

道路橋基礎における不具合への対応

七澤利明*

1. はじめに

橋の基礎は、上部構造及び下部構造躯体（橋脚柱、橋台壁）から作用する荷重を支え、地盤に伝達するための構造である。上部構造等と比べて大きく異なる点として、次の2つがある。

- ア) 自然の一部である地盤とともに機能
- イ) 地中に存在

ア) の点から、①地盤の安定が性能に大きく影響する、②人工物ではない地盤に対して「調査」という行為が重要となる、という特徴を持つ。また、イ) の点から、③出来形が見えず施工時の品質管理が容易でない、④供用中の状態把握が困難、という特徴を持つ。

図-1に、過去に生じた基礎の不具合の主な要因と調査・設計・施工上の問題点を示す。基礎の不具合は、これらの要因や問題点が相まって生じるが、多くは基礎固有の特徴と関連している。また、古い橋では他の構造部位と同様に、当時の設計に関する知見の不足や施工能力の限界により、問題を有する基礎もある（例えば液状化に対する設計の未実施など）。

今後、維持管理費の増大が見込まれる道路橋ス

トックを合理的に管理していくため、また、高い確率での発生が予測される大地震の際に道路ネットワークの一部として所要の機能を発揮させるためには、こうした不具合事例を踏まえて適切に対応を講じていく必要がある。本稿では、地震による被災、軟弱地盤での不具合、材料劣化など基礎の不具合への対応として、土木研究所構造物メンテナンス研究センター（CAESAR）が取り組んできた研究開発等について紹介する。

2. 地震による被災への対応

2.1 既設道路橋基礎の耐震性の評価

(1) 被災事例からみた道路橋基礎の耐震性

地震による道路橋基礎の重大な被災事例として、1923年福井地震による中角橋や1964年新潟地震による昭和大橋(写真-1)などの落橋に至った事例がある。液状化・流動化が生じかつ支持層に達していない基礎や、パイルベント橋脚・基礎は、こうした落橋に至った基礎の要件としてあげられ、耐震補強の優先度が高いといえる。また、2008年岩手・宮城内陸地震の際の祭時大橋のように、橋の周辺で生じた地すべりに伴い落橋に至ったものもある。

