

重錘打撃試験とニューラルネットワークによる 橋脚の健全性一次診断法

庄 健介¹・平塚元康²・北村泰寿³

¹正会員 博士 (工学) 阪急電鉄株式会社 技術部 (〒530-8389 大阪市北区芝田一丁目16番1号)
E-mail:sho@hankyu.co.jp

²学生会員 修士 (工学) 神戸大学大学院自然科学研究科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

³正会員 工博 神戸大学工学部建設学科 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1-1)

供用中の構造物の振動特性を簡便に調べる方法に重錘による打撃試験がある。筆者らは、橋脚の健全性一次診断法として、重錘打撃による橋脚の実測応答波形が解析モデルの動的応答波形と一致するように部材のヤング係数や支持地盤の地盤ばね定数等の諸定数を推定し、この推定値と初期値とを比較することにより、橋脚の健全性を判定する方法を提案している。本研究では、この方法における試行錯誤的な推定作業の軽減を図り、測定現場で短時間かつ簡便に、橋脚の健全性を評価できる方法を開発することを目的に、ニューラルネットワークを用いて橋脚支持地盤の地盤ばね定数の推定及び橋脚躯体の損傷推定を試みた。

Key Words : soundness estimation, neural network, percussion test, structural identification

1. はじめに

鉄道構造物や道路構造物等の社会基盤施設が地震、自然災害、事故等により、その機能を停止した場合には、社会経済活動に重大な影響を及ぼす。このような機能停止を回避するためには、構造物に要求される性能を損なわないように、平時から性能の維持、向上に努めることが重要であり、必要な補修、補強を実施するなど、構造物の重要性に応じて適切に維持管理することが必要である。また、災害時においては、迅速に構造物の健全性を確認し、早期に供用再開の判断を下すことのできる体制を構築しておくことが重要である。

構造物の維持管理は、一般に図-1に示す手順で行われている¹⁾。本研究では、初期検査、定期検査、臨時検査の結果に基づき、詳細検査を必要とするか否かの判断を下すまでの一次診断を対象とする。

構造物管理者は、構造物の基礎や高架下利用等のために目視が困難な部材に、地震や洗掘等により損傷が発生したり、発生が懸念されたりする場合でも、迅速に的確な判断を下し、必要な応急措置を施すことを求められる。また、構造物の基礎や柱、梁などの主要部材は、構造物全体の安全性に直接影響を及ぼす部位、部材であるため、一次診断においても定量的な評価を行うことが望まれる。

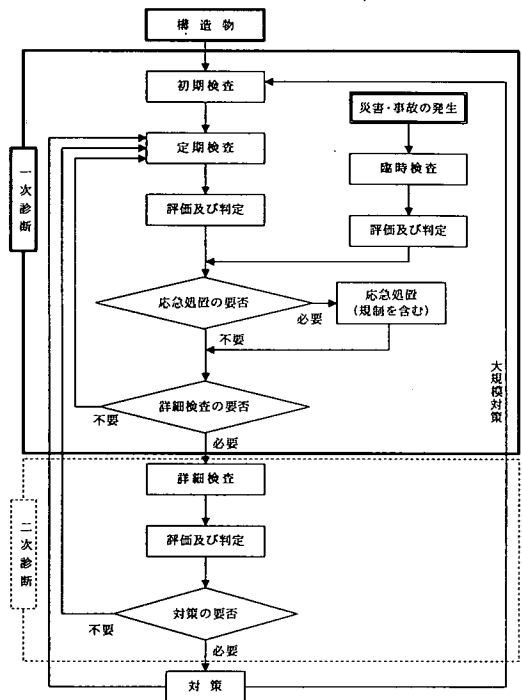


図-1 構造物管理の手順

最近では、供用中の構造物の振動特性を簡便に調べ
る方法として、構造物を軽量の重錘等で打撃し、実測の
応答波形から固有振動数を特定する方法が開発されてい
る^{2,3,9}。西村^{2,9}は、300 N程度の重錘を加振源とした重錘
打撃試験器を開発し、「衝撃振動試験」としてJR各社の
保有する鉄筋コンクリート橋脚及び鉄筋コンクリート高
架橋の測定結果をもとに、統計的手法を用いて構造物の
健全性評価のための判定指標を提案している。この試験
器及び判定指標はJR各社で広く採用され^{2,9}、阪神大震災
後の復旧構造物に対する安全確認検査にも採用された⁹。

筆者らは、実測の重錘打撃力波形を加振力として、
構造物の解析モデルに対する固有振動数と動的応答波形
を求め、実測の固有振動数と応答波形を対比すること
により、構造物の健全性を判定する健全性一次診断法を提
案している¹⁰。実測した重錘打撃力波形を加振力とした動的
応答解析による波形と実測応答波形を対比するため、西
村らが提案している固有振動数に対するスペクトル値を
用いて描かれる振動モードを用いる方法⁹より実測に近い
取扱いとなる。本論文では、この分野で普及している
衝撃振動試験との混同を避けるため、重錘打撃試験と称
することとする。

重錘打撃試験では、試行錯誤的に構造物の部材定数
や支持地盤のばね定数を推定しなければならない。この
推定作業に多大の時間と労力を要するため、筆者らの提
案する方法を実務化するためには、試行錯誤的な推定作
業が簡便、かつ高速で行えるシステムを開発することが
望まれる。

最近、ニューラルネットワークと呼ばれる方法が多
方面で採用されており、非線形性を有するシステム同定に
有効とされている。ニューラルネットワークは、生物の
神経系の特徴的な機能に着目してそのモデル化を行った
ものである。近年における基礎的研究の蓄積と数多くの
応用成功例の報告により、その有効性が認識されつつあ
る。そのような中で、構造物の振動に関する研究では、
構造物の損傷検知^{11),12),13),14)}、振動応答推定¹⁵⁾、振動予測¹⁶⁾
などが挙げられる。本研究では、試行錯誤的推定作業の
軽減を図り、測定現場で短時間かつ簡便に、橋脚の健全
性を評価できる方法を開発することを目的に、逆解析、
パターン認識、非線形画像能力に優れている階層結合型
ニューラルネットワークを用いて、橋脚支持地盤の地盤
ばね定数の推定及び橋脚躯体の損傷推定を試みた。

2. 重錘打撃試験による橋脚の損傷評価

重錘打撃試験¹⁷⁾は、図-2のように構造物の一部を重錘
(重量210N)で打撃し、その応答波形を振動計により

計測し記録する。また、同時に重錘に取り付けた加速度
計から得られる重錘の加速度波形を用いて重錘打撃力波
形を推定する。

重錘打撃試験では、図-3に示す橋脚の構造同定手順に
基づき、推定した重錘打撃力波形を入力とする橋脚の動
的解析によって求まる応答波形を用いて描いた振動形（以
下、解析振動形と呼ぶ）を、各測点の実測速度波形から
得られる橋脚の振動形（以下、実測振動形と呼ぶ）と対
比することによって、試行錯誤的に部材定数、地盤ばね
定数、損傷部と損傷程度を推定し、それらの値を予め健
全な状態で推定しておいた初期値（以下、初期値と呼
ぶ）と比較することにより健全性の判定を行う。

