵抗 k_v

$k_v = \lambda k_0$（B’ / 0.3）

$k_0 = \alpha E_0 / 0.3$

・水平方向せん断地盤抵抗 k_s

$k_s = 0.3 k_v$

※λ は、表-12.6.1 より、λ＝1.0

B’は、杭の外径 D（=1.00m）

表-6.4.7 基礎底面の鉛直および水平方向地盤抵抗

（a）D 橋

鉛直方向

	k	λ	k_v	A※	常時	地震時
					k_v . A	k_v . A
	kN/m^3		kN/m^3	m^2	kN/m	kN/m
Ls-2	139984	1.0	139984	0.785	109943	219886

水平方向

	k	λ	k_s	A※	常時	地震時
					k_v . A	k_v . A
	kN/m^3		kN/m^3	m^2	kN/m	kN/m
Ls-2	139984	1.0	41995	0.785	32983	65966

※鋼管矢板本管1本あたりの閉塞底面積

（b）H 橋

鉛直方向

	k	λ	k_v	A※	常時	地震時
					k_v . A	k_v . A
	kN/m^3		kN/m^3	m^2	kN/m	kN/m
砂礫	189168	1.0	189168	0.785	148572	297144

水平方向

	k	λ	k_s	A※	常時	地震時
					k_v . A	k_v . A
	kN/m^3		kN/m^3	m^2	kN/m	kN/m
砂礫	189168	1.0	56750	0.785	44571	89142

※鋼管矢板本管1本あたりの閉塞底面積

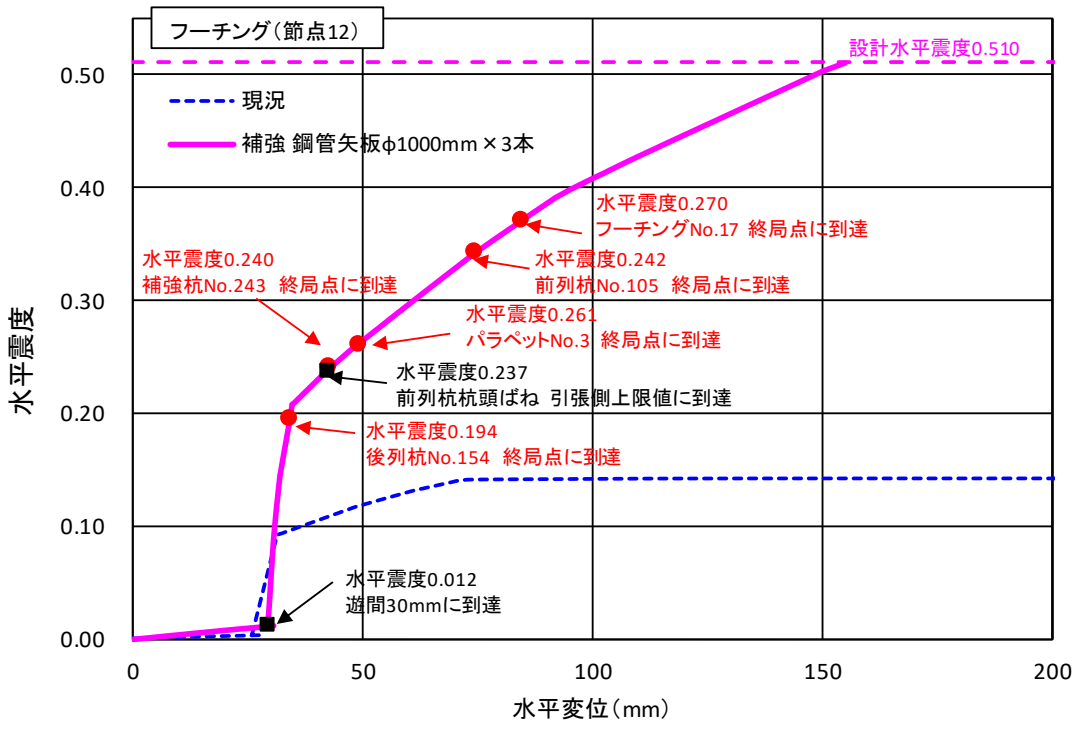
6.4.4 解析結果

D橋及びH橋を対象とした側面一体型補強の試設計を行った。補強試設計においては、本報告書において提案した手法による照査を行った。

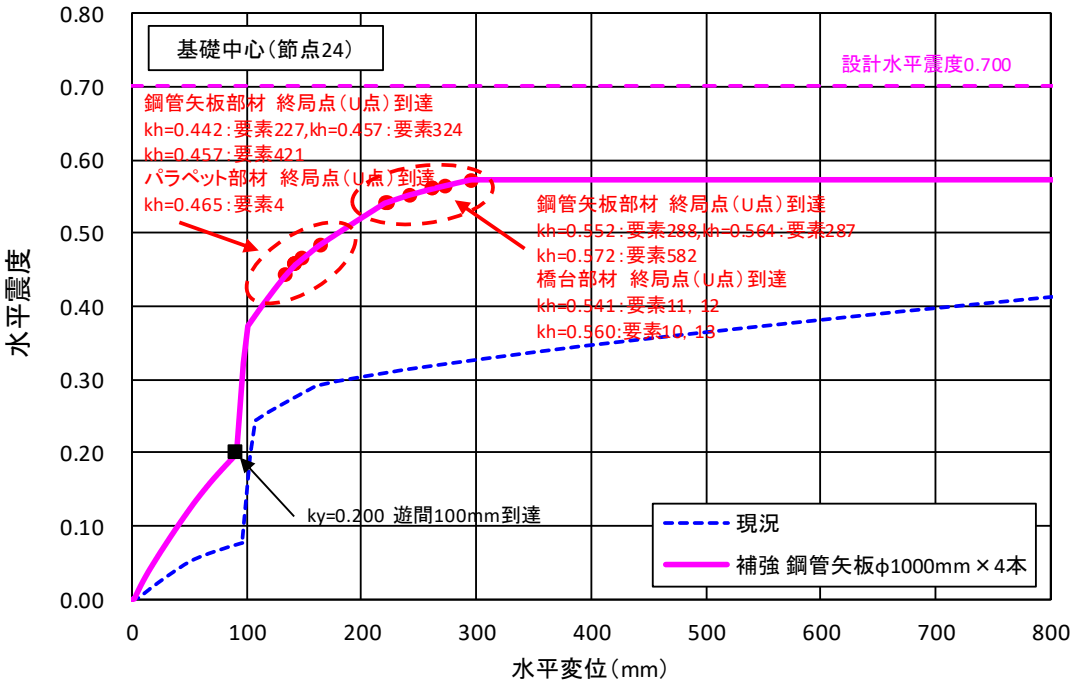
本報告書において提案した手法によるD橋の補強試設計では、桁とパラペットの衝突後、水平震度が上がり、既設後列杭が終局に到達後、変位が伸びはじめ、その後多くの部材が損傷を受ける結果となった。しかし、6.3節に示した実橋解析における解析結果と比較すると、最終的に耐力が大きく増加しており、側面一体型補強の効果が確認できる。

本報告書において提案した手法によるH橋の補強試設計では、桁とパラペットの衝突前に、同じ水平変位に対して大きな水平震度が発生し、補強により杭基礎の水平剛性が増加したことがわかる。桁とパラペットの衝突後に、水平震度が上がり、既設橋台躯体や補強鋼管矢板の損傷により、変位が増大する結果となった。しかし、D橋と同様にH橋においても、耐力が増大しており、補強効果が確認できる結果である。

次頁以降に、D橋及びH橋の補強試設計解析結果を示す。



（a） D橋



（a） H橋

図-6. 4. 7 補強試設計結果

7. まとめ

本共同研究において、得られた知見を以下に示す。

(1) 液状化地盤における橋梁基礎の耐震設計の現状と課題

・過去の被害事例分析に基づき、地盤の被害形態を周辺地盤の側方流動、周辺地盤の液状化、液状化に起因する橋台背面の沈下に分類し、また、それらの地盤被害が橋梁の耐震性能に与える影響を整理した。

・橋台の照査においては、H14 道示からレベル２地震動に対する液状化地盤上の橋台基礎の耐震性能照査法が導入され、液状化地盤上の橋台基礎に対する耐震性向上が図られているが、液状化に起因する地盤の側方流動を外力としての照査法が確立されていないことから、本研究の主な対象として取り扱うこととした。

(2) 液状化地盤における基礎の地震時挙動および耐震補強技術の効果検証に関する実験

・遠心実験・大型振動台実験・大規模実証実験を行い、耐震補強技術の効果検証を行った。実験ごとの模型や規模の違い及びケース数の違いはあるものの、各実験を通して耐震補強の効果が確認された。

・液状化が考慮されていなかった S39 基準とレベル２地震動に対する液状化が考慮されている H24 道示にそれぞれ準拠した供試体の結果を比較したところ、レベル２地震動に対する液状化が考慮されている H24 道示に準拠した供試体では、流動化に対する抵抗力が確保されていた。

(3) 液状化地盤における橋台基礎の照査方法

・設計実務において流動化の照査が行えるように土圧が作用した橋台の損傷を踏まえて、静的照査法と動的照査法を提案した。

・想定される損傷形態を踏まえて、土圧が作用した橋台の照査における解析モデルを提案した。

・照査において解析モデルに作用させる土圧の算定方法を提案した。

(4) 振動台実験の再現解析

・側面一体型補強では、土圧法による再現解析の結果は、概ね実験結果と整合した。

・前面分離型補強では、応答変位法での照査となるが、応答変位法での照査に課題があるため、今後の検討が必要である。

・動的照査法では、3 次元ＦＥＭ解析を用いて再現解析を行い、実験での土の挙動の再現が困難であったため、実験結果と比較して大きな変位・断面力が発生したが、変形モードについては概ね実験結果を捉えることができた。

(5) 実橋解析

・過去の地震において液状化による流動化により被災したと考えられる橋梁を９橋抽出

し、本研究において提案した手法で解析を行った結果、いずれの実橋に対しても定性的な変形モードを再現することができたものの、過大な変位量や損傷程度が算出されるケースが多く見られる。また、一部の橋においては系が不安定化する結果となった。これは、地震時の作用を静的な荷重に置き換えて与えたため、系の耐荷力を超える荷重に対する変位が求まらなかったことによるものであり、側方流動に対して耐荷力に着目した照査を行う上では問題ないが、塑性変形能に着目した照査を行うことは難しいと考えられる。今後、これらの点について改善を図るためには、構造物と地盤の相互作用を考慮した解析手法の構築が必要となると考えられる。

・２橋に対して鋼管矢板壁を用いた側面一体型補強の試設計を行った。補強後の橋台杭基礎では、基礎の水平剛性および耐力が向上する効果が確認された。

(6) 施工中の通行機能確保に配慮した橋台基礎の耐震対策

・各補強工法における施工方法及びその留意点を示した。

・圧入工法で施工する場合には、側面一体型補強のように支持力を期待する場合には、施工において支持力特性の確認が必要となる。

参考資料

液状化地盤における橋梁基礎の評価・対策ガイドライン（案）

目 次

1. 総則 ---------- 224
1.1 ガイドラインの目的 ---------- 224
1.2 適用の範囲 ---------- 224
1.3 用語の定義 ---------- 224
1.4 調査 ---------- 225
1.5 関連する基準類 ---------- 226

2. 液状化地盤における橋梁基礎の耐震性評価 ---------- 227
2.1 耐震性評価の基本 ---------- 227
2.2 耐震設計一般 ---------- 230
2.3 耐震性評価で考慮する地震の影響及び状況 ---------- 232
2.4 地震動の特性値 ---------- 233
2.5 液状化の判定及び流動化の判定 ---------- 234
2.6 橋脚基礎の耐震性評価 ---------- 246
2.7 橋台基礎の耐震性評価 ---------- 250

3. 液状化地盤における既設橋基礎の耐震対策 ---------- 255
3.1 耐震対策の種類と選定の考え方 ---------- 255
3.2 耐震対策の設計 ---------- 258
3.3 耐震対策の施工 ---------- 259

1. 総則

1.1 ガイドラインの目的

本ガイドラインでは、既往の被災事例の分析及び実験・解析による検証結果に基づき、レベル２地震動を考慮した場合の液状化地盤における橋梁基礎の耐震性評価についての考え方を示す。さらに、既設橋基礎を対象に液状化や流動化に対する耐震対策の考え方について提案し、実験・解析による検証結果からその補強効果を示すとともに、実務における設計例や施工上の留意点等を示す。

