



既存コンクリート橋の安全性および寿命評価に関する基礎的研究

森川, 英典

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

1994-09-21

(Date of Publication)

2008-11-25

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

乙1876

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.11501/3105476>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D2001876>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



神戸大学博士論文

既存コンクリート橋の安全性および
寿命評価に関する基礎的研究

平成6年8月

森川英典

目 次

『緒 論』	1
(1) 本論文の目的	3
(2) 本論文の構成と概要	4
参 考 文 献	9
『第一編 現場試験に基づくコンクリート橋の安全性および 寿命評価』	11
第1章 コンクリート橋における損傷・劣化、維持管理の現状と既往の研究	13
1. 1 概説	13
1. 2 コンクリート橋における損傷・劣化の現状	13
1. 3 コンクリート橋における維持管理の現状と問題点	20
1. 4 既往の研究	26
1.4.1 振動特性を利用した損傷評価	26
1.4.2 安全性評価	27
1.4.3 寿命評価	28
1. 5 結言	29
参 考 文 献	30
第2章 既存コンクリート橋の損傷に対応する動的挙動の感度特性と損傷評価 への適用	35
2. 1 概説	35
2. 2 橋梁の損傷評価のための解析手法	35
2.2.1 損傷を有する橋梁のモデル化	35
2.2.2 区分モード合成法を用いた複素固有値解析	36
2.2.3 区分モード合成法の解析精度に関する検討	41
2.2.4 動的感度係数を利用したS I法	43
2.2.5 S I法の解析精度に関する検討	44
2. 3 人工損傷を導入したコンクリート橋への適用	45
2.3.1 試験対象橋梁の概要	46
2.3.2 人工損傷の導入	46
2.3.3 試験方法	47
2.3.4 損傷パラメータの推定	47

2. 4	損傷評価における振動パラメータの有効性の検討	49
2.4.1	損傷を考慮した橋梁の解析モデル	49
2.4.2	固有振動数	49
2.4.3	減衰特性	51
2.4.4	位相差	52
2.4.5	減衰定数による損傷評価	52
2. 5	質量付加による動的感度特性の改善に関する検討	54
2.5.1	試験対象橋梁の概要	54
2.5.2	試験の概要	55
2.5.3	質量付加による振動特性の影響解析	55
2.5.4	実橋試験結果	59
2. 6	結言	63
	参考文献	64

第3章 統計データに基づく不確定性を考慮した既存コンクリート橋の安全性評価 67

3. 1	概説	67
3. 2	不確定性を考慮した断面力解析	68
3.2.1	橋梁のモデル化	68
3.2.2	逐次摂動法による確率構造系の解析	68
3.2.3	相関を考慮した断面力の算定法	71
3.2.4	解析精度に関する検討	72
3. 3	不確定性を考慮した安全性評価法	73
3.3.1	現場試験の概要	73
3.3.2	断面力の確率モデル	75
3.3.3	耐荷力の確率モデル	75
3.3.4	安全性評価指標の算定法	76
3.3.5	安全性評価の流れ	77
3. 4	実橋における安全性評価とその有効性	79
3.4.1	試験対象橋梁の概要	79
3.4.2	断面力の確率モデルの評価	79
3.4.3	耐荷力の確率モデルの評価	81
3.4.4	安全性評価結果とその有効性の考察	83
3. 5	結言	86
	参考文献	88

第4章 非比例減衰を考慮した振動特性に基づく既存コンクリート橋の損傷および安全性評価 91

4. 1	概説	91
4. 2	非比例減衰を考慮した振動特性に基づく損傷評価解析法	92
4.2.1	非比例減衰を考慮した損傷のモデル化	92
4.2.2	非比例減衰を考慮したS I法	93

4.2.3	解析精度に関する検討	100
4.3	非比例減衰を考慮した動的感度解析の有効性	100
4.3.1	解析モデル	100
4.3.2	減衰定数	101
4.3.3	位相差	101
4.3.4	モーダルパラメータの感度特性における有効性	101
4.3.5	動的感度解析を利用した損傷評価フロー	103
4.3.6	多段階アプローチによる損傷評価フロー	103
4.4	実橋における損傷および安全性評価	105
4.4.1	試験対象橋梁の概要	105
4.4.2	試験の概要	106
4.4.3	試験結果	107
4.4.4	減衰を考慮した損傷パラメータの同定	111
4.4.5	安全性評価	111
4.5	結言	112
	参考文献	114

第5章 統計解析に基づく既存コンクリート橋の安全性および寿命評価 115

5.1	概説	115
5.2	統計解析に基づく安全性の経年変化の評価法	116
5.2.1	実橋試験に基づく安全性評価の流れ	116
5.2.2	実橋への適用と統計的考察	116
5.2.3	影響因子による変動を考慮した安全性の経年変化の予測法	118
5.2.4	検証試験による安全性の経年変化予測式の更新	121
5.2.5	コンクリートの中性化速度に関する考察	123
5.2.6	中性化速度を影響因子とした安全性評価	126
5.3	安全性および余寿命評価式の作成	129
5.3.1	安全性評価式の作成	129
5.3.2	アンケート調査を利用した余寿命評価法	130
5.4	実橋における安全性および余寿命評価とその有効性	131
5.4.1	評価対象橋梁の概要	132
5.4.2	安全性の経年変化評価式の作成とその有効性	133
5.4.3	検証試験による予測式の更新と寿命評価	135
5.5	結言	137
	参考文献	139

『第二編　コンクリート橋の耐用性診断のシステム化手法』	141
第1章　既存構造物の耐用性診断のシステム化の現状と既往の研究	143
1. 1　概説	143
1. 2　エキスパートシステムに関する研究	143
1. 3　橋梁の維持管理のシステム化の現状	150
1. 4　結言	153
参考文献	154
第2章　主観的な不確定性を考慮したコンクリート橋耐用性診断システム	159
2. 1　概説	159
2. 2　主観的な不確定性を考慮した橋梁診断法	159
2.2.1　橋梁診断に存在するあいまいさとファジィ理論の適用法	159
2.2.2　帰属度関数に内在するあいまいさのモデル化	162
2.2.3　アンケート調査による帰属度関数の設定	164
2.2.4　ベグネス関数を考慮した帰属度関数の結合	165
2.2.4　あいまいさを考慮したファジィ写像	168
2.2.5　診断結果の評価法	173
2.2.6　アンケート調査に基づく余寿命診断法	175
2. 3　耐用性診断エキスパートシステムの構築	176
2.3.1　診断プロセスの構築	176
2.3.2　ファジィ理論を利用した推論機構	178
2.3.3　耐用性診断システムの構築	181
2.3.4　システムの適用例	183
2. 4　実橋への適用とその有効性の検証	184
2.4.1　対象橋梁の概要	184
2.4.2　耐用性に関するアンケート調査	188
2.4.3　橋梁診断システムとアンケート調査による耐用性診断結果の比較検討	192
2. 5　結言	199
参考文献	200
第3章　知識更新機能を有するコンクリート橋診断システム	203
3. 1　概説	203
3. 2　ニューラルネットワークを適用した知識の更新手法	203
3.2.1　コンクリート橋診断エキスパートシステムにおける知識の更新	203
3.2.2　ニューラルネットワークの概念	207
3.2.2　誤差逆伝播 (Error Back Propagation) アルゴリズム	208
3.2.4　コンクリート橋診断エキスパートシステムに適用する際の利点および問題点	211

3.2.5	双方向連想記憶を用いた推論機構	212
3.2.6	ファジィルールの更新手法	217
3.3	ニューラルネットワークを利用した知識更新機能を有する耐用性診断 エキスパートシステム	218
3.3.1	初期知識の獲得	218
3.3.2	客観的指標の設定	222
3.3.3	システムの構成	223
3.4	実橋への適用とその有効性の検証	226
3.4.1	前章で構築したシステムとの診断結果の比較	226
3.4.2	アンケート調査結果を用いた知識の洗練	228
3.5	橋梁診断のシステム化の方向性	230
3.6	結言	232
	参考文献	234

『結論』	235
------	-----

『謝辞』	243
------	-----

橋梁の維持管理に関する用語の定義

維持・管理 (Maintenance, Management)

: 構造物の性能・機能をおある水準以上で保持していくための行為の総称。検査、診断、処置（補修・補強）の一連の作業を含む。

安全性 (Safety)

: 構造物の終局限界状態としての破壊に対する安全の程度を表すもの。構造部材の断面力と耐荷力との関係で定義される安全性指標 β 等により評価される。

耐荷性 (Load Carrying Capability)

: 構造部材の耐荷力 (Load Carrying Capacity) に基づいて評価される構造物の性能。例えば、0～100の数値で表される。

耐久性 (Durability)

: 広義において構造物の性能・機能の低下の経時変化特性を指すが、ここでは、主として耐荷性の低下の経時変化特性を表すものとする。例えば、0～100の数値で表される。

耐用性 (Serviceability)

: 実際の供用に適する性能・機能を保有する状態を表す値。ここでは、主に耐荷性、耐久性に基づいて評価される維持・管理における最上位の評価項目とする。例えば、0～100の数値で表される。

健全度 (Soundness, Integrity Rate)

: ある損傷劣化要因の状態により評価される損傷劣化度の逆指標で、損傷劣化が進行していない度合いを表す。例えば、0～100の数値で表される。

耐用期間 (年数) (Design Life Time)

: 構造物が規定されている供用条件の下で、性能・機能を支障なく遂行しなければならない期間。

寿命 (Life Cycle)

： 構造物が所要の性能・機能を満足しない状態になるまでの期間（年数）を表す。

余寿命 (Remaining Life)

： 供用中の構造物が現在から寿命に達するまでの期間（年数）を表す。

診断 (Diagnosis, Evaluation, Rating)

： 種々の検査(Inspection)の結果をもとに、各検査結果に対応する特性値を求め、構造物あるいは構造部材の損傷劣化要因に関する健全度を評価、判定する行為。

耐久性設計 (Durability Design)

： 耐久性を考慮して、基本的に維持・管理に伴う補修・補強を行うことなく構造物の寿命が予め設定された耐用年数を満足するように行う設計。

主な記号一覧

A	:	中性化速度係数
a	:	耐荷力の補正係数
A_s	:	主鉄筋断面積
b	:	床版の有効幅
b_w	:	ウェブ幅
C	:	減衰マトリックス
C/W	:	セメント水比
d	:	有効高さ
E	:	弾性係数
F	:	S I 法における目的関数
F_P	:	断面力解析における荷重ベクトル
F_β	:	安全性
F_V	:	あいまい度
f_c	:	コンクリートの圧縮強度
F_i	:	散逸エネルギー
f_{sy}	:	鉄筋の降伏強度
h	:	信頼度
K	:	剛性マトリックス
K_i	:	運動エネルギー
M	:	質量マトリックス
M	:	連想記憶結合マトリックス
M_d	:	死荷重モーメント
M_l	:	活荷重モーメント
M_u	:	破壊曲げモーメント
m_p	:	基本確率
P	:	耐用性
P'	:	耐用性指数
p	:	$R < R_{limit}$ となる危険度
P_f	:	破壊確率
p_{limit}	:	p の管理限界値
R_N	:	耐荷力

R	:	ファジィ関係
R_{β}	:	(正規化)安全度
$R_{\beta-limit}$:	安全度の管理限界値
S	:	断面力
s	:	健全度
s_L	:	せん断補強筋間隔
S_d	:	死荷重せん断力
S_l	:	活荷重せん断力
S_u	:	せん断耐荷力
T	:	余寿命
t	:	橋齡
t_{limit}	:	維持管理限界橋齡(検証試験実施時期)
U	:	変位ベクトル
u	:	変位ベクトル
V	:	ベークネス
V_u	:	超音波速度
V_i	:	ひずみエネルギー
W	:	設計車両重量
W	:	結合の重みマトリックス
W_i	:	重み
x	:	圧縮縁から中立軸までの距離
X_i	:	安全性解析における基本変数
x_i	:	影響因子
y_i	:	SLPにおける設計変数
z_p	:	p 次振動モードの解析値
z_p^m	:	p 次振動モードの測定値
α_i	:	部材(要素)剛性の変動因子
β	:	安全性指標
β_v	:	内部粘性係数
γ	:	内部領域の変位ベクトル
γ_M	:	曲げ破壊安全率
γ_s	:	せん断破壊安全率
δ	:	変位ベクトル
δk_m	:	主桁剛性の変動量

δ_i	:	影響因子の変動量
δ_{i^t}	:	橋齢 t における影響因子の変動量
ζ	:	減衰比
η	:	断面力影響値
λ	:	(複素)固有値
μ	:	帰属度
$\bar{\mu}$:	統計量の平均値
μ_p	:	p 次振動モードの固有値の解析値
μ_p^m	:	p 次振動モードの固有値の測定値
ξ	:	モード座標
ρ	:	相関係数
σ	:	統計量の標準偏差
ϕ	:	(複素)固有モード
ψ	:	位相角
ω	:	固有振動数

『 緒 論 』

(1) 本論文の目的

近年、道路網の整備に伴い、交通体系の変化による自動車交通量の増大、車両の大型化等、建設当初予測し得なかった環境の変化が生じ、道路施設の一層の整備拡充が要求されるとともに、既存施設の維持・管理の問題が注目されつつある。特に、道路網の根幹となる橋梁については、これらの過酷な環境下で、架設後数十年を経て老朽化が進行しつつあることや、近年、問題化したアルカリ骨材反応や塩害等によるコンクリートの早期劣化現象と相まって、早急かつ有効な維持・管理対策が求められている。

このような状況に対し、橋梁の維持・管理の核となる損傷および安全性評価に基づく耐用性診断、余寿命評価および補修・補強等の処置の策定にいたるプロセスについては、目視検査等の結果を基に、主として橋梁技術者の判断で行われる場合が多く、高度な専門知識や豊富な経験を要するとともに、主観的な不確定性による影響の余剰が大きい。今後、さらに増加すると予想される劣化橋梁を合理的に維持・管理していくためには、橋梁の損傷および安全性をできるだけ客観的に評価する手法を確立し、耐用性診断のための基準を設けることが必要である。

一方、橋齢の高いコンクリート橋を多数有し、わが国よりもかなり以前から維持・管理問題に取り組んできた欧米諸国においては、これまでに多数の補修・補強事例を有し、損傷および安全性評価に関する本格的な研究に取り組んできた[1], [2], [3]。しかし、未だ合理的な維持・管理法の確立には至っておらず、補修・補強工事における耐用性評価は不十分な状態にあり、現状での維持・管理は経済的、物理的な限界に達している[3], [4], [5]。このような状況の下、欧米での維持・管理問題の改善は近年、重点課題と位置づけられていることが、頻繁に開催される維持・管理問題に関する各種国際研究集会によっても伺い知ることができる。

また、維持・管理問題と耐久性設計はお互いに表裏の関係にあるが、両者を矛盾させた状態で初期設計とその後の維持・管理を分離するのではなく、耐用年数に対して維持・管理を認めた上で耐久性設計を行うことが結果的には最適な設計および維持・管理手法になるものと考えられ、最終的には、維持・管理問題を設計手法に導入することが必要であると考えられる。例えば、わが国の土木学会コンクリート標準示方書にも耐久性設計、維持・管理を取り入れるべく検討が行われつつあり、その構想、試案が公表されており[6]、耐久性設計、維持・管理の考え方、点検方法の現状、評価方法に関する考え方等が示されている。しかし、それらの個々の技術は完全に実用化されているとはいえない状況にあり、今後の研究開発の必要性が指摘されている。特に、目視試験に代わる簡便な非破壊診断技

術，劣化予測技術は重要項目の中に位置づけられている。

本研究では，このような状況の下に，既存コンクリート橋に対する耐用性診断の過程における種々の評価に関して，客観性を有し，高精度でかつ簡便な方法を確立するとともに，これらの方法を利用して，維持・管理作業をシステム化することを目的としている。本論文では，これらの内，現場試験に基づく安全性および寿命の評価方法に関する研究を第1編としてまとめ，エキスパートシステムによる耐用性診断手法および第1編における評価方法をも包含した維持・管理のシステム化に対する考え方を第2編としてまとめている。

(2) 本論文の構成と概要

本論文の各編各章の内容要旨は次のとおりである。

まず，本論文は第一編『現場試験に基づくコンクリート橋の安全性および寿命評価』と第二編『コンクリート橋の耐用性診断のシステム化手法』の2編構成としている。

第一編の第1章「コンクリート橋における損傷・劣化，維持・管理の現状と既往の研究」では，まず，国内外の既存コンクリート橋における損傷・劣化の現状について概観した後，維持・管理の現状と問題点についてまとめている。また，既往の研究として，損傷評価法，安全性評価法，寿命評価法について概観し，これらにおける問題点と今後の課題についてふれている。

第一編の第2章「既存コンクリート橋の損傷に対応する動的挙動の感度特性と損傷評価」では，既存コンクリート橋の動的挙動の変化を利用した損傷評価法に着目し，減衰を含む振動特性の損傷パラメータに対する感度特性を評価する手法として，区分モード合成法を利用した複素固有値解析法，また，振動特性から損傷パラメータを同定するSystem Identification（構造同定，S I）法について検討を行い，人工損傷を導入した実橋への適用を試みている。さらに，損傷と振動特性との感度特性を変化させる方法として，質量を付加することにより橋梁の構造系を変化させた状態での振動試験を行うことを検討し，橋梁形式による感度特性の改善の可能性を示している。

第一編の第3章「統計データに基づく不確定性を考慮した既存コンクリート橋の安全性評価」では，実橋載荷試験および材料試験に基づく既存コンクリート橋の安全性評価に含まれる種々の不確定性を合理的に取り扱う手法の検討を行っている。まず，確率構造系の断面力解析を効率的に行う手法を検討し，次いで断面力の評価に主桁剛性と車重のばらつきを考慮するとともに，耐荷力の評価に材料強度，評価式の精度，舗装の影響等を考慮した確率モデルを作成している。さら

に、本手法を実橋に適用し、統計的考察による実用化の手順を示している。

第一編の第4章「非比例減衰を考慮した振動特性に基づく既存コンクリート橋の損傷および安全性の評価」では、既存コンクリート橋の損傷劣化部を、非比例減衰を考慮した剛性低下、減衰増加としてモデル化し、動的載荷試験から得られる振動特性として固有振動数、振動モードの他に減衰定数、位相差を利用してS I（構造同定）を行う手法を検討している。また、S I法における同定変数の初期値推定において、静的載荷試験、材料試験を用いる手法を検討し、S I法と合わせて多段階的な損傷評価フローを作成し、前章で検討した安全性評価法に結びつけている。

第一編の第5章「統計解析に基づく既存コンクリート橋の安全性および寿命評価」では、現場載荷試験に基づく安全性評価法を実橋に適用して蓄積された評価データに対して影響因子を考慮した統計解析を行うことにより、簡易な材料試験により安全性評価および安全性の経年変化予測を行う手法について検討を行った。また本手法による評価結果を橋梁技術者の診断結果と対応づけることにより、現行の維持・管理基準に基づく余寿命評価法を検討している。さらに、安全性の経年変化の過程において決定した最適な時期に詳細な実橋載荷試験を行い、その評価結果に基づく安全性の経年変化予測式の更新と余寿命の再評価法について示している。

第二編の第1章「既存構造物の耐用性診断システムの現状と既往の研究」では、まず、エキスパートシステムに関する研究のこれまでの経緯と代表的なシステムの開発例をまとめた後、エキスパートシステムの実用化における問題点を上げ、本研究において取り組む主題について示している。次に、橋梁の維持・管理のシステム化の現状について示し、今後の方向性について言及している。

第二編の第2章「主観的な不確定性を考慮したコンクリート橋耐用性診断システム」では、まず、現在行われている目視検査結果に基づく橋梁技術者の判断による耐用性診断の過程に内在する主観的なあいまいさを取り扱うため、ファジィ理論を適用し、帰属度関数に内在するあいまいさの定量的なモデル化と帰属度関数の結合におけるあいまいさの合理的な取扱い手法を検討している。そして、橋梁管理技術者に対するアンケート調査から抽出した知識をファジィルール化し、プロダクションシステムの方法によるエキスパートシステムの構築を行っている。さらに、本システムを実橋に適用し、橋梁管理技術者に対するアンケート調査による診断結果と比較することにより、システムの検証を行っている。

第二編の第3章「知識更新機能を有するコンクリート橋診断システム」では、エキスパートシステムの実用化に際してボトルネックとなる知識の更新問題に対処するため、前章で構築した「コンクリート橋診断エキスパートシステム」にお

いて、ニューラルネットワークと双方向連想記憶を組み合わせた推論システムを構築し、実橋試験時に実施した専門技術者に対するアンケート調査結果を教師データ（客観的指標）として利用することにより、知識更新機能を付与することを試みるとともに、本システムにおける知識更新機能の有効性を検証している。また、最後に本編に示したエキスパートシステムによる手法と第1編に示した現場試験による安全性評価法を利用した、コンクリート橋の耐用性診断のシステム化の方向性とそれに基づく維持・管理の流れについて示している。

最後に、第一編、第二編共通の「結論」では、研究結果の総括と、今後に残された課題について述べている。

図1は、本論文の構成を示したものである。本論文では、コンクリート橋の安全性および寿命評価、診断に対して、二つのアプローチを行っている。

まず、第一編『現場試験に基づくコンクリート橋の安全性および寿命評価』では、現状の評価・診断法に内在する主観的あいまいさを排除し、現場試験に基づいてできるだけ客観的に評価・診断を行うとともに、多大な労力を要する試験を簡略化することにより実用的な手法の確立を目指している。各章の構成について、まず、第1章で、コンクリート橋の損傷・劣化と維持・管理の現状と既往の研究について概観した後、第2章では、振動特性を利用したコンクリート橋の損傷評価法についての可能性の検討を行い、固有振動数と振動モードを利用したS I法に基づく損傷評価法を実橋に適用している。第3章では、第2章において把握されたコンクリート橋の現況を安全性の観点から評価するための手法を検討している。その際、評価過程に内在する種々の不確定性を考慮し、それらを合理的に取り扱うことにより、できる限り客観性を有する評価手法として提案している。また、本手法を実橋に適用し、その妥当性を検証している。第4章では、第2章、第3章で提案し、その実用性を検証した損傷および安全性評価法をさらに高精度で客観的にするために、損傷評価のためのパラメータとして非比例減衰を考慮し、複素固有値解析を適用したS I法を検討するとともに、損傷パラメータの初期値推定に目視検査、静的載荷試験、材料試験等の結果を利用することによる精度向上の検討を行った。最後に第5章では、本手法の実用化の目的のために、試験、評価方法の簡略化を検討している。まず、同規模、同形式の橋梁数橋に対して行った安全性評価結果を統計解析することにより、安全性の経年変化特性を調べ、この特性に影響を及ぼす因子としてコンクリート中性化速度係数を取り上げて、個々の橋梁毎に材料試験を行うことにより損傷劣化特性を考慮した安全性とその経年変化の予測を行う簡易評価手法を検討している。また最適な時期に行う実橋試験により予測の検証・更新を行うことにより、高精度な予測・評価を合理的に

