

旧式基礎を有する組積橋脚の L2 耐震補強工法

羽矢 洋* 峯岸 邦行**

Quakeproof Reinforcement Method of Brick Pier Against Big Earthquake Supported Old Foundation

Hiroshi HAYA Kuniyuki MINEGISHI

Many brick piers constructed in the Meiji or Taisho eras, are still alive and in service at the present time. The seismic stability of such old structures are generally low, therefore they have been reinforced little by little. This paper introduces new knowledge related to seismic stability characteristics of the old piers and foundations and a quakeproof reinforcement method.

キーワード：耐震診断，耐震補強，木杭，基礎，組積，旧式構造物，巻立て補強

1. はじめに

明治、大正時代に構築されたレンガ、石積みからなる橋脚は依然多く残存し、現在でも列車荷重を直接受ける構造物として供用されている（図1）。

組積橋脚の基礎形式としては、松丸太を軟弱な地盤中に打設し、その上にフーチングを構築した木杭基礎と呼ばれるものと、比較的良好な地盤上にべた基礎と呼ばれる段フーチングを構築したものが多数を占める。このような旧式基礎を有する組積橋脚は、概して耐震強度は低く、そのため少しずつ補強されてきている。

ここでは、旧式基礎を有する組積橋脚の耐震強度特性に関する新しい知見と、基礎と補強躯体の強度バランスを考えた L2 耐震補強工法について報告する。



図1 石積み単体で構築された橋脚

2. 組積橋脚の構造特性

組積構造に関しては、その構造特性や材料特性について未解明な部分が多い。さらに旧式基礎の構造や支持特性も明確ではなく、そのため地震など偶発的な作用に対する安全性を精度よく判定することが困難といえる。こ

* 構造物技術研究部（基礎・土構造）

** 北海道旅客鉄道株式会社（前 基礎・土構造）

の背景には、組積構造物の調査法や非破壊検査法に関する研究が途上であることが一つの理由として挙げられる。

べた基礎のフーチングは、図2に示すような段フーチングを有しているのが一般的で、地盤反力に対するせん断強度特性ならびに曲げモーメント特性を向上させた構造となっている。入手できたべた基礎の設計の手引きとしては、文献1)が最も古く、この中に地盤反力に対する段フーチングの照査法も示され、大変興味深い。なお、木杭基礎に関する設計の手引き等は収集できなかった。

鉄道総研では、これまでに不要となった実物直接基礎橋脚および実物木杭基礎橋脚に対する大変位領域に及ぶ載荷試験を実施してきている^{2), 3)}。また、多くの衝撃振動試験を実施し⁴⁾、各々の基礎について支持力性状を表わす地盤バネ定数に関するデータの蓄積も多い。

図3は直接基礎橋脚に対する載荷試験状況を示す。また、図4には試験で得られた水平載荷重と橋脚天端位置での水平変位量の関係を示す。さらに、この試験の他に模型直接基礎を用いた静的載荷試験⁵⁾、振動実験⁶⁾を実施し、以下の知見を得ている。

(1) 基礎が最大抵抗値を呈した後、抵抗性能を低下させることなく基礎が回転変位可能な領域は広範囲にわたり、大きな塑性変位性能を有している。

(2) 地震時の振動エネルギーを基礎の変位性能によって

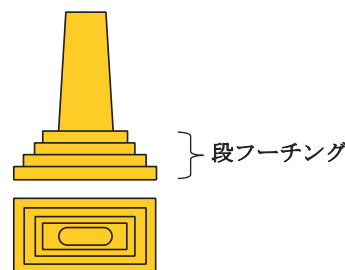


図2 べた基礎橋脚概要

特集：構造物の耐震技術



図3 直接基礎載荷試験状況

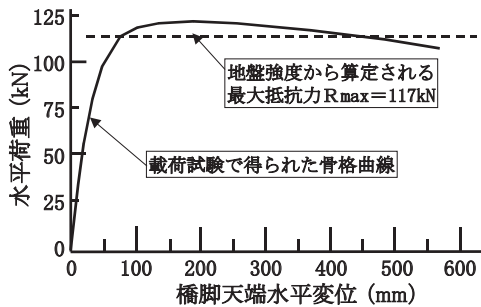


図4 荷重～変位関係曲線

吸収することが可能である。

- (3) 直接基礎の降伏震度は基礎底面の支持地盤強度で定義可能で、設計標準に基づき算定可能である。
- (4) 既存の直接基礎の降伏震度は、概ね0.25Gから0.3Gの範囲にある。
- (5) L2地震時の応答値は、非線形スペクトル法により算定可能である。