なお、本ガイドラインは、本研究で得られた知見をガイドラインの形式でとりまとめたものであり、当然のことながら、道路橋示方書をはじめとする技術基準類と同等の位置付けを有するものではない。また、本編に示しているように、実務への適用にあたっては未だ課題が残されている部分が含まれている点に十分注意する必要がある。

1.2 適用の範囲

本ガイドラインは、橋に影響を与える液状化や流動化が生じる恐れのある地盤における橋梁基礎の評価および対策に適用する。

1.3 用語の定義

本ガイドラインに用いる用語の定義は次のとおりとする。

(1)橋の耐荷性能

設計状況に対して、橋としての荷重を支持する能力の観点及び橋の構造安全性の観点から、橋の状態が想定される区分にあることを所要の信頼性で実現する性能

(2)設計状況

橋の耐荷性能を照査するにあたって、地形、地質、気象、自動車の通行の状況等、橋が置かれる外的環境について、外的環境に関わる作用の組合せで代表させたもの。なお、本ガイドラインでは、主として、偶発作用支配状況において地震の影響を考慮する設計状況について扱う

(3)永続作用

設計供用期間内において、その大きさが大きく変動することなく継続的に、又は、非常に高い頻度で部材等に影響を及ぼす作用

(4)変動作用

設計供用期間内において、絶えず大きさが変動し、その作用の最大値又は最小値がその大きさが大きく変動することなく継続的に、又は、非常に高い頻度で部材等に影響を及ぼす作用

(5)偶発作用

設計供用期間内に生じる可能性が極めて小さい、又は、その規模や頻度について確率統計的に扱うことが困難であるが、部材等に及ぼす影響が甚大である作用

(6)限界状態

橋の耐荷性能を照査するにあたって、応答値に対応する橋や部材等の状態を区分するために用いる状態の代表点

(7)液状化

地震動による間隙水圧の急激な上昇により、飽和した砂質土層等がせん断強度を失うこと

(8)流動化

液状化に伴い、地盤が水平方向に移動すること

1.4 調査

現地の状況を踏まえつつ、適用する解析手法に照らし、基礎の支持力特性、地盤反力特性や地盤の地震時挙動、液状化特性等を評価する上で必要かつ十分な調査を実施する。設計のための調査に関する一般的事項は道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（以下、道示Ⅳ）」2 章、施工のための調査に関する一般的事項は道示Ⅳ15 章に規定されている。

「道路橋示方書・同解説Ｖ耐震設計編（以下、道示Ｖ）」では、液状化の判定を行うために必要となる繰返し三軸強度比 R_L の評価方法として、標準貫入試験と物理試験の結果から推定する方法が標準とされている。この場合、特に粒度及びコンシステンシーが重要な指標となること、深さ方向に土質が著しく変化することがあることから、液状化の発生が想定される土層では、試料の粒度試験、液性・塑性限界試験を深さ方向に 1m 間隔程度で行う必要があるとされている。その他、原位置より乱れの少ない試料を採取して室内試験により直接的に求める方法を用いる場合は、試料の乱れ、密実化を最小限にとどめるように配慮すること、個々の供試体の物理特性、力学特性を把握した上で試験結果をよく吟味することが重要となる。また、標準貫入試験以外の簡易なサウンディングを行う場合は、標準貫入試験に基づく標準的な手法と同等以上の精度を有することを確認するとともに、土質、深さなど、手法の適用範囲に留意する必要がある。

既設橋の場合は新設橋と異なり、これまでの供用期間中に不具合の発生が認められていないのであれば、少なくとも死荷重、活荷重など、これまでに受けてきた荷重履歴の範囲内では一定の安全性が確保されていることが明らかである。また、現行基準における耐荷性能を満たしていない橋であっても、これまでの震災経験によれば、大規模地震動を受けても基礎に著しい損傷等が生じた事例は限定的であり、多くは無補修のまま地震後も供用することができている。これらに鑑みると、現行の耐震基準を満たしていない既設橋であっても、耐震性の評価にあたっては、個々の橋の構造条件、地盤条件等の特徴を適切に把握し、限界状態や地震時挙動の評価に適切に反映することで、合理的に評価することができる可能性がある。このことを念頭に、既設橋の耐震性評価のための調査を計画するのがよい。

既設基礎を対象とする場合、既設基礎の真下の地盤を対象に調査を行うのが困難であることから、まずは、既存の土質柱状図、原位置試験データ、室内土質試験データ等の地盤情報を十分に収集することが重要である。その上で、既存データだけでは情報が不足する場合については、追加調査の実施を検討することとなる。既設基礎を対象として新たに地盤調査を行う場合、調査の実施位置を既設基礎から平面的に少し離れた位置に設定せざるを得ない場合が多い。このとき、周辺の地形・地質の状況を事前によく検討する必要がある。周辺の地形・地質が変化に富む場合、基礎の位置に存在する土層が調査位置では存在しない等、有用な情報が得られない場合もある。したがって、既設基礎を対象とした調査を行う場合でも、事前に十分な資料調査を行うことが重要である。さらに、追加調査

の結果についても、既存データとよく対比し、両調査位置における地層の対応関係を明らかにした上で、各層への地盤定数の割り当て等を検討することが重要である。

追加調査の実施を計画する場合は、当初設計時の設計計算書や現行基準に基づく試算結果等を参考に、どのような地盤定数の精度を高める必要があるかについて、予備検討を行うのがよい。また、個々の橋の条件をより忠実に反映させるため、既設基礎の耐震性を評価するための解析にあたり、高度な手法が選定されることも考えられる。このため、適用する解析手法との関係を考慮し、得られる地盤定数を解析モデルに反映させる方法等について検討した上で、調査手法、深度、数量等を検討する必要がある。例えば、水平方向地盤反力係数の精度を高めるためには孔内水平載荷試験や三軸試験の実施、地盤の地震応答解析を実施する場合は PS 検層と動的変形特性試験の実施など、着目点に応じて地盤定数を極力高い精度で把握できるような調査手法の構成を検討するのがよい。

1.5 関連する基準類

本ガイドラインは道路橋示方書・同解説（平成 29 年 11 月）に基づいているが、記載のない事項に関して、以下に示す関連する図書を参考とできる。

・杭基礎設計便覧、平成 27 年 3 月、日本道路協会
・杭基礎施工便覧、平成 27 年 3 月、日本道路協会
・道路震災対策便覧（震前対策編）、平成 18 年 9 月、日本道路協会
・既設道路橋基礎の補強に関する参考資料、平成 12 年 2 月、日本道路協会
・既設道路橋の耐震補強に関する参考資料、平成 9 年 9 月、日本道路協会
・既設橋の耐震補強設計に関する技術資料、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、2012.11.
・既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究、土木研究所資料第 4168 号、2010.5.

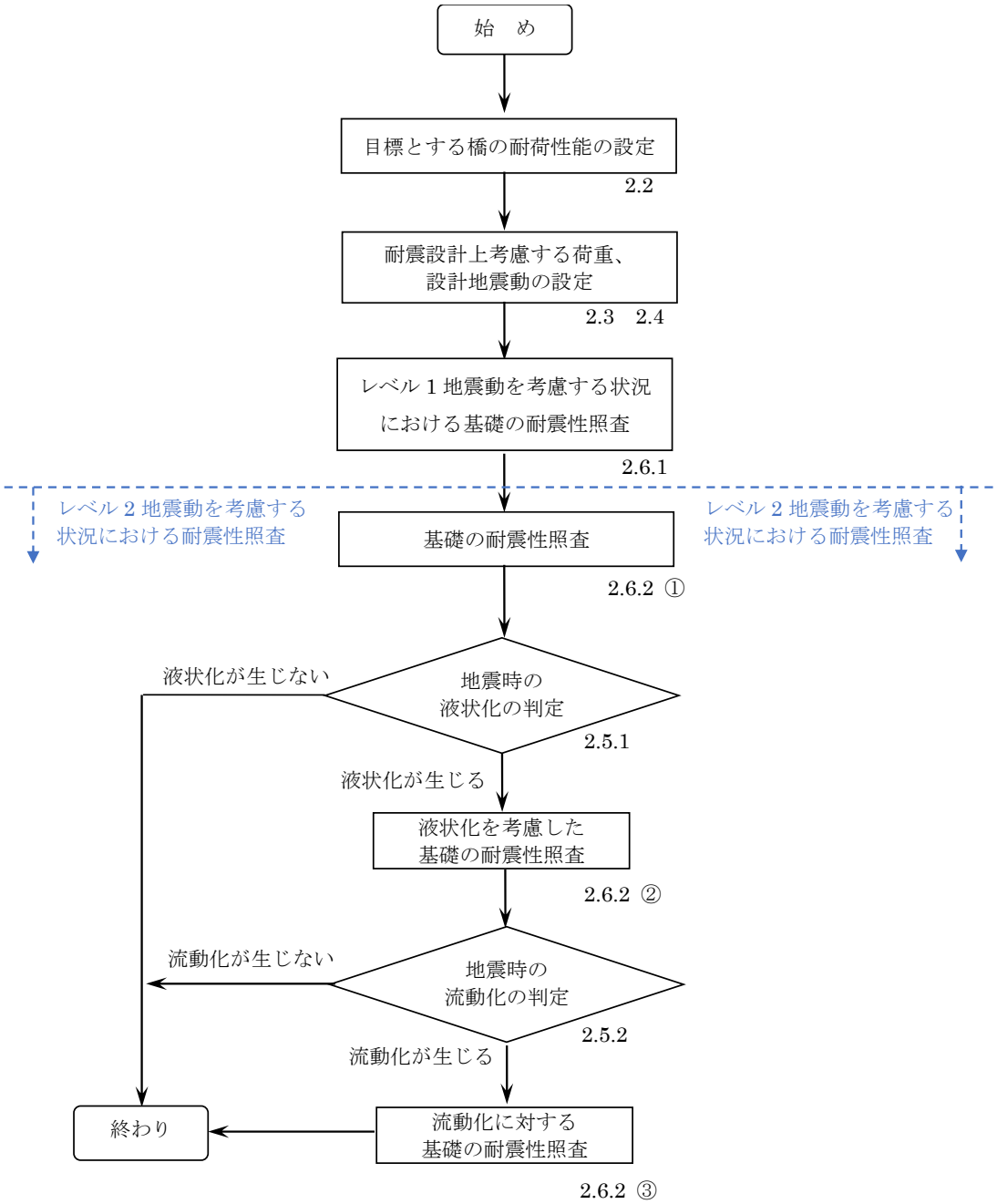
2. 液状化地盤における橋梁基礎の耐震性評価

2.1 耐震性評価の基本

架橋位置の条件や「1.4　調査」で得られた情報に基づき、地震時に橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤又は橋に影響を与える流動化が生じると判定される地盤における橋梁基礎に対し、地震時にどのような挙動を示すのか、また既設橋の場合はその損傷の程度を把握し、当該橋に求められる性能を満足しているかどうか確認する。