写真-1、図-4に示す打ち継ぎ部に亀裂を有する撤去予
定の橋脚を用いて重錘打撃試験を実施し、打ち継ぎ部の

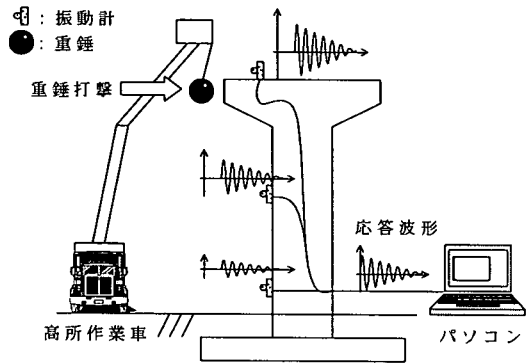


図-2 重錘打撃試験の概要

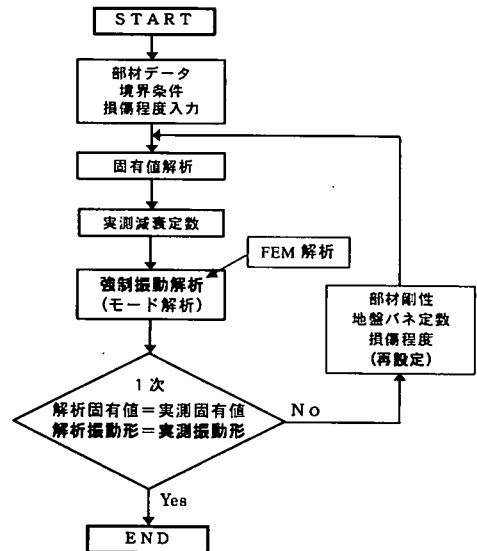


図-3 構造同定手順

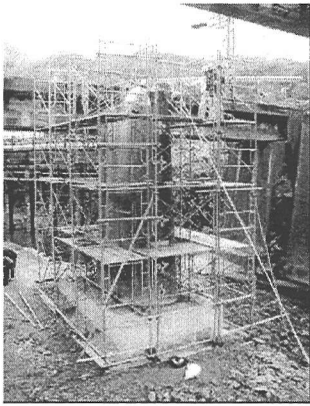
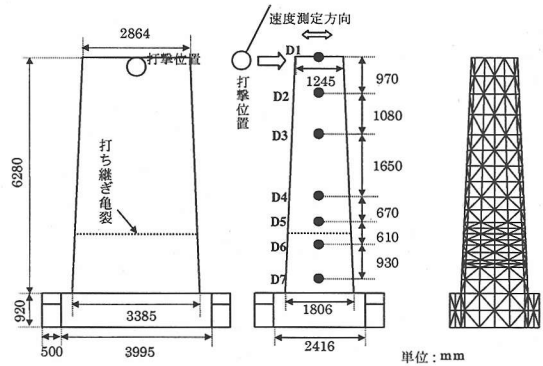


写真-1 実験対象橋脚



(a) 正面図 (b) 側面図 (c) モデル

図-4 橋脚の概要と有限要素モデル

亀裂深さについて推定を試みた¹⁸⁾。本橋脚は昭和初期に築造された無筋コンクリート橋脚で、鉄道の単線軌道を支持し、直接基礎により岩盤上に支持されている。上部工は、片側スパンが道床を有する鉄筋コンクリートT形単純桁で橋長7.6m、幅員3.5mである。もう一方のスパンは橋長8.7m、幅員15mの無道床式鋼I形単純桁であった。

橋脚の動的応答解析では、図-4に示す三角形有限要素で橋脚をモデル化し、亀裂損傷の部分に対応する節点を二重節点にモデル化している。重錘打撃試験及び構造同定の詳細は、文献18)に譲ることとし、ここでは構造同定結果のみを示す。部材定数は一般に設計で用いる値とし、ヤング係数は隣接橋脚のコア抜き取り試験結果をもとに、 $E=2.45 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$ としている。また、鉛直地盤ばね定数 (k_v) と水平地盤ばね定数 (k_h) の比は3:1と仮定している。

図-5は、打ち継ぎ亀裂の深さを $d=69.5\text{cm}$ とし、亀裂周辺部のヤング係数を $E=0.95E$ としたことについての妥当性は、橋脚撤去工事時における橋脚の状況を撮影した写真-2に見られるように、打ち継ぎ部周辺(表面より100mm程度)のコンクリートの変色と、せん断力伝達機能として

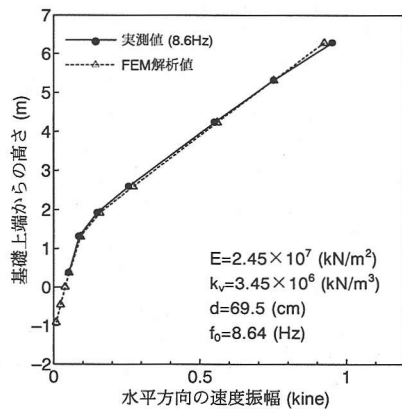
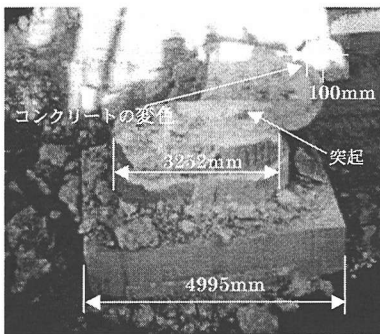
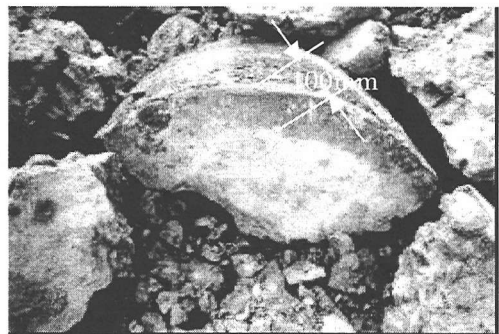


図-5 構造同定結果

いる。打ち継ぎ亀裂の深さを $d=69.5\text{cm}$ とし、亀裂周辺部のヤング係数を $E=0.95E$ としたことについての妥当性は、橋脚撤去工事時における橋脚の状況を撮影した写真-2に見られるように、打ち継ぎ部周辺(表面より100mm程度)のコンクリートの変色と、せん断力伝達機能として



(a) 打ち継ぎ断面の全景



(b) 打ち継ぎ断面の拡大写真

写真-2 打ち継ぎ亀裂部の状況

埋め込まれたと考えられる直径約30cmの石の突起から確認できる。すなわち、打ち継ぎ部の亀裂損傷は、橋脚躯体の断面全面に発生していたものの、突起により断面力の伝達が確保されていたと考えられる。また、打ち継ぎ部周辺の変色は、亀裂部からの雨水等の浸入により一部に劣化が生じていたものと推察される。