なお、上記知見に関しては基礎標準⁷⁾、耐震標準⁸⁾に取り込むことで設計実務に反映させてきている。

一方、木杭基礎を対象とした大変位領域に及ぶ載荷試験は、上路鉸桁を支持する木杭基礎橋脚1基とラーメン高架橋の線路方向の梁を切断し、単独基礎とした脚柱2基の合計3基について実施した。図5、図6に木杭基礎橋脚およびラーメン高架橋単独柱の載荷試験状況を示す。

図7は木杭基礎橋脚の水平載荷試験で得られた荷重～変位関係曲線である。試験は木杭の強度特性だけを知ることがを目的とし、フーチング底面近傍まで側方地盤の掘削を行った。また、載荷試験を開始する前に衝撃振動試験を実施し、基礎バネの評価も併せて行った。

一連の試験で得られた木杭基礎に関する知見とこれに基づく木杭基礎の支持力算定の考え方を以下に示す。

- (1) 直接基礎と同様、最大抵抗値を呈した後、抵抗性能を低下させる事なく基礎が回転変位可能な領域は広く、大きな塑性変位性能を有していることが確認できた。
- (2) 木杭基礎は、木杭により地盤改良された支持地盤上の直接基礎として考えることとする。
- (3) 木杭基礎の支持力評価は、衝撃振動試験結果により



図5 木杭基礎橋脚載荷試験状況



図6 ラーメン高架橋単独柱の載荷試験状況

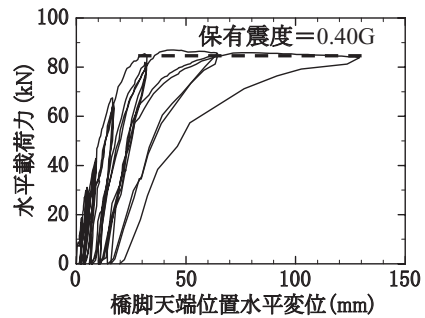


図7 木杭基礎橋脚の載荷試験結果

決定されるフーチング底面回転バネ定数に基づき行う。なお、バネ定数は基礎標準に定める直接基礎の回転バネ定数算定式により算定することとし、この場合、みかけの支持地盤強度はN値=30の砂質土地盤と考える。

なお、詳細については「4. 旧式基礎が保有する耐震強度」で述べることとする。

3. 地震被害調査

地震により被災した組積橋脚の壊れ方に着目すると、変状メカニズムは単純であり、躯体の耐力不足が原因と考えてよい。なお、破壊形態をせん断破壊、曲げ破壊のどちらかで分類することは困難であり、慣性力による曲げモーメントとせん断力が同時に躯体に作用したことで破壊に至ったものと解釈するのが妥当と考えられる。

破壊が生じる箇所は概ね特定可能で、躯体形状に凹状の変化点がある場合にはこの箇所、断面変化部のない



図8 石積み橋脚の断面変化部に発生した変状

橋脚躯体の場合はフーチング付け根部、また、著しい既変状箇所、レンガ目地の痩せ、局所的な劣化等が介在する箇所から破壊面が広がるものと考えてよい（図8）。

4. 旧式基礎が保有する耐震強度

べた基礎橋脚および木杭基礎橋脚の健全度診断では、衝撃振動試験が適用されてきており、これらにより以下の知見が得られている^{9), 10)}。

(1) 直接基礎の場合

構造諸元および地盤条件が明確な直接基礎橋脚を対象に実施した衝撃振動試験および試験結果のシミュレーション解析により、基礎標準に定める直接基礎のバネ定数では実測値を適切にシミュレートすることはできず、バネ定数に対し3.2倍程度（長期使用限界状態におけるバネ定数に対し）の補正値を考慮する必要がある。

また、許容応力度設計法に基づく基礎標準¹¹⁾に準じ既存の直接基礎の降伏震度を算定すると、その値は0.25Gから0.3Gの範囲にあることがわかっている。ただし、安定計算で考慮する安全率 F_s は1.2（死荷重+列車荷重+地震荷重）として算定している。