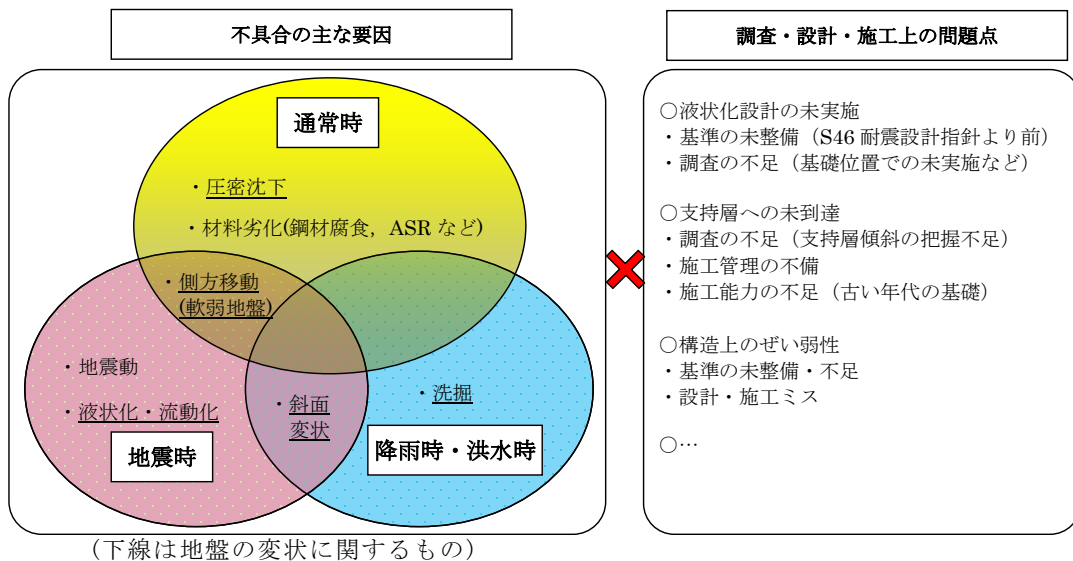


図-1 基礎の不具合の主な要因と調査・設計・施工上の問題点

さらに、2011年東北地方太平洋沖地震など近年の大地震では、落橋には至らないものの、軟弱地盤中の既製コンクリート杭やケーソン基礎頂版部(写真-2)が損傷し、長期の通行止めを伴う影響の大きな被害が生じている。このように、現在の基準に基づく構造よりも耐震性の劣る一部の構造についても注意が必要である。

(2) 既設道路橋基礎の耐震性判定手法の開発

橋脚の倒壊等と比べると数は少ないものの、(1)に示したように過去の大地震では基礎の損傷が原因で落橋や長期の通行止めに至った橋がある。このため、膨大な数の既設道路橋基礎の中から、耐震性が著しく劣る基礎を抽出し、優先的に耐震対策を講じていくことが必要となる。

そこで、平成7年の復旧仕様より前の基準に基づいて設計された道路橋基礎を対象に、レベル2地震動に対する耐震性を限られた情報から簡易に判定する方法を検討した。以下にその概要を示す。

基礎の破壊形態には、部材の破壊による場合と基礎の安定性の喪失による場合の2つのパターンがある。また、部材の破壊に至るまでの抵抗特性によって水平力に対する変形能が異なる(図-2)。こうした破壊形態や抵抗特性の違いを考慮した上で、「基礎の安全性」、地震後の緊急車両の通行に着目した「橋の供用性」及び「橋の短期修復性」の観点から、基礎の損傷度を次の5段階で整理した。

損傷度 I~II：基礎が弾性領域内に留まっております、軽微な損傷であり、一般車両が通行可能な状態。

損傷度 III：基礎が最大強度点に達しておらず、修復がほとんど不要となる限定的な損傷であり、交通規制により一般車両が通行可能な状態。

損傷度 IV：基礎が最大強度点を越えた領域にある状態であり、復旧可能な範囲で致命的でない損傷であり、交通規制とバント設置等の応急復旧により緊急車両が通行可能な状態。

損傷度 V：復旧困難な致命的な損傷であり



写真-1 パイルバント橋脚・基礎の落橋事例(昭和大橋・1964年新潟地震)



写真-2 ケーソン基礎頂版部の損傷に伴い下部構造が傾斜した事例(2011年東北地方太平洋沖地震)