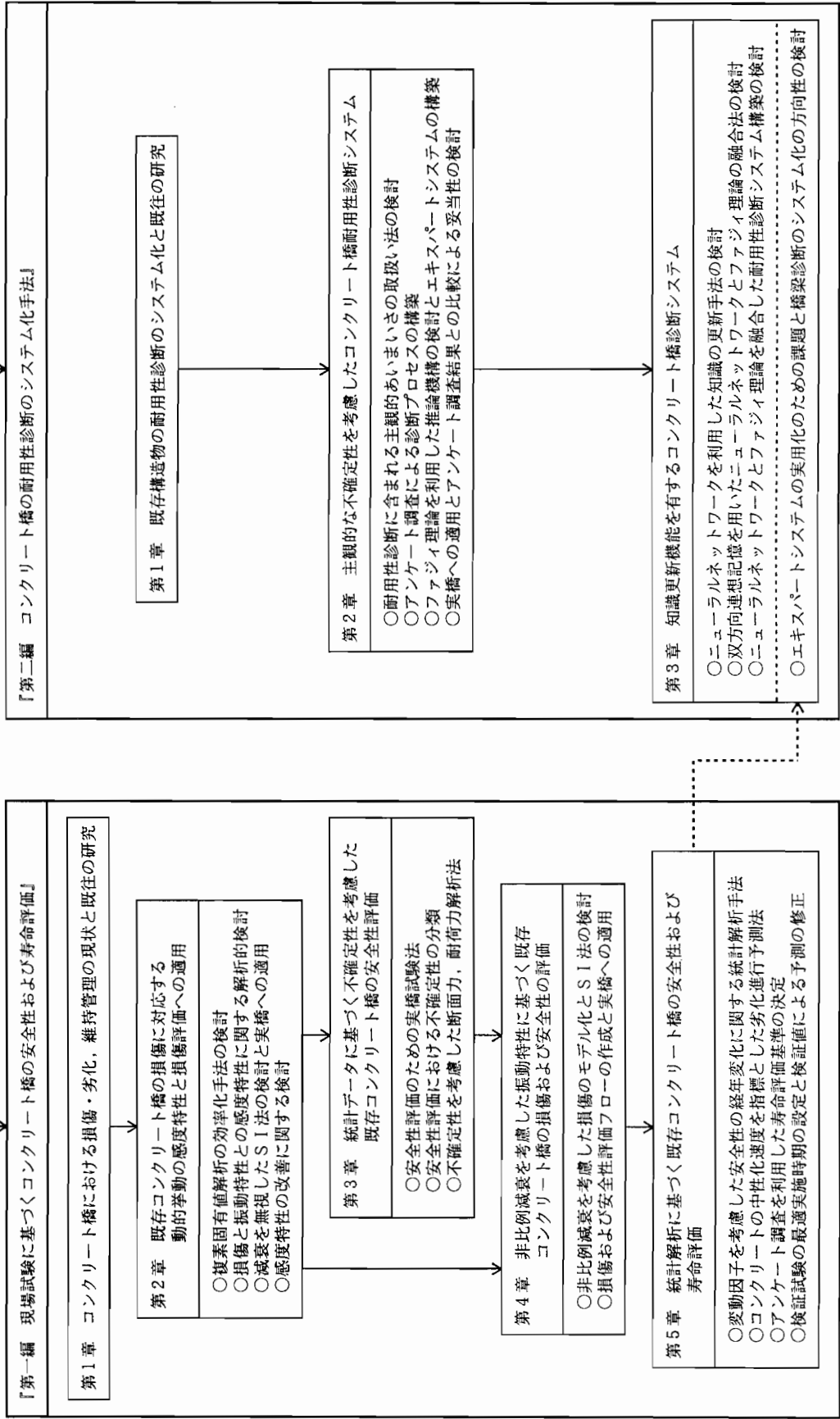


図1 本論文の構成

行う手法を提案している。

一方、第二編『コンクリート橋の耐用性診断のシステム化手法』では、橋梁の耐用性診断の作業をシステムティックに行うことを目的として、エキスパートシステムの手法を適用することを検討している。ただし、ここでは、第一編で検討している実橋試験による診断手法のアプローチではなくて、現状において行われている目視検査のみに基づく診断法を対象とし、診断過程に内在する主観的なあいまいさをファジィ理論を適用して合理的に取扱うことにより客観性を付与した手法を提案している。まず、第1章で、エキスパートシステムに関する既往の研究と橋梁の耐用性診断のシステム化の現状について概観した後、第2章では、現行の診断過程に内在する主観的なあいまいさをファジィ理論を用いて合理的に取り扱うことを検討し、現行の耐用性診断プロセスにおける専門家の知識に基づく判断をエキスパートシステムの手法によりコンピュータ上に移植し、現行法による診断をできるだけ合理的に、簡易に行うことを検討した。続いて第3章では、エキスパートシステムの実用化に際してボトルネックとなっている知識の更新手法について、ニューラルネットワークを利用して簡潔に行うとともに、学習・診断過程のブラックボックス化を避けるために、診断プロセスのサブネットワーク化、双方向連想記憶を利用したニューラルネットワークとファジィ理論の融合等の検討を行っている。また、第一編で検討した実橋試験による評価・診断方法を考慮した上での橋梁診断のシステム化の方向性について検討を行っている。

参 考 文 献

- [1] 西村昭：橋梁診断雑録，片山技報，1983.8.
- [2] 西ドイツ交通省道路建設局（岡田清監訳，成井信，上阪康雄共訳）：橋梁その他構造物の損傷事例集，土木施工臨時増刊，1986.6.
- [3] （財）阪神高速道路管理技術センター：米国における道路構造物の維持・管理状況調査報告書，1989.3.
- [4] 岡田清監修，亀田弘行，岡田勝也，松岡義幸，浜田達幸編著：鉄道事例に見る土木構造物の診断，山海堂，1990.10.
- [5] 日経コンストラクション：特集「維持・管理の現場」，1992.12.
- [6] 土木学会コンクリート標準示方書改訂小委員会：コンクリート標準示方書（平成3年版）改訂資料およびコンクリート技術の今後の動向，コンクリートライブラリー70，1991.

『第一編 現場試験に基づくコンクリート橋
の安全性および寿命評価』

第1章 コンクリート橋における損傷・劣化，維持管理の現状と既往の研究

1. 1 概説

既存コンクリート橋の安全性および寿命評価は既存コンクリート橋の維持管理における核をなすものであり，合理的な維持管理手法を確立する上で，必要不可欠なものである。本章では，まず，この研究の対象となる既存橋梁の損傷・劣化の現状を概観した後，維持管理手法の現状と問題点についてふれる。さらに，これらの課題に対する既往の研究を概観し，現状における問題点と今後の課題について示す。

1. 2 コンクリート橋における損傷・劣化の現状

橋梁における損傷・劣化の原因としては種々考えられるが，まず第一に当初の予想を大幅に上回る活荷重の増大を取り上げるべきであると考えられる。道路橋示方書における設計活荷重はこれまでに数回改訂されてきており，TL-20，14が導入される昭和31年前後で根本的に橋梁の性能が異なること，および，近年における活荷重の大幅な増大に対しては，平成5年の見直し（TL-25）まで設計活荷重の変更による対応が無かったことを念頭において，橋梁の損傷・劣化を分析する必要がある。以下に，建設省[1],[2]によって調査された架け替え橋梁のデータを概観してみる。まず，図1.1は橋長15m以上の既設橋梁の架設年次分布を示したものである。この結果から，昭和31年以降架設橋数が飛躍的に増大し，昭和46～50年時にピークを示した後，減少していることがわかる。次に，図1.2に架け替え橋梁の架け替え理由の内訳を示す。ここで，対象橋梁は昭和52年以降，昭和61年までに架け替え工事を行った橋長が15m以上の約1700橋としている。架け替え理由で最も多いものは，路線線形改良，河川改修に伴うもので，以下，機能上の問題，耐荷力不足，損傷と続いており，橋梁別にみると，RC橋が最も多くなっている。また損傷は下部工に比べて上部工が圧倒的に多くなっている。図1.3は，架け替え橋梁の架設年次毎の架け替え理由の構成比率を示したものである。この結果から，明らかに架設年次が昭和31年前後で，耐荷力不足および損傷による架け替えの構成比率が変化していることが認められ，昭和25年以前では，この比率が40%以上とかなり大きくなっている。図1.4は，架け替え年次毎の架け替え理由の構成比率を示したもので，この結果より，従来，改良工事により架け替えられていたものが，徐々に耐荷力不足および損傷による架け替えへ移行しつつある

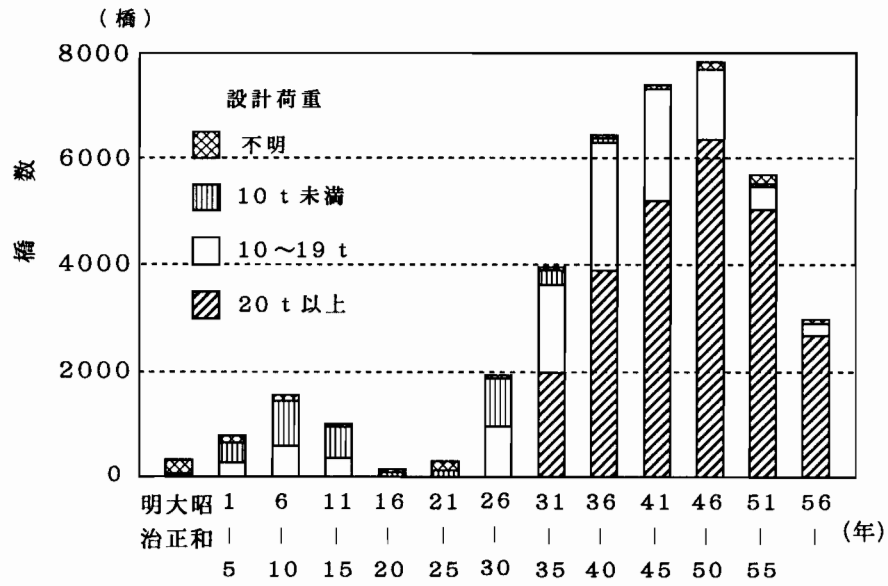


図 1.1 既設橋梁の架設年次分布（橋長15m以上）[2]

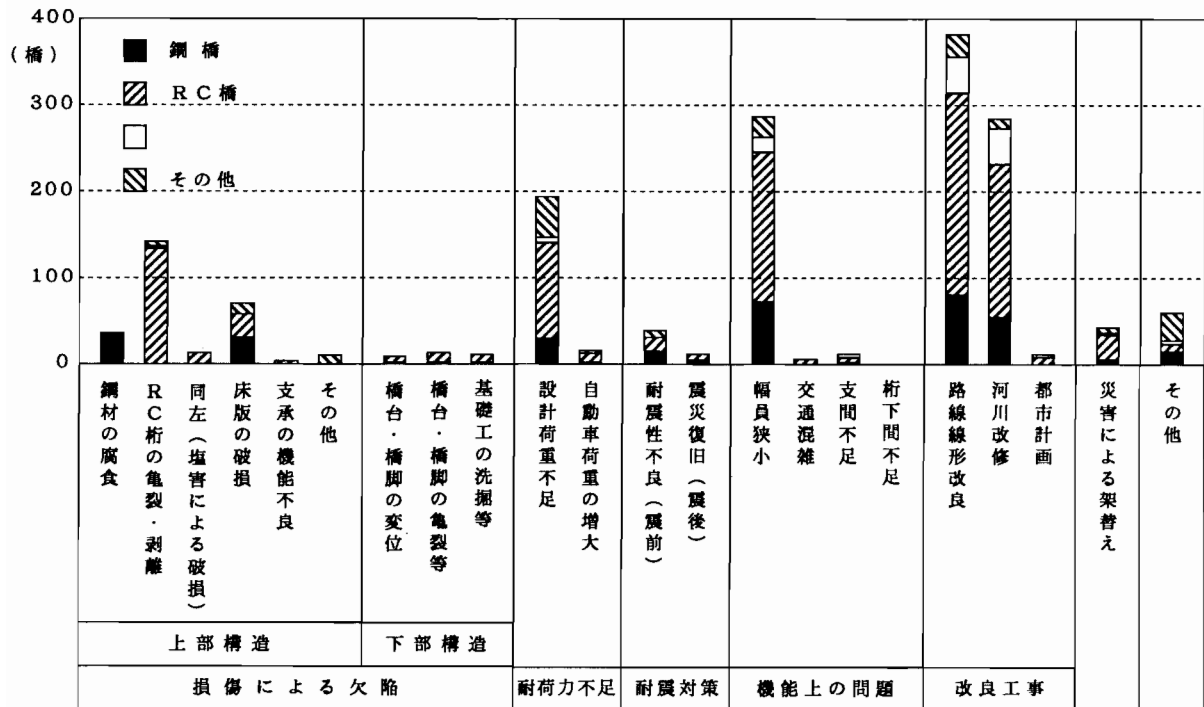


図 1.2 架替え橋梁の架替え理由の内訳 [2]

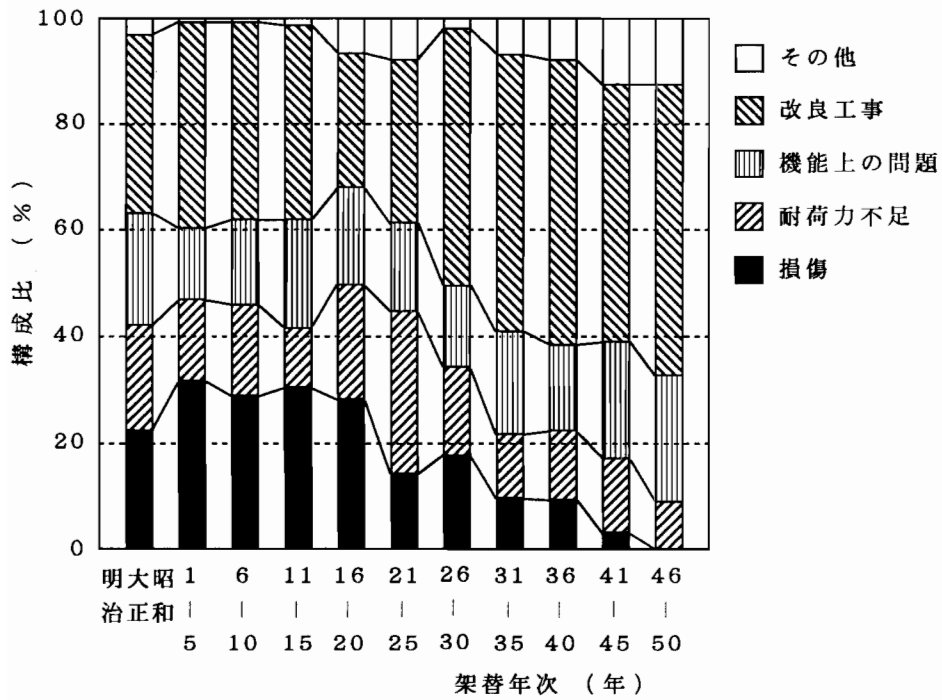


図 1.3 架設年次毎の架替え理由の構成比率の推移 [2]

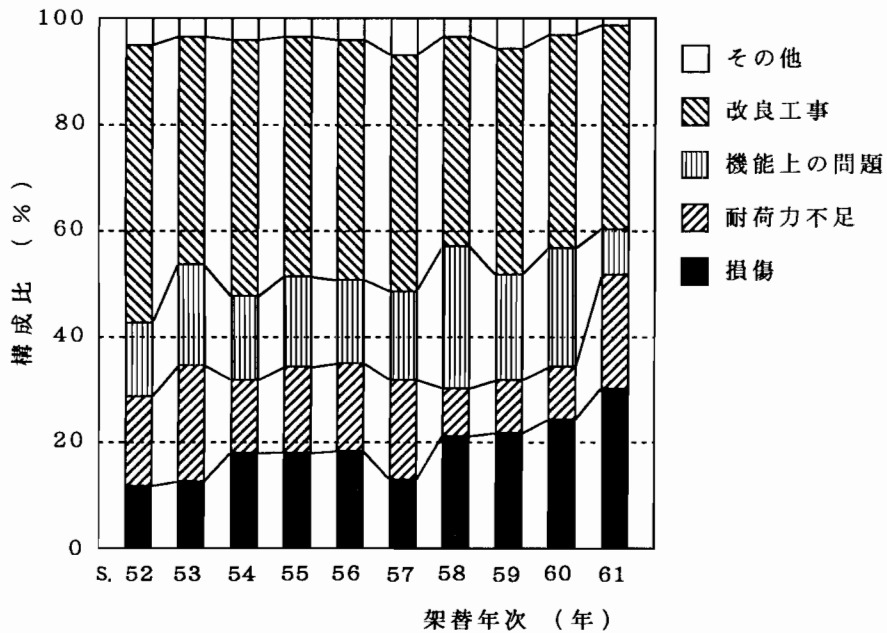


図 1.4 最近10年間の架替え理由の構成比率の推移 [2]

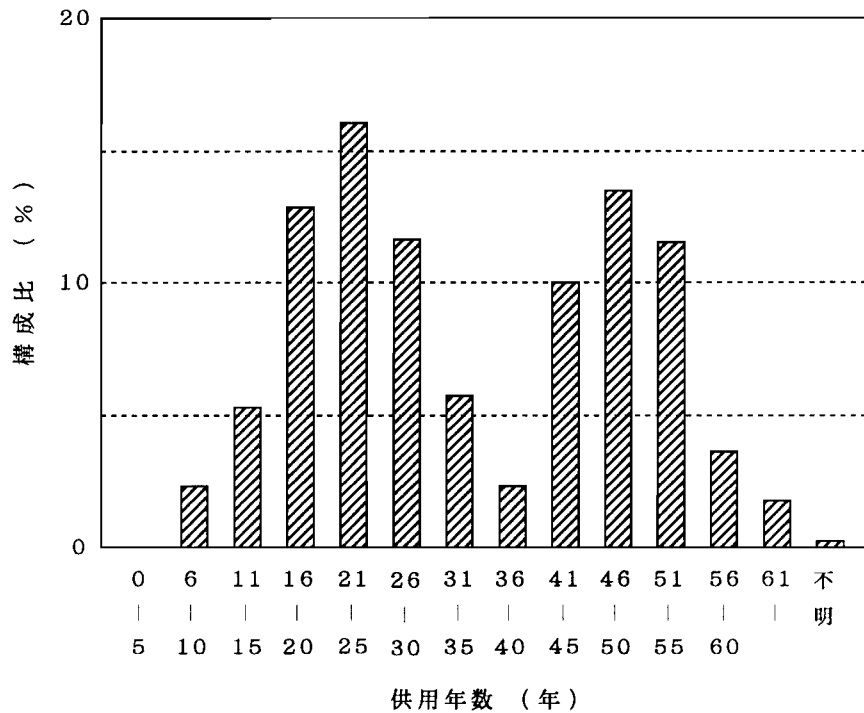


図 1.5 架替え橋梁の供用年数の分布 [2]

ことが認められる。

また、図1.5はRC橋の架け替え橋梁の供用年数の分布を示したもので、46～50年に第二ピークを有しているが、今後、橋齢の高い橋梁が急増すること、また、耐荷力および損傷による架け替えの比率がさらに高くなるものと予想されることを考慮するとこの分布のピークはさらに明確になるものと考えられる。これに加えて、昭和31年以降の架設橋梁が架け替え対象の主流を占めるようになると、このピークがシフトすることも考えられる。しかし、RC橋梁の場合、この変化は前述した設計活荷重の変更のみの影響で発生するものではないことが予想される。本来、コンクリート構造物は、良質の材料を適切な管理の下で施工すれば、きわめて耐久性に富むものであるが、昭和31年以降のRC橋架設の急激な増大に対して、良質な材料、施工管理が完全に確保されたとは必ずしもいい難い状況にあるためである。もし、このような影響が現れるとすると、設計活荷重は増大したにもかかわらず、供用年数のピークは低い方へシフトすることも考えられる。

次に、建設省5地建の計約850橋を対象に行われた損傷度判定（表1.1参照）に基づいて求められた主要部材の劣化損傷発生率を図1.6に示す。この結果から、RC床版の損傷が最も多く、続いてRC主桁が多くなっており、RC橋上部工の状態がかなり悪いことが明かとなっている。従来、RC橋は、鋼橋に比べて、死荷重が大きく、また剛性が高いことから、活荷重による疲労損傷の影響は小さいものと考えられてきた。しかし、低品質施工の影響によるコンクリート材料劣化、

表 1.1 損傷度判定標準（建設省点検要領原案）[2]

判定区分	一般的状況
I	損傷が著しく、交通確保の支障となる恐れがある。
II	損傷が大きく、詳細調査を実施し補修するかどうかの検討を行う必要がある。
III	損傷が認められ、追跡調査を行う必要がある。
IV	損傷が認められ、その程度を記録する必要がある。
OK	点検の結果から、損傷は認められない。

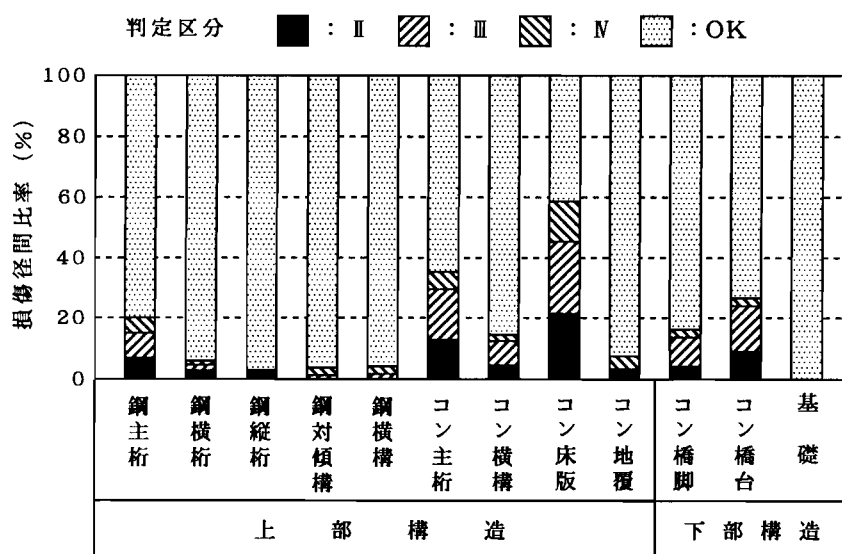


図 1.6 主要部材の劣化損傷発生率（径間比率）[2]

鉄筋腐食，過大ひびわれ発生による剛性低下や最近問題化した水（雨）環境下でのコンクリート構造の疲労強度低下[3],[4],[5],[6]等の複合的な要因により，RC床版のみならず，主桁についても活荷重による損傷が発生しているものと考えられる。

一方，海外での事例[7],[8],[9]を見ると，米国においては，AASHTO（米国全州道路交通行政官協会）の1987年のレポート「橋梁整備システム」[10]が発行されており，高速道路橋梁574,000橋の約1/2は1940年以前に建造されており，その内の42%以上にあたる244,000橋に欠陥があり，補修あるいは架け替えが必要であるとされている。また，米国ペンシルベニア州においては，橋長20フィート（約6m）以上の橋梁約22800橋の内，約9000橋に構造的な欠陥や，機能上の問題を有すると判定され，これらの橋梁のうち，4210橋は重量制限が行われ，さらに314橋は通行止めが実施されている[11]。また地方道においても，同様に状況が

悪く、例えばニューヨーク市内については、1986年当時で約40%以上の橋梁が供用に適さない状態にある。また、現行の道路投資水準では、地方部の道路を維持するのに必要な費用の1/3にも満たないことが報告されている[7]。イギリス、ドイツ、フランスにおいても同様に、耐用年数を経過した土木構造物の維持補修における現状は日本におけるよりもかなり物理的、経済的にきびしいものとなっている[12],[13]。このように、欧米では、現存する膨大な要補修・補強構造物に対する早急な対策の検討が課題となっている。