(2) 木杭基礎の場合

降伏震度の算定においては、木杭基礎の構造諸元が明確でないこと、また、木杭を杭としてモデル化することは妥当ではないと考えられることから、木杭により地盤改良された支持地盤上に構築された直接基礎として整理するものとする。さらに、衝撃振動試験結果のシミュレーションでは基礎の支持地盤を N 値=30の砂質地盤と仮定した上で基礎のバネ定数を算定し、この値によって直接基礎としての降伏震度を求めることとする。なお、バネ定数に考慮する補正値および安全率に関しては上記(1)の直接基礎の場合と同じ値を用いることとする。このように直接基礎における条件を当てはめること理由は、基礎標準の中で直接基礎の選定条件として支持地盤が N 値30以上の砂質地盤であることが明記され

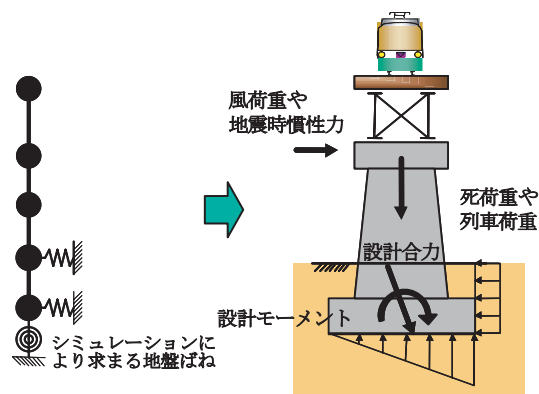


図9 シミュレーションモデルと安定計算モデルの概念

ていること、さらに同じ補正値、安全率をもって安定計算を行うことで直接基礎橋脚と対等な安全性が担保されるものと考えたことによる。シミュレーション解析および安定計算の概念を図9に示す。

木杭基礎橋脚に対する衝撃振動試験の結果から求められる木杭基礎の降伏震度は、一般的な直接基礎のものより幾分大きく、0.4G程度となるものもある。このように直接基礎橋脚と比べ支持力が大きい理由としては、木杭の施工状況にあると考えられる。木杭基礎は、地業として密に杭打ちを行った後、栗石を敷き並べた上にフーチングを構築したもの、あるいは木杭杭頭部を抱き込む形でフーチングを構築したものがあることがわかっているが、このような施工状況によって、直接基礎と比べ高い支持力が発揮されているものと考えられる。

5. L2耐震補強工法の概要

鉄道事業者は、組積橋脚に対する耐震補強を順次実施してきているが、その多くは躯体補強が目的であり、基礎の現有耐力を考慮した補強法となっていないのが実状である。この理由として、基礎の補強を手掛けることが困難であること、また、基礎が保有する耐震強度を把握することが困難であることが挙げられる。

こうした実状に鑑み、筆者らは旧式基礎と補強躯体の強度バランスを考えたL2耐震補強工法についてとりまとめた。

5.1 RC巻立てによる耐震補強工法の基本

はじめに、組積橋脚のL2地震に対する耐震補強工法の基本概念を述べる。

(1) べた基礎（直接基礎）の場合

べた基礎に関しては、地震時の作用を基礎が持つ変位性能で吸収可能であることから、現行の耐震設計標準に示されている直接基礎の設計の考え方に準ずることとする。したがって、補強躯体の耐震強度が、べた基礎の耐

特集：構造物の耐震技術

力を上回る設計となつてよいこととする。

(2) 木杭基礎橋脚の場合

木杭基礎は直接基礎と比較し降伏震度は高く、また、直接基礎と同様に、広範囲にわたって靱性能を発揮し得ることは前述したとおりである。しかし、基礎の構造や材料特性、支持性状等が十分に解明されているとは言えず、そのため地震時の作用を積極的に基礎の変位性能で吸収するような靱性設計を採用するには不安が残る。

このような背景から、木杭基礎橋脚を対象とする場合、L2地震力の作用時には木杭基礎が降伏に至る以前に補強躯体が先行的に降伏するRC巻立て補強法として設計することとする。