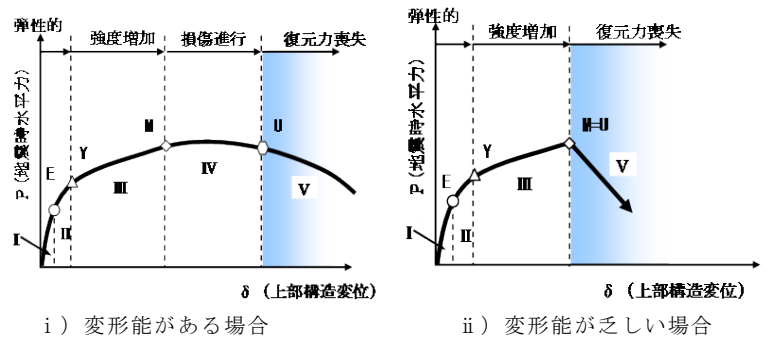


図-2 基礎全体系の水平力-水平変位関係

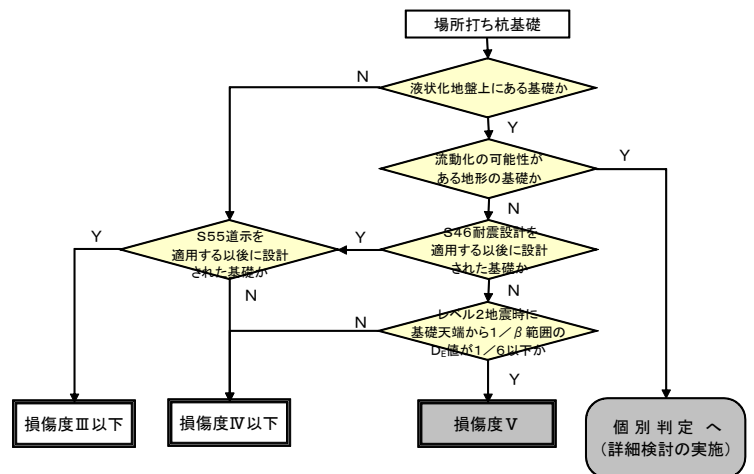


図-3 場所打ち杭の場合の損傷度判定フロー

通行困難な状態。

次に、既設道路橋基礎 28 基を対象に、レベル 2 地震動を受けた場合にどの程度の損傷度となるか、構造特性や設計基準に規定される構造細目の変遷を考慮して許容塑性率^{*2)}を新たに仮定した上で、静的荷重漸増解析を行った。この試算結果と被災事例との比較から、損傷度は基礎形式、地盤条件及び設計年代からパターン化できることが明らかとなった。さらに、液状化推定手法の検討結果等を踏まえて、レベル 2 地震動による損傷度を簡易に判定する一次判定フローを提案した。例として場所打ち杭の場合の判定フローを図-3 に示す。なお、検討内容や一次判定フローの詳細は文献 3)に取りまとめている。

(3) 耐震性能が不明な古い基礎の扱い

1960年代までは道路橋基礎に木杭が用いられていたが、木杭基礎が大地震に対してどのような性能を有しているかが不明であり、既設橋評価の課題となっていた。また、平成8年の道路橋示方書改定以前に作られたケーソン基礎は、軸方向鉄筋量が著しく少ないため、同じくレベル2地震時の性能が不明であった。このため、これらの基礎を対象とした実験及び解析的検討を行い、大地震時の性能評価に関する知見を得ている。

木杭基礎については、過去の設計事例の収集・分析を行った上で、遠心模型実験及び再現解析を行い、木杭基礎の構造特性を反映した解析手法を開発し、地震時の性能評価を可能とした⁴⁾(図-4)。鉄筋量の少ないケーソン基礎についても、実験及び解析的検討を行い、大地震時の挙動に関する知見等を得ている^{5),6),7)}。

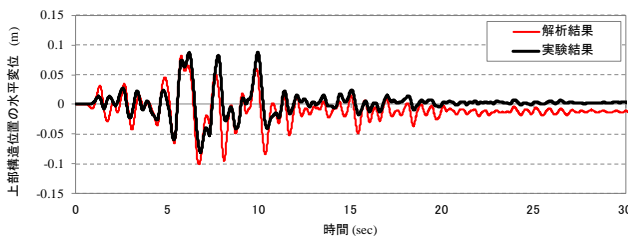


図-4 木杭基礎の遠心実験結果と解析結果の比較

2.2 耐震性評価の合理化に向けた取組み

古い基準で建造された既設道路橋基礎は、新設の設計法をそのまま適用すると、一般に照査を満足しない結果となる。しかし、実際に地震で著しい被害が生じた例は限定的であることから、既設

*土木用語解説：許容塑性率

橋の耐震性をより合理的に評価する手法が必要であり、こうした手法に関する研究を行っている。

(1) 動的解析による基礎の耐震性評価法の検討

道路橋基礎の設計は、一般に地震時保有水平耐力法に基づいて行われているが、動的解析により地震時挙動をより精度良く評価することができれば、より合理的な耐震性評価が可能となる。

動的解析に基づく基礎の耐震性評価の実用化には、部材の断面力-変形関係のモデルに加え、基礎本体と地盤との相互作用や地盤の挙動を精度良く評価することが鍵となる。このため、地盤との相互作用等を考慮した動的解析手法を提案し、杭基礎模型の振動台実験や地震により被災した基礎を対象とした検証⁸⁾などを行っている。