3. ニューラルネットワークを用いた橋脚支持地盤の健全性一次診断法

前章の検討から、重錘打撃力波形を入力とする橋脚の動的解析によって求まる解析振動形を、各測点の実測速度波形から得られる実測振動形と対比することによって、試行錯誤的に部材定数、地盤ばね定数、損傷部と損傷程

度を推定し、それらの値と予め健全な状態で推定しておいた初期値との比較により健全性の判定ができることを示した。しかし、図-3の構造同定手順に基づいて、試行錯誤的に地盤ばね定数や亀裂深さを推定する方法では、試行錯誤部分に要する時間と労力が多大であるため、多数の橋脚を短時間で検査する定期検査や災害等の異常時に迅速な判断が迫られる臨時検査においては、実務への適用性において、試行錯誤部分の効率化が課題である。

本章では、定期検査や災害直後の臨時検査における重錘打撃試験の結果に基づいて、迅速に健全性一次診断を実施することを意図して、ニューラルネットワークを用いた橋脚支持地盤の損傷箇所推定手法について検討する。手法の概要を図-6に示す。対象とする橋脚を二次元有限要素でモデル化し、健全な状態(初期状態)で重錘打撃試験を行う。重錘打撃試験により得られる結果を用い

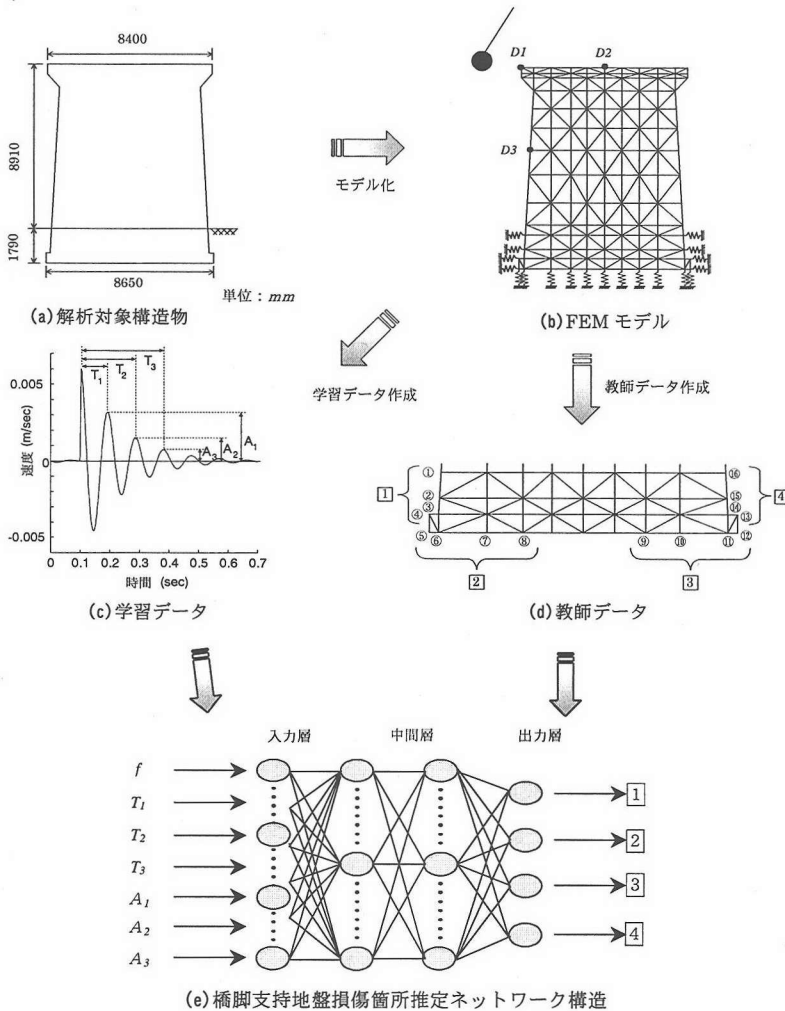


図-6 橋脚支持地盤の健全性一次診断法の構築

て構造同定を行い、初期状態における部材定数と地盤バネ定数の推定値(初期値)を求めておく。次に、橋脚支持地盤の損傷を推定しようとする箇所(ブロック)を設定する。ここでは、図-6(d)に示すように橋脚基礎部の4箇所(①~④ブロック)を設定した。基礎中央部については、この部分が洗掘されることは考えられないため、損傷を診断するブロックから外した。

重錘打撃試験により得られる橋脚の固有振動数と各測点における応答波形の振幅等を入力とし、設定したブロックの健全性を示す指標を出力する階層型ニューラルネットワークを構築する。

重錘打撃直後の最大振幅を除く3個の振幅極大値(A_1, A_2, A_3)とそれぞれが生じる時刻の最大振幅時刻からの時間差(T_1, T_2, T_3)を求める。これらの値と1次固有振動数(f)を学習時の入力データとし、橋脚支持地盤の各ブロック(①~④)の健全性を示す指標を学習時の出力データとする。なお、被災後の重錘打撃試験では、打撃の作業条件や打撃者が異なるため、健全性診断の際に用いる入力データ(テストデータ)は、初期状態と健全性診断時における重錘打撃力波形の最大加振力の比率で補正する。

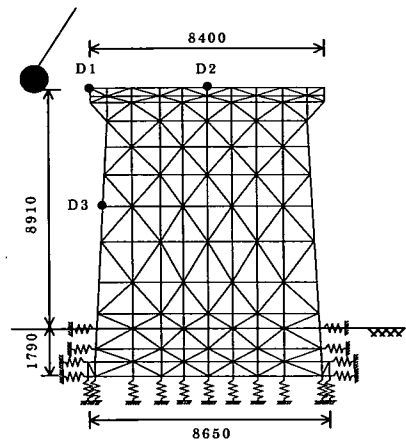
(1) ニューラルネットワークの構築

橋脚支持地盤の健全性診断の際に用いる学習データは、初期状態において構造同定した有限要素解析モデルと重錘打撃力波形を加振力に用いて、動的解析により作成する。本研究では、剛性が大きく橋脚全体がロッキング振動すると考えられる壁式橋脚、一般のT型橋脚、モノレール橋脚のように単柱部分が細く、曲げ振動しやすいと考えられるT型橋脚を想定し、図-7に示す3種類のモデルを作成した。地盤ばね定数を初期値の0.0~1.0倍に適当に変化させながら、測点(D1~D3)の応答値を計算する。学習データは100ケースについて作成した。部材の定数、地盤ばね定数の初期値を表-1に示す。

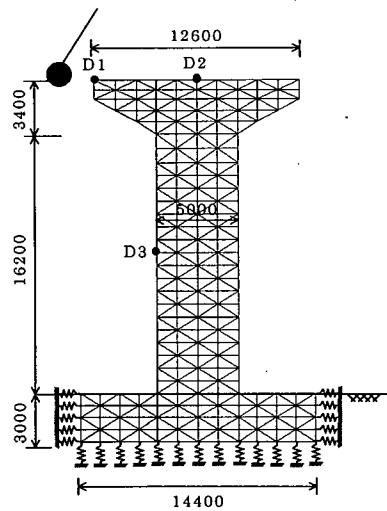
図-7において、D1, D2, D3の3測点における速度応答波形の振幅3個の極大値(A_1, A_2, A_3)について鉛直、水平の2成分(合計18要素)と、測点D1における振幅極大値(A_1, A_2, A_3)が生じる時刻の最大振幅時刻からの時間差(T_1, T_2, T_3)および1次固有振動数(f)の合計22要素を学習データとする。また、橋脚モデルの各ブロック①

