

土木研究所資料

既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法
に関する研究

平成22年5月

独立行政法人土木研究所
構造物メンテナンス研究センター

Copyright © (2010) by P.W.R.I.

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

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

既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法 に関する研究

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 中谷 昌一
上席研究員 星隈 順一
主任研究員 白戸 真大*1
主任研究員 西田 秀明
研究員 谷本 俊輔
交流研究員 横幕 清*2
交流研究員 豊島 孝之

*1 国土交通省道路局企画課付（インド共和国派遣）

*2 交流研究員在籍期間：平成18年4月～平成21年3月

要 旨

大地震の切迫性が指摘される昨今、個々の道路施設は道路ネットワークとして効果を発揮するための耐震性能を有することが不可欠であることから、平成17年度から平成19年度にかけて、落橋の防止を目的とした「緊急輸送道路の耐震補強3箇年プログラム」が実施されてきたところである。

本研究は、同プログラムで未対応であった道路橋基礎耐震補強のプログラムレベルの実施を念頭に置いたものである。本研究では、既設道路橋基礎の耐震性能水準を区分した上で、優先度を設けて段階的に実施する戦略のもとで、1) 橋の性能・機能と基礎の限界状態の関係、2) 地震による基礎の損傷パターンの分類整理、3) 過去の被災事例の分析、4) 設計基準および施工技術の変遷調査、5) 既設道路橋基礎の構造特性を反映した静的荷重漸増解析による判定法の提案、6) 提案モデルを用いた既設道路橋基礎の耐震性評価を行った。以上をまとめて、既往の平成8年防災点検データベース、橋梁一般図、ボーリング柱状図を用いることで、既設道路橋基礎の脆弱度を簡易に判定するための手法を整備した。

キーワード：基礎，耐震補強，防災点検

目次

1. まえがき	1
2. 道路橋基礎に想定される損傷度区分と崩壊パターン	3
3. 道路橋基礎の許容塑性率に関する既往の研究	12
3.1 既往の研究成果	12
3.2 許容塑性率の設定	24
4. 過去の被災事例と傾向分析から見た基礎補強の優先順位に関する考察	30
4.1 過去の被災事例	30
4.2 被害の傾向分析	66
4.3 基礎の耐震補強における優先順位の提案	68
5. 設計基準および施工技術の変遷から見た基礎補強の優先順位に関する考察	69
5.1 設計基準の変遷	69
5.2 施工技術の変遷	75
5.3 使用材料の変遷	78
5.4 基礎の耐震補強における優先順位の提案	79
6. 静的荷重漸増解析を用いた試設計計算	82
6.1 目的	82
6.2 解析方法と解析モデル	86
6.3 直接基礎	90
6.4 鋼管杭基礎	96
6.5 場所打ち杭基礎	102
6.6 既製コンクリート杭基礎	129
6.7 ケーソン基礎	135
6.8 木杭基礎	148
6.9 単列パイルベント橋脚	155
7. 道路橋基礎の耐震性評価	160

8. 液状化が生じる場合の土質定数の低減係数 D_E の簡易評価法の提案	167
8.1 目的	167
8.2 検討方法	167
8.3 検討結果	169
8.4 液状化簡易判定ノモグラム	170
8.5 簡易判定ノモグラムを用いた液状化の簡易評価	175
9. 耐震性簡易判定フローと調査票の提案	179
9.1 目的	179
9.2 調査票の作成	179
9.3 調査票の書式	179
9.4 耐震性簡易判定フロー	182
10. まとめと今後の課題	189
謝辞	189
参考文献	190

1. まえがき

大地震に対する道路としての耐震性確保にあたっては、個々の道路施設の耐震性を強化することが確実であるが、限られた予算条件のもと、限られた期間内で全ての既設橋基礎に対して耐震性を詳細に検討し、補強を完了するのは難しい。一方、過去の幾多の震災事例において、道路橋は一旦大被害を受けると迅速な復旧が困難であることが明らかになっている。そこで、平成7年の兵庫県南部地震以後の道路施設の耐震補強は、特に緊急度の高い、橋梁の複断面区間、跨線橋、跨道橋が優先されてきた。さらに、重大な二次災害の発生を防ぐために、落橋に直接つながるような被害が生じた橋脚躯体や支承部への耐震補強が優先され、兵庫県南部地震の後に示された復旧仕様¹⁾やその後改訂された道路橋示方書²⁾³⁾に基づいて補強が実施されてきた。すなわち、重大な二次災害の発生を防ぐことを目的とし、道路橋示方書に示される耐震性能を付与することも同時に行われてきた。

しかし、大地震の切迫性が指摘される昨今、より広範でかつ緊急的な補強の実施が求められ、道路ネットワークとして効果を発揮するような耐震補強計画が求められている。優先的に確保すべき経路を選定し、その区間に対しては、甚大な被害を防止し、最低限必要な交通機能を確保できるように耐震補強を実施するというものである。

この方針に基づき、平成17年度から平成19年度にかけて、国土交通省により緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラムが着実に実施されてきたところである⁴⁾⁵⁾。高速道路上の橋梁および特定された緊急輸送道路上の橋梁に対して、兵庫県南部地震と同程度の地震動に対しても落橋等の甚大な被害を防止し、緊急輸送道路としての機能を確保すること、また、早急に耐震補強を進めることを目的としている。そして、このような要請のなか、平成18年に道路震災対策便覧（震前対策編）⁴⁾が改訂され、道路の耐震性確保の考え方が示されている。

道路橋の次期耐震補強の展開は、基礎の補強も当然考慮して議論されることになると考えられる。架設年ごとの基礎数と累計数の変遷、1960年代と1990年代において直轄国道で用いられた各基礎形式の割合を調査した結果をそれぞれ図-1.1と図-1.2に示す。対象は、MICHIデータベースに収録された北海道と沖縄県を除いた橋長2m以上の直轄国道の道路橋である。1950年代の後半から基礎の施工基数は急増し、1960年代に最も多くの数の基礎が建設されたことがわかる。この年代の基礎は現行基準を満足していないため、耐震性能が相対的に低いと考えられる。これまでの地震では基礎が目立った被災事例は確認されておらず⁶⁾、橋脚に比較すると補強の優先順位は低位と考えられ、現行基準を満足するように順次補強を行うことになる。そこで、将来の道路橋基礎の耐震補強プログラムの策定を念頭に置いた、橋梁基礎に関する耐震補強の必要性の有無や優先度を判定する手法の整備が必要である。

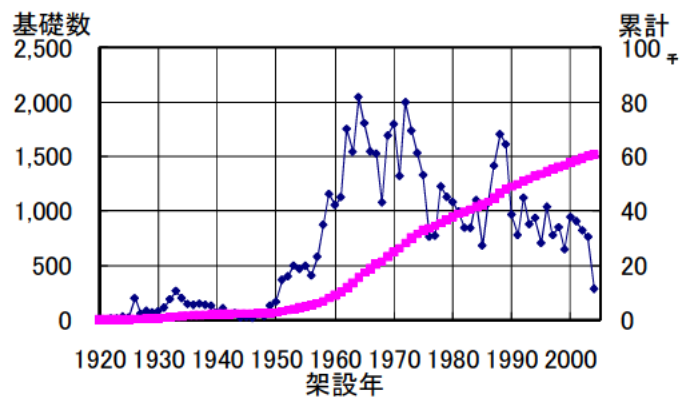


図-1.1 架設年毎の基礎数と累計数の変遷

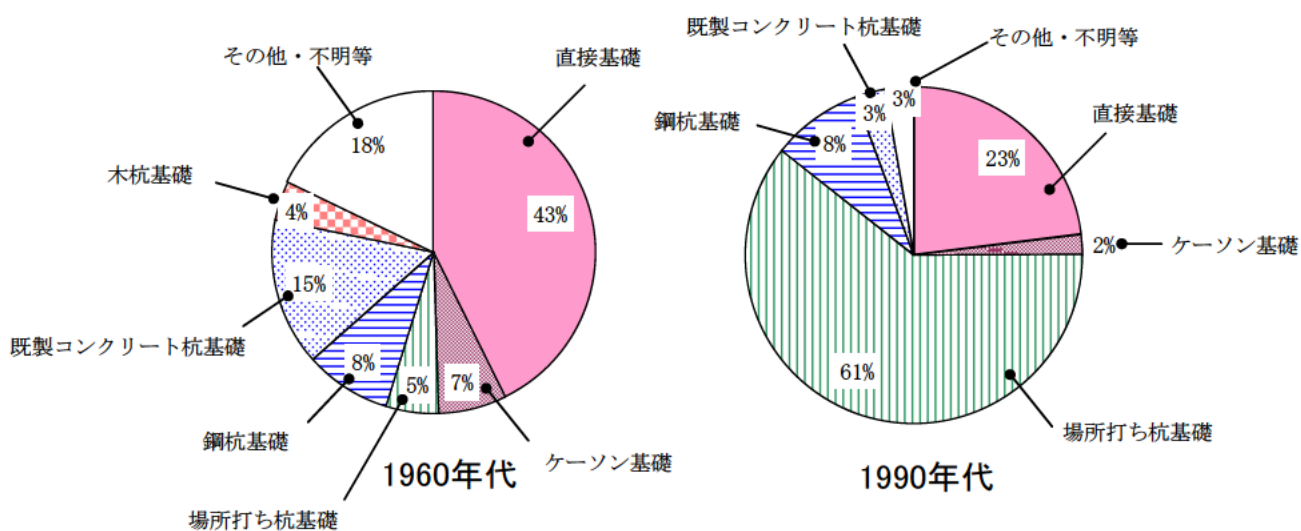


図-1.2 各基礎形式の割合

2. 道路橋基礎に想定される損傷度区分と崩壊パターン

まず、既設道路橋基礎の耐震性能を述べる前に、各基礎形式の支持機構が機能する上で力学的に鍵となる事項、例えば地盤条件、部材の状態に着目した整理が必要となる。本章では、各基礎形式に対し、基礎の損傷の進展に伴い、落橋、もしくは橋がそれに相当する危機的状況に至るまでの崩壊パターンを作成する。

実際の基礎においては、降伏後の塑性変形性能に応じて様々な崩壊パターンが存在するが、「基礎の安全性」、震後の特に緊急車両の通行に着目した「橋の供用性」および「橋の短期修復性」に与える影響の観点から基礎の損傷度を整理する。ここに、橋の短期修復性とは基礎の損傷の程度や基礎の修復の有無に関わらず橋の供用の回復を短期で行うことができるかどうかを意味する。そして、基礎の限界状態は、上部構造をどのような状態・反力特性で支持するのかという観点で記述される。そこで、上部構造からの地震時慣性力を受けるときの基礎の抵抗力特性や復元力特性の変化と基礎の損傷、さらには復元力と震後の橋の供用性の関係を整理する。ここに、抵抗力とは荷重に対して発揮される強度を、復元力とは繰返し荷重下で、除荷・再載荷されたときに元の位置に戻ろうとする力を意味する。つまり、繰返し荷重に対して荷重低下が生じず、残留変位が過大とならない状態で、安定して抵抗力や復元力が発揮される領域は最大荷重までの範囲となる。基礎の崩壊とは、①部材がせん断破壊やひび割れ発生直後に強度低下しないような塑性変形性能に富む部材から構成される場合、②部材の塑性変形性能が乏しい場合（部材曲げ破壊からせん断破壊移行型）、③部材の塑性変形性能が考慮できない場合（部材せん断破壊先行型）、および④支持層の液状化に伴う過大沈下、液状化による周辺堤防土の移動に伴う基礎の過大移動や斜面の崩壊に伴う基礎の移動等周辺地盤自体が不安定になり、基礎に大きな変位が生じる場合の4つにパターン化される。まず、①部材が塑性変形に富む場合を例に上部構造慣性力作用位置における水平力(P)と水平変位(δ)の模式図と基礎が受けている損傷の度合い、それと橋の耐震性の関係を図-2.1に示す。それぞれの崩壊パターンにおいて基礎の損傷度I~Vの定義は共通であり、以下のような状態を想定する。

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がそれぞれ弾性（可逆性を有する）とみなせる限界点（E点）を超えない状態と定義する。

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見なせる限界点を超えるものの、基礎全体系のP- δ 関係で見たときには基礎の降伏点（Y点）を超えない状態と定義する。ここに基礎の降伏とは、基礎の部材の塑性化、地盤抵抗の塑性化、基礎の浮上りのいずれかにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時をいう。地震後に緊急車両および一般車両の通行も可能で地震直後の橋の供用の観点から基礎の修復は不要と想定する。

損傷度 III : 基礎の降伏点（Y点）を超えた後、基礎としての応答塑性率が許容塑性率を超えない状態と定義する。許容塑性率を満足する場合、基礎は最大強度を発揮する点（M点）を超えず、十分な安全性を有するとともに残存復元力及び残存変形性能も十分に有する。したがって、緊急車両および一般車両の供用を行うための基礎の補修は不要と想定する。ただし、基礎に残留変形が生じることから、上部構造桁端部や伸縮継手部の損傷

及び路面の段差を誘発する可能性があるため、それらに対して橋の応急復旧作業や交通規制が必要となることを想定する。基礎の剛性回復や耐久性確保の観点から、基礎の修復が必要な場合であっても、その損傷の程度は、交通を開放しながら修復工事が可能である程度のものであると考える。

損傷度Ⅳ：基礎の降伏点（Y点）及び基礎の最大強度点（M点）を超えた後、基礎が終局点（U点）に達する状態までと定義する。ここに、終局点とは最大強度付近で安定していた復元力が低下し始める点とみなす。このとき、基礎の損傷または残留変形が大きくなり、その結果、上部構造に大きな残留変位が生じ、一般車両は通行止めで、緊急車両についても橋の応急復旧が行われた上で適切な交通規制がないと通行できない状態と想定される。また、基礎には復元力や支持力に著しい影響のある損傷が生じており、かつ緊急車両に対する橋の供用性を確保するために、上部構造を仮受けするベント設置などの応急処置が必要な状態を想定する。さらに、橋の本復旧に向けて基礎の修復は不可欠であり、仮に修復可能であるとしても長期間を有する。

損傷度Ⅴ：基礎の損傷や支持地盤の崩壊により落橋あるいは倒壊・半倒壊となる状態と定義する。すなわち、復元力を失っており、たとえ緊急車両であっても通行できない状態を想定する。また、図-2.2 d)の基礎底面地盤の液状化に伴う基礎の損傷等は、荷重変位関係により損傷度を段階的に定義することが困難であり、液状化と同時に損傷度Ⅴに達するケースと推定される。

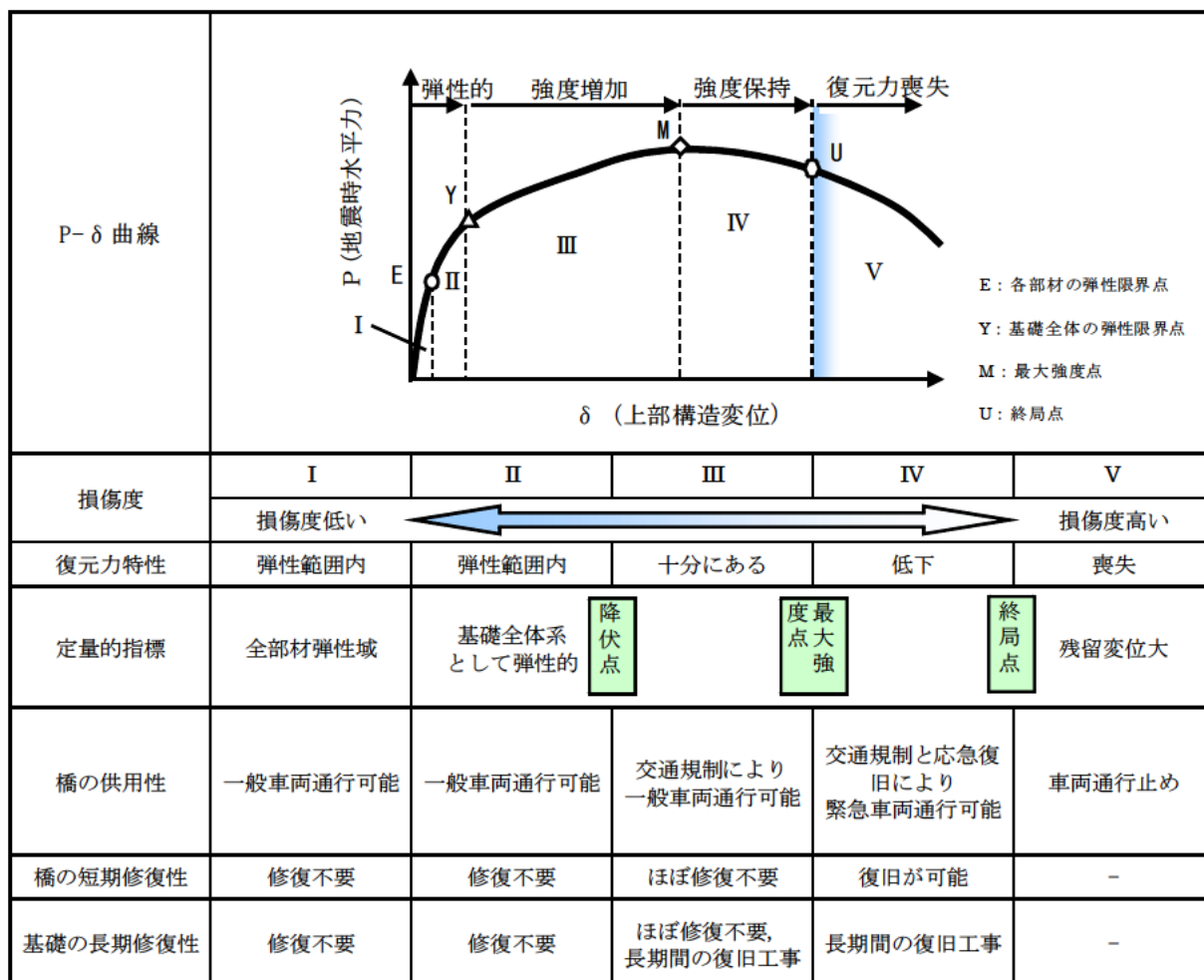
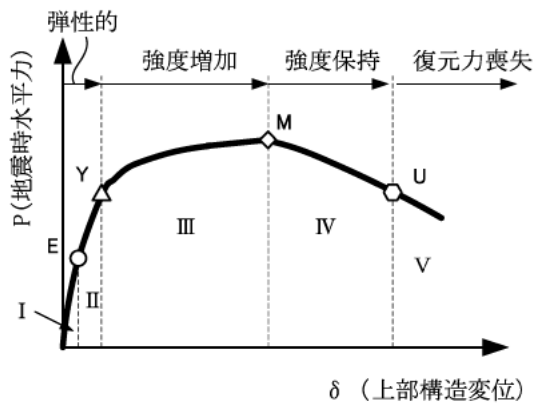
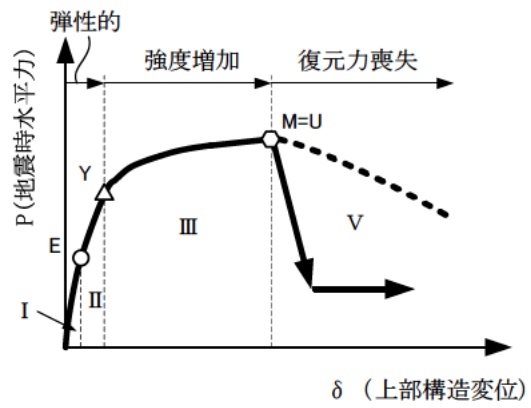


図-2.1 既設道路橋基礎の耐震性能水準区分のイメージ

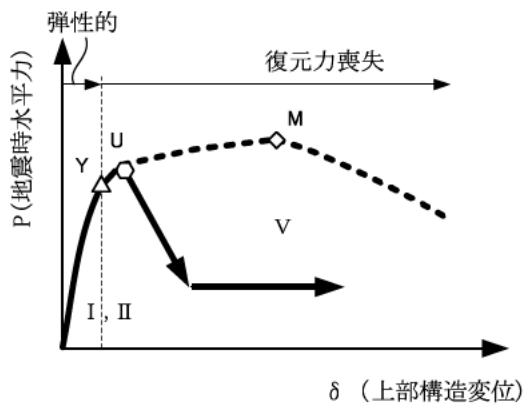
図-2.2 は、4つの崩壊パターンの P- δ 関係と基礎に想定される損傷度の関係を示している。図-2.2 a) は、平成 14 年の道路橋示方書に基づき設計された部材の曲げ損傷が先行する基礎が辿ると想定される荷重変位関係であり、「塑性変形性能に富む場合」を示している。図-2.2 b) は、「塑性変形性能が乏しい場合」であり、基礎全体系の降伏後しばらく強度増加を続け、その後、せん断破壊に移行する状態を示している。図-2.2 c) は、「塑性変形性能が考慮できない場合」であり、基礎全体系としての降伏後直ちに、または設計年代の古い既製コンクリート杭や場所打ち杭であれば、曲げひび割れ発生とともにせん断破壊に移行する状態を示している。図-2.2 d) は、「基礎底面地盤が沈下または液状化した場合」であり、液状化等により周辺地盤抵抗を失うことで基礎に著しい沈下・傾斜が生じている状態を示している。図-2.2 a) ~図-2.2 c) は部材の変形性能が支配的であり、図-2.2 d) は地盤の抵抗特性に支配される限界状態を示している。



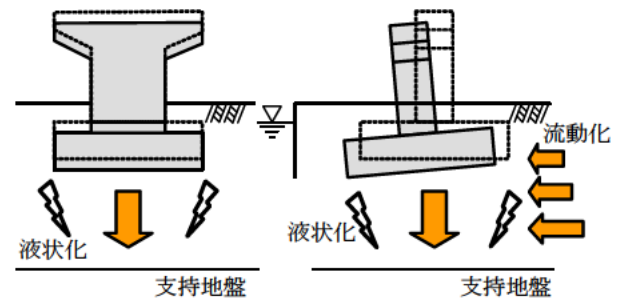
a) 塑性変形性能に富む場合



b) 塑性変形性能が乏しい場合



c) 塑性変形性能が考慮できない場合



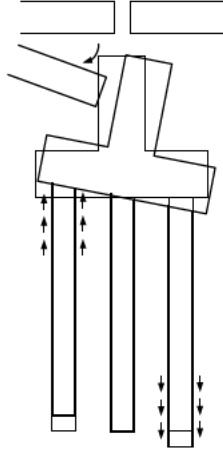
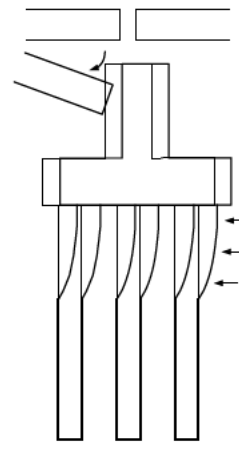
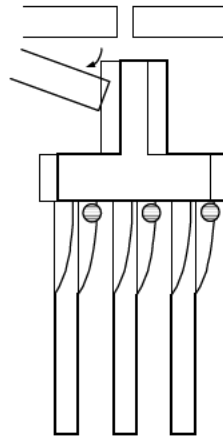
d) 基礎底面地盤が沈下，液状化する場合（沈下，流動化）

E：各部材の弾性限界点，Y：基礎全体の弾性限界点，M：最大強度点，U：終局点

図-2.2 塑性変形性能に応じた限界状態

次頁以降，各基礎形式の限界状態イメージを表-2.1～表-2.5 に整理する．また，設計計算で用いる荷重変位関係の模式図を図-2.3～図-2.7 に示す．

表-2.1 杭基礎の限界状態

鉛直支持	水平支持
 <p data-bbox="271 705 702 739">鉛直支持力の喪失⇒沈下量の増大</p>	 <p data-bbox="821 705 1396 739">液状化による水平抵抗の喪失⇒変位量の増大</p>
部材耐力	
 <p data-bbox="263 1243 710 1321">杭本体の耐力喪失 (曲げ変形性能の低下, せん断破壊)</p>	

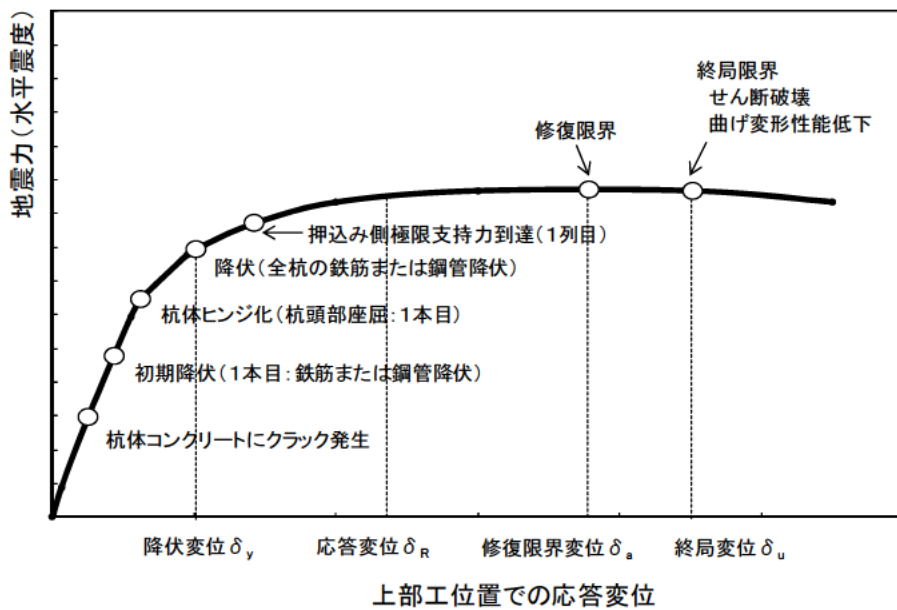
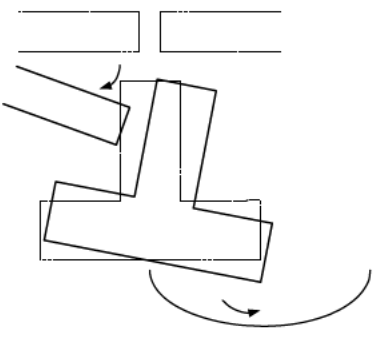
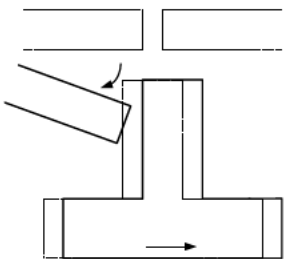
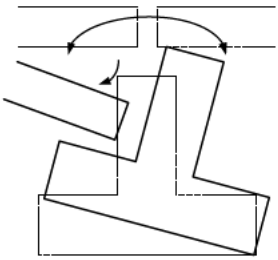
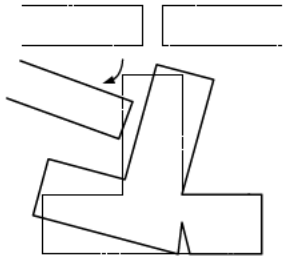
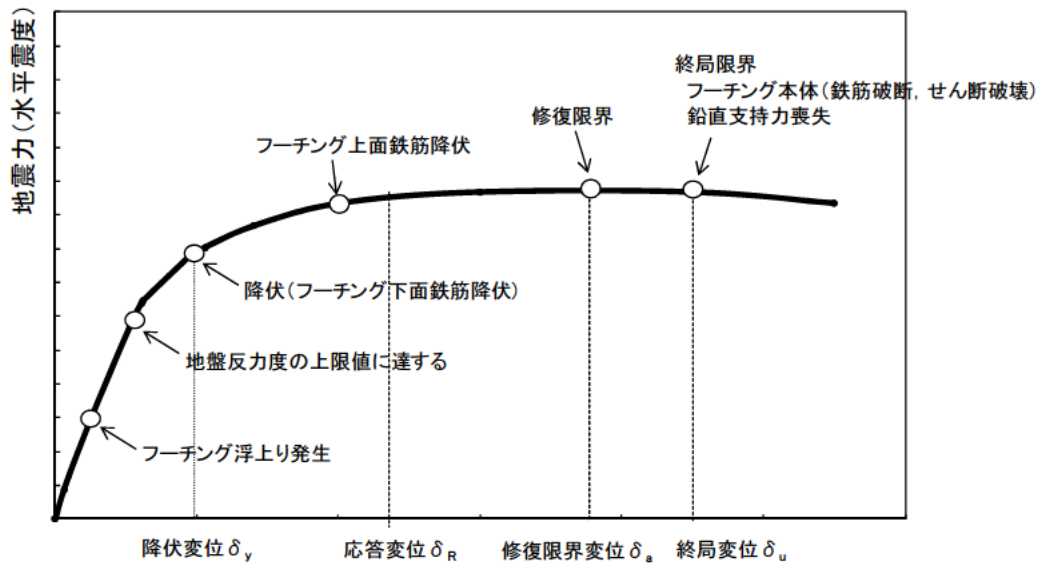


図-2.3 杭基礎の水平震度-変位関係の例

表-2.2 直接基礎の限界状態

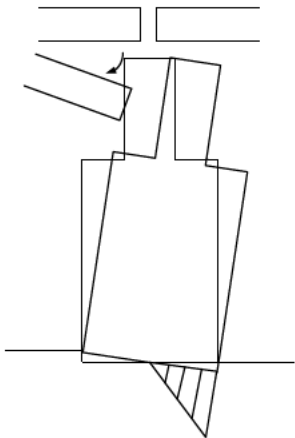
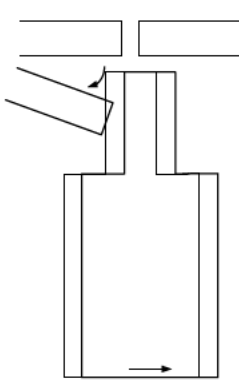
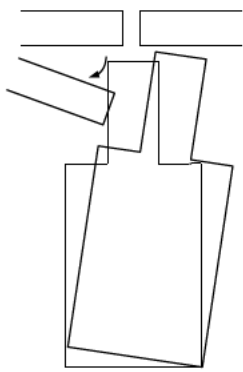
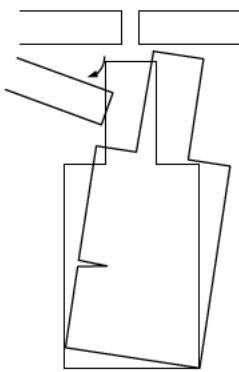
鉛直支持, 残留沈下・傾斜	滑動
 <p data-bbox="383 611 587 645">全般せん断破壊</p>	 <p data-bbox="1018 611 1193 645">残留すべり量</p>
転倒	部材耐力
 <p data-bbox="327 1019 641 1052">浮上り～過大な応答変位</p>	 <p data-bbox="821 1019 1375 1052">フーチング耐力の喪失 (曲げ, せん断破壊)</p>



上部工位置での応答変位

図-2.4 直接基礎の水平震度-変位関係の例

表-2.3 ケーソン基礎の限界状態

鉛直支持	滑動
 <p data-bbox="368 701 595 734">底面過大な浮上り</p>	 <p data-bbox="1018 701 1193 734">残留すべり量</p>
水平支持	部材耐力
 <p data-bbox="368 1200 600 1234">前面地盤の塑性化</p>	 <p data-bbox="1007 1200 1329 1279">側壁耐力の喪失 (曲げ変形性能の低下, せん断破壊)</p>

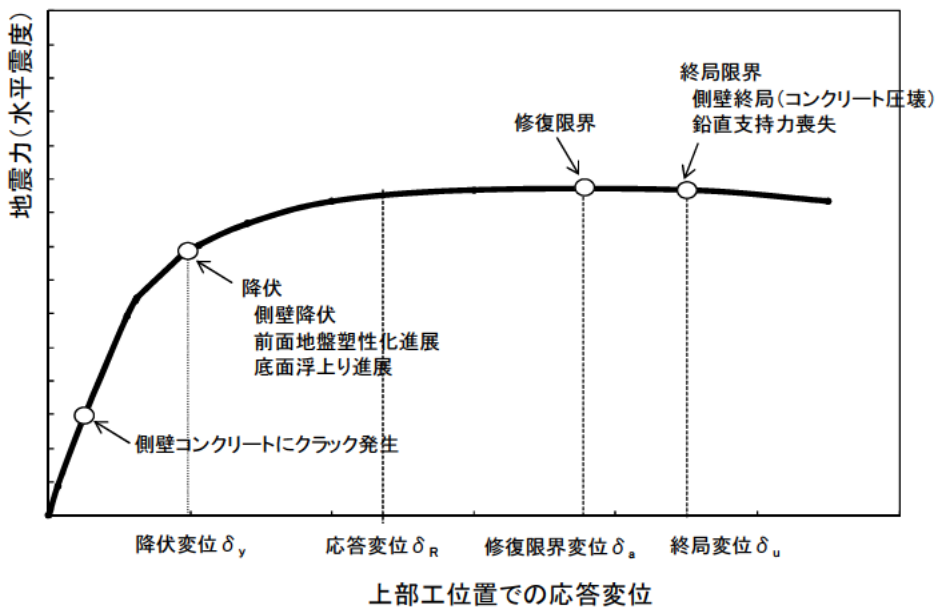
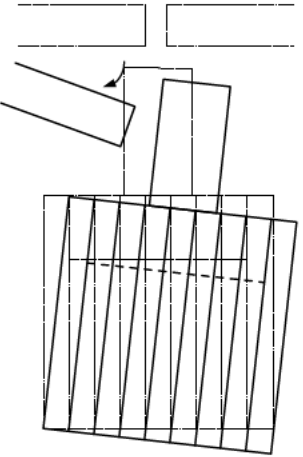
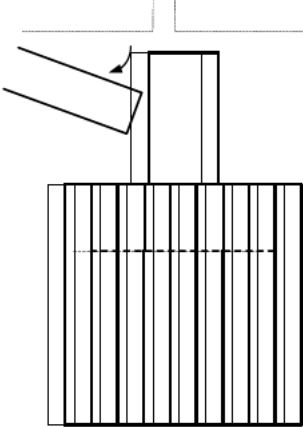
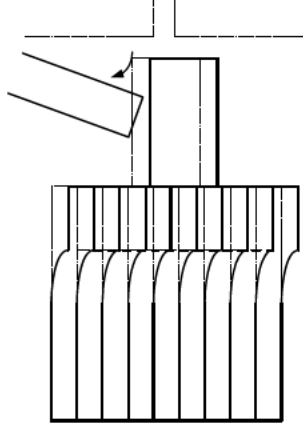


図-2.5 ケーソン基礎の水平震度—変位関係の例

表-2.4 鋼管矢板基礎の限界状態

鉛直支持	水平支持
 <p data-bbox="331 745 639 779">押込み、引抜き力の喪失</p>	 <p data-bbox="991 745 1219 779">水平変位量の増大</p>
部材耐力	
 <p data-bbox="384 1290 584 1323">部材耐力の喪失</p>	

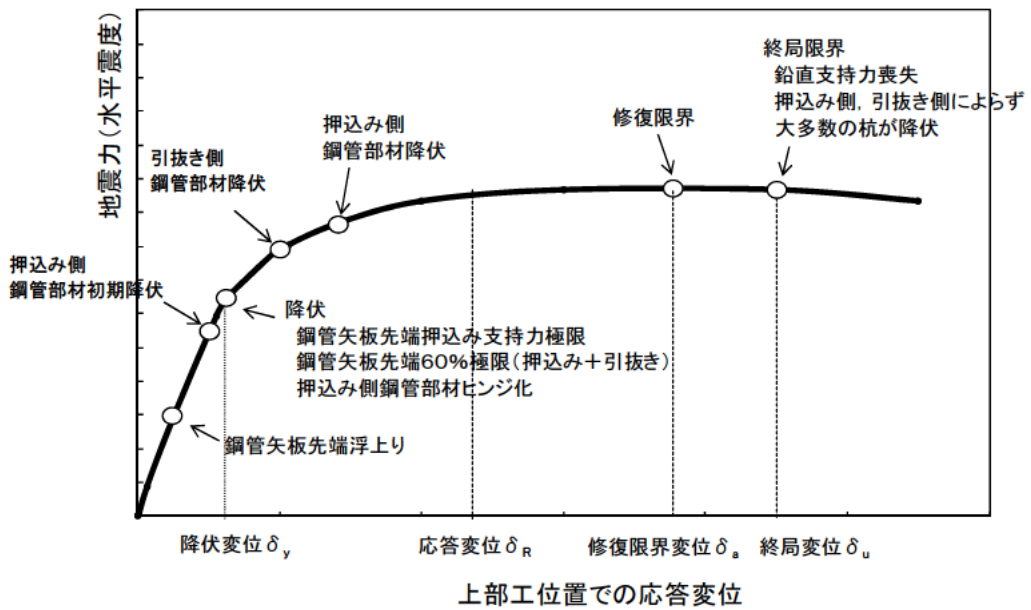
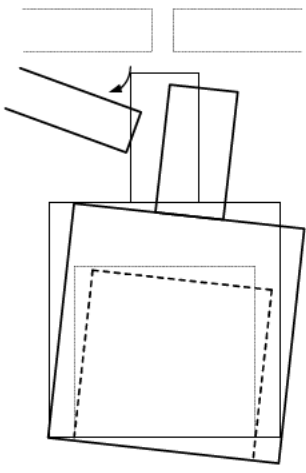
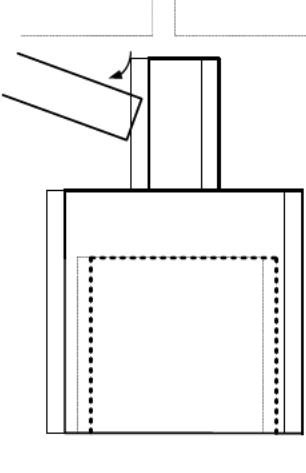
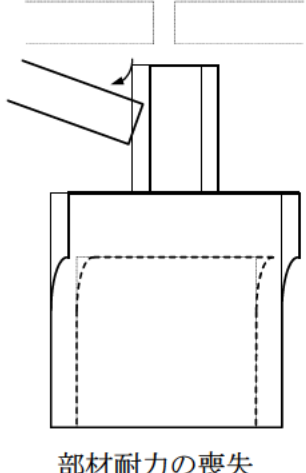
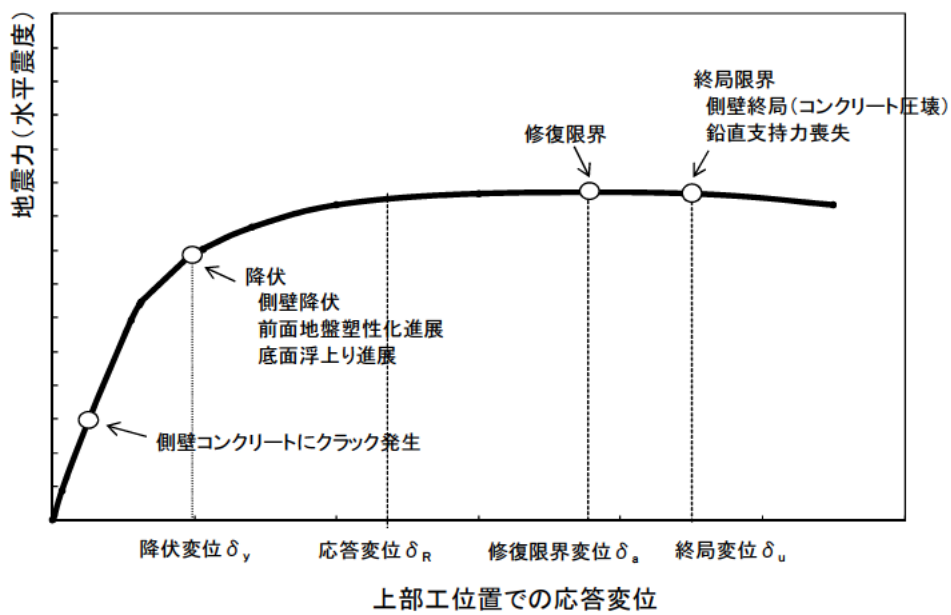


図-2.6 鋼管矢板基礎の水平震度—変位関係の例

表-2.5 地中連続壁基礎の限界状態

鉛直支持	水平支持
 <p data-bbox="331 750 638 784">押込み, 引抜き力の喪失</p>	 <p data-bbox="989 750 1220 784">水平変位量の増大</p>
部材耐力	
 <p data-bbox="383 1294 582 1328">部材耐力の喪失</p>	



3. 道路橋基礎の許容塑性率に関する既往の研究

3.1 既往の研究成果

道路橋基礎の許容塑性率は、平成 14 年の道路橋示方書 V に定義されているように、基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度にとどまることを目的に、既往の実験結果に基づいて設定されたものである。本研究において、既設橋基礎の耐震性能を評価するにあたり基礎の塑性率が指標となるため、既往の文献等をもとに基礎の塑性率設定に関する工学的意義と既往の実験結果について以下に整理する。

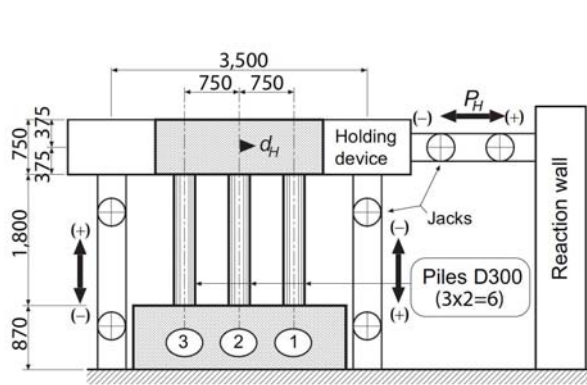
(1) 基礎の許容塑性率

土木研究所資料第 4030 号⁷⁾では、杭基礎やケーソン基礎のような根入れの深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について次のように整理されている。

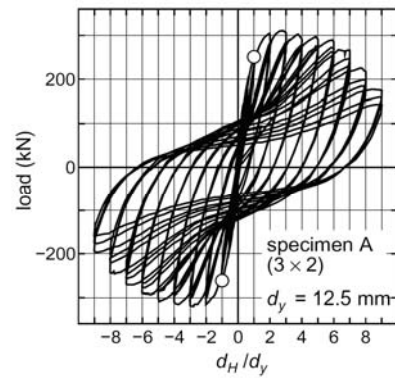
1. 大地震に対して、基礎が最大強度点、もしくは最大強度相当の強度を発揮している状態を超えないこと
2. 大地震に対して、基礎は過大な損傷を受けず、地震後も無補修のままでも橋の供用に影響を与えない状態にとどまること
3. 1,2 の結果として、再度の大地震に対して安全性を確保できる残存耐荷力を有していること

(2) 杭基礎

土木研究所資料第 4030 号⁷⁾で、場所打ち杭、鋼管杭、PHC 杭を用いた模型群杭の載荷実験結果について考察がなされ、平成 14 年の道路橋示方書 IV の構造細目を満たす場合には塑性率 4 程度の制限値としておくことで、基礎は最大強度相当の強度を発揮しており、(1) の目標とする性能を満足できるとまとめている。また、PHC 杭については、補強スパイラル鉄筋を有しないケースの実験が行われており、 $5\delta_y$ でせん断破壊している。このため、補強スパイラル鉄筋を有しない既製コンクリート杭では最大強度に達しない領域である $2\delta_y$ 程度で塑性率を制限することが考えられる。以下、図-3.1～図-3.4 に土木研究所で行われた載荷実験結果を示す。図-3.1 は場所打ち杭を用いた載荷実験である。実験は杭径が 300mm、杭長が杭径の 6 倍としている。杭は上下のフーチングに剛結合され、2 つの鉛直ジャッキと 1 つの水平ジャッキを用いて、模型群杭に繰返し水平力・転倒モーメントが載荷されている。全杭が降伏したときの変位を $1\delta_y$ とし、 $\pm n\delta_y$ ($n=1.2.3\dots$) が載荷されている。図-3.2 は鋼管杭を用いた載荷実験である。実験は杭径が 216mm、杭長ならびにフーチングとの結合方法は、場所打ち杭と同様である。載荷方法は、1 つずつの鉛直・水平ジャッキを用いて、模型群杭に繰返し水平力・転倒モーメントが載荷されている。図-3.3 および図-3.4 は、PHC 杭を用いた載荷実験であり、実験の諸元ならびに載荷方法は、場所打ち杭と同様である。



a) 荷重実験の概要

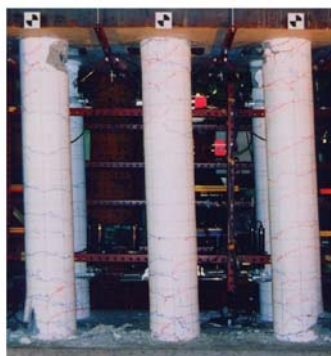


b) 荷重-変位関係

(白丸は±16 δ_y の点を示す)



4 δ_y



6 δ_y



実験終了後

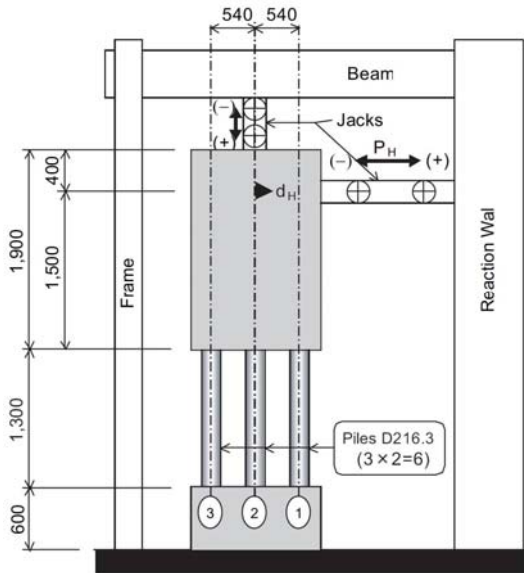
c) 損傷進展状況

図-3.1 場所打ち杭 (3×2 列) の荷重実験

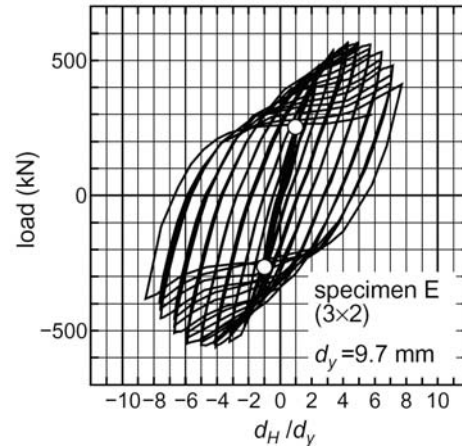
場所打ち杭 (3×2 列) の損傷進展を表-3.1 に示す.

表-3.1 場所打ち杭の損傷状況

変位レベル	杭の損傷状況
2 δ_y	両端列の杭の上下端接合部付近, および中央列の杭下端接合部付近でかぶりコンクリートの表面が剥落
4 δ_y	帯鉄筋・軸方向鉄筋のいずれも露出しない
6~7 δ_y	両端列の杭で鉄筋の露出, および軸方向鉄筋のはらみ出しが確認され, 鉄筋が破断
9 δ_y	中央列の杭下端で鉄筋が露出し, はらみ出しを確認 (実験終了)

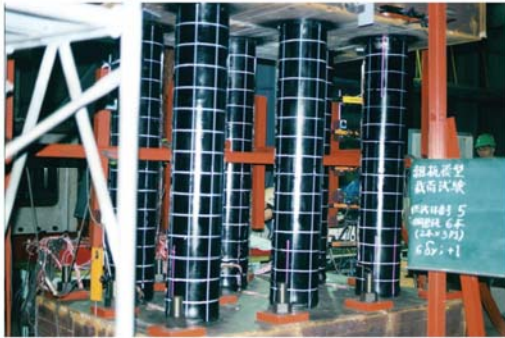


a) 荷重実験の概要



b) 荷重-変位関係

(白丸は±1δ_yの点を示す)



6δ_y



8δ_y

c) 損傷進展状況

図-3.2 鋼管杭 (3×2 列) の荷重実験

鋼管杭 (3×2 列) の損傷進展を表-3.2 に示す.

表-3.2 鋼管杭の損傷状況

変位レベル	杭の損傷状況
5δ _y	全ての列の杭の上下端接合部付近に鋼管のわずかな膨らみを観察
6δ _y	塑性座屈を確認
7δ _y	各杭の下端の座屈部位が鋭角状に変形
8δ _y	各杭の下端の座屈部にくびれが発生, 鋼管は破断せず (実験終了)



4δ_y

6δ_y

実験終了後

a) 補強スパイラル有り



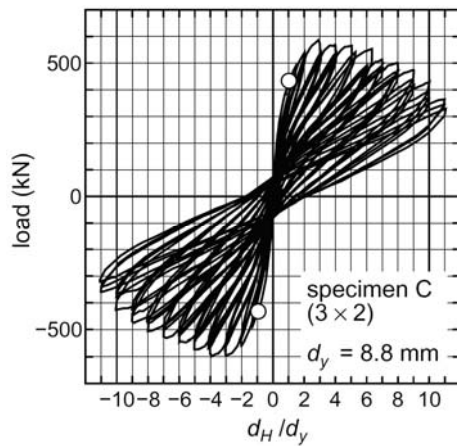
2δ_y

4δ_y

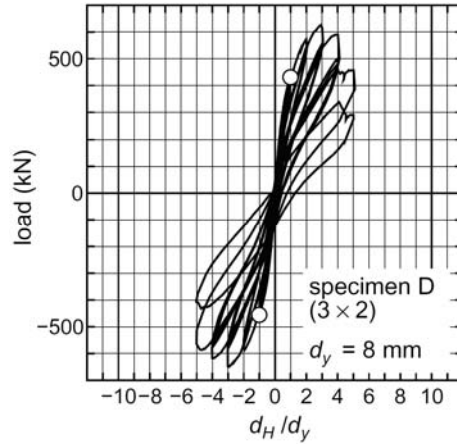
実験終了後

b) 補強スパイラル無し

図-3.3 PHC 杭の損傷進展状況



a) 補強スパイラル有り



b) 補強スパイラル無し

図-3.4 PHC 杭の荷重-変位関係 (白丸は±1δ_yの点を示す)

PHC 杭 (3×2 列) は、補強スパイラル鉄筋がある場合とない場合の 2 ケースについて載荷実験が行われた。それぞれの損傷進展を表-3.3 に示す。

表-3.3 PHC 杭の損傷状況

変位 レベル	杭の損傷状況 (補強スパイラル鉄筋有り)	杭の損傷状況 (補強スパイラル鉄筋無し)
2 δ_y		杭軸に沿って伸びる縦ひび割れが一方の 端部列の杭に発生
3 δ_y	両端列の杭の上下端接合部付近でかぶり コンクリートの表面が剥落	両端列の杭下端接合部にてかぶりコンク リートの表面が剥落
4 δ_y	端部杭の下端でスパイラル鉄筋が露出, 中 央列の杭の上下端接合部付近でコンクリ ートの表面が剥落	中央列の杭の下端接合部付近にてかぶり コンクリートの表面が剥落, 両端列の杭の 縦ひび割れが大きく進展
5 δ_y		杭がせん断破壊 (実験終了)
7 δ_y	両端部列の杭で軸方向鉄筋のはらみ出し が確認, その後複数の軸方向鉄筋が破断	
11 δ_y	原点指向型の履歴特性を有しているため, プレストレスが有効に機能 (実験終了)	

以上から, 既設の橋脚基礎についても, 工学的意義を踏まえ許容塑性率を設定する必要がある。

(2) 中詰めコンクリートが配置されていない鋼管杭の許容塑性率

中詰めコンクリートのない単杭および群杭を用いた載荷実験⁸⁾では, 中詰めコンクリートが配置されていない単杭は, 配置されているものに対して, 変形性能は低い, 最大耐力は同程度であることが確認されている。そして, 中詰めコンクリートのない単杭では, 4 δ_y を超えた時点で局部座屈により耐力が急激に減少していた。また, 中詰めコンクリートが配置されていない4本組杭では, 変位が急増する基礎の降伏点から2 δ_y 程度で最大耐力が発揮され, 4 δ_y 程度まで降伏耐力相当を保持することが確認されている。

以上より, 本研究では中詰めコンクリートが配置されていない鋼管杭は, 塑性率を2程度に制限することが考えられる。

(3) 単列杭の許容塑性率

単列杭の許容塑性率は, 土木研究所で検討してきたインテグラルアバット橋⁹⁾の考え方が参考になる。単列杭基礎の橋軸方向に関しては, 後述する単独の柱状体基礎であるケーソン基礎等と同様に考えれば, 部材の終局を定義し, 荷重漸増解析により荷重変位関係を算出して, 許容塑性率による照査をすることになる。ケーソン基礎の終局変位は上部構造からの水平力および転倒モーメントの作用に対して部材が最大強度を発揮するときの変位とされており, 柱状体基礎という単独部材からなる基礎であるため, 荷重方向に複数列の部材を有する群杭基礎と比べてリダンダンシー(冗長性)が少ないことから, 安全率を加味した許容塑性率を用いて照査している⁷⁾。なお, 群杭基礎の許容塑性率も基礎が最大強度相当の強度を発揮している状態を超えないことと定められている。しかし, 道路橋示方書IVでは, 鋼管杭について図-3.5に示すように降伏は定義されているが, 終局は定義されていない。鋼製橋脚では終局変位は定義されていないが, 許容変位が定義されており, 道路橋示方書V 11.2のコンクリートを充填しない円形断面の許容変位を参考として鋼管杭の終局状態を定義する。

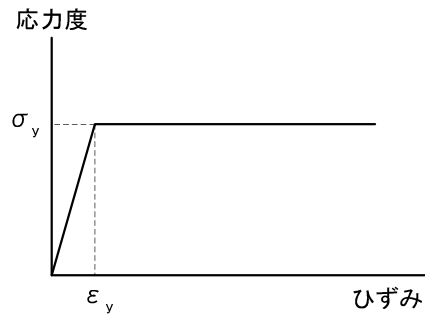


図-3.5 鋼材の応力度－ひずみ関係

鋼製橋脚の許容変位は、繰返し載荷実験の荷重変位関係における水平力最大点の変位とされており、これは、ケーソン基礎の終局変位の定義と同様である。鋼製橋脚について、水平力最大点付近の変位であれば、局部座屈の影響が小さく、繰返し載荷の影響をほとんど受けずに安定した非線形挙動が得られることから、水平力最大点に対応する変位が許容変位とされている。別途、最大強度を発揮しているときの断面に生じるひずみ ϵ_a が式(1)の通り定義され、何れかの断面にて ϵ_a が発生したときの上部構造慣性力作用位置の変位が許容変位になる。

$$\frac{\epsilon_a}{\epsilon_y} = 20 - 140R_t, \quad \cdots \text{式(1)}$$

ここに、 $0.03 \leq R_t \leq 0.08$, $0.2 \leq \lambda \leq 0.4$, $0 \leq N/N_y \leq 0.2$

ここで、式(1)は、鋼製橋脚(円形断面)として使用される板巻鋼管を対象としているが、小野ら¹⁰⁾は、鋼管杭として一般に使用されるスパイラル鋼管への適用可能であることを報告している。鋼管杭に式(1)を適用する場合、適用条件の1つである細長比パラメータ λ (つまり、有効座屈長 l) を決める必要がある。しかし、地盤に埋設される鋼管杭にオイラー座屈が生じることを想定する必要はないと考えられることから、この適用条件を考慮しないこととすれば、径厚比パラメータ R_t の適用条件から許容塑性率の範囲を算出でき、 $0.03 \leq R_t \leq 0.08$ より、許容ひずみ ϵ_a の範囲は、 $\epsilon_a = (8.8 \sim 15.8) \epsilon_y$ となる。さらに、ケーソン基礎と同程度の安全係数 $\alpha = 1.8$ を確保するとした場合、許容塑性率は、次の通りとなる。

$$\mu_a = 1 + \frac{\epsilon_a - \epsilon_y}{\alpha \epsilon_y} = 1 + \frac{(8.8 \sim 15.8) \epsilon_y - \epsilon_y}{1.8 \epsilon_y} = 5.3 \sim 9.2$$

すなわち、力学的には許容塑性率は $\mu_a = 5$ 程度とすることが考えられる。一方、道路橋示方書では橋脚杭基礎の許容塑性率は $\mu_a = 4$ と定めている。

以上から、単列杭基礎の許容塑性率は、変形性能の評価が行い得ることから、単列杭基礎が降伏あるいは終局に達したときの上部構造慣性力作用位置における水平変位 δ_y , δ_u から、ケーソン基礎等で考慮されている工学的な意図を考慮して、安全係数 α を 1.8 とした式(2)に従い算出し、道路橋示方書の規定を踏まえ 4 を上限値とする。一方で、鋼管杭に関しては許容塑性率 μ_a を式(2)で算出するのではなく 4 とする。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \leq 4 \quad \cdots \text{式(2)}$$

(4) 橋台基礎の許容塑性率

橋台基礎については、橋台背面土の存在により常時偏土圧を受けるため、地震時に生じる橋台基礎の応答変位は一方に累積していく履歴特性となること、背面土の存在により補修が大規模

になること、常時においても偏荷重を受けるため、軽微な損傷にとどめ基礎の剛性を低下させないよう配慮が必要である。したがって、橋脚杭基礎の許容塑性率 4 より安全率を加味して小さい値である塑性率 3 が制限値とされている。

(5) 流動化が生じる基礎の許容塑性率⁷⁾

地震時に地盤が液状化し、その結果、基礎に地盤流動力が作用する可能性がある場合に対する設計では塑性率 2 を制限値とされている。群杭や中空断面を有する RC 橋脚の実験結果から考えると、基礎の損傷度は小さく、かつ最大強度点に達していない領域にあると考えられる。したがって、流動力に対しては、じん性設計を意図したものではなく、一定時間作用し続ける流動力に対して力で抵抗しようというものである。

(6) ケーソン基礎および地中連続壁基礎の許容塑性率

中空断面橋脚の水平交番載荷実験が日本道路公団（当時）で実施されている¹¹⁾。実験は、帯鉄筋比ならびに横拘束鉄筋比を変化させた供試体を用いた載荷実験が行われ、中空断面 RC 部材においても復旧仕様にある充実断面の応力度 (σ) - ひずみ (ϵ) 関係が適用可能であることが実験により確認された。

ケーソン基礎のような柱状の基礎の場合については、群杭と異なり、1 つの部材で構成されるため変形性能の評価を単柱式の RC 橋脚と同様に行うことが可能と考えられる。ケーソン基礎や地中連続壁基礎について水平交番載荷実験が行われた事例はないが、十分な横拘束筋が配置される場合には、中空断面を有する RC 橋脚に類似する非線形挙動を示すものと考えられる。その結果に基づき、平成 8 年の道路橋示方書以降、脆性的な破壊を防ぐため、側壁に対し十分な横拘束筋を配置することが規定された。そして、ケーソン基礎や地中連続壁基礎の許容塑性率は、次式により求め、応答塑性率が許容塑性率を超えないことが照査される。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y}$$

ここに、 μ_a ：ケーソン基礎の許容塑性率、 δ_u ：ケーソンが終局に達したときの上部構造慣性力作用位置における水平変位 (mm)、 δ_y ：基礎が系としての降伏に達したときの上部構造慣性力作用位置における水平変位 (mm)、 α ：安全係数で 1.8 であり、RC 橋脚の照査において見込まれている安全係数の 2 割増しである。

図-3.6 は、水平力に対しじん性的な破壊をする RC 部材断面の挙動をモデル化したものである。一般に M 点が最大荷重点であり、断面圧縮縁においてコンクリートが終局ひずみに達するときである。L 点が急激な荷重低下が生じ始め、復元力が失われる点、もしくは損傷が著しく経済性の観点から修復を行うことが困難な状態に達する点で、軸方向圧縮鉄筋位置のコンクリートが終局ひずみに達するときとしている。図-3.7 にケーソン基礎の曲げモーメント (M) - 曲率 (ϕ) 関係を示す。U 点が終局時で、部材の圧縮縁においてコンクリートが終局ひずみに達するときである。図-3.6 の最大強度点 M の定義であるが、部材の圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局に達する時点、つまり図-3.7 の終局時 U 点に相当し、この時点での水平荷重がケーソン基礎の最大荷重に相当する。すなわち、ケーソン基礎において基礎の塑性化を許容する場合でも、目標とする耐震性能レベルは群杭基礎と変わらない。ただし、ケーソン基礎は単独の部材で構成される基礎であるため、載荷方向に複数の杭列で構成される群杭基礎の場合よりも、単独の部材で構成されるものの方が構造系としてのリダンダンシー（冗長性）が相対的に低い。そこで、最大耐荷点（終局時）よりも安全余裕を与えて許容塑性率を与えている。

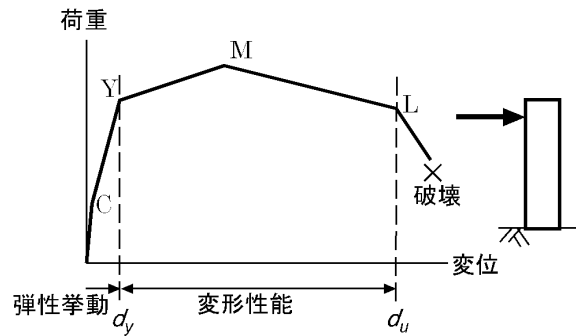


図-3.6 水平力を受ける鉄筋コンクリート柱状部材の非線形挙動の模式図

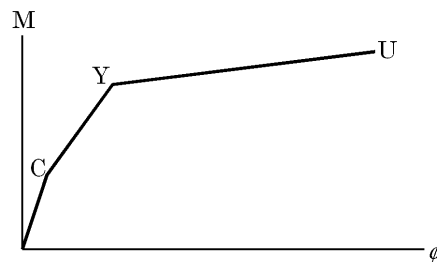


図-3.7 ケーソン基礎の曲げモーメントー曲率関係

(7) 低鉄筋比 RC 断面の実験結果

平成 8 年の道路橋示方書より前のケーソン基礎は、基礎本体を剛体として計算していた。このため、軸方向鉄筋量が非常に少ない場合が多く、軸方向の曲げを受けた場合に極めて脆性的な破壊となる危険性がある。また、壁状構造物であるため、せん断耐力も不明確な点が多い。そこで、鈴木らは既設ケーソン基礎の部分模型を作成し、曲げ変形性能とせん断耐力に関する正負交番水平載荷試験を実施し、終局に至るまでの挙動とその解析的評価法について検討している¹²⁾。

載荷試験は、図-3.8 に示す軸力が作用しない状態での大気中における水平載荷試験である。破壊形態は、せん断スパン比 (=H/D : 載荷高/断面高) および軸方向鉄筋量を変化させ定義している。

以下に、試験結果を整理する。

- ・終局曲げモーメント (M_u) がひび割れ曲げモーメント (M_c) より小さくなるような低鉄筋 RC 断面の場合、曲げひび割れ発生後のひび割れ分散がなく、通常の RC 部材と異なった挙動を示していた。
- ・せん断スパン比の小さい壁状断面であっても、コンクリートにせん断破壊が生じた以後も、帯鉄筋がせん断力を負担していた。

ただし、本実験は、ケーソン基礎の部分模型として I 断面壁状構造物の曲げ性能およびせん断耐力について、載荷実験により終局に至る挙動と数値的解析を実施したものであり、既設ケーソン基礎の耐震安全性については確認できていない。

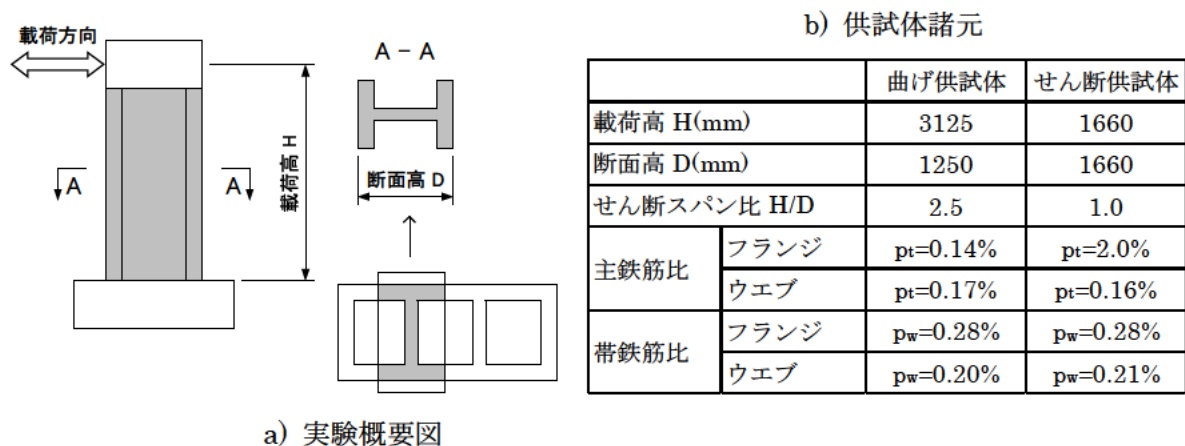


図-3.8 実験概要

(8) 大型模型載荷実験による既設ケーソン基礎の耐震性評価

低鉄筋比 RC 断面となる既設ケーソン基礎の耐震性を評価するため、土木研究所で載荷実験が行われている。(7)で述べたように、平成8年の道路橋示方書からケーソン本体に地震時保有水平耐力法が導入され、それより前の道路橋示方書で設計されたケーソン基礎は、現在の水準に比べると鉛直軸方向鉄筋量が少ない。しかしながら、これまでにケーソン基礎の損傷に伴って下部構造に顕著な残留変位が生じた例は確認されていないものの、現在の設計計算手法で照査した場合、ほとんど全ての基礎が既存不適格となる。そこで、写真-3.1 および図-3.9 に示すように構造諸元の同じ既設ケーソン基礎を2体作成し大型模型載荷実験を行い、破壊に至るまでの挙動を明らかにするとともに、耐震性能を評価するための条件を示した¹³⁾¹⁴⁾。模型作成にあたっては、既設ケーソン基礎の実態調査と傾向分析を行っている。

表-3.4 にケーソン模型の諸元を示す。根入れ比が2以上、鉛直軸方向鉄筋比及び帯鉄筋比がともに小さい基礎を抽出し、1/10スケールの縮小模型とした。この模型は、設計計算上は橋軸方向(短辺方向)に載荷した場合には $M_c > M_u$ となり脆性的な曲げ破壊が生じ、橋軸直角方向(長辺方向)に載荷した場合にはせん断破壊する。実験は、ピット底面に定着させたPC鋼棒を介してセンターホールジャッキにより死荷重相当(柱下端での軸応力が 0.7N/mm^2)の鉛直力(350kN)を導入したままの状態、上部構造位置に設置した油圧ジャッキにより繰返し水平変位を与えた。 $18\delta_y$ は道路橋示方書の設計法により基礎背面側の壁に配置された軸方向鉄筋が降伏する状態とした。載荷パターンは $\pm n\delta_y$ ($n=1,2,4,6\dots$)で各3回を基本とし、 $\pm 8\delta_y$ 以降は、各1回とした。模型地盤は、図-3.9に示す軟弱層と堅固な層を模擬した2層地盤とし、基礎に発生する曲げモーメントが最大となる位置を土層境界としている。

1) 橋軸方向(短辺方向) 載荷

水平荷重載荷点位置における水平荷重-変位関係を図-3.11 a)に示す。そして、実験後に模型地盤を撤去した状態で撮影したケーソン模型の状況を写真-3.2 a)に示す。

図-3.11 a)から、最大荷重発生後も若干の耐力低下はあるものの急激な耐力低下ではないことがわかる。さらに、基礎天端に設置した傾斜計の計測結果と、内部カメラによるクラック観察結果からケーソン基礎は、土層境界位置に発生した側壁周方向の貫通したクラックにより、基礎が上下に分断され、上方のケーソン躯体が直接基礎のように浮上りと着地を繰り返す挙動が確認された。そして、クラック部では鉄筋が伸出しを繰返すが鉛直方向鉄筋がはらみ出すこ

とはなかった。急激な荷重低下を示さなかったのは、周辺地盤からの受働土圧抵抗や基礎周面摩擦力が発揮されたためと考えられる。

2) 橋軸直角方向（長辺方向） 載荷

水平荷重載荷位置における水平荷重—変位関係を図-3.11 b) に示す。実験後に模型地盤を撤去した状態で撮影したケーソン模型の写真-3.2 b) に示す。設計計算ではせん断破壊するとされるが、実験では、頂版付近に斜めせん断ひび割れを形成するせん断破壊と土層境界に沿った水平クラックが確認され、実験終了後に計測したクラック幅は、前者が 0.30mm で軽微である一方で 後者は開口した状態で、最外縁のかぶりコンクリートが剥落し帯鉄筋が一部露出していたことから、実験では最終的には曲げ破壊したものと考えられる。

鉛直軸方向鉄筋に配置したひずみゲージから想定される破壊順序は、 $1\delta_y$ で頂版付近に発生した曲げひび割れが斜めせん断ひび割れに進展する。しかし、隔壁があるため完全にはせん断破壊には至らず、基礎として水平力と鉛直力に対して抵抗力は増加し続ける。その後、 $2\delta_y$ で土層境界に沿って水平クラックが発生し、貫通、基礎が上下に分断され、上方のケーソン躯体が直接基礎のように浮上りと着地を繰り返すものであった。そして、結果的に、周辺地盤からの受働土圧抵抗や基礎周面摩擦力が発揮され、急激な荷重低下を示さなかったものと考えられる。

以下、実験結果を整理する。

- ・橋軸方向載荷実験結果から、低鉄筋比大断面のため、曲げひび割れが発生したときにケーソンが部材として最大強度を発揮するような場合、曲げモーメントが最大となる断面にて水平クラックが生じるが、水平ひび割れの分散がなく、いわゆる塑性ヒンジ長はほぼゼロであり、その後は、この位置を境界に直接基礎のように浮上りと着地を繰り返す挙動となる可能性が高い。
- ・橋軸直角方向載荷実験結果から、曲げからせん断へ移行する破壊が予測される供試体であっても、実際には側壁においてフランジに相当する部分や隔壁の存在により、斜めひび割れ発生後も水平力が伝達される可能性が高い。そして、最終的には、曲げモーメントが最大となる断面にて水平クラックが発生し、その後は、この位置を境界に直接基礎のように浮上りと着地を繰り返す挙動に至る可能性が高い。
- ・水平荷重のピーク以後は荷重低下が生じるが、支持機構が変化した後も、周辺地盤からの受働土圧抵抗や基礎周面摩擦力が発揮されれば、急激な荷重低下を示すことはないものと考えられる。

すなわち、低鉄筋比 RC 断面のケーソン基礎のうち、隔壁を有し、かつ周辺地盤が安定して存在する場合には、大規模地震中にも直ちに不安定とはならないと考えられる。

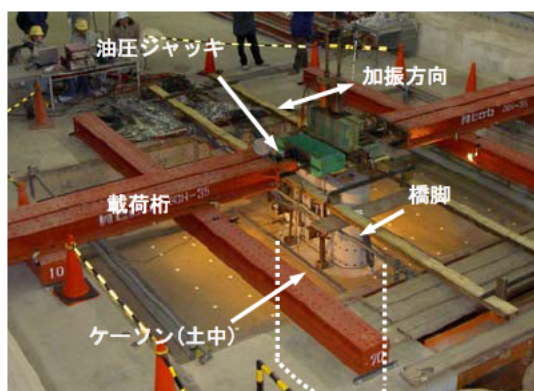
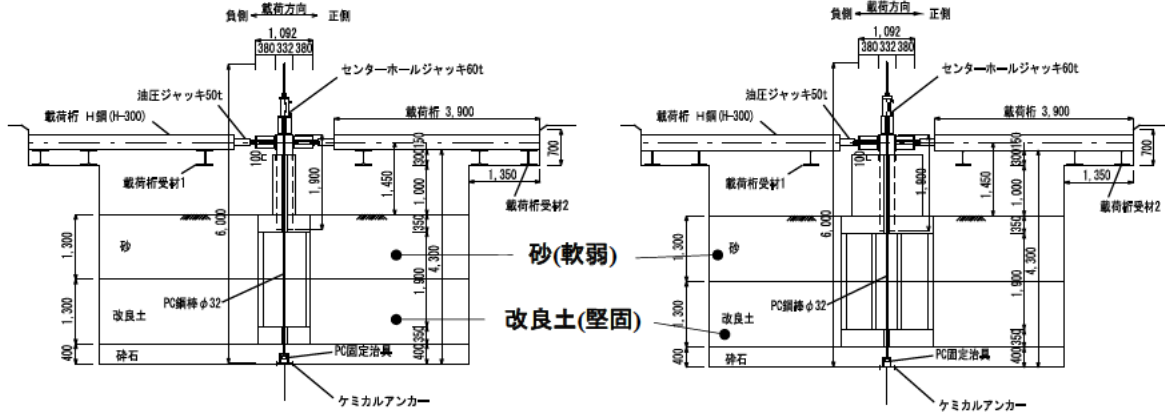