図-5 は、既設コンクリート杭基礎を対象として、現行設計法に基づく静的解析の結果と提案した動的解析手法による解析結果を比較したものである。動的解析では、静的解析における変位急増点を超えてもあまり剛性低下が生じない結果となっている。このように、本手法を確立して既設橋の評価に適用することにより、より合理的な評価が行える可能性がある。

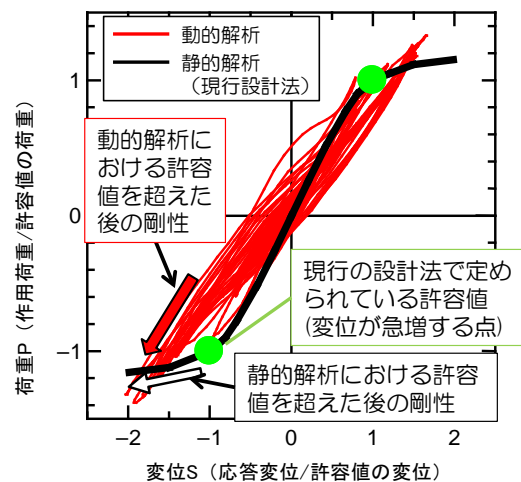


図-5 既製コンクリート杭基礎の静的解析結果と動的解析結果の比較

(2) 部分係数設計体系における検討

道路橋示方書の次期改定では、部分係数設計体系への移行が検討されている。この設計法の導入により、新設橋だけでなく既設橋の性能評価の合理化も考えられる。例えば、既設橋の材料強度はコアの採取等により実際の強度を知ることができるため、設計時のような材料強度の推定に関する不確実性がない。部分係数設計法の導入に伴い、

材料強度に関する不確実性に起因する安全余裕分を控除することもできるため、実橋の有する性能をより合理的に評価できることとなる。また、地盤定数についても、推定精度の高い地盤調査を行うことで、より有利な部分係数を用いることが可能となると考えられる。現在、このような部分係数の設定方法について検討を行っている。

2.3 地震時の斜面変状への対応

1.に述べたように、基礎の性能は地盤の安定に大きく依存する。このうち地震時に大きな斜面変状の影響を受ける場合に関しては、斜面変状の範囲・規模と橋に与える影響との関係について十分な知見がない。このため、地震時に変状を生じる斜面の地形・地質的な特徴と、斜面の変状が道路橋基礎の安全性に与える影響に関する検討を、土木研究所地質チームと共同して行っている。

これまでに、過去の地震において斜面の変状が生じた事例を収集・分析し、大きく5パターンに分類できることを示している⁹⁾(表-1)。また、表-1の変状パターン①、②を想定して、斜面上の深礎基礎等の安全性に及ぼす影響要因について検討を進めている。

表-1 地震により斜面に変状を生じた地形・地質のパターン⁹⁾

変状パターン	
①	古い地すべりなどにより形成された崩壊土のすべり又は崩壊
②	厚い風化層又は未固結層のすべり又は崩壊
③	流れ盤の層理面・節理面・断層面・薄い脆弱層によるすべり・崩壊
④	下部の脆弱層の変形による上部の岩盤の変状又は崩壊
⑤	柱状節理の発達した岩盤の節理面からの変状又は崩壊

3. 軟弱地盤での不具合への対応

(1) 支持層下の粘性土による圧密沈下への対応

支持層の層厚が薄く、支持層の下に粘性土層がある場合、基礎の設置に伴う上載圧の増加により地盤の圧密沈下が発生し、基礎に沈下が生じて供用性に影響を及ぼす事例がある。こうした不具合を防ぐためには、設計の際に圧密沈下の発生を判定し、圧密沈下が生じないよう基礎の設置位置や