表-1 応答解析の計算に用いた初期値

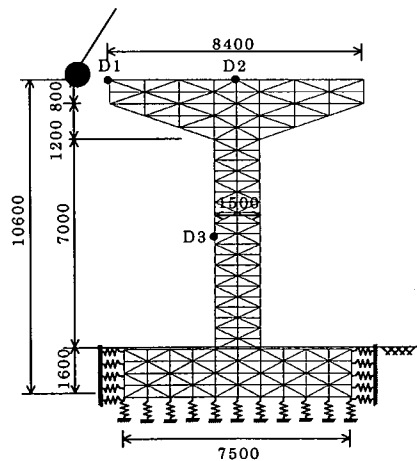
ヤング係数 [kN/m ²]	2.00×10^7
ポアソン比	0.20
単位体積重量 [kN/m ³]	2.5×10^2
地盤バネ定数 [kN/m ³] (設計値)	$k_v = 6.0 \times 10^5$ $k_h = 6.0 \times 10^5$ $k_s = 2.0 \times 10^5$



(a) 壁式橋脚モデル



(b) 一般のT型橋脚モデル



(c) 単柱部の細いT型橋脚モデル

図-7 橋脚の2次元有限要素モデル(単位mm)

～4) について健全な状態を1.0とし、各ブロックが現在の状態からどの程度に地盤バネが減少しているかを示す数値を教師データとする。

a) 情報量基準による最適ネットワーク構造の決定

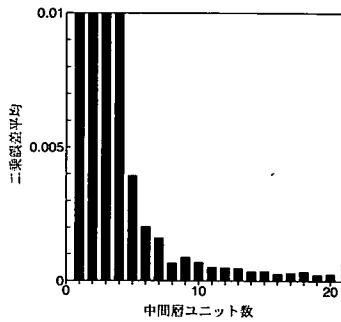
ニューラルネットワークは、一般に中間層数、ユニット数が増加し、ネットワークの自由度が増加するにつれて教師データに対しては良い結果を与えるが、未知データに対しては必ずしも良い結果を期待できなくなる。

ノイズが含まれる学習データ、教師データ、テストデータに対してこのような状態になる原因は、ネットワークの自由度が大きすぎるためであり、従来は技術者の経験的な主観で、試行錯誤的に中間層数、ユニット数を決定するのが一般的であった。AICに代表される情報量

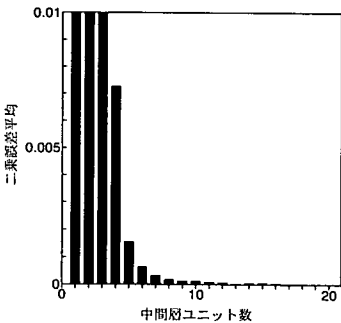
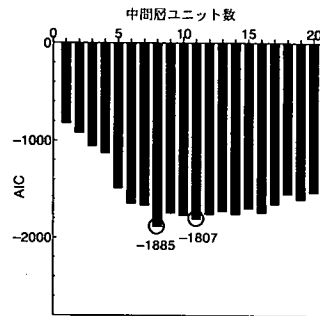
基準¹⁹⁾²⁰⁾はシステム同定のための一般的なモデル選択基準であり、階層型ニューラルネットワークを非線形の汎用モデルと捉えることにより、その構造決定への適用が期待できる。本研究では、AICを用いて汎化性のあるネットワーク構造を決定する方法を採用する。

図-7(a)の壁式橋脚モデルについて、入力データ22、出力データ4のネットワークを用いて中間層ごとにユニット数を変化させ、その学習結果にAICを適用したものが図-8である。

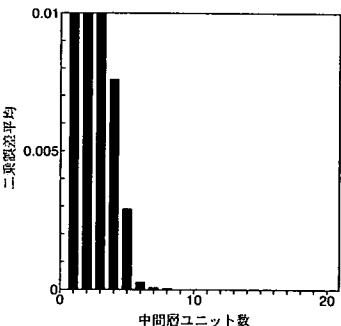
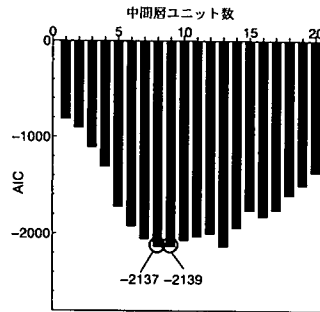
中間層1層ではユニット数が増加するにつれて、誤差が減少していくのが分かるが、中間層2層、中間層3層と比較するとネットワークの自由度が小さく、誤差が収束しにくいことが分かる。中間層2層、中間層3層では、中



(a) 中間層1層



(b) 中間層2層



(c) 中間層3層

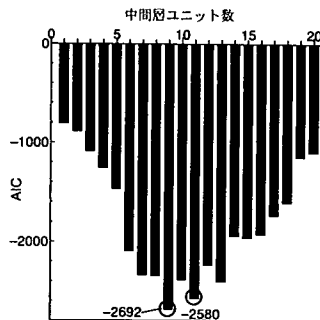


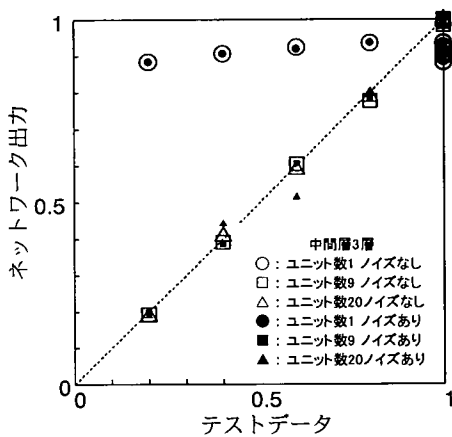
図-8 AIC情報量基準によるネットワークの比較 (壁式橋脚)

中間層3層でユニット数が9のネットワークのAICが最も小さくなった。AICの最も小さいのは中間層3層，ユニット数9のネットワーク(AIC=-2692)であり，AICの2番目に小さい中間層3層，ユニット数11のネットワーク(AIC=-2580)と比較すると大きな差が見られる。中間層3層，ユニット数9のネットワークが，AICでは最も汎化性のあるネットワークとして選定される。AICの有効性を調べるために，AICにより最適と判定された中間層3層，ユニット数9のモデルと，比較対象のためにAICの大きい中間層3層，ユニット数1，中間層3層，ユニット数20のモデルを選択し，比較した。解析によるテストデータの振幅に振幅の0.1%のランダムノイズを付加させ，そのテストデータとネットワーク推定値を図-9に比較した。中間層3層，ユニット数1のモデルはネットワークの自由度が小さく，汎化能力がない。一方，中間層3層，ユニット数20のモデルは，中間層3層，ユニット数9のネットワ