写真-3.1 橋軸方向載荷（短辺方向）の実験状況（1/10 スケール）

表-3.4 供試体諸元

供試体寸法	B (橋軸方向)×D (橋軸直角方向)×L (高さ)=1.0×1.8×2.6m	
鉄筋比	軸方向鉄筋比	$p=\Sigma A_s/A_c=0.19\%$
	帯鉄筋比	$p_w=0.21\%$ (橋軸方向), 0.19% (橋軸直角方向)
根入れ比	L/B=2.6	



a) 橋軸方向 (短辺方向) 載荷

b) 橋軸直角方向 (長辺方向) 載荷

図-3.9 載荷実験の概要

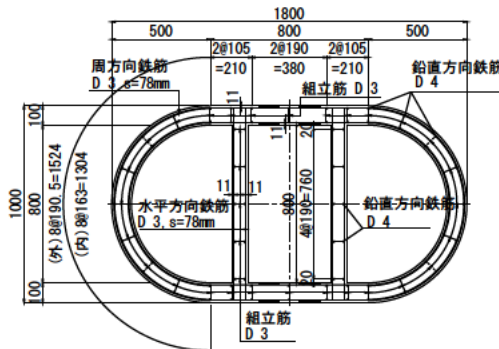
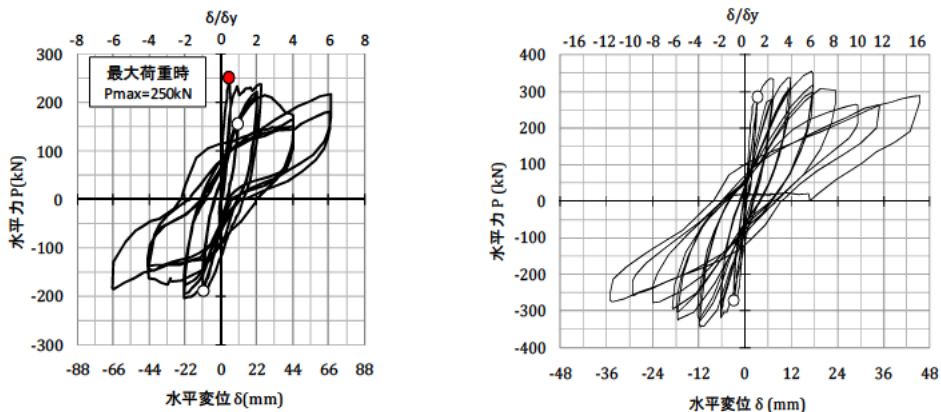


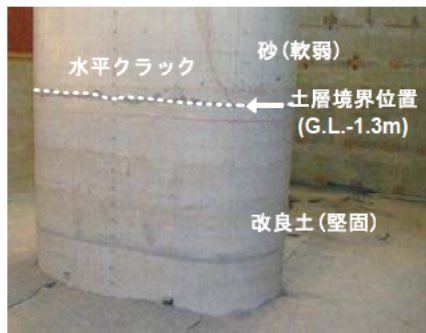
図-3.10 概略配筋図



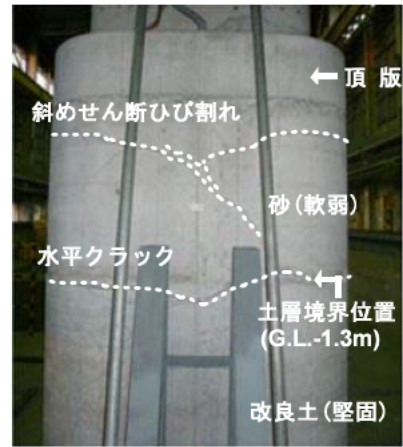
a) 橋軸方向 (短辺方向) 載荷

b) 橋軸直角方向 (長辺方向) 載荷

図-3.11 載荷点での水平力-水平変位関係 (白丸は±1δ_y)



a) 橋軸方向 (短辺方向) 載荷



b) 橋軸直角方向 (長辺方向) 載荷

写真-3.2 実験終了後の状況

(9) 直接基礎の耐震性評価

直接基礎は、これまで地震による被災事例が無かったことから、荷重変位関係と関係づけて限界状態を設定し照査を行うための研究が行われてこなかった。そこで、大規模地震に対する直接基礎の応答、残留変位を予測するための繰返し載荷実験と設計手法の開発が行われている¹⁵⁾。その結果、直接基礎は従来の地盤反力度の上限値に荷重を抑えておくことで、大規模地震によって生じる残留沈下量は基礎幅の0.5%程度であり大きくないことから、良質な支持層に支持されていれば基本的に良好な耐震性能を示す。

3.2 許容塑性率の設定

以上の調査結果を踏まえ、既設の道路橋基礎がどの程度の塑性変形性能を有しているかを測る指標が必要となる。平成14年の道路橋示方書では、基礎の降伏を上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める点とし、降伏後の塑性変形性能を許容塑性率により照査している。本研究で検討対象としている各杭基礎は、設計年代に応じて、構造細目が異なるため、既往の実験成果等を参考に安全側の設計となるように、許容塑性率を再設定する必要がある。

表-3.5 に示すように、鋼管杭の杭頭部の構造細目は、平成2年の道路橋示方書以降、杭頭部に局部座屈を防止する目的で中詰めコンクリートを充填する規定となり、鋼管杭の変形性能が向上している。平成2年の道路橋示方書より前の中詰めコンクリートが無い場合の許容塑性率を決定するためのデータが十分でないため、文献 ⑧を参考に損傷度区分に用いる塑性率を中詰めコンクリートがある場合の1/2程度と設定するものとし、損傷度Ⅲに対応する許容塑性率に $\mu_a=2$ を、損傷度Ⅳに対応する許容塑性率に $\mu_a=4$ を用いた。

表-3.5 鋼管杭の構造細目

	昭和55年 道路橋示方書	平成2年 道路橋示方書
構造細目		

場所打ち杭は、表-3.6 に示すように杭頭部の帯鉄筋量に関する規定が設計年代に応じて異なる。帯鉄筋量は、杭体降伏後の塑性変形性能に影響を与えるため、設計基準による杭頭部の帯鉄筋量の相違を各損傷度に対応する塑性率の制限値に反映させることとした。具体的には、次の通りである。過去、土木研究所では場所打ち杭について単杭と群杭の載荷実験⁷⁾が行われており、無次元化した荷重と変形角の関係は杭列数に依存しないことが分かっている。そこで、杭頭部の帯鉄筋量の相違を考慮した RC 一本柱の荷重変位関係を算出し、終局変位 δ_u の降伏変位 δ_y に対する比率 δ_u / δ_y を各設計年代に対して求める。そして、昭和55年の道路橋示方書に規定される杭頭部の最小帯鉄筋量は、平成14年の道路橋示方書の規定と同様であるから、昭和55年の道路橋示方書の帯鉄筋量に対する上記比率 δ_u / δ_y を基準として、各設計年代の許容塑性率を決定する。復元した結果を表-3.7 に示す。

表-3.6 場所打ち杭の構造細目

	昭和48年 場所打ちぐいの設計施工篇	昭和55年 道路橋示方書
構造細目	<p>～フーチング下面より2Dの範囲内～ 側断面積の規定なし</p>	<p>～フーチング下面より2Dの範囲内～ 側断面積の0.2%以上</p>

表-3.7 損傷度区分に対応する塑性率の上限値

	損傷度Ⅲ	損傷度Ⅳ
S46 より前	$\mu_a \leq 2$	$\mu_a \leq 4$
S46 耐震指針	$\mu_a \leq 3$	$\mu_a \leq 6$
S55 道示	$\mu_a \leq 4$	$\mu_a \leq 8$

PHC 杭は、表-3.8 に示すように杭体には、平成 8 年道路橋示方書以降、地震時に杭体が降伏する恐れのある範囲に、スパイラル鉄筋を中心間隔 100mm 以下で配置することが規定された。そして、スパイラル鉄筋がないものは、図-4.12 に示す過去の地震被害において、施設基礎や建物基礎で杭体のせん断破壊やそれを原因とする建物の傾斜が多数認められている¹⁶⁾。また、土木研究所では補強スパイラル鉄筋のない PHC 杭を用いた組杭載荷実験⁷⁾が実施され、図-3.4 にあるように最大強度点付近でせん断破壊が発生し、耐力が急激に低下することが確認された。3 δ_y で最大荷重に達した後、杭にせん断破壊が生じ 4 δ_y 以後急激に低下した。このことから、終局塑性率は 3～4 程度あると考えられる。したがって、横拘束筋が十分に配置されていない平成 8 年の道路橋示方書より前の既製コンクリート杭については、実験結果⁷⁾を参考に設定することとした。

表-3.8 PHC 杭の構造細目

	昭和55年 道路橋示方書	平成8年 道路橋示方書
構造細目		<p>杭体が塑性化する範囲にはスパイラル鉄筋を中心間隔100mm以下で配置</p>

以上から、各基礎形式の許容塑性率を表-3.9 に示す。しかし、橋台および斜面上の基礎は常時偏土圧を受けるため、損傷度Ⅲおよび損傷度Ⅳに対する許容塑性率の上限値はそれぞれ 3, 6 とする。また、流動化に対しては、前述したように流動力に対し、基礎のじん性能で抵抗することを期待していないため、損傷度Ⅲおよび損傷度Ⅳに対する許容塑性率はそれぞれ 2, 4 とする。

表-3.9 各基礎形式の許容塑性率

基礎形式		基礎の耐震性能に応じた許容塑性率				
		損傷度Ⅱ	損傷度Ⅲ	損傷度Ⅳ		
直接基礎		1	4	8		
フーチング		1	—	—		
杭基礎	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	$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} \leq 4$ ($\alpha=1.8$)	$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} \leq 8$ ($\alpha=1.0$)
複列方向		各杭種と同様				
ケーソン基礎および地中連続壁基礎 ($M_c < M_y < M_u$)		1	$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y}$ ($\alpha=1.8$)	$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y}$ ($\alpha=1.0$)		
鋼管矢板基礎		鋼管杭基礎に準じる				

ここで、ケーソン基礎および地中連続壁基礎本体の曲げモーメント-曲率関係が $M_c > M_u$ となる低鉄筋比 RC 断面となる場合には、ひび割れ発生後の挙動を現行の設計法で予測することができないこと、また、現行の設計法では低鉄筋比 RC 断面の場合、終局変位を過大に評価してしまうとの報告¹⁷⁾があり、表-3.9 の式を適用した場合には危険側の評価となるため、土木研究所で実施した載荷実験結果をもとに損傷度Ⅳとする。また、直接基礎の底面地盤が液状化、または摩擦杭で周辺地盤の大部分が液状化によって支持力を喪失する場合には、沈下および傾斜等が発生する恐れがある。2 章で述べたように許容塑性率で定義できないため、このような場合には直ちに耐震性能に劣るものとして損傷度Ⅴと定義する。

フーチングおよび頂版は橋台、橋脚等から作用する荷重を基礎に伝達する部材であり、過度な損傷が生じた場合、地震時に上部構造の水平変位が過大になるばかりではなく、常時の鉛直荷重の伝達に関しても十分な機能を果たせず、橋全体として不安定な構造となる可能性がある。このことから、一般にフーチングや頂版は鉄筋を降伏応力度以下に抑えた設計手法がとられている。

フーチングが十分なせん断耐力を有している場合は、曲げ破壊形態となり、一般的な崩壊シナリオは、地盤反力または杭頭反力を受けるフーチング下面鉄筋の降伏（基礎の降伏 $\mu=1$ ）→フーチング上面鉄筋の降伏→変位の急増→終局限界に至ると考えられる。

破壊形態は、図-3.12 に示すような概ねバイリニア型の応答を示すと考えられる。過去に土木研究所で実施されたフーチングの載荷実験では、2方向ばりとしての耐荷機構を示しており、十分な耐力を有し、鉄筋降伏後も荷重低下は小さく残存耐力を有することが確認されている¹⁸⁾。以上から、1方向ばりとして設計している現行の設計法は十分安全側の設計となっており、かつ実験により降伏後の塑性変形性能が確認されているため、既設フーチングに対し限界状態を設定する必要がある。しかしながら、現段階では、震後の供用性の観点からフーチングに対し過大な損傷を認めない範囲に抑えることを目的に下面鉄筋が降伏に達する時点をつーチングの降伏と考えた。今後、既設フーチングの耐荷機構については詳細な検討が必要である。

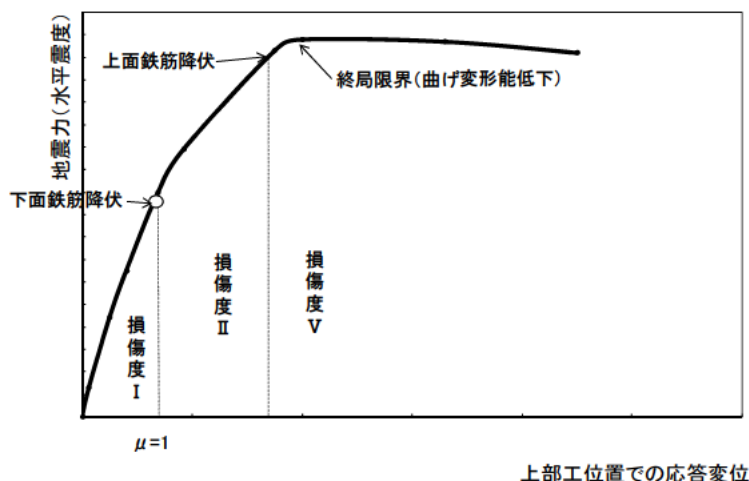


図-3.12 フーチングの曲げ崩壊パターン

フーチングのせん断耐力が曲げ耐力と同程度か、やや不足している場合は、曲げ降伏→せん断破壊に移行するパターンとなり、その一般的なシナリオは、押し込み反力を受けるフーチング下面鉄筋降伏（基礎の降伏 $\mu=1$ ）→フーチングせん断破壊→耐力の急激な低下と変位の急増→崩壊に至ると考えられる。図-3.13 に、曲げ崩壊パターンで損傷が進行する荷重-変位曲線を点線で、スターラップのみで負担できる地震力を一点鎖線で示すが、フーチング下面鉄筋の降伏後、直ちにせん断破壊へ移行する場合には、太実線で示すように曲げ破壊先行型の経路から、せん断破壊と同時にスターラップのみで負担できる地震力程度しか地震力を支持できず、残留変位が急増するものと考えられる。

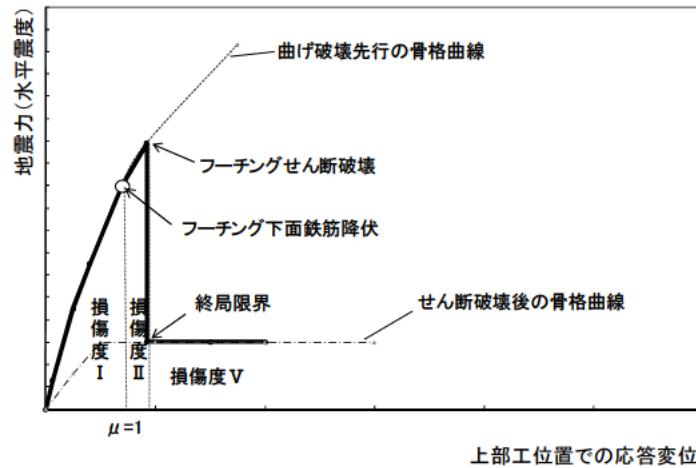


図-3.13 フーチングの曲げ→せん断移行崩壊パターン

フーチングのせん断耐力が曲げ耐力に対して全く不足している場合は、せん断破壊となり、その一般的なシナリオは、フーチング曲げ降伏の前に→フーチングせん断破壊→耐力の急激な低下と変位の急増→崩壊に至ると考えられる。図-3.14に、曲げ崩壊パターンで損傷が進行する荷重-変位曲線を点線で、スターラップのみで負担できる地震力を一点鎖線で示すが、フーチング下面鉄筋が降伏する前に、せん断破壊へ移行する場合には、太実線で示すように曲げ破壊先行型の経路から、せん断破壊と同時にスターラップのみで負担できる地震力程度しか地震力を支持できず、残留変位が急増するものと考えられる。

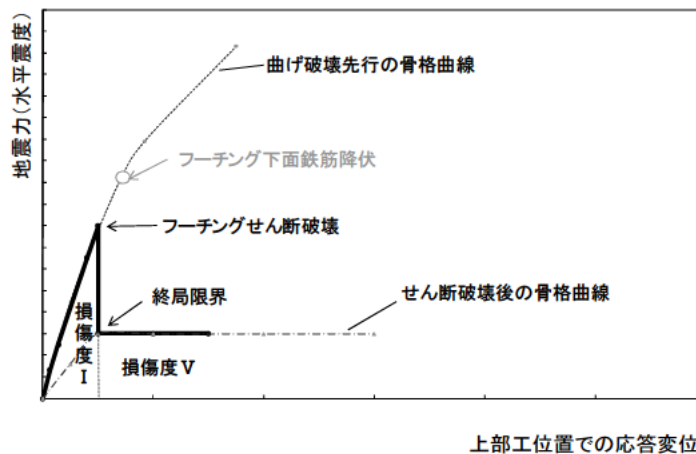


図-3.14 フーチングのせん断先行崩壊パターン

フーチングに配置される軸方向鉄筋量が少ない場合、つまり引張鉄筋比 ($p_t = A_{st}/b \cdot d$, A_{st} : 引張鉄筋量, b : 部材幅, d : 有効高) が概ね 0.10%程度となるような低鉄筋断面では、ひび割れ曲げモーメント (M_c)よりも降伏曲げモーメント (M_y)の方が小さいという現象が起こりうる。この場合でも、ひび割れ曲げモーメントより終局曲げモーメント (M_u)の方が大きければ、その崩壊パターンは前述の曲げ破壊形態と類似の挙動となり、図-3.15に示すような概ねバイリニア型の応答を示すと考えられる。

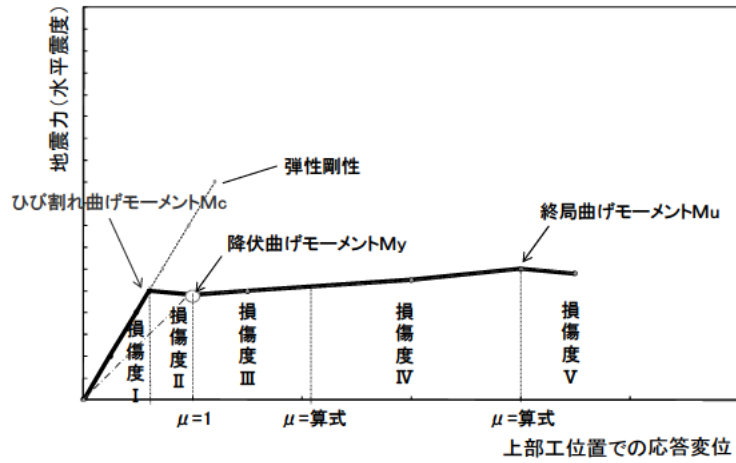


図-3.15 フーチングの曲げ崩壊パターン (少量鉄筋部材 $M_y < M_c < M_u$)

フーチングに配置されている軸方向鉄筋量が非常に少ない場合、つまり引張鉄筋比 ($p_t = A_{st}/b \cdot d$, A_{st} : 引張鉄筋量, b : 部材幅, d : 有効高) が 0.10%未満となるような低鉄筋断面では、ひび割れ曲げモーメント (M_c) よりも降伏曲げモーメント (M_y) および終局曲げモーメント (M_u) の方が小さいという現象が起こりうる。この場合にはひび割れ発生後、直ちに軸方向鉄筋が降伏または破断し、引張力に対し抵抗できなくなる恐れがあるため、図-3.16 に示すような急激な耐力低下を引き起すものと考えられる。

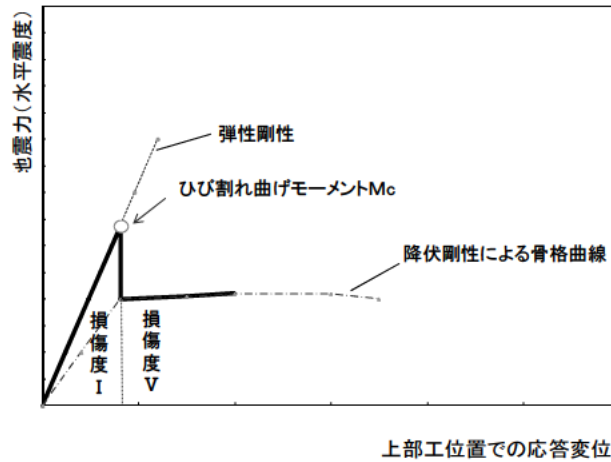


図-3.16 フーチングの曲げ崩壊パターン (極少量鉄筋部材 $M_y < M_u < M_c$)

4. 過去の被災事例と傾向分析から見た基礎補強の優先順位に関する考察

4.1 過去の被災事例

過去の主な地震記録を表-4.1 に示す。この地震による道路橋の被害事例と各地震における被害形態を次頁以降に整理する。大正 12 年の関東地震、昭和 23 年の福井地震¹⁹⁾では、基礎の支持力不足、それに伴う下部構造の移動、傾斜が原因と考えられる落橋が生じた事例があった。また、昭和 39 年の新潟地震²⁰⁾では、パイルベント橋脚や支持力が不十分な杭基礎を有する橋梁において、地震動による大きな振幅の発生、地盤の液状化、それに伴う流動化の発生により、落橋を伴う大きな被害が生じた。したがって、基礎の支持力不足、橋脚形式、地盤条件は耐震性判定の重要な要因である。

これをきっかけとして昭和 46 年に、道路橋耐震設計指針²¹⁾が発刊され、液状化に対する設計法が整備されている。平成 7 年の兵庫県南部地震^{22) 23) 24) 25)}で著しい被害が生じたものの多くは、主に橋脚や支承部の損傷によるものであった。基礎については地震時の安定性に影響のある沈下や鉄筋の破断、コンクリートの圧壊やせん断破壊等の構造的な被害は生じなかった。水際線等で液状化に伴う地盤流動が生じた箇所で残留変位を生じた基礎があるが、損傷は曲げひび割れ程度で、これが主要因となり落橋を生じたものはない。

平成 16 年の新潟県中越地震²⁶⁾、平成 20 年の岩手・宮城内陸地震²⁷⁾では、斜面崩壊や地すべりなど地盤の変状に伴う下部工の変形による損傷が報告されている。

表-4.1 過去の主な地震記録

	地震発生	震源地	震源の深さ	地震の規模
福井地震	S23.6.28	福井県坂井郡東南部	不明	M=7.3
新潟地震	S39.6.16	新潟県北部西方沖(粟島南方)	約 40km	M=7.7
宮城県沖地震	S53.6.12	宮城県金華山東方沖 60km	不明	M=7.4
日本海中部地震	S58.5.26	秋田県沖 80km	約 14km	M=7.7
兵庫県南部地震	H7.1.17	淡路島北端	約 14km	M=7.3
新潟県中越地震	H16.10.23	新潟県中越地方	約 13km	M=6.8
新潟県中越沖地震	H19.7.16	新潟県上中越沖	約 17km	M=6.8
岩手・宮城内陸地震	H20.6.14	岩手県内陸南部	約 8km	M=7.2

(1) 福井地震

福井地震に関する災害調査結果は土木研究所報告第 78 号にとりまとめられている¹⁹⁾。被害を受けた事例は、そのほとんどが基礎を含めた下部工としての強度不足が原因と考えられるものであり、このうち、落橋に至ったものが 4 橋ある。下部工の沈下、傾斜が生じた例では、躯体のひび割れを伴うものが多い。また、神保橋については、その周辺地盤の液状化の発生が報告されている。

なお、高木橋で見られた背面盛土の沈下は、後述する昭和 58 年の日本海中部地震において多く見られるものと同様のパターンである。

主な事例の被害形態とその要因を表-4.2 に示すとともに、被害形態の模式図を図-4.1 に示す。また、代表例における被害写真を写真-4.1～写真-4.5 に示す。

表-4.2 道路橋の被害事例（昭和 23 年 福井地震）

橋名	竣工年	下部工形式	液状化の有無	被害形態	要因
高木橋	昭和 9 年	扶壁橋台		橋台傾斜	取付盛土の強度不足(崩壊)
中角橋	昭和 6-7 年	2柱式RCラーメン橋脚, ケーソン, 杭基礎	有	落橋	下部工の倒壊,傾斜による =下部工としての強度不足
長屋橋		RC ラーメン橋脚	有	落橋	下部工の沈下に伴い桁が落下 =基礎の鉛直支持力不足
神保橋		2柱式RCラーメン橋脚, 壁式橋脚 ケーソン, 杭基礎	有	橋脚の沈下, 傾斜	下部工の倒壊,傾斜による =下部工としての強度不足
塩屋大橋		3柱式RC ラーメン橋脚		橋脚の沈下,傾斜	下部工としての強度不足
板垣橋	昭和 8 年	井筒基礎 RC 造		落橋	橋脚の傾斜=下部工としての強度不足
辨天橋		4柱式RC ラーメン橋脚		落橋	橋脚の傾斜=下部工としての強度不足

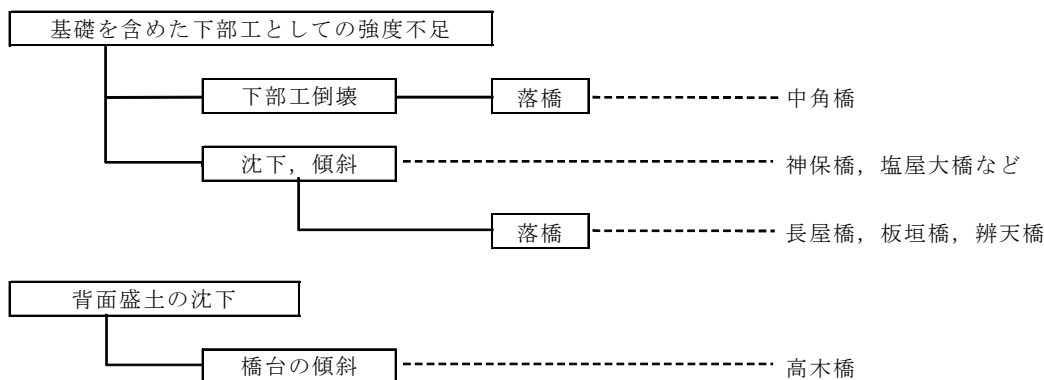


図-4.1 福井地震における被害形態

この当時の基礎は、施工能力不足によって基礎部材が支持層に確実に根入れされていない状態のものが多く、図-4.2のように地盤の液状化によって、周辺地盤のせん断抵抗を失う。つまり、基礎本体が鉛直・水平支持機構を同時に失うことで、落橋に至っている。このような被害は、昭和39年の新潟地震でも見られる。以上から、このような不完全支持となる基礎は、補強優先度が特に高いといえる。

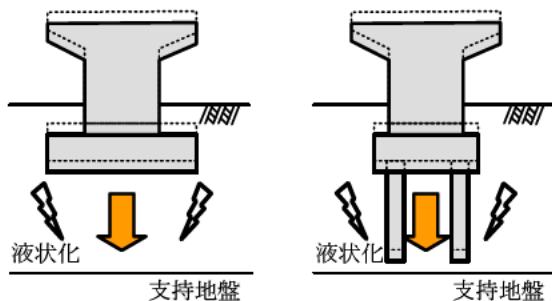


図-4.2 不完全支持の崩壊メカニズム (液状化地盤)

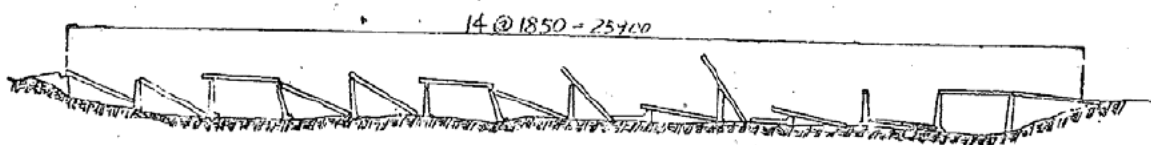


写真-4.1 中角橋 (落橋) 19)

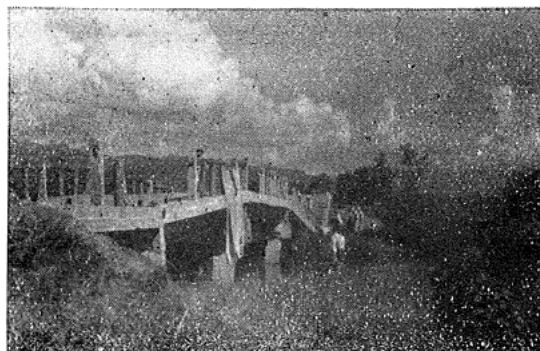
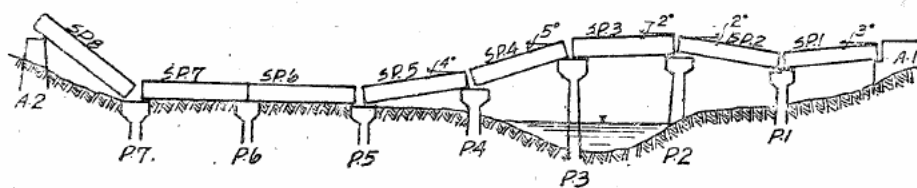


写真-4.2 長屋橋 (落橋) 19)

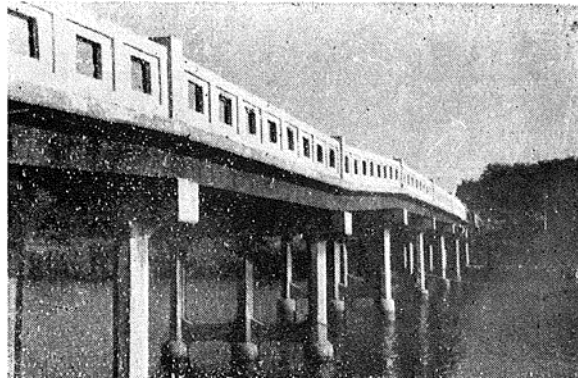


写真-4.3 塩屋大橋（橋脚の沈下，傾斜）¹⁹⁾

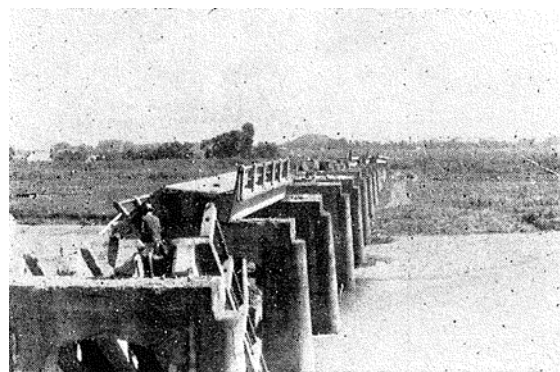
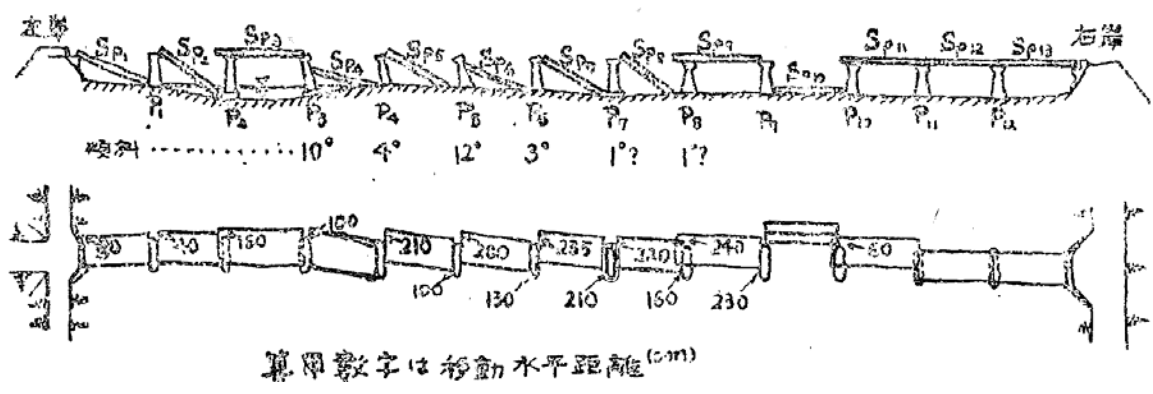


写真-4.4 板垣橋（落橋）¹⁹⁾



写真-4.5 辨天橋（落橋）¹⁹⁾

(2) 新潟地震

新潟地震に関する災害調査結果は土木研究所報告第 125 号にとりまとめられている²⁰⁾。この地震による被害は、信濃川の河口周辺一帯に堆積する軟弱な砂層において発生した大規模な液状化に伴い、橋梁の被害が発生した。特に信濃川の河口近くに位置する昭和大橋、八千代橋、万代橋は、地盤の流動化もしくは地盤全体が河川中心方向へ押し出された。昭和大橋では下部工の傾斜により 12 径間中 5 径間が落橋し、八千代橋でも下部工が折損して落橋寸前の状態となった。これに対して、万代橋は前述の 2 橋と同様な地盤条件であったにもかかわらず、橋梁形式が剛なコンクリート固定アーチであったため、大きな被害を受けず、地震直後の復旧活動に貢献した。また、地盤の液状化の他に、構造物の地震応答性状も今回の被害に大きな影響を与えたものと考察されている。この地震で、構造物の固有周期が $T=1.5\sim 6.0\text{sec}$ の間にある場合に応答増幅させることがその後の解析より明らかとなり、長周期構造物の昭和大橋において被害が大きくなった原因としている。

この地震により落橋した昭和大橋、東跨線橋、(新)松浜橋の 3 橋は、いずれも単純支持形式の桁が可動端から抜け落ちたものであり、このうち(新)松浜橋は、近くに位置する同規模同形式の泰平橋の被害と対比される。両橋ともに 14 径間の単純鋼ワーレントラスでケーソン基礎を有するものであるが、地震当時、(新)松浜橋は架設中であり、落橋した径間付近は床版が打設されていない状態であり、死荷重としては泰平橋よりも小さかったにもかかわらず落橋したものである。一方、泰平橋では橋脚がわずかに傾斜した程度である。これは(新)松浜橋の方が液状化層が厚いため、泰平橋に比べると非液状化層への根入れが十分でなかったことが、落橋の原因と考えられている。ちなみに、ボーリングデータから判断すると、泰平橋の支持層への根入れは 10m 以上あるのに対し、(新)松浜橋では 2~3m 程度である。なお、(新)松浜橋においては、右岸側の方が液状化層が厚いため、右岸側橋台の剛なオープンケーソン基礎が河川中心方向に押し出されているのに対し、左岸側橋台は、簡単な木杭基礎にもかかわらず被害が生じていない。これらは、いずれも液状化に関連する地盤条件の違いがいかに大きいかを示している事例と言える。

これらの他に、小須戸橋において基礎の支持力不足による橋脚の沈下が、また、宮古橋において RC ラーメン橋脚の亀裂などの被害が発生している。

主な事例の被害形態とその要因を表-4.3 に示すとともに、被害形態の模式図を図-4.3 に示す。また、代表例における被害写真を写真-4.6~写真-4.10 に示す。

表-4.3 道路橋の被害事例（昭和 39 年 新潟地震）

橋名	竣工年	下部工形式	液状化の有無	被害形態	要因
昭和大橋	昭和 39 年	パイルベント～杭基礎	有	落橋 橋脚の沈下・傾斜・埋没	下部工としての強度不足
東跨線橋	昭和 38 年	壁式または RC ラーメン橋脚, 木杭	有	落橋, 橋脚の沈下	橋脚の沈下 ＝基礎の鉛直支持力不足
八千代橋	昭和 37 年	壁式橋脚 RC 杭	有	橋脚折損, 沈下, 橋台傾斜	地盤の押し出しにより, 橋脚が桁につかえる形で押し戻され, 躯体が折損する
万代橋	昭和 4 年	壁式橋脚 ケーソン基礎	有	コンクリートアーチのひび割れ, 橋脚沈下	地盤の押し出しによるアーチ内の応力増加(基礎は剛なケーソンのため被害軽微)
(新)松浜橋	架設中	壁式橋脚 ケーソン基礎, 木杭	有	落橋	支持層への根入れ不足
小須戸橋	昭和 38 年	壁式橋脚 ケーソン基礎	有	橋脚沈下	基礎の支持力不足

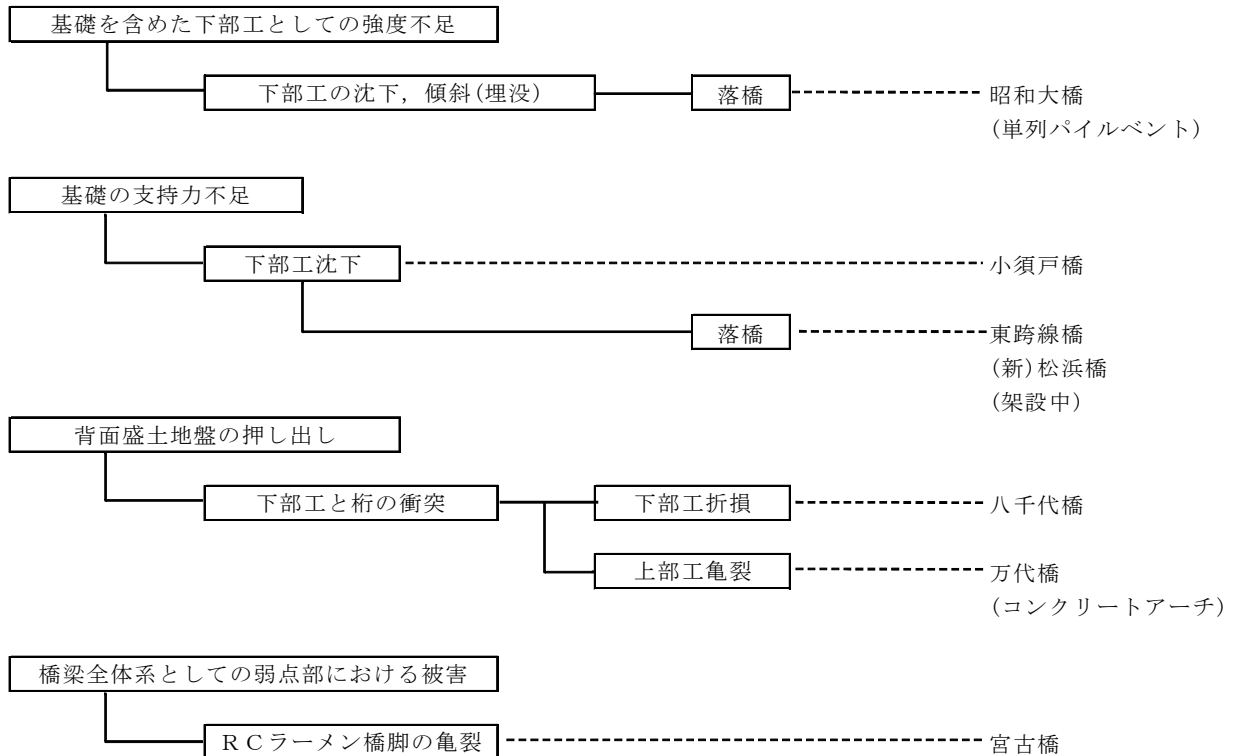


図-4.3 新潟地震における被害形態

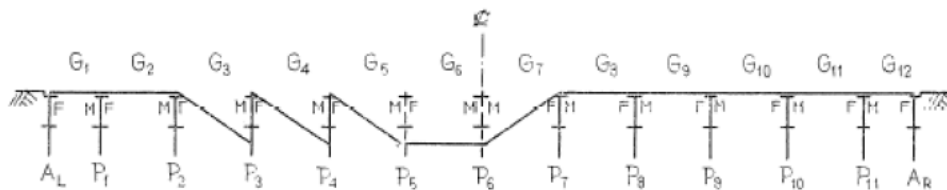
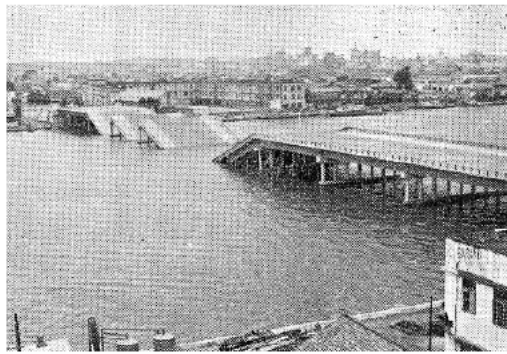


写真-4.6 昭和大橋（落橋，橋脚の沈下・傾斜・埋没）²⁰⁾

写真-4.6 は，新潟地震によって剛性の低いフレキシブルな基礎形式であるパイルベント橋脚が，液状化によって水平支持力を喪失し橋脚が橋軸方向に大きく移動したことで，可動支承側の上部構造が落橋した被災事例である．このように基礎が突出している場合には，その部分において周辺地盤抵抗が発揮されないため，基礎に過大な変形が生じることを示している．以上から，パイルベント橋脚や河川の洗掘等によって基礎の一部が現地盤面から突出している場合には，補強優先度が特に高いといえる．

現在，パイルベント橋脚は，河川管理施設等構造令²¹⁾に記載されている表-4.4 の理由からほとんど採用実績がない．

表-4.4 パイルベント橋脚の運用

	構造令 第62条 解説	昭和52年 水政課長，治水課長通達
原則	図-4.4 のようなタイプ（2列）のパイルベント橋脚の使用は原則として禁止	パイルベント型式の橋脚は，原則として，設けてはならない
例外	ただし，大口径鋼管杭等で変位等に対しても十分安全に設計し，流水方向に1列に並んだタイプで，かつ，流木等の付着，渦流の発生等に対し適切に配慮される場合は支障がない．	ただし，治水上の支障がないと認められる場合は，この限りでない
他	また，橋脚がラーメン構造の場合は，（中略），上下流橋脚は中仕切壁をもって連繋させる必要がある（図-4.5 参照）．	—

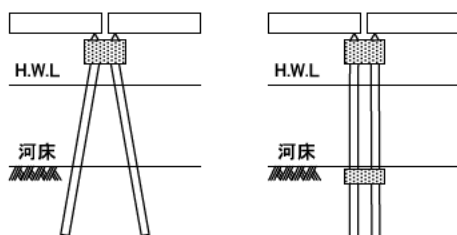


図-4.4 使用を禁じている橋脚のタイプ

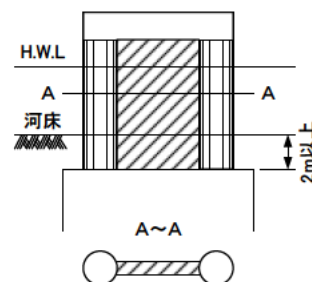


図-4.5 ラーメン構造の橋脚（隔壁が必要）

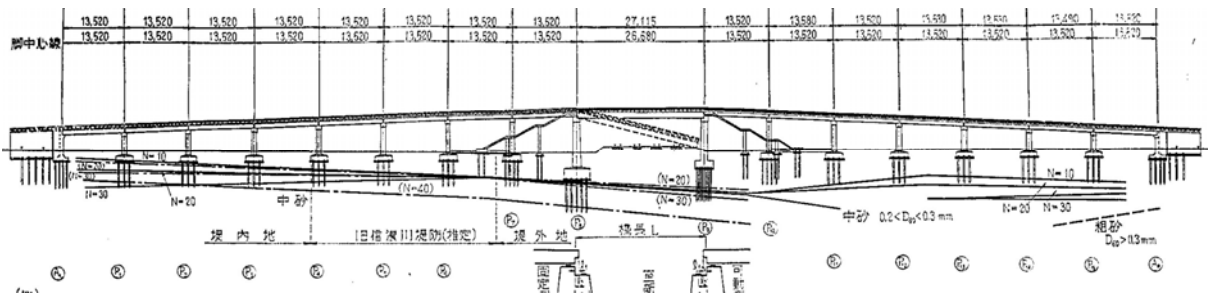
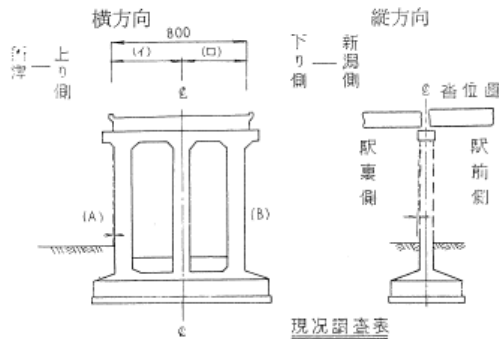


表-3.4.2 (東跨線橋) 災害応急工事現況調査

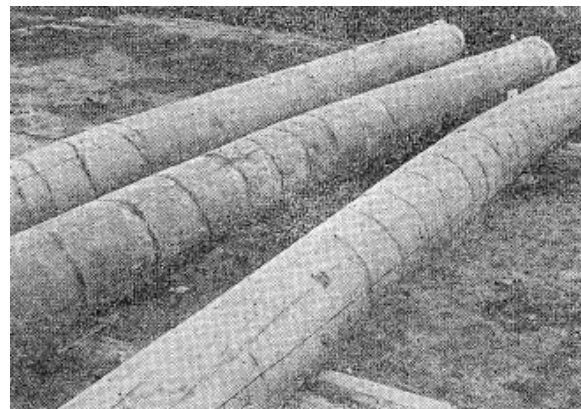
S39.6.16

区分 名称	傾斜				幅員		区 間 (m)	沈 下 量 (cm)	支 承				
	横 方 向		縦 方 向		上 り (m)	下 り (m)			上 り		下 り		
	上り(A) (cm)	下り(B) (cm)	上り(C) (cm)	下り(D) (cm)					駅前 (cm)	駅裏 (cm)	駅前 (cm)	駅裏 (cm)	
P.9 橋脚	→ 2.8	7.7	前15.0	前13.0	4.00	4.00	13.52	2.5		19.0			
P.10 //	← 8.8	← 8.6	裏 6.8	裏 5.1	4.10	3.91	13.58	45.0	14.0		1.00		
P.11 //	← 4.0	← 8.4	裏 0.8	裏 2.2	4.17	3.84	13.52	41.1	7.0				3.0
P.12 //	→ 2.0	→ 2.0	裏 1.4	裏 2.5	4.14	3.88	13.53	37.3	1.0		5.0		
P.13 //	→ 4.0	→ 2.7	裏 2.9	裏 4.9	4.14	3.87	13.53	40.2	0		3.0		
P.14 //	→ 1.8	→ 1.4	裏 7.0	裏 6.8	4.11	3.90	13.49	35.9	0		0		
P.15 //	—	← 0.5	裏 7.1	裏 3.9	4.07	3.95	13.52	38.2	3.5		0		
AR 橋台	→ 2.9	→ 3.6	前13.2	前 1.1	4.01	4.01		32.4					
A号擁壁	→ 7.0	← 0.1			4.00	4.01		69.0					
B号 //	→ 4.0	← 0.9			3.95	4.05		14.00					
C号 //	→ 1.5	← 1.6			3.95	4.05		14.00					
D号 //	→ 0.5	← 1.0			3.99	4.02		14.00					
E号 //	—	—			4.00	4.05		13.38					

前：駅前側へ傾斜 (←) 上り：新津駅側
裏：駅裏側へ傾斜 (←) 下り：新潟駅側



現況調査表



跨線部の可動橋脚 (P9 橋脚)

写真-4.7 東跨線橋 (落橋, 橋脚沈下) 20)

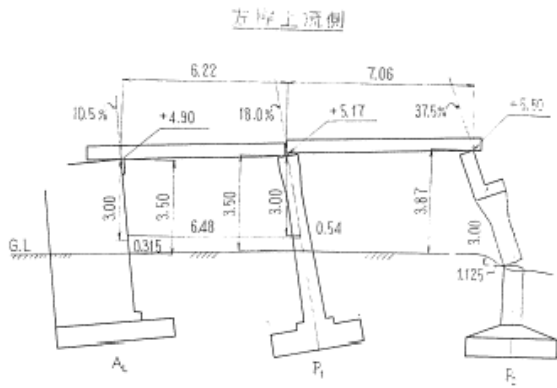


写真-4.8 八千代橋（左岸側 取付橋梁の下部工傾斜）²⁰⁾

地盤の流動化によって、河川中心方向に基礎が移動し上部構造が橋脚または橋台と衝突し、躯体が損傷した事例である。このように、流動化によって基礎本体が移動し、基礎に残留変位が生じるような場合には、橋脚躯体が折損する等により、上部構造を支持できなくなる恐れがある。したがって、流動化が生じるような地形条件の場合、基礎形式にも拠るが橋梁への被害が大きくなると考えられ、補強優先度が特に高いといえる。



写真-4.9 (新) 松浜橋（落橋）²⁰⁾

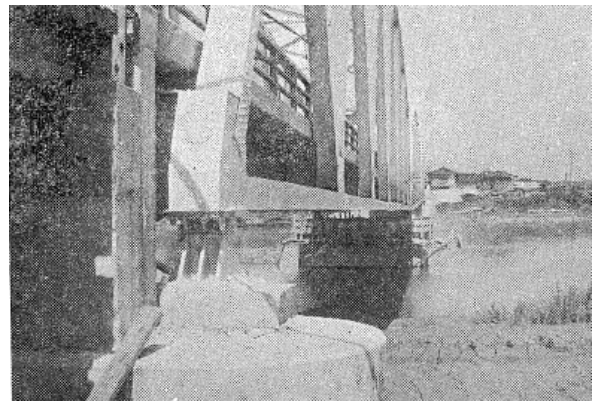


写真-4.10 小須戸橋（橋脚の沈下）²⁰⁾

(3) 宮城県沖地震

宮城県沖地震に関する災害調査結果は土木研究所報告第 159 号にとりまとめられている²⁹⁾。このころの被害事例においては、関東地震などの古い被害事例のような橋梁そのものの強度不足によるものは少なく、代わって橋梁全体系として見た場合の弱点部である支承部、RC 橋脚段落し部、RC ラーメン橋脚等に被害が生じている。これは、関東地震以降の被害の教訓から、徐々に耐震設計法が整備されてきた結果、橋脚躯体などの主要な部分の耐震性が向上したためと考えられる。

この地震によって被害を受けた阿武隈橋と閑上大橋の例では、周辺地盤の液状化の発生が報告されており、特に周辺に噴砂がみられた下部工で被害が大きくなっていることから、液状化による周辺地盤の強度低下の影響が考えられる。なお、落橋した錦桜橋は、約 4 ヶ月前の地震による被害の復旧工事中に再び地震を受けたものであり、支承部分が本来の機能を発揮しなかったために落橋したものとされている。

主な事例の被害形態とその要因を表-4.5 に示すとともに、被害形態の模式図を図-4.6 に示す。また、代表例における被害写真を写真-4.11～写真-4.13 に示す。

表-4.5 道路橋の被害事例（昭和 53 年 宮城県沖地震）

橋名	竣工年	下部工形式	液状化の有無	被害形態	要因
阿武隈橋	昭和 7 年	RC ラーメン橋脚 ケーソン基礎, 木杭	有	橋脚躯体の亀裂, 損傷	RC ラーメン橋脚の弱点
閑上大橋	昭和 47 年	逆 T 式橋台, 鋼管杭 柱式橋脚, ケーソン	有	橋脚躯体の亀裂, 損傷 支承部の破壊	橋梁全体系としての弱点
木間塚橋	昭和 6 年	橋脚 井筒基礎 橋台 直接基礎	有	支承部の破壊	橋梁全体系としての弱点
錦桜橋	昭和 31 年	扶壁式橋台, 鋼管杭 半重力式橋脚, ケーソン基礎	無	落橋(ゲルバー吊桁)	復旧中に再度被災
静内橋	架設中			橋脚大破	橋脚の段落し部での損傷

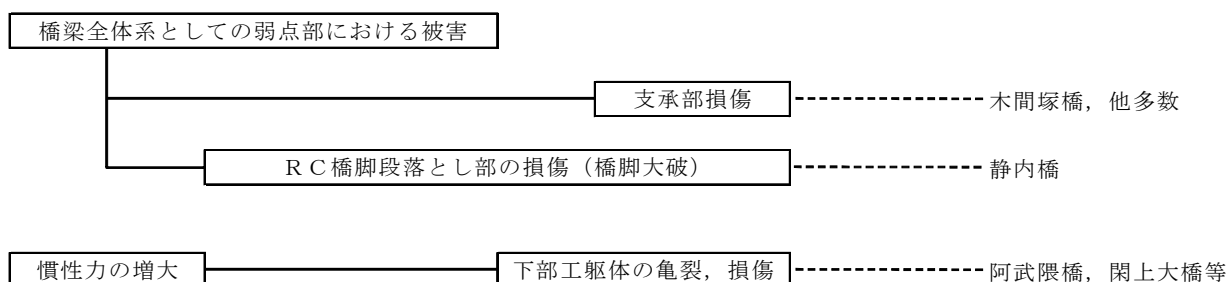


図-4.6 宮城県沖地震における被害形態

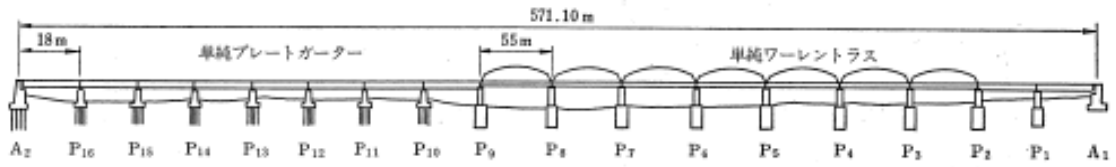


写真-4.11 阿武隈橋（橋脚躯体の亀裂，損傷）29)

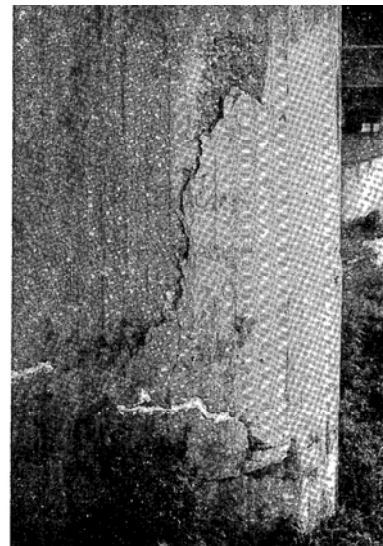
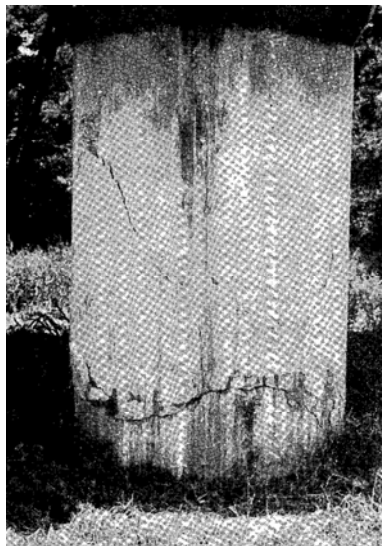


写真-4.12 閑上大橋（橋脚躯体の亀裂，損傷）29)

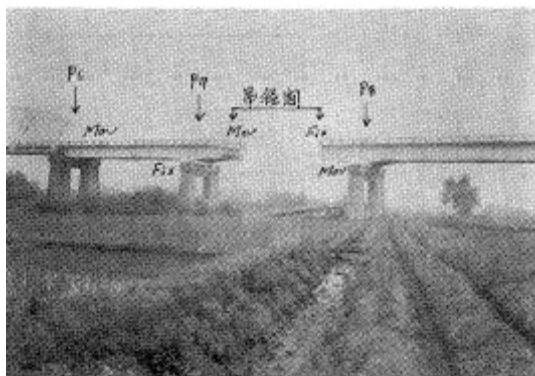


写真-4.13 錦桜橋（ゲルバー吊桁の落橋）29)

(4) 日本海中部地震

日本海中部地震に関する災害調査結果は土木研究所報告第 165 号にとりまとめられている³⁰⁾。主に八郎潟とその周辺の軟弱な砂層上の橋において、液状化により取付盛土の沈下、もしくは橋脚の沈下が発生した事例が多い。このうち五明光橋においては、取付盛土が大規模に崩壊したものの、橋梁本体の被害は軽微であった。これは、橋台と盛土の間に擁壁で仕切られた構造になっていることに加え、盛土が路線の直角方向に法面となっており、盛土の変状が路線直角方向に向かって生じたため、橋本体への影響が小さかったものと考えられる。なお、取付盛土が路線の直角方向に対しても擁壁で押さえられている場合には、路線方向に押し出し、すなわち橋本体への影響も十分に考えられるところである。また、十三湖大橋の例では、橋台裏込め土が約 1m 沈下したが、踏掛版を用いていたために、地震直後の通行機能に大きな支障がなかったことが報告されている。

主な事例の被害形態とその要因を表-4.6 に示すとともに、被害形態の模式図を図-4.7 に示す。また、代表例における被害写真を写真-4.14～写真-4.15 に示す。

表-4.6 道路橋の被害事例（昭和 58 年 日本海中部地震）

橋名	竣工年	下部工形式	液状化の有無	被害形態	要因
五明光橋	昭和 32 年	パイルベント～PC 杭	有	取付盛土の沈下	八郎潟周辺の軟弱地盤の液状化
十三湖大橋	昭和 54 年	壁式橋脚, ケーソン基礎	有	取付盛土の沈下	八郎潟周辺の軟弱地盤の液状化
男鹿大橋	昭和 49 年	壁式橋脚, ケーソン基礎	有	橋脚移動, 沈下	八郎潟周辺の軟弱地盤の液状化

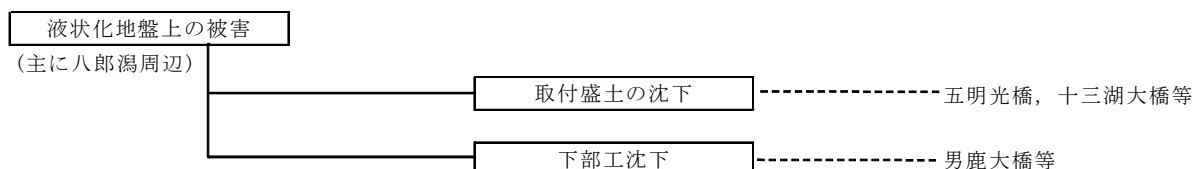
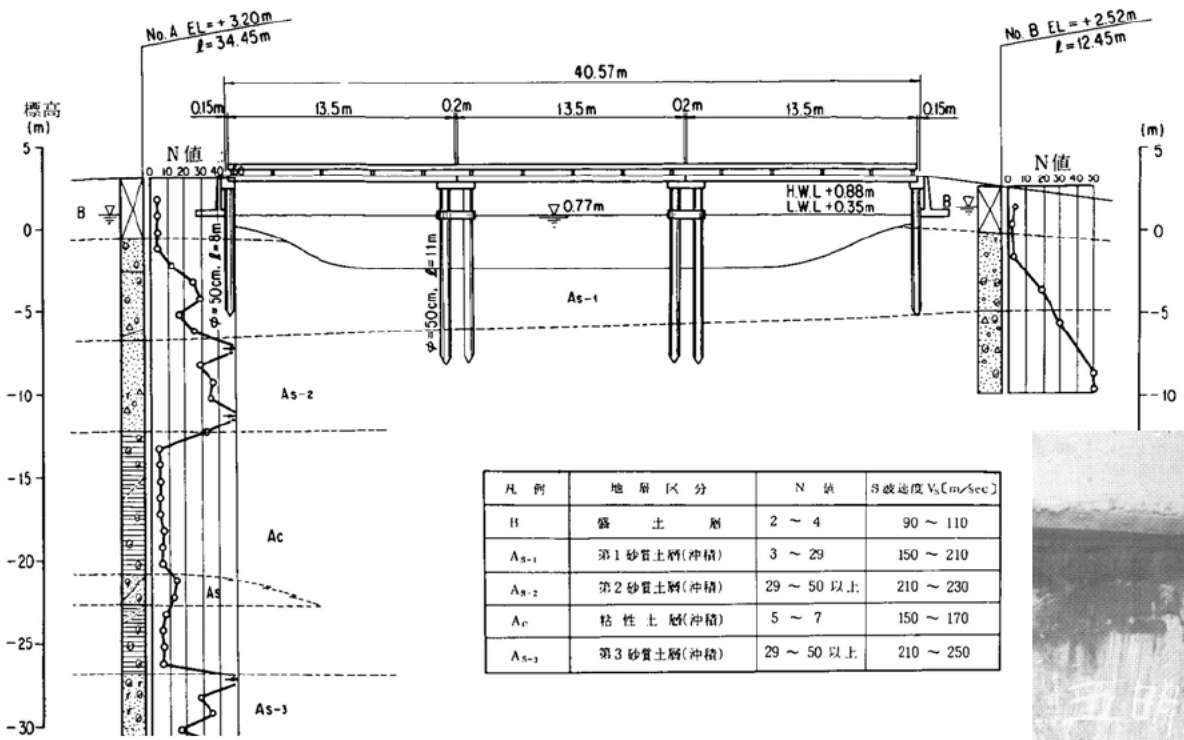


図-4.7 日本海中部地震における被害形態



橋台杭頭部の亀裂



写真-4.14 五明光橋 (液状化による取付盛土の崩壊) 30)

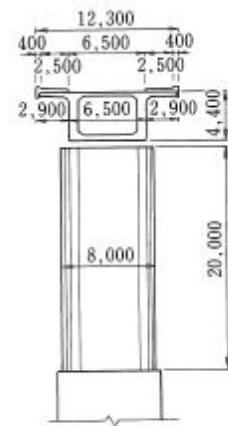
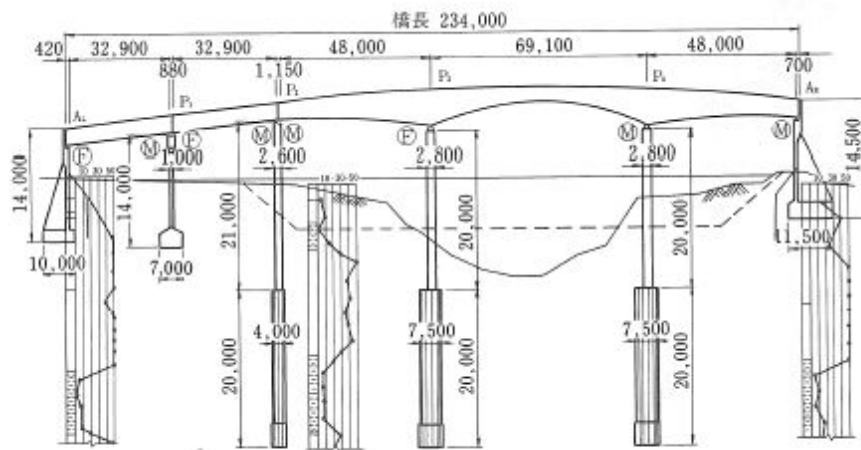


写真-4.15 十三湖大橋 (A1 橋台背面 ; 液状化による橋台裏込め土の沈下) 30)

(5) 兵庫県南部地震

兵庫県南部地震に関する災害調査結果は土木研究所報告第 196 号にとりまとめられている²²⁾。昭和 39 年の新潟地震以後、各地に設置された強震計の記録から、これまでの道路橋の耐震設計で考慮されてきた地震力を大幅に上回る地震動が観測され、さらに上下方向にも極めて大きな地震動が生じた。地震による道路橋の被害は、RC 橋脚の軸方向鉄筋の段落し部で曲げ損傷からせん断破壊に移行する被害や、矩形断面鋼製橋脚柱のウェブおよびフランジの局部座屈が角溶接部の破断に発展し、この被害により上部構造の沈下を引き起こした。上部構造の被害では、主に支承や桁連結装置の破壊に伴って生じており、取付部が被害を受けていた。基礎については、地震時の安定性に影響のある沈下や鉄筋の破断、コンクリートの圧壊やせん断破壊等の構造的な被害は生じなかった。水際線等で液状化に伴う地盤流動が生じた箇所でも残留変位を生じた基礎があるが、損傷は曲げひび割れ程度で、これが主要因となり落橋を生じたものはない。また、地盤流動が同じ程度であっても、ケーソン基礎や地中連続壁基礎のように水平剛性の高い基礎では残留変位が小さかった。

主な事例の被害形態とその要因を表-4.7 に示すとともに、被害形態の模式図を図-4.8 に示す。また、代表例における被害写真を写真-4.16～写真-4.17 に示す。

表-4.7 道路橋の被害事例（平成 7 年 兵庫県南部地震）

橋名 (架橋位置)	竣工年	下部工形式	液状化 の有無	被害形態	要因
門戸高架橋	昭和 42 年	3 柱式 RC ラーメン橋脚, 杭基礎	無	落橋	斜橋による回転
岩屋高架橋	昭和 47 年	鋼製橋脚, 杭基礎	無	上部構造の沈下	鋼製橋脚の座屈
浜手バイパス	昭和 61 年	鋼製 2 層ラーメン橋脚, 杭基礎	無	上部構造の移動	支承破壊, 鋼製ラーメン橋脚の座屈
大西高架橋		壁式橋脚	無	上部構造の沈下	橋脚鉄筋段落し部でのせん断破壊
守部高架橋		壁式橋脚, 場所打ち杭	無	上部構造の沈下	橋脚鉄筋段落し部でのせん断破壊
武庫川橋		小判型 RC 橋脚, ケーソン	無	ジョイント部に段差	支承破壊
瓦木西高架橋		ロッキングカラム橋脚, 場所打ち杭	無	落橋	斜橋による回転
宝塚高架橋		3 柱式 RC 橋脚	無	上部構造の沈下	橋脚せん断破壊
阪高 3 号神戸線 (西宮市甲子園 高潮町)	昭和 54 年	単柱式円形 RC 橋脚, 場所打ち杭	無	落橋	橋脚鉄筋段落し部でのせん断破壊
阪高 3 号神戸線 (西宮市浜脇町)	昭和 44 年	PC 張出し式 RC 橋脚, 場所打ち杭	無	落橋	支承破壊 端部の橋脚曲げ破壊, 曲げせん断破壊
阪高 3 号神戸線 (西宮市市庭)	昭和 44 年	特殊形式のラーメン橋脚	無	上部構造の沈下	鋼製橋脚の座屈
阪高 3 号神戸線 (神戸市東灘区)	昭和 44 年	ピルツ構造, 場所打ち杭	無	橋脚の倒壊	橋脚鉄筋段落し部でのせん断破壊

表-4.7 道路橋の被害事例（平成7年 兵庫県南部地震）（続き）

橋名 (架橋位置)	竣工年	下部工形式	液状化 の有無	被害形態	要因
阪高3号神戸線 (神戸市中央区)	昭和40年	単柱式RC橋脚	無	上部構造の沈下	橋脚鉄筋段落し部でのせん断破壊、橋脚天端での圧壊
阪高3号神戸線 (湊川ランプ)	昭和42年	鋼製角柱, RC円形, RC円錐形, RC壁式, RCラーメン橋脚, 杭基礎, 直接基礎	無	桁端部の落橋	曲率による回転 RC円錐形橋脚の段落とし部損傷
阪高3号神戸線 (神戸市灘区)	昭和44年	矩形RC橋脚	無	上部構造の沈下	橋脚せん断破壊
阪高3号神戸線 (西宮市今津二葉町)	昭和44年	鋼製ラーメン橋脚, 杭基礎	無		鋼製橋脚の座屈
阪高3号神戸線 (JR和田岬線跨線橋)	昭和42年	鋼製橋脚, 直接基礎, ケーソン基礎	無		鋼製橋脚の座屈
阪高5号湾岸線 (西宮港大橋)	平成5年	鋼製ラーメン橋脚, ケーソン基礎	有 (流動化)	落橋	液状化に伴う地盤流動 支承破壊および桁連結装置破断
阪高5号湾岸線 (新夙川橋)	平成5年	2柱式RCラーメン橋脚, 2脚式オープンケーソン 4柱式鋼製ラーメン橋脚, 場所打ち杭 鋼製ラーメン橋脚以外は, 昭和55年の道路橋示方書	有 (流動化)	ジョイント部に段差 橋脚の移動	液状化に伴う地盤流動 支承破壊
阪高5号湾岸線 (新芦屋川橋)		鋼製2層ラーメン橋脚 橋脚は平成2年, 基礎は昭和55年の道路橋示方書	有	上部構造の沈下	鋼製橋脚のせん断座屈
阪高5号湾岸線 (東神戸大橋)	平成4年	鋼ラーメンタイプ, ニューマチックケーソン		ジョイント部に段差	斜張橋端部のベンデル支承破壊
阪高5号湾岸線 (六甲アイランド橋)	平成4年	鋼製ラーメン橋脚, ケーソン基礎		ジョイント部に段差	ローゼ橋支承破壊

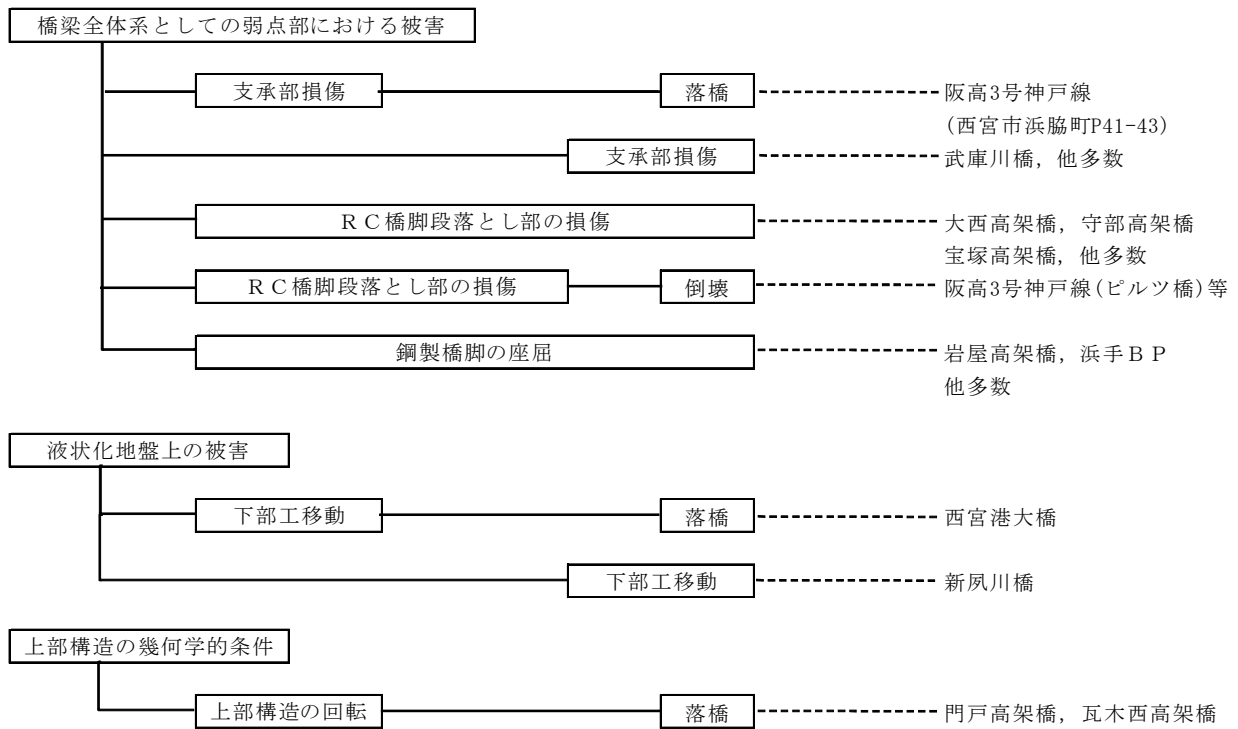


図-4.8 兵庫県南部地震における被害形態

兵庫県南部地震により被災した基礎の被災度調査結果²⁵⁾を表-4.8 および図-4.9 に整理する。また、各路線の被災調査結果一覧と調査位置図を表-4.9 および図-4.10 に示す。表-4.9, 図-4.10 より液状化の発生が確認された阪神高速道路5号湾岸線等は、10~20mの埋立盛土とその下の沖積層および洪積層からなる埋立地に建設された路線である。基礎の被害は被災度B以上が存在し損傷度が大きく、その中で特に被害の大きかったものは、既製コンクリート杭基礎や直接基礎に集中していた。既製コンクリート杭基礎の破壊の多くは建築基礎で多く見られ、その破壊形態はせん断破壊であった^{16) 25)}。また、被災度の大きかった直接基礎をみると、沿岸部の旧護岸捨石マウンド上に地盤改良または置換コンクリートした上に直接基礎を設置したものであった。これらは、液状化により不同沈下・基礎の傾斜が生じたものであった。