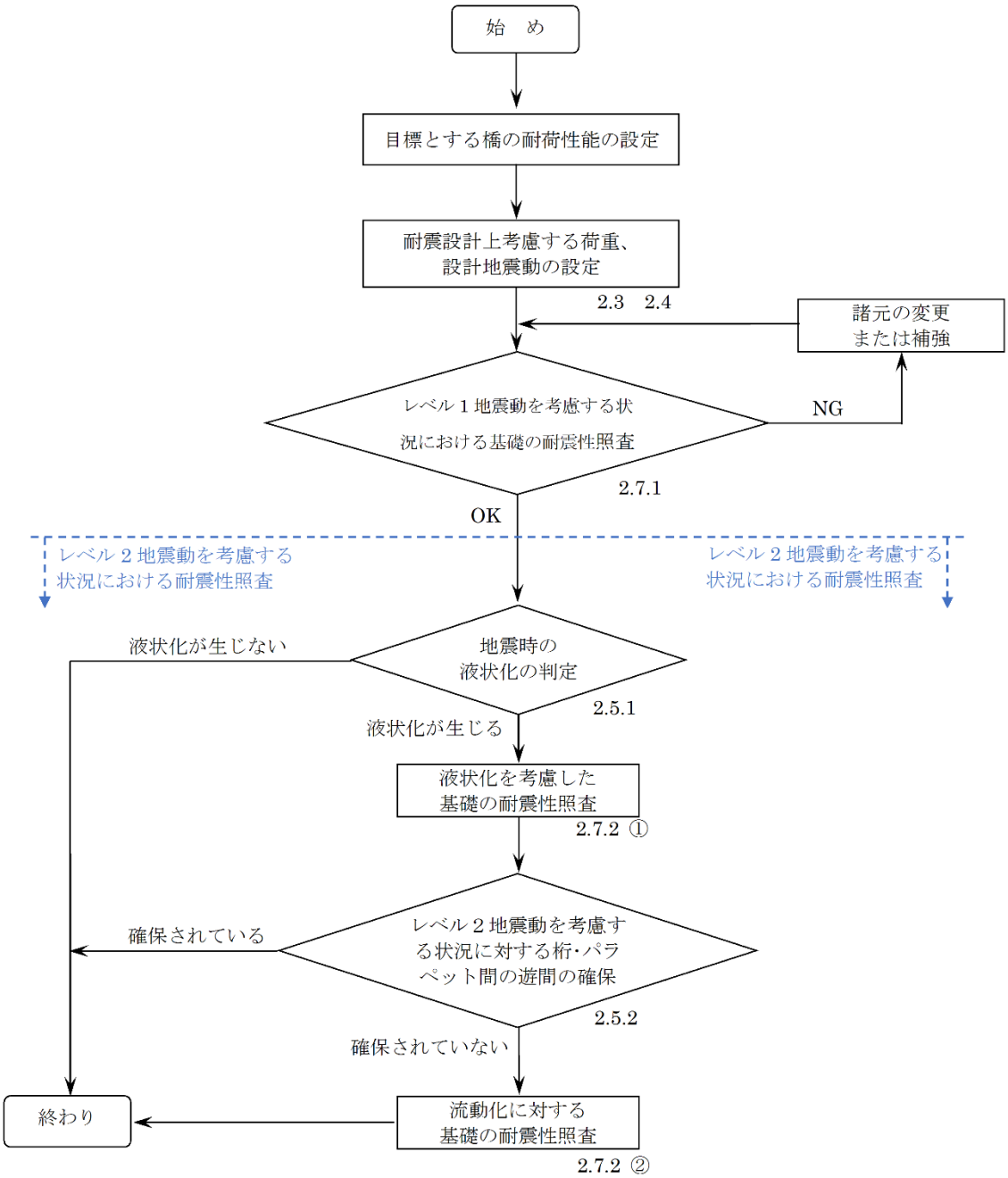
既設橋の耐荷性能の照査の方法は、基本的に新設橋の設計で用いる方法と同様に、道示Ｖに準じて行い、規定されている解析モデルや計算手法を用いる。ただし、本ガイドラインでは、既設橋を対象として、道示Ｖで示されていない橋台基礎の流動化に対する照査を行う場合の方法について示している。

次頁に、液状化地盤における橋梁基礎の耐震性評価の手順（**図**-2.1 及び 2.2）を示す。



※各項目の右下に、本ガイドライン内の該当する章番号を示す。

図-2.1　液状化地盤における橋脚基礎の耐震性評価の手順



※各項目の右下に、本ガイドライン内の該当する章番号を示す。

図-2.2　液状化地盤における橋台基礎の耐震性評価の手順

2.2 耐震設計一般

道示Ⅴ2.1 に規定される耐震設計上の橋の重要度の区分は、**表-2.1** のとおりである。また、道示Ⅰ2.3 では、A 種の橋では橋の耐荷性能 1 を、B 種の橋では橋の耐荷性能 2 を満足することが標準とされている。橋の耐荷性能 1 および耐荷性能 2 は、**表-2.2** に示すとおりである。

新設する橋については、ここに示す耐震設計上の橋の重要度に応じて、橋としての荷重を支持する能力および橋の構造安全性について所定の性能を満足するように、道示各編の規定に従って設計を行う必要がある。

表-2.1　耐震設計上の橋の重要度の区分

耐震設計上の橋の重要度の区分	対象となる橋
A 種の橋	下記以外の橋
B 種の橋	・高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋 ・都道府県道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋 ・市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋又は地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋

表-2.2　橋の耐荷性能

(a) 橋の耐荷性能 1

状態 / 状況	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの橋の状態
	橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としてあらかじめ想定する荷重を支持する能力の範囲である状態	致命的な状態でない
永続作用や変動作用が支配的な状況	状態を所要の信頼性で実現する。	－	所要の安全性を確保する。
偶発作用が支配的な状況	－	－	所要の安全性を確保する。

(b) 橋の耐荷性能 2

状態 / 状況	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの橋の状態
	橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としてあらかじめ想定する荷重を支持する能力の範囲である状態	致命的な状態でない
永続作用や変動作用が支配的な状況	状態を所要の信頼性で実現する。	－	所要の安全性を確保する。
偶発作用が支配的な状況	－	状態を所要の信頼性で実現する。	所要の安全性を確保する。

既設橋についても、目標とする橋の性能は橋の重要度に応じて新設する橋と同等とすることが基本となるが、既設橋に対する耐震補強において当面の目標とする橋の性能は、最新の道路橋示方書に規定される地震動を考慮した上で、地震後の道路ネットワークとして路線に求められる性能の観点、他の構造物や施設への深刻な影響を防止する観点、当該橋が被災した場合における機能回復の難易度の観点等に基づき、個別に設定することとなる。

例えば、緊急輸送道路に架かる橋では、大地震時に落橋に至るような致命的な被害を防止することを目標として耐震補強を行った後に、最終目標とする性能を確保できるように次の耐震補強を実施していくなど、目標の設定と補強の実施を段階的に進めていくという考え方もある。また、緊急輸送道路以外の路線に架かる橋では、被災した場合の代替路線の有無などの条件や、将来的な架け替えの計画等も踏まえ、目標とする性能を個別に設定するという考え方もある。

また、既設橋基礎では、目標とする橋の耐荷性能を満足できない場合は、適切な耐震対策を行う必要がある。既設道路橋の耐震性を確保するために各部材に許容される損傷の程度は、個々の道路橋の条件に応じて適切に設定する。

2.3 耐震性評価で考慮する地震の影響及び状況

耐震性評価においては、少なくとも「道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編（以下、道示Ⅰ）」に規定される作用の特性値、作用の組合せ等を用いて、変動作用支配状況および偶発作用支配状況における地震の影響(EQ)を含む設計状況を適切に設定する必要がある。地震の影響を考慮する設計状況については、道示Ⅰ3.3 に次の作用の組合せが規定されている。ただし、⑨の作用の組合せを考慮する場合には、液状化が橋に及ぼす影響を考慮しなくてもよいことが、道示Ⅴ2.5 に規定されている。

・ 変動作用支配状況

⑨死荷重 D + プレストレス力 PS + コンクリートのクリープの影響 CR + コンクリートの乾燥収縮の影響 SH + 土圧 E + 水圧 HP + (浮力又は揚圧力 U) + 温度変化の影響 TH + (温度差の影響 TF) + (雪荷重 SW) + 地盤変動の影響 GD + 支点移動の影響 SD + 波圧 WP + 地震の影響 EQ + (施工時荷重 ER)

⑩死荷重 D + プレストレス力 PS + コンクリートのクリープの影響 CR + コンクリートの乾燥収縮の影響 SH + 土圧 E + 水圧 HP + (浮力又は揚圧力 U) + (温度差の影響 TF) + 地盤変動の影響 GD + 支点移動の影響 SD + 波圧 WP + 地震の影響 EQ + (施工時荷重 ER)

・ 偶発作用支配状況

⑪死荷重 D + プレストレス力 PS + コンクリートのクリープの影響 CR + コンクリートの乾燥収縮の影響 SH + 土圧 E + 水圧 HP + (浮力又は揚圧力 U) + 地盤変動の影響 GD + 支点移動の影響 SD + 地震の影響 EQ

また、道示Ⅴ2.3 では、地震の影響(EQ)として、以下の(1)～(5)の影響を考慮することが標準とされている。

(1)構造物の重量に起因する慣性力（以下、「慣性力」という。）
(2)地震時土圧
(3)地震時動水圧
(4)地盤振動変位
(5)液状化に伴って生じる地盤の流動化の影響

2.4 地震動の特性値

道示Ｖ3 章「橋に作用する地震動の特性値」に基づき、橋の設計供用期間中にしばしば発生する地震動（以下「レベル 1 地震動」）及び橋の設計供用期間中に発生することは極めて稀であるが一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大であると考えられる地震動（以下「レベル 2 地震動」）を設定する。

既設橋においては、目標とする橋の性能の考え方が新設橋と異なるケースが考え得るものの、地震動の特性値については新設橋と同様、最新の道路橋示方書に基づいて設定する必要がある。

2.5 液状化の判定及び流動化の判定

「道示Ⅴ　4.4 地盤の流動力」及び「道示Ⅴ 7 章 地盤の液状化」に基づき、地震時に橋に影響を与える液状化や流動化が生じるかどうかの判定方法を示す。

2.5.1 液状化の判定

(1) 液状化が発生する可能性のある土層

「道示Ⅴ 7.2 橋に影響を与える液状化の判定」に基づき、「液状化判定を行う必要がある土層」と考えられる場合には、地震時に液状化が生じるかどうか判定を行う。**図-2.3** に液状化の判定を行う必要がある土層の評価の手順を示す。

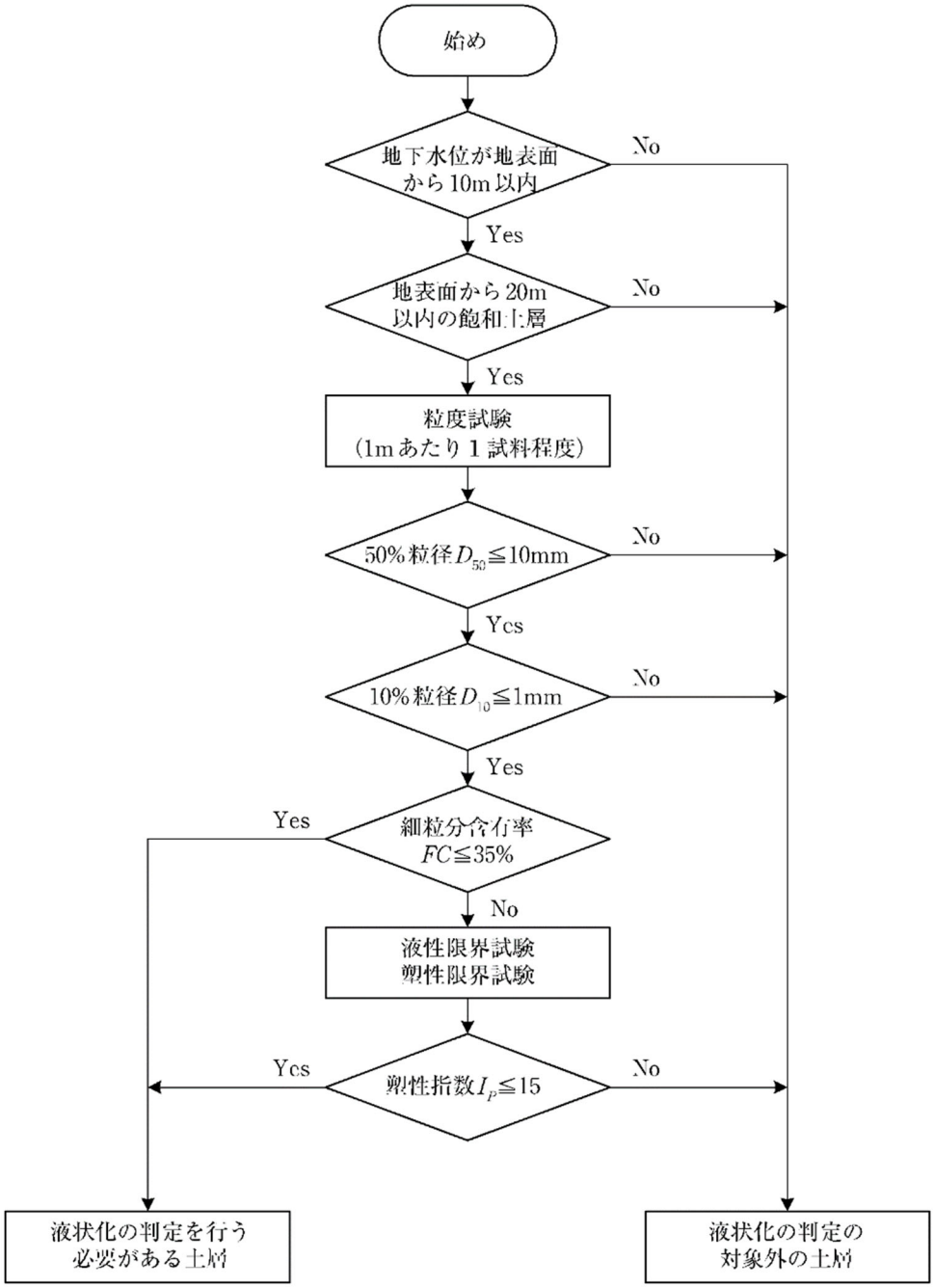


図-2.3　液状化の判定を行う必要がある土層の評価の手順

「液状化判定を行う必要のある土層」については、液状化判定を行い、耐震設計上土質定数を低減させる必要がある。

液状化判定は抵抗率 F_L をレベル 1 地震動及びレベル 2 地震動のそれぞれに対して算出し、この値が 1.0 以下の土層については橋に影響を与える液状化が生じると判定する。

$$F_L = R/L$$

F_L ： 液状化に対する抵抗率

R ： 動的せん断強度比

L ： 地震時せん断応力比

$R = c_w R_L$

(レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動(タイプ 1)の場合)