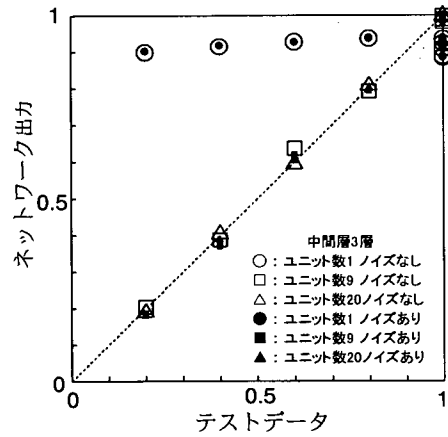
ーク推定結果と大差なく，ノイズが存在する場合でもある程度の推定が可能であると分かる。

b) アンサンブル法の適用

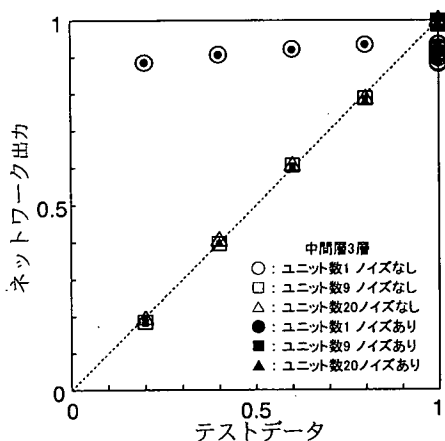
同一の問題に対し，複数の同一規模のネットワークを学習させ，その出力を平均化することにより汎化誤差を減少させるアンサンブル法²⁹⁾が単純かつ汎用的という理由から注目を集めている。本研究では，同一データを用いて複数のネットワークを構築する手法として初期値変動法²⁹⁾を用いる。これは，学習開始時に与える各結合荷重の初期値を個々のネットワークで異なる値にして，それぞれ学習させる方法である。これにより，同一データで同一ユニット数を持つネットワークを個別に計算できる。また，アンサンブル法を適用し， M 個のネットワークの出力値を単純平均したネットワークの出力値は，汎化誤差に含まれる予測値のばらつきが単一ネットワークの出力値の場合の M 分の1に減少することが知られて



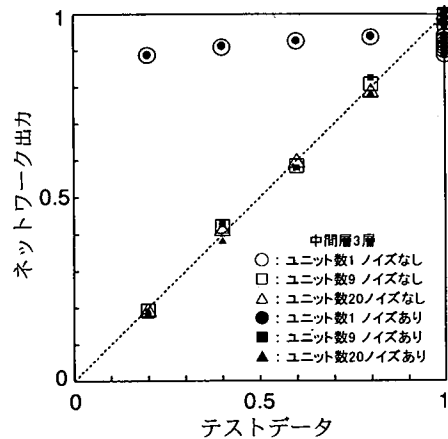
(a) ブロック1



(b) ブロック2



(c) ブロック3



(d) ブロック4

図-9 ノイズを付加したテストデータの各モデルからの推定値 (壁式橋脚)

おり、この減少が汎化誤差の減少に寄与する²³⁾こととなる。

(2) ニューラルネットワークによる健全性診断

テストデータには実測データを用いるべきであるが、本研究では健全性診断手法の開発を目的としているため、数値解析モデルを用いて検討する。

まず、図-7の橋脚支持地盤が、洗掘等により流出した場合を想定し、この損傷が生じているブロックと損傷程度を推定することを試みた。図-7において、橋脚基礎と

地盤が接する節点の地盤ばねを1つずつ除去した12ケースについて、健全性を推定した結果を図-10に示す。テストデータは、図-7の有限要素解析モデルを用いて、重錘打撃力波形を加振力とする動的解析を行って作成した。

図-10では、ニューラルネットワークで推定した各ブロックの健全性を評価する指標（推定値）を0.0~1.0の数値で表現している。地盤ばね定数が初期値の場合は1.0となり、数値が小さくなるにしたがって地盤ばね定数が低下し、健全性は損なわれている。同図の結果から、いずれのタイプの橋脚においても、各ブロック (1)~