5.2 RC巻立て補強工法確立のための検討

耐震補強法を確立するため、以下の試験を実施した。

- (1) RC巻立て補強したレンガ橋脚模型の荷重試験
- (2) 定着アンカーの引抜き試験

5.2.1 補強した橋脚模型の荷重試験

荷重試験に用いた模型は図10、図11に示すとおり、初めレンガにより橋脚躯体およびフーチングを組み上げ、これに対しRC巻立て補強を行った。函体状のRC巻立て補強部材の破壊形態は曲げ降伏先行型となるよう、また、補強体の付根部（フーチングとの境界部）で降伏するように主鉄筋量、帯鉄筋量を定め、配筋した。さらに、予めRC巻立て補強体付根部の主鉄筋にひずみゲージを貼り、荷重試験によって発生する主鉄筋のひずみ量、降伏状況を計測できるようにした。なお、一般的な鋼鉄巻き補強では、数多くのジベル筋が必要とされるが、本RC巻立て補強では補強体とレンガ躯体の定着は考えず、レンガは巻き立てた函体の中の詰め物として扱うこととしていることからジベル筋は不要となっている。

荷重方式としては、荷重時に変位制御で、除荷時は荷重制御で行い、正負交番3サイクルの水平荷重とした。図12に試験で得られた荷重～変位関係曲線を示す。

この試験で得られた知見は、以下のとおりである。

- (1) 荷重初期の段階でレンガは破断し、RC躯体の降伏点はアンカー定着部のひずみ量だけで定義可能である。



(a) RC巻立て補強前 (b) RC巻立て補強後
図10 レンガ模型外観

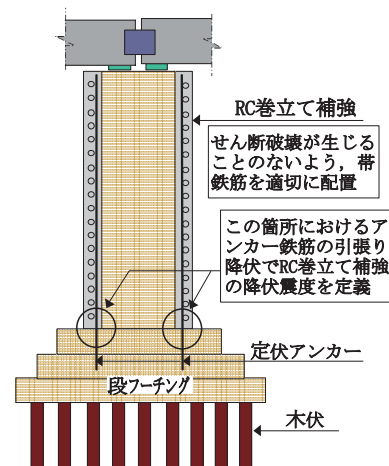


図11 RC巻立て補強工法の概要

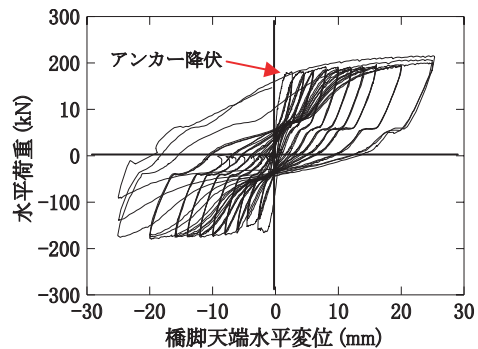


図12 RC巻立て補強後の荷重試験結果

- (2) 降伏点以降も大きい変形性能を保有し、定着鉄筋のひずみが $15,000\mu$ を超えても抵抗力の低下は起きない。
- (3) 履歴特性は、通常のRC棒部材に見られるクラフモデル（最大点指向型）と類似した復元力特性を呈する。
- (4) 耐震設計標準に準じ、非線形スペクトルを作成することによりL2地震時の応答値が算定可能となる。

以上の結果、補強躯体の鉄筋量を適切に定めることで、木杭基礎が保有する降伏震度を上回ることもない降伏震度に設定したRC巻立て補強の設計が可能となる。

5.2.2 アンカーの引抜き試験

RC巻立て補強工法を確立するため次に行うべきことは、アンカー鉄筋をL2地震時に降伏に至らしめるとともに、幅広い伸び変形性能を発揮させるためのアンカー埋込み方法を検討することにある。

これまで、あと施工アンカーの設計・施工は、文献12)に基づき行われてきている。この中では、鉄筋アンカーの埋込み長は鉄筋径 D の15倍以上と規定している。しかし、今回提案する補強工法は、アンカーの伸び変形性能を積極的に活用するものであり、したがって、文献12)で規定する埋込み長で、期待するような伸び変形性能が得られるかどうか確認する必要がある。そこでアンカーの埋込み長、アンカー径、削孔径を変化させて試験を行い、各々の場合におけるアンカーの引抜き抵抗特性を把

握することとした。

(1) アンカー引抜き試験概要

アンカーの引抜き試験は、JR東日本山手線管内から採取した長さ1.3m×幅1.3m×高さ1m程度のレンガブロックを用い実施した。なお、φ50mmのコアを採取し、これによりレンガ単体の圧縮強度、引張強度が各々平均47.7N/mm²、4.1N/mm²であることを確認した。また、φ100mmのコア採取により、レンガ目地の直接引張強度が平均1.3N/mm²であることを確認している。