$c_w = 1.0$

(レベル 2 地震動(タイプ 2)の場合)

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leqq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leqq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases}$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85\,N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leqq N_a) \end{cases}$$

$$N_a = \begin{cases} c_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47 & (D_{50} < 2\mathrm{mm}) \\ \{1 - 0.36\log_{10}(D_{50}/2)\}N_1 & (D_{50} \geqq 2\mathrm{mm}) \end{cases}$$

$$N_1 = 170N/(\sigma'_{vb} + 70)$$

$$c_{FC} = \begin{cases} 1 & (0\% \leqq \mathrm{FC} < 10\%) \\ (FC + 20)/30 & (10\% \leqq \mathrm{FC} < 40\%) \\ (FC - 16)/12 & (40\% \leqq \mathrm{FC}) \end{cases}$$

c_w：地震動特性による補正係数

R_L：繰返し三軸強度比

N ：標準貫入試験から得られるN値

N_1：有効上載圧 100kN/m^{2}相当に換算したN値

N_a：粒度の影響を考慮した補正N値

$\sigma_{vb}{}'$：標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧(kN/m^2)

c_{FC}：細粒分含有率によるN値の補正係数

FC：細粒分含有率(%)（粒径 75μm 以下の土粒子の通過質量百分率）

D_{50}： 50%粒径(mm)

$$L = r_d\, k_{hgL}\, \sigma_v / \sigma_v{}'$$

$$r_d = 1.0 - 0.015\mathrm{x}$$

$$k_{hgL} = c_z\, k_{hgL0}$$

r_d：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数
k_{hgL}：液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度
c_z：地域別補正係数（道示Ⅴ3.4 による）
k_{hgL0}：液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値（下表による）
σ_v：地表面からの深さ x における全上載圧(kN/m^2)
$\sigma_v{}'$：地表面からの深さ x における有効上載圧(kN/m^2)
x：地表面からの深さ(m)

表-2.3　液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値 k_{hgL0}

地盤種別	レベル1地震動	レベル2地震動	
		タイプⅠ	タイプⅡ
Ⅰ種地盤	0.12	0.50	0.80
Ⅱ種地盤	0.15	0.45	0.70
Ⅲ種地盤	0.18	0.40	0.60

液状化判定の結果、液状化が生じると判定された土層における耐震設計上の土質定数の低減係数を以下（**表-2.4**）に示す。

表-2.4　耐震設計上の土質定数の低減係数

F_Lの範囲	地表面からの深さx（m）	動的せん断強度比R	
		R≦0.3	0.3＜R
F_L≦1/3	0≦x≦10	0	1/6
	10＜x≦20	1/3	1/3
1/3＜F_L≦2/3	0≦x≦10	1/3	2/3
	10＜x≦20	2/3	2/3
2/3＜F_L≦1	0≦x≦10	2/3	1
	10＜x≦20	1	1

2.5.2 流動化の判定

(1) 橋脚基礎

「道示Ⅴ 4.4.2 橋に影響を与える流動化が生じる地盤の判定」に基づき、地震時に流動化が生じるかどうかの判定方法を示す。

次の 2 つの条件のいずれにも該当する地盤は、橋に影響を与える流動化が生じる地盤と判定する。

1) 臨海部において、背後地盤と前面の水底との高低差が 5 m 以上ある護岸によって形成された水際線から 100 m 以内の範囲にある地盤

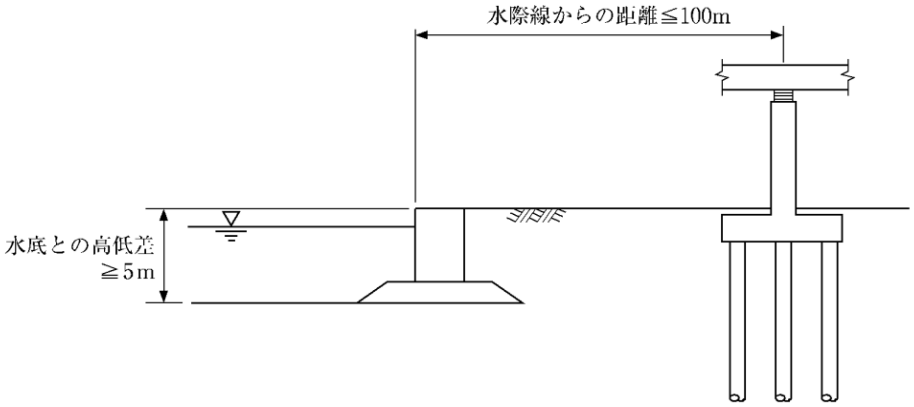


図-2.4 水底との高低差及び水際線からの距離のとり方

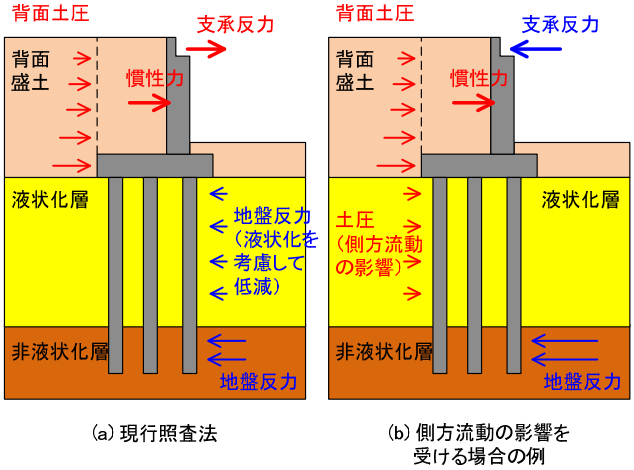
2) 2.5.1 より液状化すると判定される層厚 5 m 以上の土層があり、かつ、当該土層が水際線から水平方向に連続的に存在する地盤

(2) 橋台基礎

平成 14 年に改定された道路橋示方書では、橋台の液状化被害事例に基づき、地震時保有水平耐力法による照査法が導入された。これは、**図-2.5(a)**に示すように、レベル 2 地震動に対する地震時主働土圧や、液状化に伴う地盤抵抗の低下を考慮するものであり、液状化に対する橋台基礎の耐力向上に貢献してきた。一方で、その導入当時より、今後解決すべきいくつかの課題の存在が認識されていた。その代表的なものが、液状化に伴う側方流動の問題である。

図-2.6 に示すように、既往の橋台の液状化被害事例では、桁端部の損傷、杭体の損傷、支承部の損傷、たて壁の損傷、パラペットの損傷、背面盛土の沈下等の事象が確認されており、落橋には至らないまでも、橋の機能に影響を及ぼしている。こうした被災事例においては、橋桁とパラペットが接触（または衝突）し、橋台に後転側の残留回転が生じたケースが多い。こうした被災形態に至ったことの原因として、平成 14 年当時より、たて壁背面のみならず基礎への流動力の作用が想定されていたものの、定量的評価が困難なことから、その影響を考慮する方法の確立は今後の課題とされていた。橋台周辺地盤には、橋台前背面の地盤の高低差に起因して偏差応力が常に作用しているため、地震時の液状化に伴って橋台周辺地盤に側方流動が生じやすく、これが基礎に対する土圧として影響を与えるというものである。特に、レベル 2 地震動を考慮した耐震

設計法が全面的に導入された平成 8 年より前の道路橋示方書に基づいて設計された橋台では、桁の遊間が小さいため、上記のような形態の損傷が生じやすいものと考えられる。



(a) 現行照査法　　(b) 側方流動の影響を受ける場合の例

図-2.5　流動化による橋台の被災事例における損傷形態

<損傷形態>

①桁端部の損傷	④竪壁の損傷
②杭体の損傷	⑤パラペットの損傷
③支承部の損傷	⑥背面盛土の沈下

図-2.6　流動化による橋台の被災事例における損傷形態

本研究で実施した一連の模型実験においても被災事例に合致した挙動が確認されるとともに、液状化に伴って基礎に土圧が作用したことが確認された。したがって、液状化に伴う橋の機能低下を抑制するためには、橋台の耐震性評価においても、**図-2.5(b)**のような設計状況を適切に考慮する必要がある。

ただし、平成 14 年以降の道路橋示方書に基づいて設計された液状化地盤上の橋台については、地震時保有水平耐力法による照査によって一定の剛性・耐力が付与されており、基礎に対する流動力の作用によっても著しい損傷を生じないことが実験的にも確認されている。また、平成 8 年以降の道路橋示方書により設計された橋台は、一般にレベル 2 地震動に対して支承が設計されることで古い基準で設計された橋梁と比較して遊間が広くなっており、橋桁とパラペットが接触しにくくなったことから、既往の液状化被害事例のように、橋桁とパラペットの接触に伴う各部の著しい損傷が生じる可能性は低いと考えられる。

なお、既設橋の耐震性評価および耐震補強を合理的に進める観点からは、補強の優先度をさらに絞り込む方策も考えられる。

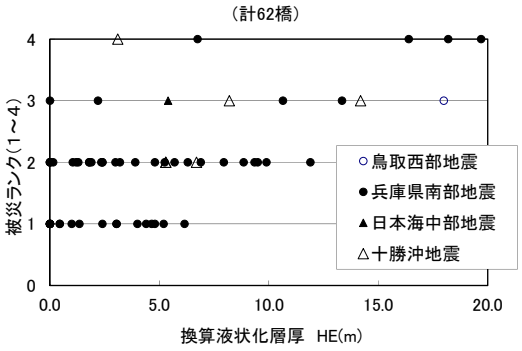
新潟地震(1964)、十勝沖地震(1968)、日本海中部地震(1983)、釧路沖地震(1993)、兵庫県南部地震(1995)、鳥取県西部地震(2000)の 6 地震に対する被災事例(全 176 橋)の分析結果によれば、橋台の流動化による被害の程度は換算液状化層厚との相関が高く、**表-2.5** の被災ランク 3、4 に該当するような被害が生じる場合の換算液状化層厚は概ね 5m 以上となっている。

図-2.7 に竣工年次と換算液状化層厚と被災ランクの関係を、**図-2.8** に竣工年次と被災ランク別の橋台基数の関係を示す。竣工年次で比較すると、液状化に対する設計が行われていない昭和 47 年以前に竣工された橋台で被害が多いことがわかる。また、**図-2.9** に基礎形式及び杭種と被災橋台基数の関係を示す。基礎形式で比較すると、杭基礎の橋台で被害が多く見られる。直接基礎においても被災ランク 4 に該当する被害も確認されているが、これは護岸ケーソンの上に設置された橋台が液状化により護岸ケーソンごと移動をしている等、特殊な事例であると判断できる。

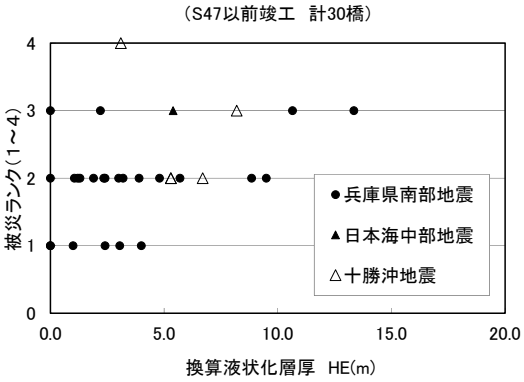
表-2.5　被災程度と被災ランクの対応表

橋台の損傷状況	軽微	中～大規模		甚大
供用性	交通規制なし	重量制限　速度制限	一時交通止(仮受等による応急復旧)	通行止
修復性	ひび割れ程度の軽微な修復	容易に恒久復旧を行うことが可能	大がかりな恒久復旧が必要	撤去・再構築
橋台の損傷内容	・伸縮遊間の減少 ・パラペットのひび割れ	・橋台背面盛土の軽微な沈下	・橋台の水平移動・傾斜 ・橋台背面盛土の過大な沈下	・過大な橋台の水平移動・傾斜 ・躯体の破壊
耐震性能	耐震性能1	耐震性能2		耐震性能3
被災ランク	1	2	3	4