阪神高速道路3号神戸線の直接基礎12基について、掘削による詳細調査が行われたが、いずれもひび割れなどの損傷は認められていない。また、この他に傾斜が認められた橋脚についてフーチングを削孔し、ファイバースコープにより下面の空隙を調査したが、空隙は認められず直接基礎は健全と判断されている²⁵⁾。名神高速道路および中国自動車道の直接基礎フーチングの調査が行われたが、調査した全ての基礎に損傷は確認されていない²⁵⁾。

そして、浜手バイパスや岩屋高架橋の杭基礎フーチングに対し、フーチング上面まで掘削し目視観察によりフーチングの亀裂の有無を調査したが、亀裂はなく健全であることが確認されている²⁵⁾。

表-4.8 基礎種別毎の調査基礎数と被災度区分

基礎種別	調査基礎数と被災度区分				
	A	B	C	D	計
場所打ち杭	0	90	86	253	429
鋼管杭	0	0	0	6	6
RC/PC杭	9	5	0	48	62
深礎杭	0	6	0	0	6
直接基礎	39	0	0	23	62
ケーソン基礎	0	4	0	22	26
鋼管矢板基礎	0	0	0	7	7
地中連続壁基礎	0	0	1	4	5
計	48	105	87	363	603

凡例：杭基礎の被災度区分³⁾

A	基礎の沈下と同時に大きな残留水平変位が見られるもの
B	基礎に大きな残留水平変位, 杭体に曲げ亀裂が見られるもの
C	杭体に小さな曲げ亀裂が見られるもの
D	杭体に損傷がないか, 曲げ亀裂があっても軽微なもの

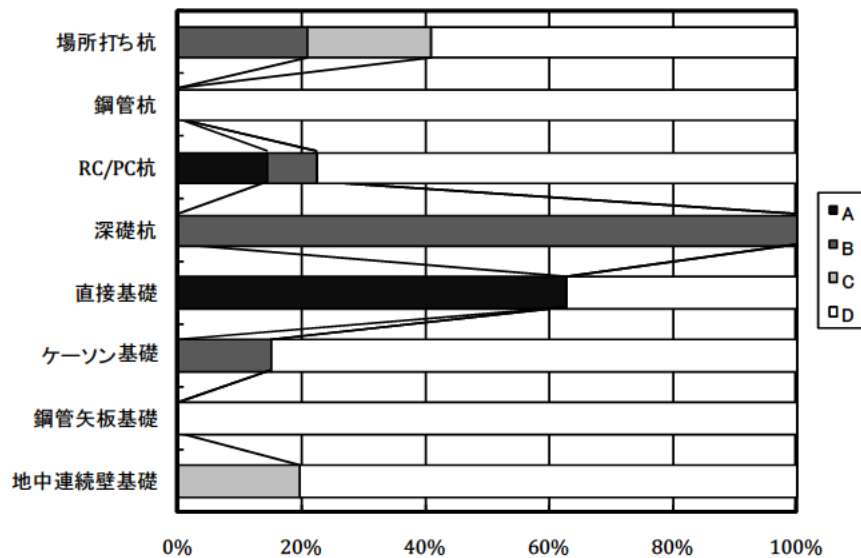


図-4.9 基礎種別と各被災度区分の比率

表-4.9 兵庫県南部地震における基礎の被災調査結果一覧

路線・施設名	基礎形式	細目	数量	調査数量(基)と被災度区分 ^{*1}					基礎の被害に関する記事	
				A	B	C	D	計		
阪神高速道路3号神戸線	杭基礎	場所打ち	855			19	103	122	BHTV ^{**2}	
		PC等	74				48	48	SIT ^{**3}	
	直接基礎		133				12	12	目視	
	ケーソン基礎		44				6	6	BHTV	
阪神高速道路5号湾岸線	杭基礎	場所打ち	280		17	57	79	153	Bは護岸近傍 他が不明	
		ケーソン基礎	52		1		7	8		
	地中連続壁基礎		13			1	4	5	曲げひび割れ一部	
名神・中国	杭基礎	場所打ち	532				42	42	主に場所打ち杭	
	直接基礎		152				11	11		
R2浜手バイパス	杭基礎	場所打ち	61			10	10	20	半数程度に小さな曲げ亀裂	
	ケーソン基礎		15				5	5		
R43岩屋高架橋	杭基礎	場所打ち	42				14	14	1/3程度を調査⇒42/3=14	
ハーバーハイウェイ(高架部)	杭基礎	場所打ち	163		25			25	杭頭から2D範囲・段落とし部に亀裂	
		鋼管	90					0	無被害(調査数量不明)	
	直接基礎		9	9				9	60cm沈下・1.8°傾斜、30cm沈下・0.23°傾斜	
	ケーソン基礎	ニューマチック	14					0		
		RC井筒	9				1	1	亀裂なし	
鋼管矢板基礎		30					0			
〃神戸大橋	杭基礎	鋼管	2					0		
	ケーソン基礎	ニューマチック	2				1	1	海側へ0.5°・0.9°傾斜。可動支承が損傷。	
〃第2摩耶大橋	杭基礎	鋼管	1				1	1		
		場所打ち	1		1			1	フーチング下空隙(15~30cm)	
	ケーソン基礎	ニューマチック	2				1	1	傾斜はほぼなし	
西宮大橋	杭基礎	鋼管	4				4	4	無被害(3基は想定)	
	鋼管矢板基礎		5				5	5	無被害	
深江大橋(神戸市)	杭基礎	RC・PC	2	2				2	2	想定(隣接の擁壁基礎が破壊)
		鋼管	2					0	0	
	ケーソン基礎(+鋼管杭)		2		2			2	2	底版上面より70cmの位置で貫通ひび割れ
東魚崎大橋(神戸市)	杭基礎	H型鋼	2					0		
	ケーソン基礎		2					0	被害は未確認なるも、周囲に鋼管矢板基礎+地盤改良を実施	
高羽大橋(神戸市)	杭基礎	PC	3	3				3	水平変位15cm(A1,A2)・40cm(A3)、鉛直変位25cm(A1)・5cm(A2)。コンクリート剥落もあり。再使用不可能。	
ポートライナー(PI地区)	杭基礎	場所打ち	2		2			2	2	杭頭部と段落とし部に亀裂
		鋼管	138				1	1	1	浮上りあり。杭体は無被害(調査数量不明)
	直接基礎		1	1				1	1	32.5cm沈下
ポートライナー(ポートピア大橋)	杭基礎	鋼管	2					0		
	ケーソン基礎	ニューマチック	2				1	1	海側へ0.39°、0.45°傾斜、亀裂なし	
ポートライナー(新港第4突堤)	直接基礎		16	16				16	2°、3.8°傾斜、80cm・30cm沈下。杭基礎を新設。数量は文脈より。	
ポートライナー(市街地区間)	杭基礎	場所打ち	28		28			28	28	亀裂(杭長短く、段落しなし)
		直接基礎	18	13				13	13	2°、3.8°傾斜、80cm・30cm沈下。杭基礎を新設。
	ケーソン基礎	PC井筒	3		1			1	1	亀裂(調査数量不明)
	鋼管矢板基礎		2				2	2	2	0.28°の傾斜(想定)
六甲ライナー(六甲アイランド)	杭基礎	鋼管	53					0	10基は0.32°傾斜、残りはなし	
	ケーソン	RC	4	4				4	4	1.5m沈下、90cm水平変位、1.3°傾斜
〃東部第2地区	ケーソン	RC	12		5			5		
〃住吉~魚崎	杭基礎	場所打ち	11		6		5	11	11	魚崎~南魚崎間が被害
		深礎	25		6			6	6	JR沿線が被害
	直接基礎		28					0	0	被害なし
	ケーソン基礎	RC	3					0	0	
鋼管矢板基礎		2					0	0		
JR新幹線	杭基礎	場所打ち						0	被害なし	
JR在来線	直接基礎								被害なし	
阪急電鉄・西宮高架橋	杭基礎	場所打ち			11			11	11	杭頭部に亀裂(引抜き力の結果と考察)
計			2,950	48	105	87	363	603		

※1 杭基礎の被災度区分

被災度	定義
A	基礎の沈下と同時に大きな残留水平変位が見られるもの
B	基礎に大きな残留水平変位、杭体に曲げ亀裂が見られるもの
C	杭体に小さな曲げ亀裂が見られるもの
D	杭体に損傷がないか、曲げ亀裂があっても軽微なもの

※2 BHTV: コアボーリングによって削孔された壁面をボアホールテレビシステムによって観察する方法 (Bore-Hole TV-camera)

※3 SIT : 衝撃波動法 (Sonic Integrity Test) と呼ばれる非破壊検査である。杭頭部に機械的衝撃を与え断面変化部での反射波を時刻歴でとらえ、その波形解析により損傷箇所を調査する方法

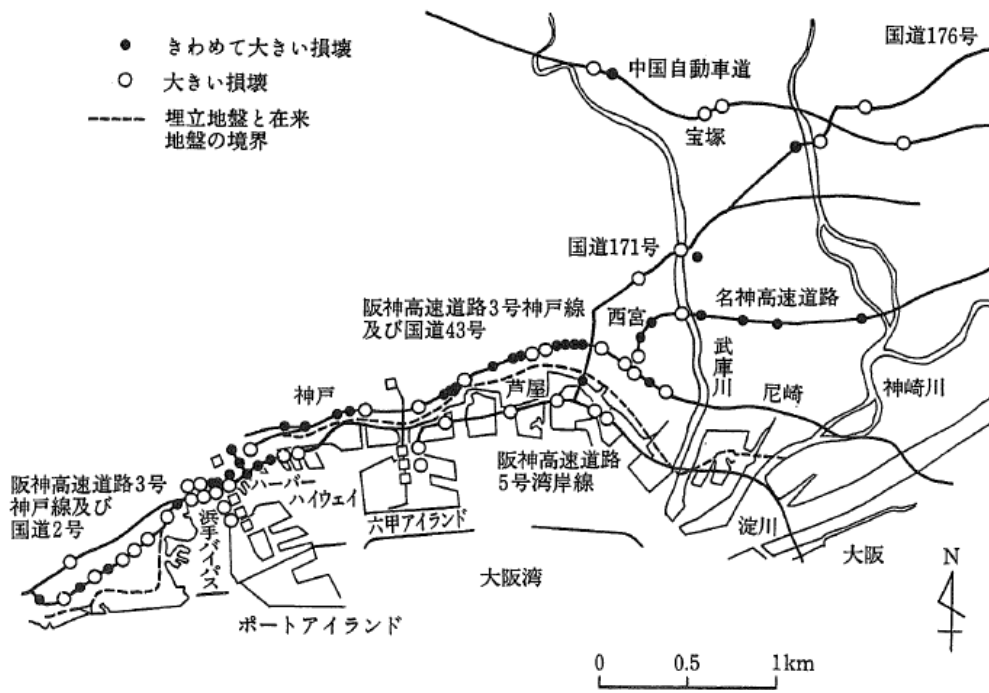


図-4.10 調査位置図²⁵⁾

写真-4.16 は、兵庫県南部地震で倒壊した阪神高速 3 号神戸線（P126～P142）である。右の写真はこのうち最も橋脚の被害が大きかった P126 橋脚の場所打ち杭の状態である。杭の損傷状況は、ボアホールカメラおよび目視観察により行っており、杭頭付近に幅 2mm 程度のひび割れが発生した程度で、コンクリートの圧壊や鉄筋のはらみ出しは生じておらず、被災度 C と判定されている。さらに、杭の損傷による杭基礎全体への影響を確認するため、杭の載荷試験（杭体曲げ試験、鉛直載荷試験、水平載荷試験）を行っている。そして、試験結果をもとに荷重漸増解析を行い、杭基礎全体で見たときには水平変位の増加はあるものの、杭の損傷による耐力低下がほとんどないことが確認されている^{22) 24)}。

以上から液状化が発生しない、構造細目により一定量の横拘束鉄筋が配置されていれば基礎に大きな被害が生じない可能性が高いことがわかった事例である。



橋脚倒壊（ピルツ区間）



場所打ち杭の状態：軽微な曲げ亀裂

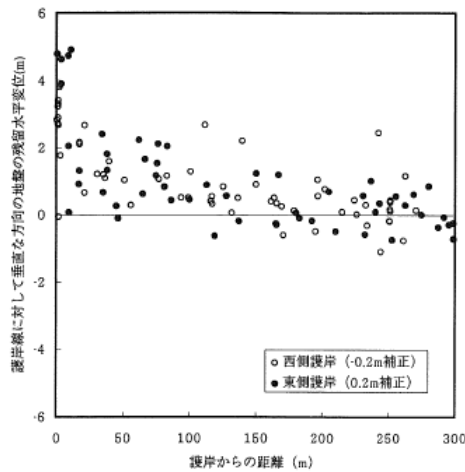
写真-4.16 阪神高速 3 号神戸線^{22) 24)}

周辺の埋立地では液状化が生じており、護岸が海側へ大きく移動するとともに沈下が見られていた。写真-4.17 は、陸上部にある橋脚周辺の地盤の移動により、橋脚が約 1m 航路側へ移動した様子である。このように、流動化が生じるような地形では基礎本体に残留変位がみられ、本橋では落橋は免れたものの、流動化地盤上にある杭基礎は、補強優先度が特に高いといえる。

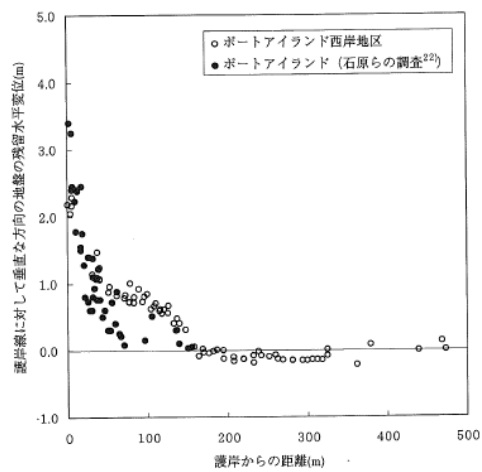


写真-4.17 阪神高速 5 号湾岸線 新夙川橋
（流動化による下部工移動）⁴⁵⁾

図-4.11 は、護岸線に垂直な方向の地盤の残留水平変位と護岸からの距離を示したものである。護岸からの距離の増加にしたがい、地盤の残留変位は減少し、100～200m 程度で地盤の水平移動の影響はほとんどなくなることを示している。



a) 深江浜



b) ポートアイランド

図-4.11 平成7年兵庫県南部地震 護岸からの距離と地盤の残留変位^{22) 24)}

表-4.10, 表-4.11 に兵庫県南部地震で得られた知見をもとに新たに規定された流動化が生じると判定された地盤が存在する場合の照査方法と現在の対策状況について整理している。

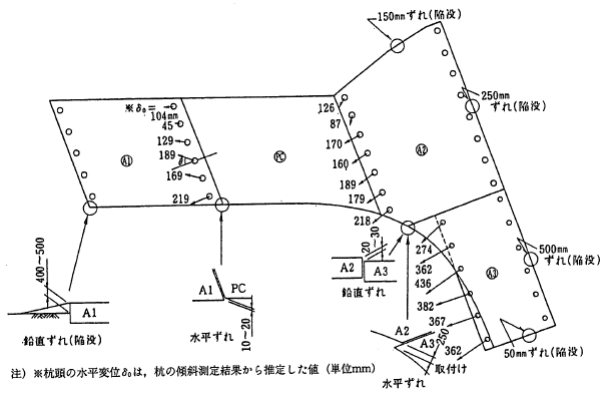
表-4.10 流動化に対する照査法

対象地盤 (両者に該当)	水際線(背後地盤と前面の水底との高低差が5m以上ある護岸)から100m以内
	層厚5m以上の液状化砂質土層が水際線まで連続
設計上の扱い	橋脚基礎を対象に、流動力を作用させる。ただし、慣性力と同時に作用させない。

表-4.11 流動化に対する現在の対策状況

首都高速道路	流動化対策(流動化の可能性のある地盤に設置された基礎の近傍に鋼管矢板壁を設置,平成11年度に完了)
直轄国道	流動化の影響を受ける可能性のある連続桁には、落橋防止システムを設置(3箇年プログラム)

図-4.12に示すように帯鉄筋が不足する箇所においては、液状化により地盤抵抗を喪失したことによって、水平力が卓越し部材のせん断破壊が発生した事例がある。このような基礎は液状化が発生すると杭周辺地盤の地盤抵抗を失うためせん断破壊をおこし、上部構造からの鉛直力を支持できなことが想定される。以上から、横拘束鉄筋の少ない既製コンクリート杭基礎は補強優先度が高いといえる。



PC 杭に残留変位 150~400mm
 (平成 7 年兵庫県南部地震 高羽大橋 25)



PC 杭のせん断破壊
 (平成 7 年兵庫県南部地震 東灘下水処理施設)

図-4.12 液状化による地盤の水平抵抗喪失

(6) 新潟県中越地震

新潟県中越地震に関する災害調査結果は土木研究所報告第 203 号にとりまとめられている²⁶⁾。この地震は、我が国でも有数の地すべり多発地帯を震源域とするものであり、多数の斜面崩壊や地すべりが発生している。この地震による道路橋の被害は、RC 橋脚の軸方向鉄筋の段落し部や支承部の損傷、桁端部の衝突およびそれに伴う橋台の損傷、橋台背面土の沈下に伴う路面段差等が生じたが、ほとんどの被災事例は従来の地震における損傷形態と同様のものであった。新組跨線橋、小千谷大橋および山辺橋では、損傷の程度が相対的に大きかったが、応急復旧により交通を確保できる程度のものであった。

このうち、基礎に被害のあったのは山辺橋で、ローゼ桁の固定側の壁式橋脚において、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋のはらみ出し、帯鉄筋の重ね継手のはずれが生じた。また、フーチング下面の深礎杭の頭部が露出している橋台、橋脚が確認された。

主な事例の被害形態とその要因を表-4.12 に、被害形態の模式図を図-4.13 に示す。また、代表例における被害写真を写真-4.19 に示す。

表-4.12 道路橋の被害事例（平成 16 年 新潟県中越地震）

橋名	竣工年	下部工形式	液状化の有無	被害形態	要因
山辺橋	昭和 62 年	RC 橋脚、RC ラーメン橋脚 深礎杭		取付盛土の沈下	周辺斜面の移動 橋脚の損傷、支承破壊



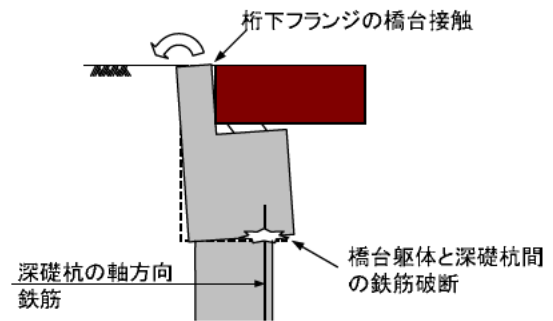
図-4.13 新潟県中越地震における被害形態



山辺橋の全景



P1 橋脚断面急変部での損傷



【破壊メカニズム】

周辺地盤が沈下 ⇒ 橋台が傾斜 ⇒ 鉄筋破断

斜面崩壊による A1 橋台深礎杭の露出

写真-4.19 山辺橋²⁶⁾

写真-4.19 は、斜面上に計画された橋梁が、地震による斜面崩壊によって被災した事例を示している。平成 16 年の新潟県中越地震によって、斜面崩壊し杭頭部が露出、杭頭部に想定外の曲げが作用し鉄筋が破断した事例である。このような斜面上にある基礎は補強優先度が高いといえる。

(7) 新潟県中越沖地震

新潟県中越沖地震に関する災害調査結果は土木研究所資料第 4086 号にとりまとめられている³²⁾。この地震による被害は、支承部の損傷、上部構造の二次部材の変形・破断、地盤変状の伴う橋台の変位、桁端部の接触により橋台パラペットの損傷、橋台背面土の沈下等、従来から比較的多く見られる損傷と同様であった。なお、橋梁本体の損傷により構造安定性に著しい影響のあるような損傷は見られなかった。

橋台・カルバート背面土の沈下・段差が相対的に多く見られた。段差が生じた箇所では、地震直後の交通に影響を及ぼした箇所もあったが、地震発生 3 日後の調査時にはアスファルト敷設等により応急復旧が早期に完了していた。

橋梁の安定に影響を及ぼすほどではないが、橋台背面地盤の変位変状に伴い、橋台に残留変形が生じた橋が見られた。豊田橋、なごみ橋等のゴム支承が用いられた橋梁ではゴム支承にも残留変形が生じた。このうち、豊田橋は橋台の変形量が大きかったため、杭頭から 10m の範囲でボアホールカメラによる杭体内部の調査が行われた。調査の結果、杭頭部に 1.0~2.5mm のひび割れが多数見られ、被災度 C と判定されたものは、ひび割れ注入工が行われている。一方、被災度 B と判定されたものについては、ひび割れ注入工と増し杭による復旧工事がなされている。復旧工事は、当該橋が国道 8 号線であり代替道路も被災していたため、4 車線のうち 2 車線を供用する中で行われた。

主な事例の被害形態とその要因を表-4.13 に示すとともに、被害形態の模式図を図-4.14 に示す。また、代表例における被害写真を写真-4.20~写真-4.21 に示す。

表-4.13 道路橋の被害事例（平成 19 年 新潟県中越沖地震）

橋名	竣工年	下部工形式	液状化の有無	被害形態	要因
豊田橋	平成 16 年	RC 橋脚, 場所打ち杭		橋台取付部に段差	周辺地盤の変位、変状による橋台の移動 (橋台の残留変形) 支承および伸縮装置の損傷
なごみ橋	平成 17 年	RC 橋脚, 杭基礎(摩擦杭)		橋台取付部に段差	周辺地盤の変位、変状による橋台の移動 (橋台の残留変形) 支承および伸縮装置の損傷 対傾構の座屈、床版下面コンクリートの剥離

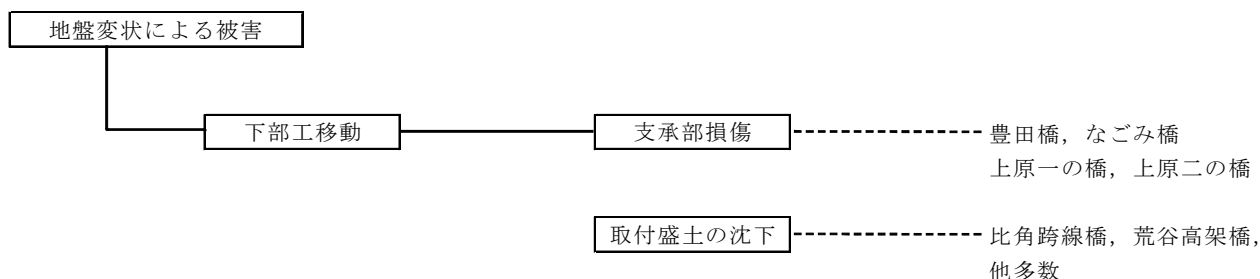


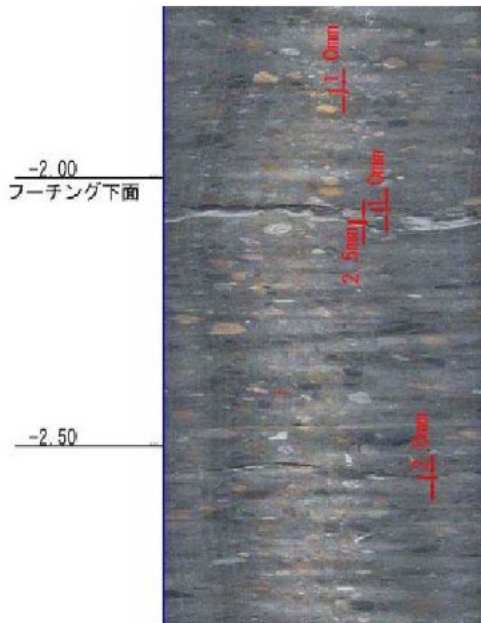
図-4.14 新潟県中越沖地震における被害形態



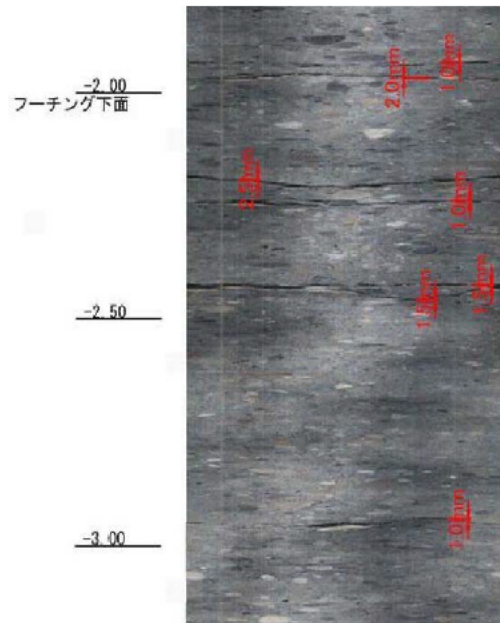
豊田橋全景 (左), 堤体の沈下 (右)



橋とボックスカルバート間の盛土の沈下 (左), 支承の残留変形 (右)
(地震直後)

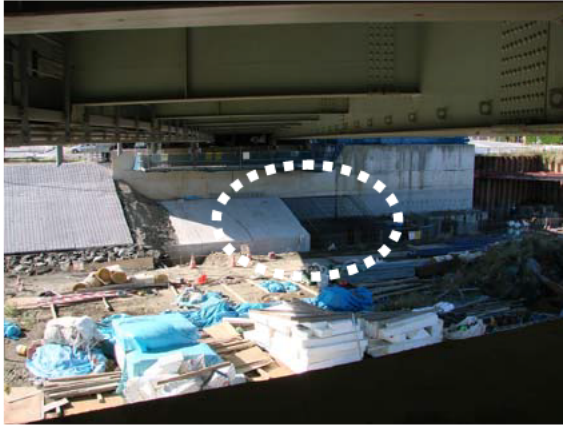


a) A1 橋台 (橋台変位 160mm)

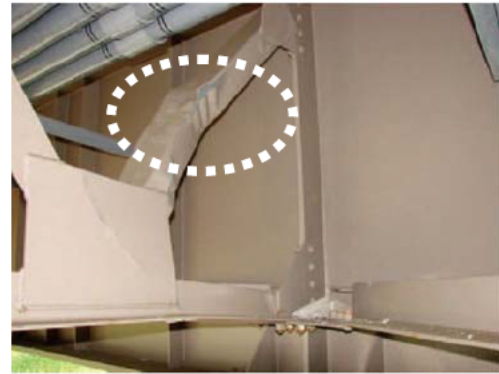


b) A2 橋台 (橋台変位 450mm)

ボアホールカメラによる杭体の損傷確認



橋台の増し杭補強（復旧工事）
写真-4.20 豊田橋³²⁾



なごみ橋全景（左），対傾構の座屈（右）



支承の残留変形と橋台パラペットの損傷（左），背面土沈下による段差（右）
写真-4.21 なごみ橋³²⁾

(8) 岩手・宮城内陸地震

岩手・宮城内陸地震に関する災害調査結果は土木研究所資料第 4120 号にとりまとめられている²⁷⁾。この地震は、平成 16 年の新潟県中越地震と同様に山間部を震源とする地震であり、多数の斜面崩壊や地すべり、また、大規模な河道閉塞が発生するとともに、建物や土木施設にも大きな被害が生じた。この地震による道路橋の被害は、地盤の変状に伴う橋脚・橋台の変位、橋台背面部の沈下、支承部や伸縮装置の損傷、桁端部の衝突やこれに伴う橋台パラペットのひび割れなど、既往の地震でも生じているような損傷が比較的多く見られた。一方で、祭時大橋のように、地すべりなど地盤の変状に伴う橋脚・橋台の変位による損傷が顕著に見られたことは、今回の地震被害の特徴である。

祭時大橋は、その後の調査により橋台パラペット間距離が約 11m 短くなっており、地盤移動が生じた A2 橋台側ではボーリング調査結果から今回の地震によるすべり面が確認された。落橋は A2 橋台側で生じた大規模な地山崩壊により地盤とともに A2 橋台および P2 橋脚が強制的に移動し、P1 橋脚の段落とし部での曲げ破壊から上部構造の落下に至ったものであったことがその後の現地調査や解析による裏付け等をもとに推定された³³⁾。

このうち、谷子沢大橋や赤倉沢橋では GPS 測量により地盤変状に伴う下部工の移動が確認された。そこで、ボアホールカメラによる杭体内部の調査が行われ、ひび割れ発生状況から被災度 B に該当するものは、ひび割れ注入と増し杭による復旧工事が行われた。

主な事例の被害形態とその要因を表-4.14 に示すとともに、被害形態の模式図を図-4.15 に示す。また、代表例における被害図を写真-4.22～写真-4.27 に示す。

表-4.14 道路橋の被害事例（平成 20 年 岩手・宮城内陸地震）

橋名	竣工年	下部工形式	液状化の有無	被害形態	要因
祭時大橋	昭和 53 年	RC 橋脚, 直接基礎		落橋	周辺地盤の大規模な地割れ
市野々原橋	昭和 52 年	RC 橋脚 直接基礎		ジョイント部のずれ	斜面崩壊 橋台(斜めひび割れ)および橋脚(曲げひび割れ)の損傷, 沓座モルタルの損傷
温湯橋	昭和 37 年	逆 T 式橋台 直接基礎		上部構造の補修, 橋台の再構築	下弦材の変形 橋台パラペット部の破壊
尿前溪谷橋	施工中	RC 橋脚, 直接基礎, 場所打ち杭, 深礎杭		ジョイント部の段差	地山崩落による橋台沈下と橋脚変形 支承および伸縮装置の損傷
谷子沢大橋	施工中	RC 橋脚, 場所打ち杭, 深礎杭		ジョイント部の段差	支承および伸縮装置の損傷 A2 橋台堅壁クラック 杭基礎の損傷(P4,A2: 被災度 B)
赤倉沢橋	施工中	RC 橋脚, 深礎杭		ジョイント部の段差	支承および伸縮装置の損傷 横構, 対傾構の座屈変形 杭基礎の損傷(A1: 被災度 B)

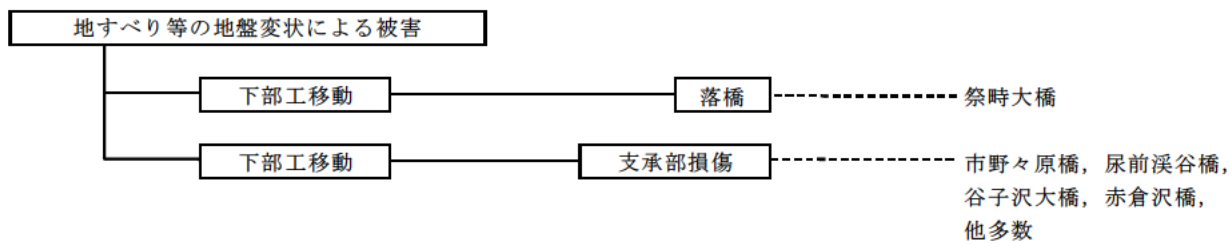
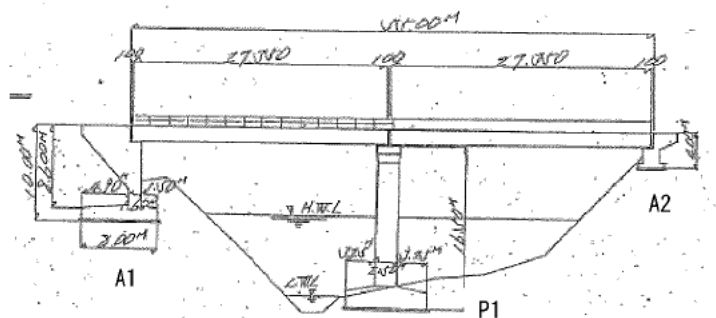


図-4.15 岩手・宮城内陸地震における被害形態

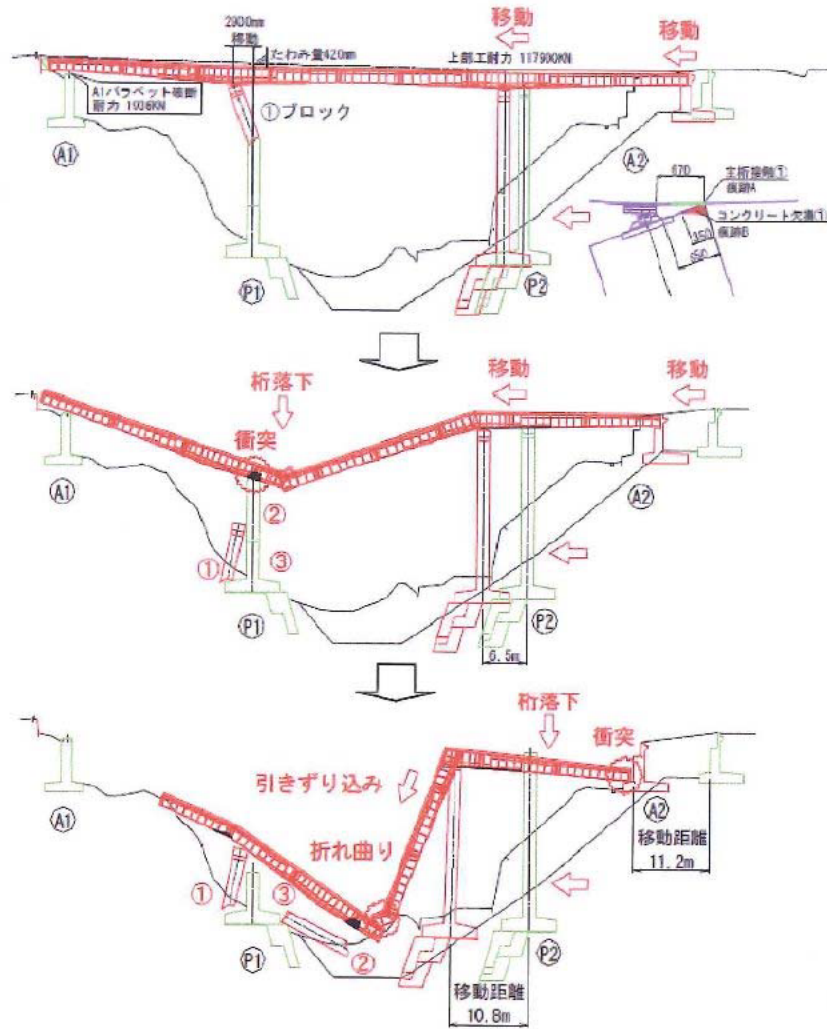


市野々原橋側面図



支承の沓座モルタルの損傷，橋台壁に斜めひび割れ(幅 5mm 程度)

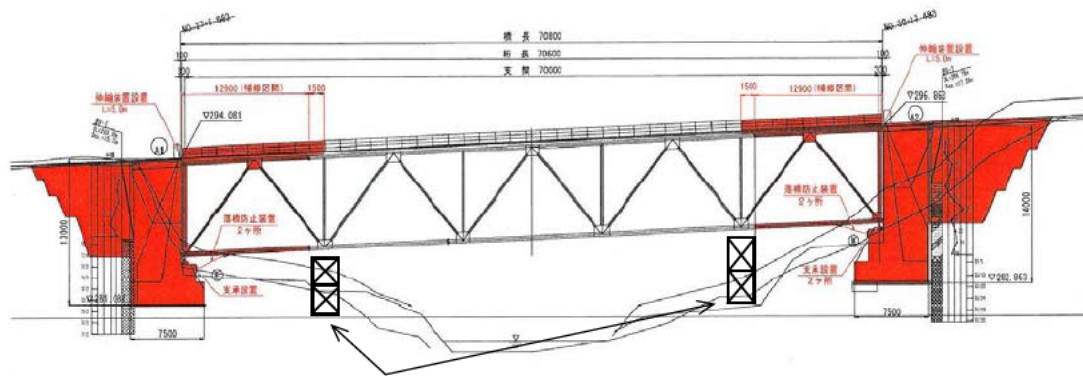
写真-4.22 市野々原橋 27)



崩壊メカニズム 33)



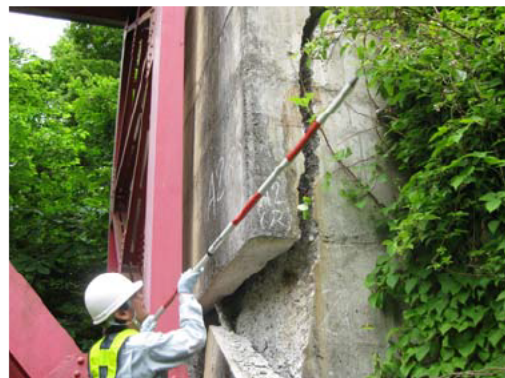
写真-4.23 祭時橋 27)



復旧工事で仮受けペントを設置

着色部：撤去・復旧工事範囲

温湯橋側面図

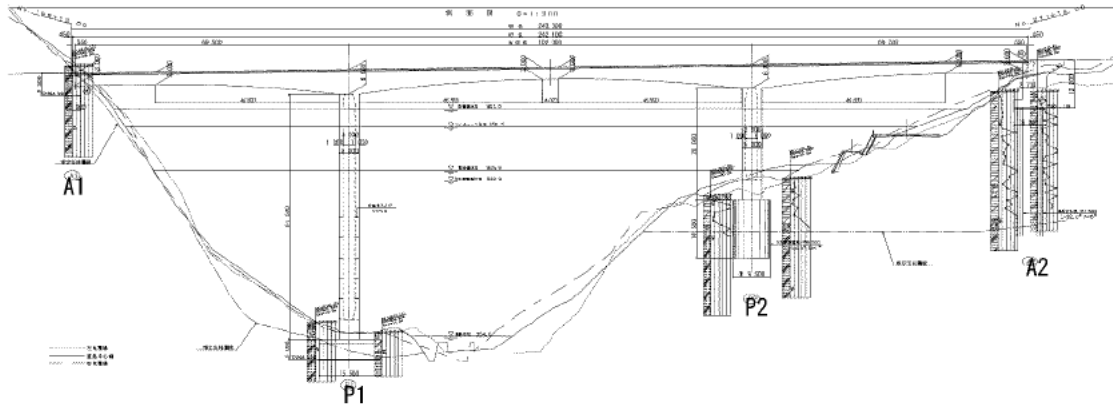


A2 橋台の段差・路面割れ、橋台パラペットコンクリートの剥落と剥離

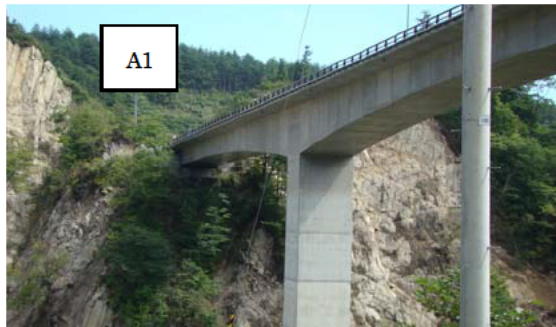


損傷した主構交換および橋台の新設工事（災害復旧工事の様子）

写真-4.24 温湯橋



尿前溪谷橋側面図



A1 橋台周辺地盤の地すべりによる直接基礎橋台の沈下，橋脚変形による桁衝突（地震直後）



地山に対する斜面安定対策工事（補強工事）

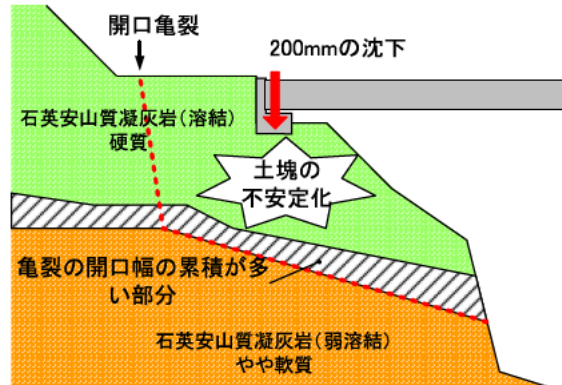
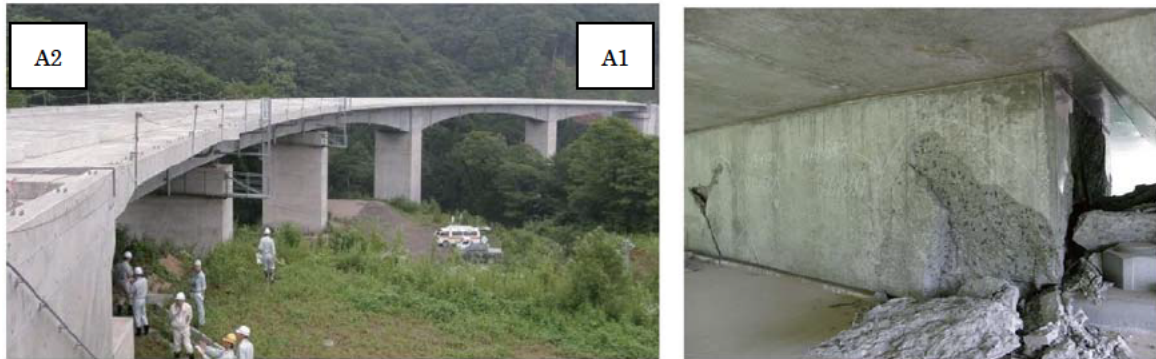
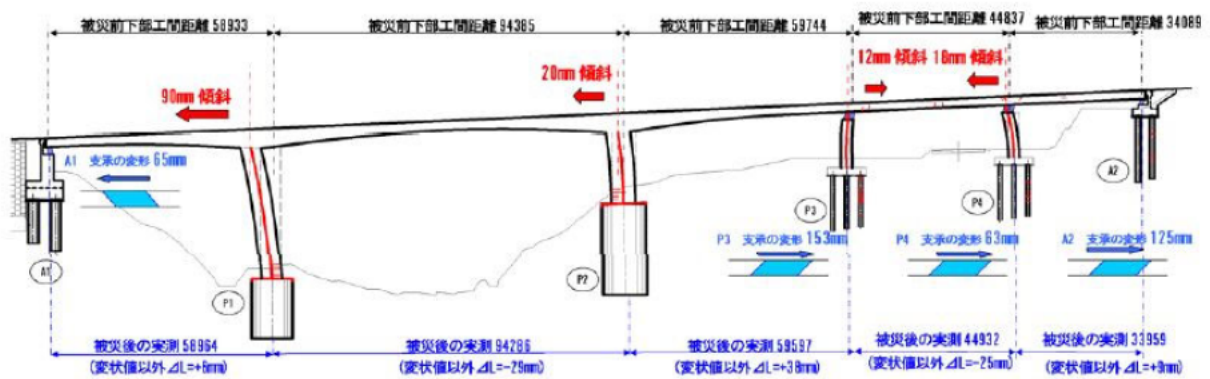


写真-4.25 尿前溪谷橋

尿前溪谷橋の A1 橋台側は、溶結凝灰岩の硬質部と軟質部との層境界付近の開口亀裂と地中内の柱状節理からなる斜面上にあり、道路計画に伴い斜面上部が切土され人工的な遷急線が形成されていた。これが今回の地震動によって、急激な緩みを生じさせ地山が崩壊し直接基礎が沈下したと報告されている。以上から、このような斜面上にある基礎は補強優先度が高いといえる。



谷子沢大橋全景 (左), 橋脚上の変位制限壁の破損 (右)
(地震直後 27)



地震後の測量結果



橋台壁前面のひび割れ注入工事



橋脚および橋台部の増し杭補強工事
(復旧工事)

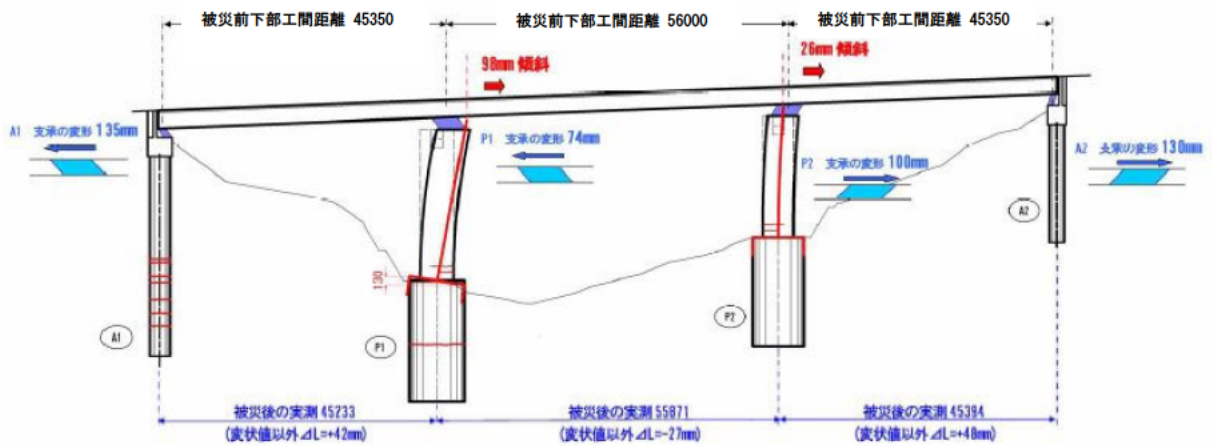
写真-4.26 谷子沢大橋



赤倉沢橋全景 (左), A2 橋台前面の地割れ(右)



ゴム支承の変形 (左), 横構・対傾構の座屈 (右)
(地震直後 27)



地震後の測量結果



A1 橋台の復旧工事 (増し杭による補強)

写真-4.27 赤倉沢橋

4.2 被害の傾向分析

大正 12 年の関東地震、昭和 23 年の福井地震では、基礎の支持力不足や、それに伴う下部構造の移動、傾斜が原因と考えられる落橋が生じた事例があった。また、昭和 39 年の新潟地震ではパイルベント橋脚を有する橋梁において、地震動による大きな振幅の発生、地盤の液状化・流動化発生により落橋を伴う大きな被害が生じた。しかし、その後の設計・施工技術の向上に伴い、最近では橋が安定を喪失するような甚大な被害は、主に橋脚躯体や支承に生じる場合がほとんどである。

道路橋において基礎は単独の基礎構造物ではなく、橋を構成する一つの部位である。道路橋が安定であるために基礎に課せられる役割は、橋の供用性の観点から鉛直力を支持すること、上部構造や橋脚からの水平力や転倒モーメントを支持すること、加えて、地震や風のような一時的な荷重に対しては、上部構造や橋脚からの水平力や転倒モーメントに対して必要な復元力を与えることである。したがって、基礎は、

- 1) 静的または一時的な鉛直力、水平力、および転倒モーメントに対して十分な支持力を有するように根入れが行われていること
- 2) 変動作用である上部構造や橋脚からの水平力や転倒モーメントに対して復元力を与えるように部材や地盤が抵抗すること

が必要とされる。さらに、

- 3) 基礎が支持されている地盤が堅固であり、かつ地盤自体に大きな残留変位が生じるような状況にならないこと

が必要である。言い換えると、これらの条件が満たされなくなれば、基礎の被害が原因で橋が安定を喪失する恐れがあることが、過去の地震被害からわかる。

例えば、1) で述べた地盤の支持力不足がある場合、橋に大きな沈下を引き起こす恐れがある。昭和 23 年の福井地震では、写真-4.2 に示した基礎の支持力不足により落橋した報告がある。昭和 39 年の新潟地震では、写真-4.6 に示した剛性の低いパイルベント橋脚が採用された昭和 39 年大橋において、地盤の液状化により水平支持力が不足したことで、採用した構造形式の振動特性により大きな水平変位が生じ落橋した報告がある。そして、基礎の安定が喪失するほどのことはないが、過大な残留変位が生じると、橋の供用性、早期の交通回復に影響を及ぼすだけでなく、例えば橋台では、桁と橋台が接触することで躯体前面がひび割れたり、橋台が上部構造を押し出すことで中間橋脚部に掛け違い部を有する場合には、想定以上の断面力が中間橋脚に作用し、橋脚の破壊つまり落橋の可能性が懸念される。過去の橋台支承、躯体、基礎の被害の主要因は液状化により地盤抵抗を喪失することによって、橋台前面が移動し基礎に損傷が生じることによるものであり、平成 19 年の新潟県中越沖地震でも確認されている。

2) の上部構造からの水平力に対し、基礎が十分な耐力および変形性能を有していない場合の変状を述べる。杭基礎において、上部構造からの荷重に対する復元力を与えるために最も重要な部位である杭頭部でせん断破壊が生じてしまうと、基礎の復元力が発揮されないことになる。特に、古い既製コンクリート杭は横拘束鉄筋量が少なく、耐力および変形性能ともに乏しい。平成 7 年の兵庫県南部地震による地震被害においても、建築基礎において杭体のせん断破壊が多数認められている。以上から、地盤の液状化が生じた場合には、地盤の水平抵抗にも期待できなくなるので、横拘束鉄筋の少ない既製コンクリート杭は特に損傷が生じる懸念が多くなる。

- 3) の地盤自体に大きな残留変位が生じることにより懸念される被害として、平成 7 年の兵庫県

南部地震における西宮港大橋の側径間の落橋がある。平成 16 年の新潟県中越地震では斜面上にある基礎において、基礎の周辺斜面が崩壊し、常時の支持に不安が生じた事例がある。また斜面地盤の移動に伴い、基礎が被害を受けた事例は平成 20 年の岩手・宮城内陸地震でも確認されている。

4.3 基礎の耐震補強における優先順位の提案

平成14年の道路橋示方書では、基礎に塑性化を考慮する場合、基礎の限界状態は復旧に支障となるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態としている。しかし、多数の橋梁に甚大な被害が生じた兵庫県南部地震においても基礎本体の損傷が主な要因となった落橋事例はなかったため、基礎の耐震補強の優先度は相対的に低くなっている。また、平成17年度から平成19年度にかけて実施された「耐震補強3箇年プログラム」でも、橋梁に甚大な被害をもたらした事例が少ない基礎については対象となっていない。したがって、平成14年の道路橋示方書相当の耐震性能を確保するためには、基礎を中心としてまだ耐震補強が必要な橋量が存在する。前述した過去の被災事例とその傾向分析から、橋梁基礎に耐震補強が必要となる条件は、基礎部材の脆性的な破壊により、基礎に大きな残留変位が生じたり、地震後の支持力、余震に対する抵抗力が低下するなどの可能性がある場合が該当し、耐震補強の優先順位を整理すると次のようになる。

- (a) 既往の被災事例で数多く報告されている地盤の液状化に伴う基礎周辺地盤の水平抵抗低下に伴い、基礎部材に脆性的な破壊が生じるケース
- (b) 施工性を優先し、振動特性を無視した極端に剛性や余裕が低い突出構造（パイルベント橋脚、突出ケーソン基礎）に残留変位、破壊が生じるケース
- (c) 液状化後の地盤の流動化によって地盤自体が移動し、基礎にも残留変位が生じるケース
- (d) 新潟県中越地震や岩手・宮城内陸地震で見られた斜面上にある基礎において、基礎の周辺斜面が崩壊し、杭頭が露出や基礎底面地盤の傾斜など常時の支持力に不安が生じるケース

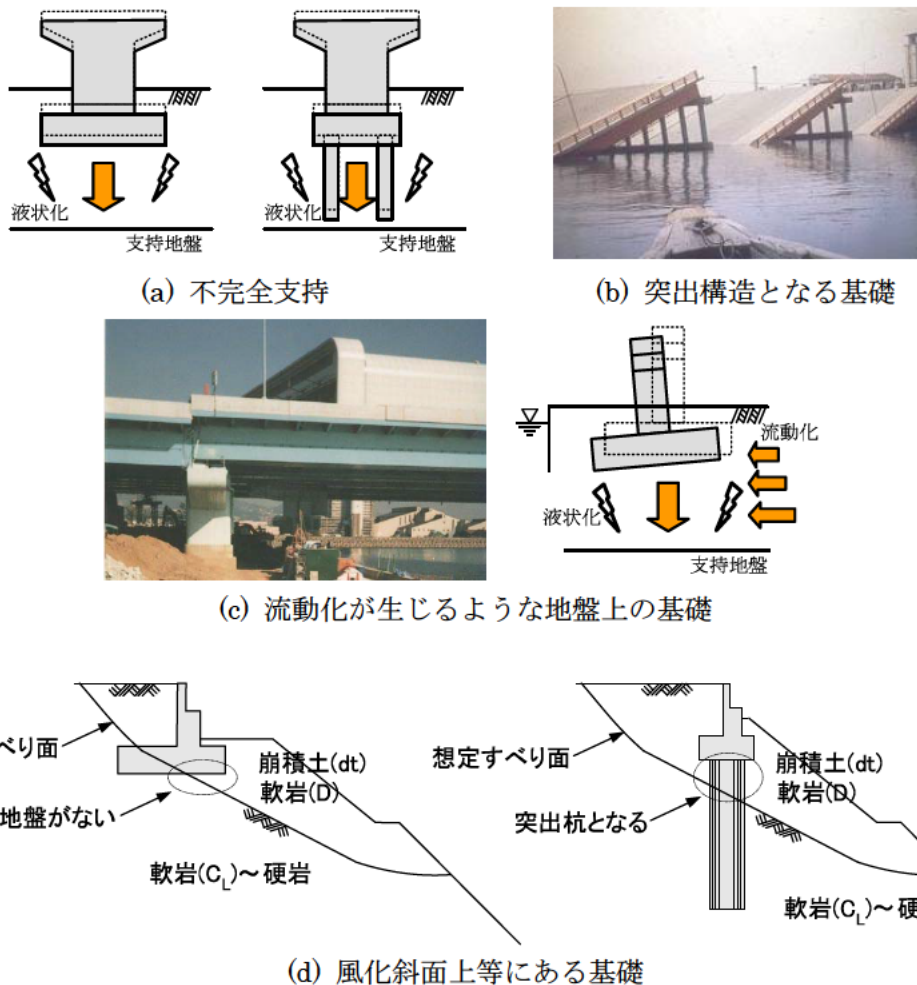


図-4.16 補強優先度の高い基礎の状態

5. 設計基準および施工技術の変遷から見た基礎補強の優先順位に関する考察

5.1 設計基準の変遷

わが国の道路橋に関する設計基準は、表-5.1、表-5.2に示すように大正15年の「道路構造に関する細則案」を皮切りに、順次整備されてきた。下部構造および耐震設計に関する設計指針についても、たびたび発生した大地震への対応や、新たな研究成果を反映させる形でその都度改訂^{5) 34)}がなされてきている。

大正15年の「道路構造に関する細則案」において初めて設計荷重として地震力の規定が盛り込まれた。ここでは、地震荷重は橋梁の所在地方における最強地震力により橋梁の各部に最大応力を生ずるものを用いることと規定されているが、具体的な数値及び計算方法については示されていない。細則案に代わって、昭和14年には「鋼道路橋設計示方書案」が刊行され、設計震度の標準値として水平加速度を0.2g、鉛直加速度を0.1gとし、架橋地点の状況を考慮してこれを増減することが規定された。その後改定された昭和31年の「鋼道路橋設計示方書」では、水平震度は地域と地盤の種類によって0.10~0.35の値を用いることとし、鉛直震度は0.1を標準とすることが規定された。その後、昭和39年の新潟地震では液状化に伴う下部構造の過大な移動（沈下、側方流動）による落橋が見られた。そして、昭和46年には、耐震に関する調査研究の成果、新潟地震の被害経験を踏まえ、「道路橋耐震設計指針」が制定された。ここでは、設計震度は標準設計震度を0.2とし、これを地域、地盤条件及び橋梁の重要度に応じて統一的に定めるとともに、高橋脚等比較的振動しやすい橋については応答の増幅を考慮した修正震度法が導入された。さらに液状化や落橋防止構造に対する考え方が示された。昭和55年には、「道路橋示方書V 耐震設計編」として改定され、脆性破壊防止のためにRC橋脚に関して、震度法あるいは修正震度法による設計震度に1.3以上の係数を乗じた値に対して地震時変形性能の照査が定められた。平成2年の耐震設計編では、RC橋脚に関して、0.7~1.0の震度に対して地震時保有水平耐力の照査が望ましいとされた。平成7年に発生した兵庫県南部地震の被害を受けて、復旧仕様が示され耐震設計法が大きく見直された。平成8年の耐震設計編で、橋の耐震設計は橋の重要度に応じて必要な耐震性能を確保するという規定が盛り込まれた。

続いて、下部構造の設計基準に関しては、昭和39年以降、下部工躯体や各基礎形式に対し、設計指針をとりまとめた「道路橋下部構造設計指針」が刊行された。その後、昭和55年に「道路橋示方書IV 下部構造編」として統合された。これまで下部構造の設計は、常時と震度法レベルの地震に対して、沈下、滑動、転倒など基礎の安定に関しては許容支持力などを照査し、部材の設計は許容応力度法によることとなっていた。そして、平成8年の下部構造編で、RC橋脚躯体に加えて、フーチング、杭、ケーソン等の基礎本体の設計と基礎の安定計算でも地震時保有水平耐力レベルの照査を行うこととなった。平成14年の道路橋示方書Vには、液状化が生じる地盤にある橋台基礎の応答値と許容値が規定された。

表-5.3には、下部構造設計指針、道路橋示方書に追加・削除された基礎形式の変遷を示している。その中で、昭和51年のくい基礎設計篇で木杭が、平成2年の道路橋示方書で鋼杭が、最近では平成8年の道路橋示方書でPC杭が削除されている。

表-5.1 基礎の耐震性に関わる主な基準の変遷（その1）

年次	主な地震	基準・指針		設計震度と計算法	液状化対策
		耐震	下部構造		
1926(T15)	1923 関東地震 (M7.9)	道路構造に関する細則案		<ul style="list-style-type: none"> ・ 最強地震力を考慮する。ただし、具体的な数値、計算方法は示されず ・ 震度法による耐震計算 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 規定なし
1939(S14)	1948 福井地震 (M7.3)	鋼道路橋設計示方書案		<ul style="list-style-type: none"> ・ 水平加速度 0.2g および鉛直加速度 0.1g 標準 ・ 震度法による耐震計算 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 規定なし
1956(S31)	1952 十勝沖地震 (M8.1)	鋼道路橋設計示方書		<ul style="list-style-type: none"> ・ 水平震度は 0.1~0.35 とし、地盤別、地域別に 9 種類に分類して規定 ・ 震度法による耐震計算 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 規定なし
1964(S39)	1964 新潟地震 (M7.5)	鋼道路橋設計示方書	道路橋下部構造設計指針：くい基礎の設計篇	<ul style="list-style-type: none"> ・ 同上 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 規定なし
1966(S41)			道路橋下部構造設計指針：調査及び設計一般篇		
1968(S43)			道路橋下部構造設計指針：橋台・橋脚の設計篇		
1968(S43)			道路橋下部構造設計指針：直接基礎の設計篇		
1970(S45)			道路橋下部構造設計指針：ケーソン基礎の設計篇		
1971(S46)	1971 サンフェルナンド地震(M6.6)	道路橋耐震設計指針		<ul style="list-style-type: none"> ・ 震度法（地域別、地盤別、重要度補正係数を考慮）による耐震計算 ・ 応答を考慮した修正震度法 ・ 設計水平震度 (0.1~0.3) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 液状化の可能性を現位置特性、土質特性により判定し、液状化する土層の支持力を無視
1973(S48)			道路橋下部構造設計指針：場所打ちくい基礎の設計施工篇		
1976(S51)	1978 宮城県沖地震(M7.1)		道路橋下部構造設計指針：くい基礎の設計篇		
1980(S55)	1983 日本海中部地震(M7.7)	道路橋示方書V耐震設計編	道路橋示方書IV下部構造編	<ul style="list-style-type: none"> ・ 震度法（地域別、地盤別、重要度補正係数を考慮）による耐震計算 ・ 応答を考慮した修正震度法 ・ 設計水平震度 (0.1~0.3) ・ 地震時変形性能の照査法 ・ 動的解析の位置づけを行い、設計地震入力を規定 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 土の液状化強度と地震荷重の比較による合理的な判定方法を規定し、液状化の程度に応じて土層の土質定数を低減
1990(H02)	1989 ロマブリエータ地震(M7.1)	道路橋示方書V耐震設計編	道路橋示方書IV下部構造編	<ul style="list-style-type: none"> ・ 比較的生じる可能性の高い中規模程度の地震に対しては構造物としての健全性が損なわれず、大正12年の関東地震のような稀に起こる大きな地震に対して落橋などが生じないことを目標 ・ 震度法と修正震度法を統合し、新たに震度法（地域別、地盤別、重要度別、固有周期補正係数を考慮）による耐震計算 ・ 設計水平震度 (0.1~0.3) ・ 連続橋の耐震計算法を規定 ・ RC 橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査を規定 (0.7~1.0) ・ 動的解析による安全性の照査方法を規定 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 砂質土層の液状化強度の算定方法に細粒分の影響を考慮し、液状化判定を高度化
1993(H05)	1993 釧路沖地震 (M7.8)、北海道南西沖地震(M7.8)		道路橋示方書IV下部構造編		

表-5.1 基礎の耐震性に関わる主な基準の変遷（その1）（続き）

年次	主な地震	基準・指針		設計震度と計算法	液状化対策
		耐震	下部構造		
1995(H07)	1994 ノースリッジ地震(M6.6), 北海道東方沖地震(M8.1) 1995 兵庫県南部地震(M7.3)	兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様		<ul style="list-style-type: none"> ・ 同上, さらに以下を追加 ・ 平成7年兵庫県南部地震のように発生頻度が極めて低いマグニチュード7級の内陸直下型地震による地震動を考慮 ・ 強度を向上させると同時に, 変形性能を高めて橋全体系として地震に耐える構造を目指す ・ 地震動と橋の重要度に応じて橋の耐震性能を確保することを目標(健全性を損なわない, 致命的な被害を受けない, 限定された損傷にとどめる) ・ 地震の影響の大きい部材(RC橋脚, 鋼製橋脚, 基礎, 支承等)に対する地震時保有水平耐力の照査の実施(設計震度:1.5~2.0) ・ 動的解析による兵庫県南部地震に対する安全性の照査 ・ 免震設計の採用 ・ ねばり強い構造のための配筋細目等 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 液状化の判定範囲を拡大(礫質土等)するとともに, 流動化の影響を考慮
1996(H08)		道路橋示方書V耐震設計編	道路橋示方書IV下部構造編	<ul style="list-style-type: none"> ・ 同上 ・ RC橋脚, 鋼製橋脚の設計法の高度化(せん断応力度の寸法効果の考慮, 変形性能評価式, コンクリートを充填しない場合の鋼製橋脚の設計法) 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 液状化判定法(判定範囲, 地震力, 地盤定数の低減法)を改訂 ・ 流動化の判定法と設計流動力の設定による液状化, 流動化を考慮した設計法を導入
2002(H14)	2003 三陸南地震(M7.1), 宮城県北部地震(M6.4), 十勝沖地震(M8.0) 2004 新潟県中越地震(M6.8)	道路橋示方書V耐震設計編	道路橋示方書IV下部構造編	<ul style="list-style-type: none"> ・ 同上 ・ 性能規定型基準への改定 ・ 耐震性能1~3(健全性を損なわない性能, 損傷が致命的とならない性能, 損傷が限定的となり, 機能回復が速やかに行い得る性能)の定義, 性能の観点, 限界状態の設定法 ・ 鋼製橋脚の設計法, 橋台基礎の設計法, 上部構造の限界状態評価法の高度化等 ・ 動的解析の活用 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 同上

表-5.2 基礎の耐震性に関わる主な基準の変遷（その2）

年次	主な使用材料と許容応力度		RC 部材の設計	杭基礎	ケーソン基礎
	鉄筋	コンクリート			
1926(T15)	大正初期に米国から異形棒鋼が輸入・使用されたが、関東地震以降は丸鋼のみが使用される。 $\sigma_a = 120\text{N/mm}^2$				
1939(S14)					
1956(S31)	異形棒鋼(SSD39,49)が使用され始めるが、丸鋼(SS39,49)が主流である。 $\sigma_a = 140\text{N/mm}^2$	$\sigma_{ck} = 14\text{---}30\text{N/mm}^2$ $\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$ $\sigma_a = 7\text{N/mm}^2$ $\tau_{al} = 0.65\text{N/mm}^2$			
1964(S39)	JIS が統合され、SS39 は SR24 に、SSD39 は SD24 になる。 SR24(235)が主流 $\sigma_a = 140\text{N/mm}^2$	明確な記載なし $\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$ $\sigma_a = 7\text{N/mm}^2$ $\tau_{al} = 0.6\text{N/mm}^2$		<ul style="list-style-type: none"> ・ 支持杭を原則と規定 ・ 慣用法による計算 ・ 水平方向地盤反力係数は、載荷試験により求めるか、図表を用いて N 値より算出 ・ 鉛直支持力は、載荷試験による方法の他、くい打ち公式、Terzaghi の式、Meyerhof の式等から総合的に判断 	
1966(S41)					
1968(S43)					
1968(S43)					
1970(S45)	1970 年代に入ると、SD30(295)が主流となる。 $\sigma_a = 160\text{N/mm}^2$				<ul style="list-style-type: none"> ・ 剛体と仮定した計算 ・ 地中震度および鉛直震度(0.1)を考慮
1971(S46)					
1973(S48)					
1976(S51)				<ul style="list-style-type: none"> ・ 変位法による計算を原則と規定 ・ 水平方向地盤反力係数の算出法が変更（杭径とひずみ依存性を考慮、常時と地震時は同値） ・ 打込み杭・場所打ち杭の支持力推定式を規定 ・ 使用実績が少ない木杭の規定を削除 	
1980(S55)		$\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$ が主流 $\sigma_a = 7\text{N/mm}^2$ $\tau_{al} = 0.36\text{N/mm}^2$ 水中コンクリートの許容応力度を緩和	<ul style="list-style-type: none"> ・ 曲げ・軸力・せん断力に対するコンクリートの照査法を規定 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 許容水平変位量（基準変位量）として、常時 10mm、地震時 15mm を例示 ・ 場所打ち杭の先端支持力度（砂礫層）を低減 ・ 打込み杭・場所打ち杭の周面摩擦力度を緩和 ・ 中掘り杭の支持力算定式を規定 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 地中震度および鉛直震度が削除 ・ 許容水平変位を規定（数値は規定せず） ・ 壁厚を 50cm 以上に規定
1990(H02)			<ul style="list-style-type: none"> ・ はりの最小鉄筋量を変更 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 換算載荷幅を用いた水平方向地盤反力係数の算定法 ・ 地震時の値は常時の 2 倍と規定 ・ 許容水平変位量は、杭径の 1% と 15mm の大きい方の値 ・ 鋼管杭の杭頭結合方法が、鋼板+鉄筋溶接から中詰めコンクリートへ変更 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 許容水平変位を基礎幅の 1%かつ 5cm 以下に規定 ・ 許容鉛直支持力度の上限値を規定
1993(H05)					
1995(H07)					
1996(H08)	SD345 が主流となる。 $\sigma_a = 200\text{N/mm}^2$	$\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$ が主流となる。 $\sigma_a = 8\text{N/mm}^2$ $\tau_{al} = 0.23\text{N/mm}^2$	<ul style="list-style-type: none"> ・ 場所打ち杭の帯鉄筋の配置間隔を 50cm 以下⇒30cm 以下に変更 ・ せん断強度を変更 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 既製コンクリート杭のせん断補強鉄筋の細目を規定 ・ 中掘り杭の先端支持力度を緩和 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 弾性柱状体とした計算 ・ 前面水平方向地盤反力度の照査を削除 ・ 側壁の配筋細目を規定
2002(H14)				<ul style="list-style-type: none"> ・ 場所打ち杭の先端支持力（砂礫層）を緩和 ・ 中掘り杭の周面摩擦力度を緩和 ・ プレボーリング・鋼管ソイルセメント杭工法を規定 	

表-5.3 下部構造に関する規定の変遷

	改定内容等	杭基礎										直接基礎	ケーソン基礎	鋼管矢板基礎	地中連続壁	
		鋼管杭	H鋼杭	場所打ち杭	RC杭	PC杭	PHC杭	木杭	鋼管ソイルセメント杭	SC杭						
S39.3	くい基礎の設計篇	杭基礎に関する初めての設計指針	○	△	○											
S41.11	調査および設計一般篇	調査, 荷重, 材料, 許容心力度・支持力を整理														
S43.3	橋台・橋脚の設計篇, 直接基礎の設計篇	躯体の設計手法, 直接基礎の設計指針											○			
S43.10	くい基礎の施工篇	既製杭の施工についての記述	○		○											
S45.3	ケーソン基礎の設計篇	ケーソン基礎に関する初めての設計指針												○		
S48.1	場所打ち杭の施工, 構造細目, 施工についての記述	場所打ち杭の工法, 構造細目, 施工についての記述 設計手法は, くい基礎の設計篇に準拠						○								
S51.8	くい基礎の設計篇	技術の進歩, 調査・研究成果を盛り込む 場所打ち杭も規定, 木杭が消える	○		○											
S52.11	ケーソン基礎の施工篇	ケーソン基礎の施工に必要な事項を記述												○		
S55.5	道路橋示方書 下部構造編	各基礎形式の指針を統合, 他編(1~V)との整合	○		○									○		
S59.2	鋼管矢板基礎設計指針	「S47 矢板式基礎の設計と施工指針」を橋梁基礎に体系付けた設計指針													○	
H2.2	道路橋示方書 下部構造編	鋼管矢板基礎を規定 H鋼杭が消える	○		○									○		
H3.7	地中連続壁基礎設計施工指針	S50以降着実に施工実績が増えた地中連続壁基礎の設計施工指針														○
H6.2	道路橋示方書 下部構造編	車両の大型化による活荷重の見直し	○		○									○		
H8.12	道路橋示方書 下部構造編	地震時保有水耐力方法が導入される PC杭が消える	○		○									○		
H14.3	道路橋示方書 下部構造編	鋼管ソイルセメント杭, SC杭を規定 既製杭の変位緩和を規定 液状化地盤上の橋台基礎に地震時保有水耐力方法	○		○									○		○

前述のように昭和 55 年に、これまでの道路橋下部構造設計指針が統合され、道路橋示方書に改められた。その中で、せん断力を受ける鉄筋コンクリート部材の許容せん断応力度が見直された。表-5.4 に示すように許容せん断応力度の内容が、従来の最大せん断応力度から平均せん断応力度で算出するように変更されるとともに、そのときの許容値も大幅に減じている。その値は、ヨーロッパ委員会 (CEB) の勧告などにより、コンクリートだけで斜め引張応力を受けさせる場合で、許容応力度が従来の約 1/2、コンクリート設計基準強度の 1.5%程度 の値となる。