定着アンカーには、D16、D25とD32のねじ節鉄筋を用いた。鉄筋の力学的特性値を表1に、引抜き試験における削孔径B、埋込み長諸元を表2に示す。

アンカーの定着は、ボーリングマシンで穿孔し、孔内のスライムを洗浄した後にアンカー鉄筋を挿入し、モルタルを打込むことで行った。なお、使用したモルタルの圧縮強度、割裂引張強度はそれぞれ、27.0～33.5N/mm²、3.0～3.5N/mm²であった。引抜き試験の概略を図13に、試験状況を図14に示す。

表1 鉄筋の力学的特性値

項目	D16	D25
弾性係数 (N/mm ²)	190,000	194,000
降伏強度 (N/mm ²)	396.0	379.5
降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	2,292	2,050
引張強度 (N/mm ²)	588.7	581.6

表2 試験におけるアンカー等諸元

アンカー径	D16, D25, D32
削孔径 B	1.2D～4.5D
埋込み長	10D, 15D, 20D, 25D

(2) アンカー引抜き試験結果

図15にD16のアンカー引抜き試験(削孔径は40mm)で得られた荷重～伸び量曲線を示す。試験は各々の埋込み長に対し3本ずつ実施し、平均値で表している。

埋込み長が10D(鉄筋径Dの10倍の埋込み長)の場合、鉄筋が降伏する前にアンカーが抜け出すこととなった。また、埋込み長が15D以上のケースでは、アンカー鉄筋が降伏した後、暫くは抜け出すことなく変形性能を確保し得ることがわかった。

しかし、埋込み長が15Dのケースの場合、アンカーの伸び変形性能に大きく期待することができず、塑性率5程度(降伏伸び量の5倍程度)で抜け出してしまふのに対し、埋込み長を20D確保したケースでは塑性率を10程度確保可能であることがわかった。

なお、この状況は他の太さのアンカーの引抜き試験においても同様に確認できた。

さらに、削孔径Bの影響検討において、2.5D以上の削

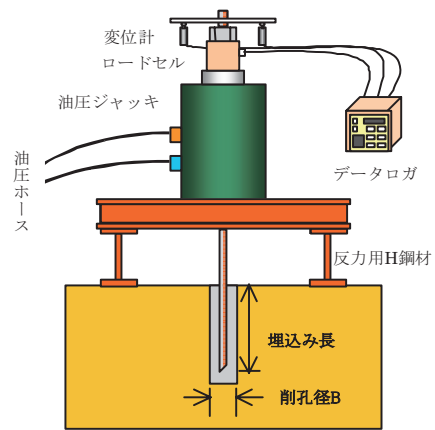


図13 アンカー引抜き試験の概略図



図14 引抜き試験状況

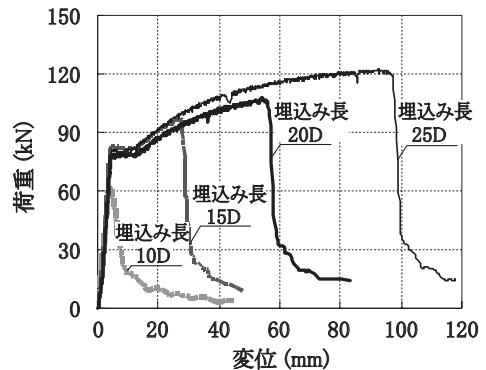


図15 アンカー引抜き試験結果 (D16, B/D=2.5で埋込み長を変化)

孔を行った場合、母材(レンガブロック)の痛みは些少で、クラックの発生も少ないが、それより小さい削孔径の場合には、母材側の痛みは著しく、鉄筋の伸び変形と共にアンカー周囲のレンガの損傷が進行的に生じ、アンカーが抜け出す際にはレンガの剥離、割れが発生することとなった。

以上を総括すると、アンカーの伸び変形性能を積極的に引き出す設計を考える場合は、アンカーの埋込み長はアンカー径の20倍、また、削孔径はアンカー径の2.5倍程度を確保するのがよい、ということとなる。

6. RC 巻立て補強工法の手順

以上の検討結果を受けてRC巻立て補強工法の手順をまとめると、以下のとおりとなる。

特集：構造物の耐震技術

(1) 衝撃振動試験による健全度評価

衝撃振動試験を実施し、「標準値」に基づく健全度判定を行う。これによりAランクと判定された橋脚については原因が基礎にあるのか、あるいは躯体にあるのか詳細に調査する。