以上、国内外での老齡化橋梁のデータを概観したが、ここで、コンクリート橋の耐用年数を調べてみると、表1.2[14],[15],[16]に示すように、50年程度と考えられている。また、土木学会コンクリート標準示方書耐久性編（案）[17]においても、基本的にコンクリート構造物の耐用年数を50年と設定している。一般に耐用年数には、物理的耐用年数（材料劣化、性能低下等による構造物自身の寿命に基づくもの）、機能的耐用年数（道路幅員拡大や河川改修等による期待される機能の変更に基づくもの）、経済的耐用年数（減価償却や通行料による建設費償還から算定されるもの）があり、このうち、過去の架け替え橋梁の実態調査から物理的要因で架け替えられた橋梁の供用年数は40～60年程度、機能的要因で架け替えられた橋梁の供用年数は30～40年程度と推定されている[15]。次に、表1.3[14],[15],[18]に現在建設されているコンクリート橋の寿命の平均的な値について、アンケート調査した結果を示す。回答の分布のピークは50年で、かなりの支持率となっている。以上から、設計時に考慮される耐用年数、過去の架け替え橋梁の供用年数の実績値および一般的に橋梁管理者から期待されている供用年数は全てほぼ50年で一致していることがわかる。つまり、耐用年数50年に対する合理的な耐久性設計法、施工対策および維持管理対策を検討する必要性が現状でかなり認識されつつあるものと考えられる。また、日本の場合、欧米での先例がかなり有効な判断材料となっており、老齡化橋梁の増加段階の比較的早い時期にこのような認識が確立されたことは、今後の橋梁の維持管理のために良好に作用するものと予想される。

次に、コンクリート構造物の損傷劣化の要因について概要を示す。損傷の原因としては、図1.7[19],[20]に示すように、大きく分類して設計、施工、外的要因がある。このうち、設計、施工要因については、コンクリートの耐久性を高めるためにはあってはならない項目であり、これらの要因が存在すると、外的要因による損傷劣化に対しても大きな影響を及ぼすことになる。しかし、現状では、外的要因のみでは説明がつかない損傷劣化が多く、詳細な材料検査等により、設計、施工要因が関わっていることが明かになってきている。例えば、施工要因によるコンクリートの水セメント比の増加は強度の低下のみならず、コンクリートの中

表 1.2 鉄筋コンクリート構造物（土木構造物）の設計上の供用年数 [14][15][16]

規格・規準名	供用年数	備考
道路橋示方書・同解説 I. 共通編(1978)	風荷重に対し 50年	非超過率0.6を考えた基本風速
「港湾関係補助金等交付規則実施要領について」	岸壁, 防波堤 50年 橋梁 60年 栈橋 50年	} (物理的要因により定まる年数)
大蔵省令 第15号 (1983.4) (減価償却資産の耐用年数に関する大蔵省令)	橋梁 50年 トンネル 60年 まくらぎ 20年	
BS 5400 Steel, Concrete and Composite Bridges (1978)	120年	design life
CEB-FIP Model Code (1978) International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures Vol. 1, App. 1	仮設物 5年 一般 50年 記念構造 500年	レベル“2”での方法による design life
Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structures (1977) by DNV	100年	design period (環境荷重設定における設計期間)

表 1.3 コンクリート構造物の寿命アンケート結果 [14][15][18]

構造物の種類	回答機関の分類	(イ)	(ロ)	(ハ)	(ニ)	(ホ)	(ヘ)	(ト)	(チ) その他(内容)	計
		10年	20年	30年	50年	法定 償却	100年	100年 以上		
橋梁	1(官庁)	0	2	13	30	0	5	1	4 (60年, ハ〜ヘ (2件), ニ〜ヘ)	55
	2(公政)	0	1	3	9	1	5	0	9 (50~100年, ロ〜ハ, ハ〜ニ (6), エ〜ヘ (2))	28
	3(地都)	0	0	5	43	0	12	1	0	61
	4(建設)	0	4	12	46	2	13	1	2	80
	5(設計)	0	1	2	6	1	2	0	0	12
	計	0	8	35	134	4	37	3	15	236

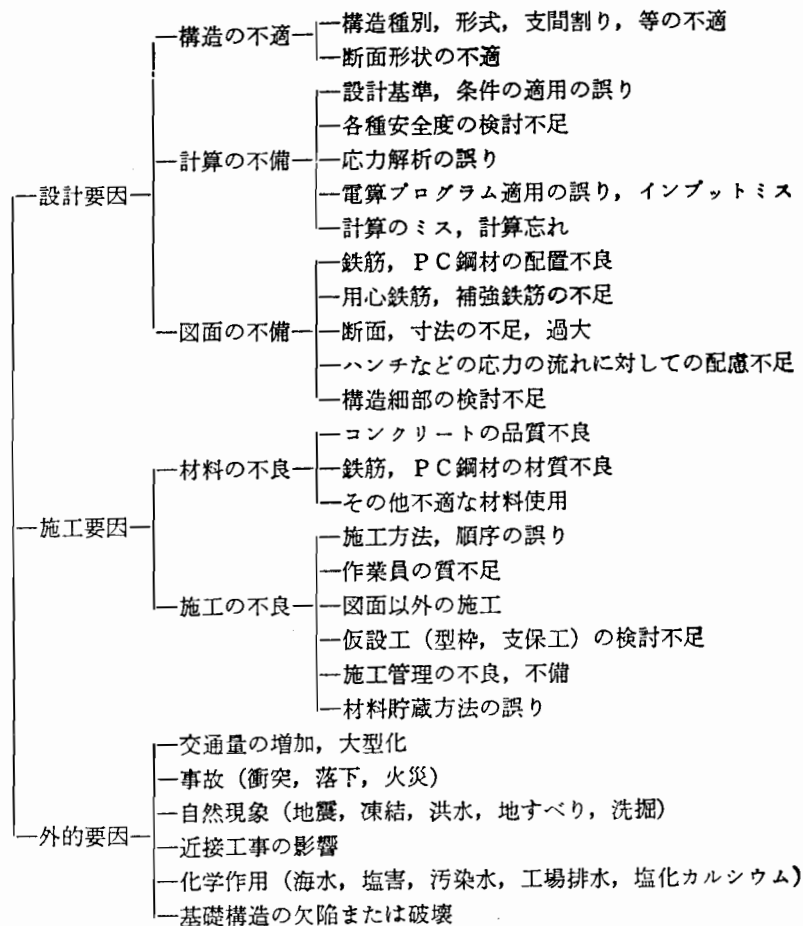


図 1.7 コンクリート道路橋の欠陥原因の分類 [19][20]

性を早めることにより内部鉄筋の腐食や炭酸化によるコンクリートそのものの材質変化を引き起こすことになり、RC構造全体の劣化につながることになる。また、除塩が十分でない海砂の利用による塩害（鉄筋腐食とその膨張によるコンクリートのひびわれ劣化）は近年問題化した早期劣化の一つであり、その他特殊なものとしては、アルカリ骨材反応（膨張反応）によるひびわれ損傷があるが、これも、高アルカリセメント、反応性骨材といった適切でない材料の使用による早期劣化現象である。一方、外的要因として、橋梁上部工において特に問題化しているのが、交通量の増加、通行車両の大型化による疲労、飛来塩分の浸透による塩害であり、特に前者による影響は、ほぼ全国的に最も広範囲の橋梁に及んでいるものと考えられる。

1. 3 コンクリート橋における維持管理の現状と問題点

わが国におけるコンクリート橋の維持管理に関する取り組みとしては、昭和54

年に日本道路協会より「道路橋補修便覧」[21]が出され、また昭和56年に阪神高速道路公団において「道路構造物の点検標準」[22]が制定されたことが最初であるとされている[14]。現在では、表1.4[17],[23]に示すように、各管理機関毎に独自の点検方法を実施している。これらは、概ね次の4つに分類される[23]。

- 1) 日常点検：日常の巡回路に目視可能な箇所において、劣化の発生時期、劣化箇所およびその状況を把握するために行うもの。
- 2) 定期点検：日常点検で確認しがたいコンクリート構造物の細部にわたって、定期的に劣化の箇所および状況を把握するために行うもの。
- 3) 詳細点検：日常点検および定期点検の結果から、構造物の劣化・損傷が進行したり重大であると判断されたとき、構造物の健全度に関する詳細な資料を得るために行うもの。
- 4) 臨時点検：地震、台風、火災、豪雨、車両・船舶の構造物への衝突等の緊急事態が発生したとき、構造物の異常に関する情報を速やかに得るために行うもの。

この内、日常点検は路上点検が毎日あるいは毎週、路下点検が毎月、定期点検は5～10年に1回程度実施される。日常点検は、裸眼および望遠鏡による目視、テストハンマー、垂球によるたたき検査、クラックスケールによるひびわれ幅測定等が状況に応じて、可能な範囲において行われる。コンクリート橋の構造本体の検査は路下点検によって行われるが、コンクリート桁、床版、高欄におけるひびわれ、剥離欠落、鉄筋の露出、漏水、遊離石灰の流出等の項目について、3段階程度で、損傷の程度、補修・補強の必要性を判定している。定期点検は長期点検計画に基づいて、点検足場、または点検車により日常点検よりも詳細に行われるものであるが、点検方法は各管理機関でかなり異なっている。日本道路公団、阪神高速道路公団では、基本的には日常点検と同様な方法で行うものとしており、首都高速道路公団では、その他に測量器具による変位測定、シュミットハンマー等による非破壊検査、中性化深さ測定等を具体的に示している。また詳細点検は、コンタクトゲージによるひびわれの変動調査、超音波試験やシュミットハンマー等による非破壊検査、中性化深さ測定、コンクリートコア採取による強度試験、アルカリ骨材反応に関する調査、動的・静的載荷試験によるひびわれ、たわみの測定等が行われる。点検結果の判定基準としては、ひびわれ幅に対する基準やひびわれ幅から推定される鉄筋の応力に対する基準等が規定されているが、コンクリート強度、中性化深さその他については、別途基準が設けられている。

以上は、主として高速道路橋における維持管理の現状であるが、地方自治体が管理する一般道路における橋梁においては、中小規模も含めると対象橋梁が膨大であるという状況にもより、必ずしもこのような維持管理が計画的に行われてい

表 1.4 各機関におけるコンクリート構造物の点検方法の概要 (その1) [17][23]

実施機関	構造物	目的	方法	基準	補修要否の判定	備考
建設省	鉄筋コンクリート造建築物	中性化・鉄筋の腐食の診断	一次診断 (非破壊法)	グレード I ~ III	-	58年度総合技術開発プロジェクト 既存建築物の保全技術の開発 (昭和59年3月) 建築研究所
			二次診断 (中性化深さを直接測定)	グレード I ~ III	-	
			三次診断 (より精緻に)	判定法 余寿命の推定法は未定	-	
〃	〃	ひびわれの診断	一次診断 (目視)	グレード 1 ~ 5	-	文献 同上
			二次診断 (ひびわれ幅で分類)	グレード 1 ~ 3	グレード 3 で要補修	
			三次診断	グレード 1 ~ 6	グレード 3, 5, 6 で要補修	
〃	〃	凍害の診断	一次診断 (簡易な診断)	全体グレード 1 ~ 5 各グレードごとに 1 ~ 4	-	文献 同上
			二次診断 (中程度の診断)	グレード 1 ~ 5	グレード 2 ~ 5 要補修 (美観を除く)	
			三次診断 (詳細な診断)	グレード 1 ~ 4	-	
建設省	鉄筋コンクリート造建築物	既存鉄筋コンクリート造建築物の略算的耐震診断	予備調査 (本診断法適用の不可)	火害 (亀裂・はく落) 竣工後 30 年で老朽化一本診断適用	-	既存鉄筋コンクリート造建築物の「耐震診断基準・改修設計指針」付解説 (財)日本建築防災協会 昭和59年1月 建設省 監修
			一次診断 (I = E × G × S × T) I: 耐震指標, E: 保有性能基本指標, G: 地動指標, S: 形状指標, T: 経年指標	別冊付録に I の目安を示している	安全。疑問ありおよびその中間に分類している。	
			日常点検 (路上: 目視またはたたき 路下: 目視または望遠鏡)	判定標準 - 1 グレード I ~ II	I は緊急補修 II は緊急性を要しない	
阪神高速道路公団	コンクリート構造物	早期発見・早期対策 原因究明・補修の要否・異常事態への対処	定期点検 (接近目視)	判定標準 - 2 A, B, C, OK	④ A 緊急補修 B すみやかに補修 C 早い時期に補修 OK 進行状況観察 上記以外	道路構造の点検標準 (土木構造物編) 昭和56年4月 阪神高速道路公団
			臨時点検 (方法は適宜)	-	-	
			巡回点検 (目視または望遠鏡)	-	-	
首都高速道路公団	道路橋 コンクリート構造物	欠陥の早期発見 長期点検計画による調査 判定のための詳細調査 地震・台風・火災・豪雨後 地盤沈下・新材料使用時等	定期点検 (目視または望遠鏡・器具)	ひびわれ幅について 幅、原因、形状、深さ 状況 (漏水等) それぞれについて判定 基準あり	-	道路橋の点検補修 高架道路研究会編 理工図書
			動態点検 (ひびわれの変動・強度・載荷試験)	-	-	
			臨時点検 (巡回・定期・動態に準ずる)	程度に応じて補修	-	
			追跡点検 (同上)			

表 1.4 各機関におけるコンクリート構造物の点検方法の概要 (その2) [17][23]

実施機関	構造物	目的	方法	基準	補修要否の判定	備考
東京都清掃局	清掃工場鉄筋コンクリート造煙突	劣化診断	通煙時点検 (外部からの目視・振動測定)	規準を定めていない	—	煙突の保全 東京都清掃局煙突研究会報告 東京都清掃局
			停止時点検 (ゴンドラ仮設目視・エアスペース・サンアリアング・分析試験・振動測定)			
			精密時点検 (同上項目をより詳細に)			
日本コンクリート工学協会	鉄筋コンクリート構造物	ひびわれの原因推定補修の要否および補修方法の選定の資料を得る	標準調査	ひびわれ幅により(A), (B)に分類	(A) 補修を必要とする (B) ひびわれ幅と補修事例 昭和62年5月 日本コンクリート工学協会	コンクリートのひびわれ調査・補修指針 付：ひびわれの調査と補修事例 昭和62年5月 日本コンクリート工学協会
			詳細調査 (標準調査の範囲では原因推定・補修の要否・方法が決められない場合に実施)			
日本国有鉄道	コンクリート構造物	健全度 補修の要否および方法の選定	一次検査 (変状発生時期の確認・進行状態の把握)	判定区分は A, B, C, S 判定項目：① 変位, 変形, ② ひびわれの状態, ③ はく落その他	A : 要補修 B : 必要に応じ補修 C : 要注意 S : 健全	土木構造物取替の考え方 日本国有鉄道施設局土木課 昭和49年 昭和61年 (財)日本鉄道協会施設局
			二次検査 (一次検査の結果の応急措置後の検査・措置方法検討のための検査)			
文部省	鉄筋コンクリート造学校建物	危険改築かどうかの判定	構造耐力 A (保有耐力・閉間変位角基礎構造・使用材料)	判定区分はそれぞれの評点を算出, 耐力度を A×B×C とする (10 000 点満点)	5 000 点以下で危険改築 (構造上危険な状態にある)	既存鉄筋コンクリート造学校建物の耐力測定方法 昭和59年 第一法規出版
			保存度 B (経年・中性化深さ・かぶり厚, 鉄筋腐食度, 不同沈下量, ひびわれ, 火災痕へい度)			
			外力条件 C (地震域係数, 地震種別積雪寒冷地域, 海岸からの距離)			
日本道路公団	土木構造物	早期発見 早期対策	日常点検 (車からの目視) 定期点検 (徒歩による接近目視) 臨時点検 (方法は適宜)	判定基準 AA, A, B, OK	緊急補修 検討が必要 (損傷大) 検討が必要 (損傷小) 補修不要	「橋梁」 昭和61年5月

るとはいい難い状況にある。例えば、日常点検を頻繁に行うことは困難であり、また定期点検であっても、目視検査による簡易的な損傷判定のみに頼っている場合がかなりある。

次に、米国での例[24]を示す。高速道路に対する維持管理については、連邦政府により制定された高速道路法で橋梁点検基準（NBIS）を設定をしており、基本的にはAASHTOの橋梁維持管理マニュアル[25]に準拠している。実際には、各州の中央組織として、点検チームを設置し、原則として2年に1回以上の頻度で点検を実施することが義務づけられている。点検は目視点検や各種非破壊検査あるいは載荷試験を利用して、床版、上部工、下部工等の部材レベルの損傷状態を10段階評価するとともに、橋梁全体系としての耐荷力、実用評価荷重、予測残存寿命を評価することを明記している点が日本の場合と異なっている。これは橋梁の安全性に深刻な問題を有するほどに、損傷劣化が進行していることによるものであり、財政的な制約にもより部材レベルの評価をリミットとして維持管理しきれない現状となっている。つまり、損傷劣化がかなり進行した状態で供用せざるを得ない状況の下で、橋梁の限界的な維持管理指標である安全性、余寿命を導入して補修・補強対策を講じているのであるが、実際には、これらの評価に要する現場試験の労力、経費がかなり大きく、完全に対応することが困難となっている。また、これら高速道路橋全57万余橋の維持管理データは統一フォーマットで州毎および全米でデータバンクとしてコンピュータ管理されている。一方、一般地方道における橋梁については、州毎に維持管理状況は異なるが、日本と同様に、一般的に高速道路橋に比べて、維持管理レベルはかなり低いものとなっており、対策が十分ではなく、例えば前述のペンシルベニア州のように、最終的には重量制限、通行止めの処置をとらざるを得ない状況にある。同州では、このような限界的な状況の下で、できる限り合理的に維持管理を行うことを試みている。まず、劣化橋梁の重量制限を行う場合、安全性に直接影響を与える主要部材の損傷状態を考慮した耐荷力解析が可能な場合は、重量制限勧告を出す前に必ず行い、場合によっては、部材に測定機器を設置して耐荷力を測定調査している。また、重量制限の最低値は乗用車の往来が可能な3tfであるが、橋梁がこの荷重に耐えられない場合には、通行止めを実施する。また、同州は、通常の点検プログラム以外に、このような限界的な維持管理のための対策として、以下のような試みに取り組んでいる。

- ①破壊に対してクリティカルな部材のある橋梁点検に関する指針の立案。
- ②破壊に対してクリティカルな部材を有する橋梁部位における余寿命解析。
- ③破壊に対してクリティカルな部材における非破壊検査。
- ④（載荷試験を含む）適切な解析に基づく重量制限対策。

表 1.5 コンクリート構造物の維持管理における技術の現状と今後必要な研究開発 [17]

		現 状		今後の研究開発	
		実現状況	コ メ ン ト	要 否	可能性
劣化予測		△	鉄筋腐食による劣化の予測が可能となりつつあるが、全般的には難しい。	要	有
点検	目視点検	○	客観的評価としては問題がある。	要	有
	モニタリング	△	全般的には、遅れている。	要	有
	非破壊診断技術	△	目視に代りうる非破壊診断技術は不十分。	要	有
	部分破壊診断技術	○			
	載荷試験	○			
評価判定	内部欠陥	△	相当大きな欠陥でないと発見困難。	要	有
	材料評価	○			
	第三者に対する危険度の評価	△	局所的なコンクリートのはく離によるコンクリート片の落下を未然に検知するのは相当困難。	要	有
	総合判定	△	劣化因子と劣化度の関係、判定基準、構造物の寿命等、不確定な所が多い。	要	有
対策	選 定	△	客観的な選定基準は不明確	要	有
	補 修	△	寿命不明確	要	有
	補 強	○	寿命不明確	要	有
	解 体	○	公害面の問題あり	要	有

注) ○：現状の技術で一応対応できる。
△：現状の技術で今後検討、改善が望まれる。

以上のような橋梁の維持管理の現状における問題点と今後必要とされる研究開発項目として、土木学会標準示方書改訂資料[17]において表1.5が示されている。この中で、特に重要な研究開発項目として、以下の4つがリストアップされている。

- ①劣化をモニタリングする技術
- ②目視に代わる簡便な非破壊診断技術
- ③劣化予測技術
- ④補修技術

この内、②は現在最も普及している目視検査に関するもので、その測定および評価判定における客観性の欠如と経験に基づく高度な専門知識を有する管理技術者の不足等の問題点により、今後、急増すると予想される劣化橋梁の合理的な維持管理が不可能であるという状況に基づいた課題である。一方、現状での非破壊検査は、測定精度上の問題等により完全に実用化されているとは言い難く、また

測定作業にかなりの労力を要するために、目視点検の代替法としては現状では無理がある。また③はひびわれ（疲労）損傷，材料劣化に関するもので，架設当初のデータが存在しない大多数の既存橋梁でのスポット的検査データによる劣化進行予測法に関するもので，現状での維持管理においては，評価されておらず，これを可能にすることで，維持管理がかなり計画的に実施できるものと考えられる。

また，上記以外として，米国において維持管理指標として取り入れられている劣化部材の組み合わせとしての橋梁全体系の安全性を精度良くかつ効率的に評価するとともに，その安全性の経年変化の予測とそれに基づく余寿命評価法の研究開発が最終的に必要になるものとする。

1. 4 既往の研究

1. 4. 1 振動特性を利用した損傷評価

橋梁の損傷評価法としては，材料特性を評価するための各種非破壊検査法[26]，[27]，[28]，[29]，[30]，[31]，橋梁全体系の応答特性としてのたわみを測定する載荷試験[32]，[33]，[34]，[35]等が盛んに行われている。前者は主として部材レベルでの材料強度，弾性係数の評価を行うもので，後者は橋梁全体系の状態（剛度，荷重分配）を評価するものである。

一方，橋梁構造モデルとしての状態，つまり橋梁構成主部材の剛性と支点回転拘束度を評価することができれば，構造部材性能としての損傷を評価することが可能になるとともに，損傷程度の異なる部材の集合体としての橋梁全体系の荷重分配特性を，構造解析（断面力解析）的に評価することができる。この種の損傷評価の一手法として，橋梁の振動特性変化を利用した損傷評価法が注目されつつある[36]，[37]。Agbabianら[38]はアルミニウム製の格子桁模型を用い，種々の位置に損傷を導入することによる固有振動数の変化を測定し，2次以上の振動モードにおいてかなり大きな固有振動数の変化を確認した。また，Biswasら[39]は合成桁の模型および実橋において，鋼桁部の損傷導入による振動特性の変化を調べた。その結果，模型においては3次モードの固有振動数と振動モードに大きな変化が認められたが，実橋においては，顕著な変化は見られなかったことを報告している。Katoら[40]はPC橋で破壊試験時の振動特性を測定し，PC鋼線が塑性域に達したのちに，特徴的な変化を示すことを明らかにした。Fleschら[41]はPC連続桁橋において重量載荷による損傷進行が振動特性に及ぼす影響を調べ，System Identification（構造同定，以下S I）法により剛性低下を評価した。しかし，振動特性の変化が小さく，評価結果の妥当性の確認には至っていない。このよう

に、固有振動数および振動モードの損傷評価における有効性は供試体レベルでは認められているものの、実橋については、橋梁形式により結果が異なること、また、人工損傷導入による試験例が少ないことから、現状での損傷評価への適用は難しい。また、固有振動数、振動モード以外の振動特性として減衰特性があり、従来、模型桁や実橋における評価[41],[42],[43]において損傷が大きい場合の有効性が認められているものの、測定データのばらつきが大きいことにもより、その特性は明確化されていない。