形状を定める必要がある。こうした圧密沈下の判定は、一般に当該土層に作用する鉛直応力が圧密降伏応力に達するか否かで行われるが、圧密降伏応力は試料の乱れ等によりばらつきが大きいことや、深度に比例しないことなどの不確実性があるため、不確実性を定量的に評価して設計に反映することが課題であった。

そこで、圧密沈下の不具合が生じやすい海成粘土層を対象に、圧密降伏応力のばらつきを調べたところ、変動係数は表層近くを除き0.10~0.15程度であった(表-2)。圧密沈下の不具合は、ケーソン基礎など一般に深い基礎で生じることから、表層を除いたばらつきをもとに実測値に対する変動係数を0.15とし、常時に対する鉛直支持と同程度の信頼性となるよう、信頼性解析に基づき圧密降伏の判定式に用いる安全率1.5を提案した(式(1))¹¹⁾。

$$q_c - \sigma_z \leq 1/n \cdot (p_c - \sigma_z) \quad \text{式(1)}$$

ここで、 q_c は基礎設置後の粘性土層上面に作用する鉛直応力(kN/m²)、 σ_z は基礎設置前の粘性土層上面に作用する鉛直応力(kN/m²)、 p_c は圧密試験より求める粘性土層の圧密降伏応力(kN/m²)、 n は安全率である。この成果は道路橋示方書²⁾に反映されている。

表-2 圧密降伏応力 p_c の深度毎のばらつき¹⁰⁾

深度(m)	データ数	圧密降伏応力 p_c (kN/m ²)	変動係数 COV _p
3.00-3.85	24	18	0.303
7.00-7.85	20	40	0.143
11.00-11.85	21	63	0.134
15.00-15.85	20	86	0.103
19.00-19.70	21	107	0.097

(2) 橋台の側方移動への対応

軟弱地盤上に橋台を設ける場合、背面盛土からの上載圧等により軟弱地盤が水平方向に流動し、施工中や供用後に橋台の側方への移動や傾斜が生じる場合がある。側方移動の発生を防ぐため、従来より設計時にI値や円弧すべりによる判定が行われてきたが、判定法の適用上の誤りや対策工が不適切であることなどから、側方移動を生じる事例が近年も多くみられている。

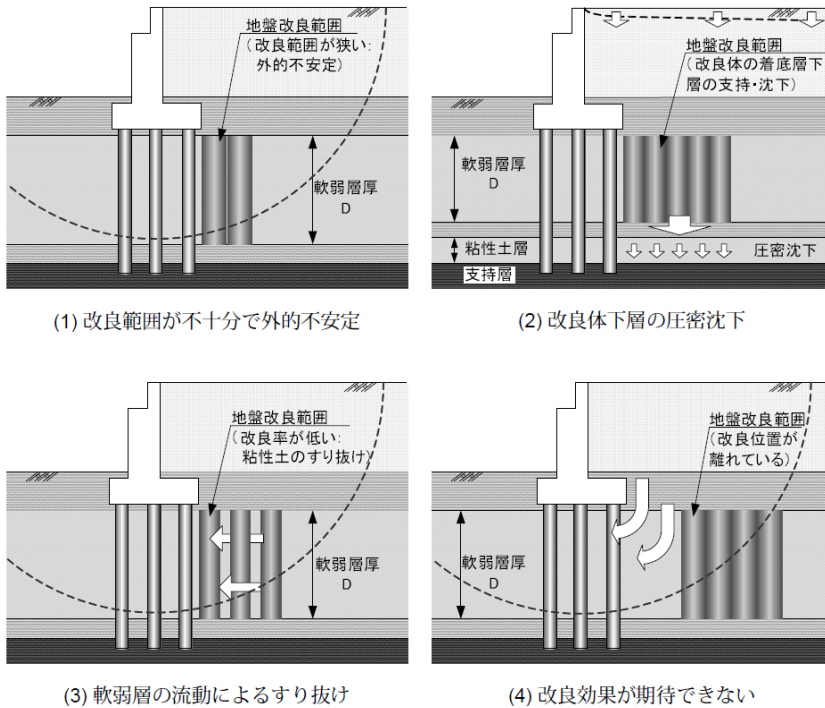


図-6 地盤改良の計画における留意点

そこで、側方移動が生じた事例や対策工の実態に関する情報を収集・分析し、判定法の適用や対策工に関する基本的な考え方及び留意点を明らかにした。例えば、対策工として地盤改良を行ったものの側方移動が生じた事例に対する分析から、図-6に示す観点を考慮して対策を行うことを示した。成果は文献12)に取りまとめるとともに、道路橋示方書²⁾の解説に反映している。