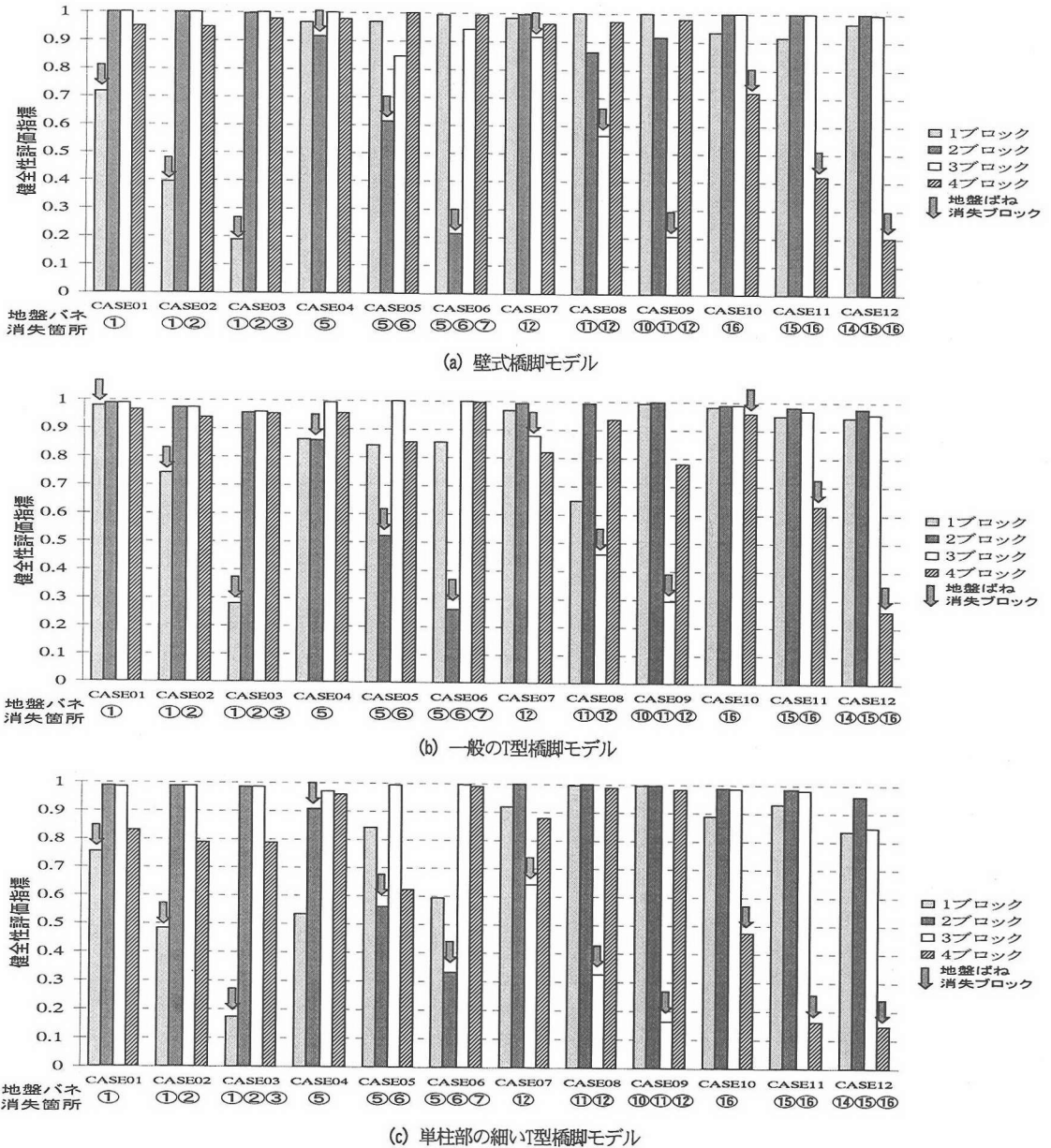


図-10 各ブロックの健全性推定結果

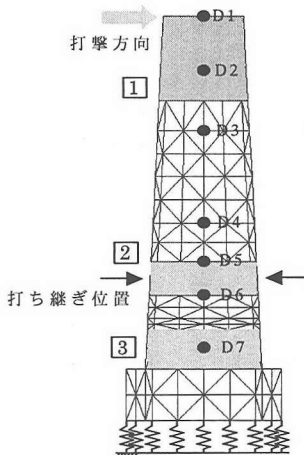
④)において、節点に接続する地盤ばねが消失するにつれて、推定した各ブロックの健全性を評価する指標は小さくなっていることが分かる(同図中↓印部)。この数値の変化を捉えることにより、橋脚支持地盤の損傷部分がある程度推定できる可能性がある。健全性を評価する指標は、各ブロックの等価ばね定数を表現しているとも考えられることから、各ブロックにおける節点の地盤ばね定数が初期値に対して、健全性を評価する指標の比率で一律に低下したものと解釈できる。

実務への適用にあたっては、ニューラルネットワークが推定した健全性を評価する指標(地盤ばね定数の初期値に対する比率)に変化が生じているブロックがあれば、その付近の地盤の健全性について詳細な二次検査を実施することを考える。このことを基本とすれば、ニューラルネットワークが推定する地盤ばね定数の初期値に対する比率を健全性診断のための一次評価指標として利用することが考えられる。

4. ニューラルネットワークによる橋脚躯体の健全性一次診断

(1) ニューラルネットワークの構築

3章で重錘打撃試験を行った橋脚を対象に、躯体の損傷箇所と損傷状態を推定するニューラルネットワークを構築する。橋脚を図-11に示すようにモデル化し、橋脚下端、打ち継ぎ亀裂が見られた橋脚下端から3分の1付近、橋脚頭部に損傷推定箇所を設定した。橋脚のモデルは、3章で行った構造同定結果に基づき、地盤ばね定数、コンクリートのヤング係数、ポアソン比、単位体積重量を



●印は重錘打撃試験の測点を示す。

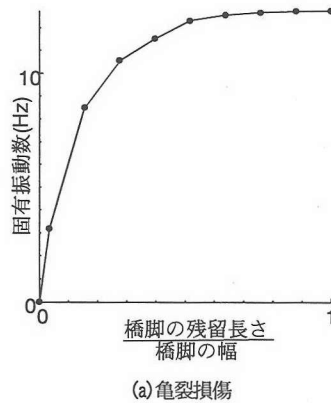
図-11 対象橋脚のモデル化

設定し、初期状態として打ち継ぎ亀裂が発生していないモデルとした。

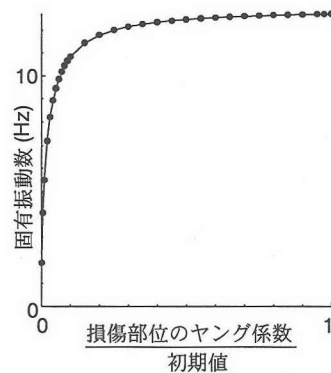
健全性の判定は、損傷推定箇所のヤング係数をニューラルネットワークにより推定し、初期値との比較により行う。ニューラルネットワークの構築にあたっては、重錘打撃試験で設定したD1~D7の7つの測点位置における水平方向の速度応答波形から、固有振動数、重錘打撃からの時間差、振幅を学習データとし、損傷推定部位のヤング係数の初期値に対する比率を教師データとする。このニューラルネットワークでは、学習データが25、教師データが3となる。ニューラルネットワークの中間層数、ユニット数は、前章と同様にAIC情報量基準を用いて判定し、中間層数を3、ユニット数を8とした。

橋脚躯体の損傷程度推定は、躯体のヤング係数の初期値に対する比率により行なうことを意図しているが、3章の橋脚では損傷は打ち継ぎ部の亀裂損傷である。

この場合、ヤング係数の低下と打ち継ぎ亀裂との関係を予め調べておくことにより、ヤング係数から亀裂損傷程度を推定することとする。図-12は、図-11の②ブロックについて、図-12(a)は亀裂損傷による固有振動数の変化を、図-12(b)はヤング係数の低下による固有振動数



(a) 亀裂損傷



(b) ヤング係数低下

図-12 損傷と固有振動数の関係 (②ブロック)

の変化を示したものである。この2つの関係から、固有振動数を介してヤング係数と亀裂損傷程度が図-13のように関係付けられる。

損傷推定部位のヤング係数をさまざまに変化させ、解析モデルを用いて作成したテストデータを、構築したニューラルネットワークに入力し、ニューラルネットワークの出力とテストデータを各ブロック毎に比較したものが図-14である。①ブロックに関してはネットワーク出力がテストデータとの間でややばらつきが見られるが、①ブロックは目視可能な場所であり、ニューラルネットワークの損傷推定部位から除外できる。②ブロックについてはテストデータとネットワーク出力でやや差異が見られるが、特に問題のない程度である。③ブロックは良い結果である。

(2) 実構造物への適用性検討

以下では、前節で構築したニューラルネットワークに、3章の重錘打撃試験により得られた実測データを入力し、ニューラルネットワークからの出力に基づき、打ち継ぎ部の亀裂損傷を評価できるかについて検討する。検討に際しては、前章で述べたアンサンブル法を適用することとし、アンサンブル法を適用するニューラルネットワークをアンサンブルネットワークと呼ぶ。

まず、亀裂損傷が生じた際に亀裂損傷を検知するアンサンブルネットワークを構築し、実測データと橋脚の両側から69.5cmの亀裂損傷を加えた解析データのアンサンブル推定値を表-2に示す。図-15は実測データのアンサンブル推定値を示しており、アンサンブル個数が増加するにしたがって健全性を示す指標が平均化され、一定値に収束している。アンサンブル個数が20個では、健全性を示す指標が表-2の値に収束している。解析値を用いたテストデータでも実測データとほぼ同様の結果を示している。損傷を直接受けた②ブロックは1から大きく低下