(2) 衝撃振動試験結果に基づく基礎バネの評価

衝撃振動試験で実測される固有振動数および固有振動モードを橋脚の解析モデルに基づき適切にシミュレーションする。これにより基礎のバネ定数を決定する。

(3) 橋脚の降伏震度の推定

上記シミュレーションで得られた基礎のバネ定数から、基礎の大きさを逆算的に算出し、直接基礎としての降伏震度を算定する。なお、安定計算は許容応力度設計に基づく基礎標準に準じ行う。

(4) RC 巻立て補強の設計

対象とする橋脚がべた基礎の場合、補強躯体の耐力は直接基礎の降伏震度を上回る設計となっても支障はないものとする。

一方、木杭基礎の場合には、補強躯体は木杭基礎を若干下まわる降伏震度で設計する。なお、アンカー鉄筋の埋込み長はアンカー径の20倍を確保することとし、また、削孔径はアンカー径の2.5倍を確保するのがよい。

なお、補強された木杭基礎橋脚の安全性の確認は、地盤区分に応じて用意した非線形スペクトルによって求まる応答値がアンカーの伸び変形性能以下に納まることを確認することで行うこととする。この場合の応答値の制限値としては、アンカーの引抜き試験結果を安全側に評価し、応答塑性率=8以下とする。

なお、非線形スペクトルの作成にあたってはRC巻立て補強モデルの荷重試験結果で得られた荷重～変位関係より、図16に示すクラフモデルを履歴モデルとして採用し、1自由度モデルによって算定を行った。

図17にG4地盤用のスペクトルを例として示す。なお、非線形スペクトルはG3～G6地盤用まで作成した。これによりL2地震時の応答値が簡易に算定可能となっている。

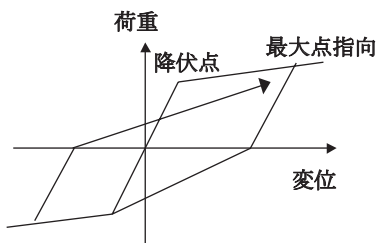


図16 動的解析用履歴モデル（クラフモデル）

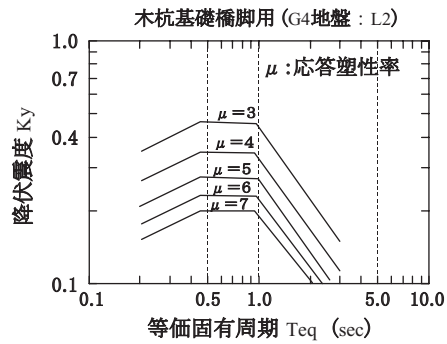


図17 RC巻立て補強用非線形スペクトル

7. おわりに

旧式基礎を有する組積橋脚を対象に基礎と補強躯体の耐震強度のバランスを考慮したL2耐震補強工法を取りまとめることができた。これにより古い橋脚も適切な工費・工期により耐震上の安全性が確保されることになるものとする。なお、これらの成果をL2耐震補強マニュアルとして取りまとめ、設計実務に供した。

文献

- 1) 株式会社鉄道時報局（鉄道省大臣官房研究所編集）、「鉄道設計図表全集（橋梁の部）」、大正8年6月
- 2) 羽矢洋，西村昭彦：実物直接基礎の大変位水平荷重試験結果，第29回土質工学研究発表会，1994.7
- 3) 羽矢洋，西岡英俊：木杭基礎橋脚に対する大変位荷重実験，地盤工学研究発表会，2005.7
- 4) 西村昭彦，羽矢洋：橋梁基礎の健全度判定法と判定例，第21回地震工学研究発表会，1991
- 5) 羽矢洋，西村昭彦：大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案，土木学会論文集，N0.595/VI-39,1998
- 6) 羽矢洋，西村昭彦：模型直接基礎振動実験結果，第28回土質工学研究発表会，1993.7
- 7) 鉄道総研：鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物編），平成9年3月
- 8) 鉄道総研：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計編），平成11年10月
- 9) 羽矢洋，稲葉智明：衝撃振動試験における新しい評価基準値，鉄道総研報告，Vol.16, No.9, 2002.9
- 10) 羽矢洋，稲葉智明：鉄道における木杭基礎橋脚の健全度診断法，鉄道総研報告，Vol.17, No.8, 2003.8
- 11) 日本国有鉄道：建造物設計標準・同解説（基礎構造物編），昭和61年3月
- 12) 日本国有鉄道：あと施工アンカーの手引き，昭和61年