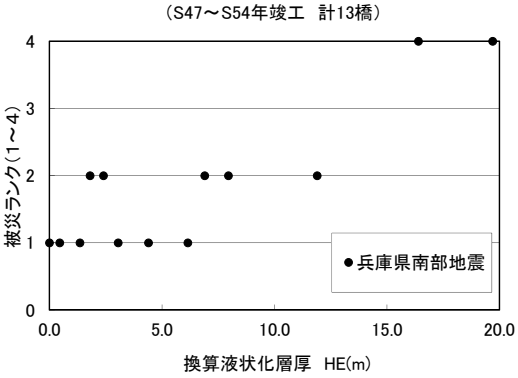
【出典：土研資料第 4014 号 道路橋橋台及びその基礎の地震被災事例、H18.5】



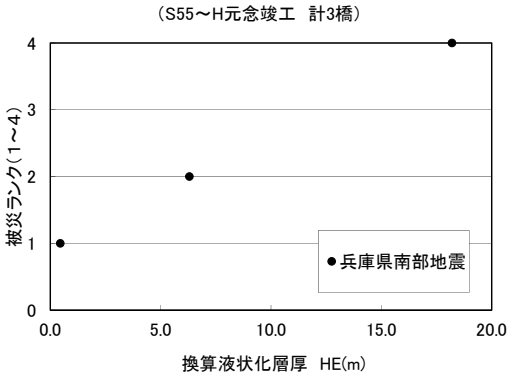
(a) 全年代



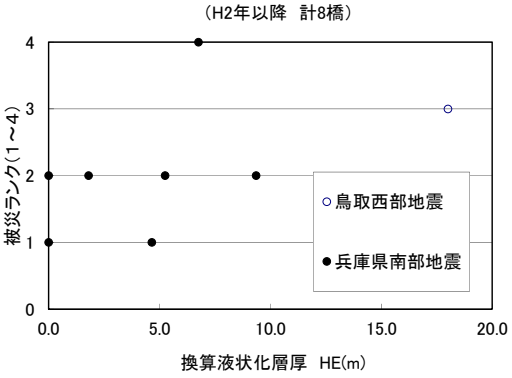
(b) 昭和 47 年以前竣工



(c) 昭和 47 年～昭和 54 年竣工



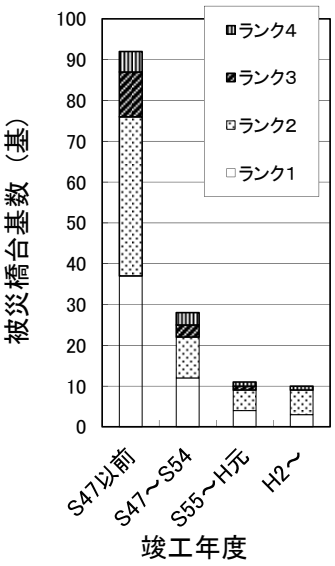
(d) 昭和 55 年～平成元年竣工



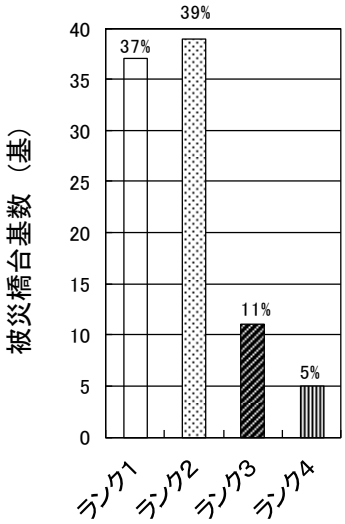
(e) 平成 2 年以降竣工

図-2.7　換算液状化層厚と被災ランクの関係

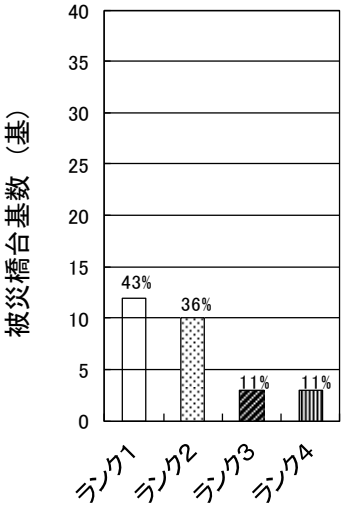
（全 176 橋のうち、地盤条件が判明している 62 橋を対象）



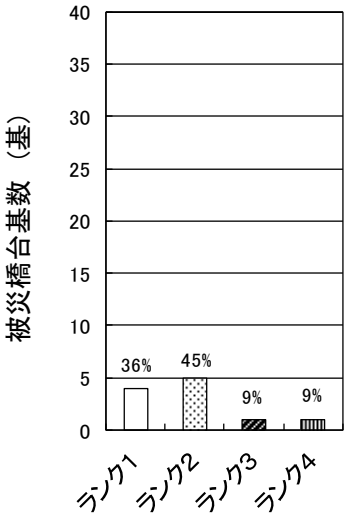
(a)全年代

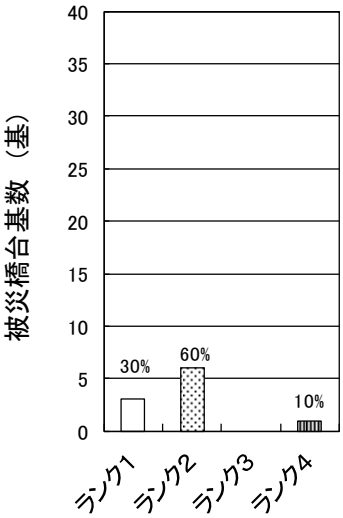


(b) 昭和 47 年以前竣工



(c) 昭和 47 年～昭和 54 年竣工





(d) 昭和 55 年～平成元年竣工　(e) 平成 2 年以降竣工

図-2.8　竣工年度と被災ランク別の橋台基数の関係（全 176 橋を対象）

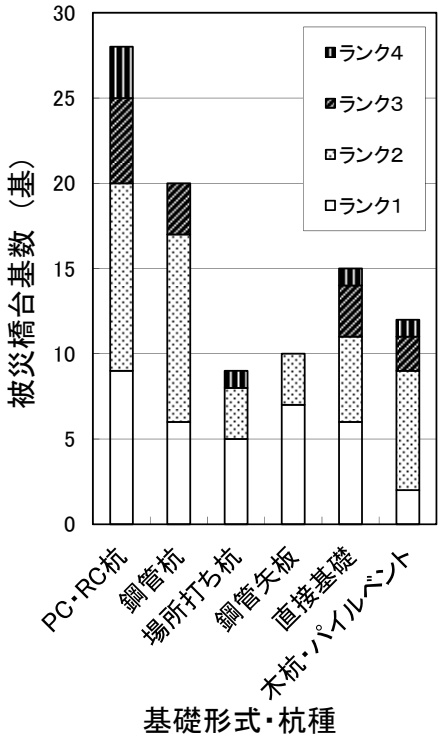


図-2.9　基礎形式及び杭種と被災橋台基数の関係
（全 176 橋のうち、基礎形式が判明している 94 橋を対象）

これらの被災事例の分析結果等を踏まえて、液状化の影響を考慮していない既設橋台の流動化に対する耐震性評価においては、流動化による被害が発生する可能性が高いと考えられる以下の条件のすべてに該当する橋台について優先的に耐震性評価を行うのがよい。

(1)換算液状化層厚が 5m 以上
(2)設計基準が昭和 46 年以前（竣工年次が昭和 47 年以前）
(3)基礎形式が直接基礎または杭基礎（パイルベント形式、木杭基礎を含む）

ただし、換算液状化層厚が 5m 以下の場合についても、橋台背面土が液状化し土圧が過大になる場合や、液状化層の下位に軟弱な粘性土層が堆積しており、液状化の発生により軟弱粘性土層が荷重負担する状態になる場合など、橋の機能に影響を及ぼす被害が生じた事例がある。このように、上記の条件で考慮できない流動化の要因が考えられる場合についても個別に耐震性評価を行う必要がある。

＜換算液状化層厚 H_E の算出方法＞

$$H_E = H_1^* + H_2^* \tag{1}$$

ここに，H_E が換算液状化層厚(m)，H_1^* が深度 10 m までの層の換算液状化層厚(m)，H_2^* が深度 10～20 m までの層の換算液状化層厚(m)である．深度は，フーチング下面位置を起点としている．H_1^*，H_2^* は，次式で算出する．

$$H_1^* = 1.5H_{FL1} + 1.0H_{FL2} + 0.5H_{FL3} \tag{2}$$

$$H_2^* = 1.0H_{FL1} + 0.5H_{FL2} \tag{3}$$

ここに，H_{FL1} は液状化に対する抵抗率 F_L が 0.6 以下となる土層の層厚の合計(m)，H_{FL2} は F_L が $0.6 < F_L \leq 0.8$ となる土層の層厚の合計(m)，H_{FL3} は F_L が $F_L > 0.8$ となる土層の層厚の合計(m)のように定める．

【出典：建設省、所管施設の地震に対する安全性等に関する点検について、1991】

2.6 橋脚基礎の耐震性評価

2.6.1 レベル 1 地震動に対する耐震性評価

レベル 1 地震動で液状化が生じると判定された地盤上の橋脚基礎に対しては、下記 2 ケースについて耐荷性能の照査を行う必要がある。

①液状化も流動化も生じないと考えたケース

②液状化だけが生じると考えたケース

2.6.2 レベル 2 地震動に対する耐震性評価

2.5 で液状化又は流動化が生じると判定された地盤上の橋脚基礎に対し、下記 3 ケースについて耐荷性能の照査を行う必要がある。

①液状化も流動化も生じないと考えたケース

②液状化だけが生じると考えたケース

③流動力だけが作用すると考えたケース

ここで、流動化だけが生じると考えたケースとは、液状化に伴って生じる流動力を作用として考慮するものの、慣性力が同時に作用することは考慮しないケースのことを指している。液状化または流動化が生じると判定された場合に上記①～③のケースについて照査を行うこととしているのは、液状化や流動化が生じた場合の構造物の応答特性が複雑であり、仮に液状化や流動化が生じると判定されても、地震動や地盤の物性によっては、設計で仮定したとおりの状況にならない可能性もあるためである。

以下、②および③の場合における耐荷性能の照査の方法を示す。

・液状化だけが生じると考えたケース

照査方法　:「道示Ⅴ 10 橋脚基礎」による

荷重の設定 :「道示Ⅴ 10 橋脚基礎」による

許容値　　:「道示Ⅴ 10 橋脚基礎」による

・流動力だけが作用すると考えたケース

照査方法　:「道示Ⅴ 10 橋脚基礎」による

荷重の設定 :「道示Ⅴ 4.4 地盤の流動力」による

許容値　　:「道示Ⅴ 4.4 地盤の流動力」による

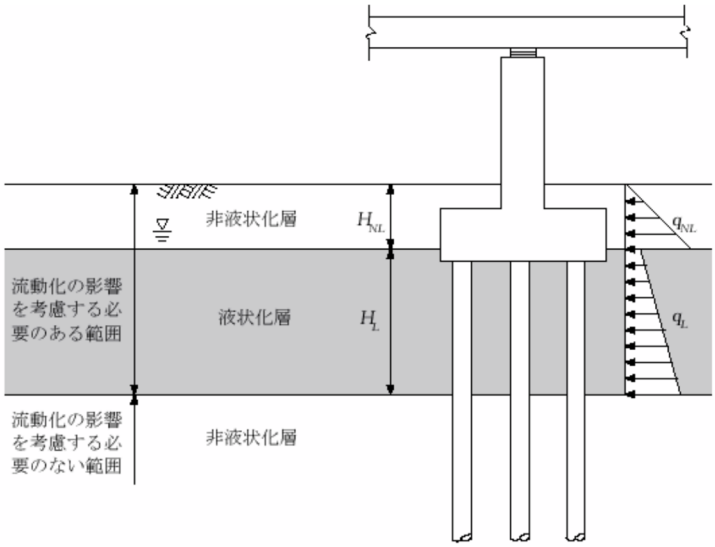


図-2.10　流動力の算定モデル

ただし、流動化が生じると判定され、上記の照査方法により耐荷性能を満足しないと判定された場合、より詳細な照査方法として「2.7.2 流動化が生じる橋台基礎の耐震性評価」に示す方法を準用することができる。