4. 材料劣化による不具合への対応

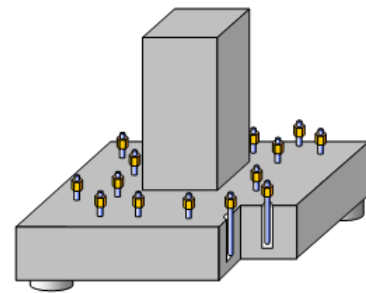
(1) アルカリ骨材反応によるフーチングの劣化損傷メカニズムの解明と対策に関する研究

近年、既設フーチングにおいて、アルカリ骨材反応によりコンクリートの損傷が進展し、鉄筋破断にまで至る事例が報告されている。しかし、地中部でのアルカリ骨材反応による損傷の発生条件や進展の過程は明らかでなく、また、損傷を受けた部材が有する耐力や補強の方法についても明らかとなっていない。

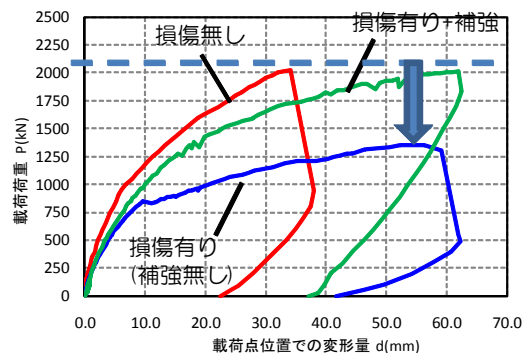
このため、反応性骨材を用いたフーチング模型を屋外の土中及び水中に設置し、長期にわたる損傷の進展過程を調査している。また、膨張剤を用いてアルカリ骨材反応による損傷を模擬したフーチング供試体を作成・载荷実験を行い、損傷したフーチングの耐力評価及び補修・補強方法とその

効果について検討を行っている¹³⁾。

図-7は、一連の実験のうち、せん断破壊型となるフーチングに対する補強方法（鉛直プレストレスの導入）と、载荷実験での荷重-変位関係の比較を示している。損傷した供試体は損傷がない場合の65%程度の最大荷重に留まったのに対して、損傷させ補強した供試体では、損傷がない状態とほぼ同等の最大荷重を發揮する結果となった。ただし、最大荷重を發揮するまでの変形量は、健全な場合に比べて大きい結果となっている。



(a) 鉛直プレストレス導入による補強



(b) 载荷試験結果の比較

図-7 せん断破壊型のフーチングに関する補強方法と载荷実験結果の比較

こうした検討の結果、損傷を生じたフーチングに炭素繊維やプレストレス導入による補強をすることで、損傷なしの場合と同程度にまで耐力が回復することなどを確認している。

(2) 基礎以外の部位での劣化損傷への対応

近年、既設橋の多くで桁端部や支承部での腐食

等が生じ、維持管理上の大きな課題となっている。今後、中小規模橋梁の更新需要の増加が予想されることを踏まえ、橋台と上部構造を剛結して支承と伸縮装置を省略する橋台部ジョイントレス構造（門型ラーメン構造、インテグラルアバット構造）の設計法及び施工法について共同研究を行い、ガイドライン¹⁴⁾として取りまとめるとともに、道路橋示方書²⁾に新たに規定した(図-8)。基礎に関しては、例えばインテグラルアバット構造の杭頭接合部の設計法及び構造細目について、実験及び解析結果に基づき定めている。