具体的には、下部構造設計指針ではコンクリートのみでせん断力を負担させる設計と、これを超えた場合にコンクリートの負担できる分は見込まず、斜め引張鉄筋のみでせん断力を負担できるように鉄筋を配置する設計であった。その後の昭和 55 年の道路橋示方書への改訂によって、コンクリートの許容せん断応力度を引き下げると合わせて、これまでの知見をもとにコンクリートが斜め引張鉄筋と共同してせん断力を負担できるとする設計手法に変更となった。このため、改訂以前の基準では、許容値を満足していたものが平成 14 年の道路橋示方書でせん断照査を実施したところ、設計地震力の増加によって設計せん断力が増加し、コンクリートのみでせん断力を負担させたときの許容値を満足しない事例が存在することが考えられる。しかしながら、許容せん断応力度を超えない範囲でもコンクリートと斜め引張鉄筋が共同して、せん断力を負担できることから最小鋼材量の規定により種々の鉄筋が配置されている既往の構造物については、許容せん断応力度に関わらずコンクリートと鉄筋が共同してせん断力を負担できると考えることができるため、許容せん断応力度の引き下げによって直ちにせん断力に対する安全性が不足することはない。

表-5.4 コンクリートの許容せん断応力度

a) 道路橋下部構造設計指針

		鉄筋コンクリート (N/mm ²)			無筋 コンクリート (N/mm ²)
		18 以上 20 未満	20 以上 24 未満	24 以上	
コンクリートだけで斜め引張応力を受けさせる場合	梁の場合	0.6	0.65	0.7	0.5 以下とする
	版の場合	0.85	0.9	0.95	
斜め引張鉄筋を無視して計算した場合	せん断力による応力度	1.7	1.8	2.0	---
	せん断力とねじりによる応力度	2.0	2.2	2.4	

b) 昭和 55 年 道路橋示方書IV下部構造編

		コンクリートの設計基準強度 (N/mm ²)			
		21	24	27	30
コンクリートのみでせん断力を負担する場合	梁の場合	0.36	0.39	0.42	0.45
	スラブの場合				
斜め引張鉄筋と共同して負担する場合	せん断力のみの場合	1.6 (2.8)	1.7 (3.2)	1.8 (3.6)	1.9 (4.0)

()内は道路橋示方書IIIコンクリート橋編の値を示す。

5.2 施工技術の変遷

昭和 20 年代までは、掘削、杭打ち等の作業は人力主体であり、杭長も 10~15m 程度以下のものが多い。現在のような本格的な機械施工により長尺杭が施工出来るようになったのは昭和 30 年代に入ってからのものである³⁹⁾。また、それまで下部構造の設計に対し体系だったものが存在しなかったことを受け、昭和 39 年に日本道路協会より下部構造設計指針 くい基礎の設計篇が出版され、その中で、原則として支持杭を用いることが明文化された。したがって、1950 年代後半あるいは 1960 年代前半まで、杭基礎では、施工能力の制約から良質な支持層に達していない杭や、今日的な観点から見たときに適切でない条件下で摩擦杭が選定された例もあるものと思われる。表-5.6 に施工技術の変遷を整理する。

(a) 杭基礎

杭打ち工法は、ヤットコ等による木杭から、スチームハンマ等による RC 杭、鋼管杭の打込み工法が長らく主流であった。杭打ち機はその後、1960 年代にディーゼルハンマ、バイブロハンマが導入され、スチームハンマは姿を消した。高度成長期には、打込み工法が多数施工されたが、騒音および振動の環境対策により 1970 年代に激減した。このころまでに、RC 杭は PC 杭、PHC 杭にとって替われ、ほとんど姿を消すことになった。

場所打ち杭は、1950 年代に導入された 3 大工法（オールケーシング工法、アースドリル工法、リバース工法）により一般化され、環境対策工法として 1970 年代に急速に普及し、現在では多くの橋梁基礎に採用されている。

既製杭はその後、中掘り工法の確立、低騒音の油圧ハンマの開発により、打込み工法が復活し、現在では主に小規模の橋梁や軟弱地盤上の橋梁基礎に多く採用されている。その後も施工技術は時代の背景に合わせて、高支持力のものや排土が少ない工法が開発され鋼管ソイルセメント杭工法やプレボーリング杭工法が基準化された。

(b) ケーソン基礎

ケーソン基礎の歴史は古く、特にオープンケーソンに至っては井戸掘り工法で支持層まで支柱を構築した、いわゆるウエル（井筒工法）に行き着く。橋梁基礎として用いられたのは明治時代からで、石積みやレンガ積みの箱枠工法のようなものから出発し、無筋コンクリート、RC および PC のケーソン工法へと発展した。当初は、主な目的が鉛直支持力確保であり、躯体は石積み、レンガ積み、無筋コンクリートであったが、軟弱地盤上や多層地盤で、ある程度の長さ以上になると施工上からも一定の曲げ剛性が必要となり、躯体は RC 製となった。

ケーソン基礎には、表-5.5 に示すように施工方法の違いによりオープンケーソン、ニューマチックケーソンがある。初期のオープンケーソン基礎は、人力による掘削が主体であったが、掘削深の増大に伴い、現在のグラブ等による掘削となった。一方、ニューマチックケーソン基礎は、大正時代末期に導入され、各種の細部構造の設計法を整備し、国内で独自の発展を遂げた。当初は人力による掘削であり、高気圧下での作業による潜函病の防止対策が必要であった。1970 年代後半から作業室内の自動化が試行され、現在ではほぼ完全な自動掘削が可能となっている。

表-5.5 ケーソン基礎形式

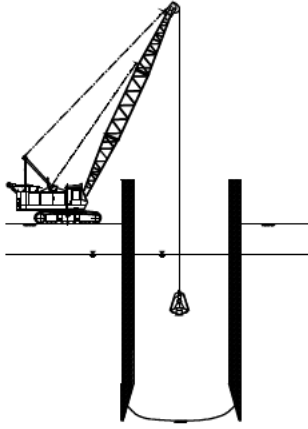
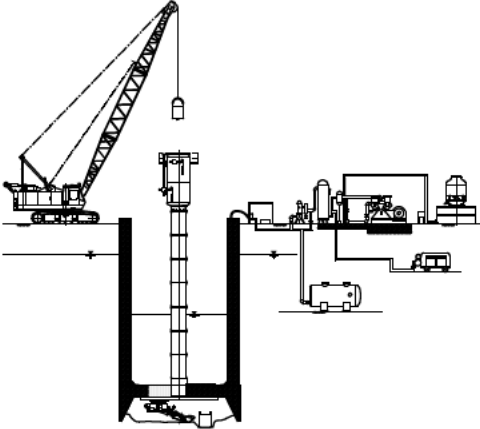
	オープンケーソン	ニューマチックケーソン
概略図		
施工法	<p>中空内部の土砂をバケットで掘削・排土しながら沈下させる</p>	<p>ケーソン下部に作業室を設け、圧気し水を排除した作業室内で人力または機械により土砂を掘削・排土しながら沈下させる</p>

表-5.6 施工技術の変遷

西暦	昭和	設計指針				杭基礎				場所打ち杭	深礎杭	オープン	ケーソン基礎	ニューマチック	
		下新構造	耐震	木杭	RC杭	PG杭	既設杭	PHC杭	鋼管杭						施工機械
1860	慶応														
1870															
1880															
1890	明治														
1900															
1910															
	大正														
1930															
1940															
1950															
1960															
1970															
1980															
1990															
2000	平成														
2010															

西暦	昭和	設計指針	RC杭	PG杭	既設杭	PHC杭	鋼管杭	施工機械	場所打ち杭	深礎杭	オープン	ケーソン基礎	ニューマチック
1960		31 S6鉄筋コンクリート標準示方書											
		36 S11鉄筋コンクリート標準示方書											
		40 S16鉄筋コンクリート標準示方書											
		49 S24コンクリート標準示方書											
		56 S31コンクリート標準示方書											
		58 S39下部指針杭											
		68 S47下部指針杭											
		71 S46下部指針杭											
		76 S51下部指針杭											
		80 S55下部指針杭											
		84 S59鋼管矢張指針											
		88 S61コンクリート標準示方書											
		90 H2鋼管新築指針											
		96 H8鋼管新築指針											
		02 H14鋼管下部指針杭											

西暦	昭和	設計指針	RC杭	PG杭	既設杭	PHC杭	鋼管杭	施工機械	場所打ち杭	深礎杭	オープン	ケーソン基礎	ニューマチック
1960		56 S31下部指針杭											
		68 S47下部指針杭											
		71 S46下部指針杭											
		76 S51下部指針杭											
		80 S55下部指針杭											
		84 S59鋼管矢張指針											
		88 S61コンクリート標準示方書											
		90 H2鋼管新築指針											
		96 H8鋼管新築指針											
		02 H14鋼管下部指針杭											

西暦	昭和	設計指針	RC杭	PG杭	既設杭	PHC杭	鋼管杭	施工機械	場所打ち杭	深礎杭	オープン	ケーソン基礎	ニューマチック
1960		56 S31下部指針杭											
		68 S47下部指針杭											
		71 S46下部指針杭											
		76 S51下部指針杭											
		80 S55下部指針杭											
		84 S59鋼管矢張指針											
		88 S61コンクリート標準示方書											
		90 H2鋼管新築指針											
		96 H8鋼管新築指針											
		02 H14鋼管下部指針杭											

西暦	昭和	設計指針	RC杭	PG杭	既設杭	PHC杭	鋼管杭	施工機械	場所打ち杭	深礎杭	オープン	ケーソン基礎	ニューマチック
1960		56 S31下部指針杭											
		68 S47下部指針杭											
		71 S46下部指針杭											
		76 S51下部指針杭											
		80 S55下部指針杭											
		84 S59鋼管矢張指針											
		88 S61コンクリート標準示方書											
		90 H2鋼管新築指針											
		96 H8鋼管新築指針											
		02 H14鋼管下部指針杭											

5.3 使用材料の変遷

道路橋基礎に用いられてきた材料は、そのほとんどが鋼材とコンクリートであり現在でも変わっていない。表-5.2 に使用材料の変遷を整理する。

(1) 鋼材

使用目的は、鋼管杭、鋼管井筒等の基礎本体と、鉄筋コンクリート部材の補強鉄筋が主である。

鉄筋は、戦前から 1960 年代まで主に丸鋼が用いられてきたが、JIS 規格の制定を機に異形棒鋼が普及し、現在ではほとんど異形棒鋼が用いられている。鉄筋種類として、丸鋼は SR235 が、異形棒鋼は SD295 が主に用いられてきたが、近年ではより高強度の SD345 が主流となっている。

鋼管については、一般構造用、溶接構造用圧延鋼材と同じ強度（主に 400 材）が用いられており、設計荷重や設計地震力の増加に伴い、高強度（490 材）のものも用いられるようになった。

(2) コンクリート

1900 年頃までの初期のコンクリート構造物は、大断面の無筋コンクリート橋台などが主であり、コンクリートもかなり固練りのものを木蛸などで叩き込んで施工されていた。

鉄筋コンクリート構造の普及に伴い、コンクリートも鉄筋の隅々にまで打ち込まれるよう、固練りから軟練りの方向へと変化した。

初期のコンクリートは、現場での手練であったが、1914 年に本格的なコンクリートミキサの国産化により、機械練りへと移行していき、容積計量から質量計量方式へと移行し、1950 年頃まで使用された。その後は、生コンクリート工場の増加により、自動計量システムによる工場練りのレディーミクストコンクリートとなり、打ち込み方法もミキサー車からのポンプ圧送となり現在に至っている。

コンクリート強度は、昭和 41 年の下部工設計指針では、鉄筋コンクリートで $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2\sim 24\text{N/mm}^2$ が規定されていたが、昭和 55 年の道路橋示方書以降は、 $\sigma_{ck}=21\text{N/mm}^2\sim 30\text{N/mm}^2$ となっている。現在では、耐久性の観点から $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ が主流となっている。

5.4 基礎の耐震補強における優先順位の提案

昭和 23 年の福井地震や昭和 39 年の新潟地震では基礎の損傷により被災した橋梁が多かった。しかし、その後の施工技術や使用材料の進歩、昭和 46 年の道路橋耐震設計指針から取入れられた液状化判定技術の導入などの耐震設計法の充実により基礎の損傷による地震被害は減少してきた。この他にも例えば、フーチング周辺地盤の受働土圧抵抗を設計上見込んでいないことや、周辺地盤の地盤抵抗によって部材変形が分散される効果、杭基礎などは複数の部材からなる構造系であるという冗長性、基礎の浮上りによるエネルギー吸収効果を耐震設計に見込んでいないこと、そして、伝統的に行われてきた水平変位の制限による剛性や強度の付与の効果が合わさった結果、基礎は図-5.1 に示すように地震に対し安全余裕度の高い構造になったものと考えられる。

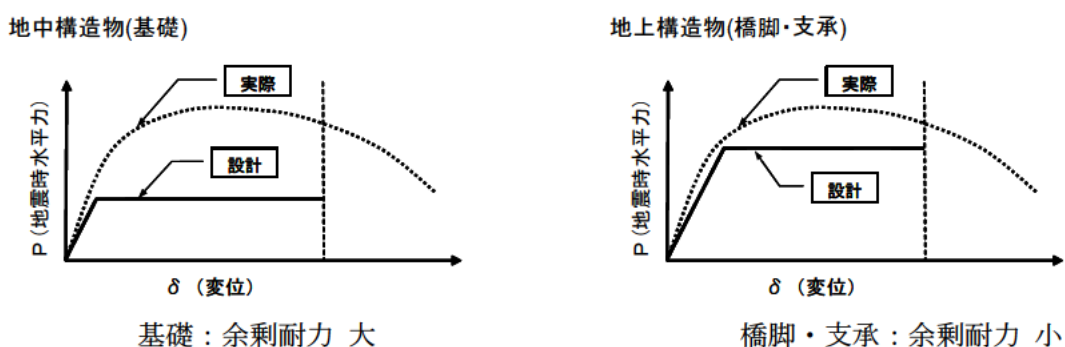


図-5.1 各部材の余剰耐力

前述したように設計年代に応じて、設計手法が大きく変わっている。中でも昭和 46 年の道路橋耐震設計指針で液状化による設計が取り入れられ、耐震設計も修正震度法となり現在のレベル 1 地震相当の地震力を作用させることとなっている。基礎で言えば昭和 55 年の道路橋示方書で、場所打ち杭の杭先端地盤の極限支持力度が低減され、それ以前のは耐震性が劣る可能性がある。具体的な変更点を表-5.7～表-5.9 に整理する。

液状化による設計が導入されたのは、表-5.7 に示すように昭和 39 年の新潟地震以後の昭和 46 年耐震設計指針からであり、これを機に耐震性能が大きく向上していると思われる。その後、昭和 55 年の道路橋示方書から細粒分の影響を考慮し、低減係数 D_E を F_L 値に応じて与えることが規定された。そして、平成 14 年の道路橋示方書にある液状化の低減係数 D_E に改訂されたのは、兵庫県南部地震以後の平成 8 年の道路橋示方書からである。

表-5.8 に示すようにレベル 1 地震動の設計水平震度は、昭和 46 年の道路橋耐震設計指針以降、平成 14 年の道路橋示方書と同じ水平震度を使用するようになっている。

表-5.9 に示すように杭基礎の許容支持力度は、周面摩擦力度や極限支持力度の見直しにより低減または緩和されてきている。中でも、場所打ち杭はその影響度が強く算出式だけ見ると、昭和 39 年と昭和 51 年で許容支持力度が現行基準のものより大きく評価されている可能性がある。

表-5.7 液状化判定の変遷

		昭和46年耐震設計指針	昭和55年道路橋示方書V編	平成2年道路橋示方書V編	平成8年道路橋示方書V編
液状化	対象土層	GL-10m以内の飽和砂質土	地下水位がGL-10m以内かつGL-20m以内の飽和砂質土	地下水位がGL-10m以内かつGL-20m以内の飽和砂質土	地下水位がGL-10m以内かつGL-20m以内の飽和砂質土
	地盤の物性値	$N \leq 10$	D_{50} が $0.02 \sim 2.0$ mm	D_{50} が $0.02 \sim 2.0$ mm	$FC \leq 35\%$ または $FC > 35\%$ の $I_p \leq 15$
		均等係数が6以下			$D_{50} \leq 10$ mm
		D_{20} が $0.04 \sim 0.5$ mm			$D_{10} \leq 1$ mm
	判定する震度	---	$k_s = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot k_{so}$ $k_{so} = 0.15$	$k_s = C_z \cdot C_G \cdot C_1 \cdot k_{so}$ $k_{so} = 0.15$	$k_h = 0.30 \sim 0.80$
	判定式	---	$FL \leq 1.0$	$FL \leq 1.0$	$FL \leq 1.0$ 動的せん断強度比R考慮
設計	支持力を無視	土質定数の低減 $D_E = 0, 1/3, 2/3, 1$	土質定数の低減 $D_E = 0, 1/3, 2/3, 1$	土質定数の低減 $D_E = 0, 1/6, 1/3, 2/3, 1$	
流動化	記述なし	記述なし	記述なし	臨海部 $h \geq 5$ m, 護岸から100m以内 液状化地盤が連続する	

表-5.8 設計水平震度の変遷

		昭和31年鋼道路橋設計示方書 昭和39年鋼道路橋設計示方書	昭和46年 耐震設計指針 昭和55年 道路橋示方書V編	平成2年 道路橋示方書V編	平成8年 道路橋示方書V編
レベル1地震時 設計水平震度		地盤および地域に応じて変更 軟弱地盤: 0.20~0.35 やや良好: 0.15~0.30 良好地盤: 0.10~0.20	$k_h = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot k_o$ $k_o = 0.2$	$k_h = C_z \cdot C_G \cdot C_1 \cdot C_T \cdot k_{ho}$ $k_{ho} = 0.2$	$k_h = C_z \cdot k_{ho}$ I種地盤: $k_{ho} = 0.2$ II種地盤: $k_{ho} = 0.25$ III種地盤: $k_{ho} = 0.3$ 固有周期に応じて変化
補正係数	地域別 補正係数	—	v_1 A地域: 1.00 B地域: 0.85 C地域: 0.70	C_z A地域: 1.00 B地域: 0.85 C地域: 0.70	C_z A地域: 1.00 B地域: 0.85 C地域: 0.70
	地盤別 補正係数	—	v_2 1種: 0.9 2種: 1.0 3種: 1.1 4種: 1.2	C_G I種: 0.8 II種: 1.0 III種: 1.2	—
	重要度別 補正係数	—	路線としての重要度 v_3 1級: 1.0 (高速道, 国道, 主要地方道等) 2級: 0.8 *1級の橋で特別な場合は1.25	路線としての重要度 c_1 1級: 1.0 2級: 0.8	—
	固有周期別 補正係数	—	—	C_T I種: 1.25 II種: 1.25 III種: 1.25 固有周期Tに応じて変化	—
その他 (A地域, II種地盤)		やや良好な地盤で過去に大地震があった地域 0.20	$k_h = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot k_o$ $= 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.25 \cdot 0.2 = 0.25$	$k_h = C_z \cdot C_G \cdot C_1 \cdot C_T \cdot k_{ho}$ $= 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.25 \cdot 0.2 = 0.25$	$k_h = C_z \cdot k_{ho}$ $= 1.0 \cdot 0.25 = 0.25$

表-5.9 杭基礎の支持力算定式の変遷

		昭和39年道路橋下部構造設計指針 くい基礎設計篇	昭和51年道路橋下部構造設計指針 くい基礎設計篇	昭和55年 道路橋示方書V編	平成2年 道路橋示方書V編～
許容支持力		①載荷試験による方法 ②静力学公式による方法 ③くい打ち公式による方法 ④推定による方法	$R_u=1/n(R_u-W_s)+W_s-W$ $R_u=q_dA+U \sum 1_i f_i$	同左	$R_u=\gamma/n(R_u-W_s)+W_s-W$ 極限支持力推定法による補正係数 γ が追加 $R_u=q_dA+U \sum 1_i f_i$
極限 支持力度	打込み杭	・くい打ち公式により算出 AASHOの式 Hileyの式	支持層への根入れ10Dで現行の支 持力発揮	・先端支持力度が緩和 支持層への根入れ5Dで現行の支 持力発揮	同左
	場所打ち杭	・静力学公式による方法 Terzaghiの式 Meyerhofの式	砂れき層: $q_u=300\sim 750t/m^2$ (先端N値に応じて変化) 砂層: $q_u=300t/m^2$ 硬質粘性土層: $q_u=3q_u$	・砂れき層の上限値が低減 砂れき層および砂層: $q_u=300t/m^2$ 硬質粘性土層: $q_u=3q_u$	同左
	中掘り杭	—	—	新たに規定 最終打撃方式 セメントミルク噴出攪拌方式 コンクリート打設方式	セメントミルク噴出攪拌方式が緩 和
周面摩擦力度		—	既製杭: $f \leq 10$ (砂), $f \leq 12$ (粘) 場所打ち杭: $f \leq 12$ (砂), $f \leq 12$ (粘)	周面摩擦力が緩和 打込み杭: $f \leq 10$ (砂), $f \leq 15$ (粘) 場所打ち杭: $f \leq 20$ (砂), $f \leq 15$ (粘) 中掘り杭が追加	同左
許容引拔力		①引抜試験による方法 ②静力学公式による方法 ③推定による方法	$P_u=P_u/n+W$	同左	同左

そして、設計法の他に適切な構造細目が与えられてきたことも余裕度が増大した理由として挙げられる。例えば、場所打ち杭の杭頭部には、構造細目によって結果として十分な横拘束鉄筋が配置されており、じん性に富みかつせん断破壊を防ぐ構造にされていたことも被害を少なくした要因であると考えられる。一方で、過去の既製コンクリート杭は横拘束鉄筋量が少なく、既往の地震被害においても、建築基礎で杭体のせん断破壊やそれを原因とする建物の傾斜が多数認められている¹⁶⁾ことから、平成8年の道路橋示方書IVで、地震時に杭体が塑性化するおそれのある範囲に、スパイラル鉄筋を中心間隔100mm以下で配置することが規定された。

以上のことから、基礎の支持力不足、地盤条件、構造細目が耐震性判定の重要な要因であり、次のような条件を満たす基礎は、大地震に対する安全余裕度が相対的に小さいものと考えられる。

- (a) 過去の基礎の施工能力不足や技術レベルにより、良質な支持層に根入れされていないなど、常時・レベル1地震時の安定計算を満足しないような基礎。
- (b) 過去の既製コンクリート杭などに見られるように、横拘束鉄筋の量が少なく、部材のじん性およびせん断耐力が劣るもの。

基礎構造の設計手法や構造細目が設計年代に応じて変更となっている。したがって、過去の被災事例と設計基準の変遷から損傷度の判定に影響を与える要因としては、液状化の程度と変形性能を確保できる適切な構造細目となっているかである。特に、場所打ち杭については液状化の他、昭和55年後に設計されたかどうかで耐震性を評価するための指標となるようである。

6. 静的荷重漸増解析を用いた試設計計算

6.1 目的

本章では、平成8年の道路橋示方書より前の設計基準にしたがって設計された道路橋基礎が、2章で整理した既設道路橋基礎の耐震性能のどの区分に評価されるのかを検討するために、平成14年の道路橋示方書の手法に基づいた静的荷重漸増解析を行い、耐震性を評価する。ここで、耐震性を評価するための方法として2つある。その一つは当時の設計図書を収集することである。もう一つは復元設計であり、一般的な条件を仮定した上で過去の設計基準や使用材料を満足するように設計を行う方法がとられる。

設計基準のほかに基礎の耐震性や基礎の限界状態に与えるパラメータとして以下の項目がある。

- | | |
|---|---|
| 1) 耐震設計上の地盤種別 | : 地盤種別に応じて入力地震動が異なる |
| 2) 地形条件 | : 陸上, 河川, 海上, ダム湖, 斜面上に計画された橋梁 |
| 3) 周辺条件の違い | : 高架橋, 河川橋, 跨道橋, 跨線橋などの違い |
| 4) 上部構造の形式 | : 鋼桁橋, PC 桁橋, RC 桁橋といった荷重規模の違い |
| 5) 下部構造の形式 | : 下部工形式から決定される基礎の平面形状 |
| 6) 基礎形式 | : 各基礎形式に応じた支持機構や限界状態の違い |
| 7) 基礎の寸法や形状 | : 支持力に対する寸法効果, 群杭効果等 |
| 8) 道路橋示方書における $\beta \cdot L_e$ | : 直接基礎, 柱状体基礎の周辺地盤抵抗の違い |
| 9) 支持層の条件 | : 砂層, 砂れき層, 硬質粘性土層, 岩盤など地耐力の違い |
| 10) 周辺地盤条件 | : 液状化層, 流動化, 極めて軟弱な粘性土層 |
| 11) 橋脚高さ | : 転倒モーメントの増加や振動特性等の違い |
| 12) 支承条件の違い | : 支承条件の違いによる地震時慣性力の違い |
| 13) 設計/施工年代 | : 施工能力不足により支持層に到達していない |
| 14) 耐震設計法の違い | : 設計地震動の見直し, 液状化に対する設計法の導入 |
| 15) 構造細目の変遷 | : 最小鉄筋量の規定 |
| 16) 部材鋼材料の違い | : 丸鋼 SR235 から異形棒鋼 SD295 へ鋼材の高強度化 |
| 17) 基礎の使用材料 | : 平成14年の道路橋示方書に規定するコンクリートまたは鋼材以外の使用材料の適用 |
| 18) 設計時点の設計基準などにおける支持力推定式や地盤水平抵抗の評価法の違い | : 基礎底面地盤の極限支持力を載荷試験または静力学公式で算出し, その結果, 現行基準より先端支持力が大きく算定
杭基礎の杭頭変位と断面力を現行基準の変位法ではなく, 慣用法で算出 |

これらの項目を全て網羅するように既設橋の図面を集めると同時に、それだけでは条件が不足する分については復元設計を実施している。パイルベント橋脚は当時の設計図書が存在していなかったため、復元設計を実施した。また、場所打ち杭については昭和46年より前に設計された杭の設計書が存在していなかったため、地盤種別に応じた復元設計を行っている。

本章では、各基礎形式の設計年代、液状化の程度が基礎に想定される損傷度に及ぼす影響を把握する目的で行った試設計の解析方法および試算結果を整理している。なお、設計計算書や配筋図がない場合には復元設計を実施することになるが、当時の設計基準を十分に理解した上で復元

設計を実施する必要がある。

まず、試算対象橋脚を抽出するにあたって、対象となる基礎形式の設計年代を把握することとした。図-6.1にH8防災点検データベースに収録された各基礎形式別の設計年代別割合を示す。この図から、場所打ち杭基礎と鋼管矢板基礎を除くと昭和46年より前に設計されたものが多いことが分かる。この設計年代のものは液状化に対する設計が行われていないため、耐震性が劣ることが考えられる。また、既製コンクリート杭基礎は平成8年の道路橋示方書から現在の構造細目に変更されている。このため、平成8年より前に設計されたものは、杭本体の耐震性能に大きな性能の違いはないと判断し、試算の対象は昭和46年より前に設計された道路橋基礎で代表させることとした。木杭基礎およびパイルベント橋脚基礎は、設計年代で見ると昭和46年の道路橋耐震設計指針以降、設計地震力、施工技術の向上など時代背景から採用しにくい基礎形式となったため、昭和46年より前に設計された道路橋基礎で代表させることとした。

耐震性能評価には、平成14年の道路橋示方書に従った解析手法により部材及び地盤をモデル化する。試算するにあたり各基礎形式のモデル化を図-6.3～図-6.7に示しているが、本研究で使用した解析モデルは、基礎の損傷度を試算するためのものである。そして、基礎の損傷度は設定した荷重変位曲線に対して、エネルギー一定則を適用して応答塑性率を求めて良いとした。ここで求まる応答塑性率は、5段階の損傷度のいずれに当該基礎が該当するかを評価するための指標であり、実際の応答を必ずしも再現するものではないことに注意する。このため、補強設計を行う場合には個別に検討が必要となる。

耐震性能を評価する上で、試設計に抽出した基礎形式と対象橋梁の条件一覧を表-6.1、表-6.2に示す。表-6.2の対象橋梁は試設計に必要な上部構造反力、下部工・基礎工配筋図、ボーリング柱状図のあるものを対象とした。そして、表-6.2の場所打ち杭に適用示方書として「各年代」とあるが、これは前述したように設計図書が存在しなかったため、耐震性能を評価する目的で復元設計を実施した橋梁の諸元を示している。

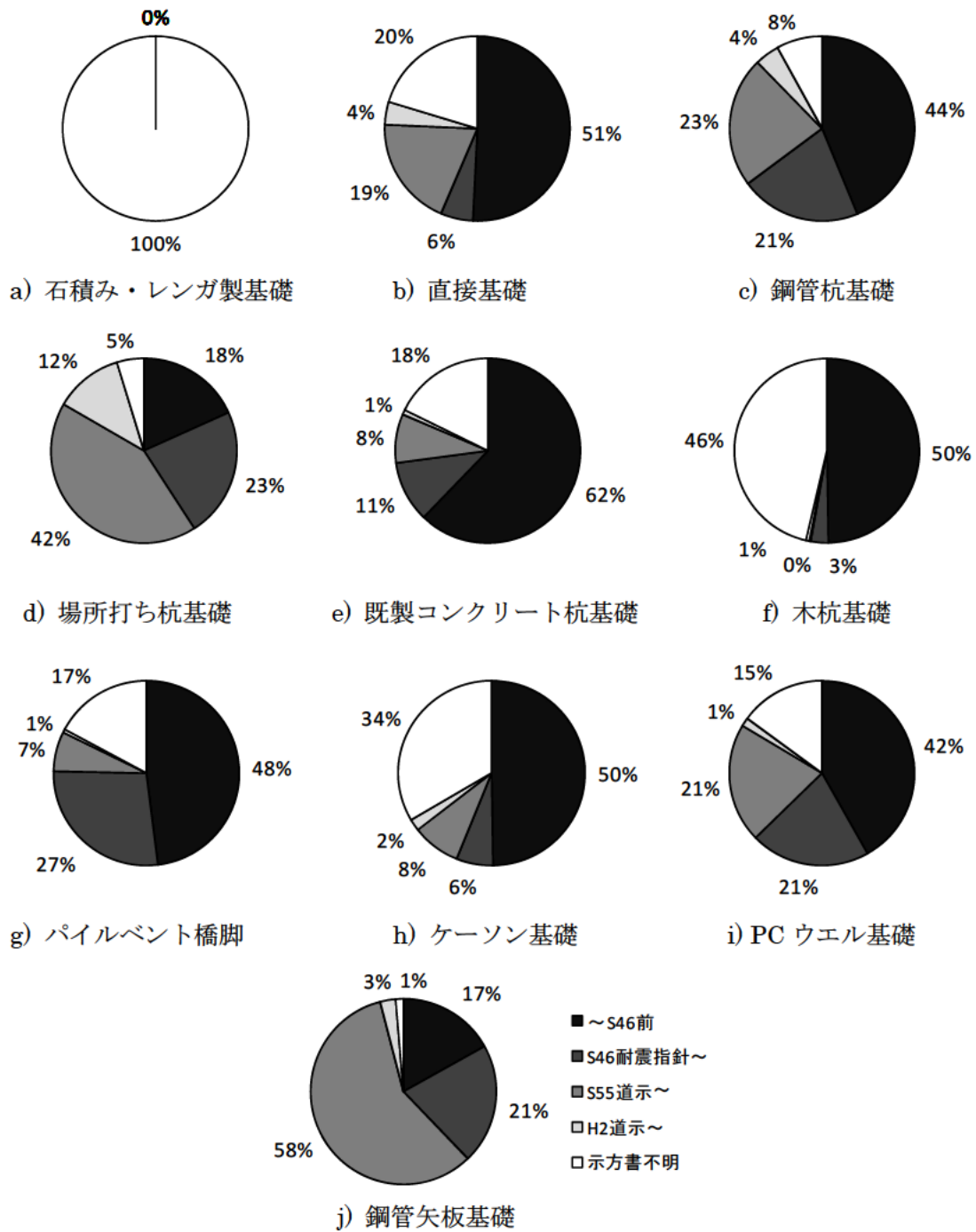


図-6.1 各基礎形式の設計年代別割合

表-6.1 各基礎形式一覧

	昭和 46 年 より前	昭和 46 年 耐震設計指針	昭和 55 年 道路橋示方書
直接基礎	1 基	3 基	1 基
鋼管杭基礎	4 基	2 基	1 基
場所打ち杭基礎	3 基	1 基	1 基
RC 杭基礎	3 基	—	—
PC 杭基礎	1 基	—	—
ケーソン基礎	3 基	1 基	—
木杭基礎	1 基	—	—
単列パイルベント橋脚 の基礎	1 基	—	—

表-6.2 設計対象橋梁の条件一覧

基礎工形式	適用示方書	橋梁名	橋脚NO.	下部工形式	杭径または 基礎形状	地盤 種別	支承 条件	死荷重 (kN)	上部構造 重量(kN)	
直接基礎	S46耐震より前	A 橋	A2	控壁式	---	I 種	M	1,300	650	
	S46耐震	B 橋	P1	壁式	---	I 種	M+F	9,350	9,350	
		C 橋	P1	壁式	---	I 種	M	24,100	12,500	
	P2		壁式	---	I 種	F	29,500	73,100		
S55道示	D 橋	A2	逆T式	---	I 種	F	3,400	6,800		
鋼管杭 基礎	S46耐震より前	直杭	E 橋	P1	壁式	600	III種	M	1,500	750
				P2	壁式	600	III種	F	1,500	3,500
		斜杭	F 橋	P1	ラーメン式	600	II種	F	10,050	16,100
				P2	ラーメン式	600	II種	M	7,350	3,700
	直杭	S46耐震	G 橋	P2	ラーメン式	800	II種	M	2,600	1,300
				P3	ラーメン式	800	II種	F	2,900	9,850
S55道示	H 橋	P6	単柱式	1000	III種	F	10,000	25,000		
場所打ち杭基礎	S46耐震	I 橋	P4	壁式	1500	III種	M+M	13,550	6,775	
		J 橋	P1	壁式	1200	III種	F+F	3,580	7,150	
	S55道示	K 橋	P1	単柱式	1000	III種	F+M	3,450	3,450	
	各年代	L 橋	P1	単柱式	1200	II種	E	7,100	6,330	
RC杭基礎	S46耐震より前	M 橋	P1	壁式	200	III種	M	750	375	
			P2	壁式	200	III種	F	750	3,000	
		N 橋	P1	壁式	300	III種	M+F	1,280	1,280	
PC杭基礎	S46耐震より前	O 橋	P6	単柱式	1000	III種	F+F	4,900	8,800	
ケーソン基礎	S46耐震より前	P 橋	PB	鋼製単柱式	φ 8.0m	III種	M	7,755	1,163	
		Q 橋	P1	壁式	8.0×20.0m	III種	F	23,550	61,800	
		R 橋	P583	鋼製単柱式	φ 4.0m	II種	F	5,525	5,680	
	S46耐震	S 橋	P154	単柱式	φ 7.5m	III種	F	6,953	6,943	
		T 橋	P2	単柱式	φ 6.0m	III種	F	4,242	5,544	
木杭基礎	S46耐震より前	U 橋	P2	多柱式	180	II種	F+M	1,006	1,006	
パイルベント橋脚	S46耐震より前	V 橋	---	---	600	II種	M+F	7,100	7,100	

6.2 解析方法と解析モデル

1) 直接基礎

直接基礎は、平成 14 年の道路橋示方書に従いレベル 1 地震時の安定計算を行う。

2) 杭基礎

杭基礎の解析モデルを図-6.3, 図-6.4 に示す。解析モデルは、平成 14 年の道路橋示方書に従いモデル化する。なお、橋脚柱部材およびフーチング部材は、線形梁要素とする。ここで、フーチングに着目した場合、直接基礎同様に比較的古い年代の実橋基礎では、当時の設計基準にしたがって設計された基礎において、フーチングの鉄筋量が比較的少ない事例が見受けられ、これを平成 14 年の道路橋示方書の設計法に従った場合、結果としてフーチングの破壊が基礎杭の損傷に先行して発生するような破壊形態となることがある。このような破壊形態の場合は、フーチングに課せられた要求性能の観点からすると危険であるため、直ちに“補強設計が必要”な基礎として扱うことになる。しかし、一方で過去の被災事例²⁵⁾をみると、液状化の影響を受けるような地盤にある基礎で、基礎杭の損傷にも増してフーチングに著しい損傷を受けた事例や痕跡が比較的少ないという事実もある。

したがって、現段階では杭本体そのものの耐震性能照査を安全側に配慮して判定しておくべきであるという観点から、フーチングを線形部材とした場合の解析結果を用いて基礎杭の損傷度区分を設定することを原則とし、フーチングの補強は別途検討するものとする。

そして、フーチングの破壊が基礎杭に先行して発生するかの判定のため、フーチングに非線形を考慮した解析をあわせて行っている。図-6.4 に示すように、このときの曲げモーメント-曲率関係には、鉄筋による横拘束効果がないため、道路橋示方書Ⅲにあるコンクリートの応力度-ひずみ関係から設定した。

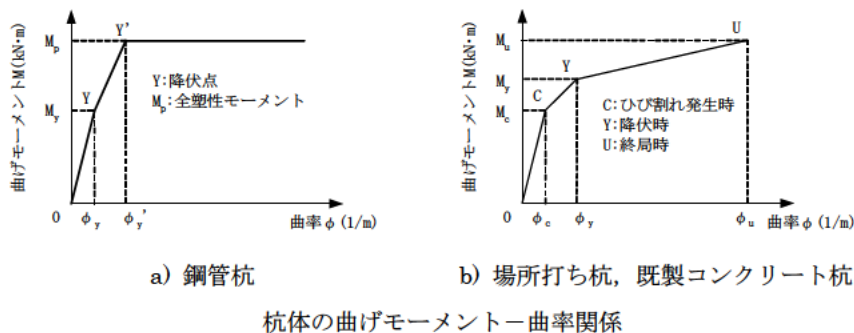
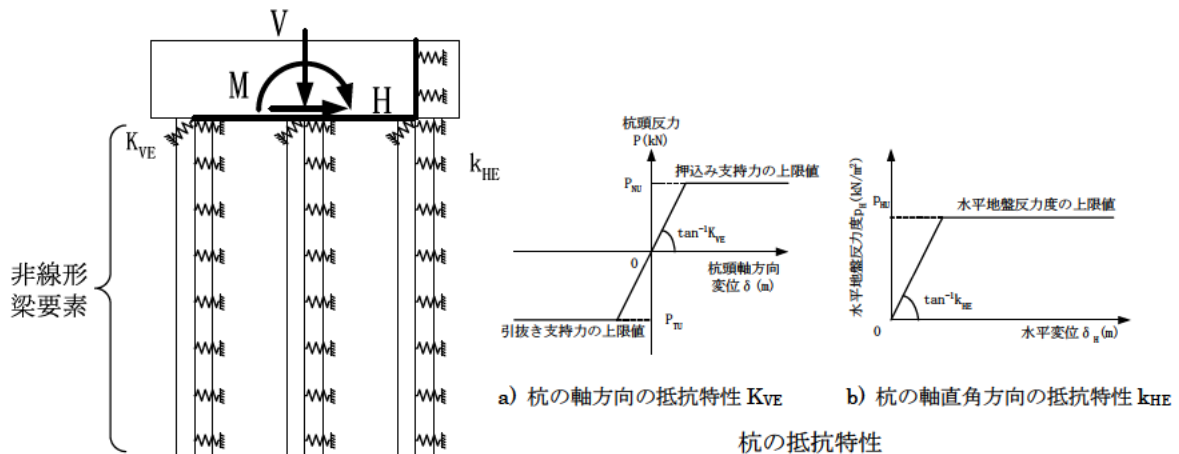
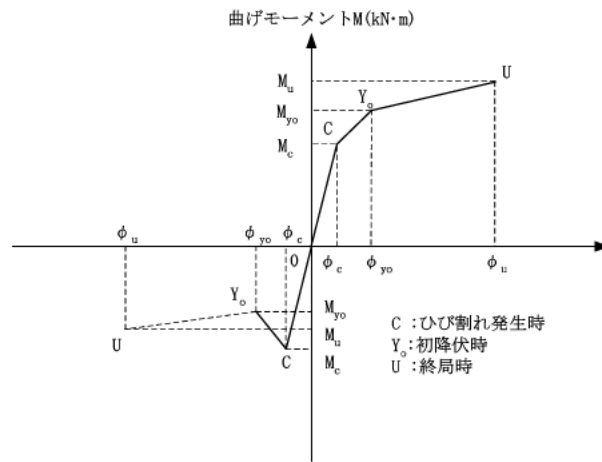
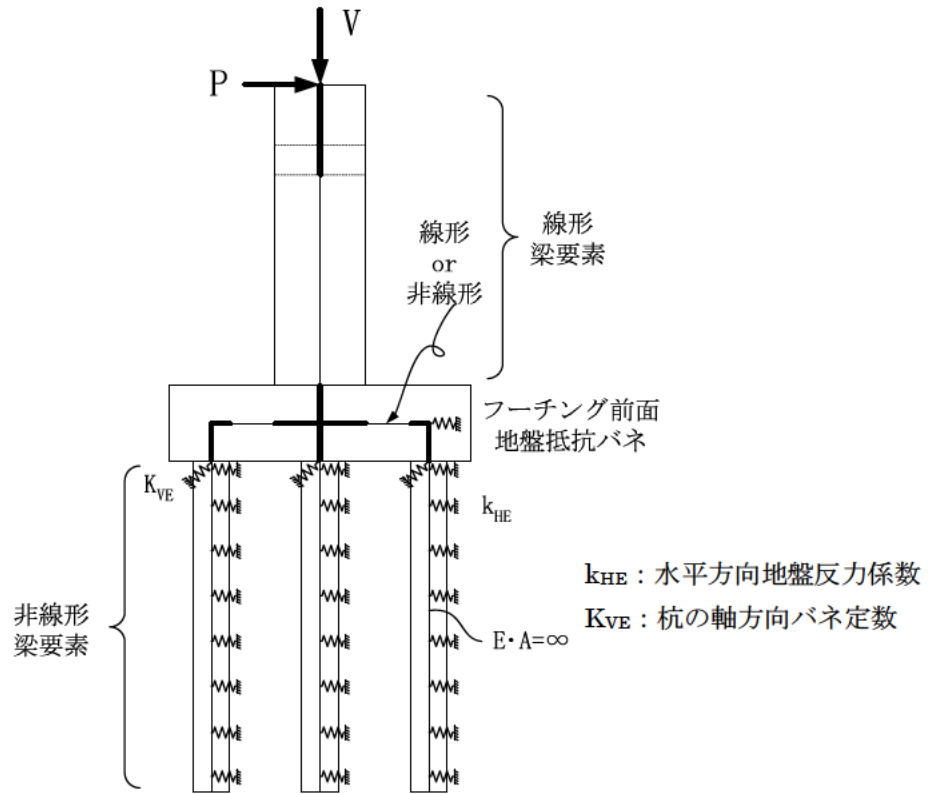


図-6.3 平成 14 年の道路橋示方書による杭基礎の解析モデル



フーチングの非線形特性

図-6.4 本研究での解析モデル

3) ケーソン基礎

ケーソン基礎の解析モデルを図-6.5, 図-6.6 に示す. 平成 14 年の道路橋示方書IVに示すように, ケーソン基礎の断面力, 地盤反力度及び変位は, 地盤抵抗を地盤反力係数により評価した弾性床上の有限長ばりとして計算する. なお, 対象が既設橋基礎であり, 基礎本体が降伏点をこえることが考えられるため, 基礎の曲げ剛性の低下を考慮した非線形梁要素にて計算を行う.

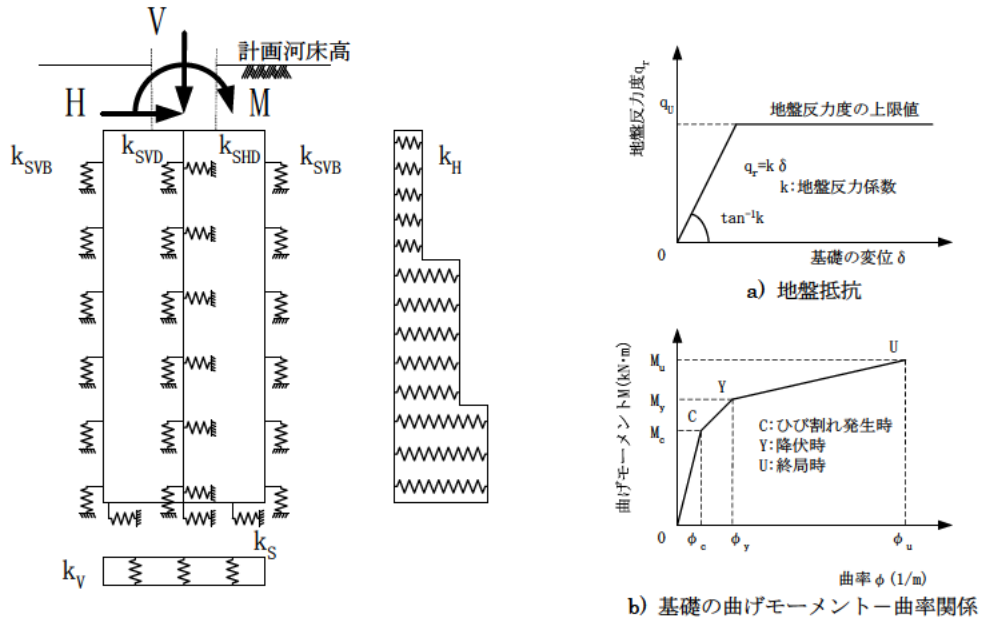


図-6.5 平成 14 年の道路橋示方書によるケーソン基礎の解析モデル

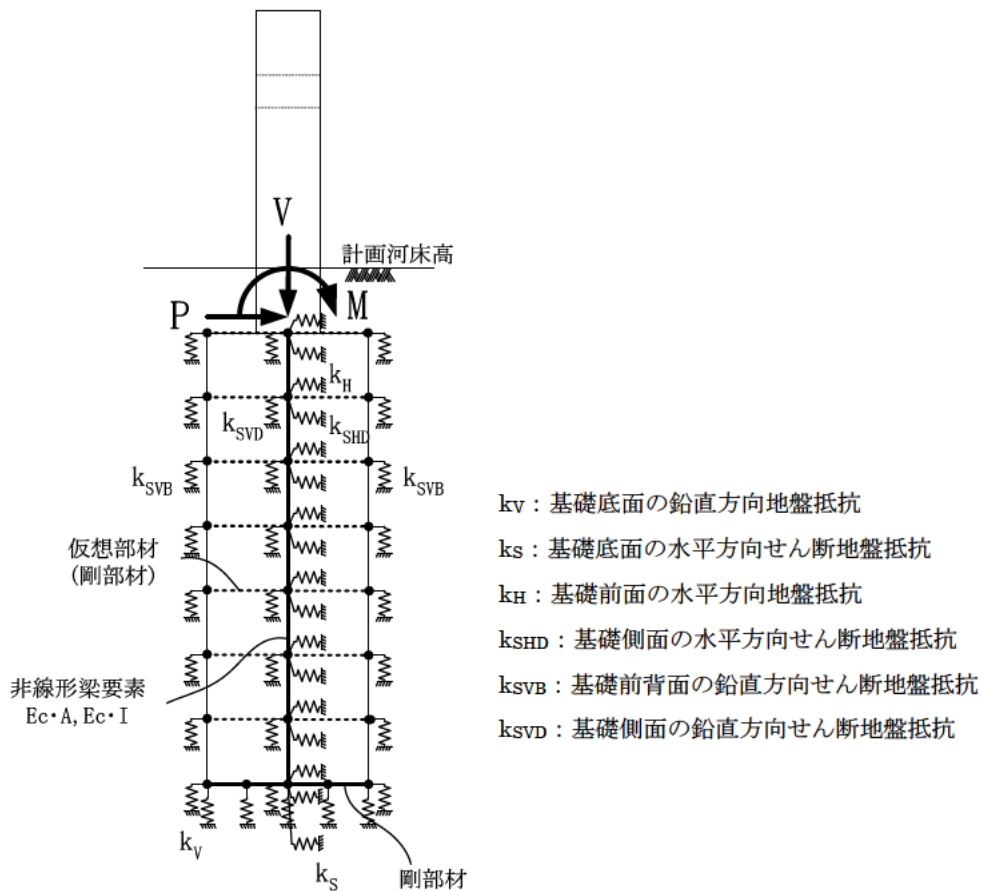
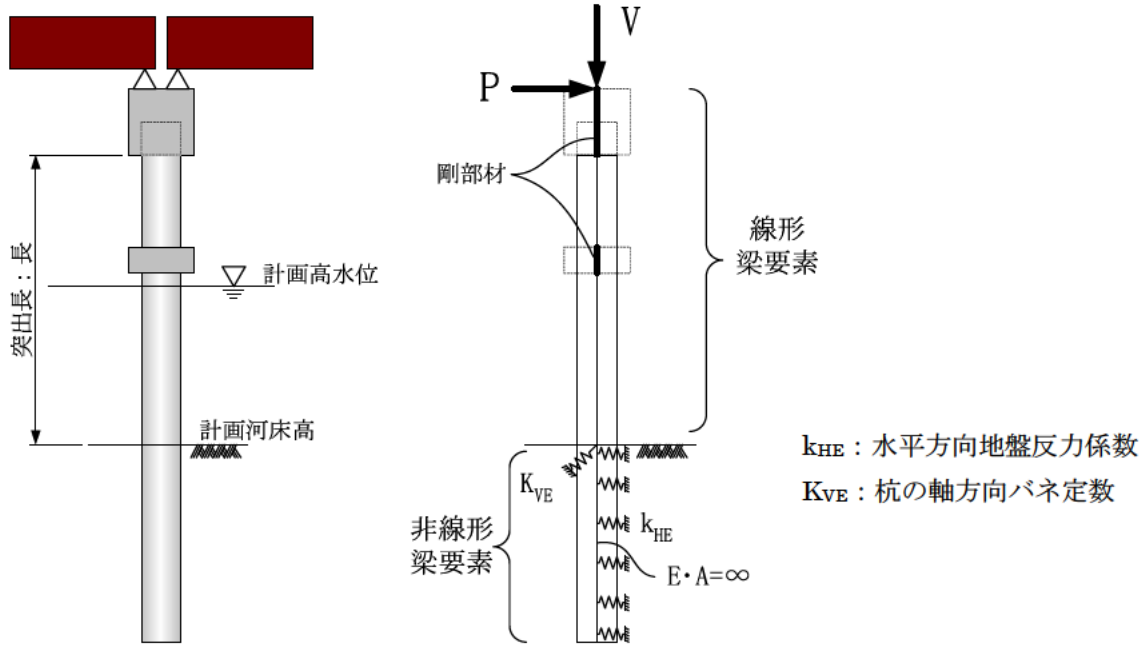


図-6.6 本研究での解析モデル

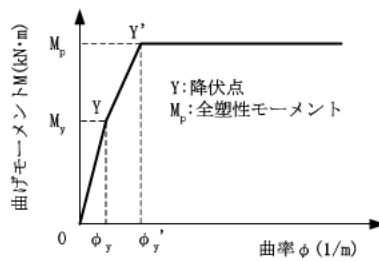
4) パイルベント橋脚

単列パイルベント橋脚の解析モデルを図-6.7に示す。平成14年の道路橋示方書IVを参考に各部材の断面力、杭頭反力及び変位は、杭基礎の非線形性を考慮した地盤バネによって支持された単列杭モデルに置換えて計算を行う。

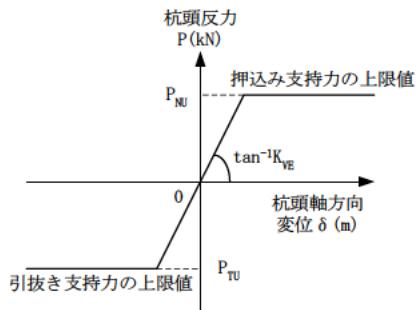


k_{HE} : 水平方向地盤反力係数
 K_{VE} : 杭の軸方向バネ定数

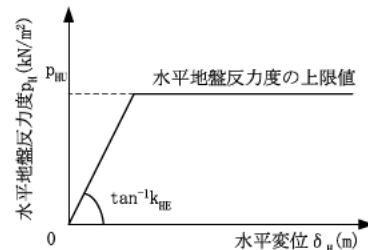
a) 解析モデル図



b) 鋼管杭の杭体の曲げモーメントー曲率関係



c) 杭の軸方向の抵抗特性 K_{VE}



d) 杭の軸直角方向の抵抗特性 k_{HE}

図-6.7 単列パイルベント橋脚の解析モデル

6.3 直接基礎

6.3.1 対象橋梁

設計年代別の基数変遷と試設計に用いた橋梁を図-6.8、表-6.3 に示すとともに、対象橋梁の一般図を図-6.9～図-6.12 に示す。設計年代の古いものはフーチングに最小鉄筋量の規定がなかったため、フーチング上面の配置鉄筋量が少ないことが想定される。そして、河川橋で洗掘の影響を受け、フーチング下面に空洞が発生している状態、または、設計当時に支持地盤としていた土層が、沖積砂質土のため液状化の可能性がある場合が想定される。なお、対象橋梁の支持地盤には $N=30$ 、 $\phi=36^\circ$ の砂質土を想定した。

表-6.3 検討対象橋梁

年代	橋梁名称	竣工着手	橋種	対象橋脚	基礎形式	解析方向	支承条件	備考
昭和46年耐震指針より前	A橋	昭和45年着手	鋼連続鈹桁	A2	直接基礎	橋軸	M	荷重規模:中
	B橋	昭和47年着手	PCポステンT桁	P1	直接基礎	橋軸	M+F	荷重規模:小
	C橋	昭和46年着手	鋼連続箱桁	P1	直接基礎	橋軸	M	荷重規模:大
P2				直接基礎	橋軸	F		
昭和55年道示	D橋	昭和61年着手	鋼単純鈹桁	A1	直接基礎	橋軸	F	荷重規模:小

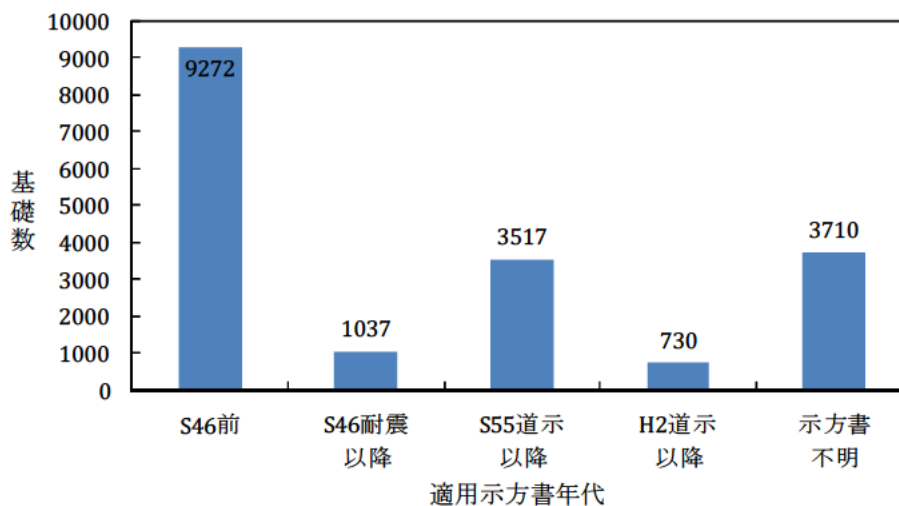
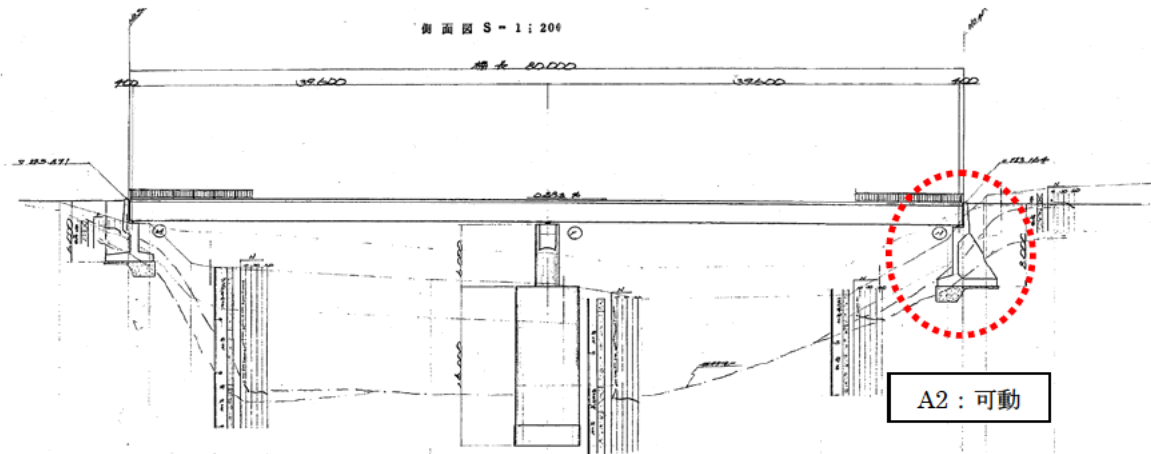


図-6.8 設計年代別の基数変遷 (全 18,266 基)

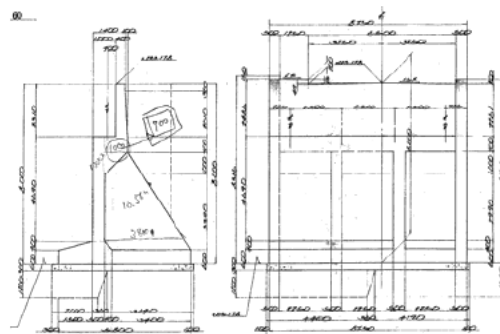
1) A 橋 (昭和 45 年着手)

橋種 : 鋼 2 径間連続鈹桁

橋長 : L=80.0m



a) 橋梁一般図



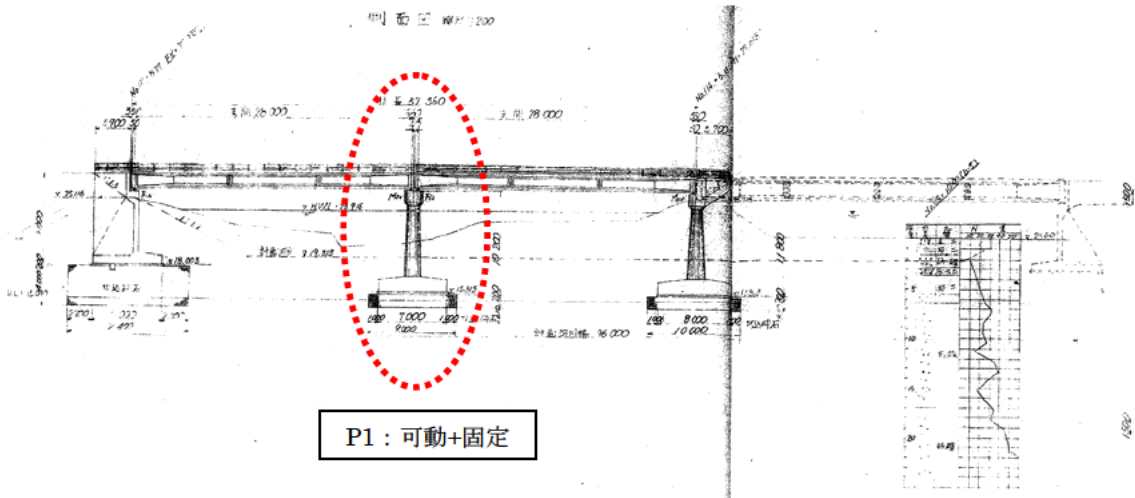
b) A2 橋台構造図

図-6.9 A 橋

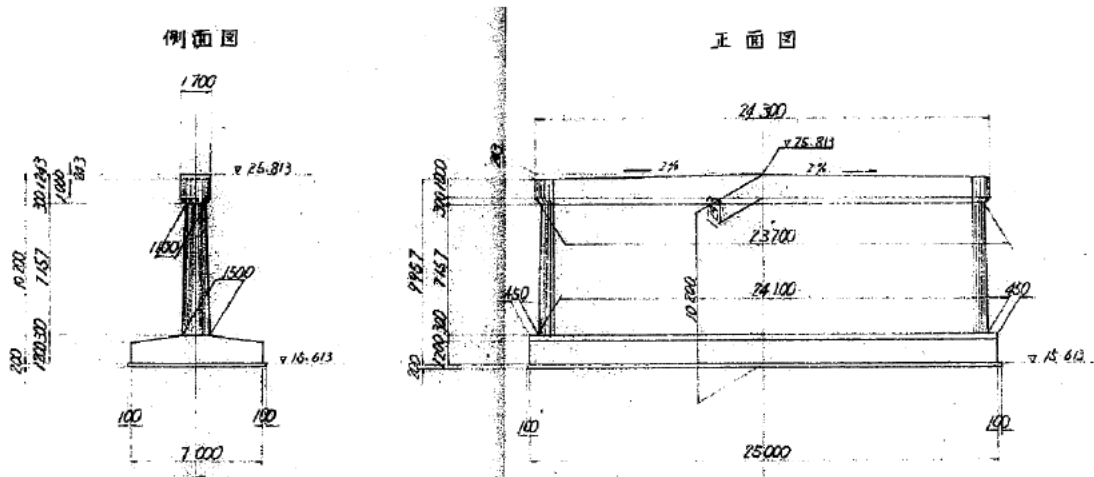
2) B 橋 (昭和 47 年着手)

橋種 : PC 単純ポステン T 桁×2 連

橋長 : L=57.4m



a) 橋梁一般図



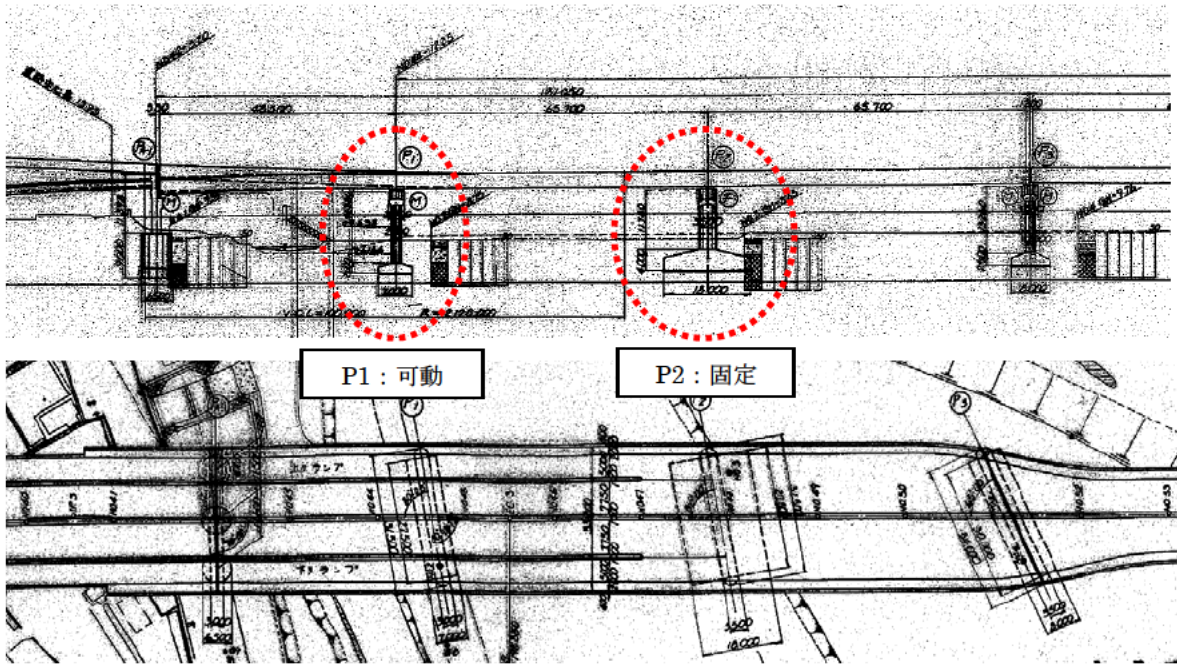
b) P1 橋脚構造図

図-6.10 B 橋

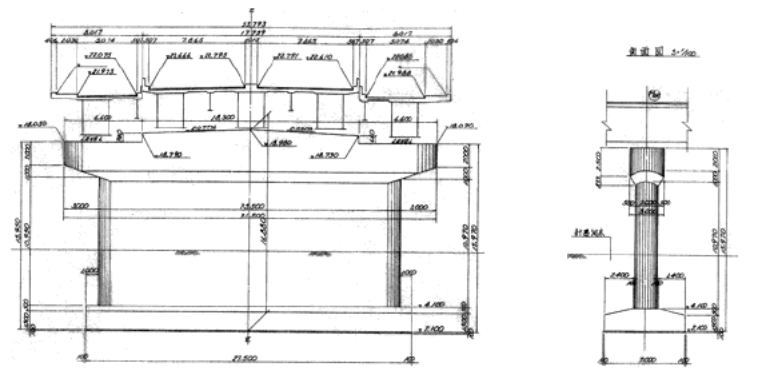
3) C 橋 (昭和 46 年着手)

橋種 : 鋼 3 径間連続箱桁

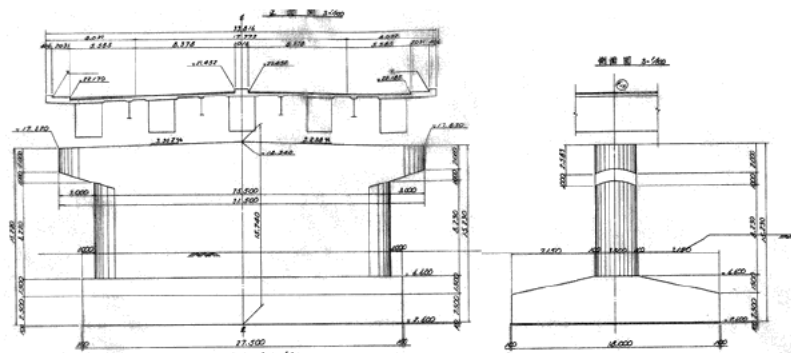
橋長 : L=181m



a) 橋梁一般図



b) P1 橋脚構造図



c) P2 橋脚構造図

図-6.10 C 橋

4) D 橋 (昭和 61 年着手)
 橋種 : 鋼単純鉸桁
 橋長 : L=45.8m

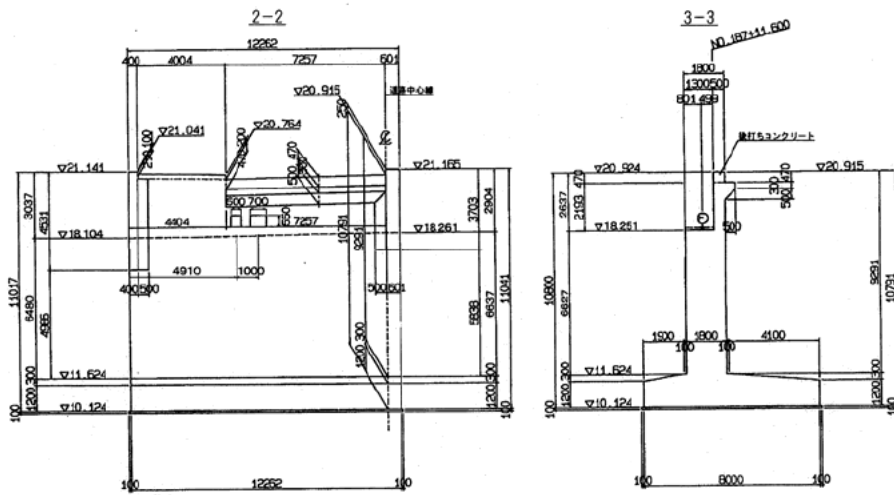
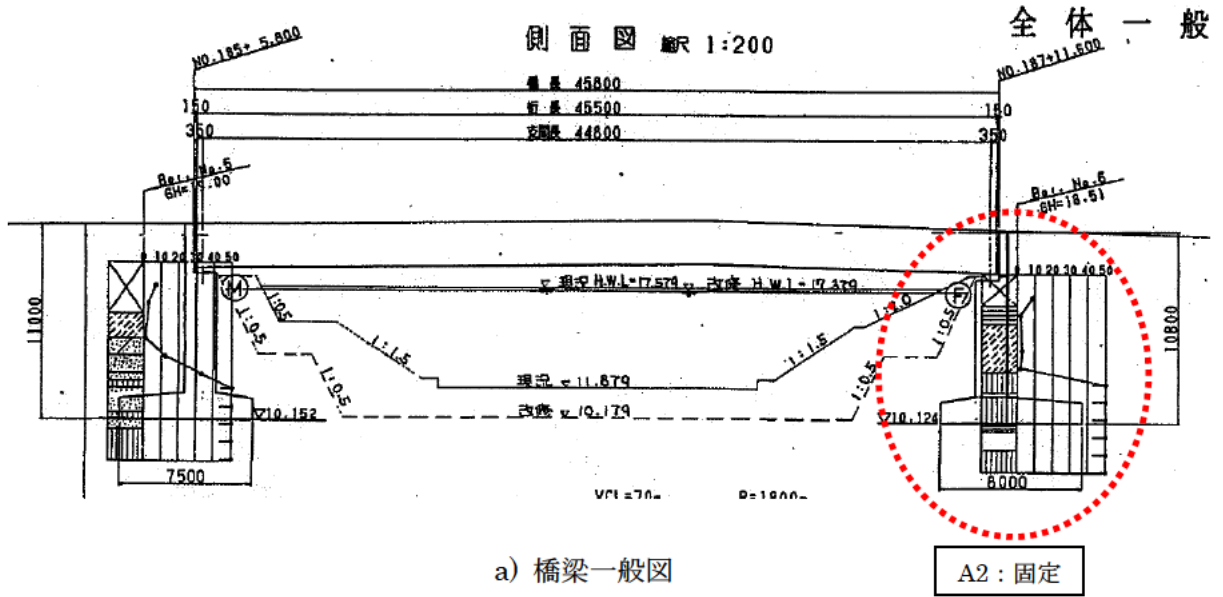


図-6.11 D 橋

6.3.2 試算結果

試算の結果、一般に基礎底面が良好な支持層に定着されていれば、直接基礎は全ての設計年代でレベル1地震時には損傷度Ⅱ以下、現行基準を満足すると判定された。また、レベル2地震時の耐震性照査は省略している。これは、直接基礎は、一般に良好な支持層に定着されていれば、地盤の支持力に対する余裕があるため、レベル2地震時においても地盤には過度の累積損傷が生じず、転倒や過大な残留変位に至らないことが期待されるためである。さらに、最近ではこれを裏付けるための研究成果も得られている¹⁵⁾。ただし、平成14年の道路橋示方書ではレベル2地震時において、基礎の浮上りにより、レベル1地震時よりも大きな断面力がフーチングに作用するので、安定計算とは別にフーチング部材の詳細検討が必要となる。一方で、平成7年の兵庫県南部地震において、直接基礎に対しても詳細調査が行われたが、フーチングに損傷が見られなかったことから、現段階では、フーチングを含めた直接基礎の耐震性評価をしないものとした。また、フーチングに損傷が見られなかった要因として、既往の研究成果からフーチングは2方向ばりとしての耐荷機構を示し、十分な耐力を有するものと考えられるためである¹⁸⁾。

したがって、直接基礎の耐震性能は、フーチングを支持する基礎底面の地盤条件に大きく影響する。鉛直地盤反力度の上限値は、試設計で検討した基礎地盤の地盤条件の他に、平面地形と斜面地形でも異なり、個別の条件を反映した詳細な検討が必要となる。したがって、図-6.13に示す不完全支持、または風化した斜面上や地すべり地帯に設置された直接基礎は、追加地質調査を含めた詳細検討が必要となる。