また、通常のS I法において、目的関数に対して与えられるモーダルパラメータ数は解析モデルの自由度よりもかなり少なく、同定結果については、解の唯一性が成立しない[44]ため、目的関数、同定変数等の条件によっては、実際の損傷状態と異なる評価結果を示す場合がある。つまり、実験により評価されるモーダルパラメータに比べて評価すべき同定変数が多すぎると、正確な同定が行えなくなる。いたがって、S I法を実用化するためには、いかに目的に合う解を合理的に探索するかということが課題となる。これに対してOretaら[45]は構造物をサブシステムに分割し、ある特定のサブシステムを対象に、時間領域の振動応答特性を用いて同定を行っている。実際の劣化構造物に対して、最初に全体系に関する概略の推定を行った上で、この手法を適用すると、かなり効果的な評価が行えると考えられる。この場合、最初に行うべき全体系の推定をいかに精度良く行うかが問題となる。この問題において最も重要なことは、各損傷毎に最も感度の高いパラメータを抽出し、S I法における目的関数に導入することである。

1.4.2 安全性評価

耐荷力および荷重のモデルとして、それぞれのばらつきを考慮しない場合の安全性評価法として、小堀ら[46]、西村ら[32]はRC実橋に対して、静的、動的載荷試験を行い、得られた結果を基に、破壊安全率を用いて安全性の評価を行った。しかし、RC橋は劣化に伴って、耐荷力、断面力の平均値が経年変化するとともに、そのばらつきが増大することが考えられるため、このような平均値ベースの評価は危険側になるものと考えられる。

橋梁の安全性評価における荷重の確率モデルの評価については、阪神高速道路公団設計荷重(HDL)委員会において車両の重量、車長特性についての詳細な測定が行われており[47]、久保ら[48]は車重による荷重の確率モデル化とそれを用いたシミュレーションによる橋梁の曲げモーメントの特性を評価している。またNowak[49]は死荷重に関して、部材や舗装、高欄等の重量のばらつきを考慮したモデル化を行っている。しかし、特にコンクリート橋の場合、施工状態、材料劣

化やひびわれの進展等による剛性低下にかなりのばらつきが見られ、これが断面力の分布特性に及ぼす影響は大きい事が予想されるため、この不確定性を考慮した断面力評価に関する検討を行う必要があるといえる。一方、耐荷力の確率モデルについては、Ghosnら[50]が評価式の精度補正係数を導入し、AASHTOの道路橋示方書で設計されたコンクリート橋に関して、その平均値と変動係数を示している。また、Nowakら[51]は同様の補正係数を、材料に関するもの、形状寸法に関するもの、評価式の誤差に関するものの三つに分離してモデル化している。しかし、実橋の耐荷力試験データが十分でない場合、これらの係数の評価は非常に困難である。これに対し、わが国の道路橋示方書で設計されたコンクリート橋の場合、佐伯ら[52],[53]、竹村ら[54]、太田[55]によりこのような係数値が求められているが、コンクリート強度が高い場合のデータに限定されていること、およびせん断破壊モードに関するデータがないこと等の制約がある。西村らの実験[32]によると、コンクリート強度が非常に低下している場合、破壊モードがせん断型に移行することがあり、せん断破壊に対する安全性評価も必要となる。ここで、以上の耐荷力は単独桁に対するものであり、例えば複数の主桁を有するRC-T桁橋の場合、橋梁の厳密な耐荷力は、単独桁の耐荷力とは異なり、荷重分配効果を含んだものとなり、橋梁全体系としての評価が必要となる。太田[55]、建設コンサルタンツ協会[35]は複数の主桁を有するRC-T桁橋の全体系の耐荷力試験を実施し、荷重分配性状、破壊性状等を調べている。このような不静定構造系での耐荷力を厳密に評価することは複雑な実験および解析を要すること等の理由により、限界状態設計法を適用する上での一つの問題点であると考えられる[56]。

1.4.3 寿命評価

劣化予測技術に関しては、例えばコンクリートの中性化について、中性化のメカニズムの解明に関する研究[57],[58],[59]、中性化がコンクリート諸特性に及ぼす影響に関する研究[60],[61],[62],[63],[64]、中性化速度に及ぼす諸要因の影響に関する研究[65],[66],[67]等が行われているが、実構造物における現象[34],[68]を完全に説明できる状況には至っていない。また、コンクリートの中性化進行に基づいて鉄筋のかぶり厚さを決定することにより、鉄筋腐食に対する耐久性設計を行おうとする研究[69],[70]が行われているが、コンクリートそのものの品質評価や材質変化[71]の評価・予測とそれに対する維持管理上の基準値の設定に基づく寿命評価に関する研究についてはあまり行われていないのが現状である。

1. 5 結言

本章では、まず、国内外における既存コンクリート橋における損傷・劣化の現状について概観し、米国においては、損傷・劣化橋梁に対する対策が財政面上の限界に達しており、重量制限、通行止めが余儀なくされてこと、また、国内においては、未だ50年に達している橋梁の比率が高くないことから損傷・劣化橋梁の絶対数は多くないが、架け換え理由における耐荷力不足、損傷の比率が徐々に増加してきていることと、老齢化橋梁が増加し始める2000年以降、かなり状況が悪化することが予想されることを示した。また、このような状況に対する維持管理の現状については、主に、日常点検、定期点検における目視検査に基づく診断に依存しており、客観性に欠ける方法として問題提議されている一方、各種非破壊検査も行われつつあるが、完全に実用化されているとはいえないことを示した。また、合理的な維持管理手法の確立のための今後の課題として、目視に代わる簡便な非破壊診断技術、劣化予測技術等の研究開発が取り上げられていることを示した。

次に、既往の研究を概観し、振動特性を利用した損傷評価に関する研究においては、実橋における有効性が確認されていないこと、同定解析における精度の不安定性等の問題点を指摘した。また、安全性評価に関する研究においては、これまでに行われた多くのものが、劣化程度の小さいコンクリート橋に限定されており、これらの解析理論が本研究で対象とする劣化程度の幅が大きい橋梁群に対してそのまま適用可能であるとはいえないことを示した。最後に、寿命評価に関する研究については、コンクリートの中性化に関する研究がかなり行われているが、実構造物における現象を完全に説明できる状況に至っていないこと、また、中性化進行に基づいて鉄筋腐食に対する寿命を評価する研究が行われているが、コンクリートそのものの品質や劣化を考慮した寿命評価についてはあまり行われていない現状について示した。

参 考 文 献

- [1] 建設省：既存橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究，第40回建設省技術研究会道路部門指定課題論文集，1986.10.
- [2] 菊池春海，箕作光一，村越潤：既設橋梁の維持管理と耐久性について，第18回日本道路会議特定課題論文集，1989.10.
- [3] 西林新蔵，井上正一，大谷公行：水中における鉄筋コンクリートはりの疲労性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9，No.2，pp.633～638，1987.6.
- [4] 松井繁之：移動荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9，No.2，pp.627～632，1987.6.
- [5] 松井繁之，武藤和好，竹内修二：重交通路線におけるRC床版損傷に対する疲労寿命評価と耐久性向上の一考察，橋梁と基礎，92-11，pp.14～18，1992.11.
- [6] (社)土木学会関西支部：共同研究グループ報告書「橋の疲労設計に関する研究」，1993.5.
- [7] 岡田清監修，亀田弘行，岡田勝也，松岡義幸，浜田達幸編著：鉄道事例に見る土木構造物の診断，山海堂，1990.10.
- [8] Chote, P. and Walter (岡野行秀訳)：荒廃するアメリカ，開発問題研究所，1982.
- [9] Department of Transportation of New York City (三木千壽，辰巳正明，松浦章夫，細川淑，清田鍊次，田辺 朗訳)：Spanning the 21st Century，橋梁と基礎，1989.9,10.
- [10] AASHTO：Bridge maintenance systems, Report300, 1986.
- [11] Hoffman, G. L. (西川和廣，村越潤訳)：ペンシルベニア州交通局 (Penn DOT) における橋梁点検と補修，橋梁と基礎，92-11，pp.19～25，1992.11.
- [12] 西ドイツ交通省道路建設局 (岡田清監訳，成井信，上阪康雄共訳)：橋梁その他構造物の損傷事例集，土木施工臨時増刊，1986.6.
- [13] 日経コンストラクション：特集「維持管理の現場」，1992.12.
- [14] 岡田清：コンクリート構造物の寿命，セメント・コンクリート，No.470，pp.2～7，1986.4.
- [15] 岡田清，今井宏典監修：損傷と補修事例にみる道路橋のメンテナンス，(財)阪神高速道路管理技術センター，1993.3.
- [16] 関博他：RC部材の耐久性と供用年数について，第11回セメント・コンク

リート研究討論会講演要旨集, pp.55~59, 1984.10.

- [17] 土木学会コンクリート標準示方書改訂小委員会：コンクリート標準示方書（平成3年版）改訂資料およびコンクリート技術の今後の動向，コンクリートライブラリー70，1991.
- [18] 洪悦郎他：寒冷地および高地のコンクリート構造物の寿命判定方法 —アンケート調査結果—，文部省科学研究費「総合研究B」（昭和56年度）報告書，1982.3.
- [19] 高架構造研究会編：道路橋の点検補修，理工図書，1978.
- [20] 太田実，小村敏：コンクリート構造物の維持・補修・取壊し，土木学会編「新体系土木工学」，No.36，技報堂出版，1983.11.
- [21] （社）日本道路協会：道路橋補修便覧，1979.2.
- [22] 阪神高速道路公団：道路構造物の点検標準（土木構造物編），1981.4（制定），1992.4（改訂）.
- [23] 土木学会関西支部：コンクリート構造の設計・施工の基本（施工編），1992.10.
- [24] （財）阪神高速道路管理技術センター：米国における道路構造物の維持管理状況調査報告書，1989.3.
- [25] AASHTO：AASHTO manual for bridge maintenance, 1976.
- [26] 明石外世樹：コンクリートの非破壊検査（I），（II），材料，Vol.28，No.313，No.314，1979.
- [27] 明石外世樹，尼崎省二：コンクリートの非破壊試験の現状と趨勢，コンクリート工学，Vol.23，No.12，pp.11~20，1985.12
- [28] 長内軍士，山田博章，鈴木務，尼崎省二，大津政康：耐久性診断と非破壊検査方法，コンクリート工学，Vol.26，No.7，pp.111~124，1988.7.
- [29] 谷川恭雄，山田和夫：コンクリートの非破壊検査，コンクリート工学，Vol.27，No.3，pp.5~13，1989.3.
- [30] 魚本健人，加藤潔，広野進：コンクリート構造物の非破壊検査，森北出版，1990.5.
- [31] 白倉篤志，宮本文穂：コンクリート構造物の維持管理における非破壊検査の適用とその精度に関する研究，建設工学研究所報告，No.34，pp.33~65，1992.12.
- [32] 西村昭，藤井学，宮本文穂，梶谷義昭，春名真義：既存橋梁の耐荷力評価とその検証に関する研究（上），橋梁と基礎，87-2，pp.8~15，1987.2.
- [33] Nowak, A. S. : Diagnostic procedures for bridges, Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Bridge Evaluation, Repair and

Rehabilitation, pp.73~84, 1990.

- [34] 今井富士夫, 中沢隆雄, 枝元宏彰, 赤木正見: 既存鉄筋コンクリート橋の劣化・損傷について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.1, pp.915~920, 1992.6.
- [35] (社)建設コンサルタンツ協会近畿支部: 鉄筋コンクリートT桁橋の現場載荷実験, 橋梁形式研究委員会・新コンクリート構造研究委員会「西面大橋載荷実験グループ」報告書, 1993.6.
- [36] Natke, H.G. and Yao, J.T.P. (ed.): Structural safety evaluation based on system identification approaches, Proceedings of the Workshop at Lambrecht/Pfalz, Friedr.Vieweg & Sohn, 1988.
- [37] Nowak, A.S. (ed.): Bridge evaluation, repair and rehabilitation, Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation, 1990.
- [38] Agbabian, M.S., Masri, S.F., Traina, M.I. and Waqfi, O.: Detection of structural changes in a bridge model, Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation, pp.133~143, 1990.
- [39] Biswas, M., Pandey, A.K. and Samman, M.M.: Modal technology for damage detection of bridges, Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation, pp.161~174, 1990.
- [40] Kato, M. and Shimada, S.: Vibration of PC bridge during failure process, Proceedings of ASCE, Vol.112, No.ST7, pp.1692~1703, 1986.
- [41] Flesch, R.G. and Kernbichler, K.: Bridge inspection by dynamic tests and calculation -dynamic investigations of Lavant bridge, Structural Safety Evaluation Based on System Identification Approaches, pp.433~459, 1988.
- [42] 西村 昭, 藤井 学, 宮本文穂, 加賀山泰一: 橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性, 土木学会論文報告集, 第380号, pp355~364, 1987.4.
- [43] 宮本文穂: 道路橋鉄筋コンクリート床版の力学的特性とその耐用性判定に関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 1984.9.
- [44] 中桐滋, 鈴木敬子: 実固有値問題の有限要素法によるシフト・シンセシス, 日本機械学会論文誌(C編), Vol.53, No.496, pp.2439~2444, 1987.12.
- [45] Oreta, W.C. and Tanabe T.: Localized Identification of Structures by Kalman Filter, Proceedings of JSCE, No.459/I-22, pp.19~27, 1993.1.
- [46] 小堀為雄, 近田康夫, 城戸隆良, 本田秀行: R Cゲルバー桁橋の健全度調

- 査の一例, 橋梁と基礎, 85-12, pp.35~40, 1985.12.
- [47] 阪神高速道路公団: 阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究, 阪神高速道路公団設計荷重(HDL)委員会報告書, 1986.
- [48] 久保雅邦, 中島裕之, 亀田弘行: 道路橋活荷重の実態調査とその確率モデルによる検討, 橋梁と基礎, 86-1, pp.11~20, 1986.1.
- [49] Nowak, A.S.: Probabilistic basis for bridge evaluation criteria, Proceedings of US-European Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation, pp.311~321, 1987.
- [50] Ghosn, M. and Moses, F.: Bridge load models and truck weight regulations, Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation, pp.277~291, 1990.
- [51] Nowak, A.S. and Zhou, J.: System reliability models for bridges, Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation, pp.247~254, 1990.
- [52] 佐伯彰一, 高野義武他: コンクリート橋の耐荷力に関する調査研究, 土木研究所資料, Vol.1228, 1977.
- [53] 佐伯彰一, 金井道夫: 道路橋の供用および補修・補強に関して, 橋梁と基礎, 83-8, pp.13~16, 1983.8.
- [54] 竹村泰弘, 岩井正: RC桁破壊実験での力学的特性および実橋における適用と効果, 橋梁と基礎, 83-2, pp.20~27, 1983.2.
- [55] 太田利隆: コンクリート橋の健全度に関する研究, 北海道開発局開発土木研究所報告, Vol.99, 1993.3.
- [56] 上田芳夫, 幸左賢二, 森川英典, 宮本文穂: RCアーチ橋の耐荷力および破壊性状に関する研究, 土木学会論文集, No.472/V-20, pp.29~38, 1993.8.
- [57] 小林一輔, 宇野祐一: コンクリートの炭酸化のメカニズム, コンクリート工学論文集, Vol.1, No.1, pp.37~49, 1990.1.
- [58] 佐伯竜彦, 大賀宏行, 長滝重義: コンクリートの中性化の機構解明と進行予測, 土木学会論文集, No.414/V-12, pp.99~108, 1990.2.
- [59] 小林一輔: コンクリート構造物の早期劣化と耐久性診断, 森北出版, 1991.
- [60] 尼崎省二: コンクリートの諸特性に及ぼす炭酸化の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.6, pp.117~120, 1984.6.
- [61] 佐伯竜彦, 大賀宏行, 長滝重義: 中性化によるコンクリートの微細組織の変化, 土木学会論文集, No.420/V-13, pp.33~42, 1990.8.
- [62] 佐伯竜彦, 米山紘一, 長滝重義: 中性化によるモルタルの強度変化, 土木

- 学会論文集, No.451/V-17, pp.69~78, 1992.8.
- [63] 鄭載東, 平井和喜, 三橋博三: 中性化速度に及ぼすコンクリートの調合及び細孔構造の影響に関する実験的研究, コンクリート工学論文集, Vol.1, No.1, pp.61~73, 1990.1.
- [64] 高田良章, 魚本健人: 中性化の進行に伴うコンクリートの品質変化, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.1, pp.901~904, 1992.6.
- [65] 和泉意登志, 嵩英雄, 押田文雄, 西原邦明: コンクリートの中性化に及ぼすセメントの種類, 調合および養生条件について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.7, pp.117~120, 1985.6.
- [66] 鄭載東, 平井和喜, 三橋博三: モルタルの中性化速度に及ぼす温度・湿度の影響に関する実験的研究, コンクリート工学論文集, Vol.1, No.1, pp.85~94, 1990.1.
- [67] 魚本健人, 高田良章: コンクリートの中性化に及ぼす要因, 土木学会論文集, No.451/V-17, pp.119~128, 1992.8.
- [68] 宮本文穂, 前田敏也, 熊谷稔, 前田強: コンクリート橋の安全性評価と補修・補強法の検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.11, No.2, pp.245~250, 1989.6.
- [69] 小山健, 土屋宏信, 矢野勲: 耐用年数を考慮したコンクリート床版の信頼性に基づいた最適かぶり厚さ, 第2回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム (JCOSSAR'91) 講演論文集, pp.221~228, 1991.11.
- [70] 中山隆弘, 松原多孝: 信頼性設計法によるRC構造物のかぶり厚さの算定, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.509~516, 1992.3.
- [71] (社)日本コンクリート工学協会: 炭酸化委員会報告書「コンクリートの炭酸化に関する研究の現状」, 1993.3.

第2章 既存コンクリート橋の損傷に対応する動的挙動の感度特性と損傷評価への適用

2. 1 概説

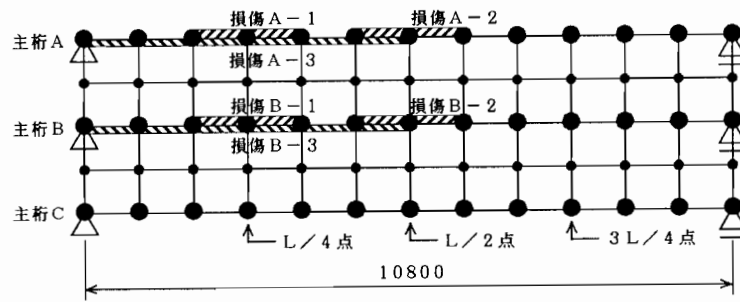
橋梁の維持・管理の核となる損傷評価に基づく耐用性診断、余寿命評価および補修・補強等の処置の策定にいたるプロセスについては、目視検査等の結果を基に、主として橋梁技術者の判断で行われる場合が多く、高度な専門知識や豊富な経験を要するとともに、主観的な不確定性による影響の入る余地が大きい。今後、さらに増加する劣化橋梁を合理的に維持・管理していくためには橋梁の損傷をできるだけ客観的に評価する手法を確立し、耐用性診断のための基準を設けることが必要である。

本章[1],[2],[3],[4]では、橋梁を構造システムとして捉えた場合の構造部材の損傷をできる限り正確に把握する、つまり、力学的挙動としての振動特性を利用して、橋梁における損傷の位置と程度を効率的に推定するための手法を検討した。具体的には、損傷評価のための振動パラメータとして、従来より研究対象となってきた固有振動数の他に減衰特性および位相差を考慮し、損傷パラメータとして剛性の他に一般粘性減衰を考慮した複素固有値解析を区分モード合成法を適用して効率的に行う手法について検討し、橋梁各部の損傷による各振動特性の変化を解析的に評価した。また、より詳細な損傷評価を行うため、固有振動数および振動モードに関する動的感度を利用したS I法を適用して損傷パラメータを同定する手法を検討し、既存RC橋において人工損傷導入による振動特性変化を測定することにより本手法の適用を試みた。さらに、損傷と振動特性との感度特性を変化させる方法として、質量を付加することにより橋梁の構造系を変化させた状態での振動試験を行うことを検討し、橋梁形式による感度特性の改善の可能性を示した。

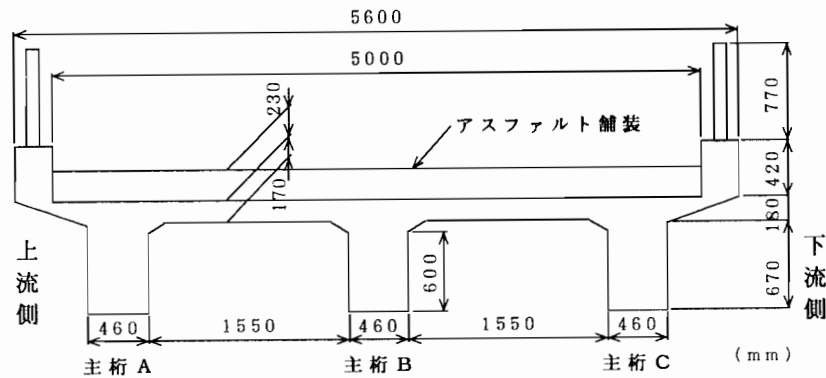
2. 2 橋梁の損傷評価のための解析手法

2.2.1 損傷を有する橋梁のモデル化

本研究では、対象橋梁としてRC単純T桁橋を考えた。RC単純T桁橋については、これまで、実橋試験や材料試験等により、コンクリートの強度、ヤング係数の低下及びそれらと曲げひびわれ等との相乗効果による主桁剛性の大きな低下



(a) 解析モデル



(b) 「旧中井橋」の断面図

図 2.1 RC単純T桁橋（実橋）の解析モデル

が報告されており [5], [6], これらが橋梁の安全性に及ぼす影響が問題となる。そこで、損傷を表わすためのパラメータとして剛性低下、および、剛性低下との相関が考えられる減衰定数 [7], [8], [9], [10] を取り上げ、これらと各種振動特性との関係を簡単かつ高精度で行うため、以下のようなモデル化を行った。

- ① 主桁および床版には曲げ，せん断，ねじり剛性および減衰を考慮したはりモデルを用い，格子状に分割し，主桁各部の曲げひびわれや材料劣化等の損傷をこれら各要素の剛性および減衰の変化として取扱うものとする。
- ② 質量および回転慣性質量は各部材の節点に集中させる。
- ③ 支点には回転拘束バネを設け，支承部の損傷等による拘束条件の変化を考慮する。

図 2.1 に解析対象とした 3 主桁 RC 単純 T 桁橋の兵庫県「旧中井橋」（昭和 3 年架設） [11] に関する解析モデルを示す。

2.2.2 区分モード合成法を用いた複素固有値解析

橋梁が局部的に損傷を受けた場合や損傷程度が桁あるいは部材毎に異なる場合，

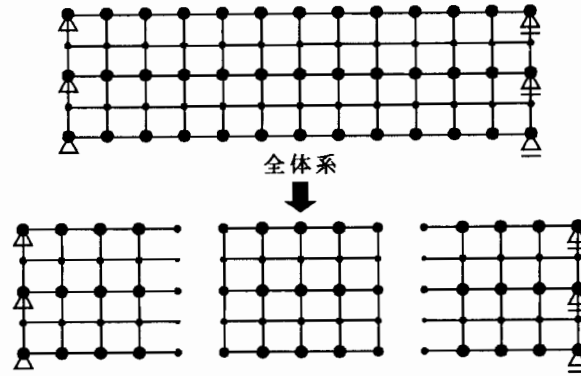


図 2.2 区分モード合成法における解析モデルの分割

橋梁の減衰を比例減衰と仮定することはできず，特に減衰定数や位相差を評価するためには一般粘性減衰を考慮した複素固有値解析が必要となる．複素固有値解析は減衰を考慮しない通常の固有値解析に比べて運動方程式のマトリックスサイズが4倍となり，計算規模が大きく，損傷を評価するための繰り返し計算をする上で実用的でない．特に，局所的な損傷を評価する場合，繰り返し計算を構造物全体について行うのは不合理である．そこで，本研究では，部分構造合成法の一つである区分モード合成法[12]を複素固有値解析に適用することを検討した．区分モード合成法は，図2.2に示すように，構造物の全系をいくつかの分系に分割し，結合部を拘束した分系毎の拘束モードと結合部のみの自由度に縮合した全体系のモードを合成してこれらのモード座標系で固有値解析を行った後，得られた一般化モードを物理座標上の変位モードに変換する手法であり，各分系の採用モード数を適切に設定することにより，大型構造物に対しても小さな自由度の解析で振動特性を得ることができる効果的な方法である．