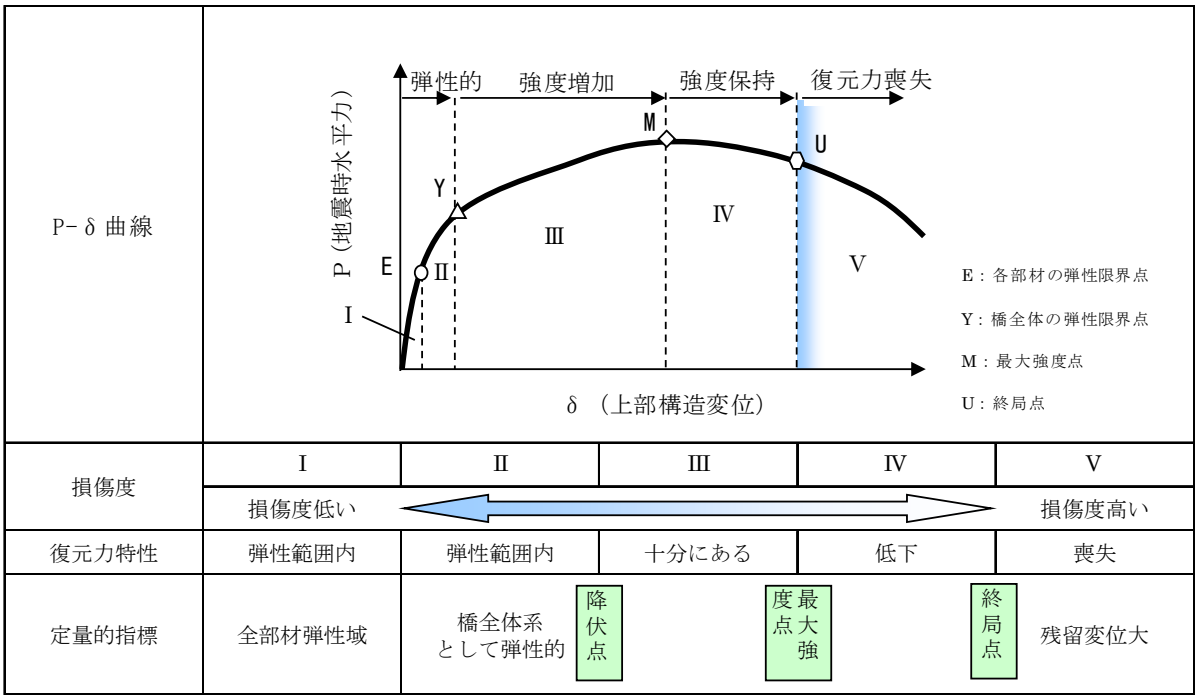
また、既設橋脚基礎の耐震性評価においては、以下の点に留意する必要がある。

(1) 既設橋基礎の耐震性評価の考え方

上部構造からの慣性力を支持する基礎の水平力－水平変位関係とその特性について、弾性とみなせる限界点（Ｅ点）、基礎の降伏点（Ｙ点）、最大強度点（M点）、終局点（Ｕ点）の関係を下図に示す。既設道路橋の耐荷性能の照査及び耐震補強設計においては、レベル１地震動に対して、橋の耐震性能１を確保する場合には、Ｅ点、Ｙ点、M点のいずれかを超えないように行う。また、レベル２地震動に対して、橋の耐震性能２を確保する場合には、Ｅ点、Ｙ点、M点、Ｕ点のいずれかを超えないように、また、橋の耐震性能３を確保する場合にはU点を超えないように行う。

いずれの点を基礎の限界状態とするかは、橋の応答変位や残留変位、強度や剛性の低下度を踏まえて、震後に必要な通行の制限、橋の機能回復措置内容を考慮し、選定理由を含めて、個別の橋毎に検討する必要がある。

なお、参考として基礎の損傷度と基礎の状態を**表-2.6** に示す。



E点	橋を構成する部材が弾性（可逆性を有する）とみなせる限界点を超える点
Y点	橋全体系の水平力－水平変位関係において弾性とみなせる限界点を超える点
M点	Y点を超えた後、最大強度を発揮する点（最大強度点）
U点	最大強度点を超えた後、復元力の急激な低下が生じ始める点（終局点）

図-2.11　橋全体系の水平力－水平変位関係の例

表-2.6　基礎の損傷度と基礎の状態

基礎の損傷度	基礎の状態
基礎の損傷度Ⅰ	基礎を構成する部材や部材を支持する地盤抵抗のいずれかが弾性（可逆性を有する）とみなせる限界点を超えていない状態
基礎の損傷度Ⅱ	基礎を構成する一部の部材やそれを支持する地盤抵抗が可逆性を有するとみなせる限界点を超えるものの、基礎全体系としての水平力－水平変位関係においては基礎の降伏点を超えていない状態
基礎の損傷度Ⅲ	Y点を超えた後、基礎としての最大強度を発揮する点（最大強度点）を越えない状態
基礎の損傷度Ⅳ	基礎の降伏点及び基礎の最大強度点を超えた後、復元力の急激な低下が生じ始める点（終局点）を超えない状態
基礎の損傷度Ⅴ	基礎の部材損傷や支持地盤の崩壊により、復元力を喪失した状態

(2) 基礎の限界状態に対応する工学指標

基礎の損傷度Ⅰ～Ⅳをそれぞれ満足する限界の状態、すなわち、**図-2.11** におけるＹ点、Ｍ点、Ｕ点を基礎の耐力、変位、変形角、塑性率など、適切な工学指標に置き換えて照査を行う。工学指標に置き換えるにあたって、指標の選択と限界状態に対応する指標値の設定は、過去の載荷試験結果等に基づき、適切に設定する必要がある。

橋脚基礎の各基礎形式における損傷度に応じた基礎の塑性率の目安を**表-2.7** に示す。なお、本表の塑性率は、現時点での知見を踏まえ設定したものであり、現場条件等を踏まえ、現場の判断で適切に設定するものとする。

表-2.7　各基礎形式における損傷度に応じた基礎の塑性率の目安

基礎形式			損傷度		
			Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
直接基礎			1	4	8
杭基礎	フーチング		1	2	5
	鋼管杭	H2 道示より前	1	2	4
		H2 道示	1	4	8
	場所打ち杭	S46 より前	1	2	4
		S46 耐震指針	1	3	6
		S55 道示	1	4	8
	既製コンクリート杭	H8 道示より前	1	2	4
		H8 道示	1	4	8
	木杭		1	－	－
	パイルベント橋脚	単列方向（鋼管杭）	1	4	8
		単列方向（鋼管杭以外）	1	$1+\dfrac{\delta_u-\delta_y}{1.8\delta_y}\leqq 4$	$1+\dfrac{\delta_u-\delta_y}{\delta_y}\leqq 8$
		複列方向	各杭種と同様		
ケーソン基礎及び地中連続壁基礎（$M_c<M_y<M_u$）			1	$1+\dfrac{\delta_u-\delta_y}{1.8\delta_y}$	$1+\dfrac{\delta_u-\delta_y}{\delta_y}$
鋼管矢板基礎			鋼管杭基礎に準じる		

注１）部材の曲げ損傷を前提として基礎の耐荷力保持、復元力保持という観点で各損傷度に応じた塑性率の目安を示しているものであり、部材のせん断破壊等が及ぼす影響は個別に検討する必要がある。また、一列の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する場合については、回転挙動が卓越し、ここに示す目安を超える水平変位が生じたとしても、水平力を保持できる場合があると考えられるため、個別に許容される応答変位を踏まえて設定する必要がある。

注２）橋台及び斜面上の基礎は常時偏土圧を受けるため、ここに示す塑性率の目安よりも小さく設定する必要がある。損傷度Ⅲ、損傷度Ⅳの目安として４，８を示しているものについてはそれぞれ、３，６とする。なお、これよりも小さな塑性率の目安を示している古い基礎形式については個別に検討を行う必要がある。

注３）流動化に対しては、基礎の変形能で抵抗することを期待していないため、同様に、損傷度Ⅲ、損傷度Ⅳの目安として４，８を示しているものについてはそれぞれ、２，４とする。なお、これよりも小さな塑性率の目安を示している古い基礎形式については個別に設定する必要がある。

2.7 橋台基礎の耐震性評価

2.7.1 レベル1地震動に対する耐震性評価

レベル1地震動については、2.5で液状化が生じると判定された地盤上の橋台基礎に対しては、下記2ケースについて耐荷性能の照査を行う必要がある。

①液状化も流動化も生じないと考えたケース

②液状化だけが生じると考えたケース

2.7.2 レベル2地震動に対する耐震性評価

レベル2地震動については、2.5で液状化又は流動化が生じると判定された地盤上の橋台基礎に対し、下記2ケースについて耐荷性能の照査手法を示す。

①液状化は発生するが、流動化が生じないと考えたケース

②流動化が生じると考えたケース

・液状化は発生するが、流動化が生じない場合

照査方法　:「道示Ⅴ 11 橋台および橋台基礎」による

荷重の設定:「道示Ⅴ 11 橋台および橋台基礎」による

許容値　　:「道示Ⅴ 11 橋台および橋台基礎」による

・流動化が生じると判定される場合

照査方法　:<u>2.7.3に詳細を記載</u>

荷重の設定:<u>2.7.3に詳細を記載</u>

許容値　　:<u>2.7.3に詳細を記載</u>

また、レベル2地震動を考慮する状況に対する桁・パラペット間の遊間が確保されていない場合は、液状化だけが生じると仮定した場合並びに液状化及び流動化が生じないと仮定した場合の照査を行わなければならない。

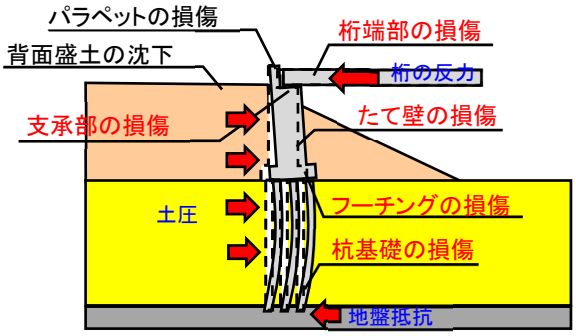
ただし、橋台周辺地盤が橋に影響を与える液状化が生じると判定された場合であっても、例えば両端に橋台を有する橋長25m以下の単径間の橋等、既往の被災事例及びその損傷状況を踏まえ、明らかに橋の限界状態2及び限界状態3を超えないとみなすことができ、橋の機能回復が著しく困難とはならないと判断される橋に対しては、流動化の照査を省略してもよいと考えられる。

既設橋台基礎の耐震性評価においては、2.6における既設橋脚基礎の耐震性評価と同様の点に留意する必要がある。

2.7.3 流動化が生じる橋台基礎の耐震性評価

(1) 耐震性評価の観点

図-2.12 は、これまでの被災事例も踏まえた上で、地震後の速やかな橋の供用を阻害し得る損傷と位置付けられるものを整理し示したものである。耐震性評価にあたってはこれを考慮する必要があるが、橋台においては、液状化及び流動化による影響が、上部構造・下部構造にも及ぶ場合もあるため、橋台基礎のみならず、以下の 1)から 4)に示す観点で行う。



※赤字：“地震後の速やかな橋の供用を阻害し得る損傷”と位置付けられるもの

図-2.12　想定される損傷形態

1) 上部構造(桁)：橋台パラペットとの接触により、交通荷重等を支持する能力が低下するような損傷が桁に生じない。
2) 支承部：支承部の損傷に伴い路面に段差が生じた場合には、橋の供用が困難となるため、路面の段差を生じさせない。
3) 橋台たて壁、橋台基礎(フーチング・杭基礎)：せん断破壊及び曲げ破壊を防止し、最低限震後の交通荷重や背面土圧に抵抗できるだけの性能を確保する。
4) 橋台パラペット、背面盛土：桁との接触による橋台パラペットの損傷や背面盛土の沈下を許容しつつ、別途路面段差の補修等の応急対策によって震後の橋の供用性を確保する。