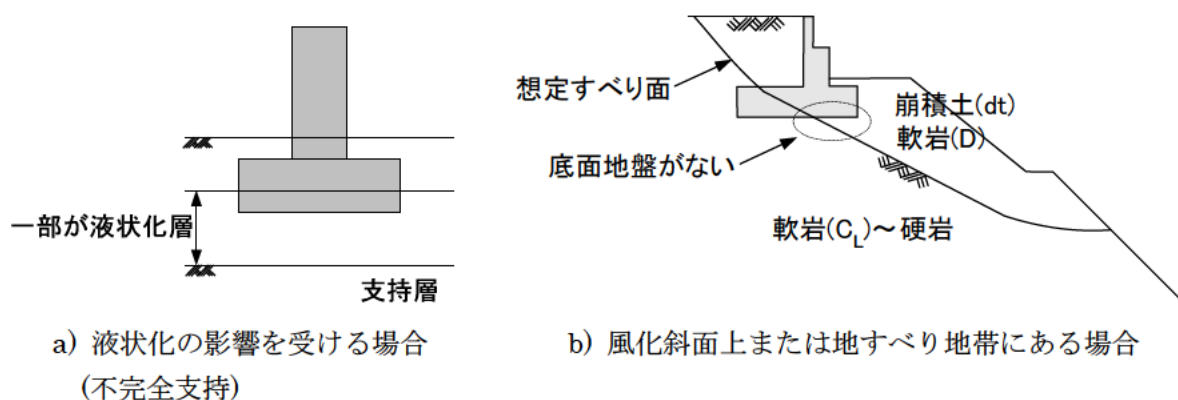


図-6.13 詳細検討が必要な直接基礎

6.4 鋼管杭基礎

6.4.1 対象橋梁

設計年代別の基数変遷と試設計に用いた橋梁を図-6.14、表-6.4 に示すとともに、対象橋梁の一般図を図-6.15～図-6.18 に示す。杭基礎は、杭頭付近の変形係数や支持力が杭本数に影響する。このため、液状化に対する設計が初めて取入れられた昭和46年の道路橋耐震設計指針前後と液状化の低減係数が見直された昭和55年の道路橋示方書以降を対象とした。

表-6.4 検討対象橋梁

年代	橋梁名称	竣工着手	橋種	対象橋脚	基礎形式	解析方向	支承条件	備考
昭和46年耐震指針より前	E橋	昭和41年竣工	鋼連続鈹桁	P1	鋼管杭φ800 L=41m, 2×5本	橋軸	M	荷重規模:小
						直角	F	
	F橋	昭和45年竣工	鋼連続鈹桁	P2	鋼管杭φ800 L=41m, 3×5本	橋軸	F	
						直角	F	
昭和46年耐震指針	G橋	昭和52年着手	鋼連続鈹桁	P2	鋼管杭φ800 L=6m, 3×2本	橋軸	M	荷重規模:大
						直角	F	
	H橋	昭和61年着手	鋼連続箱桁	P6	鋼管杭φ1000 L=31m, 7×5本	橋軸	F	
						直角	F	

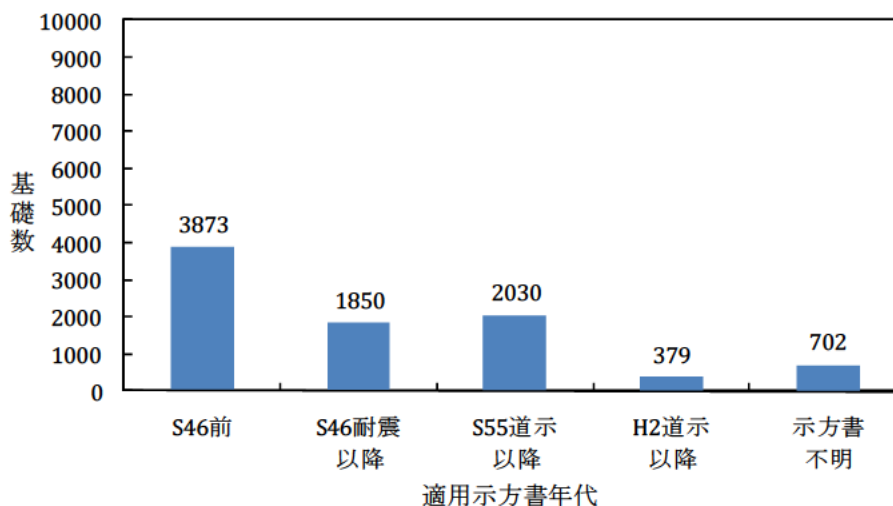


図-6.14 設計年代別の基数変遷 (全 8,834 基)

1) E 橋 (昭和 41 年竣工)

橋種：鋼 3 径間連続钣桁

橋長：L=49.3m

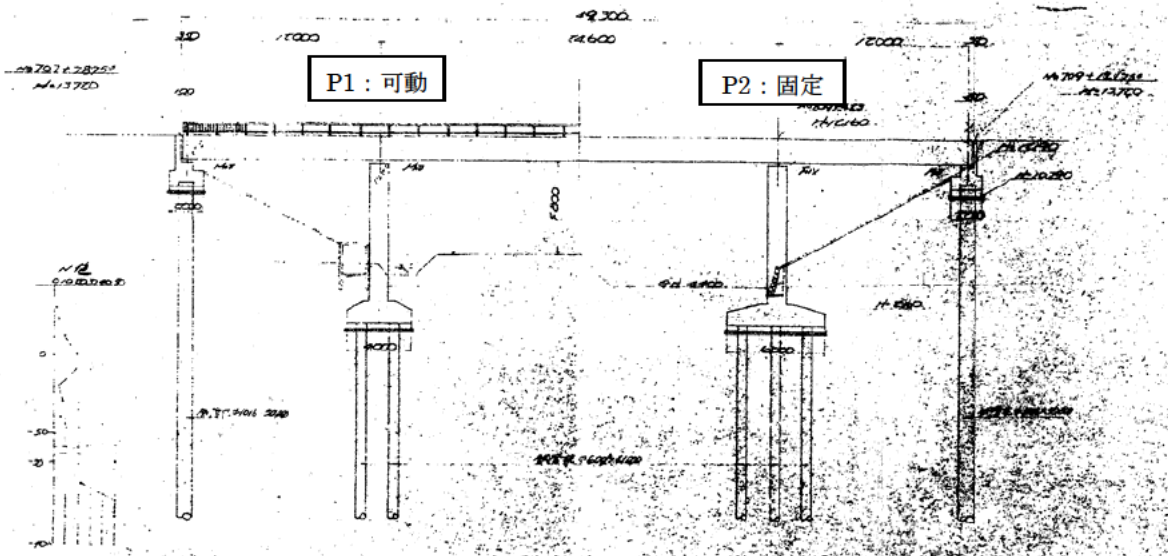


図-6.15 E 橋

2) F 橋 (昭和 45 年竣工)

橋種：鋼 2 径間連続钣桁 + 鋼 3 径間連続钣桁 + 鋼 2 径間連続钣桁

橋長：L=74.75m + 130.7m + 74.75m = 280.2m

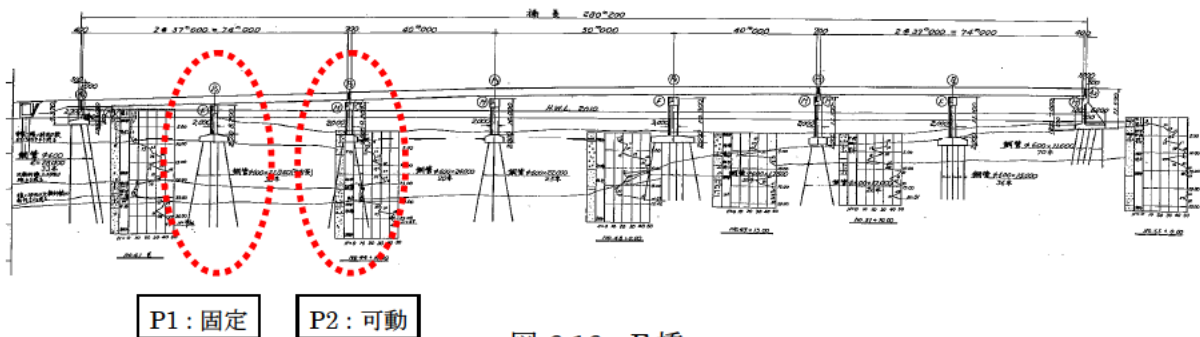


図-6.16 F 橋

3) G 橋 (昭和 52 年着手)

橋種：鋼 4 径間連続钣桁

橋長：L=86.850m

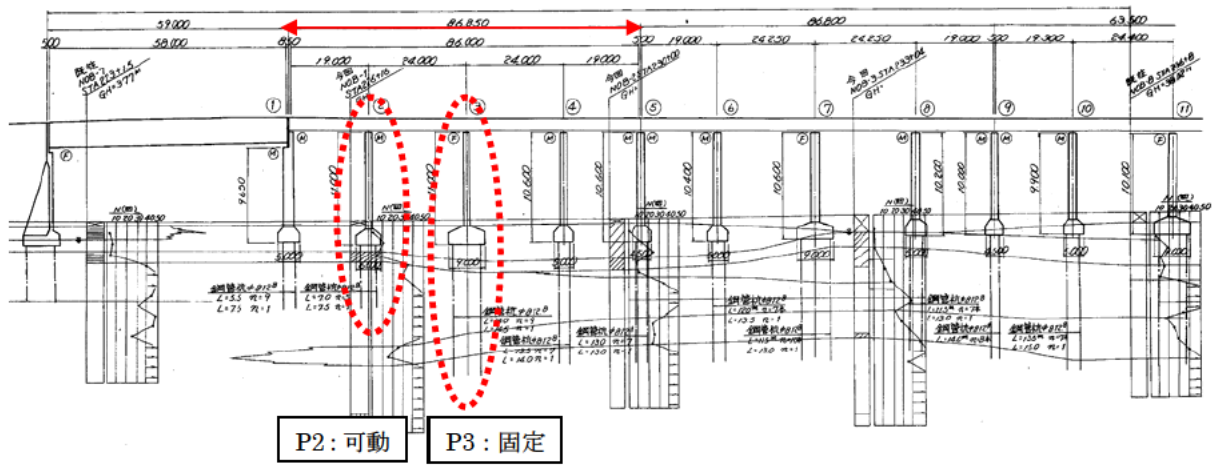


図-6.17 G 橋

4) H 橋 (昭和 61 年着手)

橋種：鋼 3 径間連続鋼床版箱桁

橋長：L=285.340m

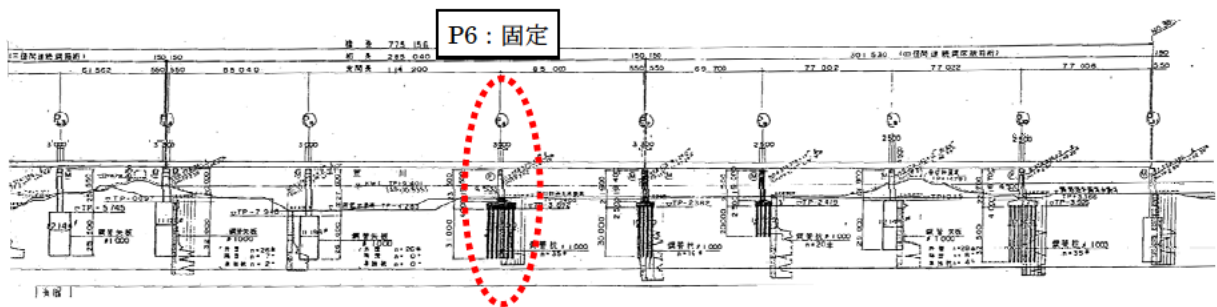


図-6.18 H 橋

6.4.2 試算結果

試算結果を表-6.5に示す。そして、杭基礎に対する液状化の影響は、杭頭付近の層10m程度を地盤の種類によらず低減することで評価している。どの設計年代においても鋼管杭基礎はレベル2地震動タイプIに対して概ね損傷度Iと判定される。レベル2地震動タイプIIにおいて損傷度IIIまたはIVと判定される。しかし、液状化の影響を受ける地盤を想定した場合には基礎の損傷度は大きくなり、杭頭部の地盤抵抗を全く見込めない条件 ($D_E=0$) においてレベル2地震動タイプIIで損傷度Vとなるケースが多く見られた。その度合いは昭和46年より前に建設された基礎で顕著であった。このことは、昭和46年の道路橋耐震設計指針から各種補正係数や固有周期に応じた設計水平震度を適用する修正震度法により耐震設計が行われており、平成14年の道路橋示方書に示されるレベル1地震動に対する設計法と大きな相違がないことから、レベル1地震動に対する安全性を確保することにより、必然的にレベル2地震動タイプIと同等程度の安全性も担保されていたものと考えられる。このため、昭和46年の道路橋耐震設計指針適用以降の基礎については、液状化に対する設計や修正震度法が取り入れられたことを受け、耐震性能を高く評価できると考えられる。

フーチングに非線形性を考慮した試算では、昭和55年の道路橋示方書以降のものはフーチングの損傷が先行しないことがわかる。これは、部材に対し最小鉄筋量の規定が示され、鉄筋量が相対的に多くなったことによるものと考えられる。

液状化に伴う側方流動による杭基礎への影響は、兵庫県南部地震における埋立護岸近傍基礎の被災事例から明らかであり、液状化地盤上で側方流動の可能性が高い鋼管杭基礎については、詳細検討が必要な基礎として扱う必要がある。

表-6.5 鋼管杭基礎の損傷度判定結果

1. 基本ケース (液状化なし+フーチング前面抵抗考慮)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考
					タイプI	タイプII	
昭和46年耐震指針より前	E橋	P1	橋軸	M	I	I	荷重規模:小
			直角	F	I	III	
		P2	橋軸	F	I	I	
			直角	F	I	I	
	F橋	P1	橋軸	F	I	I	荷重規模:大 橋軸斜杭
			直角	F	I	III	
P2	橋軸	M+M	I	III			
	直角	F	I	IV			
昭和46年耐震指針	G橋	P2	橋軸	M	I	III	荷重規模:大
			直角	F	III	IV	
		P3	橋軸	F	III	IV	
			直角	F	I	III	
昭和55年道示	H橋	P6	橋軸	F	I	IV	荷重規模:大
			直角	F	I	III	

2. 液状化 ($D_E=2/3$)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考
					タイプ I	タイプ II	
昭和46年耐震指針より前	E橋	P1	橋軸	M	I	III	荷重規模:小
			直角	F	I	III	
		P2	橋軸	F	I	III	
			直角	F	I	III	
	F橋	P1	橋軸	F	I	III	荷重規模:大 橋軸斜杭
			直角	F	I	IV	
P2		橋軸	M+M	I	III		
		直角	F	III	IV		
昭和46年耐震指針	G橋	P2	橋軸	M	I	III	荷重規模:大
			直角	F	III	IV	
		P3	橋軸	F	III	V	
			直角	F	I	III	
昭和55年道示	H橋	P6	橋軸	F	III	IV	荷重規模:大
			直角	F	I	III	

3. 液状化 ($D_E=1/3$)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考
					タイプ I	タイプ II	
昭和46年耐震指針より前	E橋	P1	橋軸	M	I	III	荷重規模:小
			直角	F	III	IV	
		P2	橋軸	F	III	IV	
			直角	F	I	III	
	F橋	P1	橋軸	F	I	III	荷重規模:大 橋軸斜杭
			直角	F	III	IV	
P2		橋軸	M+M	I	III		
		直角	F	III	IV		
昭和46年耐震指針	G橋	P2	橋軸	M	I	III	荷重規模:大
			直角	F	III	IV	
		P3	橋軸	F	III	V	
			直角	F	I	III	
昭和55年道示	H橋	P6	橋軸	F	III	V	荷重規模:大
			直角	F	I	IV	

4. 液状化 ($D_E=1/6$)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考
					タイプ I	タイプ II	
昭和46年耐震指針より前	E橋	P1	橋軸	M	I	III	荷重規模:小
			直角	F	III	V	
		P2	橋軸	F	III	V	
			直角	F	III	IV	
	F橋	P1	橋軸	F	I	III	荷重規模:大 橋軸斜杭
			直角	F	III	IV	
P2		橋軸	M+M	I	III		
		直角	F	III	V		
昭和46年耐震指針	G橋	P2	橋軸	M	I	III	荷重規模:大
			直角	F	III	IV	
		P3	橋軸	F	III	V	
			直角	F	I	III	
昭和55年道示	H橋	P6	橋軸	F	III	V	荷重規模:大
			直角	F	III	IV	

5. 液状化 (D_E=0)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考
					タイプ I	タイプ II	
昭和46年耐震指針より前	E橋	P1	橋軸	M	Ⅲ	V	荷重規模:小
			直角	F	Ⅳ	V	
		P2	橋軸	F	Ⅳ	V	
			直角	F	Ⅲ	V	
	F橋	P1	橋軸	F	Ⅰ	Ⅲ	荷重規模:大 橋軸斜杭
			直角	F	Ⅲ	Ⅳ	
P2		橋軸	M+M	Ⅰ	Ⅲ		
		直角	F	Ⅲ	V		
昭和46年耐震指針	G橋	P2	橋軸	M+M	Ⅰ	Ⅲ	荷重規模:大
			直角	F	Ⅲ	Ⅳ	
		P3	橋軸	F	Ⅲ	V	
			直角	F	Ⅰ	Ⅲ	
昭和55年道示	H橋	P6	橋軸	F	Ⅲ	V	荷重規模:大
			直角	F	Ⅲ	Ⅳ	

6. 基本+フーチング非線形考慮

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考
					タイプ I	タイプ II	
昭和46年耐震指針より前	E橋	P1	橋軸	M	Ⅰ	Ⅰ	フーチング未降伏
			直角	F	—	—	張出無し
		P2	橋軸	F	Ⅰ	Ⅲ	フーチング降伏
			直角	F	—	—	張出無し
	F橋	P1	橋軸	F	Ⅰ	Ⅳ	フーチング降伏
			直角	F	Ⅰ	Ⅲ	フーチング未降伏
P2		橋軸	M+M	Ⅰ	Ⅲ	フーチング降伏	
		直角	F	Ⅰ	Ⅳ	フーチング未降伏	
昭和46年耐震指針	G橋	P2	橋軸	M	Ⅰ	Ⅲ	フーチング降伏
			直角	F	—	—	張出無し
		P3	橋軸	F	Ⅲ	Ⅳ	フーチング降伏
			直角	F	—	—	張出無し
昭和55年道示	H橋	P6	橋軸	F	Ⅰ	Ⅳ	フーチング未降伏
			直角	F	Ⅰ	Ⅲ	フーチング未降伏

6.5 場所打ち杭基礎

6.5.1 対象橋梁

設計年代別の基数変遷と試設計に用いた橋梁を図-6.19、表-6.6 に示すとともに、対象橋梁の一般図を図-6.20～図-6.22 に示す。杭基礎は、杭頭付近の変形係数や支持力が杭本数に影響する。このため、液状化に対する設計が取入れられた昭和46年の耐震設計指針前後と液状化の低減係数が見直された昭和55年の道路橋示方書以降を対象とした。

表-6.6 検討対象橋梁

年代	橋梁名称	竣工着手	橋種	対象橋脚	基礎形式	解析方向	支承条件	備考
昭和46年耐震指針	I橋	昭和48年竣工	鋼連続箱桁	P4	場所打ち杭φ1500 L=34.5m, n=15本	橋軸 直角	M+M F	荷重規模:小
	J橋	---	鋼単純鉄桁	P1	場所打ち杭φ1200 L=43.5m, n=5本	橋軸 直角	F+F F	荷重規模:大
昭和55年道示	K橋	---	鋼単純鉄桁	P1	場所打ち杭φ1000 L=32.5m, n=11本	橋軸 直角	F+M F	荷重規模:中

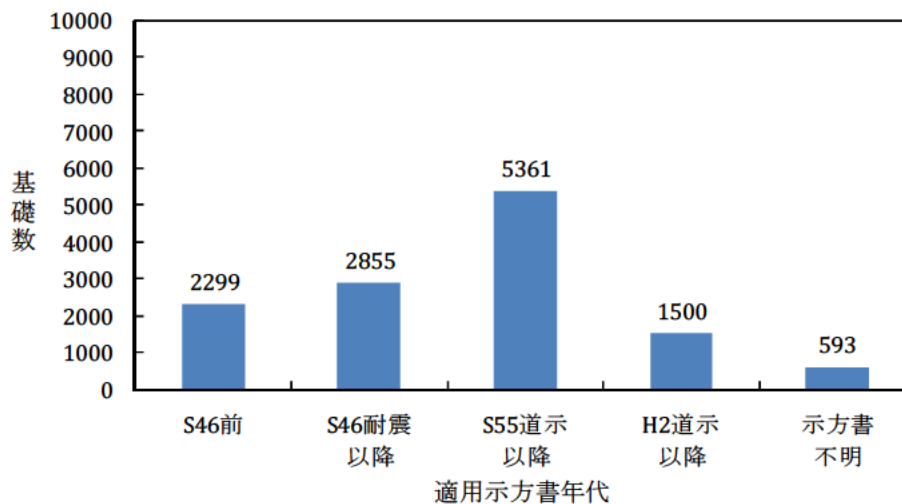


図-6.19 設計年代別の基数変遷 (全 12,608 基)

1) I 橋 (昭和 46 年 耐震設計指針)

橋種：鋼 4 径間連続箱桁+鋼 3 径間连续箱桁

橋長：L=281.3m+237.7m

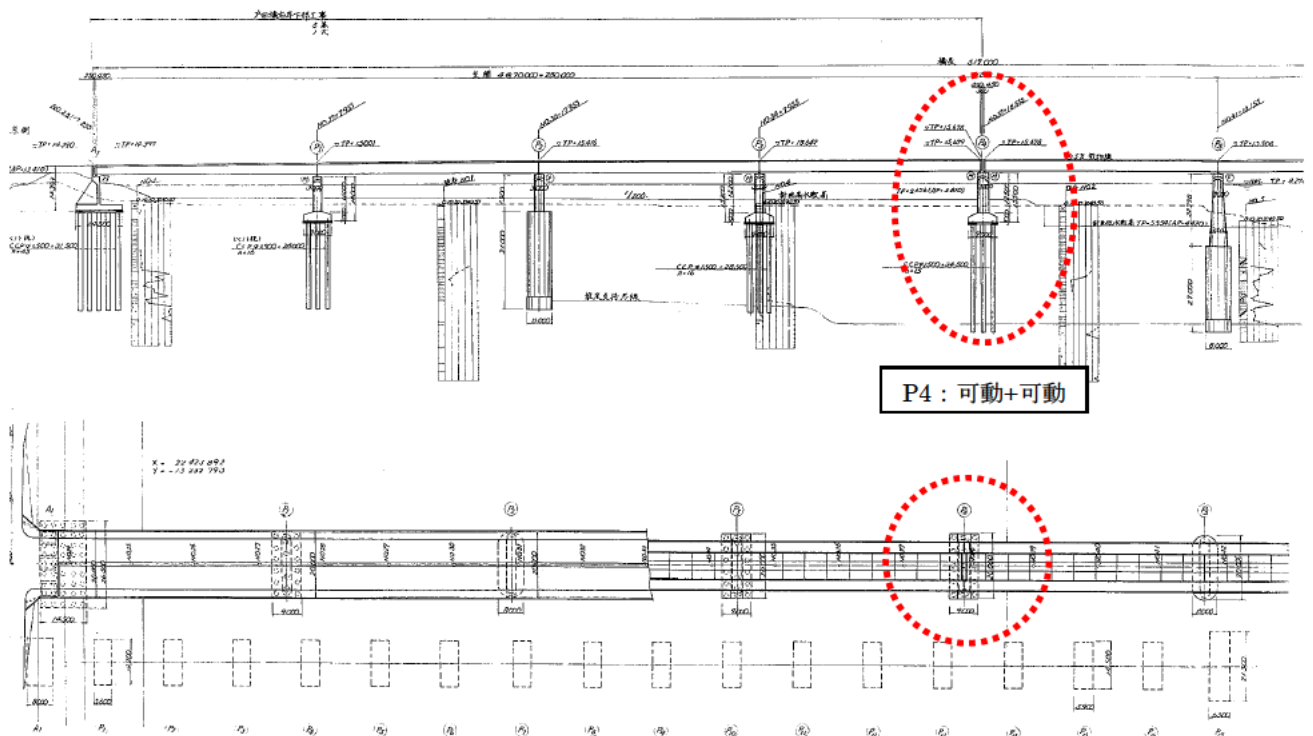


図-6.20 I 橋

2) J 橋 (昭和 46 年 耐震設計指針)

橋種 : 鋼単純鈹桁×2 連

橋長 : L=52.07m

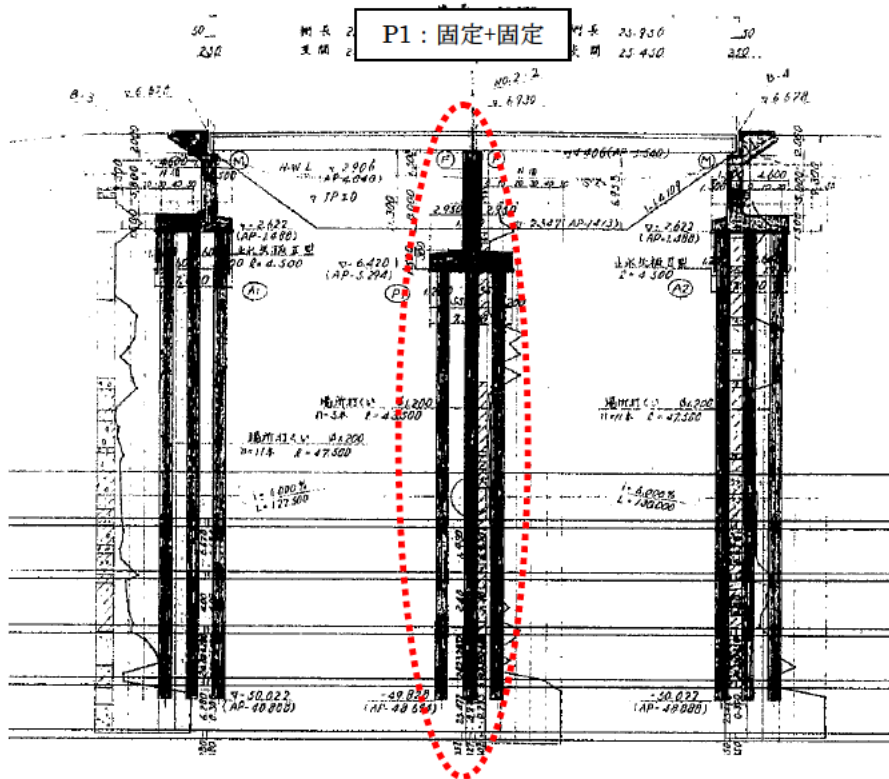


図-6.21 J 橋

3) K 橋 (昭和 55 年 道路橋示方書)

橋種 : 鋼単純鈹桁+鋼 3 径間連続鈹桁+鋼単純鈹桁

橋長 : L=28.5m+108.0m+28.5m

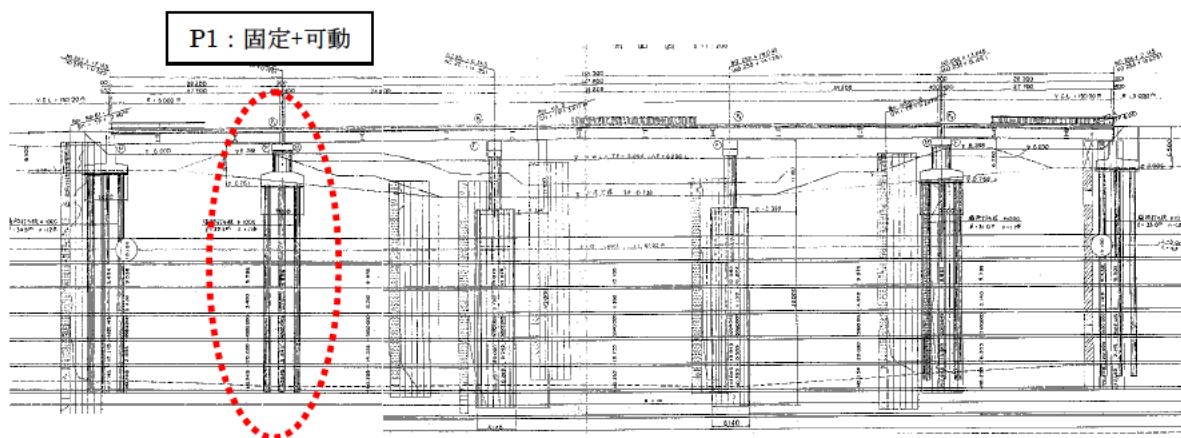


図-6.22 K 橋

6.5.2 試算結果

試算結果を表-6.7に示す。ここで、杭基礎に対する液状化の影響は、杭頭付近の層10m程度を地盤の種類によらず低減することで評価している。どの設計年代においても場所打ち杭基礎はレベル2地震動に対して概ね損傷度Ⅲ以下と判定される。しかし、液状化の影響を受ける地盤を想定した場合には基礎の損傷度は大きくなり、杭頭部の地盤抵抗を全く見込めない条件 ($D_E=0$) においてはレベル2地震動タイプⅡで損傷度Ⅴとなるケースが多く見られた。これは、昭和46年の道路橋耐震設計指針で設計されたものであった。昭和55年の道路橋示方書で設計されたものに関しては、損傷度がⅣ以下であり、耐震性能を高く評価できるものとする。しかし、試算した対象橋梁が昭和46年以降であったため、昭和46年より前に設計された基礎の耐震性を試算出来ないため、後述する荷重規模と地盤条件を変化させた各設計年代で復元設計と追加検討を実施した。

表-6.7 場所打ち杭の損傷度判定結果

1. 基本ケース (液状化なし+フーチング前面抵抗考慮)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考	
					タイプⅠ	タイプⅡ		
昭和46年耐震指針	I橋	P4	橋軸	M+M	I	I	杭体降伏	$W_u=Ra/2$
昭和46年耐震指針	I橋	P4	直角	F	I	Ⅲ	杭体降伏	$W_u=Ra$
	J橋	P1	直角	F	Ⅲ	Ⅲ	杭体降伏	
昭和55年道示	K橋	P1	橋軸	F+M	I	I	引抜降伏	
			直角	F	I	I	引抜降伏	
昭和46年耐震指針	J橋	P1	橋軸	F+F	Ⅲ	Ⅲ	杭体降伏	$W_u=2Ra$

2. 液状化 ($D_E=2/3$)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考	
					タイプⅠ	タイプⅡ		
昭和46年耐震指針	I橋	P4	橋軸	M+M	I	Ⅲ	杭体降伏	$W_u=Ra/2$
昭和46年耐震指針	I橋	P4	直角	F	Ⅲ	Ⅲ	杭体降伏	$W_u=Ra$
	J橋	P1	直角	F	Ⅲ	Ⅲ	杭体降伏	
昭和55年道示	K橋	P1	橋軸	F+M	I	I	杭体降伏	
			直角	F	I	I	杭体降伏	
昭和46年耐震指針	J橋	P1	橋軸	F+F	Ⅲ	Ⅲ	杭体降伏	$W_u=2Ra$

3. 液状化 ($D_E=1/3$)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考	
					タイプⅠ	タイプⅡ		
昭和46年耐震指針	I橋	P4	橋軸	M+M	Ⅲ	Ⅲ	杭体降伏	$W_u=Ra/2$
昭和46年耐震指針	I橋	P4	直角	F	Ⅲ	Ⅲ	杭体降伏	$W_u=Ra$
	J橋	P1	直角	F	Ⅲ	Ⅲ	杭体降伏	
昭和55年道示	K橋	P1	橋軸	F+M	I	I	杭体降伏	
			直角	F	I	I	杭体降伏	
昭和46年耐震指針	J橋	P1	橋軸	F+F	Ⅲ	Ⅳ	杭体降伏	$W_u=2Ra$

4. 液状化 ($D_E=1/6$)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考	
					タイプ I	タイプ II		
昭和46年耐震指針	I橋	P4	橋軸	M+M	Ⅲ	Ⅲ	杭体降伏	$W_u=R_d/2$
昭和46年耐震指針	I橋	P4	直角	F	Ⅲ	Ⅳ	杭体降伏	$W_u=R_d$
	J橋	P1	直角	F	Ⅲ	Ⅳ	杭体降伏	
昭和55年道示	K橋	P1	橋軸	F+M	Ⅰ	Ⅰ	杭体降伏	
			直角	F	Ⅰ	Ⅰ	杭体降伏	
昭和46年耐震指針	J橋	P1	橋軸	F+F	Ⅲ	V	杭体降伏	$W_u=2R_d$

5. 液状化 ($D_E=0$)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考	
					タイプ I	タイプ II		
昭和46年耐震指針	I橋	P4	橋軸	M+M	Ⅳ	V	杭体降伏	$W_u=R_d/2$
昭和46年耐震指針	I橋	P4	直角	F	Ⅳ	V	杭体降伏	$W_u=R_d$
	J橋	P1	直角	F	Ⅳ	V	杭体降伏	
昭和55年道示	K橋	P1	橋軸	F+M	Ⅲ	Ⅳ	杭体降伏	
			直角	F	Ⅲ	Ⅲ	杭体降伏	
昭和46年耐震指針	J橋	P1	橋軸	F+F	V	V	杭体降伏	$W_u=2R_d$

6. 基本+フーチング非線形考慮

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考	
					タイプ I	タイプ II		
昭和46年耐震指針	I橋	P4	橋軸	M+M	Ⅰ	Ⅰ	杭体降伏	$W_u=R_d/2$
昭和46年耐震指針	I橋	P4	直角	F	—	—	杭体降伏	$W_u=R_d$
	J橋	P1	直角	F	—	—	杭体降伏	
昭和55年道示	K橋	P1	橋軸	F+M	Ⅰ	Ⅰ	引抜降伏	
			直角	F	Ⅰ	Ⅰ	引抜降伏	
昭和46年耐震指針	J橋	P1	橋軸	F+F	Ⅲ	Ⅲ	杭体降伏	$W_u=2R_d$

6.5.3 追加検討

前述の試算では、昭和46年より前に設計された場所打ち杭に対して耐震性が確認できていない。しかし、表-3.6、表-5.2 に示す設計基準の変遷からも、設計年代に応じて設計手法や構造細目が異なっていることが分かっている。そこで、昭和46年より前に設計された場所打ち杭の耐震性を評価するため、設計年代に応じて復元設計を行い追加検討した。復元設計はJ橋のP1橋脚を代表橋脚として行った。検討では、設計年代別の液状化に対する影響度と杭頭部における構造細目の違いによる変形性能や杭頭せん断耐力の違いを評価するとともに、実材料強度を推定したもので耐震性能の再評価を行う。

以下、追加検討に使用した橋梁諸元と表-6.8に整理した設計手法により復元設計を行った。

1) 橋脚の諸元

橋梁名 : J 橋
 上部工形式 : 鋼単純鈹桁橋 2 連
 基礎工形式 : 場所打ち杭 ϕ 1200, L=43.5m, 5 本
 適用図書 : 昭和 46 年 道路橋耐震設計指針
 死荷重反力 : $R_d = 3580$ kN
 上部構造分担重量 : Fix+Fix 橋軸方向 $W_u = 7150$ kN (2 連分)
 橋軸直角方向 $W_u = 3580$ kN

この他に荷重規模の影響を検証するため、支承条件を変更した設計条件でも試算を行った。
 図-6.20 に復元設計に使用した J 橋 P1 橋脚の構造図を示す。

支承条件 : 固定+可動支持
 Fix+Mov 橋軸方向 $W_u = 3580$ kN (1 連分)
 橋軸直角方向 $W_u = 3580$ kN

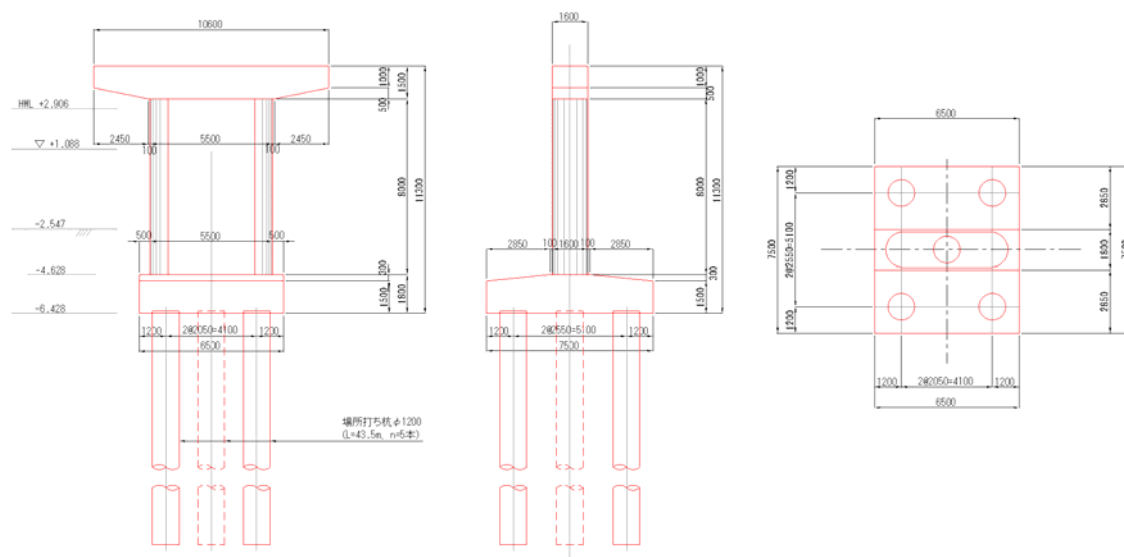


図-6.20 P1 橋脚構造図

表-6.8 復元設計手法

設計年代	昭和46年 より前	昭和46年 耐震設計指針	昭和55年 道路橋示方書
液状化に対する設計	無	S46耐震指針に準拠	S55道示に準拠
設計水平震度	Ⅱ種地盤	0.20	0.25
	Ⅲ種地盤	0.30	0.30
安定計算法	慣用法	変位法	変位法
地盤反力係数 k_H	—	地震時=常時	地震時=常時
極限支持力式	Terzaghiの式 Meyerhfの式	S51下部構造設計指針 杭基礎設計篇	S55道示

復元設計に使用した地盤条件を表-6.9, 表-6.10 に示す. II種地盤とIII種地盤は第3層(第4層)の層厚を3m, 10mに変化させることで再現している. なお, フーチング底面位置はGL-3.0mと仮定しており, 杭長LはそれぞれII種地盤でL=21.5m, III種地盤でL=28.5mとしている. 復元設計に使用する液状化の影響であるが, 昭和46年より前に設計された基礎は液状化に対する設計が行われていないため, 全ての地盤ケースで $D_E=1$ としている. 昭和46年の耐震設計指針を用いた復元設計では, 液状化に対する設計が行われているが, 液状化層が存在する場合には抵抗率 F_L 値によらず支持力を無視するため全ての地盤ケースで $D_E=0$ となる. 昭和55年の道路橋示方書による復元設計では, 設計当時の基準に従った低減係数とし, この数値は, 概ね平成14年の道路橋示方書Vで算定された低減係数と同値であった. なお, 昭和46年の復元設計では液状化層厚が杭頭から2mとなる「II種地盤-1B」または「III種地盤-1B」を使用する. これは, 他の設計年代と同じ地盤条件とした場合には杭頭部の7mが突出条件となり, このような地盤条件で場所打ち杭が採用されるケースが想定できないためである.

表-6.9 II種地盤を想定した地盤条件

1. II種地盤-1A(レベル2地震時:液状化低減係数 $D_E=0$)

	地盤の種類	層厚(m)	平均N値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	低減係数 D_E			
							レベル1地震時			レベル2地震時
							S46前	S46	S55	
第1層	砂質土	10.0	4	—	23	17	1	0	1/3	0
第2層	粘性土	10.0	6	36	—	15	---			---
第3層	砂質土	3.0	15	—	30	19	---			---
第4層	砂れき	4.0	50	—	—	20	---			---
調査深度		27.0								

2. II種地盤-1B(レベル2地震時:液状化低減係数 $D_E=0$)

	地盤の種類	層厚(m)	平均N値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	低減係数 D_E			
							レベル1地震時			レベル2地震時
							S46前	S46	S55	
第1層	砂質土	5.0	3	—	22	17	1	0	1/3	0
第2層	砂質土	5.0	12	—	28	17	1	1	1	2/3
第3層	粘性土	10.0	6	36	—	15	---			---
第4層	砂質土	3.0	15	—	30	19	---			---
第5層	砂れき	4.0	50	—	—	20	---			---
調査深度		27.0								

3. II種地盤-2(レベル2地震時:液状化低減係数 $D_E=1/3$)

	地盤の種類	層厚(m)	平均N値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	低減係数 D_E			
							レベル1地震時			レベル2地震時
							S46前	S46	S55	
第1層	砂質土	10.0	8	—	26	17	1	0	2/3	1/3
第2層	粘性土	10.0	6	36	—	15	---			---
第3層	砂質土	3.0	15	—	30	19	---			---
第4層	砂れき	4.0	50	—	—	20	---			---
調査深度		27.0								

4. II種地盤-3 (レベル2地震時：液状化低減係数 $D_E=2/3$)

	地盤の種類	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	低減係数 D_E			
							レベル1地震時			レベル2地震時
							S46前	S46	S55	
第1層	砂質土	10.0	11	—	28	17	1	1	1	2/3
第2層	粘性土	10.0	6	36	—	15	---			---
第3層	砂質土	3.0	15	—	30	19	---			---
第4層	砂れき	4.0	50	—	—	20	---			---
調査深度		27.0								

表-6.10 III種地盤を想定した地盤条件

1. III種地盤-1A (レベル2地震時：液状化低減係数 $D_E=0$)

	地盤の種類	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	低減係数 D_E			
							レベル1地震時			レベル2地震時
							S46前	S46	S55	
第1層	砂質土	10.0	4	—	23	17	1	0	1/3	0
第2層	粘性土	10.0	6	36	—	15	---			---
第3層	砂質土	10.0	15	—	30	19	---			---
第4層	砂れき	4.0	50	—	—	20	---			---
調査深度		34.0								

2. III種地盤-1B (レベル2地震時：液状化低減係数 $D_E=0$)

	地盤の種類	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	低減係数 D_E			
							レベル1地震時			レベル2地震時
							S46前	S46	S55	
第1層	砂質土	5.0	3	—	22	17	1	0	1/3	0
第2層	砂質土	5.0	12	—	28	17	1	1	1	2/3
第3層	粘性土	10.0	6	36	—	15	---			---
第4層	砂質土	10.0	15	—	30	19	---			---
第5層	砂れき	4.0	50	—	—	20	---			---
調査深度		34.0								

3. III種地盤-2 (レベル2地震時：液状化低減係数 $D_E=1/3$)

	地盤の種類	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	低減係数 D_E			
							レベル1地震時			レベル2地震時
							S46前	S46	S55	
第1層	砂質土	10.0	8	—	26	17	1	0	2/3	1/3
第2層	粘性土	10.0	6	36	—	15	---			---
第3層	砂質土	10.0	15	—	30	19	---			---
第4層	砂れき	4.0	50	—	—	20	---			---
調査深度		34.0								

4. III種地盤-3 (レベル2地震時：液状化低減係数 $D_E=2/3$)

	地盤の種類	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	低減係数 D_E			
							レベル1地震時			レベル2地震時
							S46前	S46	S55	
第1層	砂質土	10.0	11	—	28	17	1	1	1	2/3
第2層	粘性土	10.0	6	36	—	15	---			---
第3層	砂質土	10.0	15	—	30	19	---			---
第4層	砂れき	4.0	50	—	—	20	---			---
調査深度		34.0								

各設計年代の適用基準にて復元設計を行った試算結果を表-6.11 に示す。レベル2地震動で液状化による低減係数 $D_E=0$ となる地盤条件の試算結果を見ると、昭和55年の道路橋示方書と昭和46年より前の基準で復元設計したものとで、杭本数が大きく異なっており昭和46年より前に設計されたものは、液状化地盤において耐震性に劣るのが試算結果から分かる。

表-6.11 復元設計結果一覽

設計年代	(1)液状化低減係数 $D_b=0$ (レベル2地震動)				(2)液状化低減係数 $D_b=1/3$ (レベル2地震動)				(3)液状化低減係数 $D_b=2/3$ (レベル2地震動)			
	II種		III種		II種		III種		II種		III種	
地震種別	M+F	F+F	M+F	F+F	M+F	F+F	M+F	F+F	M+F	F+F	M+F	F+F
昭和46年 より前	II-1A 		III-1A 		II-2 		III-2 		II-3 		III-3 	
土質条件	0.20		0.30		0.20		0.30		0.20		0.30	
設計水平震度	1.0		1.0		1.0		1.0		1.0		1.0	
設計低減係数	5.4×6.5 (m)		8.4×6.5 (m)		5.4×6.5 (m)		8.4×6.5 (m)		5.4×6.5 (m)		8.4×6.5 (m)	
平面寸法	D29-24本		D32-24本		D29-20本		D32-24本		D29-24本		D32-24本	
軸方向鉄筋	4.7 ≦ 15.0		4.8 ≦ 15.0		3.8 ≦ 15.0		4.8 ≦ 15.0		3.5 ≦ 15.0		3.9 ≦ 15.0	
杭頭変位 (mm)	7.8 ≦ 12.0		8.1 ≦ 12.0		8.0 ≦ 12.0		8.1 ≦ 12.0		7.8 ≦ 12.0		7.9 ≦ 12.0	
$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$	233.9 ≦ 270		234.7 ≦ 270		242.2 ≦ 270		245.7 ≦ 270		255.4 ≦ 270		242.9 ≦ 270	
$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$	4189 ≦ 9797		3900 ≦ 9802		3256 ≦ 13628		3180 ≦ 13628		4189 ≦ 9981		3256 ≦ 13707	
$R_{tmax} \leq R_t$	-415 ≦ -877		-629 ≦ -828		-414 ≦ -828		-766 ≦ -1594		-415 ≦ -798		-334 ≦ -1564	
$P_{min} \leq P_s$	II-1B 		III-1B 		II-2		III-2		II-3		III-3	
土質条件	0.25		0.30		0.25		0.30		0.25		0.30	
設計水平震度	0.0 (杭頭2m)		0.0 (杭頭2m)		0.0 (杭頭7m)		0.0 (杭頭7m)		0.0 (杭頭7m)		0.0 (杭頭7m)	
設計低減係数	8.4×8.4 (m)		11.4×7.6 (m)		9.0×6.5 (m)		2/3 (杭頭7m)		2/3 (杭頭7m)		2/3 (杭頭7m)	
平面寸法	D32-24本		D32-24本		D29-24本		D29-24本		D29-24本		D29-24本	
軸方向鉄筋	10.5 ≦ 15.0		8.9 ≦ 15.0		13.5 ≦ 15.0		13.0 ≦ 15.0		12.2 ≦ 15.0		7.0 ≦ 12.0	
杭頭変位 (mm)	8.6 ≦ 12.0		8.7 ≦ 12.0		7.5 ≦ 12.0		7.5 ≦ 12.0		7.0 ≦ 12.0		7.0 ≦ 12.0	
$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$	250.3 ≦ 270		2897 ≦ 6783		246.5 ≦ 270		246.5 ≦ 270		246.5 ≦ 270		246.5 ≦ 270	
$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$	2771 ≦ 5870		744 ≦ -2396		3897 ≦ 3902		3347 ≦ 4815		3347 ≦ 4815		3347 ≦ 4815	
$R_{tmax} \leq R_t$	-679 ≦ -1620		-460 ≦ -2606		-429 ≦ -2606		-460 ≦ -2606		-429 ≦ -2606		-460 ≦ -2606	
$P_{min} \leq P_s$	II-1A 		III-1A 		II-2		III-2 		II-3		III-3	
土質条件	0.25		0.30		0.25		0.30		0.25		0.30	
設計水平震度	1/3 (杭頭7m)		1/3 (杭頭7m)		2/3 (杭頭7m)		2/3 (杭頭7m)		2/3 (杭頭7m)		2/3 (杭頭7m)	
設計低減係数	11.4×8.4 (m)		11.4×11.4 (m)		9.0×6.5 (m)		2/3 (杭頭7m)		2/3 (杭頭7m)		2/3 (杭頭7m)	
平面寸法	D29-24本		D29-24本		D29-24本		D29-24本		D29-24本		D29-24本	
軸方向鉄筋	13.8 ≦ 15.0		13.5 ≦ 15.0		13.5 ≦ 15.0		13.0 ≦ 15.0		12.2 ≦ 15.0		7.0 ≦ 12.0	
杭頭変位 (mm)	8.2 ≦ 12.0		8.3 ≦ 12.0		7.5 ≦ 12.0		7.5 ≦ 12.0		7.0 ≦ 12.0		7.0 ≦ 12.0	
$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$	246.5 ≦ 270		246.5 ≦ 270		246.5 ≦ 270		246.5 ≦ 270		246.5 ≦ 270		246.5 ≦ 270	
$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$	2319 ≦ 3939		2145 ≦ 4651		3897 ≦ 3902		3347 ≦ 4815		3347 ≦ 4815		3347 ≦ 4815	
$R_{tmax} \leq R_t$	-429 ≦ -1820		-460 ≦ -2606		-429 ≦ -2606		-460 ≦ -2606		-429 ≦ -2606		-460 ≦ -2606	
$P_{min} \leq P_s$	II-1A 		III-1A 		II-2		III-2 		II-3		III-3	
土質条件	0.25		0.30		0.25		0.30		0.25		0.30	
設計水平震度	1/3 (杭頭7m)		1/3 (杭頭7m)		2/3 (杭頭7m)		2/3 (杭頭7m)		2/3 (杭頭7m)		2/3 (杭頭7m)	
設計低減係数	11.4×8.4 (m)		11.4×11.4 (m)		9.0×6.5 (m)		2/3 (杭頭7m)		2/3 (杭頭7m)		2/3 (杭頭7m)	
平面寸法	D29-24本		D29-24本		D29-24本		D29-24本		D29-24本		D29-24本	
軸方向鉄筋	13.8 ≦ 15.0		13.5 ≦ 15.0		13.5 ≦ 15.0		13.0 ≦ 15.0		12.2 ≦ 15.0		7.0 ≦ 12.0	
杭頭変位 (mm)	8.2 ≦ 12.0		8.3 ≦ 12.0		7.5 ≦ 12.0		7.5 ≦ 12.0		7.0 ≦ 12.0		7.0 ≦ 12.0	
$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$	246.5 ≦ 270		246.5 ≦ 270		246.5 ≦ 270		246.5 ≦ 270		246.5 ≦ 270		246.5 ≦ 270	
$\sigma_s \leq \sigma_{sa}$	2319 ≦ 3939		2145 ≦ 4651		3897 ≦ 3902		3347 ≦ 4815		3347 ≦ 4815		3347 ≦ 4815	
$R_{tmax} \leq R_t$	-429 ≦ -1820		-460 ≦ -2606		-429 ≦ -2606		-460 ≦ -2606		-429 ≦ -2606		-460 ≦ -2606	
$P_{min} \leq P_s$	II-1A 		III-1A 		II-2		III-2 		II-3		III-3	

設計年代に応じて、杭頭部の構造細目が異なるため各設計年代において損傷度判定に使用する許容塑性率とせん断耐力が変わる。判定に使用する許容塑性率とせん断耐力を表-6.12、表-6.13に示す。

帯鉄筋量の規定

- 昭和 46 年より前 : 杭体全区間で D13ctc300mm
 昭和 46 年耐震設計指針 : 杭頭付近 (2.4m) で D13ctc150mm (側断面積の規定なし)
 昭和 55 年道路橋示方書 : 杭頭付近 (2.4m) で D16ctc150mm (側断面積 0.2%考慮)

表-6.12 場所打ち杭基礎の損傷度区分

	昭和 46 年 より前	昭和 46 年 耐震設計指針	昭和 55 年 道路橋示方書
損傷度Ⅲ	$\mu_a=2$	$\mu_a=3$	$\mu_a=4$
損傷度Ⅳ	$\mu_a=4$	$\mu_a=6$	$\mu_a=8$

表-6.13 設計年代別の杭のせん断耐力

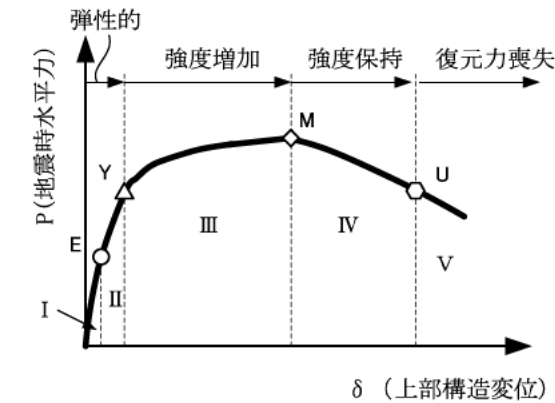
	昭和46年 より前	昭和46年 耐震設計指針	昭和55年 道路橋示方書
解析モデル	Ⅱ-1A MF	Ⅱ-1B FF	Ⅱ-1A FF
帯鉄筋	D13, s=300mm	D13, s=150mm	D16, s=150mm
コンクリートが負担するせん断耐力 S_c (kN)	545	566	521
斜引張鉄筋が負担するせん断耐力 S_s (kN)	203	406	637
せん断耐力 P_s (kN)	748	972	1158
杭本数 n (本)	4	8	12
せん断耐力 P_s (kN)	2991	7775	13892

(2) 解析モデル

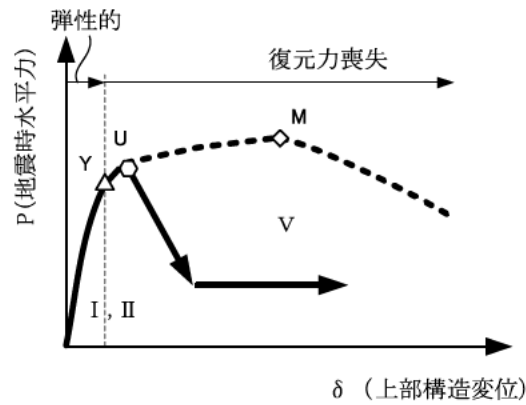
解析モデルは、平成 14 年の道路橋示方書に従い図-6.4 のようにモデル化する。なお、橋脚柱部材およびフーチング部材は、線形梁要素とする。

(3) 損傷度判定

第 1 段階では、基礎に想定される損傷度として降伏後の塑性変形性能に応じたシナリオ曲線上で行う。図-6.24 a) が一般的な曲げ破壊のシナリオ曲線である。また、せん断については、 $P-\delta$ 曲線上のせん断破壊点から図-6.24 b) のように考え、せん断破壊する点で「損傷度 V」としている。



a) 塑性変形性能が富む場合（曲げ破壊先行）



b) 塑性変形性能が考慮できない場合（せん断破壊先行）

図-6.24 荷重変位関係

(4) 検討結果

表-6.14, 表-6.15 に各ケースの損傷度判定結果を示す。ここで, 表-6.14 は杭体のせん断破壊を無視した試算結果であり, 表-6.15 は杭体のせん断破壊を考慮した荷重変位関係に従いせん断破壊点で「損傷度V」と判定したものである。

① 曲げ性能照査

- ・地盤強度[1] (液状化低減係数 $D_E=0$) の最も弱い地盤での水平力[小]の条件「II-1A MF」で, 曲げの耐震性能として, タイプIIで損傷度Vとなる。
- ・地盤強度[2] (液状化低減係数 $D_E=1/6$), 水平力[大]の条件で, 「II-2' F+F」で, 曲げの耐震性能として, タイプIIで損傷度Vとなる。
- ・上記以外, すなわち地盤強度[2][3] (液状化低減係数 $D_E=1/3, 2/3$) の場合には, 曲げの耐震性能として損傷度III~IVとなる。

したがって, 昭和46年より前に着目した場合には, 次のことが言える。

- ・昭和46年より前の地盤強度[1] (液状化低減係数 $D_E=0$) では, 曲げの耐震性能として損傷度Vと判断する。
- ・逆に, 地盤強度[2][3] (液状化による低減はあるが, 水平方向バネがゼロではない) では, 曲げに対しては, 損傷度III~IV程度となる。

表-6.14 杭体のせん断破壊を無視した損傷度判定結果

適用基準	モデル名称	地盤種別	液状化低減係数	支承条件	レベル2地震動		備考		
					タイプI	タイプII			
昭和46年より前	II-1A MF	II種	0	M+F	IV	V	全杭降伏	Wu=1径間分	損傷度III: $\mu=2$ 損傷度IV: $\mu=4$
	II-2' MF	II種		M+F	III	IV	全杭降伏	Wu=1径間分	
	II-2' FF	III種		F+F	III	V	全杭降伏	Wu=2径間分	
	III-2' MF			M+F	III	III	全杭降伏	Wu=1径間分	
	III-2' FF	1/3	F+F	III	IV	全杭降伏	Wu=2径間分		
	II-2 MF		II種	M+F	I, II	IV	引抜降伏	Wu=1径間分	
	II-2 FF		III種	F+F	III	IV	引抜降伏	Wu=2径間分	
	III-2 MF			M+F	I, II	III	全杭降伏	Wu=1径間分	
	III-2 FF	2/3	F+F	III	III	全杭降伏	Wu=2径間分		
	II-3 MF		II種	M+F	I, II	IV	引抜降伏	Wu=1径間分	
	II-3 FF		III種	F+F	I, II	IV	引抜降伏	Wu=2径間分	
	III-3 MF			M+F	I, II	I, II	引抜降伏	Wu=1径間分	
III-3 FF	0	F+F	I, II	I, II	引抜降伏	Wu=2径間分			
昭和46年耐震設計指針		II-1B FF	II種	F+F	I, II	III	全杭降伏	Wu=2径間分	損傷度III: $\mu=3$ 損傷度IV: $\mu=6$
	III-1B FF	III種	F+F	I, II	III	全杭降伏	Wu=2径間分		
昭和55年道路橋示方書	II-1A FF	II種	0	F+F	III	IV	全杭降伏	Wu=2径間分	損傷度III: $\mu=4$ 損傷度IV: $\mu=8$
	III-1A FF	III種		F+F	III	III	全杭降伏	Wu=2径間分	
	II-2 FF	II種	1/3	F+F	I, II	III	全杭降伏	Wu=2径間分	
	III-2 FF	III種		F+F	III	III	全杭降伏	Wu=2径間分	
昭和46年より前	II-2 FF(材)	II種	1/3	F+F	III	IV	引抜降伏	Wu=2径間分	
昭和46年耐震	II-1B FF(材)	II種	0	F+F	I, II	III	全杭降伏	Wu=2径間分	
昭和55年道示	II-2 FF(材)	II種	1/3	F+F	I, II	III	全杭降伏	Wu=2径間分	

② 杭体のせん断破壊点を考慮

- ・曲げ破壊先行の P- δ 曲線上で杭体のせん断破壊点を考慮すると, 昭和46年より前, 昭和46年の耐震設計指針の多くのケースでせん断破壊により「損傷度V」となる。

- 表-6.13 に示すように杭体のせん断耐力は、前述の通り、各設計年代の基準にしたがった配筋により算出しており、各設計年代でせん断耐力に差がある。

帯鉄筋量の規定

- 昭和 46 年より前 : 杭体全区間で D13ctc300mm
- 昭和 46 年耐震設計指針 : 杭頭付近 (2.4m) で D13ctc150mm (側断面積の規定なし)
- 昭和 55 年道路橋示方書 : 杭頭付近 (2.4m) で D16ctc150mm (側断面積 0.2%考慮)

- せん断耐力が大きくなる昭和 55 年の道路橋示方書を適用したケースでもせん断破壊により「損傷度 V」となるケースが存在する (S55 II-2 FF)。

表-6.15 杭体のせん断破壊点を考慮した損傷度判定結果

適用基準	モデル名称	地盤種別	液状化低減係数	支承条件	レベル2地震動		備考		
					タイプ I	タイプ II			
昭和46年より前	II-1A MF	II種	0	M+F	IV	V	曲げ	Wu=1径間分	
	II-2' MF	II種		M+F	III	V	曲げ→せん断破壊	Wu=1径間分	
	II-2' FF	II種		F+F	III	V	曲げ→せん断破壊	Wu=2径間分	
	III-2' MF	III種		M+F	III	V	曲げ→せん断破壊	Wu=1径間分	
	III-2' FF	III種	1/6	F+F	III	IV	曲げ	Wu=2径間分	
	II-2 MF	II種		M+F	I, II	IV	曲げ	Wu=1径間分	
	II-2 FF	II種		F+F	V	V	せん断破壊	Wu=2径間分	
	III-2 MF	III種		M+F	I, II	V	せん断破壊	Wu=1径間分	
	III-2 FF	III種	1/3	F+F	III	V	曲げ→せん断破壊	Wu=2径間分	
	II-3 MF	II種		M+F	I, II	IV	曲げ	Wu=1径間分	
	II-3 FF	II種		F+F	V	V	せん断破壊	Wu=2径間分	
	III-3 MF	III種		M+F	I, II	V	せん断破壊	Wu=1径間分	
III-3 FF	III種	2/3	F+F	V	V	せん断破壊	Wu=2径間分		
昭和46年耐震設計指針	II-1B FF		II種	0	F+F	I, II	V	曲げ→せん断破壊	Wu=2径間分
III-1B FF	III種		F+F		I, II	V	せん断破壊	Wu=2径間分	
昭和55年道路橋示方書	II-1A FF		II種	0	F+F	III	IV	曲げ	Wu=2径間分
	III-1A FF	III種	F+F		III	III	曲げ	Wu=2径間分	
	II-2 FF	II種	1/3	F+F	I, II	V	曲げ→せん断破壊	Wu=2径間分	
	III-2 FF	III種		F+F	III	III	曲げ	Wu=2径間分	
昭和46年より前	II-2 FF(材)	II種	1/3	F+F	V	V	引抜降伏	Wu=2径間分	
昭和46年耐震	II-1B FF(材)	II種	0	F+F	I, II	V	全杭降伏	Wu=2径間分	
昭和55年道示	II-2 FF(材)	II種	1/3	F+F	I, II	III	全杭降伏	Wu=2径間分	

: 別途せん断耐力について検討する。

表-6.14 および表-6.15 より、以下のように判定される。

- 曲げ破壊先行の照査では、昭和 46 年より前の液状化低減係数 $D_E=0$ および $D_E=1/6$ が損傷度 V となり危険度が高いと考えられる。
- せん断破壊を考慮すると、昭和 46 年より前、昭和 46 年の耐震設計指針が損傷度 V となり危険度が高いと考えられる。
- せん断破壊を考慮した照査において昭和 55 年道示でも損傷度 V となるケースがあるが、材料の実強度を考慮した後述の検討によれば、昭和 46 年より前、昭和 46 年の耐震設計指針に比べて危険度は低いと考えられる。

(5) せん断破壊結果に対する検討

検討結果から、場所打ち杭基礎においては、昭和 46 年より前、昭和 46 年の耐震設計指針の

基礎に関して、杭体のせん断破壊により、「損傷度V」となる可能性が高いことがわかる。一方、昭和55年道示については、せん断破壊を考慮した場合に、損傷度Vとなるケースが1ケース存在する。以下、昭和55年道示でせん断破壊により「損傷度V」となるケースについて検討を加える。

a) せん断破壊を考慮した応答塑性率

- ・杭体がせん断破壊した後も、地中であれば大気中と異なり周辺地盤からの受働抵抗（拘束圧）によって杭径が保持され直ちに崩壊することはないと考えられる。このため、軸方向鉄筋の座屈は無く帯鉄筋分の残存せん断耐力があると仮定したモデルでP-δ曲線を算定し、応答塑性率を算出する手法である。
- ・せん断破壊を考慮したときの応答塑性率の算出では、比較のため以下の2ケース実施した。

S46 前, II-2, F+F (II種地盤, 液状化低減係数 $D_E=1/3$, Fix+Fix)
 S55 , II-2, F+F (//)

b) 実際の材料強度を推定した損傷度判定

- ・実構造物の強度は、設計時の強度よりも大きいことが一般的である。推定される実際の材料強度として文献³⁶⁾等を参考に、表-6.16に示す値を適用する。
- ・レベル2地震動に対する照査において、材料強度の変更を考慮する項目は以下の通りとする。

杭体の M-φ 算出
 せん断耐力の算出
 荷重漸増解析における杭体の材料特性

- ・材料強度推定による解析は、各年代でせん断破壊により「損傷度V」となる以下の橋脚を対象とした。

S46 前 II-2 F+F
 S46 II-1B F+F
 S55 II-2 F+F

表-6.16 材料強度の推定

		設計	強度変更	備考
コンクリートの設計基準強度	σ_{ck} (N/mm ²)	24	36	1.5倍
ヤング係数	E_c (N/mm ²)	25000	29800	$\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$ 相当の E_c
平均せん断応力度	τ_c (N/mm ²)	0.35	0.394	$\sigma_{ck}=36\text{N/mm}^2$ 相当の τ_c
鉄筋の降伏点	σ_{sy} (N/mm ²)	295	350	1.2倍

(6) せん断破壊のモデル化

杭体のせん断破壊が先行する場合の解析法について整理する。本研究では杭体にせん断破壊が先行する場合においても、大気中にある橋脚柱のような脆性的な破壊とは異なり、帯鉄筋や軸方向鉄筋による耐力、周辺地盤からの受働土圧抵抗によって、ある程度の残存耐力が期待できると考えられる。そして、せん断破壊後の変形性能を確認するため、図-6.25のP-δ曲線を通る解析モデルを提案した。

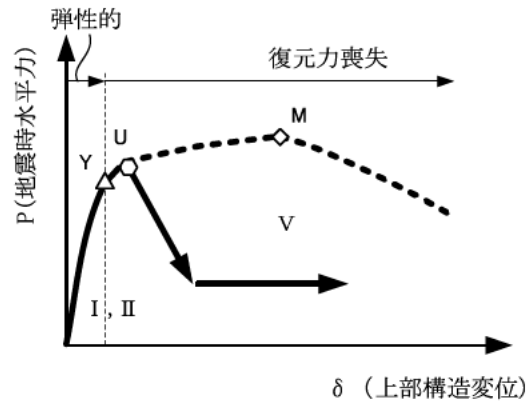


図-6.25 塑性変形性能が考慮できない P- δ 関係（せん断破壊型）

以下、部材がせん断破壊した場合の応答塑性率の計算フローを図-6.26 に示す。なお、汎用プログラムによる梁バネモデルでは剛性比率を負にした計算が不可能であるため、図-6.4 に示す曲げ破壊が先行すると仮定した解析モデルと、図-6.27 のせん断破壊後の解析モデルをそれぞれ作成し、得られた 2 つの曲線を水平震度－水平変位曲線として評価する。

せん断破壊後の K_b - δ 関係のため、図-6.4 の基本モデルから次の a)～c) の変更を行った解析モデルを作成した。これは、基本モデルの K_b - δ 関係から、基礎の降伏条件である杭体の降伏、または押し込み力が上限値に達することによって、せん断破壊後には剛性が低下しているものと考えられるためである。以下に、各部材のモデル化について整理する。

- a) 杭の軸方向バネ K_{VE} は、せん断破壊時の応答値と原点を結んだバイリニアモデルに変更する。杭頭がせん断破壊した際には、鉛直支持力が低下、または機能しないものと考えられる。しかし、解析においては、せん断破壊後も杭の軸方向鉄筋はつながっており、周辺地盤からの受働抵抗による拘束力によってある程度の鉛直荷重は伝達できるものと仮定し、鉛直支持力の低減は行わないこととした。
- b) 降伏した杭体の曲げ非線形特性は、ひび割れ点を考慮したトリリニアモデルから降伏剛性によるバイリニアモデルに変更する。厳密には、応答値と原点を結んだ等価剛性となるが、杭列数、降伏部材数が多くなるため計算が煩雑となる。また、せん断破壊後の K_b - δ 関係を作成する上では、降伏剛性としてもせん断破壊するときの変形量が若干前後するだけであり、応答塑性率を計算する上で問題にならないと考える。
- c) せん断破壊した杭体は、斜めひび割れの発生によりコンクリートの負担するせん断耐力 S_c の寄与がないものとして、斜め引張鉄筋のせん断耐力 S_s とする。杭体の発生せん断力がせん断耐力 S_s に達する点をせん断破壊後の K_b - δ 関係の変位急増点となる。なお、杭体のせん断破壊は杭頭付近となるため、モデル化は、杭頭に 2 重節点を設置し、水平方向に S_s で降伏する剛バネを設置した。

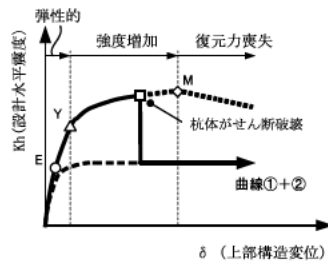
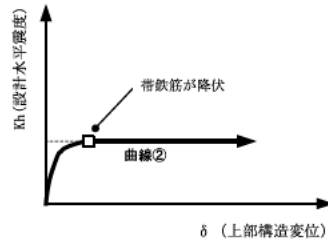
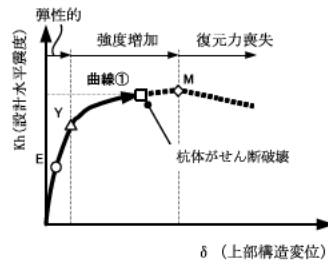
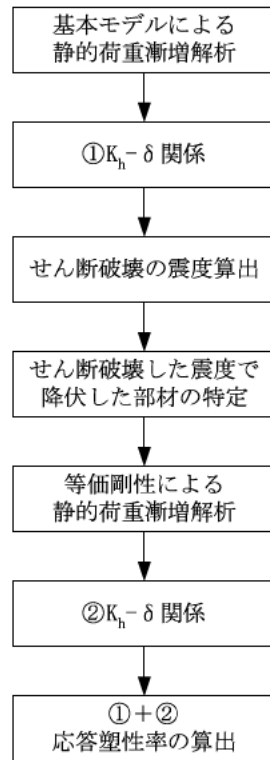
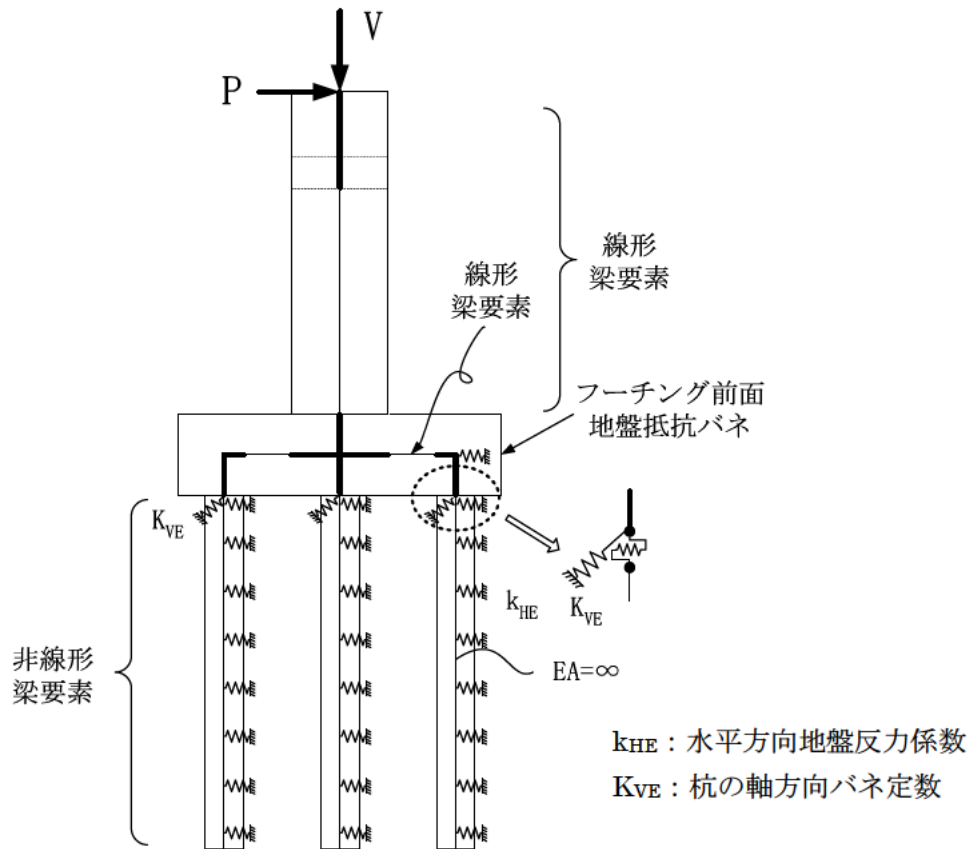
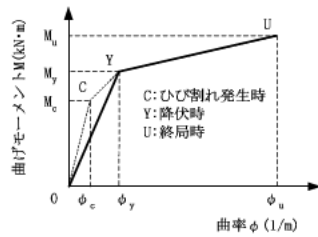