本研究では，この手法に一般粘性減衰を考慮して以下のように定式化した．

(1) 結合領域の固有振動特性

解析モデルの全系を n 個の分系に分割し， i 番目の分系について，非結合領域を a ，結合領域を b とすると，運動方程式は次式で表わされる．

$$\begin{bmatrix} M_{aa}^i & M_{ab}^i \\ M_{ba}^i & M_{bb}^i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\delta}_{ia} \\ \ddot{\delta}_{ib} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{aa}^i & C_{ab}^i \\ C_{ba}^i & C_{bb}^i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\delta}_{ia} \\ \dot{\delta}_{ib} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{aa}^i & K_{ab}^i \\ K_{ba}^i & K_{bb}^i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_{ia} \\ \delta_{ib} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ f \end{Bmatrix} \quad (2.1)$$

ただし， M ， C ， K はそれぞれ質量，減衰，剛性マトリックス， δ は変位， $\dot{\cdot}$ ， $\ddot{\cdot}$ は時間微分を表している．

式(2.1)の非結合領域 a に関する部分式において慣性項, 減衰項を無視すると, 次式が得られる.

$$\delta_{ia} = -K_{aa}^i{}^{-1} K_{ab}^i \delta_{ib} = T_i \delta_{ib} \quad (2.2)$$

$$\begin{Bmatrix} \delta_{ia} \\ \delta_{ib} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} T_i \\ I \end{bmatrix} \{\delta_{ib}\} \quad (2.3)$$

Lagrangeの運動方程式における各項, つまり, 運動エネルギー U_i , ひずみエネルギー V_i および散逸関数 F_i に対してGuyanの静縮小を行うと, 次式となる.

$$U_{ib} = \frac{1}{2} \{\dot{\delta}_{ib}\}^T [T_i^T \ I] [M_i] \begin{bmatrix} T_i \\ I \end{bmatrix} \{\dot{\delta}_{ib}\} = \frac{1}{2} \dot{\delta}_{ib}^T \bar{M}_i \dot{\delta}_{ib} \quad (2.4)$$

同様に,

$$V_{ib} = \frac{1}{2} \delta_{ib}^T \bar{K}_i \delta_{ib} \quad (2.5)$$

$$F_{ib} = \frac{1}{2} \dot{\delta}_{ib}^T \bar{C}_i \dot{\delta}_{ib} \quad (2.6)$$

ここで,

$$\delta_i = \{\delta_{ia} \ \delta_{ib}\}^T \quad (2.7)$$

$$\bar{M}_i = [T_i^T \ I] [M_i] \begin{bmatrix} T_i \\ I \end{bmatrix} = [T_i^T M_{aa}^i T_i + T_i^T M_{ab}^i + M_{ba}^i T_i + M_{bb}^i] \quad (2.8)$$

$$\bar{K}_i = [T_i^T K_{aa}^i T_i + T_i^T K_{ab}^i + K_{ba}^i T_i + K_{bb}^i] \quad (2.9)$$

$$\bar{C}_i = [T_i^T C_{aa}^i T_i + T_i^T C_{ab}^i + C_{ba}^i T_i + C_{bb}^i] \quad (2.10)$$

各分系毎に以上のGuyan静縮小を行い, 結合条件を考慮して合成し, 全ての結合領域 b (分系 $i=1\sim n$)の自由度に縮合された運動方程式が次のように得られる.

$$\bar{M} \ddot{\delta}_b + \bar{C} \dot{\delta}_b + \bar{K} \delta_b = f \quad (2.11)$$

ここで, $f=0$ とおき, 減衰を考慮した固有値問題に変形すると, 次式が得られる.

$$[\lambda_b A + B] \{x_b\} = 0 \quad (2.12)$$

ただし,

$$A = \begin{bmatrix} 0 & \bar{M} \\ \bar{M} & \bar{C} \end{bmatrix}, \quad B = \begin{bmatrix} -\bar{M} & 0 \\ 0 & \bar{K} \end{bmatrix} \quad (2.13)$$

$$y_b = x_b \exp(\lambda_b t) \quad (2.14)$$

$$\dot{y}_b = \begin{Bmatrix} \ddot{\delta}_b \\ \dot{\delta}_b \end{Bmatrix}, \quad y_b = \begin{Bmatrix} \dot{\delta}_b \\ \delta_b \end{Bmatrix} \quad (2.15)$$

次に,

$$A^{-1} = \begin{bmatrix} -\bar{M}^{-1}\bar{C} & \bar{M}^{-1}\bar{M} \\ \bar{M}^{-1} & 0 \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

を式(2.12)の両辺の左から乗じて、変形すると、次式が得られる。

$$Dx_b = \lambda_b x_b \quad (2.17)$$

ここに,

$$D = -A^{-1}B \quad (2.18)$$

式(2.17)より求められる固有モードのうち、1次～s次までの固有モード（共役モードを含めると、モード数は2s）を採用した場合の固有モードマトリックスを次のように表わす。

$$\phi_b = [\phi_{b1} \quad \bar{\phi}_{b1} \quad \phi_{b2} \quad \bar{\phi}_{b2} \quad \cdots \quad \phi_{bs} \quad \bar{\phi}_{bs}] \quad (2.19)$$

ここで、 ϕ_b は複素マトリックスであり、 ϕ_{br} と $\bar{\phi}_{br}$ （ただし、 $r=1\sim s$ ）は互いに共役な複素ベクトルである。

結合領域の変位は各モードの線形結合として、

$$y_b = \phi_b \xi_b \quad (2.20)$$

ここで、

$$\xi_b = \{\xi_{1b} \quad \xi_{2b} \quad \cdots \quad \xi_{nb}\}^T \quad (2.21)$$

で表わされる。

(2)非結合領域の固有振動特性

分系*i*において結合領域*b*を完全に固定とした場合の振動特性を考える。この場合の運動方程式は次式となる。

$$M_{aa}^i \ddot{\gamma}_{ia} + C_{aa}^i \dot{\gamma}_{ia} + K_{aa}^i \gamma_{ia} = f \quad (2.22)$$

ここで、 γ ：変位

結合領域の場合の式(2.12)～式(2.18)と同様の手順で、複素固有値解析を行って求められる固有モードのうち、1～*m*次（共役モードを含めると、モード数は2*m*）までを採用した場合、固有モードマトリックスは次式となる。

$$\phi_{ia} = [\phi_{ia1} \bar{\phi}_{ia1} \phi_{ia2} \bar{\phi}_{ia2} \cdots \phi_{iam} \bar{\phi}_{iam}] \quad (2.23)$$

非結合領域の変位は、結合領域の変位と結合領域を固定した場合の非結合領域の変位を用いて、次式のように表わされる。

$$y_{ia} = [[T'_i][\phi_{ib}][\phi_{ia}]] \begin{Bmatrix} \xi_{ib} \\ \xi_{ia} \end{Bmatrix} \quad (2.24)$$

ここで、

$$T'_i = \begin{bmatrix} T_i & 0 \\ 0 & T_i \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

(3) 全系の固有振動特性

全系の変位は、結合領域の変位式(2.20)と非結合領域の変位式(2.24)を用いて、次式のように表わされる。

$$\begin{Bmatrix} y_b \\ y_a \end{Bmatrix} = [X] \begin{Bmatrix} \xi_b \\ \xi_a \end{Bmatrix} \quad (2.26)$$

ここで、

$$y_b = \{\delta_b \dot{\delta}_b\}^T \quad (2.27)$$

$$y_a = \{y_{1a} \ y_{2a} \ \cdots \ y_{na}\}^T \quad (2.28)$$

$$\xi_a = \{\xi_{1a} \ \xi_{2a} \ \cdots \ \xi_{na}\}^T \quad (2.29)$$

$$\phi_a = \begin{bmatrix} \phi_{1a} & & & \\ & \phi_{2a} & & \\ & & \boxtimes & \\ & & & \phi_{na} \end{bmatrix} \quad (2.30)$$

$$T = \begin{bmatrix} T'_1 & & & \\ & T'_2 & & \\ & & \boxtimes & \\ & & & T'_n \end{bmatrix} \quad (2.31)$$

$$X = \begin{bmatrix} \phi_b & 0 \\ T\phi_b & \phi_a \end{bmatrix} \quad (2.32)$$

一方、全系の運動方程式、

$$\begin{bmatrix} M_{bb} & M_{ba} \\ M_{ab} & M_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\delta}_b \\ \ddot{\delta}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{bb} & C_{ba} \\ C_{ab} & C_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\delta}_b \\ \dot{\delta}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{bb} & K_{ba} \\ K_{ab} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_b \\ \delta_a \end{Bmatrix} = 0 \quad (2.33)$$

を式(2.26)を用いて、減衰を考慮した固有値問題に変形し、さらに X^T を各項の

左から乗ずると，最終的に次式が得られる。

$$X^T P X \dot{\xi} + X^T Q X \xi = 0 \quad (2.34)$$

ここで，

$$\xi = \{\xi_{ib} \xi_{ia}\}^T \quad (2.35)$$

$$P = \begin{bmatrix} 0 & M_{bb} & 0 & M_{ba} \\ 0 & M_{ab} & 0 & M_{aa} \\ M_{bb} & C_{bb} & M_{ba} & C_{ba} \\ M_{ab} & C_{ab} & M_{aa} & C_{aa} \end{bmatrix} \quad (2.36)$$

$$Q = \begin{bmatrix} -M_{bb} & 0 & -M_{ba} & 0 \\ -M_{ab} & 0 & -M_{aa} & 0 \\ 0 & K_{bb} & 0 & K_{ba} \\ 0 & K_{ab} & 0 & K_{aa} \end{bmatrix} \quad (2.37)$$

したがって，式(2.34)について固有値解析を行うことにより全系の固有値およびモード座標系での固有モードが得られ，これを式(2.26)に代入し，物理座標系での固有モードを求める。解析の自由度は，結合領域の採用モード数 ($2\sum_{i=1}^n m_i$ ，ただし， n ：分系の数， m_i ：分系*i*における採用モード数)の和となり，物理座標系において全系の自由度で解く場合よりもかなり小さな自由度で解析が行える。

2.2.3 区分モード合成法の解析精度に関する検討

区分モード合成法は採用モード数を減少させることにより，計算規模を縮小させることができる合理的な解析手法であるが，採用モード数は解析精度と関連しており，その設定に際しては，予め解析精度を確認しておく必要がある。そこで，図2.1に示した3主桁RC単純T桁橋モデルで損傷部A-3の減衰定数を30%，それ以外の箇所の減衰定数を1%とした場合について，通常の複素固有値解析および採用モード数をパラメータとした区分モード合成法による複素固有値解析を行い，解析結果を比較することにより解析精度の検討を行った。表2.1は両解析方法によって得られた複素固有値の結果を比較したものである。ただし，精度検討の対象とした振動形は，図2.3に示すように，1-1次（曲げ1次），1-2次（ねじれ1次），1-3次，2-1次（曲げ2次），2-2次（ねじれ2次），2-3次の6つのモードとした。表2.1における複素固有値 λ は以下のように表わされる。

$$\lambda = -\zeta \omega \pm j \omega \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (2.38)$$

表 2.1 区分モード合成法の解析精度

振動モード	通常の複素固有値解析 (全モード数 175)		区分モード合成法による複素固有値解析					
			採用モード数 156		採用モード数 80		採用モード数 40	
	実部	虚部	実部	虚部	実部	虚部	実部	虚部
1-1次	-2.542	9.129	-2.524	9.122	-2.521	9.121	-2.518	9.121
1-2次	-7.937	17.35	-7.765	17.35	-7.733	17.34	-7.714	17.34
2-1次	-22.09	38.88	-21.43	38.65	-21.43	38.62	-21.36	38.63
2-2次	-92.04	45.73	-103.9	48.71	-103.1	49.19	-102.7	49.57
1-3次	-32.26	47.42	-29.59	47.60	-29.57	47.58	-29.63	47.58
2-3次	-64.81	71.98	-75.82	72.43	-95.21	72.78	-696.7	91.76

実部；減衰率 虚部；減衰固有振動数 (HZ)

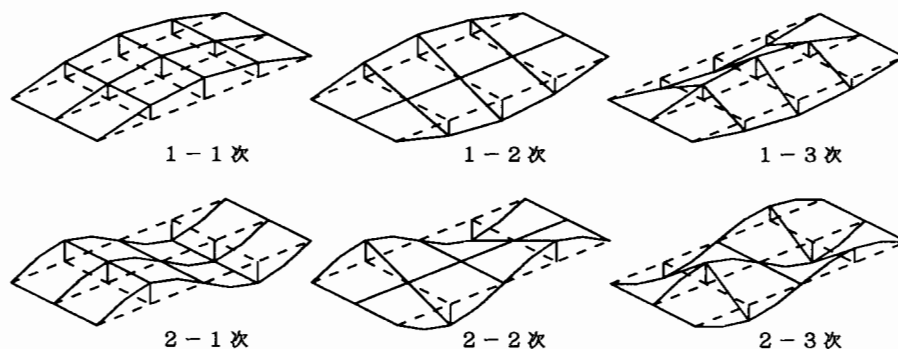


図 2.3 対象とした振動次数とモード

ここで、 ζ ：減衰比， ω ：不減衰固有振動数。

また，区分モード合成法の採用モード数の総和を，全モード数175に対して，156, 80, 40と3段階に変化させた。表2.1の結果から，減衰固有振動数（複素固有値の虚部）が小さくかつ減衰の影響（複素固有値の実部）があまり大きくない1-1, 1-2, 2-1, 2-2次モードについては，いずれの採用モード数でも，区分モード合成法による解析結果は通常の複素固有値解析の結果の97~100%と高精度で得られていることがわかる。しかし，固有振動数が大きくなる2-3次モードについては，採用モード数の減少による解析精度の低下が見られ，解析の効率化の観点から見て，区分モード合成法を用いることの利点は少ないといえる。

本研究では，実験における測定精度の面を考慮し，主に比較的低次の1-1, 1-2, 2-1, 2-2次モードを対象とするため，この範囲内では，区分モード合成法を用い

て十分な精度で、振動特性の解析が行えることが確認できた。

2.2.4 動的感度係数を利用した S I 法

S I 法は、一般的に構造物の現況を定量的に把握する目的で、実験から得られる力学的挙動が解析結果と一致するように各種構造パラメータを同定する、いわゆる逆解析手法の一つである。

Douglas[13]らは、構造パラメータと振動特性との関係を2次関数で近似する簡易解析モデルを用いた S I 法を R C 橋の振動試験に適用し、各部の剛性を同定している。しかし、解析モデルの精度上の問題および構造パラメータと応答との関係における感度のばらつきによる解析精度上の問題から、構造パラメータの概略推定には適している[14]が、厳密な同定は困難であり、同定結果を初期値とした再探索が必要となる。

そこで、本研究では、解析モデルの近似化をせず、感度解析により構造パラメータと応答との関係における動的感度係数を求め、S L P (逐次線形計画法)[15]による最小値探索を行う手法を用いた。まず、目的関数は、応答の解析値と測定値との差の2乗和を最小にするように定義し、複数の種類の応答パラメータを同一目的関数内で取り扱うため、応答の測定値で無次元化を行い、次式のように表した。

$$F = W_1 \left(\frac{\mu_p}{\mu_p^m} - 1 \right)^2 + W_2 \sum_{k=1}^n \left(\frac{z_{pk}}{z_{pk}^m} - 1 \right)^2 \rightarrow \min \quad (2.39)$$

ここで、 p : 振動次数、 n : モードの誤差評価を行う測点数、

μ_p, μ_p^m : p 次モードの固有値の解析値および測定値、

z_p, z_p^m : p 次の振動モードの解析値および測定値、

W_1, W_2 : 固有振動数と振動モードについての重み。

ここでは、目的関数における固有値、振動モードに関する項の重みが等しくなるよう、 $W_1=1.0, W_2=1/n$ とした。

次に、同定変数 x_i ($i=1 \sim l, l$: 設計変数の総数) の目的関数に対する一次感度を求める。同定変数を各部の剛性 k_i とした場合の一次感度は次式で表される。

$$\frac{\partial F}{\partial k_i} = 2W_1 \left(\frac{\mu_p}{\mu_p^m} - 1 \right) \frac{1}{\mu_p^m} \frac{\partial \mu_p}{\partial k_i} + 2W_2 \sum_{k=1}^n \left(\frac{z_{pk}}{z_{pk}^m} - 1 \right) \frac{1}{z_{pk}^m} \frac{\partial z_p}{\partial k_i} \quad (2.40)$$

ここで、

$$\frac{\partial \mu_p}{\partial k_i} = z_p^T \frac{\partial K}{\partial k_i} z_p \quad (2.41)$$

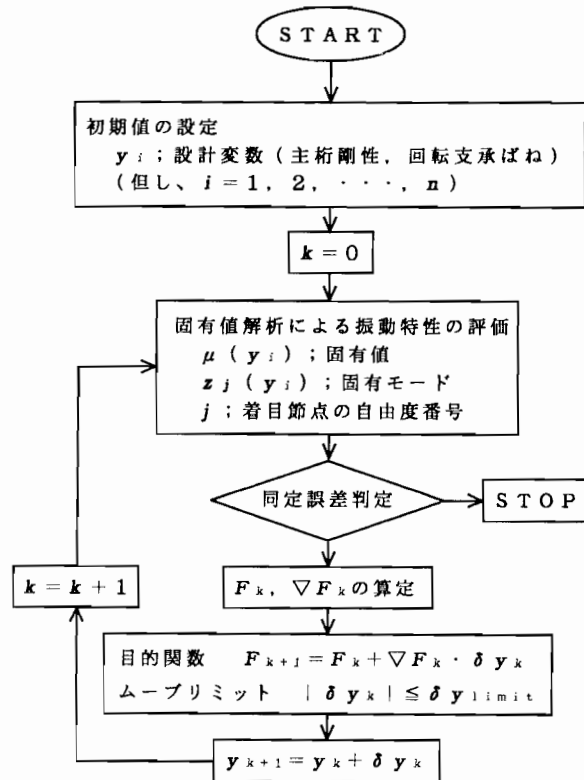


図 2.4 SLPのフロー

$$\frac{\partial z_p}{\partial k_i} = \sum_{j=1}^m \left(-\frac{1}{\mu_j - \mu_p} z_j^T \frac{\partial K}{\partial k_i} z_p \right) z_j \quad (2.42)$$

m : 採用モード数, K : 全体剛性マトリックス.

また, $j=p$ のときは, 式(2.42)は0とする.

以上の関係式を用いて, 図2.4に示したSLPのフローにしたがって構造パラメータの同定を行う. まず, 各構造パラメータの初期値を設定し, 固有値解析により固有値 $\mu_p(k_i)$ および固有振動モード $z_{pk}(k_i)$ を求め, 式(2.40)~式(2.42)を用いて目的関数の線形近似を行い, 直線的に最小値に近づけていく. ただし, この線形近似は, 実際の目的関数値からの誤差が大きくなるように, 構造パラメータの変動に制限(ムーブリミット)を設けて, その範囲内において行う. したがって, ムーブリミットを超えた場合, 改めて固有値解析を行い, 感度を求め直してから探索を続行する. 以上の繰返し探索を行った後, 目的関数の真値が許容誤差範囲内になった時点で同定を終了する.

2.2.5 SI法の解析精度に関する検討

SI法の解析精度を検討するため, 図2.1に示した3主桁RC単純T桁橋の解析

表 2.2 S I法の解析精度

	主桁の剛性 ($\times 10^{12}$ Kgf \cdot cm 2)			横桁の剛性 ($\times 10^{12}$ Kgf \cdot cm 2)		支点の回転拘束ばね定数 ($\times 10^9$ kgf \cdot cm/rad)		
	主桁A	主桁B	主桁C	端横桁	中横桁	主桁A	主桁B	主桁C
設計値	2.305	2.368	2.305	6.144	9.870	1.000	1.000	1.000
初期値	3.120	3.120	3.120	0.799	1.280	1.100	1.100	1.100
同定値	2.316	2.323	2.316	0.799	9.369	1.015	1.016	1.015
誤差(%)	0.45	1.86	0.45	—	5.06	1.52	1.60	1.52

モデルを用いて、まず、通常の固有値解析により固有振動特性を求めておき、S I法において解析モデル各部の剛性に初期値を仮定し、両解析の固有振動特性の相違が0に近づくように各部の剛性を同定した。ここでは、目的関数に考慮する振動パラメータとしては1-1次、1-2次の固有振動数と振動モードとした。表2.2に各部材の設定値とS I法における初期値および同定値を示す。この結果から、端横桁の剛性に関しては振動特性に対する感度が低いため、同定できないが、感度の高い主桁剛性については98%以上の精度で、中横桁については95%程度の精度で同定結果が得られていることが確認された。このように、感度の相違により同定精度が異なり、同定しようとする部材剛性についての感度により同定の精度あるいは妥当性を評価することができる。

2. 3 人工損傷を導入したコンクリート橋への適用

橋梁の損傷と振動特性との関係を把握し、振動特性の変化から損傷を評価しようとする試みは、主として人工損傷を導入したRCはり供試体[10]、および鋼部材格子桁模型[9]、[14]を用いて行われてきた。また、RC橋における振動特性の測定により損傷を評価する試み[6]もなされているが、初期値(健全時の値)のない状態でのものであり、RC橋での感度把握は行われておらず、評価の有効性判定が難しい。

そこで、本研究では、既存のRC単純T桁橋を対象として人工的に損傷を導入することにより橋梁の振動特性の損傷導入前後での変化を調べ、感度特性を把握するとともに、振動特性を利用した損傷評価の有効性を検討した。