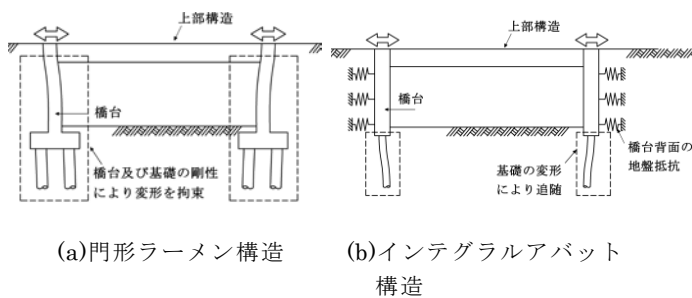


図-8 橋台部ジョイントレス構造の概要

5. おわりに

基礎は、一度構築されると点検や補修補強が困難である。また、道路橋基礎の場合、たとえ上部構造が架替えられても基礎は以前のもので使われるなど、極めて長期に渡り使われることが少なくない。このため、設計・施工時に如何に品質がよく信頼性の高いものを構築するかが重要であり、CAESAR では、本稿で紹介したような不具合事例を踏まえて、信頼性の高い基礎の構築に資するための研究開発等を引き続き行っていく。

また、今後の大地震の発生に備え、基礎の耐震補強を的確に実施していくためには、2.2 で示した CAESAR での耐震性評価の合理化に向けた取り組みのほか、基礎形式が不明である場合の合理的な調査技術や合理的・経済的な補強技術の開発が不可欠であり、産学におけるこうした分野での技術開発の進展が期待される。CAESAR としても、開発技術の評価法の確立など、今後も産学と連携しながら役割に応じた研究開発等を進め、信頼性の高い道路橋の構築や既設橋の強靱化に貢献していきたい。

参考文献

- 1) (社)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)、1995.6.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、2012.3.
- 3) (独)土木研究所：既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究、土木研究所資料第4168号、2010.5.
- 4) 河野哲也、小松靖朋、柚本真介、七澤利明、中谷昌一：既設木杭基礎の遠心場における加振実験、土木学会年次学術講演会、2012.9.
- 5) 大石雅彦ら：既設ケーソン基礎の耐震性能評価(その1)、日本地震工学会大会2009
- 6) 豊島孝之ら：既設ケーソン基礎の耐震性能評価(その2)、日本地震工学会大会2009
- 7) 張広鋒ら：既設ケーソン基礎の耐震性能評価(その3)、日本地震工学会大会2009
- 8) 安藤滋芳、河野哲也、谷本俊輔、西田秀明、星限順一：動的解析による既製コンクリート杭を有する既設道路橋基礎の耐震性評価に関する研究、第59回構造工学シンポジウム論文集、2013.4.
- 9) 浅井健一、日外勝仁、佐々木靖人：地震時に構造物基礎の安全性に影響を及ぼすような斜面地盤変状のパターン、地盤工学会関東支部発表会、2012.
- 10) 奥村樹郎、土田孝：土質定数のバラツキを考慮した不同沈下の推定、港湾技術研究所報告、Vol.20、No.3、1981.9.
- 11) 西田秀明、河野哲也、木村真也、七澤利明、中谷昌一：支持層下の粘性土層の圧密判定手法に関する研究、土木学会年次学術講演会、2012.9.
- 12) (独)土木研究所：橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討(その2)、土木研究所資料第4174号、2010.6.
- 13) 河野哲也、豊島孝之、七澤利明、中谷昌一：既設フーチングに対する補強効果の確認実験、第21回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム、pp.371~376、2012.10.
- 14) (独)土木研究所、鋼管杭・鋼矢板技術協会、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会、(社)日本橋梁建設協会、(社)建設コンサルタント協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その3)、共同研究報告書第404号、2012.3.

七澤利明*



独立行政法人土木研究所構造物
メンテナンス研究センター橋梁
構造研究グループ 上席研究員
Toshiaki NANAZAWA