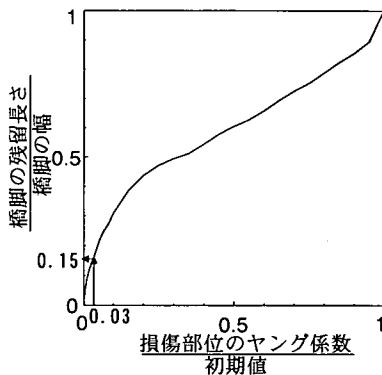
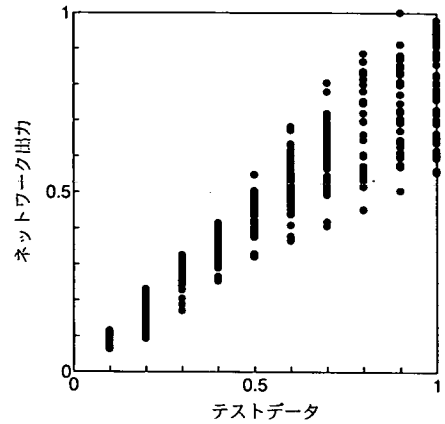
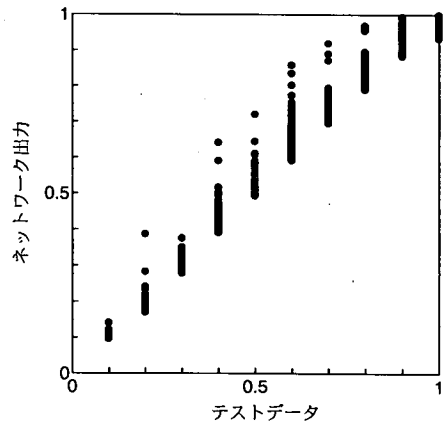


図-13 ヤング係数低下による損傷の亀裂損傷への換算
(②ブロック)

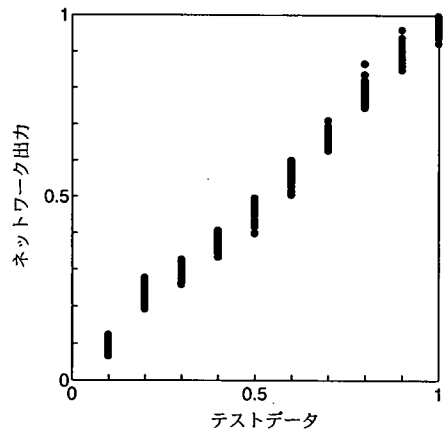
しているのが分かり、図-13から健全性を示す指標0.033は亀裂損傷による健全性を示す指標に換算すると0.15程度であり、実際の損傷程度(橋脚幅165cm,亀裂深さ69.5cm)がある程度評価できているのが分かる。①ブロック、③



(a)①ブロック



(b)②ブロック



(c)③ブロック

図-14 テストデータ結果

ブロックは損傷を受けていない箇所であり、1に近い値が出力されている。アンサンブル法を適用すれば、初期値変動法によるネットワーク出力の値のばらつきが平均化され、ネットワーク推定値が収束するため有効であることが分かった。

表-2に示す実測データのアンサンブル推定値を損傷箇所のヤング係数の初期値に対する比率として順解析を行い、その速度応答波形を図-16に示し実測データと比較した。これにより実測速度応答波形は、順解析により求まる速度応答波形とほぼ一致するのが分かる。実測固有振動数は8.6Hzで、順解析による固有振動数は8.45Hzである。

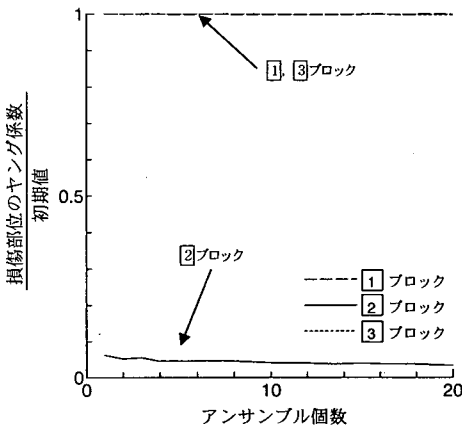


図-15 実測データのアンサンブル推定値

表-2 アンサンブル法の結果

	1	2	3
実測データ	1	0.033	0.999
解析データ	0.999	0.038	0.999

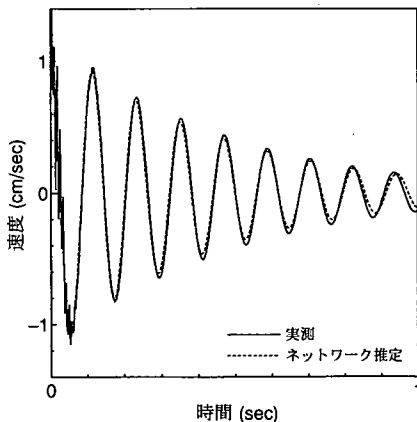


図-16 実測とネットワーク出力(実測データ)の比較

る。これらのことから、ニューラルネットワークによる推定は良好であることが分かる。

5. おわりに

本研究では、橋脚-支持地盤の健全性確認のための一次診断法として提案した重錘打撃試験に、ニューラルネットワークを適用し、このシステムの健全性診断への適用性について検討を加えた。その結果、洗掘等による橋脚の支持地盤流出により、支持地盤の地盤ばねが消失するような場合には、損傷箇所の推定がある程度可能であることが明らかとなった。また、打ち継ぎ部に亀裂を有する実橋脚に重錘打撃試験を適用した事例について、ニューラルネットワークによる健全性一次診断を適用した結果、打ち継ぎ部の損傷程度をヤング係数の低下として推定できることが確かめられた。

以上のことを踏まえて、ニューラルネットワークによる橋脚の健全性一次診断の手順は、図-17のようにまとめられる。まず、橋脚の竣工時あるいは維持管理の開始時の健全な状態で、初期検査として重錘打撃試験を実施する。つぎに、この試験結果と解析モデルを用いて橋脚の構造同定を行う。この構造同定により得られる地盤ばね定数や躯体のヤング係数等の諸定数を初期値として、これらの値を変化させながらニューラルネットワーク構築のための学習データを解析モデルにより作成する。ニューラルネットワークによる健全性一次診断システムは、橋脚毎に地盤ばね診断用のものと橋脚躯体診断用のものを構築しておく。

定期検査や災害等の臨時検査時には、重錘打撃試験の結果をこの2種類の健全性一次診断システムに入力する。ニューラルネットワークからの推定結果が地盤ばね定数および橋脚躯体ともに健全であれば、橋脚は健全であると判断する。一方、地盤ばね定数および橋脚躯体の内、何れか一方の推定結果が健全ではないとされる場合には、詳細検査を実施し、その結果に基づく二次診断を行う。何れか一方の推定結果から通行規制を含めた応急措置が必要と判断される場合には、応急措置を実施した後に詳細検査を実施する。

また、二次診断の結果に基づき対策工を実施した場合には、対策後の橋脚に対して重錘打撃試験を実施し、この試験結果を用いたニューラルネットワークを新たに構築する。対策工を必要としなかった場合には、継続監視橋脚として定期検査時に得られる推定結果を記録し、その値の急激な変化に注意して管理する。