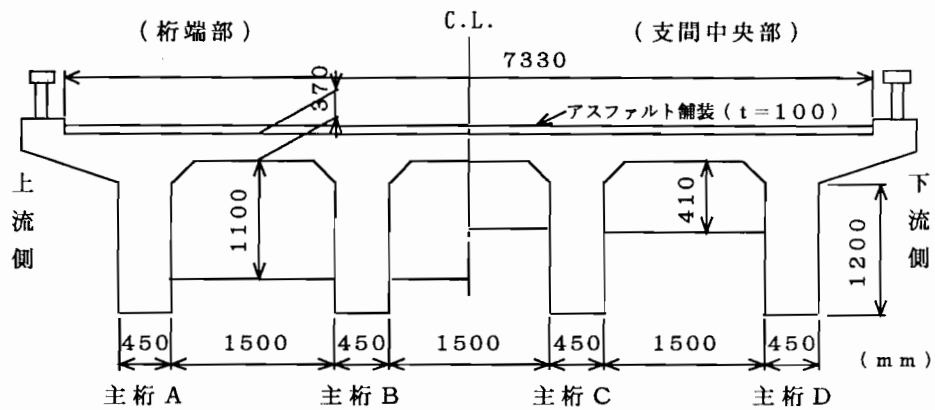


図 2.5 旧大安橋の断面図

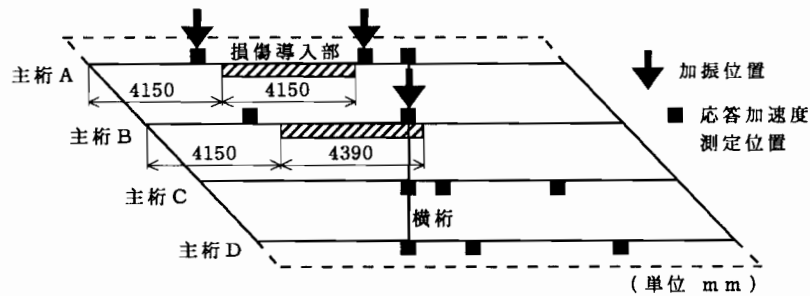


図 2.6 実橋振動試験の概要

2.3.1 試験対象橋梁の概要

試験対象とした兵庫県「旧大安橋」[16]は供用年数27年と比較的新しい、斜角46度を有する4主桁RC単純T桁の3スパン橋梁である。本試験はこのうち比較的損傷の少ない中央スパン（スパン長14.7m）を対象に実施した。旧大安橋の断面図を図2.5に示す。

2.3.2 人工損傷の導入

本試験で設定した人工損傷は、主桁のコンクリート引張領域の曲げひびわれを想定し、図2.6に示すように、主桁A、Bに部分的に導入した。ひびわれの導入方法は図2.7に示すように、径10cmコアボーリングを鉛直方向ひびわれ状に中立軸位置（ウェブ上端付近）まで行き、損傷導入後に桁の質量変化を生じさせないため、コアコンクリートを元のコア孔に再設置した。

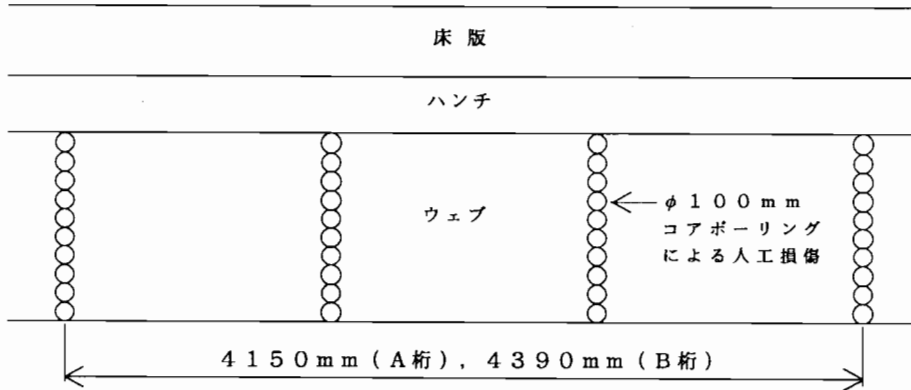


図 2.7 人工損傷の導入方法

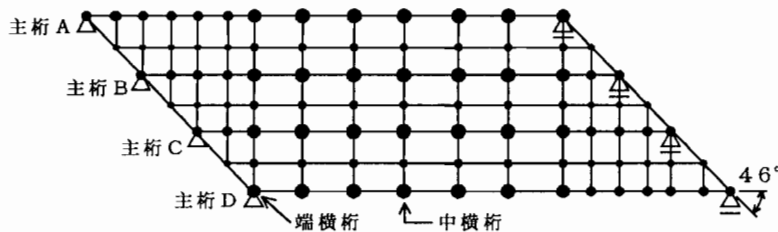


図 2.8 旧大安橋の解析モデル

2.3.3 試験方法 [5], [6]

まず、本橋を図 2.8 示す集中質点系にモデル化し、固有値解析を行って求めた振動特性を実橋振動試験において効果的に測定するため、各振動形の腹に着目し、図 2.6 に示す重錘落下加振位置および応答加速度測定位置を決定した。本試験では、人工損傷導入前後で各測点に 10 回ずつ重錘落下加振を行った。測定結果については、加振力と各応答加速度から伝達関数を求め、実験モーダル解析の手法 [17], [18] により各振動特性を同定した。

2.3.4 損傷パラメータの推定

試験により求められた振動特性のうち、1-1 次の固有振動数と振動モードに着目し、損傷パラメータのうちの剛性低下を S I 法により次の手順で求めた。

- ① 人工損傷導入前の橋梁について、S I 法における構造パラメータを各主桁、横桁の剛性および支点の回転拘束バネ定数としてこれらを同定する。
- ② 人工損傷導入後の橋梁について、損傷パラメータを人工損傷部の剛性および支点の回転拘束バネ定数とし、その他の主桁部分および横桁の剛性は①で求

表 2.3 「旧大安橋」の損傷評価結果

	主桁の剛性 ($\times 10^{12} \text{Kgf}\cdot\text{cm}^2$)				1次振動数 (HZ)
	主桁 A	主桁 B	主桁 C	主桁 D	
設計理論値	7.198	6.755	6.755	7.255	—
現状の同定値	8.242	7.701	7.160	6.346	12.69
損傷時の損傷部 (同定値)	5.496	5.671	—	—	11.71 (損傷時)
現状に対する低下率	33%	26%	—	—	8%

	支点の回転拘束ばね定数 ($\times 10^9 \text{kgf}\cdot\text{cm}/\text{rad}$)							
	主桁 A		主桁 B		主桁 C		主桁 D	
設計理論値	—							
現状の同定値	1.310	1.310	1.100	1.100	0.900	0.900	0.690	0.690
損傷時の損傷部 (同定値)	0.0203	0.0122	0.0100	0.0089	0.0075	0.0073	0.0046	0.0044

めた推定値を用いて、これら損傷パラメータを同定する。

表 2.3は以上の手順に従って求めた1-1次の固有振動数、各主桁毎の平均剛性、人工損傷部の平均剛性および支点の回転拘束バネ定数を示したものである。この結果によると、人工損傷導入による固有振動数の変化は約8%とかなり大きなものとなっている。また、S I法の結果を見ると、主桁A,Bの他に支点の回転拘束バネが大幅に変化している。これは、人工損傷導入前後において、隣接スパンにおける他の試験実施の関係上、舗装、床版部で縁切りしたことにより、隣接スパンとの拘束条件が変化したことによるものと考えられ、縁切りにより、拘束度が非常に低下していることが表されている。このように、現況の橋梁は単純支持条件にもかかわらず、支点の回転拘束がかなり大きく、振動特性の測定値そのものを損傷と関連づけることができない場合があり、このような場合、支点の回転拘束をも同定変数としたS I法が有効となる。また、逆に、S I法で支点の回転拘束を正確に評価するためには、妥当な初期値推定が必要条件となる。

各桁の剛性の同定結果から、現況の橋梁における主桁の剛性の推定値は全断面有効として計算した理論値に近く、事前に行った目視検査での「本橋の健全度は高い」という診断結果[16]とほぼ一致した。また、コンクリート引張領域が主桁の剛性に及ぼす影響が大きいいため、コンクリート引張領域に曲げひびわれとし

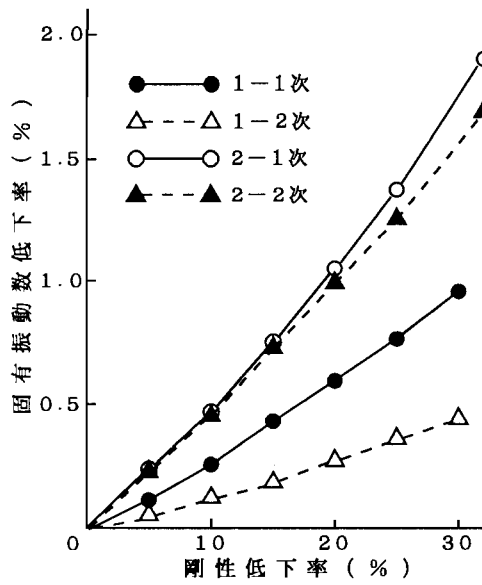
て導入した人工損傷による剛性低下率はA桁で33%，B桁で26%と非常に大きくなっている。また，これらの剛性低下から損傷部のコンクリート有効断面領域を求めると，A桁，B桁の有効断面領域の下縁線がコンクリート断面下縁から，それぞれ，約44cm，28cmとなっており，人工損傷として設定したコンクリート桁の損傷としては，ほぼ妥当な同定値であると考えられる。

2. 4 損傷評価における振動パラメータの有効性の検討

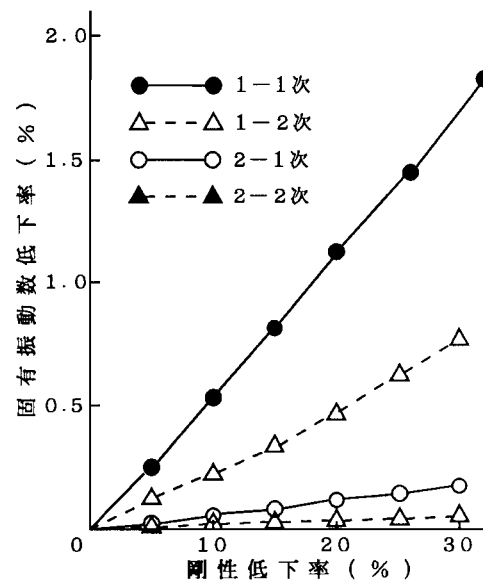
橋梁の損傷を安全性の面から評価するためには，各損傷が橋梁全体へ及ぼす影響を把握する必要がある。本研究では，その影響を表わすパラメータとして橋梁の振動特性に着目し，各部の損傷と各種振動特性との関係を用いて振動特性の変化から損傷を推定し，その損傷と橋梁全体系との関係の評価しようとするものである。その際，最も重要なことは，各損傷毎に最も感度の高い振動パラメータを抽出することであるといえる。そこで，ここでは損傷パラメータとして剛性低下の他に減衰定数の変化，振動パラメータとして固有振動数，振動モードの他に減衰特性，位相差を取り上げ，複素固有値解析による3主桁RC単純T桁橋のパラメータ計算を実施し，両パラメータ間の感度を調べ，損傷パラメータとしての有効性を検討した。

2.4.1 損傷を考慮した橋梁の解析モデル

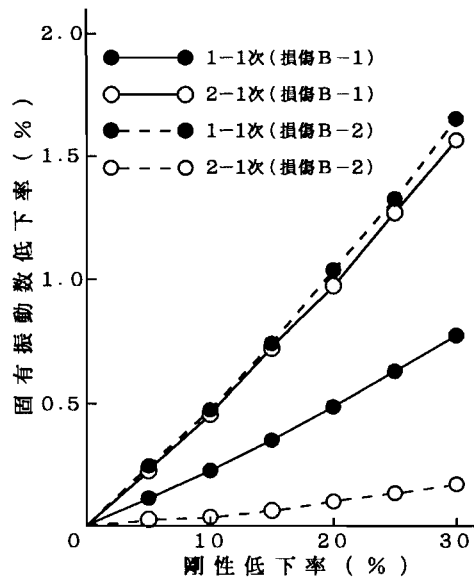
解析の対象は図2.1に示した3主桁で中桁を有するRC単純T桁橋とし，部分的な損傷を仮定し，損傷パラメータを変化させて固有値解析を行った。損傷としては，図2.1に示した損傷部A-1～2，B-1～2における剛性低下率0～30%および損傷部A-3，B-3における減衰定数1～30%の範囲での変化として考慮した。ここで減衰定数は，便宜上，以下の手順により求められる値を用いた。まず，3主桁をそれぞれ独立な単桁とし，全スパンで一様な減衰係数マトリックス C を内部粘性減衰による比例減衰 $C=\beta_v K$ (β_v :内部粘性係数， K :剛性マトリックス)と仮定すると，減衰比は $\zeta=\beta_v/2$ (ω :非減衰固有振動数)で表わされるので，この関係を図2.1に示した解析モデルの主桁各要素に適用し，各要素毎に $C_i=\beta_v K_i$ を仮定し， $\zeta=0\sim 0.3$ の変化に対応して， $\beta_v=2\zeta/\omega$ の値を設定した。したがって，各モードにおける減衰特性を解析する場合，各モード毎にそれぞれ対応する内部粘性係数 β を設定し直した。



(a) 損傷 A-1 導入時



(b) 損傷 A-2 導入時

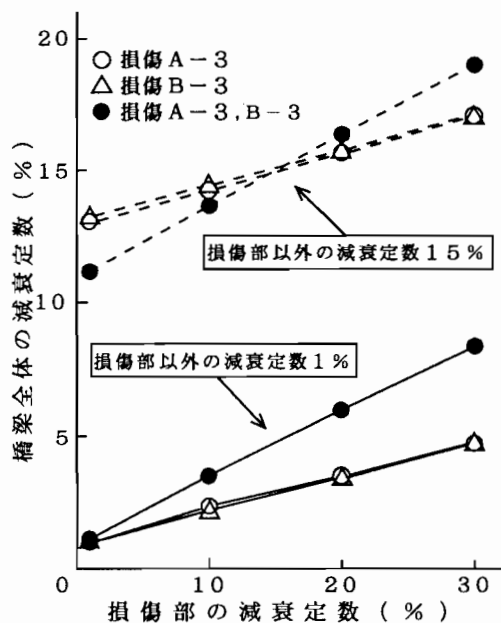


(c) 損傷 B-1, B-2 導入時

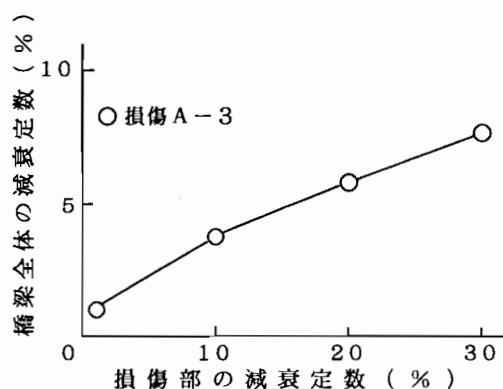
図 2.9 損傷部の剛性低下と橋梁の固有振動数との関係

2.4.2 固有振動数

図2.9 a)～c)は各損傷部の剛性低下率と固有振動数との関係を示したものである。端桁の局部損傷A-1, A-2の剛性低下による固有振動数の変化が大きいモードは、前者の場合、2-1および2-2次、後者の場合、1-1次となっており、それぞれ



(a) 1-1 次モードの場合



(b) 1-2 次モードの場合

図 2.10 損傷部の減衰定数と橋梁全体の減衰定数との関係

の損傷位置が振動の腹に近いモードに大きな変化が生じている。中桁の損傷B-1, B-2の場合、中桁に振幅が生じない1-2および2-2次の固有振動特性には影響を及ぼさず、その他のモードについて、端桁の損傷の場合と同様に、損傷B-1の剛性低下により1-1次、損傷B-2の剛性低下により2-1次に大きな変化が生じる。

以上の結果から、中桁と端桁の損傷を区別するためには、2-2もしくは1-2次の固有振動数、同一桁内での損傷位置を推定するためには、1-1, 2-1, 2-2次の固有振動数がパラメータとして有効（感度が高い）であることがわかる。この結果は、模型桁によって測定された結果[9]とほぼ一致する。また、あらゆる箇所の損傷を評価対象とする場合、各損傷に対して感度の高い振動モードを用いる必要があり、1-1次の固有振動数のみでなく2-1, 2-2次の固有振動数あるいは固有振動数以外の振動パラメータを考慮しなければならない。

2.4.3 減衰特性

図2.10 a), b)は各損傷部の減衰定数変化と橋梁全体系の減衰特性との関係を示したものである。1-1次モードに関する結果から、損傷部A-3, B-3の減衰定数変化は橋梁全体系の減衰特性に対して同一の感度を有し、また、損傷部以外の減衰定数が異なる場合でも感度は一致していることがわかる。さらに、これらの損傷部の感度は線形であり、複数の損傷が生じる場合は個々の感度の線形和として表

わすことができる。これに対して、1-2次モードに関する結果では、モードの節となる損傷部B-3の減衰定数変化は全体系の減衰特性にはほとんど影響を及ぼさないため、1-1次、1-2次両方の振動特性を用いると、各主桁毎の損傷程度を推定することが可能である。

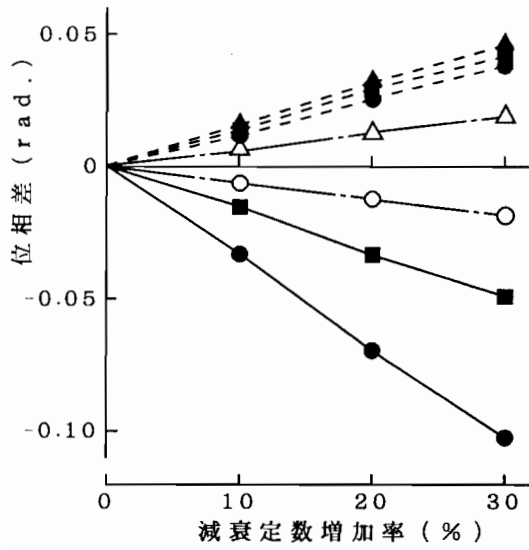
2.4.4 位相差

図2.11 a)～c)は各損傷部の減衰定数変化と1-1次モードに関する橋梁各部の位相差との関係を示したものである。ここでの位相差は主桁BのL/2点の位相を基準として求めたものである。これらの結果から、損傷を与えた主桁の位相差が最も大きく変化していることがわかり、特に損傷部A-3の減衰定数が30%に増加した場合、位相差の変化が最も大きく、約0.1rad.となっている。また、損傷部以外の減衰定数が異なる場合でも感度は一致しており、さらに、これらの損傷部の感度は線形であることから複数の損傷が生じる場合は個々の感度の線形和として表わすことができる。次に、図2.11 d)に2-1次モードに関する結果を示す。ただし、この場合の位相差は主桁A,Cの各点とそれに対応する主桁Bの各点との位相のずれを示す。この結果から、損傷部A-3の減衰定数の変化は2-1次モードの位相差に大きな影響を及ぼし、減衰定数の変化30%により主桁AのL/4点で位相差約0.3rad.が生じている。また、主桁Aと主桁Cとの位相差は最大約0.5rad.となっている。

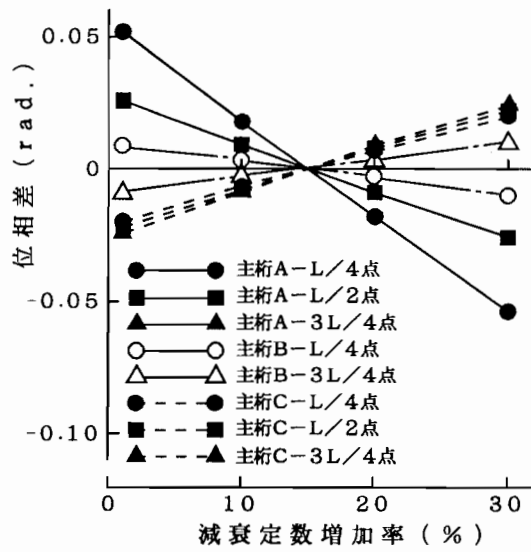
以上の結果から、1-1次および2-1次モードの位相差は端桁に生じた損傷の位置と程度を推定するためのパラメータとして有効であると考えられる。

2.4.5 減衰定数による損傷評価

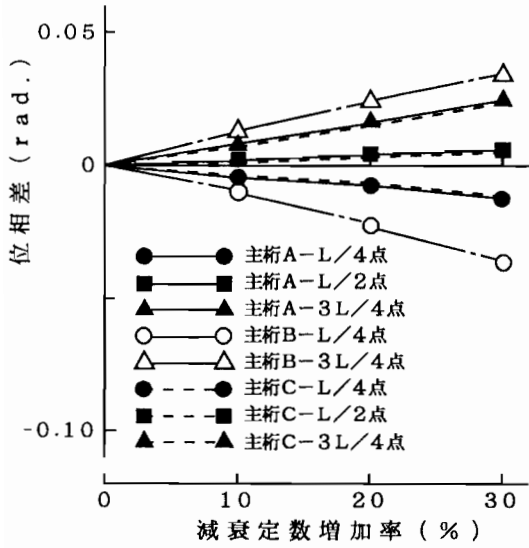
橋梁全体系の減衰特性および位相差から、損傷部の減衰特性が評価されると、これを損傷パラメータとして、種々の模型や実橋における測定結果から損傷程度との関係を把握し、損傷の評価へと結びつけることができる。図2.12は、既存RC-T桁橋（兵庫県内における4橋）における破壊試験[15],[20]および人工損傷を有するRC供試体[8]において測定された剛性低下率と減衰定数との関係を示したものである。この結果によると、データのばらつきは大きいものの、剛性低下率が大きくなるほど減衰定数が増大する傾向にある。また、実橋と供試体との間および各橋梁間でその関係が異なることから、橋梁の形式、寸法諸元毎の測定値を蓄積・評価することにより、損傷パラメータとしての減衰定数を確立する必要がある。



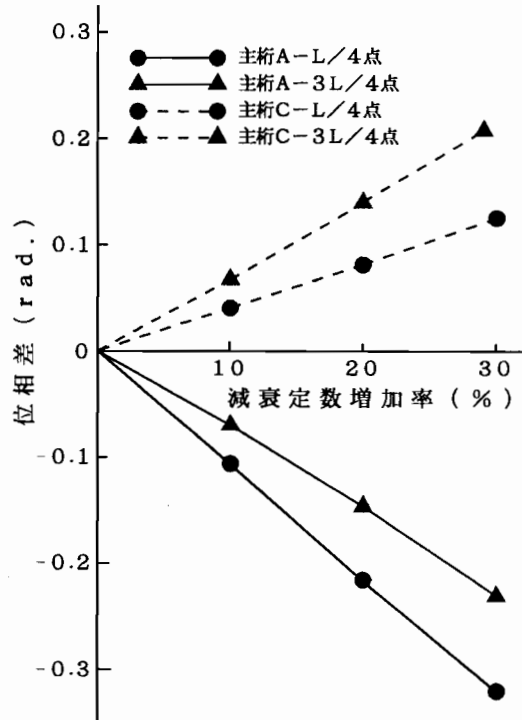
(a) 損傷 A-3 導入時 (損傷部以外の減衰定数 1%) の 1-1次モード



(b) 損傷 A-3 導入時 (損傷部以外の減衰定数 15%) の 1-1次モード



(c) 損傷 B-3 導入時の 1-1次モード



(d) 損傷 A-3 導入時の 2-1次モード

図 2.11 損傷部の減衰定数と橋梁の位相差との関係

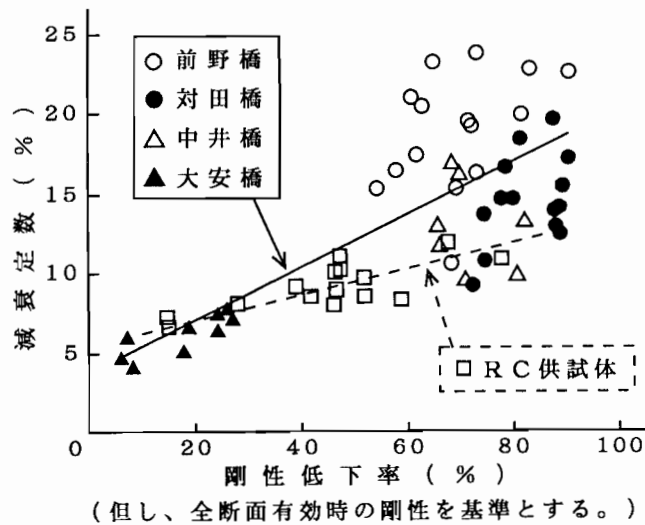


図 2.12 剛性低下と減衰定数との関係

2. 5 質量付加による動的感度特性の改善に関する検討

以上において、損傷と振動特性との感度特性を調べ、これを利用した S I 法による損傷評価を試みた。本手法を実橋に適用する上で最も重要なことは、各損傷毎に最も感度の高い振動パラメータを抽出することであり、また、この感度特性は橋梁形式によって異なるため、形式毎の評価が必要となる。