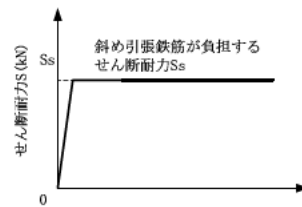
図-6.26 計算フロー



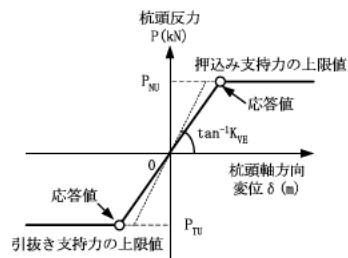
a) 解析モデル図



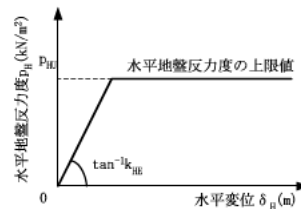
b) 降伏した杭の非線形特性



c) 杭頭せん断バネの非線形特性 K_s



d) せん断破壊時の杭の軸方向の抵抗特性 K_{VE}



e) 杭の軸直角方向の抵抗特性 k_{HE}

図-6.27 せん断破壊が先行するときの杭基礎の解析モデル

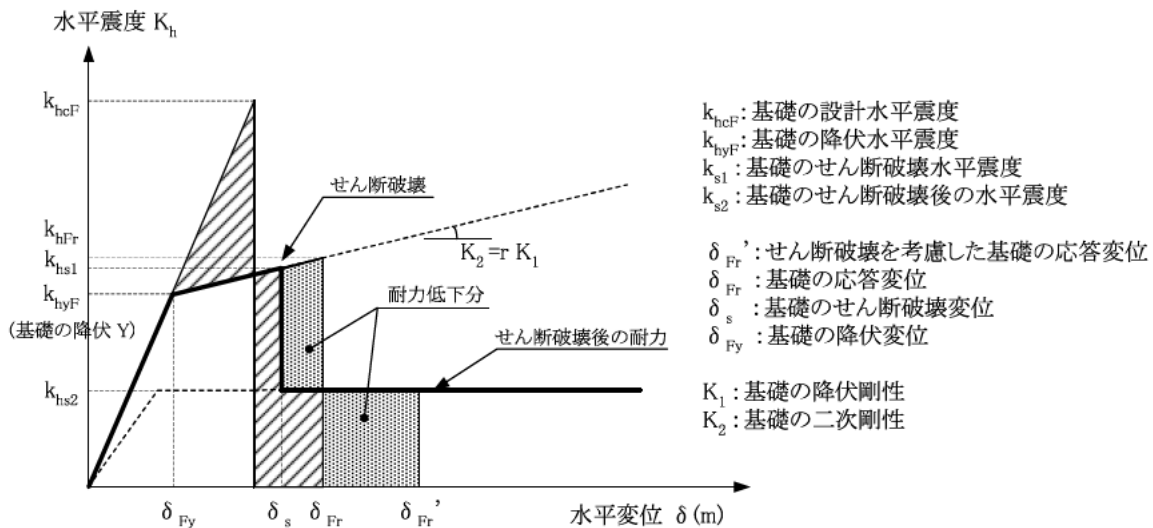


図-6.28 せん断破壊先行時におけるエネルギー一定則による基礎の応答塑性率の算定法

せん断破壊後の応答値については、図-6.28 に示すエネルギー一定則を用いて算出する。具体的には、せん断破壊時の震度をもとに下式により算出する。

$$\delta_{Fr}' = \frac{1}{2k_{hs2}} (k_{hs1} - 2k_{hs2} + k_{hFr}) (\delta_{Fr} - \delta_s) + \delta_{Fr}$$

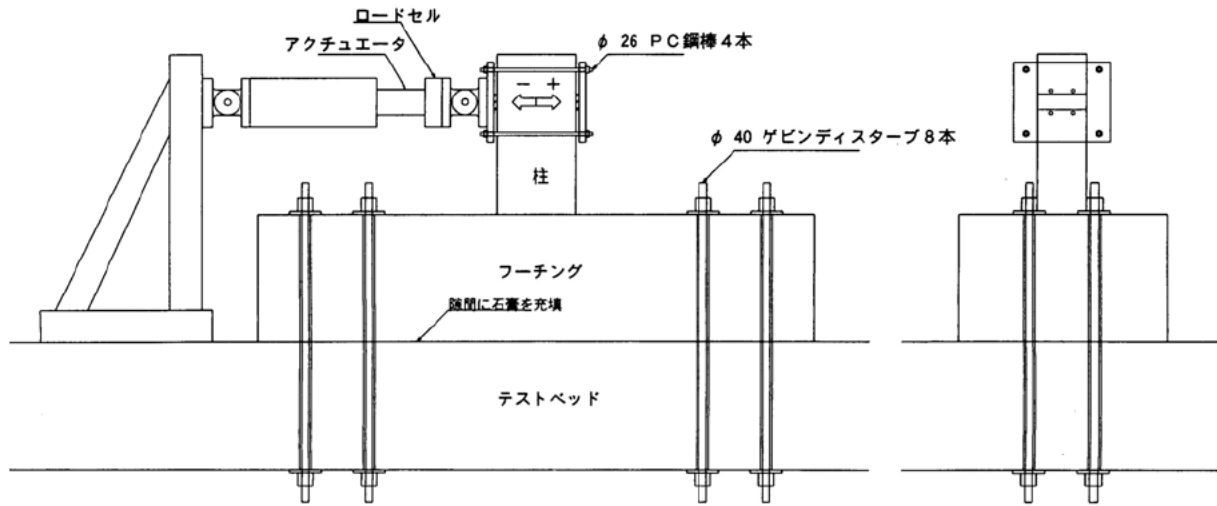
$$\mu_{Fr}' = 1 + \frac{\delta_{Fr}' - \delta_{Fy}}{\delta_{Fy}}$$

ここに、

- δ_{Fr}' : 部材のせん断破壊を考慮したときの基礎の応答変位 (m)
- k_{hs1} : 部材がせん断破壊するときの基礎の震度
- k_{hs2} : 部材がせん断破壊した後の基礎の降伏震度
- k_{hFr} : 部材のせん断破壊を無視したときの基礎の震度
- δ_{Fr} : 部材のせん断破壊を無視したときの基礎の応答変位 (m)
- δ_s : 部材がせん断破壊するときの変位 (m)
- δ_{Fy} : 基礎の降伏変位 (m)
- μ_{Fr}' : 部材のせん断破壊を考慮した応答塑性率

ここで、基礎が降伏する前後でせん断破壊した実験が無い場合、土木研究所で実施したフーチングのせん断挙動、ディープビーム部材のせん断強度に着目した載荷実験³⁷⁾³⁸⁾を参考に、部材がせん断破壊する挙動は、せん断補強鉄筋を有する場合には、せん断破壊後も急激な耐力低下ではなく、せん断ひび割れの進展によって徐々にコンクリートの圧縮域が小さくなり、せん断補強鉄筋のみで負担するせん断耐力相当になる荷重変位関係となる。フーチングのせん断挙動を梁モデルで再現する方法として、せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力を上限とする非線形梁要素を設定することで、概ね挙動を捉えることができることを確認している。ここで、せん断変形が卓越する破壊形態に対するエネルギー一定則の適用についてであるが、せん断補強鉄筋を有する場合には、図-6.29 に示す実験結果から荷重低下後も安定した履歴曲線を描くことからエネルギー一定則を適用できると考えられる。ただし、せん断補強鉄筋の破断点が不明

で、終局点の定義ができないため、震後の状態を把握するための変形量の確認程度に留める必要がある。なお、上述したせん断破壊先行や曲げからせん断破壊に移行する場合のエネルギー一定則については、今回の検討ケースに使用できるが、設計一般には使用することを想定していないことに注意する。



載荷方法

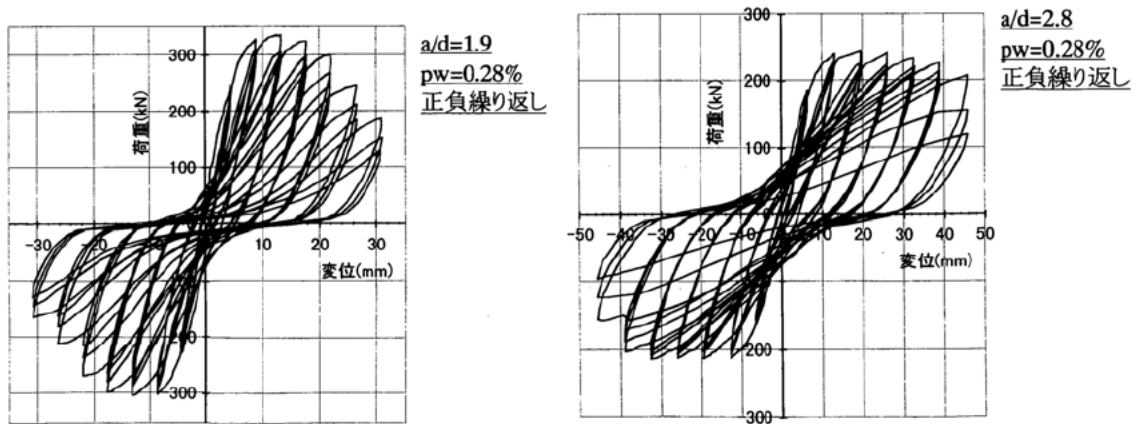


図-6.29 RC 単柱供試体の荷重変位関係³⁷⁾
 (a/d : せん断スパン比, p_w : せん断補強鉄筋比)

(7) せん断破壊を考慮した応答塑性率照査

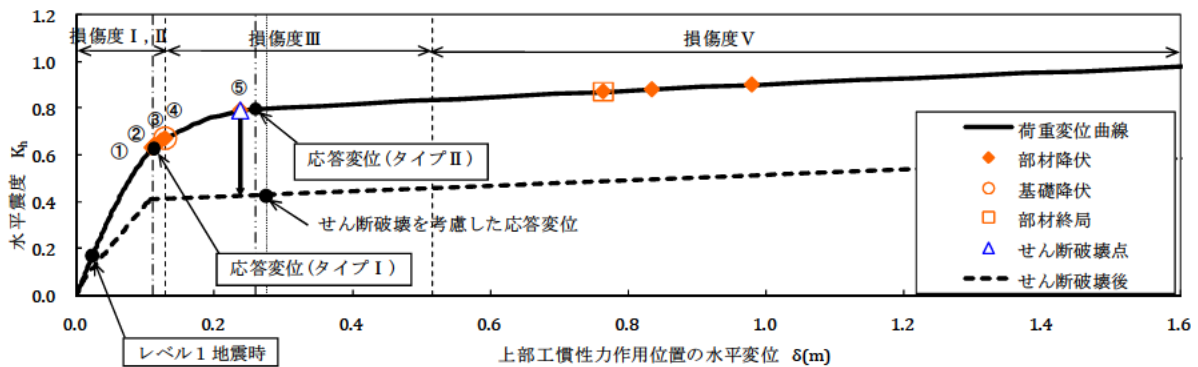
前述した考え方に基づき、昭和55年の道路橋示方書のケースでせん断破壊により損傷度Ⅴとなる「Ⅱ-2 F+F」のケースについて検討する。比較として、同じくせん断破壊により損傷度Ⅴとなる「S46より前Ⅱ-2F+F」のケースについても算出する。

昭和55年の道路橋示方書にて設計された場所打ち杭（Ⅱ-2 F+F）の試算結果を図-6.30に示す。図中の損傷度区分Ⅰ～Ⅴは、表-6.12に示す各設計年代別に設定した許容塑性率（損傷度Ⅲ： $\mu=4$ ）に基礎全体系の降伏変位 δ_{Fy} を乗じたものである。試算はせん断破壊を考慮した塑性変形性能について検討したものであり、曲げ破壊を前提として設定した表-6.12の許容塑性率とならないため、損傷度Ⅲを超過した時点で損傷度Ⅴとした。また、図中の応答変位はせん断破壊を無視した場合を示す。

せん断破壊を考慮した応答変位 δ_{Fr}' ：

$$\begin{aligned} \delta_{Fr}' &= \frac{1}{2k_{hS2}}(k_{hS1} - 2k_{hS2} + k_{hFr})(\delta_{Fr} - \delta_s) + \delta_{Fr} \\ &= \frac{1}{2 \times 0.410}(0.790 - 2 \times 0.410 + 0.681)(0.259 - 0.238) + 0.259 = 0.276(m) \end{aligned}$$

応答塑性率 $\mu_{Fr}' = 2.14 (= \delta_{Fr}' / \delta_{Fy} = 0.276 / 0.129)$



	震度	杭頭での水平変位 (m)	フーチング回転角 θ (rad)	慣性力作用位置での変位 δ (m)	杭基礎の状態	
①	0.63	0.039	0.003	0.109	後列杭降伏	
②	0.64	0.041	0.003	0.112	引抜力が上限値に達する	
③	0.66	0.046	0.004	0.123	前列杭降伏	
④	0.67	0.049	0.004	0.129	中列杭降伏	全杭降伏
⑤	0.79	0.126	0.006	0.238	押込力が上限値に達する、杭頭せん断破壊	
⑥	0.87	0.377	0.032	0.764	前列杭終局	基礎終局
⑦	0.88	0.412	0.036	0.835	後列杭終局	
⑧	0.90	0.484	0.043	0.980	中列杭終局	

図-6.30 水平震度－水平変位の関係

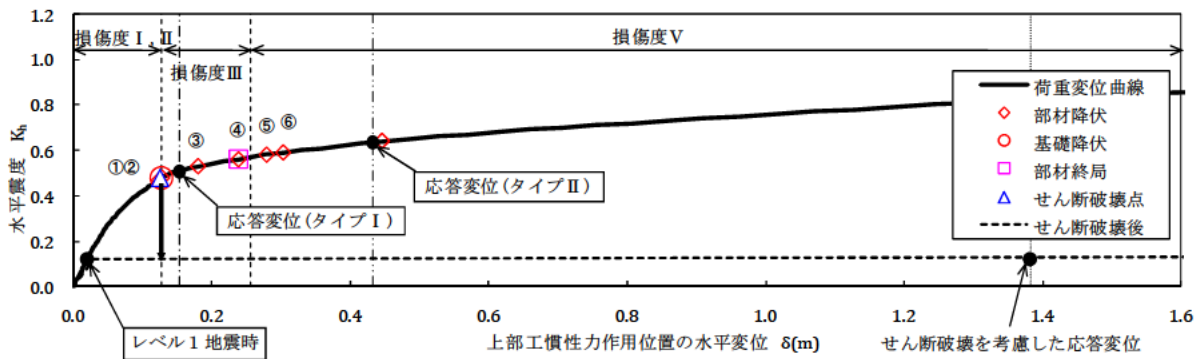
昭和46年より前に設計された場所打ち杭（S46より前Ⅱ-2F+F）の試算結果を図-6.31に示す。図中の損傷度区分Ⅰ～Ⅴは、表-6.12に示す各設計年代別に設定した許容塑性率（損傷度Ⅲ： $\mu=2$ ）に基礎全体系の降伏変位 δ_{Fy} を乗じたものである。試算はせん断破壊を考慮した塑性変形

性能について検討したものであり、曲げ破壊を前提として設定した表-6.12の許容塑性率とならないため、損傷度Ⅲを超過した時点で損傷度Ⅴとした。また、図中の応答変位はせん断破壊を無視した場合を示す。

せん断破壊を考慮した応答変位 δ_{Fr}' :

$$\begin{aligned} \delta_{Fr}' &= \frac{1}{2k_{hS2}} (k_{hS1} - 2k_{hS2} + k_{hFr}) (\delta_{Fr} - \delta_s) + \delta_{Fr} \\ &= \frac{1}{2 \times 0.120} (0.470 - 2 \times 0.120 + 0.507) (0.432 - 0.123) + 0.432 = 1.383(m) \end{aligned}$$

応答塑性率 $\mu_{Fr}' = 10.84 (= \delta_{Fr}' / \delta_{Fy} = 1.383 / 0.128)$



	震度	杭頭での水平変位 (m)	フーチング回転角 θ (rad)	慣性力作用位置での変位 δ (m)	杭基礎の状態	
①	0.47	0.057	0.004	0.123	杭頭せん断破壊	
②	0.48	0.060	0.004	0.128	全杭降伏	基礎降伏
③	0.53	0.104	0.004	0.179	引抜力が上限値に達する	
④	0.56	0.148	0.006	0.238	前列杭終局	基礎終局
⑤	0.58	0.178	0.006	0.279	後列杭終局	
⑥	0.59	0.198	0.007	0.303	中列杭終局	
⑦	0.64	0.316	0.009	0.446	押込力が上限値に達する	

図-6.31 水平震度－水平変位の関係

(8) 実際の材料強度を推定した損傷度判定

前述した S55 II-2F+F のケースは、せん断破壊を考慮した応答塑性率 $\mu=2.14$ からわかるように、その程度を考えれば、S46 より前に比べて軽微と考えられる。ここでは、材料強度を考慮した検証を行い、損傷度を検討する。

a) 平成 14 年の道路橋示方書のせん断耐力算定式

平成 14 年の道路橋示方書 IV5.2.3 におけるせん断耐力の算定は、以下のとおりである。

$$P_s = S_c + S_s$$

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot c_N \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \quad \dots\dots\dots (5.2.1)$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15s}$$

ここに、

- P_s : せん断耐力 (N)
- S_c : コンクリートの負担するせん断耐力 (N)
- S_s : 斜引張鉄筋の負担するせん断耐力 (N)
- τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) で表-5.2.1 の値を用いる
- c_c : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数
- c_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数
- c_{pt} : 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数
- c_N : 軸方向圧縮力による補正係数
- b : 部材断面幅 (mm)
- d : 部材断面の有効高 (mm)
- A_w : 間隔 s 及び角度 θ で配置される斜引張鉄筋の断面積 (mm²)
- σ_{sy} : 斜引張鉄筋の降伏点 (N/mm²)
- s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
- θ : 斜引張鉄筋が部材軸方向となす角度 (°)

表-5.2.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck}	21	24	27	30	40
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41

上式の中で、材料強度に関するものは、コンクリートの平均せん断応力度 (τ_c) および鉄筋の降伏強度 (σ_{sy}) となる。材料強度には、表-6.16 に示す値を使用した。

b) S55 II-2 F+F への適用

S55 II-2 F+F のケースにおいて杭頭部分のせん断耐力および材料強度を変更したせん断耐力を算出する。ここで、損傷度の確認は、S55 II-2F+F の他に、比較として、「S46 前 II-2F+F」および「S46 II-1B」のケースでも検討するため、全 3 ケースのせん断耐力を表-6.17 に示す。

表-6.17 杭体のせん断耐力

		S46前 II -2 F+F		S46 II -1B F+F		S55 II -2 F+F	
		基本	強度変更	基本	強度変更	基本	強度変更
コンクリートが負担するせん断耐力	S_c (kN)	578	650	566	637	535	602
斜引張鉄筋が負担するせん断耐力	S_s (kN)	203	241	406	482	637	755
せん断耐力	P_s (kN)	781	891	972	1119	1171	1357

c) 損傷度の比較

表-6.18 に、設計年代別 3 ケースの損傷度を示す。表中の「応答塑性率の比」は、曲げ破壊が先行すると仮定した場合に得られる応答塑性率 μ_{rII} に対するせん断破壊時の塑性率 μ_{rPs} の比率を示している。この値が 1.0 以下の場合に、レベル 2 地震動タイプ II の応答値に対して、せん断破壊が先行することを表している。

- ・材料強度を上げているため曲げ破壊を想定した応答塑性率は小さくなり、せん断破壊する点の塑性率は大きくなる。
- ・S46 前 II -2 F+F および S46 II -1B の応答塑性率の比は、若干緩和されるものの、1.0 以下となりせん断破壊が先行し、せん断破壊による「損傷度 V」の結果は変わらない。
- ・S55 II -2 F+F のケースでは、応答塑性率の比が 1.0 以下であったものが、2 程度になり、せん断破壊による「損傷度 V」から、帯鉄筋の残存耐力を考慮したエネルギー一定則を用いた曲げの照査により「損傷度 III」となる。

表-6.18 せん断破壊を考慮した場所打ち杭の損傷度判定結果

1. 杭体のせん断破壊を無視した場合

適用基準		昭和46年より前		昭和46年耐震設計指針		昭和55年道路橋示方書	
液化化低減係数 D_e		1/3		0		1/3	
支承条件		F+F	F+F	F+F	F+F	F+F	F+F
地盤種別		II種	II種	II種	II種	II種	II種
モデルケース		II-2 FF	II-2 FF 材料強度変更	II-1B FF	II-1B FF 材料強度変更	II-2 FF	II-2 FF 材料強度変更
許容塑性率	損傷度Ⅰ,Ⅱ	1	1	1	1	1	1
	損傷度Ⅲ	2	2	3	3	4	4
	損傷度Ⅳ	4	4	6	6	8	8
レベル2地震動 (タイプⅠ)	応答塑性率 μ_{rI}	1.197	1.094	0.905	0.810	0.858	0.778
	損傷度	損傷度Ⅲ	損傷度Ⅲ	損傷度Ⅰ,Ⅱ	損傷度Ⅰ,Ⅱ	損傷度Ⅰ,Ⅱ	損傷度Ⅰ,Ⅱ
レベル2地震動 (タイプⅡ)	応答塑性率 μ_{rII}	3.389	2.962	2.214	1.813	2.009	1.675
	損傷度	損傷度Ⅳ	損傷度Ⅳ	損傷度Ⅲ	損傷度Ⅲ	損傷度Ⅲ	損傷度Ⅲ

2. 杭体のせん断破壊を考慮した場合

適用基準		昭和46年より前		昭和46年耐震設計指針		昭和55年道路橋示方書	
液化化低減係数 D_e		1/3		0		1/3	
支承条件		F+F	F+F	F+F	F+F	F+F	F+F
地盤種別		II種	II種	II種	II種	II種	II種
モデルケース		II-2 FF	II-2 FF 材料強度変更	II-1B FF	II-1B FF 材料強度変更	II-2 FF	II-2 FF 材料強度変更
レベル2地震動 (タイプⅠ)	損傷度	損傷度Ⅴ	損傷度Ⅴ	損傷度Ⅰ,Ⅱ	損傷度Ⅰ,Ⅱ	損傷度Ⅰ,Ⅱ	損傷度Ⅰ,Ⅱ
レベル2地震動 (タイプⅡ)	損傷度	損傷度Ⅴ	損傷度Ⅴ	損傷度Ⅴ	損傷度Ⅴ	損傷度Ⅴ	損傷度Ⅲ
せん断破壊点	せん断破壊時の 塑性率 μ_{rPs}	0.984	1.000	1.113	1.064	1.845	3.464
応答塑性率の比 μ_{rPs} / μ_{rII}		0.290	0.338	0.503	0.587	0.918	2.068

S55 II-2 F+F のケースでは、せん断破壊により「損傷度Ⅴ」となる結果であったが、以下の2項目の検討により、当該ケースのせん断破壊は、S46 前や S46 に比べれば、問題にならない程度と考えられるため、S55 の年代に関しては、せん断を考慮した照査においても「損傷度Ⅴ」としては扱わないこととする。

①せん断破壊を考慮したエネルギー一定則による応答塑性率

S55 : $\mu_{Fr}' = 2.14$

S46 より前 : $\mu_{Fr}' = 10.84$

②実際の材料強度を考慮したせん断耐力の推定による損傷度区分

S55 : 損傷度Ⅴが曲げの照査により損傷度Ⅲとなる

S46, S46 より前 : せん断破壊により損傷度Ⅴ

6.5.4 まとめ

試算では、鉄筋やコンクリート強度の基準強度（規格値）だけでなく、実際の材料強度を想定し、耐震性能の向上を試算したケースを実施した。

どの設計年代においても場所打ち杭基礎は、レベル 2 地震動タイプ I に対して、概ね損傷度 I と判定される。レベル 2 地震動タイプ II に対しては損傷度 III か IV と判定される。しかし、液状化の影響を受ける地盤上にある場合には鋼管杭基礎と同様な傾向であり、このことが、昭和 46 年の道路橋耐震設計指針適用以降の基礎の耐震性能を高く評価するひとつの判定基準となる。さらに、せん断耐力に着目すると、昭和 55 年より前の設計指針を適用した基礎では、レベル 2 地震動タイプ II において、杭体の曲げ降伏に対してせん断破壊が先行することがわかった。これは、昭和 55 年の道路橋示方書以降、コンクリートの許容せん断応力度が低減されたこと、杭の最小帯鉄筋量が規定されたことによるものと考えられることから、昭和 55 年以降の道路橋示方書適用か否かが耐震性能の判断基準となる。

1) 昭和 46 年の道路橋耐震設計指針が適用される前の基礎

曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じないとして解析を行った結果、土質定数の低減係数 $D_E=0$ および $1/6$ の場合、損傷度 V に区分され、 $D_E=1/3$ および $2/3$ の場合では損傷度 IV 以下に区分された。一方、いずれの D_E 値においても解析では曲げ降伏に先行してせん断破壊が生ずるため、ほとんどが損傷度 V に区分された。

この時代に設計された基礎は、液状化に対する設計は行われていないものの、曲げ降伏に先行してせん断破壊が生ずる可能性を無視すれば、 D_E 値が $1/3$ 以上あれば損傷度が IV 以下となる。これは、この当時の安定計算が慣用法によって行われており、慣用法では現在用いられている変位法よりも断面力が大きく算定されることを試算により確認している。

2) 昭和 46 年の道路橋耐震設計指針が適用された基礎

曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じないとして解析を行った結果、 $D_E=0$ および $2/3$ のいずれの場合でも損傷度 IV 以下に区分された。一方、いずれの D_E 値においても解析では曲げ降伏に先行してせん断破壊が生ずるため、損傷度 V に区分された。

この時代に設計された基礎は、液状化に対する設計が行われているため、曲げ降伏に先行してせん断破壊が生ずる可能性を無視すれば、 D_E 値に関わらず損傷度が IV 以下となる。

3) 昭和 55 年の道路橋示方書が適用された基礎

曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じないとして解析を行った結果、 $D_E=0$ および $1/3$ ともに損傷度 III 以下に区分された。なお、試算では曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じない結果であった。

この理由は、昭和 55 年の道路橋示方書では、コンクリートの許容せん断応力度が低減されたこと、杭頭部の最小帯鉄筋量の規定が見直されたことに加え、極限支持力の推定式における先端支持力が低減されたために必要な杭断面（杭本数もしくは杭径）がこれ以前に比べて増加している可能性が高いことによるものと考えられる。

以上のことから、昭和 46 年の道路橋耐震設計指針が適用される前の場所打ち杭基礎のうち、杭頭部付近において液状化による土質定数の低減係数 D_E 値が $1/6$ 以下となるような地盤中にあるものは塑性変形性能に乏しい基礎として損傷度 V に区分する。

なお、昭和 55 年の道路橋示方書が適用される以前の基礎では、曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じ、損傷度 V に区分されるものもあった。しかし、杭は土中部にあり設計で考慮していない周辺地盤からの拘束効果や押し込み杭側に卓越する圧縮応力によるひび割れ抑制効果によってせん断耐力が増加すると考えられ、これまで杭頭部にせん断破壊が生じた被災事例が見受けられない

ことを理由に，全体評価として損傷度Ⅳ以下と扱うこととした．

以上の計算結果をまとめると表-6.19 のようになる．

表-6.19 場所打ち杭の液状化の程度と設計年代による損傷度の傾向

土質定数の 低減係数	昭和 46 年 より前	昭和 46 年 耐震指針	昭和 55 年 道路橋示方書
$D_E=0$	Ⅴ	Ⅳ以下	Ⅲ以下
$D_E=1/6$			
$D_E=1/3$	Ⅳ以下		
$D_E=2/3$			

6.6 既製コンクリート杭基礎

6.6.1 対象橋梁

設計年代別の基数変遷と試設計に用いた橋梁を図-6.32、表-6.20 に示すとともに、対象橋梁の一般図を図-6.33～図-6.35 に示す。検討対象とした設計年代は、既製コンクリート杭が多く採用された昭和46年の道路橋耐震設計指針以前のものとした。なお、対象とした杭種はRC杭とPC杭とした。

表-6.20 検討対象橋梁

年代	橋梁名称	竣工着手	橋種	対象橋脚	基礎形式		解析方向	支承条件	備考		
					杭種	杭諸元					
昭和46年耐震指針より前	M橋	昭和25年竣工	RCT桁	P1	RC杭1種	φ200 L=12m, 4×12本	橋軸	M	実橋		
							直角	F			
				P2			橋軸	F			
							直角	F			
				P1			φ300 L=12m, 4×12本	橋軸		M	杭径の比較対象
								直角		F	
	P2	橋軸	F								
		直角	F								
	N橋	昭和40年竣工	鋼単純鉄桁	P1	RC杭1種	φ300 L=9m, 4×8本		橋軸	M+F	実橋	
								直角	F		
P1				RC杭2種			φ300 L=9m, 4×8本	橋軸	M+F		1,2種の比較対象
直角	F										
O橋	昭和43年竣工	鋼ゲルバー鉄桁	P6	PC杭	φ1000 L=35m, 3×3本	橋軸	F				
						直角	F				

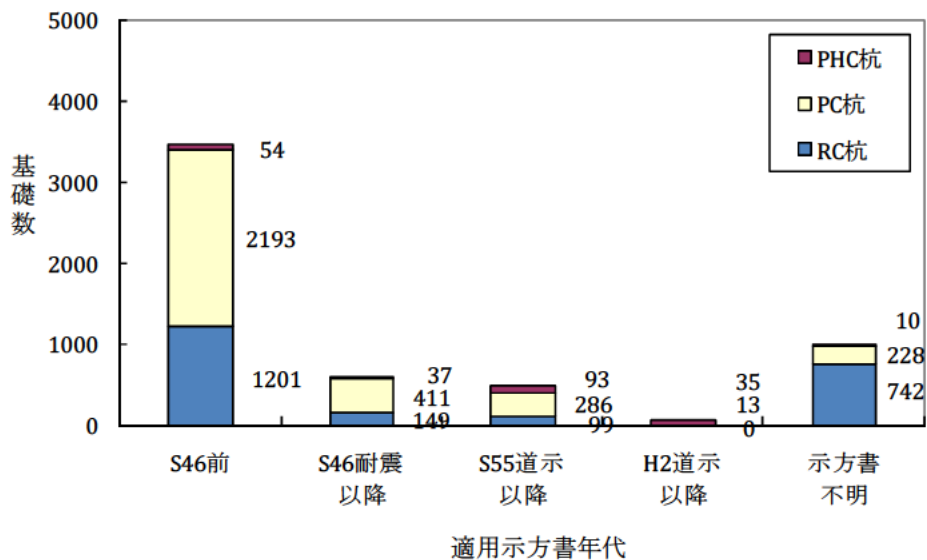


図-6.32 設計年代別の基数変遷 (全 5,551 基)

1) M橋 (昭和25年竣工)

- 橋種 : RC3 径間連続 T 桁
- 橋長 : L=22.430m

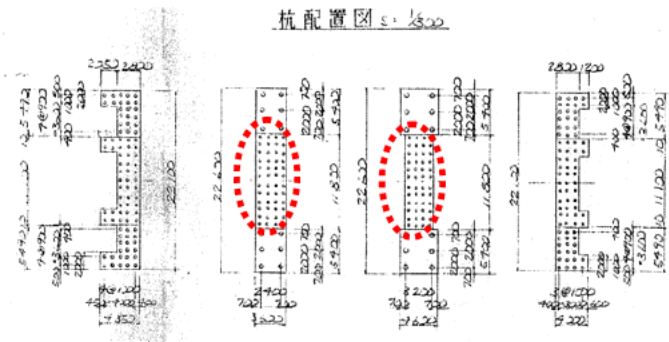
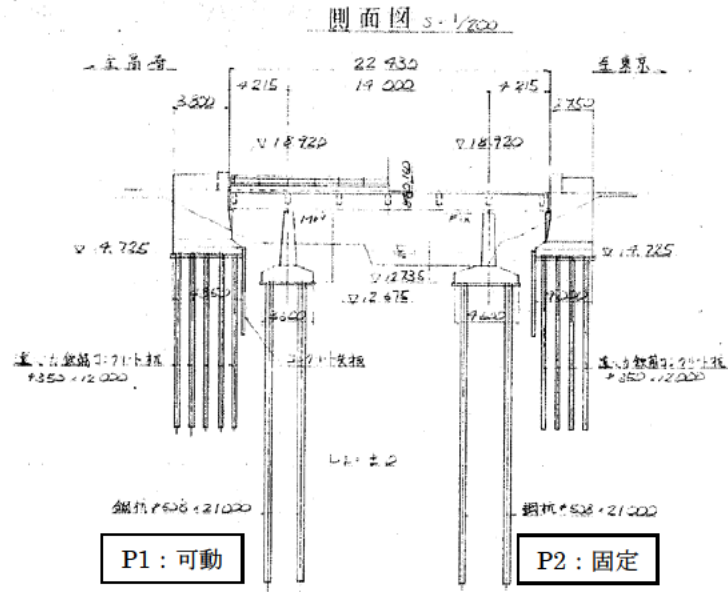


図-6.33 M橋

2) N 橋 (昭和 40 年竣工)

- 橋種：鋼単純鈹桁×3 連
- 橋長： $L=14.635\text{m}+14.630\text{m}+14.635\text{m}=43.900\text{m}$

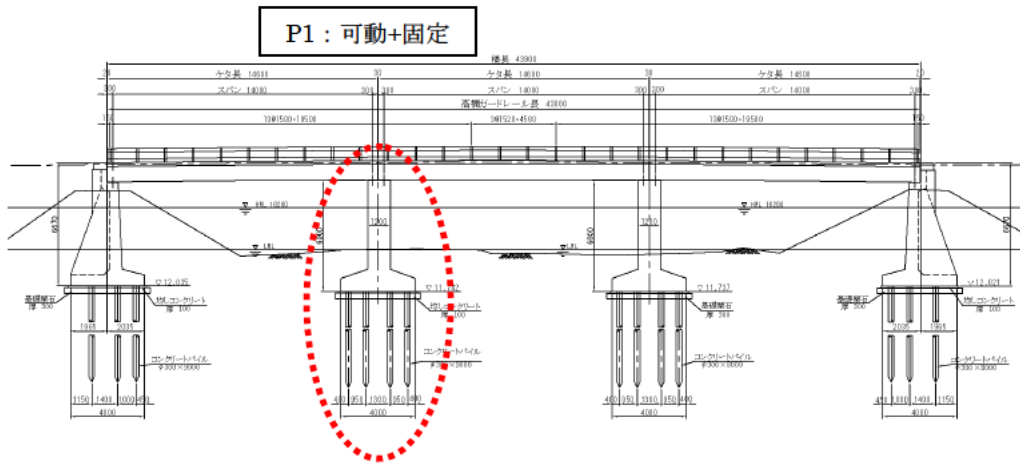


図-6.34 N 橋

3) O 橋 (昭和 43 年竣工)

- 橋種：鋼ゲルバー鈹桁
- 橋長： $L=46\text{m}$ (対象部分)

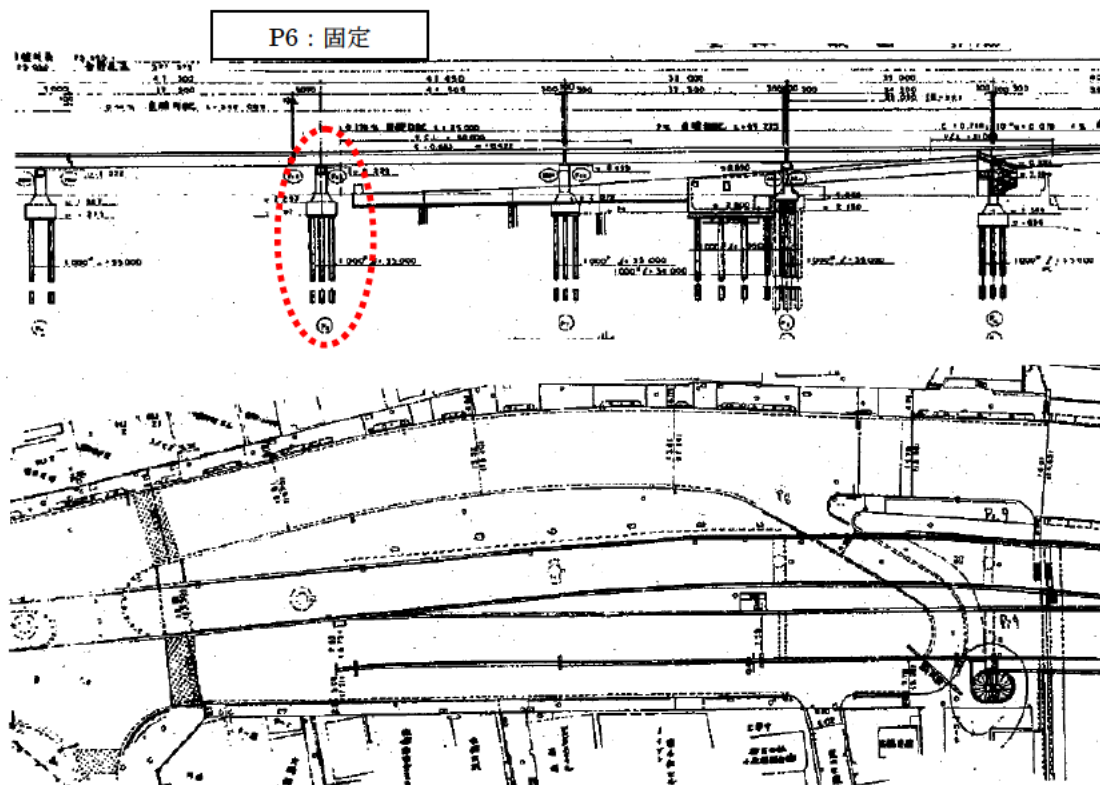


図-6.35 O 橋

6.6.2 試算結果

試算の結果を表-6.21 に示す。そして、杭基礎に対する液状化の影響は、杭頭付近の層 10m 程度を地盤の種類によらず低減することで評価している。

(1) RC 杭

RC 杭基礎は液状化の有無に拠らず損傷度 V になる基礎が複数存在する。さらに、せん断耐力に着目すると、レベル 2 地震動では杭のせん断破壊が先行し脆性的な破壊になると考えられる。

(2) PC 杭

PC 杭基礎はレベル 2 タイプ I においては損傷度 I，レベル 2 地震動タイプ II では損傷度 III と判定された。しかし、液状化の影響を受ける地盤では、レベル 2 地震動タイプ II において損傷度 V と判定された。また、せん断耐力に着目すると、杭のせん断破壊が先行し損傷度 V と判定される。

したがって、既製コンクリート杭はせん断破壊が先行するため、損傷度 V として扱うこととした。

表-6.21 既製コンクリート杭の損傷度判定結果

1. 基本 ケース (液状化なし+フーチング前面抵抗考慮)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考	
					タイプ I	タイプ II		
昭和46年耐震指針より前	M橋	P1 φ200	橋軸	M	III	V	実橋	
			直角	F				
		P2 φ200	橋軸	F	V	V		
			直角	F	IV	V		
		P1 φ300	橋軸	M	I	III		杭径の比較対象
			直角	F				
	P2 φ300	橋軸	F	IV	V			
		直角	F	III	IV			
	N橋	P1 1種	橋軸	M+F	IV	V	実橋	
			直角	F	IV	V		
		P1 2種	橋軸	M+F	III	III	1,2種の比較対象	
			直角	F	III	IV		
O橋	P6	橋軸	F	I	III			
		直角	F	I	III			

2. 液状化 ($D_E=2/3$)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考	
					タイプ I	タイプ II		
昭和46年耐震指針より前	M橋	P1 φ200	橋軸	M	IV	V	実橋	
			直角	F				
		P2 φ200	橋軸	F	V	V		
			直角	F	V	V		
		P1 φ300	橋軸	M				杭径の比較対象
			直角	F				
	P2 φ300	橋軸	F					
		直角	F					
	N橋	P1 1種	橋軸	M+F	IV	V	実橋	
			直角	F	IV	V		
		P1 2種	橋軸	M+F			1,2種の比較対象	
			直角	F				
O橋	P6	橋軸	F	III	V			
		直角	F	I	III			

3. 液状化 ($D_E=1/3$)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考	
					タイプ I	タイプ II		
昭和46年耐震指針より前	M橋	P1 φ200	橋軸	M	IV	V	実橋	
			直角	F				
		P2 φ200	橋軸	F	V	V		
			直角	F	V	V		
		P1 φ300	橋軸	M				杭径の比較対象
			直角	F				
	P2 φ300	橋軸	F					
		直角	F					
	N橋	1種	橋軸	M+F	V	V	実橋	
			直角	F	IV	V		
		P1 2種	橋軸	M+F			1,2種の比較対象	
			直角	F				
O橋	P6	橋軸	F	III	V	タイプII杭終局		
		直角	F	I	V			

4. 液状化 ($D_E=1/6$)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考	
					タイプ I	タイプ II		
昭和46年耐震指針より前	M橋	P1 φ200	橋軸	M	V	V	実橋	
			直角	F				
		P2 φ200	橋軸	F	V	V		
			直角	F	V	V		
		P1 φ300	橋軸	M				杭径の比較対象
			直角	F				
	P2 φ300	橋軸	F					
		直角	F					
	N橋	1種	橋軸	M+F	V	V	実橋	
			直角	F	V	V		
		P1 2種	橋軸	M+F			1,2種の比較対象	
			直角	F				
O橋	P6	橋軸	F	V	V	タイプII杭終局		
		直角	F	III	V			

5. 液状化 ($D_E=0$)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考	
					タイプ I	タイプ II		
昭和46年耐震指針より前	M橋	P1 φ200	橋軸	M	V	V	実橋	
			直角	F				
		P2 φ200	橋軸	F	V	V		
			直角	F	V	V		
		P1 φ300	橋軸	M	V	V		杭径の比較対象
			直角	F				
	P2 φ300	橋軸	F	V	V			
		直角	F	V	V			
	N橋	1種	橋軸	M+F	V	V	実橋	
			直角	F	V	V		
		P1 2種	橋軸	M+F	III	V	1,2種の比較対象	
			直角	F	IV	V		
O橋	P6	橋軸	F	III	V	タイプII杭終局		
		直角	F	III	V			

6. 基本+フーチング非線形考慮

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		備考
					タイプ I	タイプ II	
昭和46年耐震 指針より前	M橋	P1 φ200	橋軸	M	—	—	配筋資料無し
			直角	F			
		P2 φ200	橋軸	F	—	—	配筋資料無し
			直角	F	—	—	張出し無し
		P1 φ300	橋軸	M			
			直角	F			
	P2 φ300	橋軸	F				
		直角	F				
	N橋	1種	橋軸	M+F	—	—	配筋資料無し
			直角	F	—	—	配筋資料無し
		P1 2種	橋軸	M+F	—	—	配筋資料無し
			直角	F	—	—	配筋資料無し
O橋	P6	橋軸	F	I	III	フーチング未降伏	
		直角	F	I	III	フーチング未降伏	

7. 杭頭のせん断破壊考慮

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル2地震動		せん断破壊震度
					タイプ I	タイプ II	
昭和46年耐震 指針より前	M橋	P1 φ200	橋軸	M	III	せん断破壊	$k_{hs}=0.37$
			直角	F			$k_{hs}=0.37$
		P2 φ200	橋軸	F	せん断破壊	せん断破壊	$k_{hs}=0.16$
			直角	F	IV	V	$k_{hs}=0.37$
		P1 φ300	橋軸	M	I	III	$k_{hs}=0.81$
			直角	F			$k_{hs}=0.65$
	P2 φ300	橋軸	F	せん断破壊	せん断破壊	$k_{hs}=0.28$	
		直角	F	III	IV	$k_{hs}=0.65$	
	N橋	1種	橋軸	M+F	せん断破壊	せん断破壊	$k_{hs}=0.26$
			直角	F	IV	V	$k_{hs}=0.50$
		P1 2種	橋軸	M+F	せん断破壊	せん断破壊	$k_{hs}=0.26$
			直角	F	III	せん断破壊	$k_{hs}=0.50$
O橋	P6	橋軸	F	せん断破壊	せん断破壊	$k_{hs}=0.25$	
		直角	F	せん断破壊	せん断破壊	$k_{hs}=0.42$	

6.7 ケーソン基礎

ケーソン基礎は、昭和45年に『道路橋下部構造設計指針 ケーソン基礎の設計篇』として設計法が整備された。その後、平成8年の道路橋示方書改訂時には、従来、ケーソン本体を安定計算上は剛体として扱っていたが根入れの大きいケーソン基礎に関しては弾性体としての挙動も設計照査されるように変更されている。また、他の基礎と同様に地震時保有水平耐力法による照査法が導入され、ケーソン壁体の軸方向鉄筋量や帯鉄筋量が大きく増加している。さらに、それまで軸方向鉄筋は、水平方向断面力に対する換算断面力や、施工時の中吊り状態での応力計算が行われている程度で主鉄筋ではなかった。

つまり、平成8年の道路橋示方書適用前のケーソン基礎は、軸方向鉄筋が極端に少なく、はり部材として見た場合、図-6.36に示すようにひび割れ曲げモーメント (M_c) が終局曲げモーメント (M_u) より大きい場合が多く存在する。はりとしてみれば、計算上は脆性的な曲げ破壊先行型を示すため、既設ケーソン基礎の耐震性が脆弱であることが懸念される。また、発生せん断力に対してRC部材の標準的な設計法で行われているように載荷方向に対してウェブに相当する側壁および隔壁部のみを考慮してせん断耐力を評価した場合、隔壁数が少ない場合にはせん断破壊先行型、または曲げ破壊からせん断破壊に移行すると想定される既設ケーソン基礎が存在する。

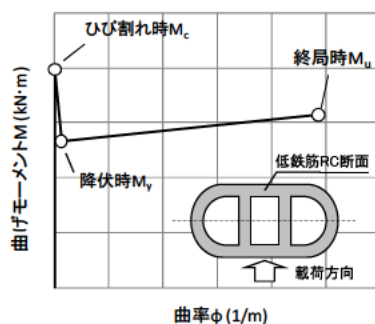


図-6.36 既設ケーソン基礎の M- ϕ 関係

6.7.1 対象橋梁

設計年代別の基数変遷と試設計に用いた橋梁を図-6.37、表-6.22に示す。このうち対象橋梁のケーソン基礎の側壁に着目した配置鉄筋量を表-6.23に示す。一般にケーソン基礎は根入れの深い基礎として扱われることが多いため、液状化の影響が支配的と考え、検討対象とする設計年代は、液状化に対する設計が取入れられた昭和46年の耐震指針前後を対象とした。図-6.38に本研究とは別に配筋図を入手できたケーソン基礎の鉄筋量について調査¹⁴⁾した結果を示す。対象とする設計年代の既設ケーソン基礎は鉛直軸方向鉄筋比、帯鉄筋比が断面に対しても小さいことが分かる。

表-6.22 検討対象橋梁

年代	橋梁名称	竣工着手	橋種	対象橋脚	基礎形式	加振方向	支承条件	備考	
昭和46年耐震指針より前	P橋	昭和47年竣工	鋼連続箱桁	PB	ケーソン基礎	橋軸	M	規模小	
						直角	F		
	Q橋	昭和48年竣工	鋼連続箱桁	P5	ケーソン基礎	橋軸	F	規模大	
						直角	F		
	R橋	---	---	---	P583	ケーソン基礎	橋軸	F	規模大
							直角	F	
昭和46年耐震指針	S橋	昭和48年竣工	鋼連続箱桁	P2	ケーソン基礎	橋軸	F	規模大	
						直角	F		
	T橋	---	鋼単純箱桁	P154	ケーソン基礎	橋軸	F	規模大	
						直角	F		

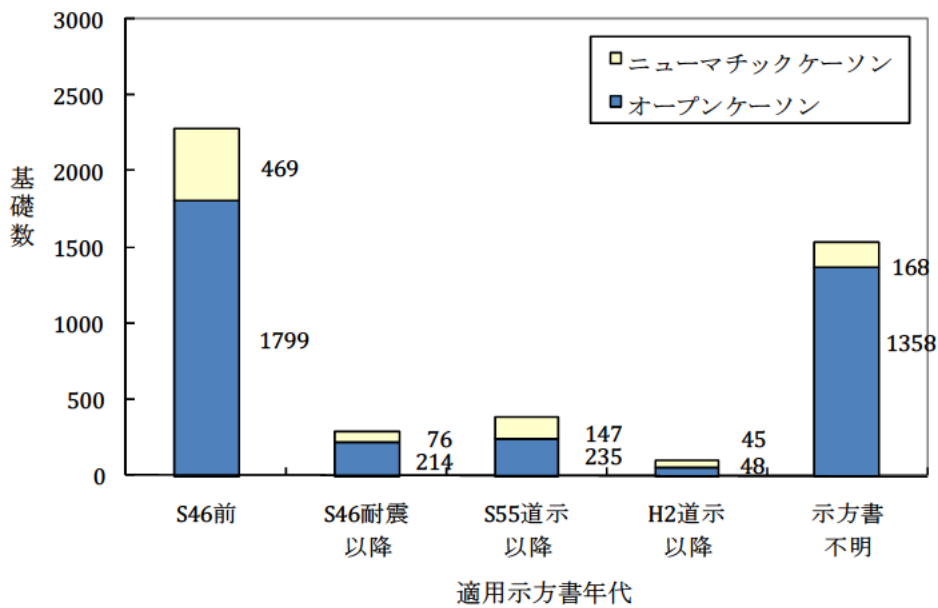


図-6.37 設計年代別の基数変遷 (全 4,559 基)

表-6.23 断面諸元一覧

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	配置鉄筋		鉄筋量 $\Sigma A_s, A_w(\text{mm}^2)$	コンクリート 断面積 $A_c(\text{m}^2)$	鉄筋比 $\Sigma A_s/A_c, \rho_w(\%)$
			主鉄筋	水平鉄筋			
昭和46年耐震指針より前	P橋	PB	主鉄筋	D19@300mm	49278.0	28.000	0.18
			水平鉄筋	D22, s=200mm	1548.4	---	0.39
	Q橋	P5	主鉄筋	D32, D19@100mm	690519.8	67.875	1.02
			水平鉄筋	D19, D22, s=150mm	3267.4	---	0.45
	R橋	P583	主鉄筋	D29@150mm	102784.0	6.409	1.60
			水平鉄筋	D16, s=250mm	794.4	---	0.26
昭和46年耐震設計指針	T橋	P2	主鉄筋	D22@300mm	49548.8	11.655	0.43
			水平鉄筋	D19, s=200mm	1146.0	---	0.41
	S橋	P154	主鉄筋	D19@390mm	34380.0	20.420	0.17
			水平鉄筋	D16, s=200mm	794.4	---	0.20

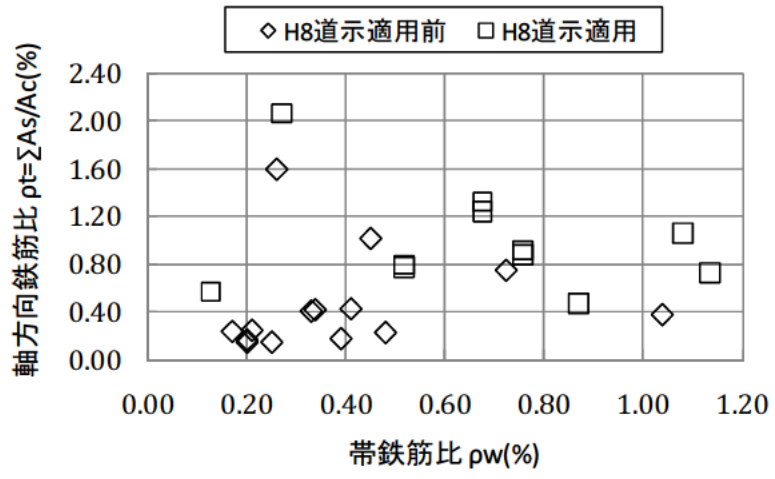


図-6.38 鉄筋量調査結果¹⁴⁾

1) P 橋 (昭和 47 年竣工)

上 部 工 : 鋼 2 径間 + 鋼 3 径間連続箱桁 (橋長 : 612.70m, 幅員 : 11.250m)

支 間 : 2@44.650m+50.000m+62.000m+50.000m

基 礎 : ニューマチックケーソン基礎 (形状 : 矩形 (8.0m×8.0m), L=28.0m)

支 持 層 : 砂質土 (N>50)

地盤種別 : III種地盤

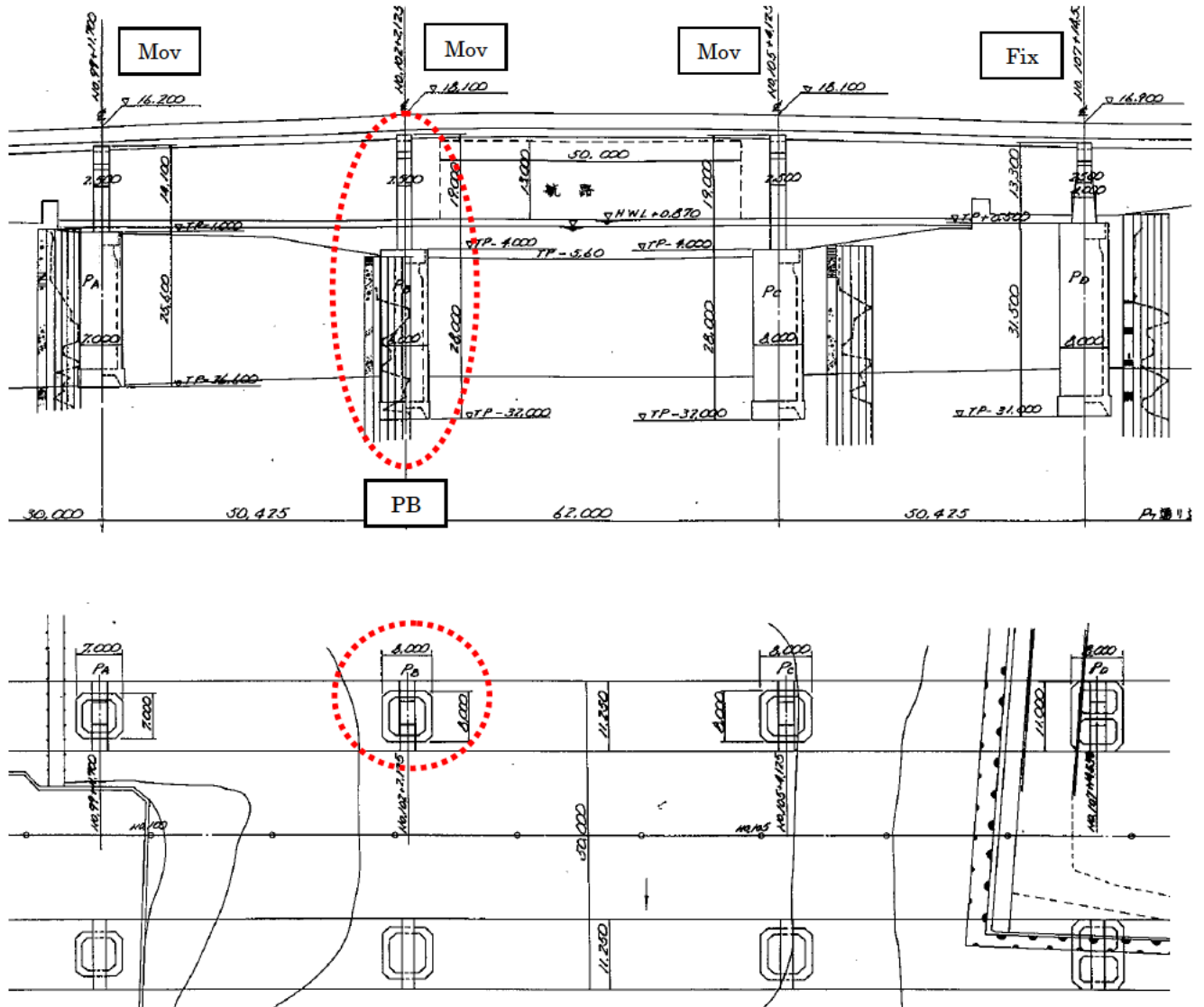


図-6.39 P 橋

2) Q 橋 (昭和 48 年竣工)

上 部 工 : 鋼 3 径間連続箱桁 (橋長 : 236.4m, 幅員 : 21.800m)

支 間 : 74.000m+88.400m+74.000m

基 礎 : ニューマチックケーソン基礎 (形状 : 小判 (8.0m×20.0m), L=27.0m)

支 持 層 : 砂質土 (N>50)

地盤種別 : III種地盤

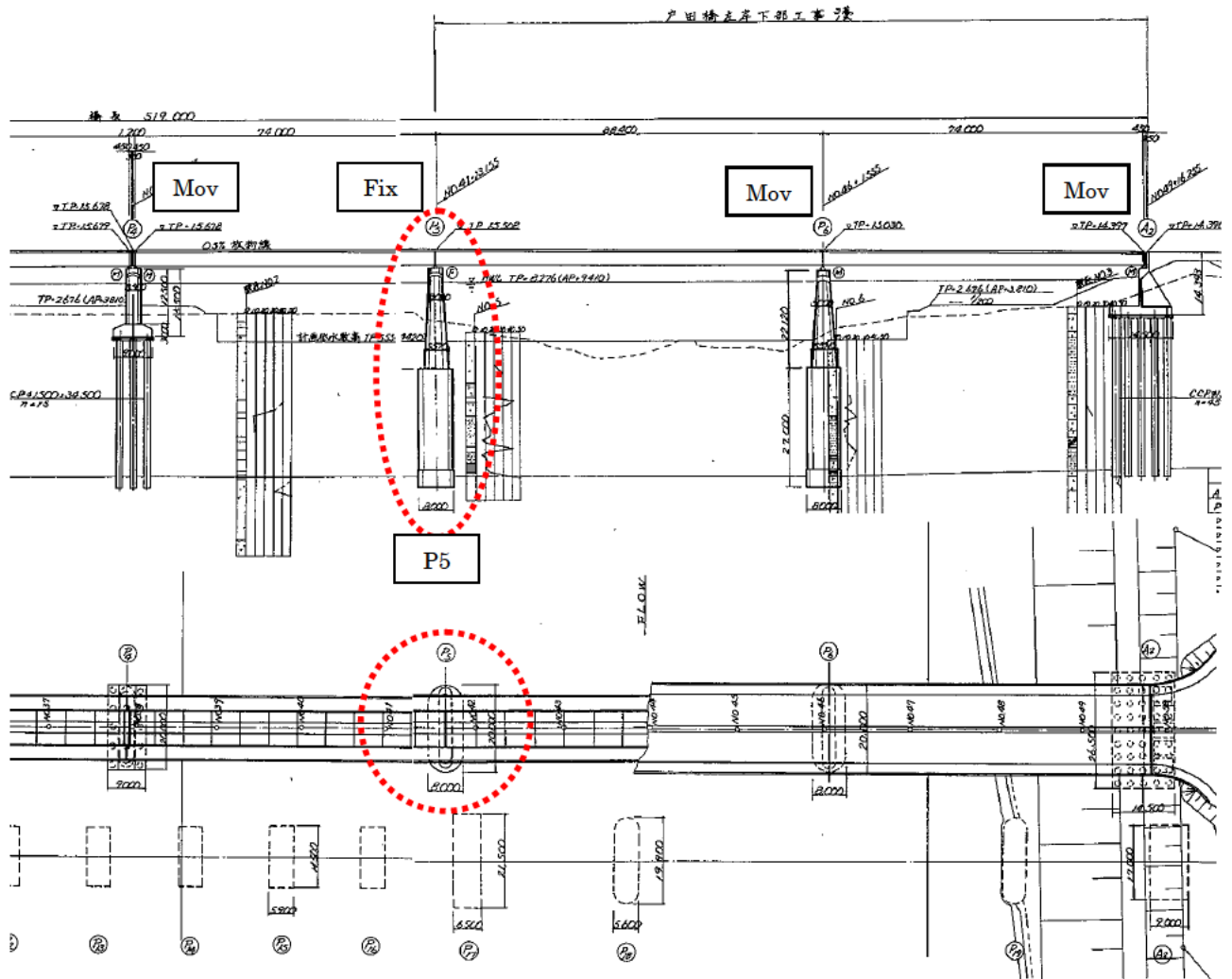


図-6.40 Q 橋

3) R 橋 (昭和 46 年より前)

上 部 工 : ---

支 間 : ---

基 礎 : ニューマチックケーソン基礎 (形状 : 円形 (φ 4.0m), L=24.470m)

支 持 層 : 砂質土 (N>50)

地盤種別 : II 種地盤

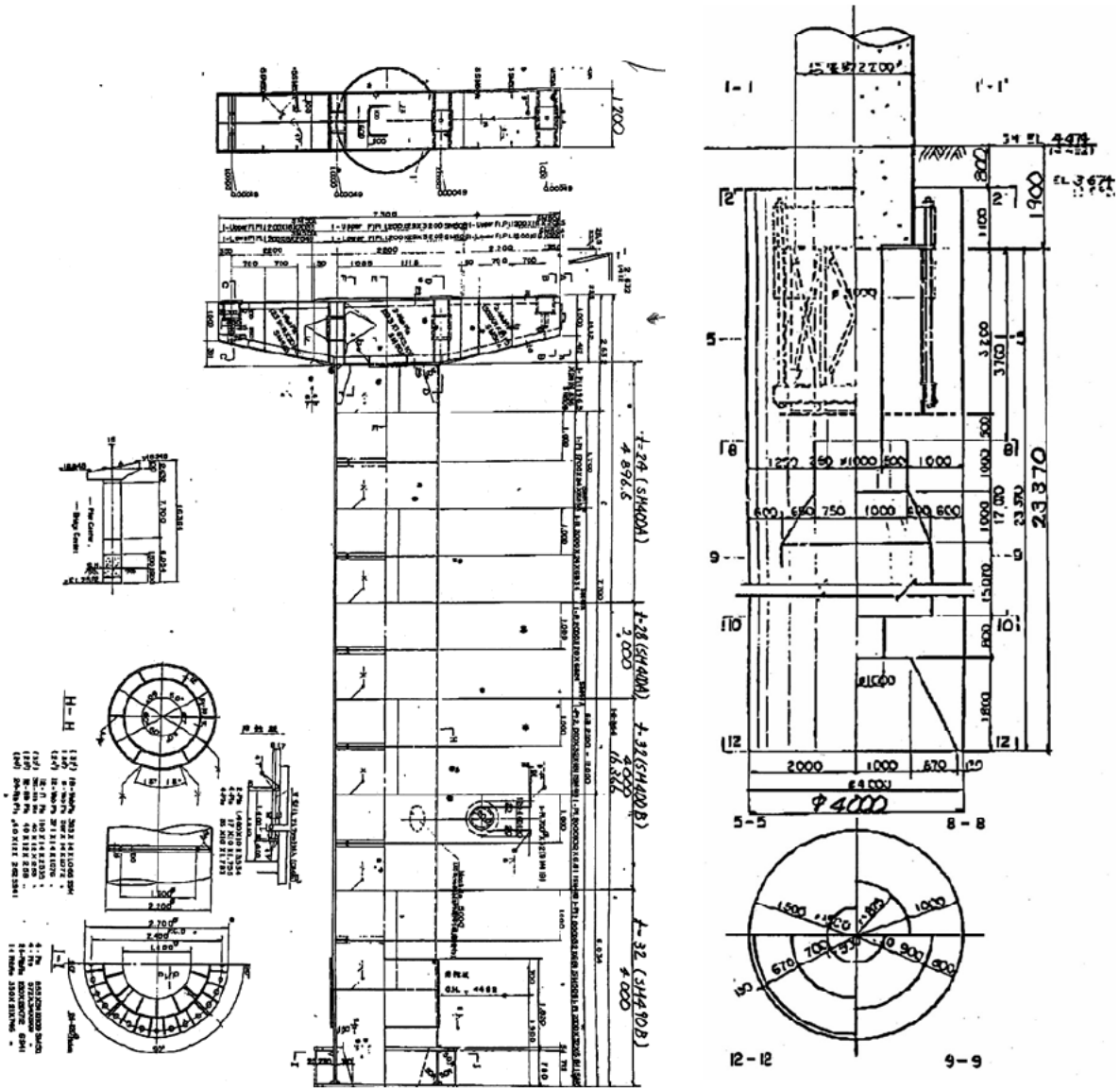


図-6.41 R 橋

4) S 橋 (昭和 46 年耐震設計指針)

上 部 工 : ---

支 間 : ---

基 礎 : ニューマチックケーソン基礎 (形状 : 円形 ($\phi 7.5\text{m}$), $L=16.000\text{m}$)

支 持 層 : 砂質土 ($N>50$)

地盤種別 : III種地盤

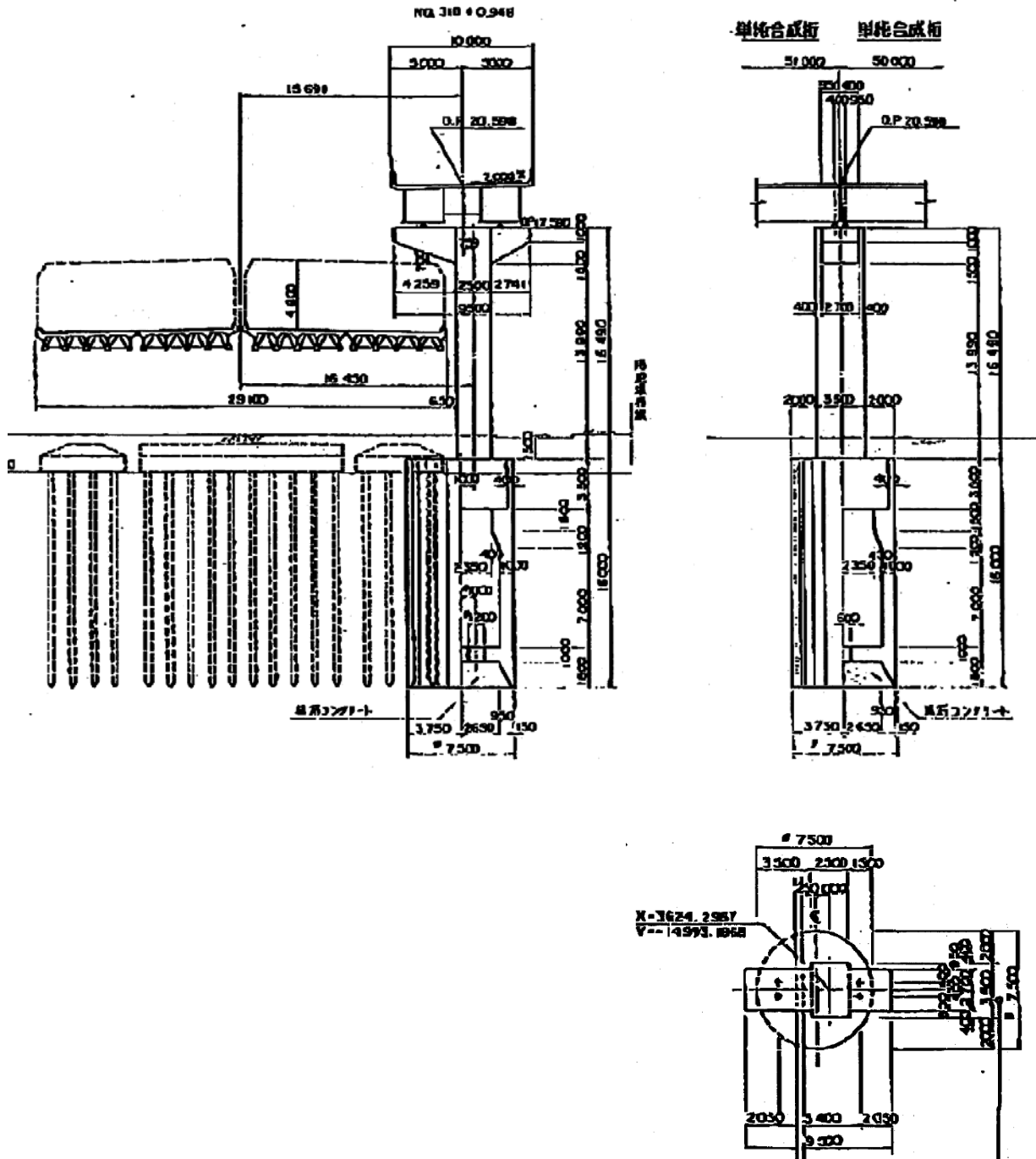


図-6.42 S 橋

5) T橋 (昭和48年竣工)

上部工：鋼3径間連続箱桁 (橋長：108.00m，幅員：11.250m)

支間：34.000m+40.000m+34.000m

基礎：ニューマチックケーソン基礎 (形状：円形 (φ6.0m)，L=30.000m)

支持層：砂質土 (N>50)

地盤種別：Ⅲ種地盤

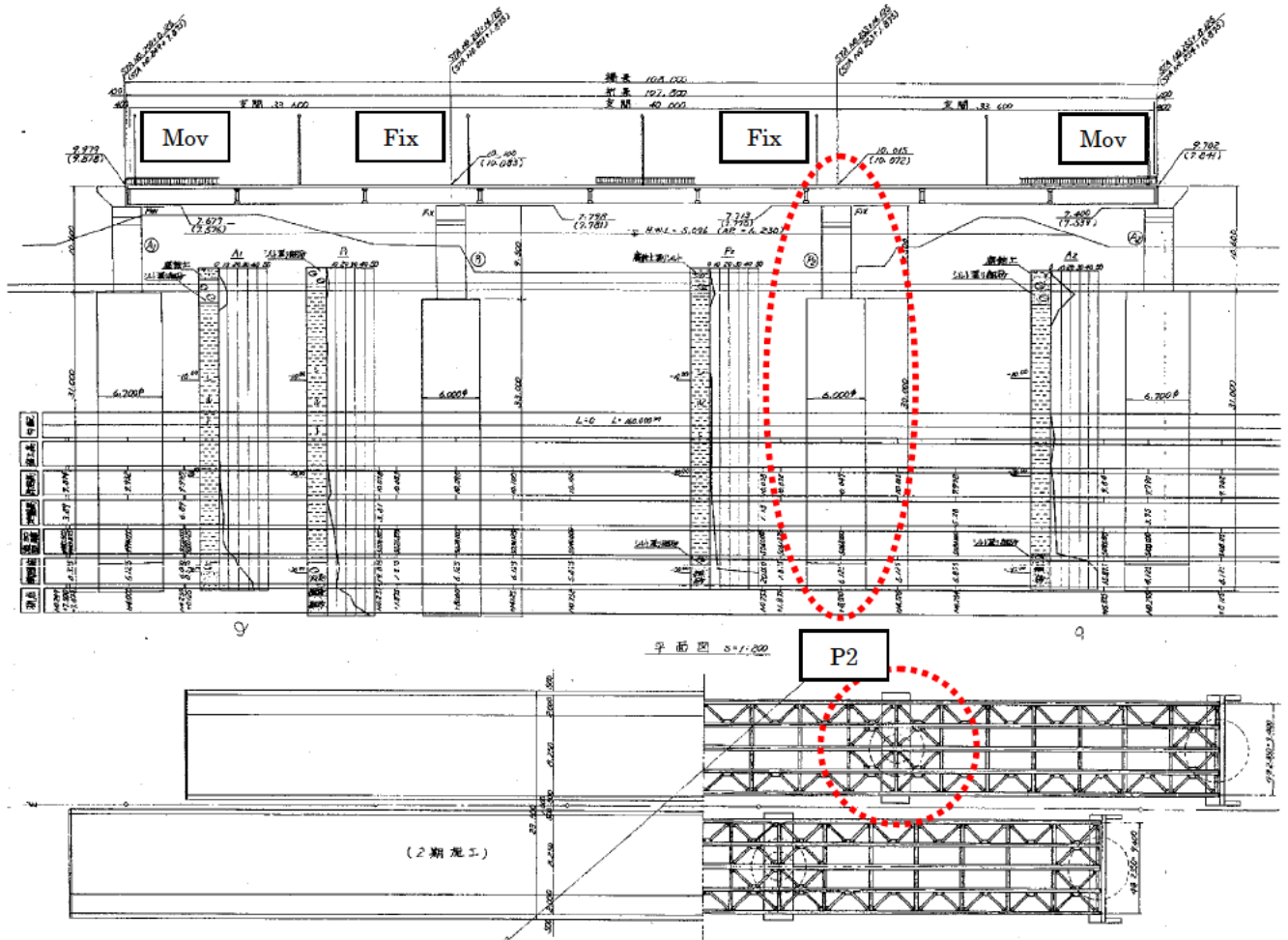


図-6.43 T橋

6.7.2 解析モデル

ここで、既設ケーソン基礎は、表-6.23 に示すように軸方向鉄筋が非常に少ない低鉄筋比 RC 断面となるものが多い。さらに、配置鉄筋量に応じて、曲げモーメント (M) - 曲率 (ϕ) 関係が平成 14 年の道路橋示方書 V に規定する $M_c < M_y < M_u$ の関係とならず、図-6.44 に示す $M_c > M_y$ あるいは、図-6.45 の $M_c > M_u$ となる場合がある。