以上の診断手順では、構造同定とニューラルネットワークの作成に多少の時間と労力を要することとなるが、

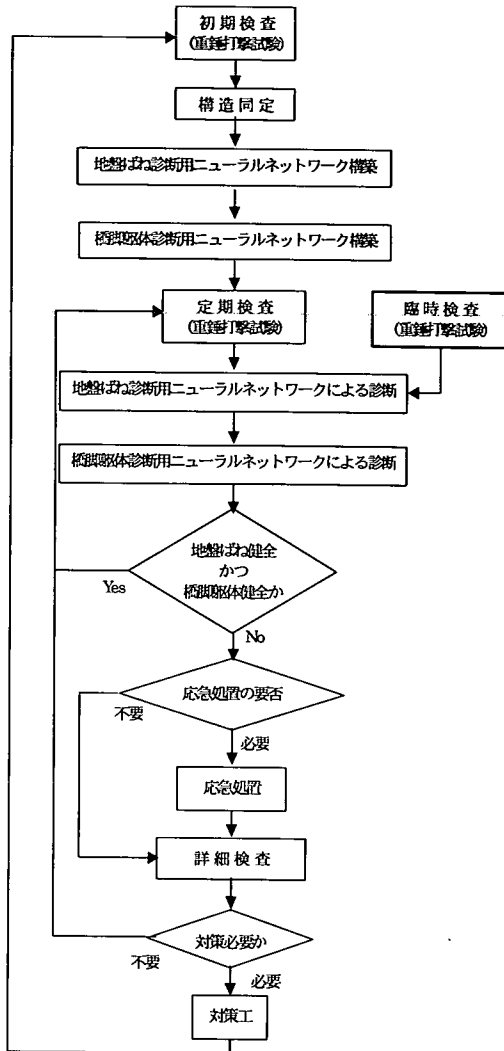


図-17 ニューラルネットワークによる橋脚の健全性一次診断手順

災害等の異常時のように迅速性を要求されることはない。一度、アンサンブル法を考慮した完全な形のニューラルネットワークを作成しておけば、通常の定期検査や災害等の異常時に実施される緊急検査の際には、現地で実施する重錘打撃試験の結果をこの健全性一次診断システムに入力することにより、瞬時に健全性の一次診断が可能となる。

参考文献

1) 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂小委員会：2001年制定コンクリート標準示方書〔維持管理編〕，土木学会，2001。

2) 西村昭彦，堀村史郎：既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究，鉄道総研報告，Vol.3，No.8，pp.41-49，1989。

3) 岡林隆敏，原忠彦：道路橋振動特性決定における衝撃加振法の適用，構造工学論文集，Vol.34A，pp.731-738，1988。

4) 岡林雄樹：衝撃応答特性に道路橋鉄筋コンクリート床版のひび割れ評価に関する一考察，土木学会第51回年次学術講演会，V-590，1996。

5) 西村昭彦：既設橋脚の固有振動数の標準値，日本鉄道施設協会誌，pp.507-510，1990。

6) 西村昭彦，羽矢洋：衝撃振動試験による健全度判定法，土木学会誌，pp.26-28，1993。

7) 江崎俊岳，日高巖，坂口寿章，甲斐総治郎，西村昭彦：衝撃振動試験による「増水期橋梁下部工」の安全性確認の一研究，土木学会第53回年次学術講演会，I-B451，1998。

8) 深石俊治，岩佐高吉，高橋郁夫，木村俊雄：レンガ構造物健全度評価法について，土木学会第51回年次学術講演会，V-606，1996。

9) 田中俊作，寄田悦夫，石井勝美：衝撃振動試験による被災構造物の安全確認について，土木学会第51回年次学術講演会，VI-52，1996。

10) 庄健介，北村泰寿，山本和宏，吉本博昭：橋脚一桁連成系の重錘打撃応答に関する一考察，建設工学研究所論文報告集，第42-A号，pp.169-179，2000。

11) Tsou, P. and Shen, M.-H.H.: Structural damage detection and identification using neural networks, *AIAA Journal*, Vol.32, No.1, pp.176-183, 1994.

12) Wu, X., Ghaboussi, J. and Garrett, J.H., Jr.: Use of neural networks in detection of structural damage, *Computers & Structures*, Vol.42, No.4, pp.649-659, 1992.

13) Feng, M.Q. and Bahng, E.Y.: Damage assessment of jacketed RC columns using vibration tests, *Journal of Structural Engineering*, Vol.125, No.3, pp.265-271, 1999.

14) 大石篤哉，山田勝稔，吉村 忍，矢川元基，永井 聡，松田洋一：ニューラルネットワークと計算力学を用いた超音波欠陥同定法(レーザ超音波実験による精度検証)，日本機械学会論文集，Vol.64, No.619, pp.810-818, 1998。

15) 水野啓示朗，松井徹哉：ニューラルネットワークによる構造物の振動応答推定，日本建築学会構造系論文集，No.503，pp.53-60，1998。

16) Kuzniar, K., Maciag, E., Obiala, R. and Waszczyszyn, Z.: Application of neural networks in natural periods identification and simulation of prefabricated buildings response, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.20, pp.217-222, 2000.

17) 庄健介，平塚元康，北村泰寿：橋脚の健全度調査に用いる重錘打撃力の特性，神戸大学大学院自然科学研究科紀要，19-B，pp.129-140，2001。

18) 庄健介，山本和宏，吉本博昭，北村泰寿：重錘打撃試験による橋脚の損傷同定，第50回理論応用力学連合講演会，102，2001。

- 19)計測自動制御学会編：ニューロ・ファジィ・AIハンドブック，オーム社，1994.
- 20)栗田多喜夫：情報量基準による3層ニューラルネットワークの隠れ層のユニット数の決定法，電子情報通信学会論文誌，VolJ73-D-II，No.11，pp.1872-1878，1990.
- 21)坂元慶行，石黒真木夫，北川源四郎：情報量統計学，共立出版，1983.
- 22)上田修功，中野良平：アンサンブル学習における汎化誤差解析，電子情報通信学会論文誌，VolJ80-D-II，No.9，pp.2512-2521，1997.
- 23)栗田多喜夫，麻生英樹，梅山伸二，赤穂昭太郎，細美章隆：多層パーセプトロンの学習における中間層に付加したノイズの影響とネットワークの構造化，電子情報通信学会論文誌，VolJ79-D-II，pp.257-266，1996.

(2002.5.22 受付)

FIRST STAGE SOUNDNESS ESTIMATION OF BRIDGE PIER BY USING PERCUSSION TEST AND NEURAL NETWORKS

Kensuke SHO, Motoyasu HIRATSUKA and Yasutoshi KITAMURA

In the Percussion Test, the damage detection of structure is performed by comparison of the design value with the estimation value of Young's Modulus of structure, ground spring constant and so forth. The estimation value is calculated by means of the structural identification method using measured response of the structure. In this paper, we have tried to estimate the ground spring constant and the extent of damage in bridge pier by using neural network method. The method is useful to decrease the labor in trial and error procedure of damage identification of structure and make it easy to apply soundness estimation method on the field immediately after the disaster.