そこで、本節では、3径間連続 R C - T 桁橋を対象に、振動パラメータとして固有振動数、振動モードを考慮し、これらの感度特性を改善させることを目的とし、質量を付加することにより橋梁の構造系を変化させた状態での実橋振動試験を行い、その有効性を検討した。

2.5.1 試験対象橋梁の概要

対象とした兵庫県「旧青木橋」は昭和12年架設の3主桁を有する3径間連続 R C - T 桁橋である。昭和44年に上流側に2主桁が増設されたが、本研究ではこの増設桁を縁切りし、架設当初の3主桁のみを対象とした。図2.13に本橋の概要を示す。目視検査の結果、主桁には全体的に曲げおよびせん断ひびわれがともに多く発生していることがわかった。主桁Aの外側には、打ち継ぎ目からの漏水が激しく、下面には腐食ひびわれが発生している箇所がある。ジャンカ等の施工不良箇所は主桁Cによく見られ、また、局部的にコンクリートの浮き、剥離、欠落も見られた。以上のとおり、目視検査からは、劣化の程度がかなり大きいものと判断された。

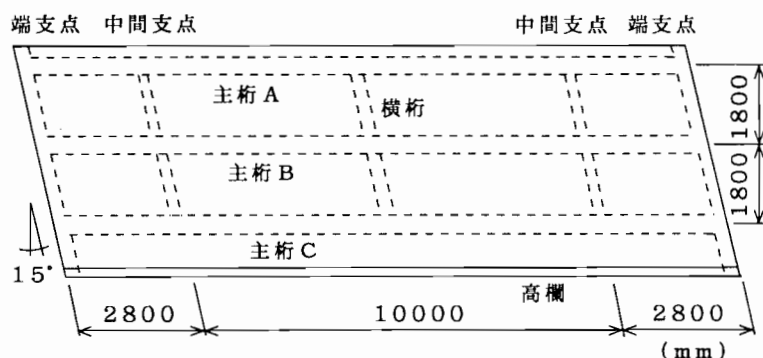


図 2.13 「旧青木橋」の概要

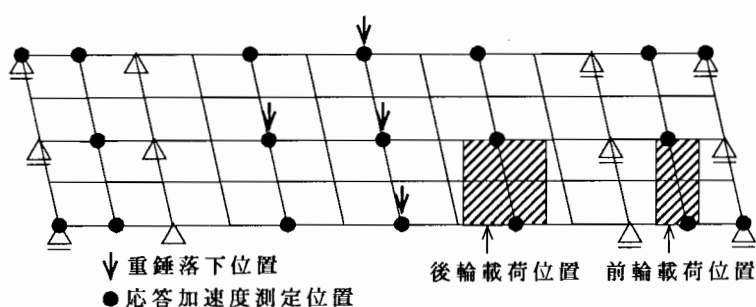


図 2.14 質量付加を伴う動的載荷試験の概要

2.5.2 試験の概要

動的載荷試験として、重量300kgfの重錘をクレーン車により約70cmの高さから所定の位置に落下させ、重錘に設置した加速度計から入力加速度を、各主桁の下面に設置した加速度計から応答加速度を測定し、モーダル解析により振動特性を同定した。図2.14に重錘落下位置と応答加速度測定位置を示す。また、主桁Cの剛性低下による損傷導入を想定してコンクリート高欄（主桁C側）の有無による振動特性の変化を調べた。

さらに、質量付加による影響を調べるため、トラック荷重（20tf）による静的載荷を受けた状態、つまり、強制的に構造系を変更した状態で同様の動的載荷試験を行い、コンクリート高欄の有無による振動特性の変化を調べた。また、この質量付加に際しては、事前解析により、トラック台数および付加位置に関する検討を行った。

2.5.3 質量付加による振動特性の影響解析

質量付加を伴う振動試験を行うにあたり、損傷に対して最も感度の高い振動特

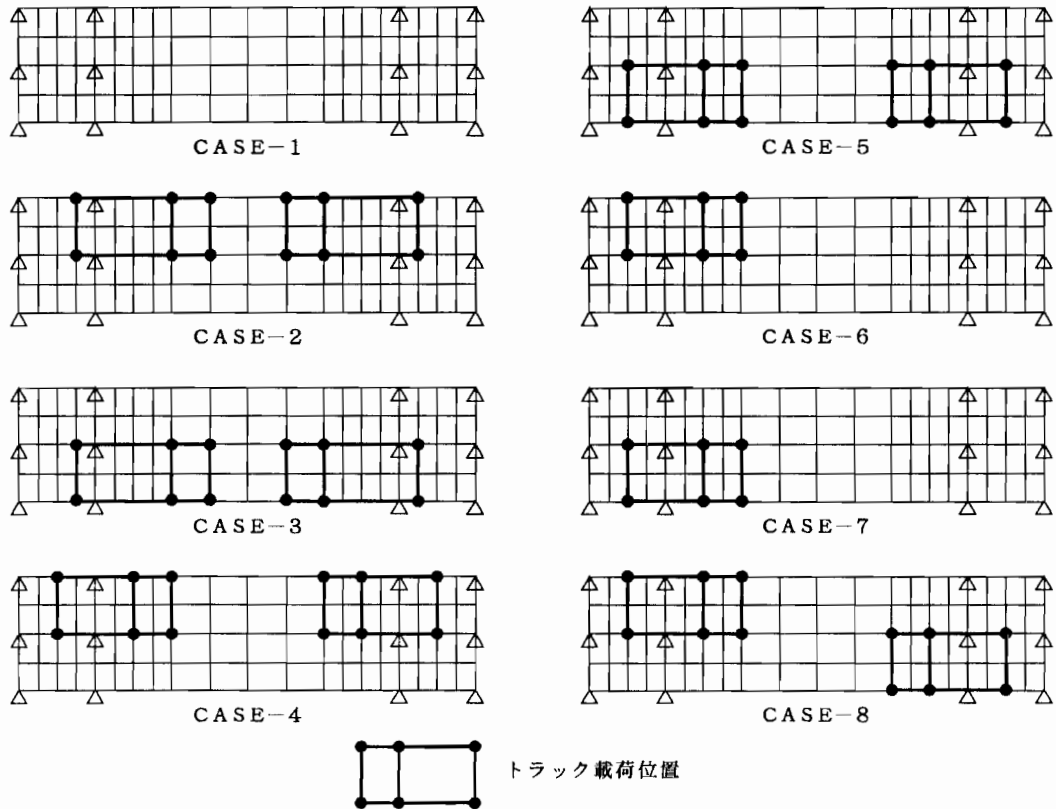


図 2.15 質量付加のパターン

性を得るため、質量付加の位置と程度（ここでは、トラック台数を1台もしくは2台）をパラメータとした固有値解析を行った。振動特性を評価するための固有値解析を行うにあたり、「旧青木橋」をはり要素を用いた集中質点系にモデル化した。実際の橋梁に近い剛性の分布を考慮するため床版もはりモデルに置き換えている。断面諸量、配筋等の詳細なデータがないため、橋梁断面の寸法は実測により得、鉄筋量は全断面の1%と仮定した。これを基に健全時の橋梁のモデルとして、各節点において質量、全断面有効時の剛性を求めた。ここで、質量付加の効果は、コンクリート高欄の有無（剛性の変化）によって評価するものとし、質量付加方法については、図2.15に示すCASE-1～8の8通りとした。また、対象モードは、曲げ1次（1-1次）とした。

表2.4、表2.5に固有振動数と振動モードの解析結果を示す。また、図2.16に振動モード形を示す。これらの結果から、質量を付加した場合、固有振動数はあまり変化しないが、振動モードについてはかなり大きく変化することがわかる。質量付加ケースのうち、除去するコンクリート高欄側（主桁C側）のみに付加したCASE-3、5、7における感度が高く、特に、トラック1台のみ載荷したCASE-7については、主桁A（除去するコンクリート高欄と反対側の主桁）のL/2点での振動

表 2.4 影響解析による固有振動数の結果

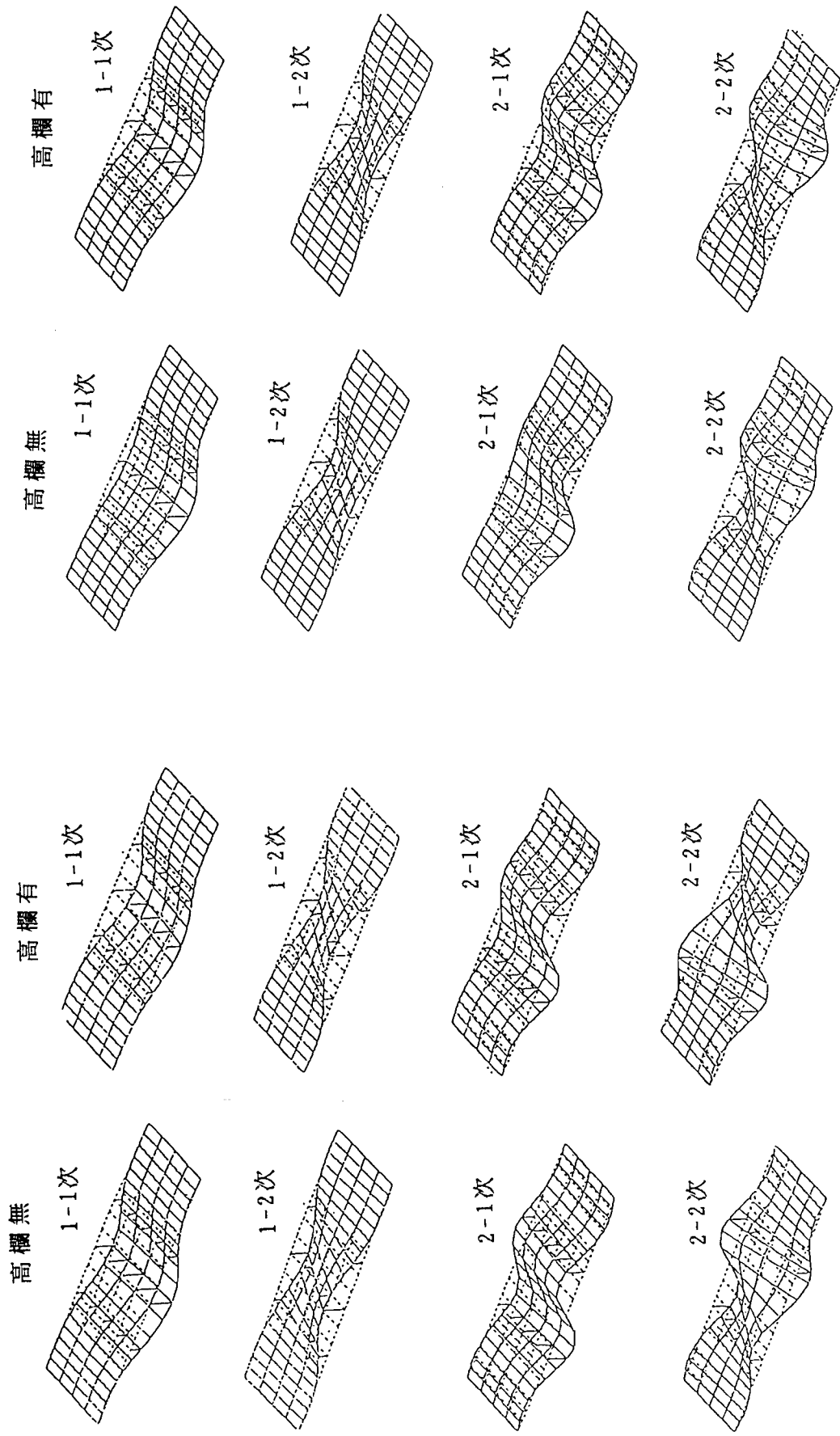
質量付 加パター ン	高 欄	曲げ1次 (1-1次)	ねじれ 1次 (1-2次)	曲げ2次 (2-1次)	ねじれ 2次 (2-2次)
CASE-1	無	18.6	21.7	47.4	52.5
	有	18.1 (0.97)	20.8 (0.96)	46.0 (0.97)	50.0 (0.95)
CASE-2	無	12.6	18.8	30.4	40.9
	有	12.6 (1.00)	17.6 (0.94)	30.4 (1.00)	39.7 (0.97)
CASE-3	無	13.4	18.1	31.8	32.8
	有	12.6 (0.94)	17.9 (0.99)	31.6 (0.99)	40.0 (1.22)
CASE-4	無	15.5	20.2	31.8	42.4
	有	15.4 (0.99)	18.9 (0.94)	31.8 (1.00)	40.9 (0.96)
CASE-5	無	16.1	19.7	34.0	41.9
	有	15.2 (0.94)	19.4 (0.98)	31.8 (0.94)	41.2 (0.98)
CASE-6	無	16.8	20.8	38.8	44.1
	有	16.6 (0.99)	19.5 (0.94)	38.7 (1.00)	42.9 (0.97)
CASE-7	無	17.3	20.4	40.4	44.7
	有	16.4 (0.95)	19.9 (0.98)	38.2 (0.95)	43.4 (0.97)
CASE-8	無	16.1	19.2	35.4	39.5
	有	15.7 (1.03)	18.3 (0.95)	34.9 (0.99)	37.8 (0.96)

(単位: Hz)

表 2.5 影響解析による振動モードの結果

質量付 加パター ン	高 欄	A桁L/2点		B桁L/2点		C桁3L/4点	
		曲げ 1次	ねじれ 1次	曲げ 1次	ねじれ 1次	曲げ 1次	ねじれ 1次
1	有	1.00	0.87	0.86	0.08	0.66	1.00
	無	0.77 (0.77)	1.00 (1.15)	0.91 (1.06)	0.11 (1.38)	1.00 (1.52)	-0.71 (0.71)
2	有	1.00	-0.37	0.59	0.43	0.17	1.00
	無	1.00 (1.00)	-0.38 (1.03)	0.62 (1.05)	0.39 (0.91)	0.23 (1.35)	1.00 (1.00)
3	有	0.35	1.00	0.71	0.38	1.00	-0.41
	無	0.22 (0.63)	1.00 (1.00)	0.63 (0.89)	0.41 (1.08)	1.00 (1.00)	-0.36 (0.88)
4	有	1.00	-0.45	0.65	0.33	0.27	1.00
	無	1.00 (1.00)	-0.52 (1.16)	0.72 (1.11)	0.27 (0.82)	0.40 (1.48)	1.00 (1.00)
5	有	0.57	1.00	0.82	0.26	1.00	-0.54
	無	0.34 (0.60)	1.00 (1.00)	0.68 (0.83)	0.33 (1.27)	1.00 (1.00)	-0.43 (0.80)
6	有	1.00	-0.53	0.70	0.27	0.35	1.00
	無	1.00 (1.00)	-0.67 (1.26)	0.81 (1.16)	0.18 (0.67)	0.59 (1.69)	1.00 (1.00)
7	有	0.82	1.00	0.95	0.16	1.00	-0.70
	無	0.44 (0.54)	1.00 (1.00)	0.73 (0.77)	0.27 (1.69)	1.00 (1.00)	-0.50 (0.71)
8	有	1.00	-0.82	0.84	0.11	0.62	1.00
	無	0.89 (0.89)	1.00 (1.22)	0.97 (1.15)	0.07 (0.64)	1.00 (1.61)	-0.87 (0.87)

()内は、無/有。



a) 質量付加無
b) 質量付加有

図 2.16 振動モード形の解析結果

モード値が1.87倍と非常に大きく変化している。このことより、実橋における動的載荷試験はCASE-7について行うこととした。

次に、実橋においては、端支承における鉛直変位の拘束条件が完全でないため、支点の浮き上がりがある程度生じる可能性がある。そこで、ここでは、上述のCASE-7について、端支承における鉛直変位は完全拘束（連続桁）および完全自由（張出桁）の2通りの条件で解析を行った。表2.6、表2.7に固有振動数と振動モードの解析結果を示す。この結果から、端支承が完全自由の場合、質量付加の有無に拘らず、高欄除去による振動モードの感度が非常に小さくなることがわかる。従って、質量付加による感度改善は、特に連続桁に対して非常に有効であると考えられる。

2.5.4 実橋試験結果

(1) 動的載荷試験結果

実橋試験で得られた結果として図2.17に振動モードを示す。青木橋は3径間連続橋として設計されていたが、振動モードからわかるように、端支承部で浮き上がりが生じ、連続ばりと張出ばりの中間的な挙動を示していることがわかる。次に、これらの振動特性を用いてS I法により主桁各部の剛性を推定した。ただし、解析モデルの端支承部鉛直拘束ばね定数についても同定変数とした。表2.8に高欄を除去した場合の同定結果を示す。この結果から、各主桁の剛性とも、健全時の剛性に比べてかなり低下しており、特に、主桁Cの損傷程度が大きくなっている。また、表2.8には、別途、実施したコンクリートコア（ウェブコンクリート上部において、橋軸直角方向に貫通させて採取）による材料試験によって得られた各主桁毎の弾性係数の結果を併記している。この結果から、弾性係数が設計値（ $210,000\text{kgf/cm}^2$ ）の半分以下に低下していることが確認され、また主桁Cの方が主桁Aよりも品質が低いことも合わせてS I法による同定結果と傾向が一致していることがわかる。

(2) 質量付加を伴う動的載荷試験結果

質量付加を伴う振動試験結果として、表2.9に振動モードの感度を示す。この結果から、主桁Cの高欄を除去した場合、主桁Aの振動モードの変化が非常に大きくなっている。また、主桁Cに質量を付加しない場合の方がむしろ振動モードの損傷に対する感度が大きくなっている。これは、表2.8に示したS I法による主桁剛性の同定結果からわかるように、主桁Cの損傷による剛性低下が非常に大きく、質量／剛性の比が健全時に比べて2倍以上大きくなっているため、質量を付

表 2.6 橋梁の諸条件を考慮した影響解析による固有振動数の結果

端部拘束条件	質量付加条件	斜角の有無	高欄の有無	固有振動数 (Hz)			
				曲げ1次	ねじれ1次	曲げ2次	ねじれ2次
連	無	無	有	18.6	21.7	47.4	52.5
			無	18.1 (0.97)	20.8 (0.96)	46.0 (0.97)	50.0 (0.95)
続	無	有	有	19.1	22.1	48.3	52.0
			無	18.5 (0.97)	21.1 (0.95)	46.9 (0.97)	50.5 (0.97)
桁	有	無	有	17.3	20.4	40.4	44.7
			無	16.4 (0.95)	19.9 (0.98)	38.2 (0.95)	43.4 (0.97)
張	無	無	有	17.7	20.7	41.2	44.2
			無	16.8 (0.95)	20.3 (0.98)	39.1 (0.95)	43.0 (0.97)
出	無	有	有	9.94	14.8	22.4	29.0
			無	9.75 (0.98)	14.5 (0.98)	21.8 (0.97)	28.1 (0.97)
桁	有	無	有	11.5	15.5	24.0	29.8
			無	11.4 (0.99)	15.3 (0.99)	23.4 (0.98)	29.0 (0.97)
		有	有	9.08	13.9	20.9	27.1
			無	8.87 (0.98)	13.7 (0.99)	20.1 (0.96)	26.5 (0.98)
		有	有	10.5	14.5	22.5	27.9
			無	10.3 (0.98)	14.4 (0.99)	21.7 (0.96)	27.3 (0.98)

()内は無/有.

表2.7 橋梁の諸条件を考慮した影響解析による振動モードの結果

端部拘束条件	質量付加条件	斜角の有無	高欄の有無	振動モード (曲げ1次)		
				A桁L/2点	B桁L/2点	C桁L/2点
連	無	無	有	1.00	0.86	0.66
			無	0.77 (0.77)	0.91 (1.06)	1.00 (1.52)
続	有	有	有	1.00	0.85	0.65
			無	0.76 (0.76)	0.89 (1.05)	1.00 (1.54)
桁	有	無	有	0.82	0.95	1.00
			無	0.44 (0.54)	0.73 (0.77)	1.00 (1.00)
張	無	有	有	0.77	0.92	1.00
			無	0.41 (0.53)	0.72 (0.78)	1.00 (1.00)
出	無	無	有	1.00	0.99	0.96
			無	0.93 (0.93)	0.97 (0.98)	1.00 (1.04)
桁	有	有	有	1.00	0.99	0.98
			無	0.88 (0.88)	0.94 (0.95)	1.00 (1.02)
		有	有	0.85	0.93	1.00
			無	0.76 (0.89)	0.89 (0.96)	1.00 (1.00)
		有	有	0.74	0.87	1.00
			無	0.65 (0.88)	0.82 (0.94)	1.00 (1.00)

()内は無/有.