(2) 照査方法の例

橋台基礎の地盤構造が一様に分布するとみなせる場合や構造条件が複雑でない場合に流動化を考慮した耐荷性能の照査においては、静的照査法を適用することができる。

静的照査法としては、図-2.6 の損傷形態①から⑥の検証が可能、かつ、簡易で実用的な解析モデルという点に着目し、以下に照査方法を示す。

土圧法は、橋台たて壁、基礎を梁要素でモデル化し、流動力を分布荷重として載荷する方法である。

側方流動圧を作用させる範囲については地盤抵抗を無視し、それ以外の範囲については、常時の地盤抵抗を考慮する。常時の地盤抵抗は、「道示Ⅳ 12.10.4」により算出

する。

桁、パラペット間には、桁によるストラット効果を考慮するため、遊間以上の相対変位に対して衝突による反力を与える衝突バネを設定する。

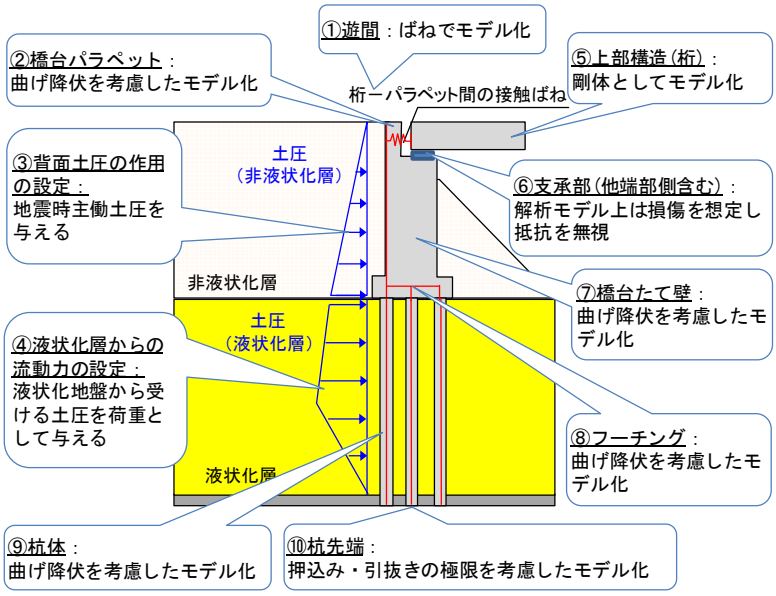


図-2.13　土圧法における解析モデル

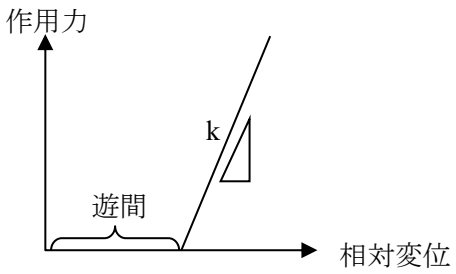


図-2.14　桁-パラペット間の衝突バネ

簡易解析モデルによる静的照査を基本に、橋台と基礎は一体でモデル化し、個々の部材の耐震性について照査する。具体的には、橋台及び橋台基礎への作用土圧に対し、以下のように考える。

1) 桁と橋台パラペットは、遊間に設けたばね反力を接触力とし、その力に対し照査を行う。その際、桁については耐荷力上問題ないことを確認する。また、橋台パラペットは、損傷を許容しつつ、桁に拘束され杭基礎に大きな断面力が生じる状態を再現するために、曲げ降伏後にも一定の耐力を有するようにモデル化する。
2) 橋台パラペットが桁に拘束された状態で流動力が作用する状況が、橋台及び橋台基礎にとって厳しい条件となるため、解析上は支承部の抵抗を無視する。ただし、実際に支承部に損傷が生じるかどうか確認するため、別途支承部に作用する力に対し、照査を行う。その結果、支承部に損傷が生じる場合には、上部構造の脱落

により路面に段差が生じる可能性があるため、必要に応じて段差防止構造等の対策を講じる。

3) 橋台たて壁、橋台基礎(フーチング・杭)については、曲げ降伏後の塑性化を許容しつつ、曲げ破壊・せん断破壊が生じないことを確認する。

橋台基礎の地盤構造が複雑であり、橋台に与える地震時土圧、地盤変位を適切に評価できない場合は、動的照査法を適用することができる。

動的照査法では、地盤をソリッド要素、杭を梁要素としてモデル化した有限要素モデルによる動的解析を適用することができる。

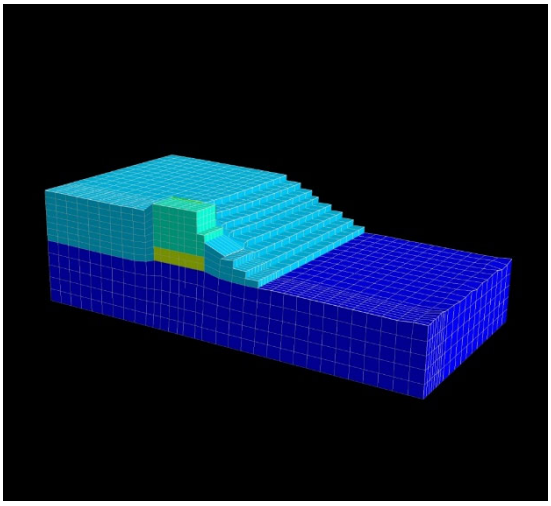


図-2.15　3 次元有限要素モデルによる動的解析モデル例

(3) 荷重の設定

液状化により杭に作用する土圧 EP は、深さ、杭の配置及び液状化程度による補正係数を用いて、下式で算定する。

$$\mathrm{EP} = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot EP_0$$

$$C_3 = C_{30} \cdot B^{1-FL}$$

$$C_{30} = 1.0$$

$$B = 2.0$$

ここで、

C_1：深さ方向に対する補正係数 (= 0.35)

C_2：杭の配置に依存する補正係数

C_3：液状化の程度(FL)による補正係数

EP_0：盛土の上載圧（kN/m^2）

1）杭の配置に依存する補正係数 C2 の算定

液状化による土圧の影響は、後列杭が最も大きな影響を受けると考えられる。そのため、下図に示すように、単杭の場合における土圧の作用面積との比率から補正係数 C_2 を算定する。

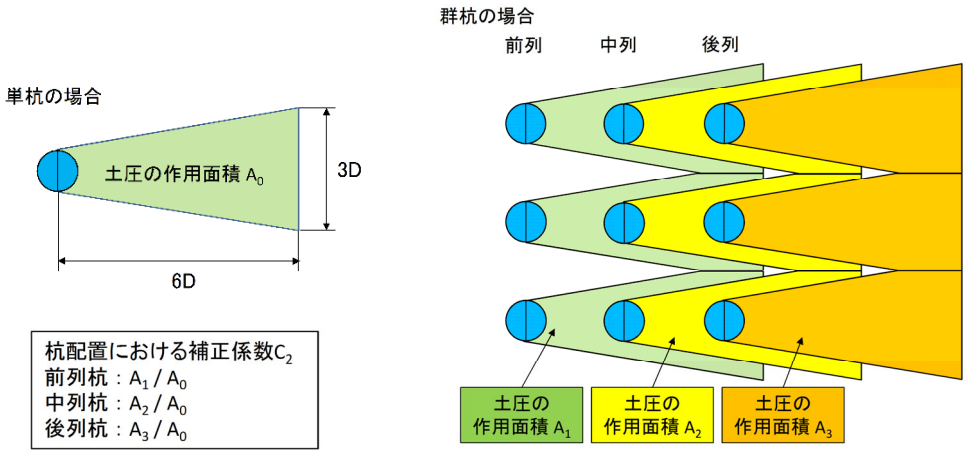


図-2.16 杭列ごとの土圧作用面積

（4）許容値の設定

図-2.6 における①から⑥の損傷形態に対して、それぞれの部材が損傷したときの供用性、復旧性への影響を考慮し、目標とする耐荷性能を満足するよう、部材の許容値を設定しなければならない。

3. 液状化地盤における既設橋基礎の耐震対策

施工中の通行機能の確保に配慮した橋台基礎の耐震対策について、3.1～3.3 節に示す。

3.1 耐震対策の種類と選定の考え方

(1) 耐震対策の種類

適切な耐震対策を提案する際に優先すべき事項として、①液状化に伴う地盤流動に対して効果的であること、②補強工事の際に既設橋の通行機能をできるだけ阻害しないこと、③施工機械の適用性があることを挙げるとともに、具体的な耐震対策として、本ガイドラインでは下記 3 案を示す。なお、耐震対策の選定においては、後述する設計および施工の両面から総合的に判断する必要がある。

＜鋼管杭側面補強（側面一体型）＞

この補強方法は、既設フーチング側面に新たにフーチングと鋼管杭を増設し、増設した鋼管杭の抵抗力によって、流動力による橋台の変位や既設杭の変形を抑制する効果を期待した方法である。側面に増設する鋼管杭は直杭および斜杭となり、水平変位が大きくなるような条件においては、斜杭を用いるほうがより合理的な構造となる可能性がある。回転杭工法における斜杭による側面補強の概要図を**図-3.1** に示す。

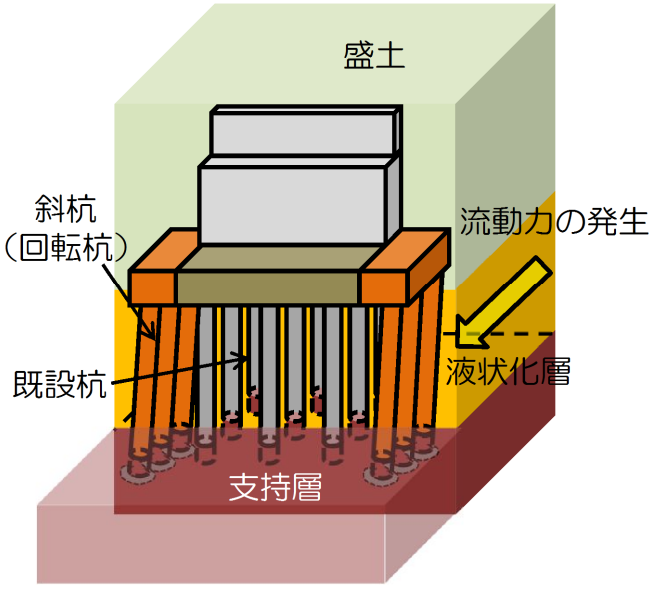


図-3.1　斜杭側面補強

＜鋼管矢板壁補強（側面一体型）＞

この補強方法は、①の斜杭側面補強に対し、斜杭の代わりに鋼管矢板壁を用いる。鋼管矢板の壁としての抵抗力によって、流動力に対する既設杭の変形を抑制する効果を期待する。施工する鋼管矢板の継手は PP 継手（t=11）とし、鋼管矢板基礎同様に継手処理を行う。概略図を**図-3.2** に示す。

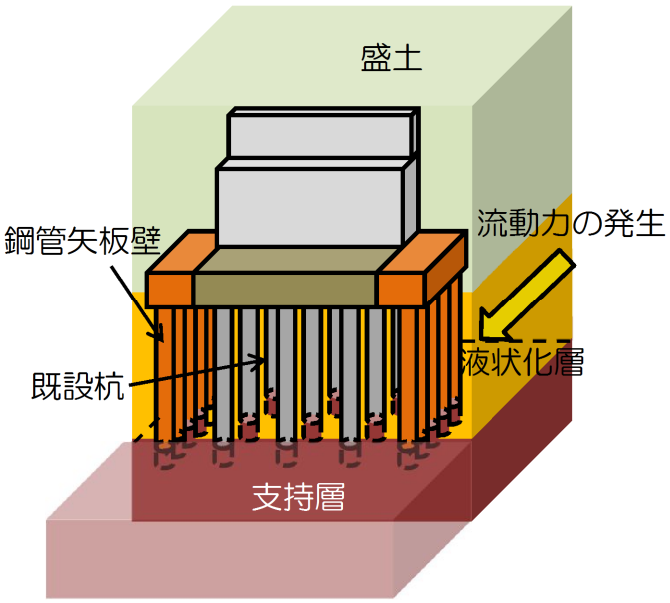


図-3.2　鋼管矢板壁（側面一体型）補強

＜鋼管矢板壁補強（前面分離型）＞

この補強方法は、既設下部構造前面に流動防止を目的とした鋼管矢板壁を増設し、既設杭に作用する流動を遮断あるいは軽減することを期待した方法である。施工する鋼管矢板の継手は、設計に必要な条件に応じて選定する。概略図を**図-3.3** に示す。