したがって、解析ではケーソン本体を梁要素でモデル化するため、損傷度判定には以下のモデルにより行うこととした。

a) ひび割れ曲げモーメントが降伏曲げモーメントより大きい ($M_c > M_y$) の場合

次の手順により、 P - δ 関係を作成する。

- ① ケーソン本体を弾性剛性でモデル化したもので、 P - δ 曲線を作成し、部材がひび割れ曲げモーメント (M_c) に達する荷重強度を算出する。
- ② ひび割れ曲げモーメント (M_c) に達した場合には、初期剛性を図-6.44 に示す降伏剛性としたバイリニアモデルで P - δ 曲線を作成する。

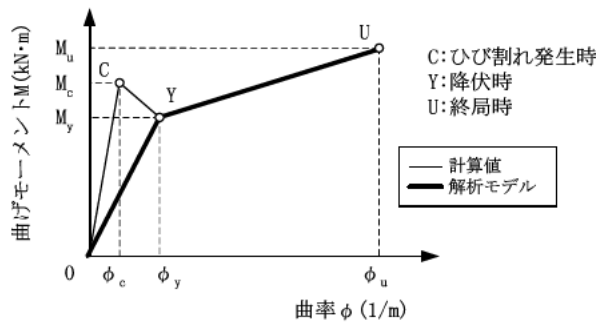


図-6.44 $M_c > M_y$ となる部材のモデル化

b) ひび割れ曲げモーメントが終局曲げモーメントより大きい ($M_c > M_u$) の場合

$M_c > M_u$ となる場合には、曲げひび割れ発生とともに鉄筋が降伏または破断し、脆性的な破壊が生じると考えられる。そこで、損傷度判定においては、ひび割れ曲げモーメント (M_c) に達した点を部材の降伏すなわち終局と定義した。

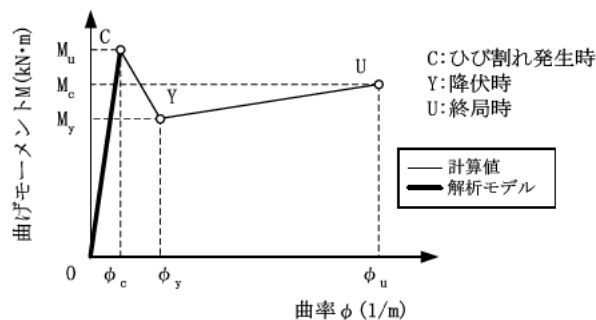


図-6.45 $M_c > M_u$ となる部材のモデル化

6.7.3 試算結果

試算結果を表-6.24 に示す。一般に既設ケーソン基礎は基礎本体の曲げ耐力が小さく変形性能が乏しい基礎となる。そして、液状化に対する設計が取り入れられた昭和46年の道路橋耐震設計指針を境に耐震性が異なっており、曲げ耐力に着目すると、昭和46年より前では損傷度Vに至る例も複数見られ、昭和46年以降では損傷度Ⅲ程度に収まるものと評価された。しかし、せん断耐力に着目すると、レベル1地震動においてもせん断破壊が生じ損傷度Vとなるケースが複数見られる。しかし、これまでの被災事例からすると、試算結果は実態を捉えていないものと考えられる。

(1) 既設ケーソン基礎の耐震性能

既設ケーソン基礎については、概ねレベル1地震動に対しては損傷度Iとなり、耐震性能を満足しているが、昭和46年の道路橋耐震設計指針より前の橋梁ではレベル2地震動で損傷度Vとなる。昭和45年の下部構造設計指針より前は、軸方向鉄筋に対する明確な基準が無いことから、表-6.23 に示すように断面に対する軸方向鉄筋量にばらつきがあり、耐震性能に差異が生じている。また、せん断照査を考慮した場合、R橋では全てせん断破壊が先行する傾向となっており、これは軸方向鉄筋比 ($p_t=1.60\%$) に対して水平方向の鉄筋量 ($p_w=0.26\%$) が小さい傾向にあるためと考えられる。

表-6.24 ケーソン基礎の損傷度判定結果

1. 曲げ破壊が前提 (せん断破壊を無視した損傷度)

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル1地震動	レベル2地震動		備考
						タイプ I	タイプ II	
昭和46年耐震指針より前	P橋	PB	橋軸	M	I	V	V	基礎体降伏
			直角	F	Ⅲ	V	V	基礎体降伏
	Q橋	P5	橋軸	F	I	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
			直角	F	I	Ⅲ	Ⅲ	前面地盤60%塑性化
	R橋	P583	橋軸	F	I	Ⅲ	V	基礎体降伏
			直角	F	I	Ⅳ	V	基礎体降伏
昭和46年耐震設計指針	T橋	P2	橋軸	F	I	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
			直角	F	I	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
	S橋	P154	橋軸	F	I	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
			直角	F	I	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏

2. せん断破壊考慮

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	レベル1地震動	レベル2地震動		備考
						タイプ I	タイプ II	
昭和46年耐震指針より前	P橋	PB	橋軸	M	I	V	V	基礎体降伏
			直角	F	Ⅲ	V	V	基礎体降伏
	Q橋	P5	橋軸	F	せん断	せん断	せん断	せん断破壊($k_h=0.22$)
			直角	F	I	Ⅲ	Ⅲ	前面地盤60%塑性化
	R橋	P583	橋軸	F	せん断	せん断	せん断	せん断破壊($k_h=0.28$)
			直角	F	せん断	せん断	せん断	せん断破壊($k_h=0.25$)
昭和46年耐震設計指針	T橋	P2	橋軸	F	I	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
			直角	F	I	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
	S橋	P154	橋軸	F	I	せん断	せん断	せん断破壊($k_h=0.37$)
			直角	F	I	せん断	せん断	せん断破壊($k_h=0.34$)

(2) 液状化の影響

液状化の影響を考慮した試算結果を表-6.25～表-6.26に示す。試算は、現地盤面～10mと10m～20mに地層を大別し、液状化の低減係数 D_E の組合せでの検証を行った。現地盤面～10mにおける液状化の影響が大きく、一般に低減係数が $D_E=0$ となる場合には、設計年代や形式などによらず損傷度が1ランク程度下がる傾向であることがわかる。そして、軸方向鉄筋と水平方向鉄筋が適切に配置されているQ橋やT橋では、液状化の影響を考慮した試算結果に対しても、損傷度はⅢまたはⅣとなり耐震性が高くなる傾向を示している。

表-6.25 昭和46年の耐震指針より前における損傷度判定結果

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	液状化低減係数		レベル2地震動		備考
					10m以浅	10m以深	タイプⅠ	タイプⅡ	
昭和46年耐震指針より前	P橋	PB	橋軸	M	1	1	V	V	基礎体降伏
					2/3	1	V	V	基礎体降伏
					1/3	1	V	V	基礎体降伏
					1/3	2/3	V	V	基礎体降伏
					0	1	Ⅲ	Ⅳ	基礎体降伏
					0	2/3	Ⅲ	Ⅳ	基礎体降伏
					0	1/3	Ⅲ	V	基礎体降伏
			橋軸直角	F	1	1	V	V	基礎体降伏
					2/3	1	V	V	基礎体降伏
					1/3	1	V	V	基礎体降伏
					1/3	2/3	V	V	基礎体降伏
					0	1	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					0	2/3	Ⅲ	V	基礎体降伏
					0	1/3	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	液状化低減係数		レベル2地震動		備考
					10m以浅	10m以深	タイプⅠ	タイプⅡ	
昭和46年耐震指針より前	Q橋	P5	橋軸	F	1	1	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					2/3	1	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					1/3	1	Ⅲ	Ⅳ	前面地盤60%塑性化
					1/3	2/3	Ⅲ	Ⅳ	前面地盤60%塑性化
					0	1	V	V	前面地盤60%塑性化
					0	2/3	V	V	前面地盤60%塑性化
					0	1/3	V	V	前面地盤60%塑性化
			橋軸直角	F	1	1	Ⅲ	Ⅲ	前面地盤60%塑性化
					2/3	1	Ⅲ	Ⅲ	前面地盤60%塑性化
					1/3	1	Ⅲ	Ⅲ	前面地盤60%塑性化
					1/3	2/3	Ⅲ	Ⅲ	前面地盤60%塑性化
					0	1	Ⅲ	Ⅳ	前面地盤60%塑性化
					0	2/3	Ⅳ	V	前面地盤60%塑性化
					0	1/3	Ⅳ	V	前面地盤60%塑性化

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	液状化低減係数		レベル2地震動		備考
					10m以浅	10m以深	タイプ I	タイプ II	
昭和46年耐震指針より前	R橋	P583	橋軸	F	1	1	Ⅲ	Ⅴ	基礎体降伏
					2/3	1	Ⅲ	Ⅴ	基礎体降伏
					1/3	1	Ⅲ	Ⅴ	基礎体降伏
					1/3	2/3	Ⅲ	Ⅴ	基礎体降伏
					0	1	Ⅳ	Ⅴ	基礎体降伏
					0	2/3	Ⅳ	Ⅴ	基礎体降伏
					0	1/3	Ⅳ	Ⅴ	基礎体降伏
			橋軸直角	F	1	1	Ⅳ	Ⅴ	基礎体降伏
					2/3	1	Ⅳ	Ⅴ	基礎体降伏
					1/3	1	Ⅳ	Ⅴ	基礎体降伏
					1/3	2/3	Ⅳ	Ⅴ	基礎体降伏
					0	1	Ⅴ	Ⅴ	基礎体降伏
					0	2/3	Ⅴ	Ⅴ	基礎体降伏
					0	1/3	Ⅳ	Ⅴ	基礎体降伏

表-6.26 昭和46年の耐震指針における損傷度判定結果

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	液状化低減係数		レベル2地震動		備考
					10m以浅	10m以深	タイプ I	タイプ II	
昭和46年耐震指針	T橋	P2	橋軸	F	1	1	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					2/3	1	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					1/3	1	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					1/3	2/3	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					0	1	Ⅲ	Ⅳ	基礎体降伏
					0	2/3	Ⅲ	Ⅳ	基礎体降伏
					0	1/3	Ⅲ	Ⅳ	基礎体降伏
			橋軸直角	F	1	1	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					2/3	1	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					1/3	1	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					1/3	2/3	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					0	1	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					0	2/3	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					0	1/3	Ⅲ	Ⅳ	基礎体降伏

適用基準	橋梁名称	対象橋脚	解析方向	支承条件	液状化低減係数		レベル2地震動		備考
					10m以浅	10m以深	タイプ I	タイプ II	
昭和46年耐震指針	S橋	P154	橋軸	F	1	1	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					2/3	1	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					1/3	1	Ⅲ	Ⅲ	前面地盤60%塑性化
					1/3	2/3	Ⅲ	Ⅲ	前面地盤60%塑性化
					0	1	Ⅳ	Ⅴ	前面地盤60%塑性化
					0	2/3	Ⅴ	Ⅴ	前面地盤60%塑性化
					0	1/3	Ⅴ	Ⅴ	前面地盤60%塑性化
			橋軸直角	F	1	1	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					2/3	1	Ⅲ	Ⅲ	基礎体降伏
					1/3	1	Ⅲ	Ⅲ	前面地盤60%塑性化
					1/3	2/3	Ⅳ	Ⅴ	前面地盤60%塑性化
					0	1	Ⅴ	Ⅴ	前面地盤60%塑性化
					0	2/3	Ⅴ	Ⅴ	前面地盤60%塑性化
					0	1/3	Ⅴ	Ⅴ	前面地盤60%塑性化

(3) 流動化の影響

液状化に伴う側方流動によるケーソン基礎への影響について、損傷度が最も大きいP橋を対象に試算検証した基礎の水平震度－変位関係を図-6.46に示す。流動力が作用したときの慣性力用位置での変位は0.005mであり、基礎の降伏変位と比べ非常に小さいことが分かる。このことは、試設計結果は兵庫県南部地震で被災したケーソン基礎と同じ傾向を示し、流動時における変位が小さいことを再現していると思われる。

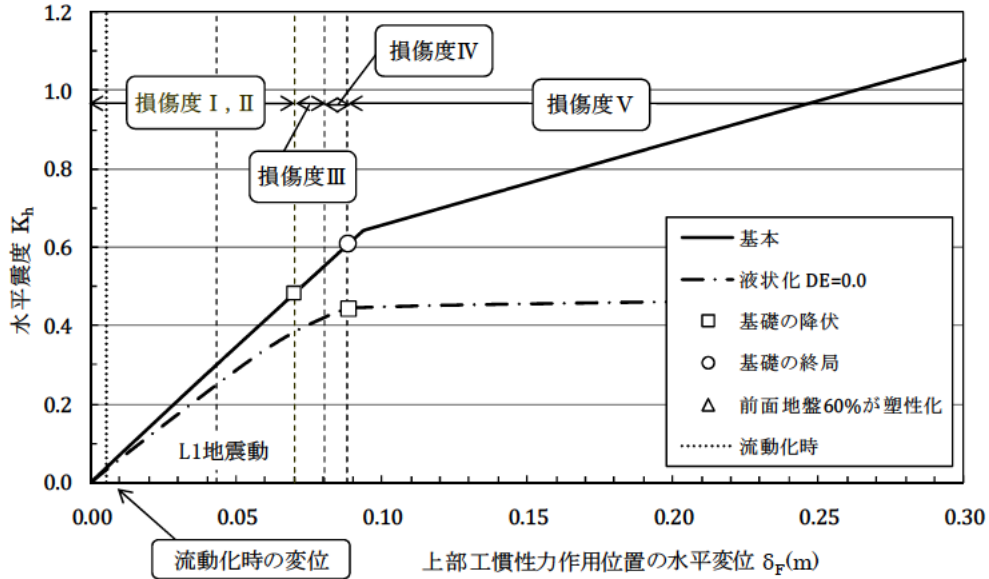


図-6.46 流動化の影響

6.8 木杭基礎

図-6.47 に設計年代別の基礎変遷を示す。木杭は、昭和 39 年の『道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇』に構造細目の記載があり、その後、刊行された昭和 41 年の『道路橋下部構造設計指針 調査および設計一般篇』において、木杭の材料特性と許容応力度の記載がある。しかし、現在では木材は道路橋に適用可能な一般構造用材料に含まれていない。

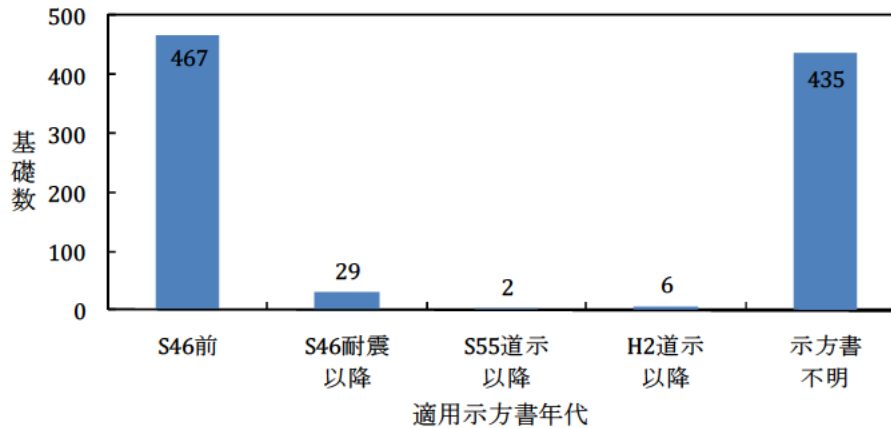


図-6.47 設計年代別の基数変遷 (全 939 基)

6.8.1 対象橋梁

対象橋梁の設計条件は次の通りである。

1) 対象橋脚

- ・ 橋梁名 : U 橋
- ・ 上部工 : PC 単純プレテン床版橋(3 連)
- ・ 対象橋脚 : P2 (固定+可動支持)
- ・ 基礎形式 : 木杭 $\phi 180$, $L=3.0\text{m}$

2) 地震作用方向, 上部工分担重量

- ・ 橋軸方向 : 上部構造重量 (1 連)
- ・ 直角方向 : 死荷重反力

3) 設計年代

- ・ 昭和 46 年 道路橋耐震設計指針より前

4) 対象橋脚一般図

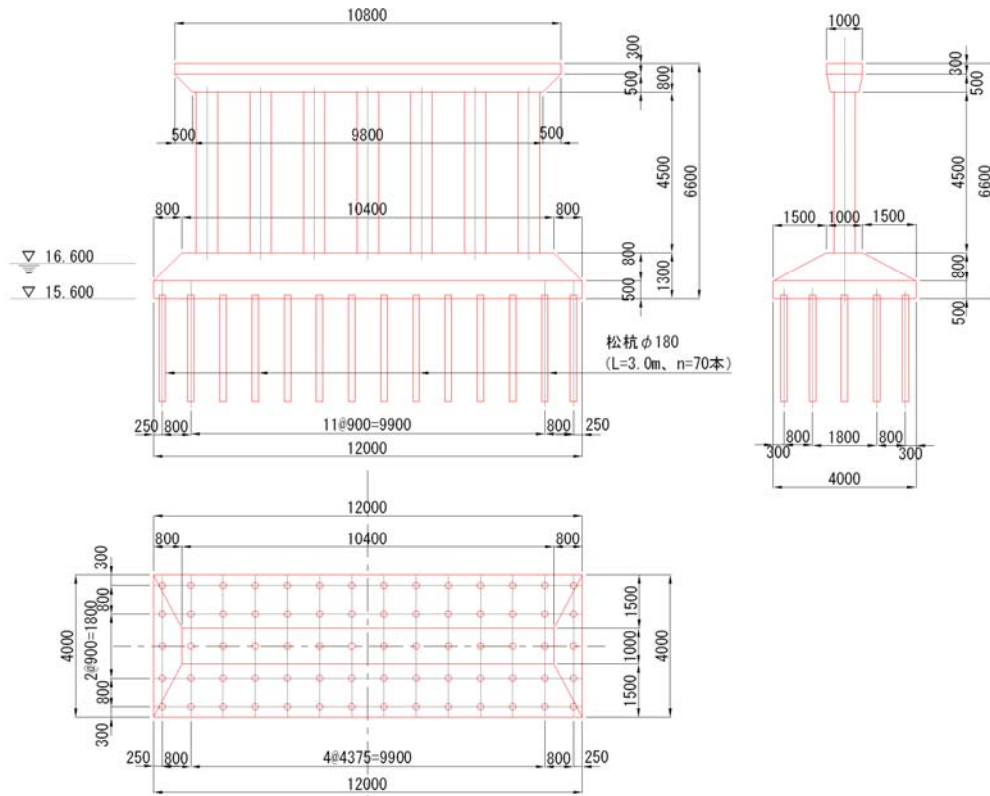


図-6.48 対象橋脚一般図

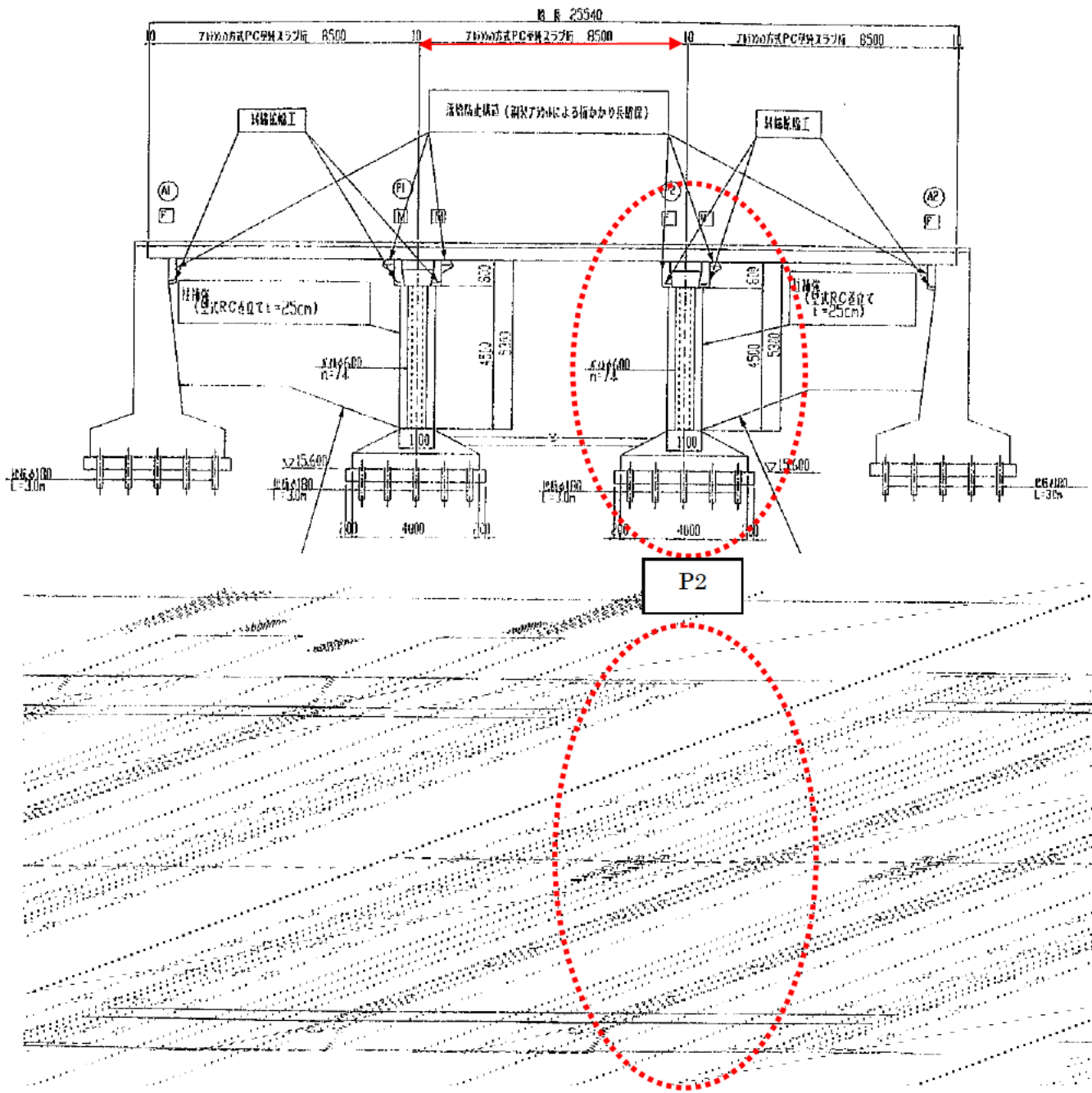


図-6.49 U橋

5) 木杭の特性について

木杭の耐震性を評価するにあたり、前述したように平成 14 年の道路橋示方書には木杭に関する物性値がないため、木杭の特性を設定してモデル化を行う必要がある。木材に関する文献としては、旧内務省の「木道路橋示方書（案）」、建築基準法施行令や国交省告示等がある。これによると、木材の基準強度としては、表-6.27 に示す無等級材の基準強度が最低基準強度としてある。許容応力度法による照査では、表-6.28 の施行令第 89 条と表-6.29 の木道路橋示方書（案）とで大きく異なるため、当時の設計に適用された木道路橋示方書（案）を優先した。

・木杭の材料定数

ヤング係数 $E = 1.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

基準圧縮強度 $F_c = 22.2 \text{ N/mm}^2$

基準引張強度 $F_t = 17.7 \text{ N/mm}^2$

表-6.27 無等級材の基準強度 (H12 国交省告示第 1452 号) (N/mm²)

樹種		圧縮 F_c	引張 F_t	曲げ F_b	せん断 F_s
針葉樹	あかまつ,くろまつ,べいまつ	22.2	17.7	28.2	2.4
	からまつ,ひば,ひのき,べいひ	20.7	16.2	27.7	2.1
	つが,べいつが	19.2	14.7	25.2	2.1
	もみ,えぞまつ,とどまつ,べにまつ,すぎ,べいすぎ,スプルース	17.7	13.5	22.2	1.8
広葉樹	かし	27.0	24.0	38.4	4.2
	くり,なら,ぶな,けやき	21.0	18.0	29.4	3.0

表-6.28 繊維方向の許容応力度 (建築基準法施行令第 89 条) (N/mm²)

許容応力度	圧縮	引張	曲げ	せん断
長期	$1.1F_c/3$	$1.1F_t/3$	$1.1F_b/3$	$1.1F_s/3$
短期	$2F_c/3$	$2F_t/3$	$2F_b/3$	$2F_s/3$

※積雪時の許容応力度に対する長期許容応力度は 1.3 倍、短期許容応力度は 0.8 倍

表-6.29 木道路橋示方書(案)の許容応力度(N/mm²)

種別	針葉樹	潤葉樹
軸方向引張(純断面に付) 繊維に平行	8.0	11.0
軸方向圧縮(純断面に付) //	$7.0-0.048 \cdot (l/r)$	$8.0-0.058 \cdot (l/r)$
曲げ引張(純断面に付) 繊維に平行	9.0	12.0
曲げ圧縮(純断面に付) //	9.0	12.0
支 圧 繊維に平行	8.0	11.0
繊維に直角	2.0	3.5
せん断 繊維に平行	0.8	1.2
繊維に直角	1.2	1.8

針葉樹：マツ，スギ，ヒノキ，ヒバの類

潤葉樹：ケヤキ，クリ，ナラ，カシの類

弾性係数：E=10,000N/mm²，l=部材の長さ(mm)，r=部材断面の最小回転半径(mm)

繊維に斜方向のときは，角度に比例して増減するものとする。

6.8.2 解析モデル

解析対象としたU橋について、まず木杭本体のモデル化を行う。木杭に関する破壊を考慮したモデル化の基準はないが、本研究の目的が、レベル2地震動に対し「耐震性に劣る形式か否か」の検証を行うものである。したがって、平成14年の道路橋示方書を参考に以下のように材料特性を仮定しモデル化を行った。

木杭の特性を考える上で、無筋コンクリート部材と同様に考えた場合、ひび割れ曲げモーメントおよびひび割れ曲率を道路橋示方書Vに示される以下の式により仮定することとした。無筋コンクリート部材では、ひび割れ点が破壊点に相当することが想像できる。木杭においても同様に考え、図-6.50に示すひび割れ相当の点を破壊点とするバイリニアモデルで表現することとした。

$$\text{ひび割れ曲げモーメント} \quad M_c = W_i \left(\sigma_{bt} + \frac{N_i}{A_i} \right) \quad \dots \text{式(解 10.3.1)}$$

$$\text{ひび割れ曲率} \quad \phi_c = \frac{M_c}{E_c I_i} \quad \dots \text{式(解 10.3.2)}$$

表-6.29 木杭基礎のM-φ関係

		死荷重時	軸力ゼロ
杭径	D (mm)	180	180
ヤング係数	E (N/mm ²)	10000	10000
断面二次モーメント	I (mm ⁴)	51529974	51529974
圧縮強度	F _c (N/mm ²)	22.2	22.2
引張強度	F _t (N/mm ²)	17.7	17.7
断面積	A (mm ²)	25447	25447
軸力	N (N)	36800	0
断面係数	W (mm ³)	572555	572555
ひび割れ曲げモーメント	M _c (kN・m)	11.0	10.1
ひび割れ曲率	φ _c (1/m)	0.021	0.020

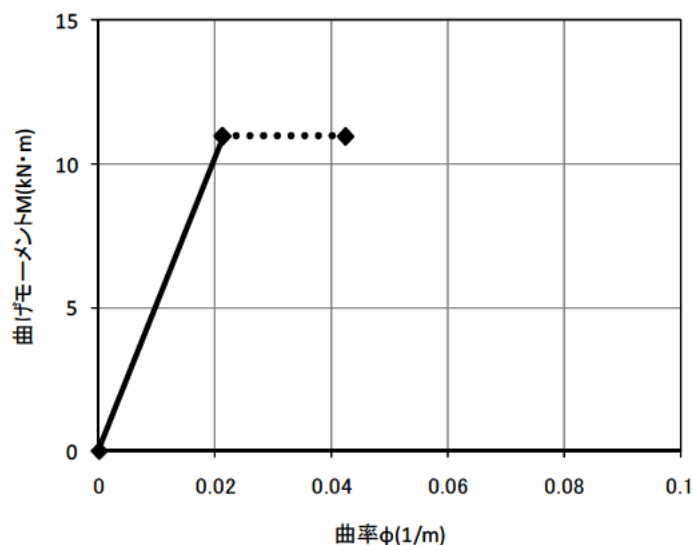


図-6.50 木杭の曲げモーメントー曲率関係

解析は橋軸方向および橋軸直角方向に対し実施し、解析ケースは、液状化の有無、当時の施工能力不足を考慮し支持層に到達していない、つまり杭先端地盤の N 値が小さい状態（ここでは N 値 15 と仮定）とした。

6.8.3 試算結果のまとめ

試算の結果を表-6.30 に示す。木杭基礎を他の杭基礎形式と同様に考えた場合、全てのケースで損傷度 V となる。このため、杭形式とした場合木杭は明らかに耐震性に劣る基礎形式として耐震補強の優先度の高い基礎と位置づける。

表-6.30 損傷度判定結果一覧表

年代	橋梁名	対象橋脚	解析方向	支承条件	解析条件	レベル2地震動		備考
						タイプ I	タイプ II	
昭和46年耐震指針より前	U橋	P2	橋軸方向	F+M	CASE1	V	V	杭体降伏
					CASE2	III	V	押し込み降伏→杭体降伏
					CASE3	V	V	杭体降伏
					CASE4	V	V	杭体降伏
			橋軸直角方向	F	CASE1	V	V	杭体降伏
					CASE2	V	V	杭体降伏
					CASE3	V	V	杭体降伏
					CASE4	V	V	杭体降伏

解析条件 CASE1：液状化なし

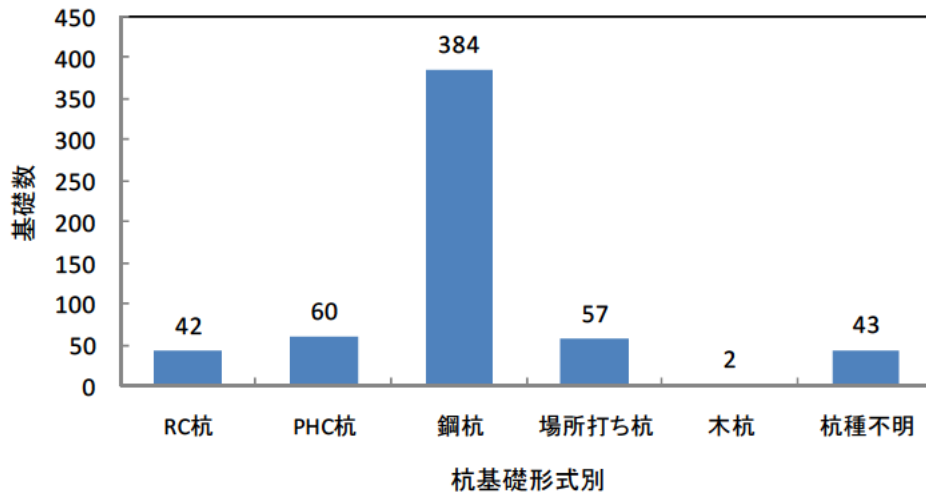
CASE2：不完全支持（支持地盤 N 値 15）

CASE3：液状化 $D_E=0$

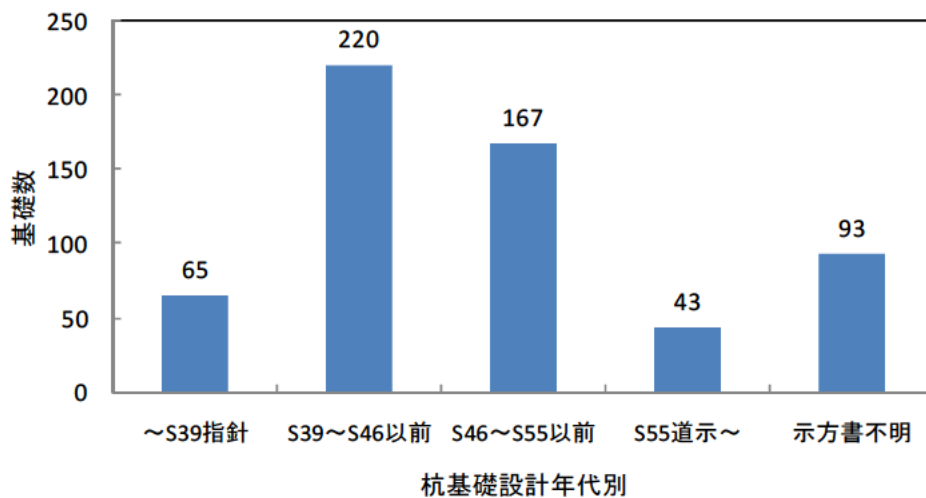
CASE4：液状化 $D_E=1/3$

6.9 単列パイルベント橋脚

図-6.51 に、H8 防災点検データベースをもとにパイルベント橋脚の採用基礎形式と設計年代を整理したものを示す。試算は、最も採用事例の多い鋼管杭を対象とする。また、昭和 55 年の道路橋示方書以降に採用されたケースが少ないことから、昭和 46 年前後の設計基準により復元設計を実施し、設計年代別に液状化の程度が耐震性に与える影響を把握する。



a) パイルベント橋脚に採用された基礎形式



b) パイルベント橋脚の設計年代

図-6.51 パイルベント橋脚に採用された基礎形式および設計年代

6.9.1 対象橋梁

ここで対象とする橋脚モデルは、次の設計条件のもとで復元設計を行った基礎とする。なお、復元設計するもととなる橋脚は「液状化の低減係数 $D_E=2/3$ 」の地盤モデルであるが、同じ復元設計結果を用いて、液状化が生じない ($D_E=1$) とした場合も合わせて検討している。

1) 対象橋脚

- | | |
|-------|--------------------------------|
| ・橋梁名 | : V 橋 |
| ・上部工 | : 鋼単純鈹桁 (12 連) |
| ・対象橋脚 | : P6 (可動+固定支持) |
| ・基礎形式 | : 鋼管杭 $\phi 609.6$, $L=25.0m$ |

2) 地震作用方向, 上部工分担重量

- | | |
|-------|----------------|
| ・橋軸方向 | : 上部構造重量 (1 連) |
| ・直角方向 | : 死荷重反力 |

3) 設計年代

- | |
|-----------------------|
| ・昭和 46 年 道路橋耐震設計指針より前 |
|-----------------------|

4) 対象橋脚一般図

当時の設計図面なし

5) 地盤条件

	地盤の種類	層厚 (m)	平均 N 値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	低減係数 D_E	
							レベル 1 地震時	レベル 2 地震時
第 1 層	砂質土	10.0	11	—	28	17	1	2/3 1
第 2 層	粘性土	10.0	6	36	—	15	---	---
第 3 層	砂質土	3.0	15	—	30	19	---	---
第 4 層	砂れき	4.0	50	—	—	20	---	---
調査深度		27.0						

6) 検討ケース

表-6.31 耐震性能照査 検討ケース

設計年代	ケース名	液状化の程度	地盤種別	水平力
昭和 46 年より前	II-3 M+F	$D_E=2/3$	II 種	小(M+F)
昭和 46 年耐震設計指針	II-3 M+F			
昭和 46 年より前	II-4 M+F	$D_E=1$	II 種	
昭和 46 年耐震設計指針	II-4 M+F			

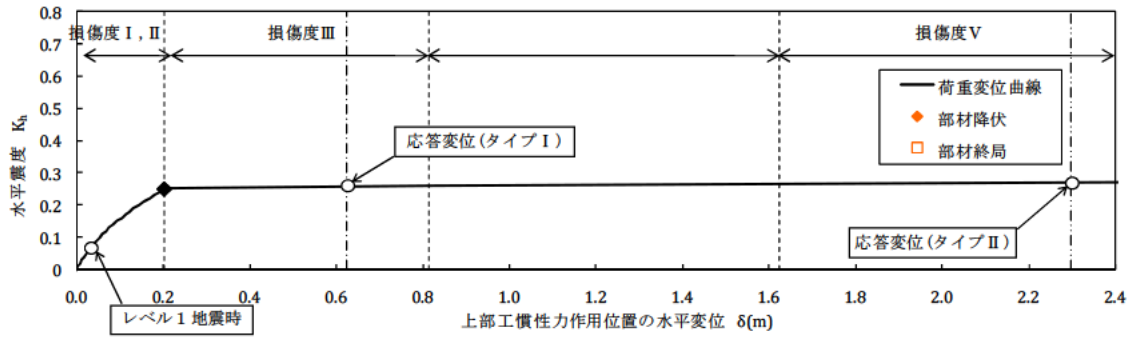
6.9.2 試算結果

試算結果と水平震度－水平変位関係を表-6.32, 図-6.52～図-6.55 に示す. 図中の損傷度区分 I～Vは, 表-3.9 に示す各設計年代別に設定した許容塑性率 (損傷度Ⅲ: $\mu=4$, 損傷度Ⅳ: $\mu=8$) に基礎全体系の降伏変位 δ_{Fy} を乗じたものである. 単列パイルベント橋脚の基礎は, 杭本体に鋼管杭を適用した事例が多く, かつ他の杭種に比べ変形性能に優れる鋼管杭としたケースで試算したが, 昭和46年前後で損傷度がそれぞれ損傷度Ⅴ, 損傷度Ⅳ以下と異なるもの応答変位時における上部工慣性力作用位置での水平変位が 1m 程度になり, 上部構造に悪影響を及ぼす恐れがある. また, 過去の被災事例を鑑み, 安全側の設定となるように損傷度Ⅴとして扱うこととした. ただし, 2 列以上の複列パイルベント橋脚は, 基礎杭が地表に突出した構造物として扱うことになるため, 別途詳細検討が必要と考える.

表-6.32 損傷度判定結果一覧表

適用基準	モデル名称	支承条件	レベル2地震動		備考	
			タイプⅠ	タイプⅡ		
昭和46年より前	Ⅱ-3 MF	M+F	Ⅲ	Ⅴ	杭降伏	$W_u=R_d$
昭和46年耐震指針			Ⅲ	Ⅳ	杭降伏	$W_u=R_d$
昭和46年より前	Ⅱ-4 MF	M+F	Ⅲ	Ⅴ	杭降伏	$W_u=R_d$
昭和46年耐震指針			Ⅲ	Ⅲ	杭降伏	$W_u=R_d$

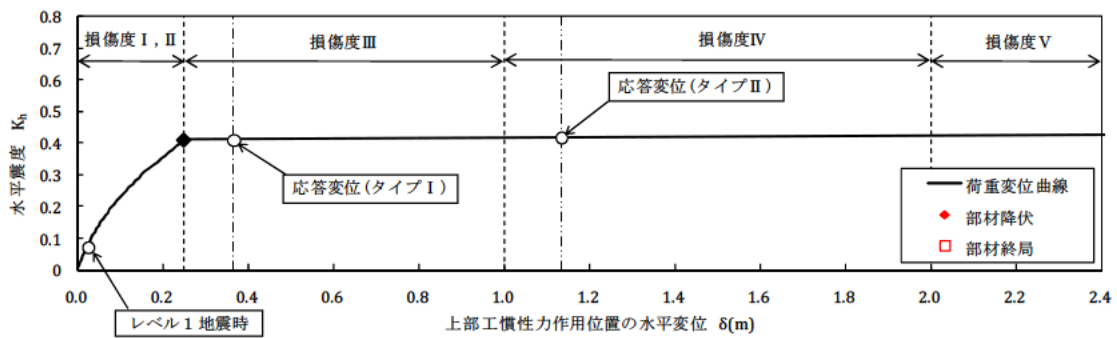
【昭和46年より前 液状化による低減係数 $D_E=2/3$ 】



	α_i	震度	杭頭での水平変位 (m)	フーチング回転角 θ (rad)	慣性力作用位置での変位 δ (m)	杭基礎の状態	
①	0.14	0.25	0.058	0.015	0.203	地中部降伏	杭降伏

図-6.52 水平震度－水平変位の関係

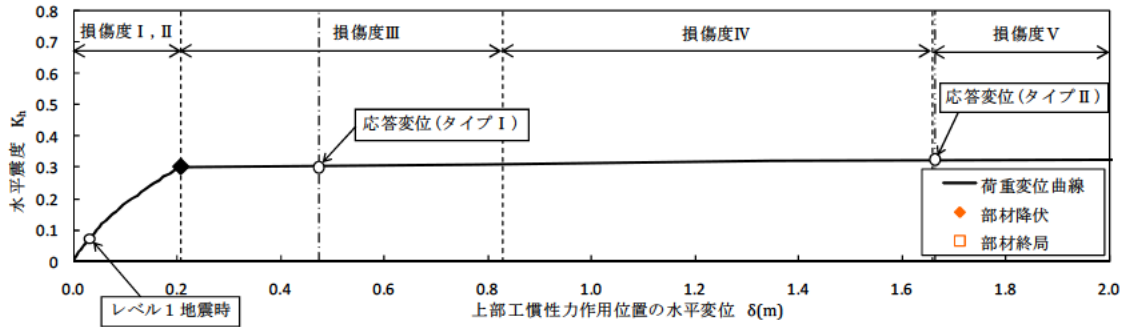
【昭和46年耐震指針 液状化による低減係数 $D_E=2/3$ 】



	α_i	震度	杭頭での水平変位 (m)	フーチング回転角 θ (rad)	慣性力作用位置での変位 δ (m)	杭基礎の状態	
①	0.23	0.41	0.086	0.017	0.250	地中部杭降伏	杭降伏

図-6.53 水平震度－水平変位の関係

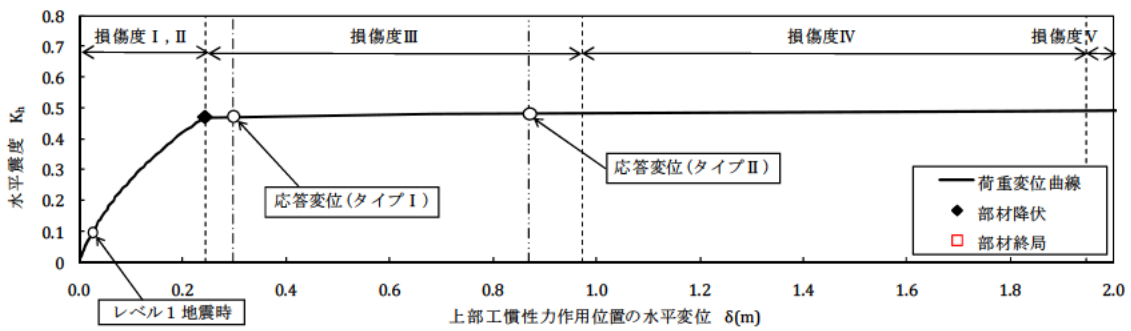
【昭和 46 年より前 液状化による低減係数 $D_E=1$ 】



	α_i	震度	杭頭での水平変位 (m)	フーチング回転角 θ (rad)	慣性力作用位置での変位 δ (m)	杭基礎の状態	
①	0.17	0.30	0.054	0.015	0.207	地中部降伏	杭降伏

図-6.54 水平震度－水平変位の関係

【昭和 46 年耐震指針 液状化による低減係数 $D_E=1$ 】



	α_i	震度	杭頭での水平変位 (m)	フーチング回転角 θ (rad)	慣性力作用位置での変位 δ (m)	杭基礎の状態	
①	0.27	0.47	0.077	0.017	0.243	地中部杭降伏	杭降伏

図-6.55 水平震度－水平変位の関係

7. 道路橋基礎の耐震性評価

ここでは、6章で実施した各基礎形式の荷重漸増解析結果をまとめるとともに、試設計の対象としなかった石積みやレンガ製基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎、PC ウェル基礎の耐震性について考える。

(1) 直接基礎

一般に基礎底面が良質な支持層に定着されていれば、直接基礎は塑性変形性能に富む基礎に分類され、損傷度Ⅲと判定される。

(2) 鋼管杭基礎

どの設計年代においても鋼管杭基礎はレベル2地震動タイプⅠに対しては概ね損傷度Ⅰ、レベル2地震動タイプⅡにおいては損傷度ⅢまたはⅣと判定される。しかし、液状化の影響を受ける地盤を想定した場合には基礎の損傷度は大きくなり、杭頭部の地盤抵抗を全く見込めない条件 ($D_E=0$) においてレベル2地震動タイプⅡで損傷度Ⅴとなるケースが多く見られる。その度合いは昭和46年より前に建設された基礎で顕著であった。このことは、昭和46年の道路橋耐震設計指針から各種補正係数や固有周期に応じた設計水平震度を適用する修正震度法により耐震設計が行われており、平成14年の道路橋示方書に示されるレベル1地震動に対する設計法と大きな相違がないことから、レベル1地震動に対する安全性を確保することにより、必然的にレベル2地震動タイプⅠの安全性も担保されていたものと考えられる。このため、昭和46年の道路橋耐震設計指針適用以降の基礎については、耐震性能を高く評価できるものとする。

以上、設計年代及び液状化の程度に応じた試算結果をまとめると図-7.1 のようになる。

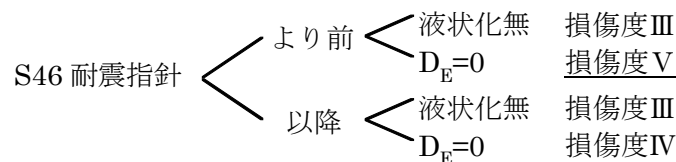


図-7.1 適用基準の違いによる鋼管杭基礎の損傷度の傾向

(3) 場所打ち杭基礎

どの設計年代においても場所打ち杭基礎は、レベル2地震動タイプⅠに対しては概ね損傷度Ⅰ、レベル2地震動タイプⅡに対しては損傷度ⅢかⅣと判定される。しかし、液状化の影響を受ける地盤上にある場合には鋼管杭基礎と同様な傾向であり、全体として図-7.1 のような傾向を示した。このため、昭和46年の道路橋耐震設計指針適用以降の基礎については、耐震性能を高く評価するひとつの判定基準とする。さらに、せん断耐力に着目すると、昭和55年より前の設計指針を適用した基礎では、レベル2地震動タイプⅡにおいて、杭体の曲げ降伏に対してせん断破壊が先行することがわかった。これは、昭和55年の道路橋示方書以降、コンクリートの許容せん断応力度が低減されたこと、杭の最小帯鉄筋量が規定されたことによるものと考えられる。このため、昭和55年以降の道路橋示方書適用か否かが耐震性能の判断基準となると考えられる。

1) 昭和46年の道路橋耐震設計指針が適用される前の基礎

曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じないとして解析を行った結果、土質定数の低減係数 $D_E=0$ および $1/6$ の場合、損傷度Ⅴに区分され、 $D_E=1/3$ および $2/3$ の場合では損傷度Ⅳ以下に区分され

る。一方、いずれの D_E 値においても解析では曲げ降伏に先行してせん断破壊が生ずるため、ほとんどが損傷度Vに区分される。

この設計年代の基礎は、液状化に対する設計は行われていないものの、曲げ降伏に先行してせん断破壊が生ずる可能性を無視すれば、 D_E 値が 1/3 以上あれば損傷度がIV以下となる。これは、この当時の安定計算が慣用法によって行われており、慣用法では現在用いられている変位法よりも断面力が大きく算定されることを試算により確認している。

2) 昭和 46 年の道路橋耐震設計指針が適用された基礎

曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じないとして解析を行った結果、 $D_E=0$ および 2/3 のいずれの場合でも損傷度IV以下に区分される。一方、いずれの D_E 値においても解析では曲げ降伏に先行してせん断破壊が生ずるため、損傷度Vに区分される。

この設計年代の基礎は、液状化に対する設計が行われているため、曲げ降伏に先行してせん断破壊が生ずる可能性を無視すれば、 D_E 値に関わらず損傷度がIV以下となる。

3) 昭和 55 年の道路橋示方書が適用された基礎

曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じないとして解析を行った結果、 $D_E=0$ および 1/3 とともに損傷度III以下に区分される。なお、試算では曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じない結果であった。

昭和 55 年の道路橋示方書では、コンクリートの許容せん断応力度が低減されたこと、杭頭部の最小帯鉄筋量の規定が設けられたことに加え、極限支持力の推定式における先端支持力度が低減されたために必要な杭断面（杭本数もしくは杭径）がこれ以前に比べて増加している可能性が高いことによるものと考えられる。

以上から、昭和 46 年の道路橋耐震設計指針が適用される前の場所打ち杭基礎のうち、杭頭部付近において液状化による土質定数の低減係数 D_E 値が 1/6 以下となるような地盤中にあるものは塑性変形性能に乏しい基礎として損傷度Vに区分する。

なお、昭和 55 年の道路橋示方書が適用される以前の基礎では、曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じ、損傷度Vに区分されるものもあった。しかし、杭は土中部にあり設計で考慮していない周辺地盤からの拘束効果や押し込み杭側に卓越する圧縮応力によるひび割れ抑制効果によってせん断耐力が増加すると考えられ、これまで杭頭部にせん断破壊が生じた被災事例が見受けられないことを理由に、全体評価として損傷度IV以下と扱うことにする。

以上の計算結果をまとめると表-7.1 のようになる。

表-7.1 場所打ち杭の液状化の程度と設計年代による損傷度の傾向

土質定数の低減係数	昭和 46 年より前	昭和 46 年耐震指針	昭和 55 年道路橋示方書
$D_E=0$	V	IV以下	III以下
$D_E=1/6$			
$D_E=1/3$	IV以下		
$D_E=2/3$			

(4) 既製コンクリート杭基礎

既製コンクリート杭のうち、採用実績の多い RC 杭と PC 杭について試算した結果を以下に示

す。

1) RC 杭

RC 杭基礎は液状化の有無によらず損傷度 V になる基礎が複数存在する。さらに、せん断耐力に着目すると、レベル 2 地震動では杭のせん断破壊が先行し脆性的な破壊となることが考えられる。

2) PC 杭

PC 杭基礎はレベル 2 タイプ I においては損傷度 I，レベル 2 地震動タイプ II では損傷度 III と判定される。しかし、液状化の影響を受ける地盤では、レベル 2 地震動タイプ II においても損傷度 V と判定された。また、せん断耐力に着目すると、杭のせん断破壊が先行し損傷度 V と判定される。

したがって、既製コンクリート杭はせん断破壊が先行するため、損傷度 V として扱うことにする。

ただし、既製コンクリートのうち SC 杭は、高強度コンクリートと鋼管との複合杭であるため、鋼管杭と同様に大きな変形性能があるものとして「損傷度 V」に区分しない。

(5) ケーソン基礎

ケーソン基礎は、液状化に対する設計が取り入れられた昭和 46 年の道路橋耐震設計指針を境に耐震性が異なっており、曲げ耐力に着目すると、昭和 46 年より前では損傷度 V に至る例も複数見られ、昭和 46 年以降では損傷度 III 程度に収まるものと評価される。しかし、せん断耐力に着目すると、レベル 1 地震動においてもせん断破壊が生じ損傷度 V となるケースが複数見られる。これまでの被災事例²⁵⁾からすると、試算結果は実態を把握していないものと考えられる。

(6) 木杭基礎

木杭基礎は液状化の有無によらず損傷度 V となる。つまり、杭形式とした場合、木杭は明らかに耐震性に劣る基礎形式として耐震補強の優先度の高い基礎と位置づけられる。

一般に、地下水位以下であれば木材は健全と見なしてよい³⁹⁾。その上で、密な杭間隔で配置され、かつフーチングに結合されていないと見なせる木杭基礎は、木杭により地盤改良された地盤上の直接基礎として扱う⁴⁰⁾ものとし、その詳細な耐震性の評価は今後の研究の進展を待つものとした。写真・7.1 に木杭の設置状況を示す。

以上より、本基礎形式が杭配置及び杭頭結合条件から、杭基礎として考えることが妥当である場合には木材の材料強度が小さいことから「損傷度 V」に、それ以外は、直接基礎と同程度の耐震性能を有するか、若干劣るものとして「損傷度 IV 以下」として扱うことにする。

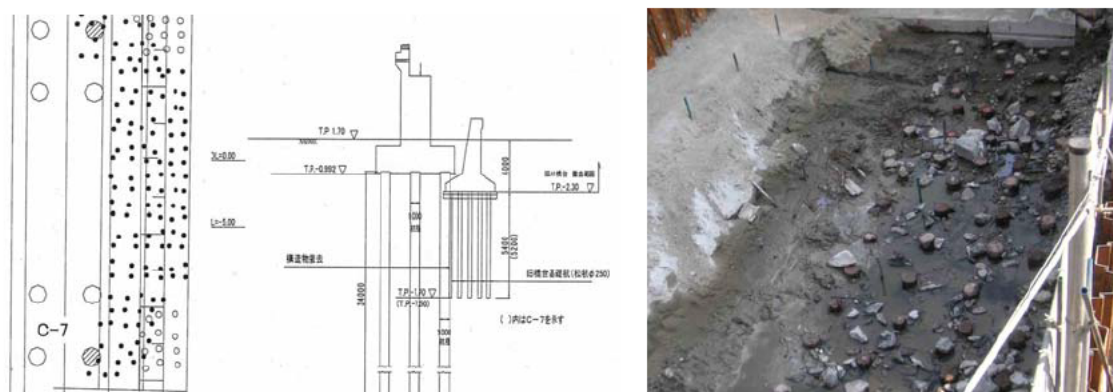


写真-7.1 木杭の試掘状況

(7) パイルベント橋脚の基礎

単列パイルベント橋脚は基礎に採用事例が多い鋼管杭を対象としたケースを実施したが、損傷度IVまたはVとなるケースが見られる。その他の杭種については、鋼管杭より耐震性が劣るため、単列パイルベント橋脚は損傷度Vに区分する。ただし、2列以上の複列パイルベント橋脚は、基礎杭が地表に突出した構造物として扱うことになるため、別途詳細検討が必要と考える。

以上の結果を整理したものを表-7.2～表-7.4に示す。

表-7.2 各基礎形式で想定される損傷度に関する試算結果一覧

		損傷度	備考
直接基礎		III	
鋼管杭基礎	～昭和46年	V ($D_E=0$)	液状化の程度により損傷度を区分 表-7.3 参照
	昭和46年～	III or IV	
場所打ち杭基礎	～昭和46年	V ($D_E=1/6$)	液状化の程度により損傷度を区分 表-7.4 参照
	昭和46年～昭和55年	IV	
	昭和55年～	III	
RC杭基礎		V	杭頭せん断破壊
PC杭基礎		V	杭頭せん断破壊
ケーソン基礎		—	3.1 参照
木杭基礎		V	杭形式
単列パイルベント橋脚		V	

表-7.3 液状化の程度と設計年代の関係（鋼管杭基礎）

土質定数の低減係数	昭和46年より前	昭和46年耐震指針
$D_E=0$	詳細検討	IV以下
$D_E=1/6$	IV以下	
$D_E=1/3$		
$D_E=2/3$		

表-7.4 液状化の程度と設計年代の関係（場所打ち杭基礎）

土質定数の 低減係数	昭和 46 年 より前	昭和 46 年 耐震指針	昭和 55 年 道示
$D_E=0$	V	IV以下	III以下
$D_E=1/6$			
$D_E=1/3$	IV以下		
$D_E=2/3$			

(8) 石積み・レンガ製基礎

石積みやレンガ製基礎の設計年代別の基数変遷を図-7.2 に示す。石積みやレンガ製基礎など、建設年代が古く設計詳細が不明である基礎については耐震性に劣る基礎形式として、これらの基礎は「損傷度V」に区分することにする。

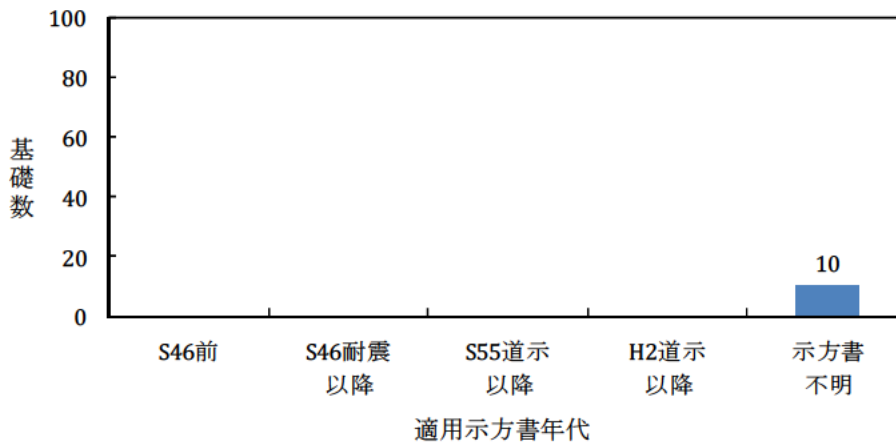


図-7.2 設計年代別の基数変遷（全 10 基）

(9) 鋼管矢板基礎

鋼管矢板基礎の設計年代別の基数変遷を図-7.3 に示す。鋼管矢板基礎は、鋼管矢板を現場にて円形、小判形や矩形などに連続して閉合させ、鋼製の井筒基礎としたものである。設計および施工上の特徴として、鋼管矢板を閉合する継手部のせん断抵抗によって鋼管矢板群が一体となって挙動し、杭基礎とケーソン基礎の中間的な構造特性を有している。

鋼管矢板基礎の設計手法は、昭和 59 年の『鋼管矢板基礎設計指針』として整備されたのが最初であるが、それ以前から昭和 47 年の『矢板式基礎の設計と施工指針』により設計が行われてきた。壁体が鋼管矢板であることから鋼管杭と同等以上の耐震性を有し、かつ鋼管矢板で閉合された冗長性が高い基礎と考えられる。また、兵庫県南部地震後の調査においても大きな被害報告は受けていない²⁵⁾。

以上より、本基礎形式は耐震補強を行うべき優先度が低い基礎として考え、「損傷度Ⅲ」に区分することにする。

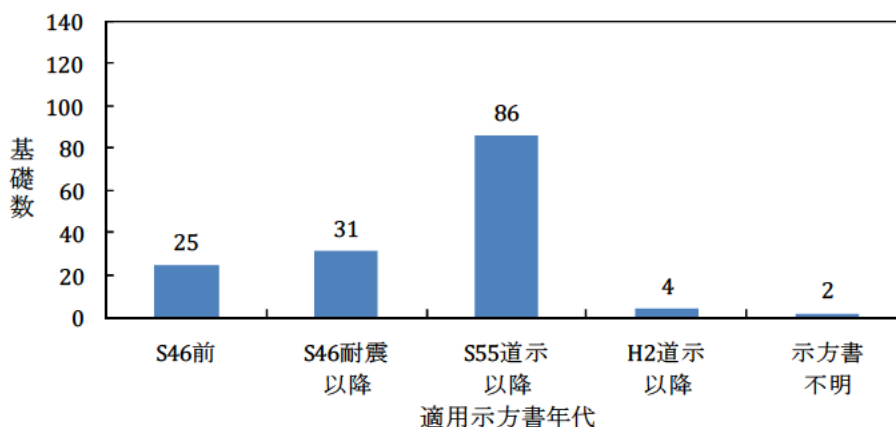


図-7.3 設計年代別の基数変遷 (全 148 基)

(10) 地中連続壁基礎

地中連続壁基礎の設計年代別の基数変遷を図-7.4 に示す。地中連続壁基礎は、隣接する地中連続壁間に継手を用いて連結し、平面形状が閉合断面になるように築造し、その頭部に頂版を設けた基礎である。設計法は、平成 3 年に『地中連続壁基礎設計施工指針・同解説』が刊行されたのが最初で、平成 8 年の道路橋示方書以降は、ケーソン基礎と構造形式、地盤抵抗要素が類似しているため、ケーソン基礎の設計法に準じて行われている。

以上より、本基礎形式は場所打ち鉄筋コンクリート壁工法により鉄筋かごの建込み、コンクリート打設により構築されたケーソン基礎としての性能を有することになるが、現在のところ、その耐震性について簡易に判定するだけの知見はない。したがって、別途詳細検討が必要と考える。

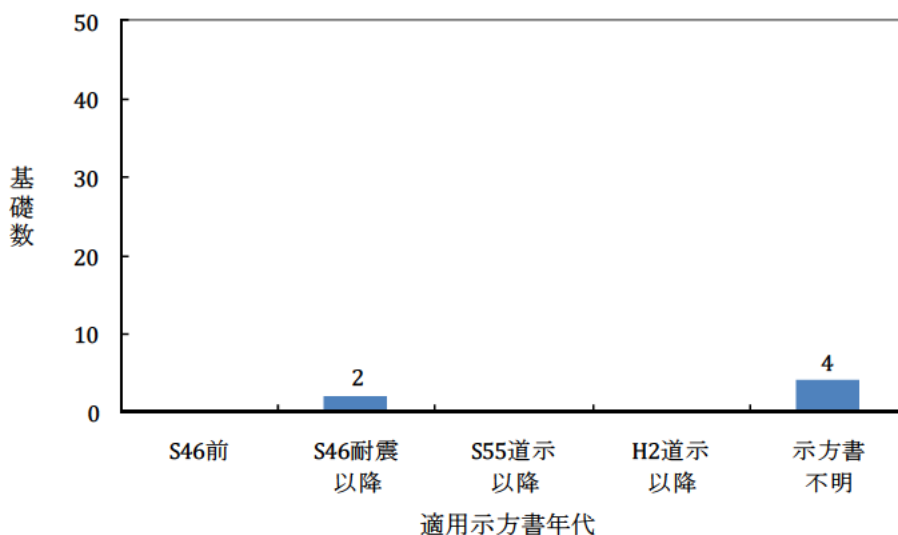


図-7.4 設計年代別の基数変遷 (全 6 基)

(11) PC ウェル基礎

PC ウェル基礎の設計年代別の基数変遷を図-7.5 に示す。PC ウェル基礎は、工場製作した鉄筋コンクリート造の円筒形または小判形の単体ブロックを施工地点で緊張結合（ポストテンション方式）して一体とした PC 構造の躯体を圧入によって沈設された基礎である。PC ウェル基礎は、昭和 43 年に橋梁基礎として初めて実用化されたが、設計手法が整備されたのは、昭和 62 年に刊行された『PC ウェル工法技術基準（案）』が最初である。そして、PC ウェル基礎の設計は、基礎

形状、配置により、柱状体形式基礎の一つである「ケーソン基礎」に準じた設計と群杭形式基礎である「杭基礎」に大きく分類される。

本基礎形式はPC鋼棒により縦方向に複数セグメントで緊結される構造形式であるが、現在のところ、その耐震性について簡易に判定するだけの知見はない。したがって、別途詳細検討が必要と考える。

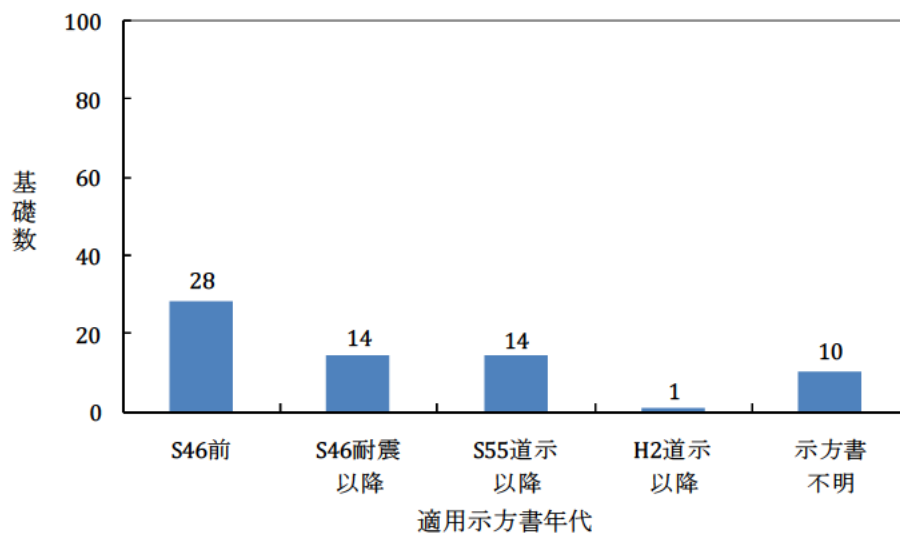


図-7.5 設計年代別の基数変遷（全 67 基）

8. 液状化が生じる場合の土質定数の低減係数 D_E の簡易評価法の提案

8.1 目的

7章で述べたように鋼管杭基礎と場所打ち杭基礎は、設計年代及び液状化の程度 (D_E 値) が耐震性能に影響を与えることが分かった。しかし、対象とする基礎のうち特に古い年代に建設された橋梁では、液状化の判定に必要な地盤調査資料 (粒度試験結果等) が残っていないことも想定される。膨大なストック数の道路橋基礎に対して耐震補強を行う優先順位を早急に決定する上では、全てにおいて地盤調査を行うよりも精度は劣るが、簡易な方法を提案しそれを用いるということも考えられる。実際に耐震補強を行う際には、別途必要な地盤調査を行って液状化判定を行うことは当然であるが、ここでは、液状化が生じる場合の土質定数の低減係数 D_E 値の簡易推定法について検討を行った。

8.2 検討方法

平成 14 年の道路橋示方書 V において、液状化による土質定数の低減係数 (D_E 値) は、動的せん断強度比 R と液状化に対する抵抗率 F_L によって決定され、これらの値は、標準貫入試験の N 値、現地地盤面からの深度および地盤面における設計水平震度 k_{hg} の影響を大きく受ける。地盤面における設計水平震度 k_{hg} は、表-8.1 に示すように地震動の種別 (レベル 2 地震動タイプ I or タイプ II)、耐震設計上の地盤種別 (I ~ III 種) および地域 (A,B,C) によって区分されている。そこで、図-8.1 に示す平成 8 年度以降に設計された全国の道路橋 80 橋の地盤調査資料に対して、地域別に深度、標準貫入試験の N 値および液状化低減係数 D_E 値の関係を整理した。そして、北海道は液状化に関する地盤調査資料を入手できなかったため、地域区分別の着色をしていない。なお、地域別に加えて地盤種別ごとに区分して整理しようとしたが、データ数が十分でないためか、結果として地盤種別ごとの差は出なかった。

表-8.1 地盤面における設計水平震度 k_{hg}

	レベル 2 地震動タイプ I			レベル 2 地震動タイプ II		
	I 種地盤	II 種地盤	III 種地盤	I 種地盤	II 種地盤	III 種地盤
A 地域	0.30	0.35	0.40	0.80	0.70	0.60
B 地域	0.26	0.30	0.34	0.68	0.60	0.51
C 地域	0.21	0.25	0.28	0.56	0.49	0.42

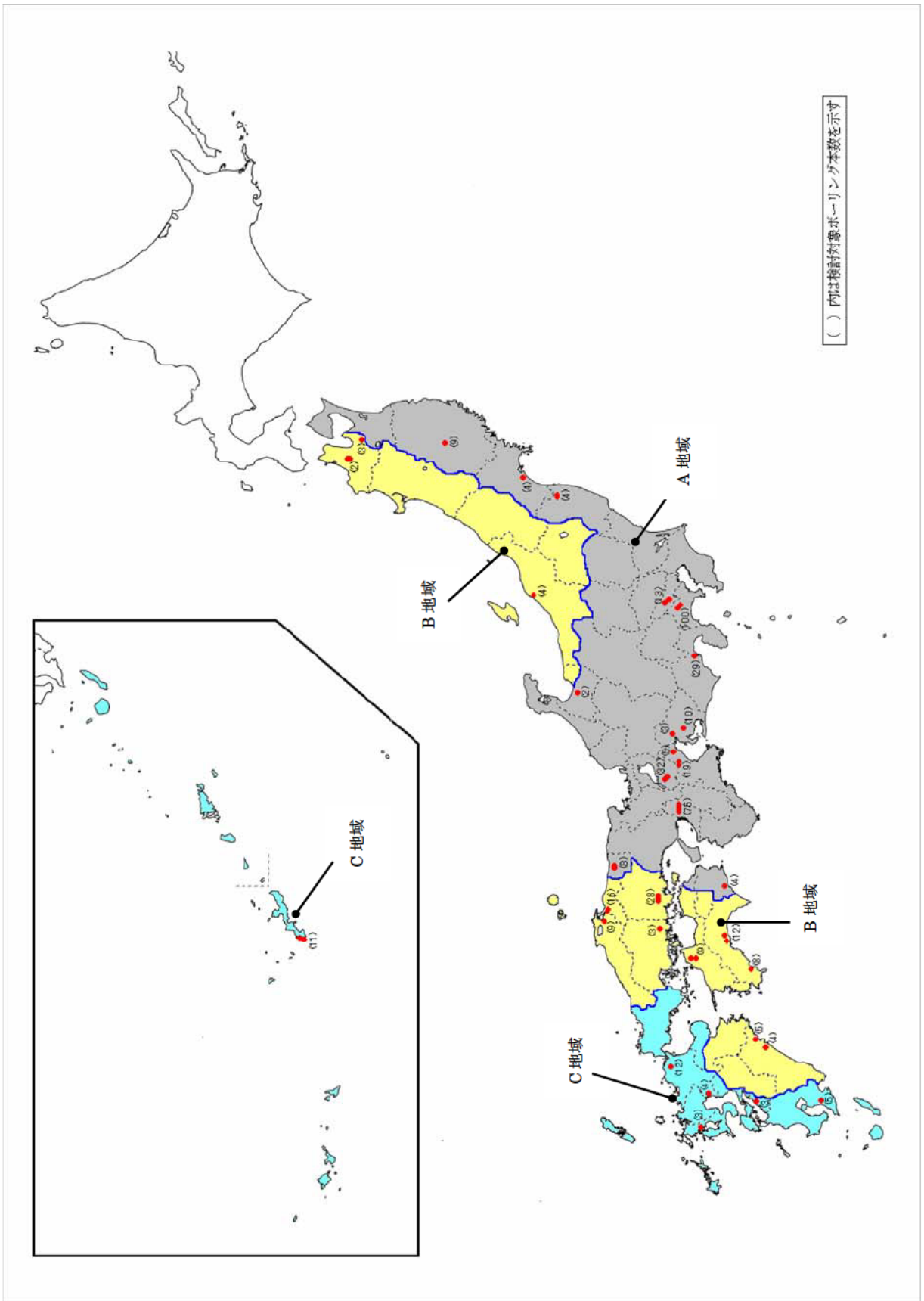


図-8.1 液状化に関する検討位置とボーリング本数

8.3 検討結果

地域別に深度，N値，低減係数 D_E 値の関係を整理したものを図-8.2 に示す。

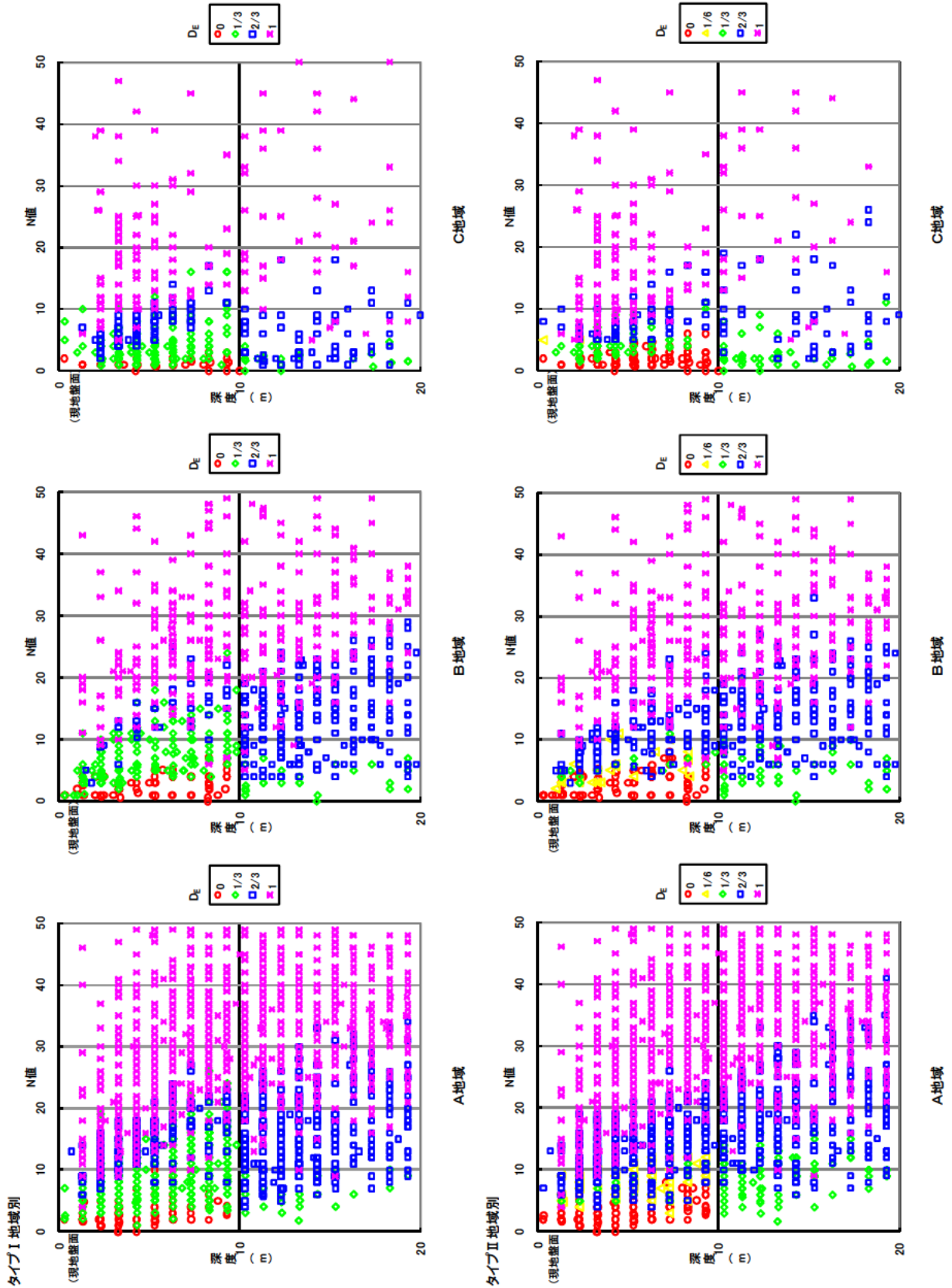


図-8.2 地域別で液状化低減係数 (D_E 値) を整理

8.4 液状化簡易判定ノモグラム

図-8.3にA地域における液状化による低減係数 $D_E=1/3$ をプロットしたものを示す。図の点線は液状化判定により得られた乱数の回帰線を示す。実線は点線の回帰線に対し $+2\sigma$ の幅を持たせたものであり、概ね液状化するパラツキ範囲を捉えているものと考えられる。そして、安全側となる指標が得られるようにタイプIとタイプIIを包括する回帰式を設定した。これらを整理したものが、図-8.4となり現地盤面からの深度0~10m範囲ではタイプIの回帰線を、現地盤面からの深度10~20m範囲ではタイプIIの回帰線を用いることになる。そして、図-8.5はタイプIとタイプII地震動で作成した回帰線が交差する場合の処置を示しており、それぞれの端点を結ぶ直線を新たに設定している。図-8.6および図-8.7は、地域別、地震動別に回帰線を設定したものであり、最終的にタイプIとタイプII地震動を包括するように設定したものが図-8.8となる。それぞれの回帰線で囲まれた範囲が、簡易判定により得られる低減係数 D_E 値を示している。

ただし、簡易判定ノモグラムにより液状化判定をするためのボーリング柱状図がない場合もあるので、その場合には、追加地盤調査を実施して道路橋示方書に基づき液状化を判定する必要がある。

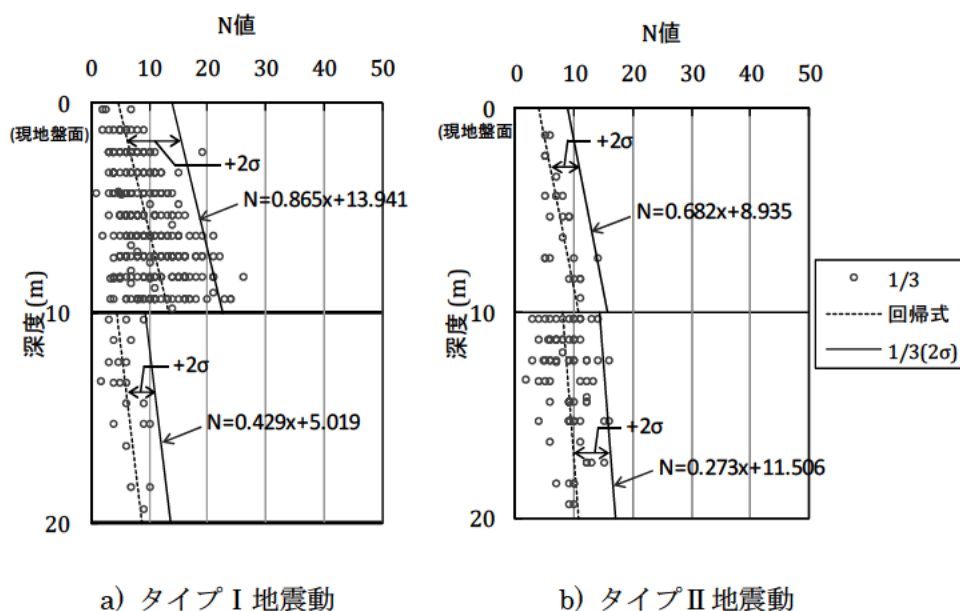


図-8.3 低減係数 $D_E=1/3$ における回帰式の設定 (A 地域)

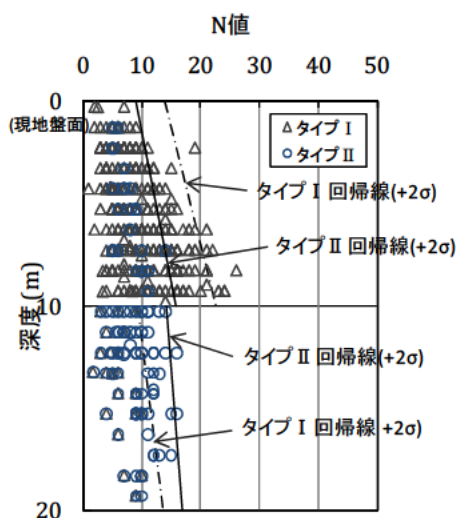


図-8.4 低減係数 $D_E=1/3$ の地震動のタイプ別回帰式の設定 (A 地域)

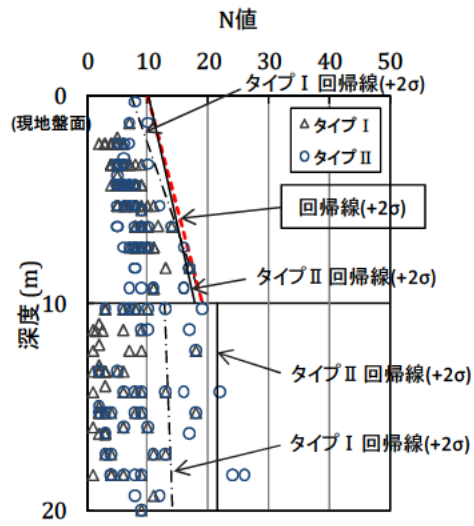


図-8.5 低減係数 $D_E=2/3$ の地震動のタイプ別回帰式の設定 (C 地域)

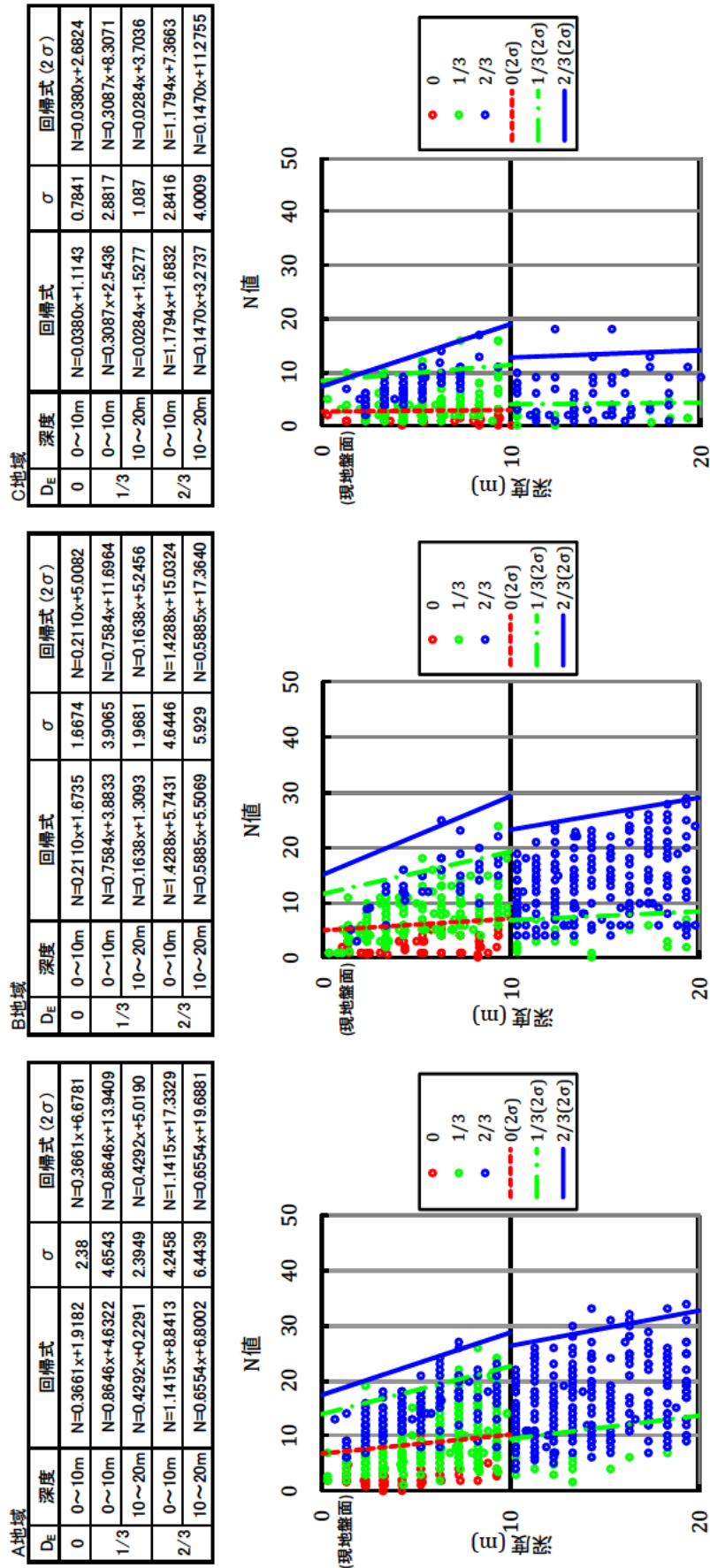


図-8.6 レベル2地震動タイプIにおける回帰式

A地域

DE	深度	回帰式	σ	回帰式 (2σ)
0	0~10m	$N=0.4736x+1.8436$	2.3002	$N=0.4736x+6.4441$
1/6	0~10m	$N=0.2923x+6.3324$	2.1184	$N=0.2923x+10.5693$
1/3	0~10m	$N=0.6817x+4.0061$	2.4645	$N=0.6817x+8.9351$
	10~20m	$N=0.2728x+5.3885$	3.0587	$N=0.2728x+11.5059$
2/3	0~10m	$N=0.7929x+8.7147$	4.2612	$N=0.7929x+17.2371$
	10~20m	$N=0.6001x+10.2235$	6.8444	$N=0.6001x+23.9123$

B地域

DE	深度	回帰式	σ	回帰式 (2σ)
0	0~10m	$N=0.3092x+1.8556$	1.9778	$N=0.3092x+5.8111$
1/6	0~10m	$N=0.4966x+3.2575$	2.5233	$N=0.4966x+8.3040$
1/3	0~10m	$N=0.4237x+3.7257$	1.7156	$N=0.4237x+7.1569$
	10~20m	$N=0.0362x+4.6600$	2.5806	$N=0.0362x+9.8212$
2/3	0~10m	$N=0.7946x+6.5062$	4.063	$N=0.7946x+14.6322$
	10~20m	$N=0.3767x+9.1532$	5.6787	$N=0.3767x+20.5107$

C地域

DE	深度	回帰式	σ	回帰式 (2σ)
0	0~10m	$N=0.1057x+1.5368$	1.2995	$N=0.1057x+4.1359$
1/6	0~10m	N=5	0	N=5
1/3	0~10m	$N=0.4318x+2.6543$	1.8642	$N=0.4318x+6.3828$
	10~20m	$N=0.0247x+2.4196$	2.2348	$N=0.0247x+6.8892$
2/3	0~10m	$N=0.7699x+3.8401$	3.1254	$N=0.7699x+10.0910$
	10~20m	$N=-0.0210x+9.6403$	6.1115	$N=-0.0210x+21.8632$

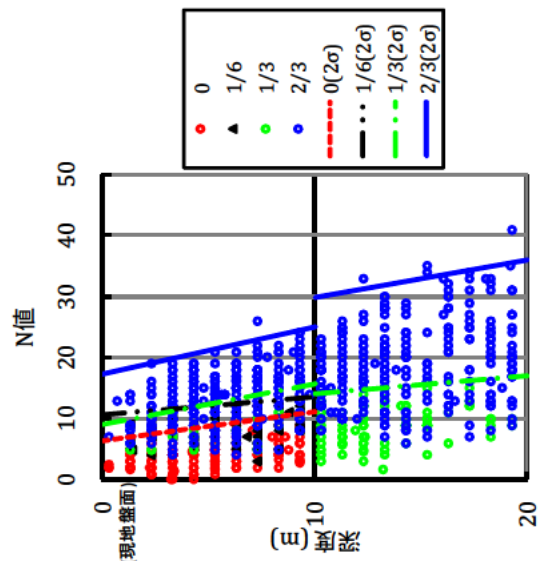
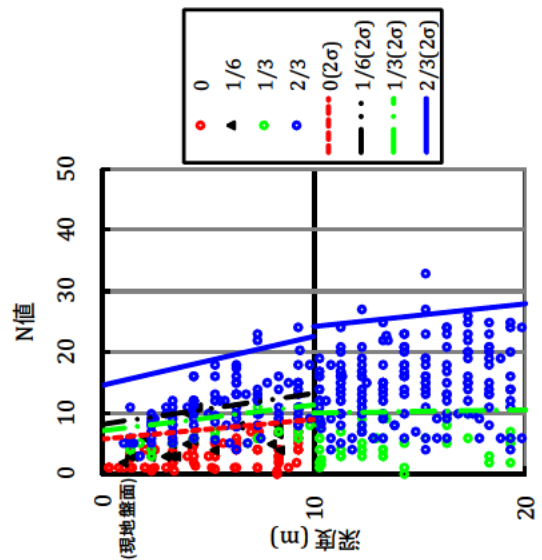
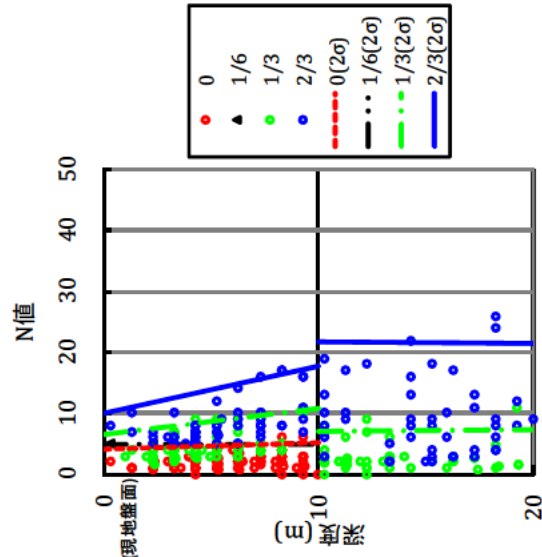
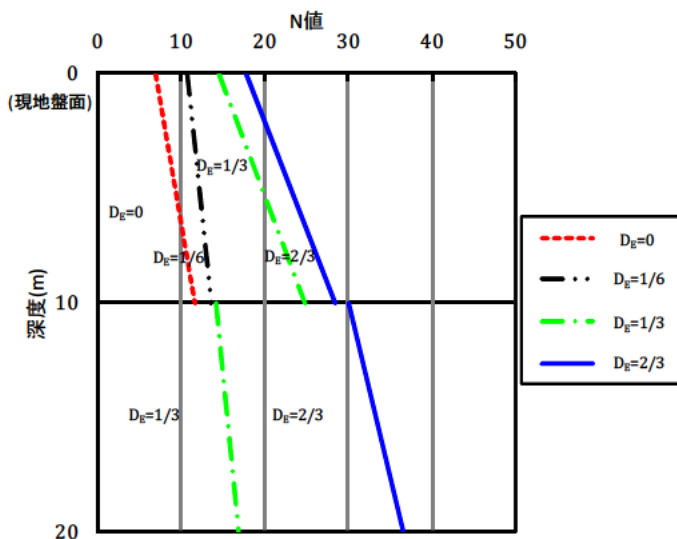


図-8.7 レベル2地震動タイプIIにおける回帰式

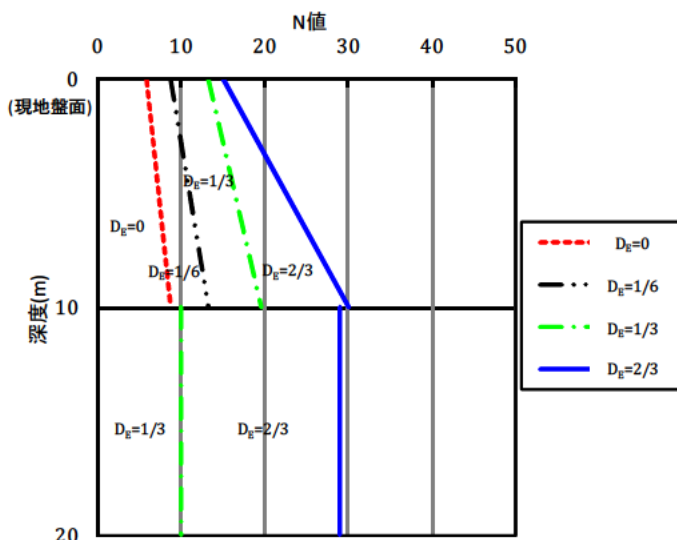
A地域



深度(m)	液状化 低減係数	設定範囲
$0 \leq x \leq 10$	0	$N \leq 0.5x + 7$
	1/6	$0.5x + 7 < N \leq 0.3x + 11$
	1/3	$0.3x + 11 < N \leq 0.9x + 14$
	2/3	$0.9x + 14 < N \leq 1.2x + 18$
	1	$1.2x + 18 < N$
$10 < x \leq 20$	1/3	$N \leq 0.3x + 12$
	2/3	$0.3x + 12 < N \leq 0.6x + 24$
	1	$0.6x + 24 < N$

x: ボーリング柱状図の孔口標高からの深度 (m)

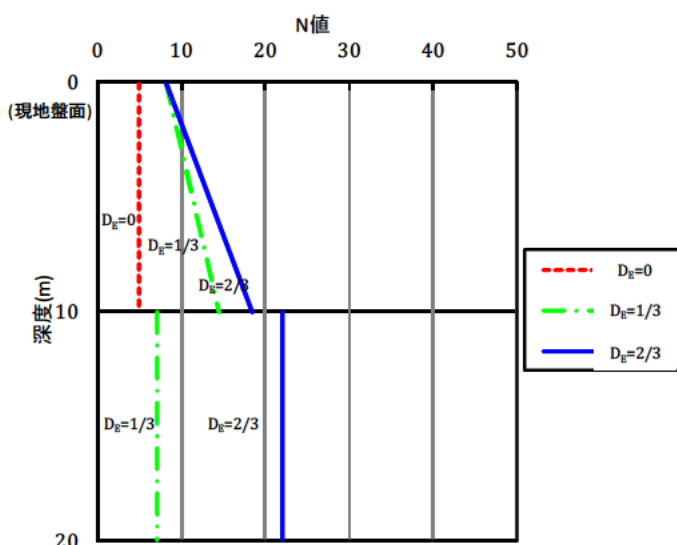
B地域



深度(m)	液状化 低減係数	設定範囲
$0 \leq x \leq 10$	0	$N \leq 0.3x + 6$
	1/6	$0.3x + 6 < N \leq 0.5x + 9$
	1/3	$0.5x + 9 < N \leq 0.8x + 12$
	2/3	$0.8x + 12 < N \leq 1.5x + 15$
	1	$1.5x + 15 < N$
$10 < x \leq 20$	1/3	$N \leq 10$
	2/3	$10 < N \leq 29$
	1	$29 < N$

x: ボーリング柱状図の孔口標高からの深度 (m)

C地域



深度(m)	液状化 低減係数	設定範囲
$0 \leq x \leq 10$	0	$N \leq 5$
	1/6	-
	1/3	$0.1x + 4 < N \leq 0.3x + 8$
	2/3	$0.3x + 8 < N \leq 0.9x + 10$
	1	$0.9x + 10 < N$
$10 < x \leq 20$	1/3	$N \leq 7$
	2/3	$7 < N \leq 22$
	1	$22 < N$

x: ボーリング柱状図の孔口標高からの深度 (m)

図-8.8 液状化簡易判定ノモグラム

8.5 簡易判定ノモグラムを用いた液状化の簡易評価

レベル2地震動に対する液状化の判定は、タイプIとタイプIIの地震動の両者に対して判定を行い、各土層について厳しい方の結果を採用する。その観点で、簡易判定ノモグラムは両者を包括する回帰式としている。また、液状化による土質定数の低減係数 D_E は、現地盤面からの深度 $0 \sim 10\text{m}$ 、 $10\text{m} \sim 20\text{m}$ で変化するため、回帰式も深度に応じて変更している。一般的に、地盤の水平抵抗に寄与する深さは、基礎天端からいわゆる基礎の特性長さ $1/\beta$ (m) の範囲であるので、この範囲に対して液状化の判定を行うことを考えた。ここで、 β は平成14年の道路橋示方書IV下部構造編 9.2 に解説される基礎の特性値である。この値は同じ地盤であっても基礎形式や基礎形状によって変化し、計算によって求める必要があるが、簡易評価の目的にあつては、図-8.9 に示すような別途設定した基礎の投影幅の関数で定義した。ここで、柱状体基礎の場合、基礎形状が円形、矩形、小判形断面があるが、 $1/\beta$ が基礎の有効載荷幅 B_e の関数であるため、矩形または小判形の場合には、 $1/\beta$ が基礎の有効載荷幅 B_e に応じて変化する。試算の結果、基礎底面積を等価な円形断面に置換えた基礎径 ϕ とすることで、いずれの載荷方向に対しても、 $n \times 1/\beta$ ($n=2, 3$) となるため、基礎底面積を等価な円形断面に置換えることでよいものとした。直接基礎は、支持力低下する恐れのない安定した良質な支持層に直接支持させることを前提としているので、現地盤面から深度 20m の範囲にある土層に対し液状化判定を行い、基礎底面以深にある土層が液状化しないことを確認する必要がある。

本研究で検討した液状化の簡易評価に使用する $1/\beta$ (m) は、前述したように地盤条件や基礎形状から決定される。図-8.10 に場所打ち杭基礎、鋼管杭基礎、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎に対し、杭径または基礎の平面形状と基礎周辺の地盤条件をそれぞれ変化させたときに得られる $1/\beta$ を試算した結果を示している。図-8.10 a) から、基礎の換算載荷幅 B_H が大きくなるケーソン基礎のような柱状体基礎は $1/\beta$ が深いことが分かる。さらに、 $1/\beta$ を基礎形状 (杭径または基礎の平面形状) に応じた簡易式とするため、 $1/\beta$ を基礎形状 (杭径または基礎の平面形状) で除したものと地盤条件に対し、図-8.10 b) に示すようにある程度の相関が確認されている。図-8.10 a) から N 値が小さくなると基礎の特性長 $1/\beta$ が大きくなる傾向にある。杭基礎において、 $1/\beta$ を杭径の関数としているが N 値が小さくかつ杭径が小さい場合には、この関係式では危険側の評価をする恐れがある。したがって、本資料においては下限値に 5m を設定した。そして、表-8.2 に基礎形式別の $1/\beta$ (m) 深さの簡易式を示す。ここで、粘性土地盤の変形係数 E や粘着力 c は、一般に土質試験から求めるが、試験値が無い場合の方法として粘着力 c による推定式 $E=210 \cdot c$ が示されている⁴⁾。粘着力 c については N 値から推定する式 $c=(6 \sim 10) N$ が示されており⁴⁾、粘性土地盤の変形係数は $E=210 \cdot c=1260N$ となる。一方で、砂質地盤の変形係数は N 値からの推定式 $E=2800N$ が示されており、粘性土地盤 $E=1260N$ との関係をもとに逆算したものを示している。

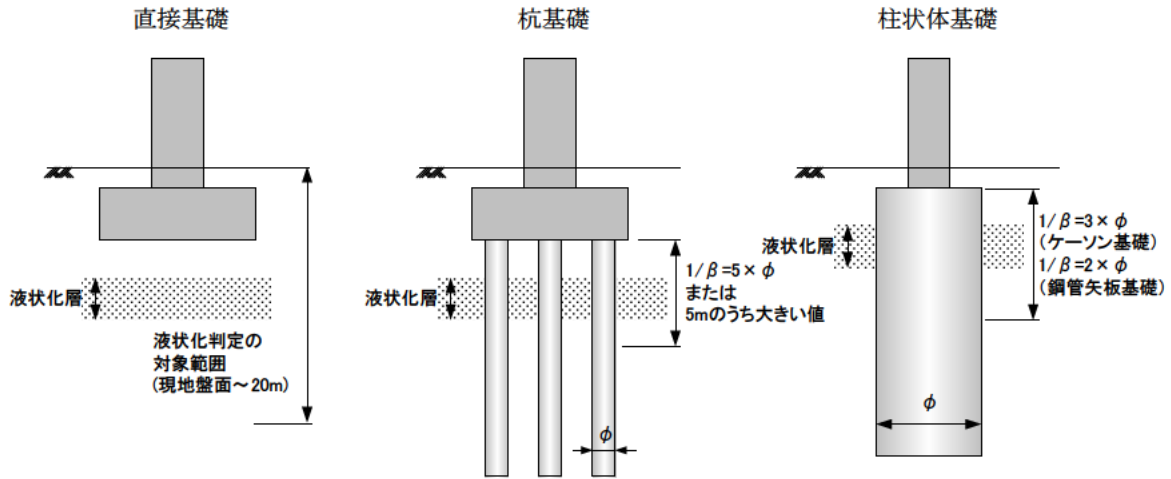
表-8.2 基礎形式別の $1/\beta$ (m) 深さの簡易式

基礎形式	砂質地盤の場合	粘性土地盤の場合	簡易式
杭基礎	$1/\beta = (5.3 - 0.12 \cdot N) \cdot \phi$	$1/\beta = \{5.3 - 0.12(0.45 \cdot N)\} \cdot \phi$	$1/\beta \doteq 5 \phi$
ケーソン基礎	$1/\beta = (3.4 - 0.08 \cdot N) \cdot \phi$	$1/\beta = \{3.4 - 0.08(0.45 \cdot N)\} \cdot \phi$	$1/\beta \doteq 3 \phi$
鋼管矢板基礎	$1/\beta = (1.9 - 0.04 \cdot N) \cdot \phi$	$1/\beta = \{1.9 - 0.04(0.45 \cdot N)\} \cdot \phi$	$1/\beta \doteq 2 \phi$

N : 基礎天端付近の平均 N 値 (原則として基礎天端から第1層の土層の N 値)

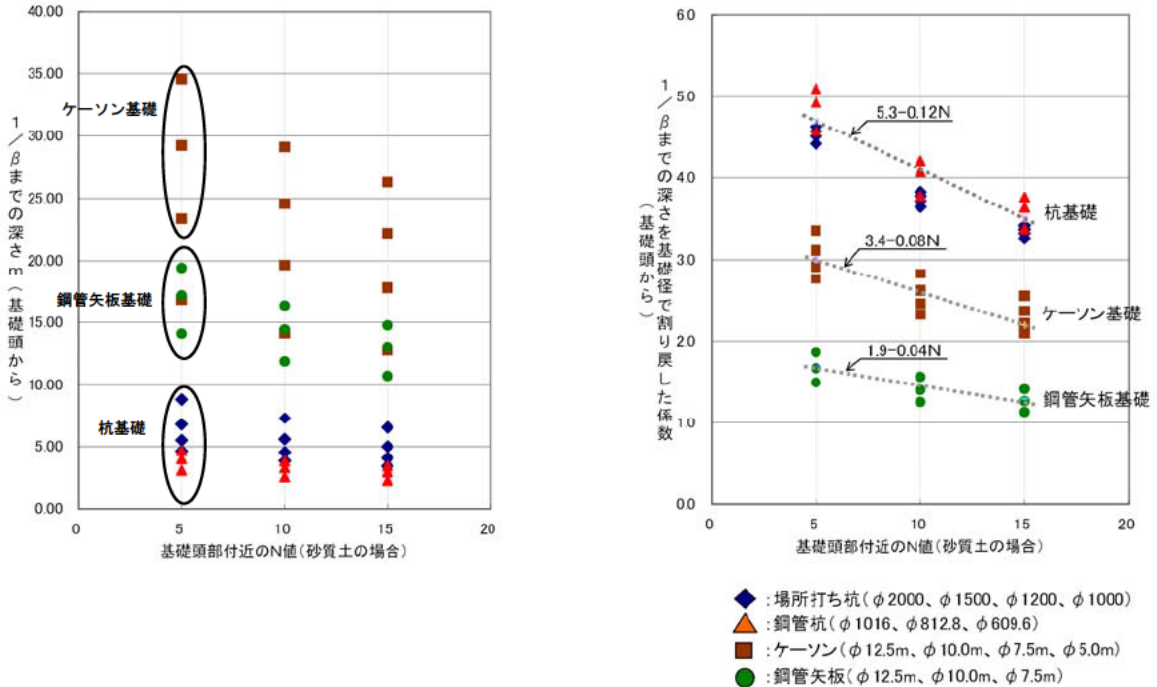
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}, \quad k_H = k_{Ho} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、 β は基礎の特性値 (m^{-1})、 k_H は水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)、 D は荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅 (m)、 EI は基礎の曲げ剛性 ($kN \cdot m^2$)、 B_H は基礎の換算載荷幅 (m)である。



(ϕ : 基礎の断面積と等しい円形断面に置換えた時の直径 (m))

図-8.9 基礎の特性長さ $1/\beta$ の評価



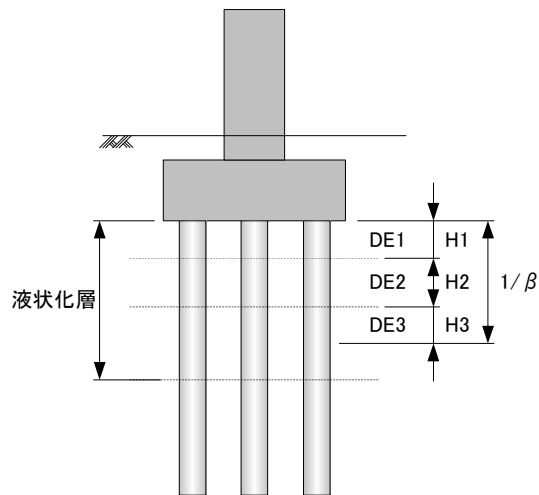
a) 基礎形式別 N 値と深さ $1/\beta$ (m) までの関係

b) 基礎形式別 N 値と“(深さ $1/\beta$)/(基礎径 ϕ)”の関係

図-8.10 基礎天端付近の $1/\beta$ と地盤 N 値の関係

最終的に、図-8.9 に示す基礎の特性長さ $1/\beta$ (m) 範囲内の平均 D_E を求めるときには、図-8.11

に示すように層厚による重み付きの平均値を求めるものとする。



$$\text{平均}D_E\text{値} = \sum(H_i \cdot D_{Ei}) \div \sum H_i$$

図-8.11 平均 D_E 値の算出例

ここに、 H_i は i 番目の土層の厚さを示す。なお、基礎の特性長さ $1/\beta$ (m) の位置は必ずしも土層境界とはならない場合があるが、 H_i は土層境界の上面から $1/\beta$ (m) 位置までの厚さとしてよい。

以下、簡易判定ノモグラムを用いた液状化の簡易評価手順を示す。

準備する資料は、ボーリング柱状図、図-8.8 に示す該当する地域別の液状化簡易判定ノモグラムである。そして、図-8.12 に示すように該当する液状化簡易判定ノモグラムに、液状化判定の対象範囲である現地盤面から 20m まで深度別に N 値をプロットし、低減係数 D_E 値を読み取る。

【準備する資料】

1. ボーリング柱状図
2. 該当する地域別の液状化簡易判定ノモグラム (図-8.8)
3. 基礎構造一般図

【算出方法】

STEP1. 液状化簡易判定ノモグラムにボーリング柱状図にある N 値をプロットする.

STEP2. 基礎の特性長さ $1/\beta$ (m) を算出する.

$1/\beta$: 杭基礎 (= 5ϕ または 5m のうち大きい方)

ただし, ただし, ϕ は杭基礎の場合, 杭径とする.

STEP3. $1/\beta$ 内での低減係数 D_E を算出する.

STEP4. 判定の結果, 対象とする杭基礎の低減係数 $D_E=0$ となる.

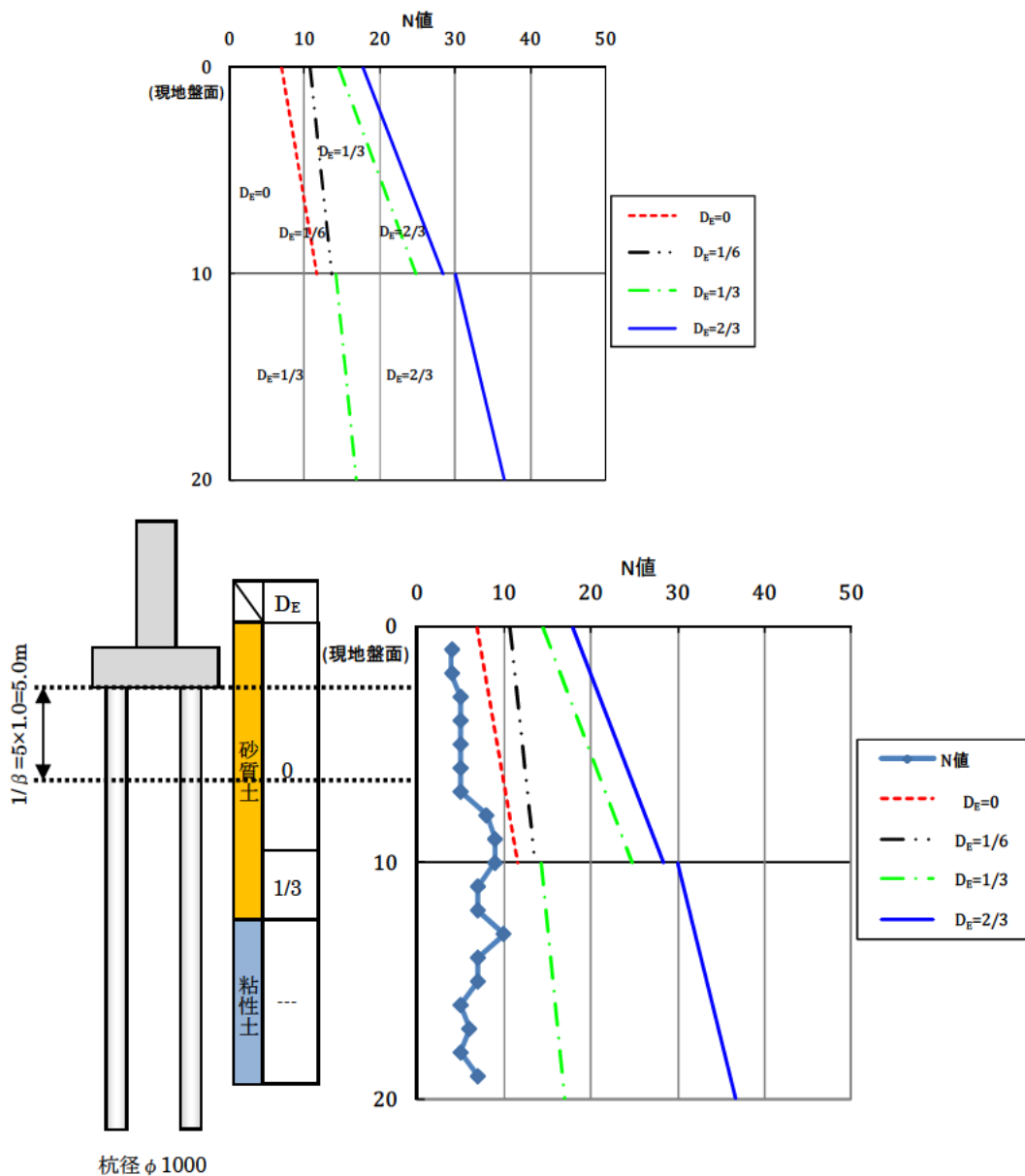


図-8.12 簡易液状化判定 (杭基礎の例, A 地域)

9. 耐震性簡易判定フローと調査票の提案

9.1 目的

本章ではこれまでの試算結果に基づき、耐震性が劣る基礎を判別する基礎の耐震性能判定フローを図-9.8 に提案する。まず、第 1 段階としては限られた資料（既往のデータベース、完成図書類）を基に、耐震性能が明らかに劣る可能性が高いもの、耐震性能が十分である可能性が高いものを簡易に抽出する（1 次判定）。耐震性が劣る可能性が高いがその程度を簡易に判別し難い基礎については、第 2 段階で詳細計算によって個別に判定を行うものである（個別判定）。

9.2 調査票の作成

1 次判定を行うためには、まず調査票の作成が必要となる。以下に必要な情報を整理する。

- 1) 適用設計基準
- 2) 平成 8 年防災点検結果⁴²⁾
- 3) 橋梁一般図
- 4) 基礎構造一般図
- 5) ボーリング柱状図（6)に記載されているものでも代用できる。）
- 6) 地質調査報告書（地質調査報告書が無い場合には、ボーリングデータベースや他工事の資料等を活用するなど、可能な限り基礎近傍の地盤調査結果と地形図を入手する。）

9.3 調査票の書式

損傷度 1 次判定に用いる調査票を表-9.1 に示す。これは、表-9.2 に示す平成 8 年防災点検データベースを元に必要な情報を追加したものである。なお、追加した情報は表-9.1 に示す入力例にハッチングをかけた情報が該当する。これは、基礎の損傷度判定に必要な条件が設計年代の他に、被災事例の分析から基礎の支持力不足、パイルベント橋脚のようなフレキシブルな下部工形式、液状化地盤・斜面地形が損傷度判定に重要な要因であることによる。木杭基礎は既往の文献等を参考に、木杭により地盤改良された地盤上の直接基礎とみなせる条件を仮定し、ケーソン基礎は土木研究所で行った載荷実験をもとに損傷度を判定するための条件を調査票に反映させている。

なお、後述するように平成 8 年防災点検データベースに入力ミスが一部確認されているため、調査票の作成にあたっては、必ず設計図書等を参考に再確認し、必要な修正を行う。

表-9.1 調査票の入力例

		A1	P1	P2	A2	
(1)共通諸元項目	①橋長		94			
			3			
	②有効幅員	左側歩道等幅員		0		
		右側歩道等幅員		8.75		
	③径間数		3			
	④支間長	30.46	30.46	30.46		
	⑤上部構造形式-1: 材料区分	5	5	5		
	⑥上部構造形式-2: 桁形式区分	100	100	100		
	⑦上部構造形式-3: 構造形式	23	23	23		
	⑧適用示方書(上部構造)	62	62	62		
	⑨斜角	起点側	L60	L60	L60	
		終点側	L60	L60	L60	
	⑩最小曲率半径(曲線橋)					
	⑪交角(曲線橋)					
	⑫下部構造形式	当初設計	003	201	201	003
		最終段階	003	201	201	003
	⑬適用示方書 (下部構造)	当初設計	54	54	54	54
		最終段階	54	54	54	54
	⑭支承構造	起点側	1YD	2YD	2YD	2YD
		終点側		1YD	1YD	
⑮基礎形式	当初設計	10	10	10	10	
	最終段階	10	10	10	10	
⑯パイルベント橋脚の列数						
⑰パイルベント橋脚の 基礎形式	当初設計					
	最終段階					
⑱適用示方書 (基礎構造)	当初設計	54	54	54	54	
	最終段階	54	54	54	54	
⑲地盤種別		1	1	1	1	
⑳橋脚の躯体形状	h(高さ)		11	12.1		
	a(直角方向幅)		9	9		
	b(橋軸方向幅)		2	2		
	㉑橋脚のフーチング形状		7	7		
	B(橋軸方向幅)		11	11		
	L(直角方向幅)		2	2		
	Fh(厚さ)					
(2)液状化 (流動化含む)	①ボーリング資料の種類	2	2	2	2	
	②地盤の液状化が基礎に与える影響の評価	1	1	1	1	
	③埋立地における護岸, 堤防, 岸壁からの距離					
(3)基礎の根入れ	①基礎の支持状態	1	1	1	1	
	②風化した斜面上への設置の有無	1	1	1	1	
	③地すべり地帯への設置の有無	1	1	1	1	
(4)木杭の設置状況	①杭頭結合の状態					
	②木杭が密に配置されている(≦2.5D)					
(5)ケーソン基礎の 断面諸元	①隔壁の有無					
	②軸方向鉄筋比の大小					
(6)損傷度判定		Ⅲ以下	Ⅲ以下	Ⅲ以下	Ⅲ以下	

表-9.2 橋梁データ記入票 (平成8年防災点検より引用)

施設管理番号							
データ項目		下部構造名称					
(1)共通諸元項目	①橋長						
	②有効幅員	左側歩道幅員					
		右側歩道幅員					
		車道部幅員					
	③径間数						
	④支間長						
	⑤上部構造形式-1	:材料区分					
	⑥上部構造形式-2	:桁形式区分					
	⑦上部構造形式-3	:構造形式					
	⑧適用示方書	(上部構造)					
	⑨斜角	起点側					
		終点側					
	⑩最小曲率半径	(曲線橋)					
	⑪交角	(曲線橋)					
	⑫下部構造形式	当初設計					
		最終段階					
	⑬適用示方書 (下部構造)	当初設計					
		最終段階					
	⑭支承構造	起点側					
		終点側					
⑮基礎形式							
⑯適用示方書(基礎構造)							
⑰地盤種別							
⑱橋脚の躯体 形状	h (高さ)						
	a (直角方向幅)						
	b (橋軸方向幅)						
⑲橋脚のフーチング 形状	B (橋軸方向幅)						
	L (直角方向幅)						
	FH (厚さ)						
(2)液状化(流動化を含む)	①ボーリング資料の有無						
	②液状化対策の履歴						
	③液状化の発生の可能性						
	④埋立地における護岸、堤防、岸壁からの距離	①橋軸方向					
②直角方向							
(3)橋脚(鋼製・RC・合成構造)	①補強・照査レベル						
	②断面変化の有無						
	③鋼製橋脚の板厚						
(4)落橋防止構造	①SEの実長						
	②SEの必要長						
	③落橋防止構造の種類	起点側					
		終点側					
	④落橋防止構造の設計仕様	起点側					
終点側							
⑤支承部高 (鋼製支承の場合)	H1(支承高)						
	H2(台座コシ高)						

9.4 耐震性簡易判定フロー

過去の被災事例，設計基準の変遷，これらの影響を考慮した試算結果をもとに耐震性簡易判定フローを整備する．フローの作成にあたっては，少ない情報で処理できるようにした．まず，過去の被災事例，設計に使用した適用基準，橋梁形式から，耐震性が十分ある基礎と劣る基礎を判定させる．この段階では，基礎周辺の土質条件は不要とする．続いて，先程の段階で判定出来なかった基礎を対象に，ボーリング柱状図や橋梁一般図にある基礎が計画された地形条件をもとに耐震性を判定する．既存の資料をもとに耐震性判定が難しい基礎を対象に，復元設計が可能となる詳細な情報や地盤調査資料を収集し個別判定を行い，耐震性を判定する．ここで，個別判定とは，対象となる基礎の構造諸元や地盤条件を考慮し，基礎の安定計算および荷重漸増解析により地震時保有水平耐力照査を行うことである．

以下，判定フローの流れについて説明を加える．

第1段階として，復旧仕様以降により設計された基礎，または地震災害により復旧工事，あるいは拡幅またはⅡ期線工事等において，図-9.1 に示すような基礎の耐震補強が行われている場合には平成14年の道路橋示方書の要求性能を満足するものとして，「損傷度Ⅲ以下」とする．平成3年度にも橋梁震災点検⁴³⁾を実施し，耐震性が相対的に低いものに対して耐震性を適切なレベルまで向上させる対策がとられている．したがって，基礎に対し耐震補強がなされたものは平成2年の道路橋示方書と同程度の耐震性能を有するものとして，「損傷度Ⅳ以下」とする．そして，道路橋示方書V16.1解説に記載される橋梁の構造特性により振動しにくい橋に該当する場合は，基礎の不安定によって直ちに落橋には至らないと考えられるため，優先順位決定のための耐震性判定から除外する．石積みやレンガ製基礎は，設計年代が古く明らかに耐震性が劣る基礎として「損傷度Ⅴ」とする．鋼管矢板基礎は，壁体が鋼管矢板であることから鋼管杭と同等以上の耐震性を有し，かつ鋼管矢板で閉合された冗長性が高い基礎であるため「損傷度Ⅲ以下」とする．既製コンクリート杭基礎は，対象とする設計年代に対し試算した結果から，せん断破壊が先行する耐震性が劣る基礎に位置付け「損傷度Ⅴ」とする．ただし，既製コンクリート杭のうちSC杭は，高強度コンクリートと鋼管の複合杭であるため，鋼管杭と同様に大きな変形性能があるものとして「損傷度Ⅴ」に区分しない．単列パイルベント橋脚は，フレキシブルな構造であり過去の被災事例や，過去に多く採用された鋼管杭を対象に試算した結果から，「損傷度Ⅴ」とする．ただし，2列以上の複列パイルベント橋脚は，突出杭として扱い個別判定により詳細検討を実施させる．

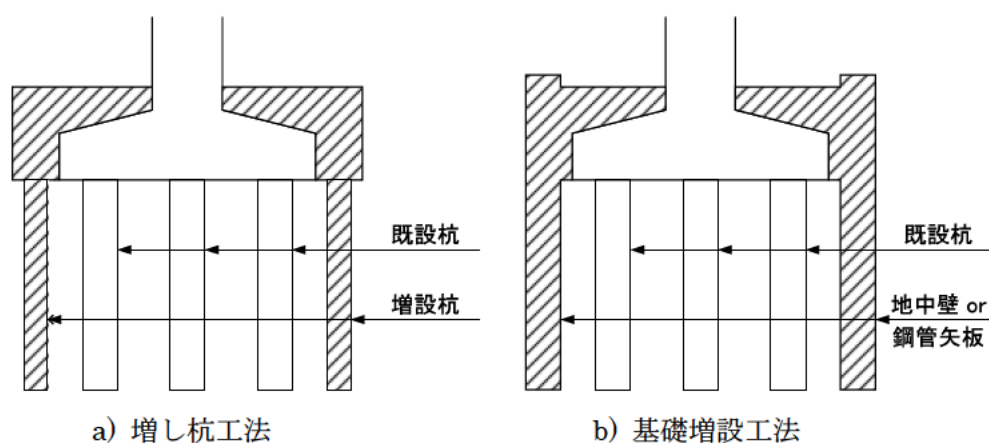
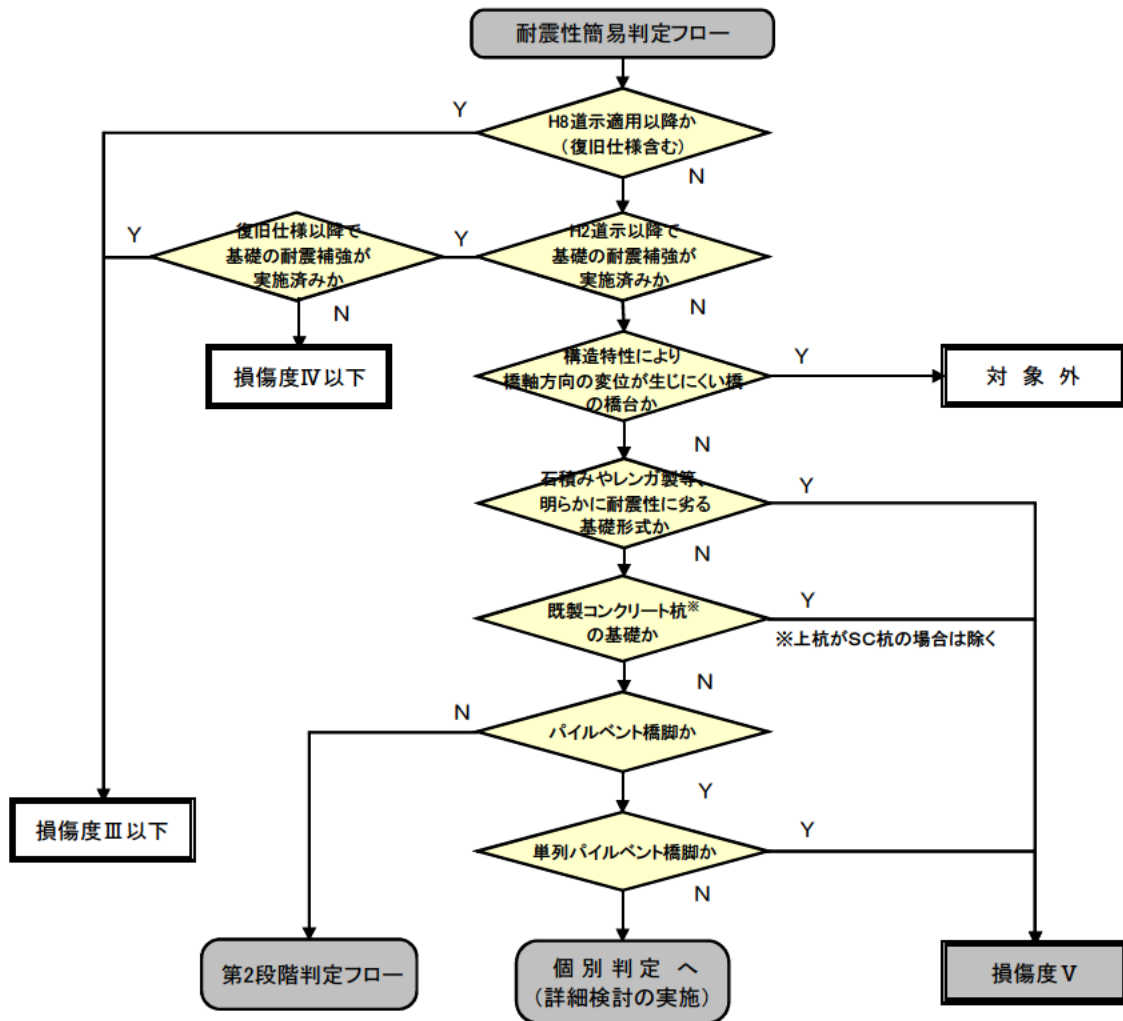


図-9.1 基礎の耐震補強例⁴⁴⁾



構造特性により橋軸方向に変位が生じにくい橋とは、以下の全ての条件を満足する橋梁とする。

- a) 橋長 25m 以下の一連の上部構造を有する橋（両端の橋台が I 種地盤に支持された橋長 50m 以下の一連の上部構造を有する橋）
- b) 直線橋
- c) 斜角の大きい橋
- d) 液状化の可能性がない地盤

図-9.2 簡易判定フロー（第1段階）

2 段階判定フローでは、橋梁一般図ならびにボーリング柱状図、さらには架橋位置の地形条件によっては空中写真等を用いて耐震性の判定を行う。

当時の施工能力不足などから摩擦杭あるいは支持層に到達していない基礎形式は、昭和 23 年の福井地震や昭和 39 年の新潟地震において基礎の損傷により落橋等の大きな被害が報告されている^{19) 20)}。さらに、平成 16 年の新潟県中越地震や平成 20 年の岩手・宮城内陸地震では斜面上の基礎や地すべり地帯にある基礎が損傷を受けた^{26) 27)}。そこで、基礎本体が風化斜面上または地すべり地帯に計画された基礎に該当するかの判断には前者がボーリング調査や弾性波探査、後者が地すべり地形分布図や過去の崩壊履歴、空中写真を利用する。その結果、当該条件に合致した場合には、詳細な地盤調査が必要となるため、個別判定による詳細検討を実施させる。

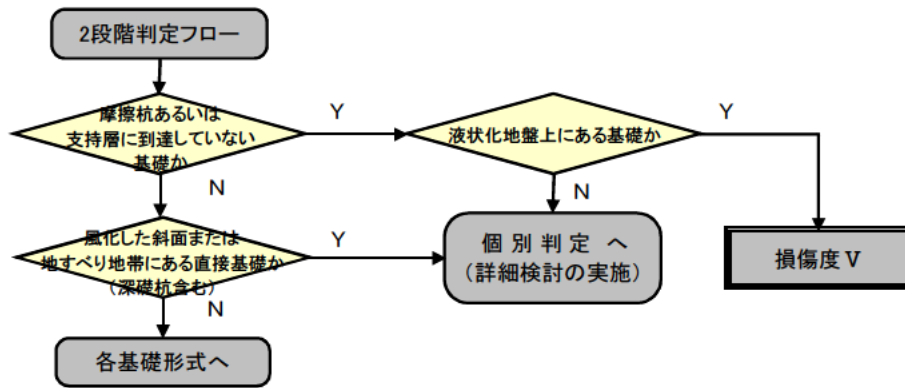


図-9.3 簡易判定フロー (第2段階)

鋼管杭を用いた基礎の耐震性判定フロー手順を図-9.4 に示す。試算結果から、液状化の影響を受けない基礎は設計年代によらず十分な耐震性能を有することから、補強優先順位は若干低い「損傷度IV以下」となる。平成7年の兵庫県南部地震で鋼管杭基礎が埋立造成地盤上に計画された路線において、圧密沈下によるネガティブフリクション軽減や杭頭曲げモーメントの対処として多数採用されていたが、大きな被害が報告されていないことから耐震性能が高い基礎と考えられる。

流動化が生じた杭基礎は、液状化に伴う側方流動により橋脚周辺地盤の水平変位の増加に伴い橋脚の残留水平変位も大きくなっている。これは杭基礎が側方流動の影響を受けやすい基礎形式であることを示しており、基礎に発生する変形量によっては震後の供用性に影響を及ぼすものと考えられる。したがって、流動化の可能性のある地形を判定指標に追加する。しかし、設計で考慮する側方流動力は、水際線からの距離や液状化層厚等に応じて変わるため、個別判定により詳細検討を実施させる。

そして、昭和46年より前に設計された基礎は、試算の結果から液状化の低減係数 $D_E=0$ となる場合、個別判定により詳細検討を実施させる。

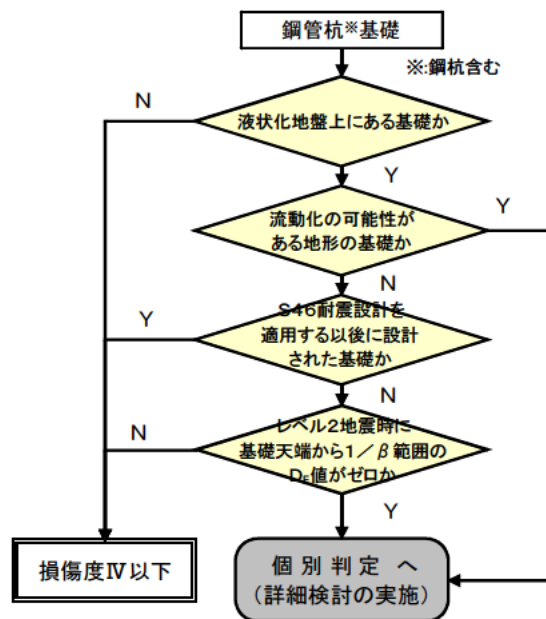


図-9.4 鋼管杭基礎の耐震判定フロー

場所打ち杭を用いた耐震性判定フローの手順を図-9.5 に示す。試算の結果、鋼管杭と同じ傾向を示しており、液状化の影響を受けない基礎は設計年代によらず「損傷度Ⅳ以下」となるため、判定フローもほぼ同じ判定経路となる。しかしながら、昭和46年より前に設計された基礎は、試算の結果から液状化の低減係数 $D_E=1/6$ で「損傷度Ⅴ」となる。昭和55年の道路橋示方書Ⅳから杭頭部の構造細目に変更となり耐震性能が向上しているため、「損傷度Ⅲ以下」となる。なお、流動化の可能性がある地形にある場合には、水際線からの距離や液状化層厚等に応じて杭基礎に作用させる流動力が変わるため、個別判定により詳細検討を実施させる。

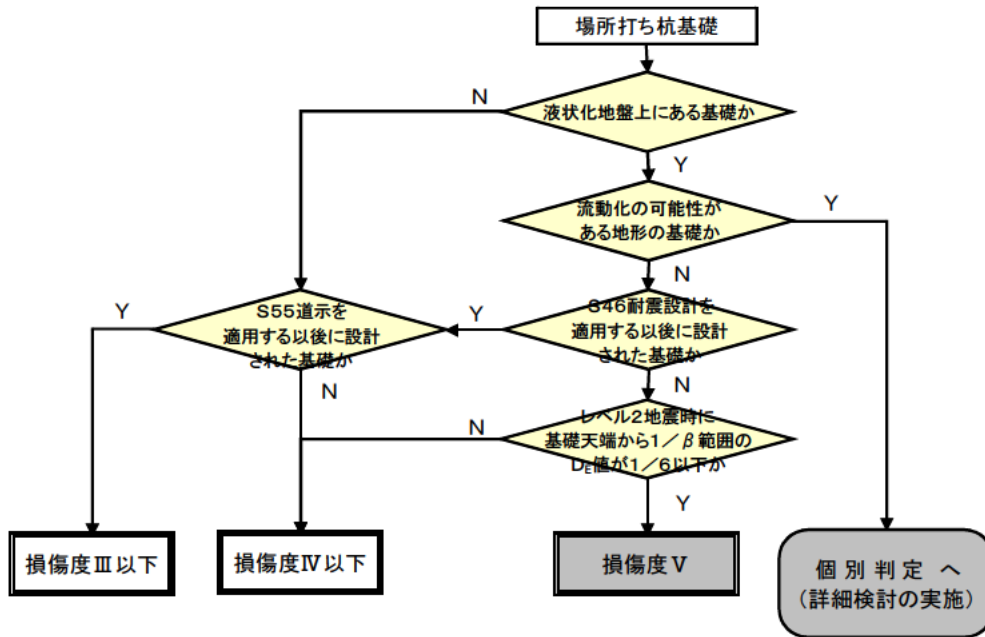


図-9.5 場所打ち杭基礎の耐震判定フロー

木杭を用いた基礎の耐震性判定フローの手順を図-9.6 に示す。試算の結果、杭形式とした場合には材料強度が小さいため「損傷度Ⅴ」と判定した。その他、常に地下水位以下にあって酸素の供給を受けない状況にある木材は長期にわたって材料として健全な状態にあるとみなした上で、密な杭間隔で配置され、かつフーチングに結合されていないとみなせる木杭基礎は、木杭により地盤改良された地盤上の直接基礎として扱うことが出来ると仮定する。ただし、基礎周辺地盤が液状化しないことを条件に直接基礎と同程度の耐震性能を有するか、若干劣るものとして判定し、「損傷度Ⅳ以下」に移行するが、それ以外の場合は、「損傷度Ⅴ」とし補強優先度の高い基礎形式と考える。

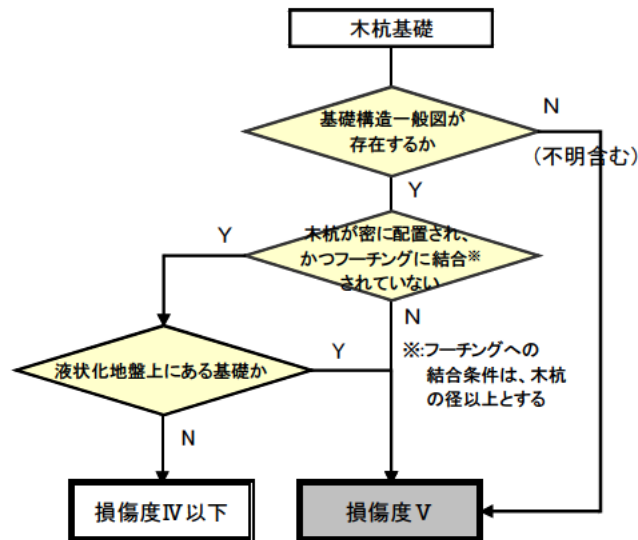


図-9.6 木杭の耐震判定フロー

ケーソン基礎の耐震性判定フローの手順を図-9.7 に示す。試設計では既設ケーソン基礎に多く見られる低鉄筋比 RC 大断面に対し、地盤中の耐震性を評価するには限界があったため、土木研究所で実施した大型模型載荷実験¹⁴⁾の結果を参考に判定フローを作成した。判定フローでは、次の条件のいずれかに該当した場合、個別判定に移行し詳細検討を実施させる。

- 1) 液状化等によって周辺地盤からの抵抗が期待できなくなる地盤条件
- 2) 隔壁が存在しない

そして、軸方向鉄筋比 $p_t (= \Sigma A_s / A_c)$ に着目した場合に $p_t \leq 0.4\%$ の範囲であれば、ひび割れ曲げモーメント (M_e) が降伏曲げモーメント (M_y) または終局曲げモーメント (M_u) より大きくなる低鉄筋比 RC 断面となる傾向を示す。実験では、低鉄筋比 RC 断面の隔壁があり周辺地盤が安定して存在する状態を想定し行った。この条件に合致するものは、実験の結果、ケーソン基礎の支持機構が変わるものの上部構造からの鉛直荷重を支持できる状態と見なし、「損傷度 IV 以下」と判定した。なお、軸方向鉄筋比が 0.4% 以上となる軸方向鉄筋が配置されている場合には、一般的に $M_e < M_y < M_u$ となるため、「損傷度 III」と判定した。

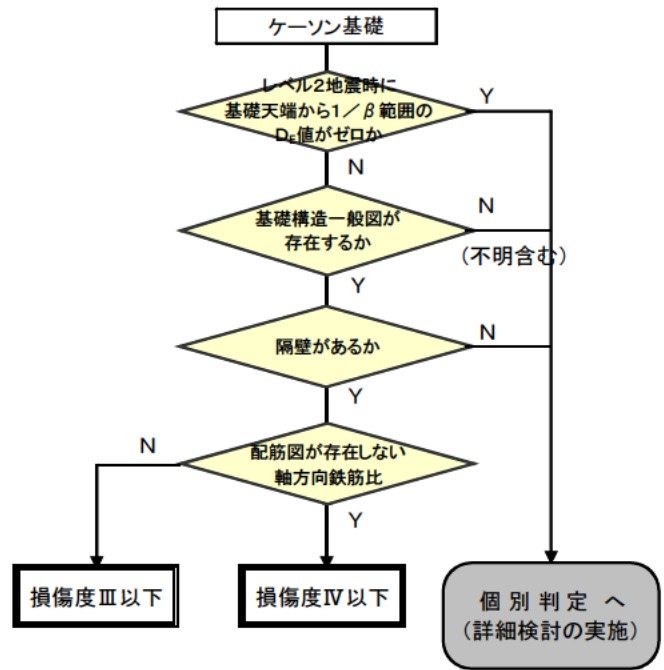


図-9.7 ケーソン基礎の耐震判定フロー

以上の判定フローをまとめたものを，図-9.8 に示す。

10. まとめと今後の課題

本研究にて次の成果を得た。

- (1) 地震による基礎の損傷パターンを分類整理した。
- (2) レベル2地震における損傷度をI～Vの5段階で定義し、耐震補強の優先度を整理した。
- (3) 過去の被災事例の原因分析と設計基準および施工技術の変遷を調査し、相対的に耐震余裕度の小さいと考えられる基礎の条件を抽出した。
- (4) 既設道路橋基礎をモデルとした静的荷重漸増解析を実施し、設計年代別の損傷度を区分した。
- (5) 計算では、低鉄筋比RC断面のため損傷度Vと判定される既設ケーソン基礎に対し、大型模型載荷実験を行った。実験は土中部で周辺地盤・土圧の影響を考慮した状態で行い、破壊に至るまでの挙動を明らかにするとともに、耐震性能を評価するための条件を示した。
- (6) ボーリング柱状図をもとに、簡易に液状化判定を行うことのできるノモグラムを作成した。
- (7) 以上の結果を踏まえ、基礎の耐震性簡易判定フローを作成した。

今後の課題として、本研究で基礎の損傷度を過去の被災事例及び平成14年の道路橋示方書の解析手法により確認できなかった木杭基礎についてはさらなる調査が必要と考えられる。

- ・木杭基礎は、既往の文献調査により、常に地下水位以下にある木材は長期にわたって材料として健全である。その上で、杭が密に配置され、かつ杭頭がフーチングに結合されていないと見なせる木杭基礎は、木杭により地盤改良された地盤上の直接基礎として扱うことが出来ると仮定している。

謝辞

4章における過去の被災事例ならびに6章における試設計計算に関する資料をご提供頂いた国土交通省各地方整備局関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料(案)，1995.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，1996.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，1996.
- 4) http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha06/06/060302_.html
- 5) 日本道路協会：道路震災対策便覧(震前対策編)，2006.
- 6) 運上茂樹，星隈順一，堺 淳一，植田健介：過去の大規模地震における落橋事例とその分析，土木研究所資料，第 4158 号，2010.
- 7) 中谷昌一，白戸真大：深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について，土木研究所資料，第 4030 号，2006.
- 8) 地盤工学会関西支部：鋼管杭基礎の水平耐力，杭基礎に関する最近の動向 講習会資料，pp.35-55，1996.
- 9) 中谷昌一，白戸真大，河野哲也：戦-26 コスト縮減に資する道路橋下部構造の合理化に関する研究，2009.
- 10) Ono, K., Akiyama, M., Yabumoto, A.: Experimental Study on Seismic Performance of Spiral Steel Pipes, *Proceeding of the 24th US-Japan Bridge Engineering Workshop*, pp.411-419, 2008.
- 11) 日本道路公団：中空断面 RC 部材の変形性能に関する資料，1996.
- 12) 鈴木直人，井上 晋，青島行男，村上 弘：低鉄筋比 RC 部材の終局挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.3, pp.1489-1494, 2000.
- 13) 中谷昌一，白戸真大，谷本俊輔：3.3 橋梁基礎の耐震補強技術に関する試験調査，土木研究所重点プロジェクト研究成果報告書，2009.
- 14) 豊島孝之，張 広鋒，谷本俊輔，白戸真大，中谷昌一，大石雅彦，小滝勝美：大型模型載荷実験による既設ケーソン基礎の耐震性能評価，第 13 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2010.
- 15) Shirato, M., Kouno, T., Nakatani, S. : Numerical Evaluation for the Key Design Parameters that can Control the Seismic Performance of Highway Bridge Pier-shallow Foundation Systems, *Proceedings of the 24th US-Japan Bridge Engineering Workshop*, Minneapolis, Minnesota, USA., pp.219-232, 2008.
- 16) 山肩邦男：兵庫県南部地震による建築杭基礎の被害の特徴と今後の対策，基礎工，Vol.24, No.11, pp.9-16, 1996.
- 17) 仲谷邦博，木村祐司，上田喜史，山脇正史：高強度鉄筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計(下)，橋梁と基礎，pp.41-49, 1999.12.
- 18) 福井次郎，七澤利明，加藤秀章，大越盛幸，南澤 聡，渡辺明貞：フーチングの設計および補強方法に関する実験的研究，土木研究所資料，第 3550 号，1998.
- 19) 土木研究所：昭和 23 年 6 月 28 日 北陸震災調査報告，土木研究所報告，第 78 号，1949.
- 20) 土木研究所：新潟地震調査報告，土木研究所報告，第 125 号，1965.
- 21) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針，1971.
- 22) 平成 7 年(1995 年) 兵庫県南部地震災害調査報告，土木研究所報告，第 196 号，1996.
- 23) 平成 7 年兵庫県南部地震土木研究所被害調査速報，土木研究所資料，第 3362 号，1995.

- 24) 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.
- 25) 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，地盤工学会，土木学会，日本機械学会，日本建築学会，日本地震学会，1998.
- 26) 平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震土木施設災害調査報告，国土技術政策総合研究所研究報告，第 27 号，土木研究所報告，第 203 号，2006.
- 27) 平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料，第 486 号，土木研究所資料，第 4120 号，建築研究資料，第 115 号，2008.
- 28) 日本河川協会：解説・河川管理施設等構造令 河川管理施設等構造令研究会編，山海堂，1978.
- 29) 土木研究所：1978 年宮城県沖地震災害調査報告，土木研究所報告，第 159 号，1983.
- 30) 土木研究所：1983 年日本海中部地震災害調査報告，土木研究所報告，第 165 号，1985.
- 31) 日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）平成 18 年度改定版，2007.
- 32) 平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料，第 439 号，土木研究所資料，第 4086 号，建築研究資料，第 112 号，2008.
- 33) 玉越隆史，生田浩一，運上茂樹，堺 淳一：2008 年岩手・宮城内陸地震により生じた祭時大橋の落橋とそのメカニズム，土木技術資料，Vol.52，No.2，2010.
- 34) 藤原稔著：道路橋技術基準の変遷，技報道出版，2009.
- 35) 多田宏行編著：橋梁技術の変遷，鹿島出版会，2000.
- 36) 白戸真大，福井次郎：橋台の地震時保有水平耐力法における課題，レベル 2 地震動による液状化に関するシンポジウム論文集，pp.427-434，2003.
- 37) 河野広隆，渡辺博志：地震時荷重が作用する RC ディープビーム部材のせん断強度に関する研究，土木研究所資料，第 3572 号，1998.
- 38) 福井次郎，加藤秀章，白戸真大，大越盛幸，古荘伸一郎，川本篤志：上面側が主鉄筋となる場合のフーチングの耐力算定法に関する実験的研究，土木研究所資料，第 3781 号，2001.
- 39) 道路保全技術センター：木杭基礎の木杭調査・試験報告書（平成 16 年度報告書），2005.
- 40) 羽矢 洋，西岡英俊，西田尚史，木村礼夫：木杭基礎橋脚に対する大変位載荷実験，第 40 回地盤工学研究発表会，pp.252-253，2005.
- 41) 日本道路協会：道路土工 仮設構造物工指針，1999.
- 42) 道路保全技術センター：平成 8 年度 道路防災総点検要領（地震）
- 43) 建設省道路局道路防災対策室：道路の震災対策（震災点検に際しての基本的考え方），1991.
- 44) 日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料，2000.
- 45) 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 [写真集]，1997.

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4168 May 2010

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

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