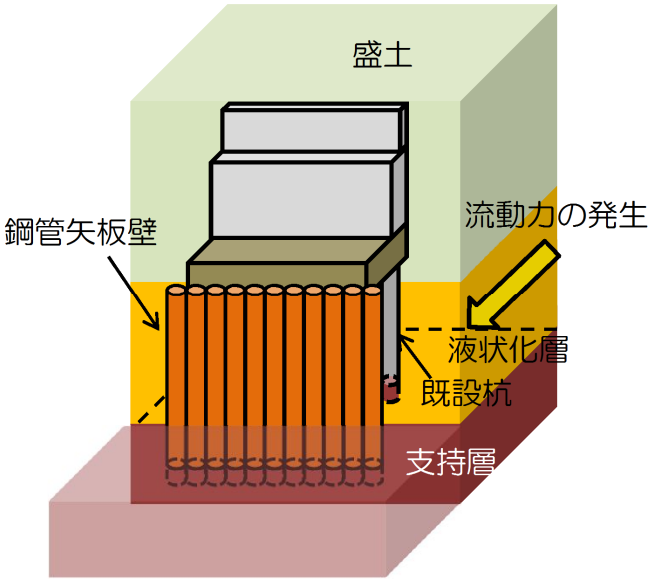
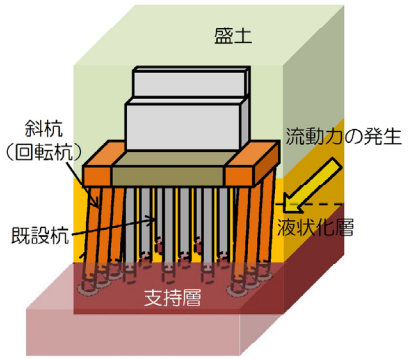
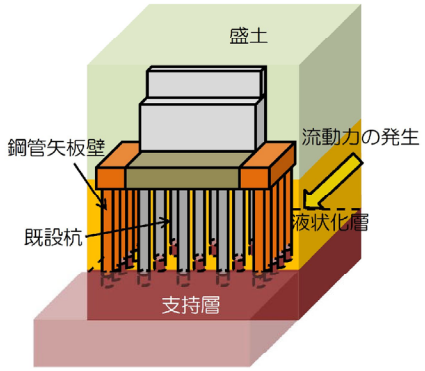
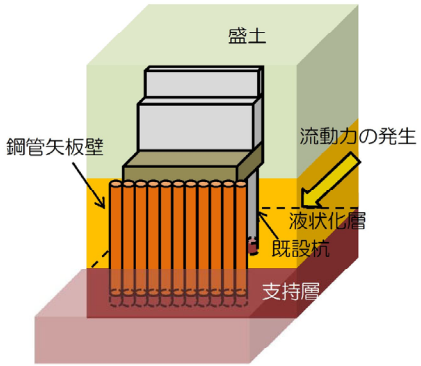


図-3.3　鋼管矢板壁（前面分離型）補強

(2) 耐震対策選定の考え方

耐震対策の選定の際に参考となる、各耐震対策の補強効果、適用性、施工性について次頁に**表-3.1** を示す。

表-3.1　耐震対策一覧

耐震対策案	鋼管杭側面補強	鋼管矢板壁補強（側面一体型）	鋼管矢板壁補強（前面分離型）
耐震対策の概要	・既設フーチング側面に新たにフーチングと鋼管杭を増設し、増設した鋼管杭の抵抗力によって、流動力に対する既設杭の変形を抑制する効果を期待した耐震対策 ・増設する鋼管杭は直杭と斜杭となる	・第1案の鋼管杭の代わりに鋼管矢板壁を用いて、鋼管矢板の壁としての抵抗力によって、流動力に対する既設杭の変形を抑制する効果を期待した耐震対策	・既設下部構造前面に流動防止を目的とした鋼管矢板壁を増設し、既設杭に作用する流動力を遮断あるいは軽減することを期待した耐震対策
耐震対策案の概要図			
補強効果	・実験による検証の結果、鋼管矢板壁側面補強案の次に補強効果が大きい。	・実験による検証の結果、3案中最も補強効果が大きい。	・実験による検証の結果、3案中最も補強効果が小さい。
適用性	・既設基礎がケーソン基礎のように耐震対策と異なる構造の基礎形式を併用する場合には、外力の分担率についての取り扱い等確立されていない事項もあるため、適用する際は十分に検討を行う必要がある。 ・既設基礎に手を加えることが困難な場合には、適用不可となる。	・既設基礎がケーソン基礎のように耐震対策と異なる構造の基礎形式を併用する場合には、外力の分担率についての取り扱い等確立されていない事項もあるため、適用する際は十分に検討を行う必要がある。 ・既設基礎に手を加えることが困難な場合には、適用不可となる。	・流動防止前壁は既設基礎と別構造となるため、適用に際しては、既設基礎との基礎形式の違いによる影響を考慮する必要はない。 ・既設基礎前面に流動防止壁を設置するためのスペースがない場合には、適用不可となる。
施工性	・新設フーチングを増設する際は、既設フーチングの鉄筋を切断しないように削孔を実施し、打継面の処理には新旧フーチングが一体となるように配慮する必要がある。 ・施工実績は比較的多い。	・新設フーチングを増設する際は、既設フーチングの鉄筋を切断しないように削孔を実施し、打継面の処理には新旧フーチングが一体となるように配慮する必要がある。 ・施工実績は比較的多い。	・流動防止前壁を増設する際は、桁下での施工となるため、空頭制限に配慮した工法を選定する必要がある。 ・施工実績は少ない。

3.2 耐震対策の設計

3.1 で提案した耐震対策について、設計上の留意点を示す。

(1) 地盤流動化時の照査方法

橋台基礎の地盤構造が一様に分布するとみなせる場合、流動化を考慮した耐荷性能の照査においては、静的照査法を適用することができる。静的照査法として、土圧法による照査、応答変位法による照査、の 2 つの方法が考えられるが、既設杭基礎と一体型で補強する、①鋼管杭側面補強（側面一体型）、②鋼管矢板壁補強（側面一体型）、については、土圧法による照査を適用する。既設杭基礎と一体化しない、③鋼管矢板壁補強（前面分離型）は、応答変位法による照査を基本とする。

(2) 地盤流動化時の設計の考え方

1) 鋼管杭側面補強（側面一体型）

鋼管杭側面補強（側面一体型）の設計は土圧法を適用する。

鋼管杭側面補強（側面一体型）は既設杭が損傷した場合に、補強した斜杭（鋼管杭）により地震後の橋台の支持力確保するものである。

そのため、流動力作用時において、既設杭の損傷（曲げモーメントによる塑性化）は許容するが、補強した斜杭に作用する曲げモーメントが、全列で全塑性モーメントに達しないことを照査する。

2) 鋼管矢板壁補強（側面一体型）

鋼管矢板壁補強（側面一体型）の設計は土圧法を適用する。

鋼管矢板壁補強（側面一体型）は既設杭が損傷した場合に、補強した鋼管矢板壁により地震後の橋台の支持力確保するものである。

そのため、流動力作用時において、既設杭の損傷（曲げモーメントによる塑性化）は許容するが、補強した鋼管矢板に作用する曲げモーメントが、全列で全塑性モーメントに達しないことを照査する。

3) 鋼管矢板壁補強（前面分離型）

鋼管矢板壁補強（前面分離型）の設計は応答変位法を適用することが考えられるが、応答変位法については、課題が残るため適用にあたっては留意する必要がある。

応答変位法に用いる地盤変位は、橋台基礎前面の鋼管矢板壁をモデル化した地盤の応答変位解析により算出することで、鋼管矢板壁による地盤変位の低減効果を考慮する。その地盤変位を用いて、応答変位法による解析を行い、既設橋台基礎の塑性率及び変位が制限値以内であることを照査する。

また、鋼管矢板壁をモデル化した地盤の応答変位解析において、鋼管矢板に作用する曲げモーメントが全塑性モーメント以下になることを照査する。

また、上記のいずれの補強方法においても、既設杭および補強鋼管杭（鋼管矢板）に作用するせん断力が部材の耐力以下となることを照査する。

3.3 耐震対策の施工

(1) 施工方法概要

既設橋の補修・補強は新設橋と異なり、各種の制約がある中での施工となる。よって、計画段階から現場の施工条件をよく把握し、施工性や施工手順に十分配慮した上で施工方法の検討を進めることが重要である。特に既設橋への近接施工となるため、施工スペースや空頭制限、既設基礎への施工影響等の検討が必要となる。**表-3.2** に施工制約と検討ポイントの例を示す。

上記制約に対応する施工方法として、鋼管杭工法では、1) 回転杭工法、2) 中掘り杭工法、3) 圧入工法、4) 回転切削圧入工法などが適用できると考えられる。また、**表-3.3** に施工制約と各工法の対応範囲の目安を示す。各工法の特徴を把握し、施工可否、コスト、周辺環境・道路交通への影響度等を総合的に判断して、施工方法の選定を行う。

表-3.2　施工制約と検討ポイントの例

施工制約	検討ポイント
施工スペース	・確保できるスペースと施工に必要となるスペース
空頭制限	・各施工方法の最小施工高さ
施工離隔	・既設基礎からの施工離隔（どこまで既設基礎に寄れるか） ・既設基礎への施工影響（地盤を緩めないか）
支持力性能の確保	・支持力特性が確認された工法であるか ・載荷試験による支持力確認が可能か

表-3.3　施工制約と各工法の対応範囲の目安

<table>
<tr><td>補強位置</td><td colspan="3">側面</td><td colspan="3">前面</td></tr>
<tr><td>耐震対策</td><td>増し杭補強
（直杭・斜杭）</td><td>増し杭補強
（直杭）</td><td colspan="2">鋼管矢板壁補強</td><td colspan="2">鋼管壁補強</td></tr>
<tr><td>施工方法</td><td>回転杭工法</td><td>中掘り杭工法</td><td colspan="2">圧入工法※</td><td colspan="2">回転（切削）
圧入工法</td></tr>
<tr><td>適用杭径
（mm）</td><td>杭径：400～1,200
羽根径：杭径×1.5 or 2.0</td><td>500～1,000</td><td colspan="4">600～1,500</td></tr>
<tr><td>施工機</td><td>小型杭打ち機
3 点式杭打ち機
全周回転機</td><td>アースオーガ
中掘機等</td><td>垂直圧入
専用機</td><td>低空頭
専用機</td><td colspan="2">回転（切削）
圧入機</td></tr>
<tr><td>離隔距離</td><td>5.0m 程度</td><td>2.0m 程度</td><td colspan="4">機械幅＋1.0m 程度</td></tr>
<tr><td>最小施工高
（基面以上）</td><td>5.0m 程度</td><td>20m 程度</td><td>5.0m 程度</td><td>3.0m
程度</td><td colspan="2">5.0m 程度</td></tr>
</table>

※側面補強で先端支持力を考慮する場合は、支持力特性の確認が必要

(2) 施工フロー

代表的な施工フローを図-3.4 に示す。

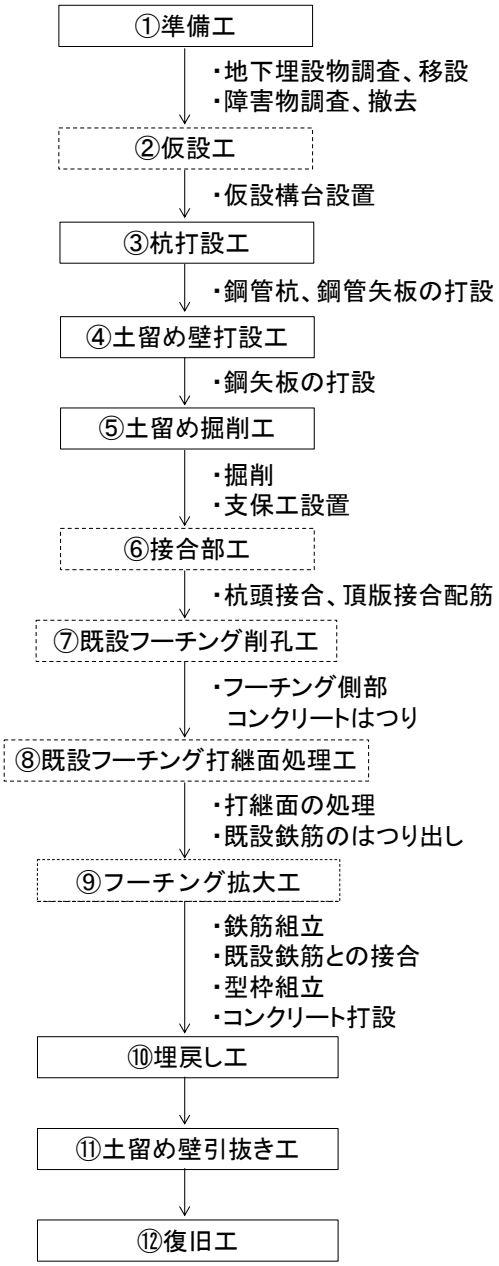


図-3.4　一般的な施工のフロー

※点線部は選定した耐震対策工の種類、施工時の現場状況及び施工工法等を踏まえて、適宜考慮すること。

共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
No.506 March 2019

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