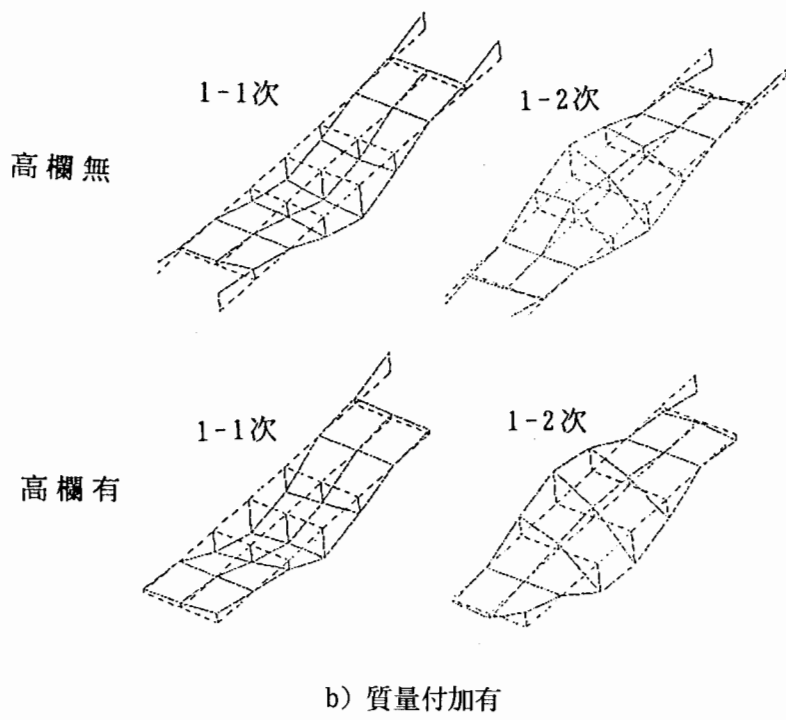
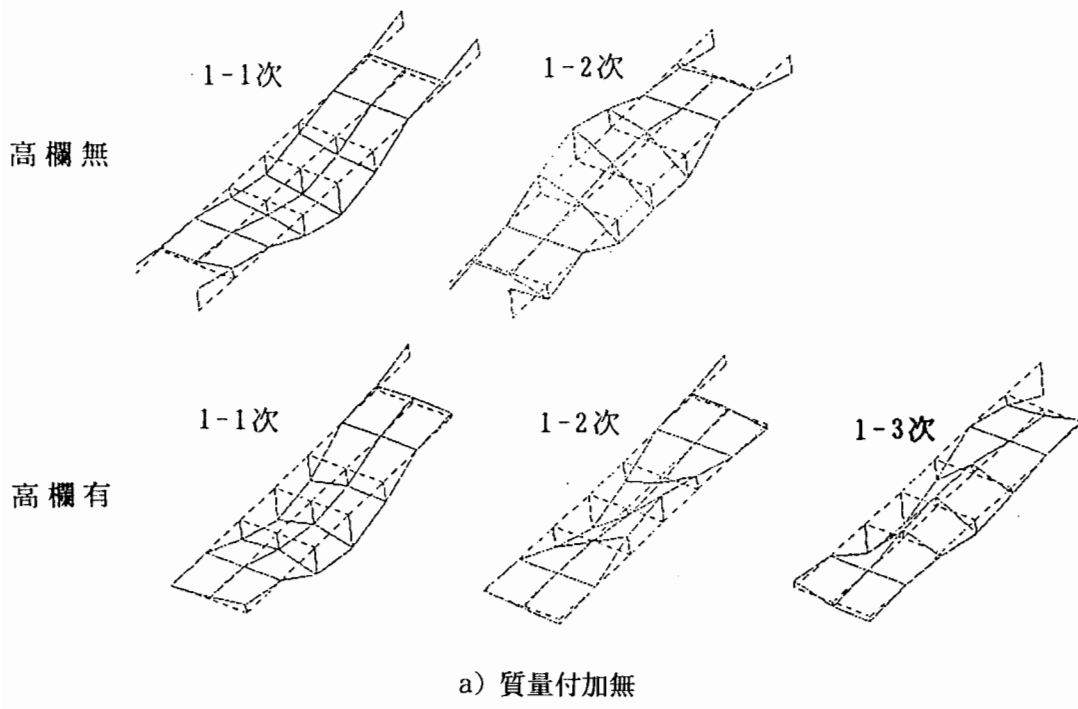


図 2.17 振動モード形の測定結果

表 2.8 S I 法および材料試験の結果

		主桁 A	主桁 B	主桁 C
剛性(EI) (10^{11} kgf \cdot cm 2)	設計値	9.98	10.87	18.50
	同定値	5.74	4.48	3.21
材料試験によるコンクリートの弾性係数(E) (10^5 kgf/cm 2)		1.15	0.97	0.78

表 2.9 振動モードの実験結果

			振動モード		
質量付加	高欄	桁	智頭側 支承	中央 L/2点	佐用側 支承
無	有	主桁 A	0.37	0.98	—
		主桁 B	—	0.68	—
		主桁 C	—	1.00	—
	無	主桁 A	0.48	0.56	0.27
		主桁 B	—	0.76	—
		主桁 C	0.47	1.00	0.66
	無/有	主桁 A	1.30	0.57	—
		主桁 B	—	1.12	—
		主桁 C	—	1.00	—
有	有	主桁 A	0.62	1.00	—
		主桁 B	—	0.86	—
		主桁 C	—	0.86	—
	無	主桁 A	0.51	0.67	0.34
		主桁 B	—	0.87	—
		主桁 C	0.55	1.00	0.58
	有/無	主桁 A	0.82	0.67	—
		主桁 B	—	1.01	—
		主桁 C	—	1.16	—

加しない状態であっても、解析結果で得られた質量付加による影響と同等のものが得られているものと考えられる。このことから、外桁の質量／剛性バランスを変えらることにより、損傷に対する振動モードの感度特性を大きく変化させることができ、振動モードが損傷評価のためのパラメータとしてより有効になり得るものと考えられる。

2. 6 結言

本章では、既存コンクリート橋の損傷評価に用いられる各種振動パラメータの有効性を解析および実橋試験により評価し、それらに基づく効率的な損傷評価法を検討した。得られた結論を以下にまとめる。

- (1) 損傷評価のための振動パラメータとして固有振動数、振動モードの他に減衰特性および位相差を考慮するため、一般粘性減衰を考慮した複素固有値解析を区分モード合成法により効率的に行う手法を検討し、解析精度を調べた結果、通常の複素固有値解析の約半分の解析規模（採用自由度）で十分な精度の解が得られることを確認した。
- (2) 3主桁RC単純T桁橋の解析モデルを用いて、各部の損傷に対する各種振動パラメータの感度を調べた結果、2-1, 2-2次の固有振動数、1-1, 1-2, 2-1次の減衰定数、1-1, 2-1次の位相差の感度が高く、それぞれの感度特性の相違を用いると、損傷位置を推定することが可能である。
- (3) 固有振動数および振動モードに関する動的感度係数を利用したSI法を検討し、解析精度の検討によりその妥当性を確認した。さらに、既存RC単純T桁橋において桁の曲げひびわれに相当する人工損傷を導入し、その前後での振動特性変化の測定結果に本手法を適用した。その結果、損傷部の剛性低下の同定がほぼ妥当であることを確認した。また、本実験の場合、1-1次の固有振動数の変化は約8%とかなり大きかったが、SI法による同定結果から支点部の回転拘束条件の変化による影響が大きいことが確認された。SI法では、このように支点の条件等をも同定パラメータとして考慮できる利点がある。
- (4) 質量付加を伴う動的載荷試験について検討した結果、連続桁橋の場合、外桁の質量／剛性バランスを変化させることにより、振動モードの感度特性を改善することが可能であることを確認した。

参 考 文 献

- [1] 宮本文穂・森川英典・山本昌孝：既存コンクリート橋の損傷に対応する動的挙動の感度特性と損傷評価への適用，土木学会論文集，No.442/V-16，pp.61～70，1992.2.
- [2] Miyamoto, A., Morikawa, H. and Kajitani, Y. : Dynamic behavior in existing concrete bridges and damage detection, Proc. of IABSE Colloquium Copenhagen 1993.3.
- [3] 宮本文穂・森川英典・山本昌孝・桜井敏幸：コンクリート橋の振動挙動変化に基づく損傷評価に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12, No.1, pp.319～324, 1990.6.
- [4] 宮本文穂・森川英典・久保田裕二：既存コンクリート橋の損傷評価に対する動的感度解析の適用，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13, No.2, pp.905～910, 1991.6.
- [5] 宮本文穂，西村昭，堀浩之，山本恭義：コンクリート橋の安全性評価とその検証法の開発，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10, No.3, pp.81～86, 1988.6.
- [6] 宮本文穂，前田敏也，熊谷稔，前田強：コンクリート橋の安全性評価と補修・補強法の検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11, No.2, pp.245～250, 1989.6.
- [7] Natke, H.G. and Yao, J.T.P. (ed.) : Structural safety evaluation based on system identification approaches, Proceedings of the Workshop at Lambrecht/Pfalz, Friedr.Vieweg & Sohn, 1988.
- [8] Nowak, A.S. (ed.) : Bridge evaluation, repair and rehabilitation, Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on Bridge Evaluation, Repair and Rehabilitation, 1990.
- [9] 西村昭，藤井学，宮本文穂，加賀山泰一：橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性，土木学会論文報告集，No.380, pp.355～364, 1987.4.
- [10] 宮本文穂：道路橋鉄筋コンクリート床版の力学的特性とその耐用性判定に関する基礎的研究，京都大学学位論文，1984.9.
- [11] (財)建設工学研究所：県道姫路上郡線「旧中井橋」耐用性診断試験報告書，1989.3.
- [12] 大熊政明，長松昭男：区分モード合成法による振動解析(第4報，固有振動数と固有モード-その2)，日本機械学会論文集(C編)，Vol.49, No.443, pp.1120～1126, 1983.7.

- [13] Douglas, B.M. and Reid, W.H. : Dynamic tests and system identification of bridges, Proceedings of ASCE, Vol.108, No.ST10, pp.2295~2312, 1982.
- [14] 宮本文穂, 森川英典, 串田守可, 山本昌孝 : 橋梁の振動挙動変化に基づく損傷評価, 第2回橋梁振動に関するコロキウム論文集, pp.213~226, 1989.8.
- [15] 土木学会 : 構造システムの最適化理論と応用, 構造工学シリーズ1, 1988.
- [16] (財)建設工学研究所 : 国道176号「旧大安橋」耐用性診断試験報告書, 1990.3.
- [17] Ewins, D.J. : Modal testing - Theory and practice, Reseach Studies Press, 1984.
- [18] 大久保信行 : 機械のモーダルアナリシス, 中央大学出版部, 1982.

第3章 統計データに基づく不確定性を考慮した既存コンクリート橋の 安全性評価

3. 1 概説

第2章においては、コンクリート橋の各主桁の損傷・劣化（剛性低下）状態を評価した。このような損傷に対して処置を講じる場合、損傷が軽微な場合には、損傷箇所のみに着目すれば良いと考えられるが、損傷・劣化の程度が大きい場合や広範囲に及ぶ場合、これらの損傷が橋梁全体系に及ぼす影響の度合いを評価する必要があるといえる。つまり、橋梁全体系の安全性に深刻な影響を及ぼす損傷とそうでない損傷を区別することにより、維持管理上の処置を効率的に行うことが可能になるとともに、各部材の安全性のバランスを考慮した処置を講じることが橋梁の寿命を延ばすことにつながるものと考えられる。

また、劣化したコンクリート橋においては、架設当初の状態に比べて、材料特性やひびわれ状態による断面2次モーメントのばらつきがかなり大きくなるものと考えられ、安全性を評価する場合、断面力と耐荷力の平均値で安全率を算定すると、このようなばらつきの変化が考慮されないために、架設当初よりもかなり危険側の評価をすることになると考えられる。したがって、既存コンクリートの安全性を評価する場合、このような不確定性を考慮した確率論的手法を用いる必要がある。

そこで、本章[1],[2],[3],[4],[5],[6]では、種々の不確定性を考慮した安全性評価を実用的に行う手法を検討した。ただし、橋梁の維持管理のための安全性として、破壊に対する厳密な安全性ではなく、現有の耐荷力が作用断面力に対してどの程度の余裕を有しているかということの不確定性を考慮して評価することとした。一般に、不静定構造における耐荷力を厳密に評価することは非常に困難であり[7]、維持管理において必ずしもそのような安全性を検討する必要性はないものと考えられ、また、建設コンサルタンツ協会の実験[8]によると、荷重分配特性は弾性域から破壊に至るまでに大きな変化は認められないとしており、このことから、破壊性状にはやや相違があるものの、本章で取り扱う安全性が破壊に対する厳密な安全性と大きく異なることはないものと考えられる。

このような概念に基づいて、まず断面力の確率モデルの評価に主桁剛性のばらつきを考慮するため、確率構造系の断面力解析を逐次摂動法を適用して効率的に行う手法を検討した。次いで、実橋に対しての材料試験結果および非破壊動的載荷試験により得られたモーダルパラメータから推定した主桁剛性の確率量を用い

た実橋への適用法を検討した。また、曲げおよびせん断耐荷力の確率モデルについては、不確定性として材料強度のばらつきと評価式の補正を分離して考え、橋齢の異なる同規模のRC単純T桁橋6橋の材料試験および主桁耐荷力試験結果から評価を行った。さらに、これらのモデルを用いた安全性指標の算定による安全性評価フローを検討し、実橋への適用を試みた。最後に、各橋梁の安全性評価結果を比較検討することにより、既存コンクリート橋の維持管理面における安全性の評価基準の設定と安全性の経年変化の予測の可能性について考察を行った。

3. 2 不確定性を考慮した断面力解析

3.2.1 橋梁のモデル化

本研究では、対象橋梁をRC-T桁橋とし、解析モデルは通常的设计断面力解析で用いられる曲げ、せん断、ねじり剛性を考慮したはりモデルによる格子分割モデルとした。RC-T桁橋については、これまで、実橋載荷試験や材料試験等により、コンクリート強度、弾性係数の低下およびそれらと曲げひびわれ等との相乗効果による主桁剛性の大きな低下が報告されており[9]、またそのばらつきおよび測定誤差等の不確定性も大きいと考えられる。ここでは、非破壊載荷試験等から評価される主桁剛性の変動を考慮するため、本モデルの主桁部曲げ剛性を確率変数として取扱うことを試みる。また支点には回転拘束バネを設け、支承部の損傷による拘束条件の変化を考慮することとした。図3.1に3主桁RC-T桁橋の兵庫県「旧中井橋」[10]に関する解析モデルを一例として示す。

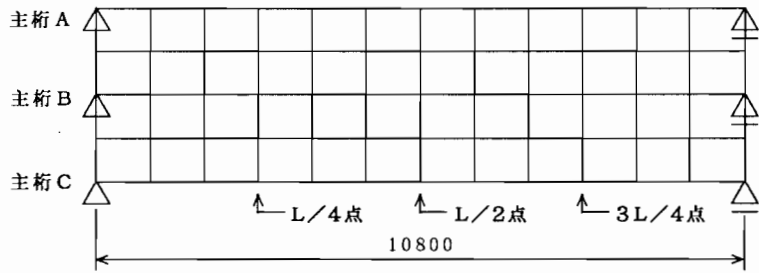
3.2.2 逐次摂動法による確率構造系の解析

橋梁の主桁剛性を確率量として考え、応答量にそのばらつきの影響を考慮するためには、確率構造系の解析が必要となる。ここでは、繰返し計算の効率を改善し、実用的な解析を精度よく行うことを目的として、摂動法を適用することとした。一般的に確率構造系の解析に通常摂動法が精度よく適用されているが、本研究で対象とする橋梁の主桁剛性の場合、ばらつきが非常に大きく摂動法の適用範囲を大きく逸脱することになるので、区分的に摂動法を用いる逐次摂動法[11]を用いることとした。

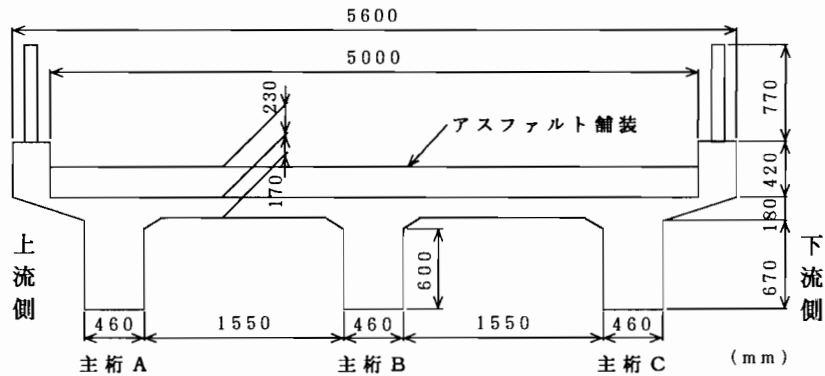
静的問題における剛性方程式は一般に次式で表される。

$$KU = F_P \quad (3.1)$$

ここで、 K ：剛性マトリックス、 U ：変位ベクトル、 F_P ：荷重ベクトル。



(a) 解析モデル



(b) 「旧中井橋」の断面図

図 3.1 RC単純T桁橋の解析モデル

部材剛性における変動因子を α とすると、変動を考慮した剛性マトリックスは次式で表される。

$$K = K^0 + \sum_i K^1_i \alpha_i \quad (3.2)$$

また、剛性の変動を考慮した場合の方程式の解を、

$$u = u^0 + \sum_i u_i^1 \alpha_i + \frac{1}{2} \sum_i \sum_j u_{ij}^2 \alpha_i \alpha_j + \dots \quad (3.3)$$

のようなテーラー展開の形で表されると仮定すると、剛性方程式は次式のようなになる。

$$K^0 u^0 + \sum_i (K_i^1 u^0 + K^0 u_i^1) \alpha_i + \sum_i \sum_j \left(\frac{1}{2} K^0 u_{ij}^2 + K_i^1 u_j^1 \right) \alpha_i \alpha_j + \dots = F_P \quad (3.4)$$

いま α の2次以上の項を無視すると、変位の摂動解は、

$$u = [K^0]^{-1} F_P - [K^0]^{-1} K_i^1 [K^0]^{-1} F_P \quad (3.5)$$

となる。したがって、変位の確率量は剛性の期待値マトリックスの逆行列を1回

計算することにより求められる。

ただし、確率変数 α の変動幅が微小でなければ、良好な精度で解が得られない。また α の展開に関する高次項を採用しても、 α の変動幅の制約が大幅には改善されないため、ばらつきが大きいと考えられる本研究で取扱う問題に適合しない。そこで、 α の変動を微小な区間に分割し、その区間内で摂動法を適用することとする。

いま、確率変数 α から微小量 $\Delta \alpha$ だけ変動した場合の変位は次式で表される。

$$u_{\alpha+\Delta\alpha} = K_{\alpha+\Delta\alpha}^{-1} F_P \quad (3.6)$$

ここで、剛性マトリックスを、

$$K_{\alpha+\Delta\alpha}^{-1} = K_{\alpha}^{-1} + \sum \frac{\partial K^{-1}}{\partial \alpha_k} \Big|_{\alpha} \Delta \alpha_k \quad (3.7)$$

のように1次近似すると、 $\Delta \alpha$ に対する微係数は、 $K_{\alpha} K_{\alpha}^{-1} = 1$ の両辺を α で微分して得られる次式により求められる。

$$\frac{\partial K^{-1}}{\partial \alpha_k} \Big|_{\alpha} = -K_{\alpha}^{-1} \frac{\partial K}{\partial \alpha_k} \Big|_{\alpha} K_{\alpha}^{-1} \quad (3.8)$$

したがって、 $\alpha = 0$ において K^{-1} を求めておけば、以上の摂動計算を $\Delta \alpha$ 毎に繰り返すことにより、任意の α における K_{α}^{-1} および u_{α} の近似解を得ることができる。

また、主桁剛性の変動量 δk_m ($m=1 \sim N$, N : 主桁本数) の確率密度関数が、

$$f(\delta k_m) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \sigma_{k_m}} \exp\left\{-\frac{1}{2} \left(\frac{\delta k_m}{\sigma_{k_m}}\right)^2\right\} \quad (3.9)$$

で表される標準偏差 σ_{k_m} のばらつきを有する正規分布に従うものと仮定すると、任意点の変位 u_l (l : 解析モデルにおける任意の節点) の分散は次式で求められる。

$$\text{Var}[u_l] = \sigma_{u_l}^2 = \sum_{m=1}^N \sigma_{u_{lm}}^2 + \sum_{m \neq n}^N \sum_{n} \rho_{mn} \sigma_{u_{lm}} \sigma_{u_{ln}} \quad (3.10)$$

ただし、

$$\sigma_{u_{lm}}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (\delta u_{lm})^2 f(\delta k_m) dk_m \quad (3.11)$$

$$\delta u_{lm} = \frac{\partial K^{-1}}{\partial k_m} \delta k_m F_P \quad (3.12)$$

ρ_{nm} : 各主桁の剛性の変動についての相関係数.

3.2.3 相関を考慮した断面力の算定法

確率構造系の解析により変位応答の確率量が求められるが、これに対する断面力の算定においては、主桁剛性と変位応答との相関を考慮して求める必要がある。いま、部材剛性マトリックス成分を k_{ij} （ここでは、1節点3自由度で、 $i, j=1\sim 6$ ）、変位ベクトル成分を u_j とすると、断面力ベクトル成分 S_i は次式で評価される。

$$S_i = \sum_j g(k_{ij}, u_j) = \sum_j k_{ij} u_j \quad (3.13)$$

また、断面力成分の標準偏差は次式で評価される。

$$\sigma_{S_i} = \sum_j \sqrt{C_{1j}^2 \text{Var}[k_{ij}] + C_{2j}^2 \text{Var}[u_j] + 2C_{1j}C_{2j} \text{Cov}[k_{ij}, u_j]} \quad (3.14)$$

ただし、同一要素内構成節点の変位ベクトル成分間にはほぼ完全な正の相関が存在すると考えられるので、ここではそれらの相関係数 $\rho = 1$ とした。

ここで、

$$C_{1j} = \frac{\partial g}{\partial k_{ij}} = u_j, \quad C_{2j} = \frac{\partial g}{\partial u_j} = k_{ij} \quad (3.15)$$

を式(3.14)に代入すると、次式が得られる。

$$\sigma_{S_i} = \sum_j \sqrt{u_j^2 \text{Var}[k_{ij}] + k_{ij}^2 \text{Var}[u_j] + 2k_{ij}u_j \text{Cov}[k_{ij}, u_j]} \quad (3.16)$$

ただし、

$$\text{Cov}[k_{ij}, u_j] = E[k_{ij}u_j] - E[k_{ij}]E[u_j] = \rho_{rij} \sigma_{k_{ij}} \sigma_{u_j} \quad (3.17)$$

E : 期待値, ρ_{rij} : 要素 r における k_{ij} と u_j 間の相関係数.

ここで、主桁剛性と変位応答の確率量には負の相関が存在するが、複数の主桁を有する橋梁において各主桁剛性のばらつきが独立である場合、この相関関係は他の主桁剛性のばらつきにより影響を受ける。

この相関関係をモデル化するために、独立である複数の確率変数 X_i ($i=1\sim n$)を考え、それぞれ正規分布 $N(\bar{\mu}_i, \sigma_i)$ に従うものとし、乱数発生によるシミュレーションを行い、 X_1 と $-\sum_i X_i$ との相関 ρ を求めた。その結果、 $(\sqrt{\sum \sigma_{xi}^2} / \sigma_{x1} - 1) \sim \rho$ 関係は $\bar{\mu}_{xi}$ に依存せず、一定の関係として表されることがわかった。この結果を利用すると、前述の主桁剛性と主桁変位の相関係数を求めることができる。

表 3.1 解析モデルにおけるコンクリートの弾性係数の値

主桁	平均値 $\overline{\mu_E}$	標準偏差 σ_E
A	1.60×10^5	0.36×10^5
B	1.80×10^5	0.39×10^5
C	2.10×10^5	0.40×10^5

(kgf/cm²)

ここで、同一要素内における ρ_{ij} , ($i, j = 1 \sim 6$) は等しいと考えられるので、主桁 m 内の要素 r における相関係数は次式のように表される。

$$\rho_{r, m} = -1.0 + f(\sigma_{ur, mn}) \quad (3.18)$$

ただし、

$m, n = 1 \sim N, N$: 主桁本数

$$f(\sigma_{ur, mn}) = 0.95 S_{ur, m} - 0.563 S_{ur, m}^2 + 0.186 S_{ur, m}^3 - 0.024 S_{ur, m}^4 \quad (3.19)$$

$$S_{ur, m} = \frac{\sqrt{\sum_j \sigma_{ur, mn}^2} - \sigma_{ur, mm}}{\sigma_{ur, mm}} \quad (3.20)$$

$$\sigma_{ur, mn} = \frac{\partial u_{r, m}}{\partial k_n} \delta k_n \quad (3.21)$$

$u_{r, m}$: 主桁 m 内の要素 r における変位。

3.2.4 解析精度に関する検討

逐次摂動法における確率変数の分割幅は解析精度と関連しており、その設定に際しては、予め解析精度を確認しておく必要がある。そこで、図3.1に示した3主桁RC-T桁橋モデルを用いて解析を行い、別途実施したモンテカルロシミュレーションの結果と比較することにより精度の検討を行った。ここで、各主桁剛性に寄与するコンクリートの弾性係数の確率量は表3.1のように仮定し、荷重条件は主桁AのL/2点(ただし、L:スパン長)における集中荷重10tfとした。図3.2は各主桁のL/2点におけるたわみの標準偏差の解析結果を比較して示したものである。この結果、逐次摂動法の場合、分割数が少ないとモンテカルロシミュレーションの結果よりも1割以上大きな解を示すが、分割数を7程度以上にすると解が安定し、モンテカルロシミュレーションの結果ともかなり良い一致を示していることがわかる。また、図3.3は各主桁のL/2点における曲げモーメントの標準偏

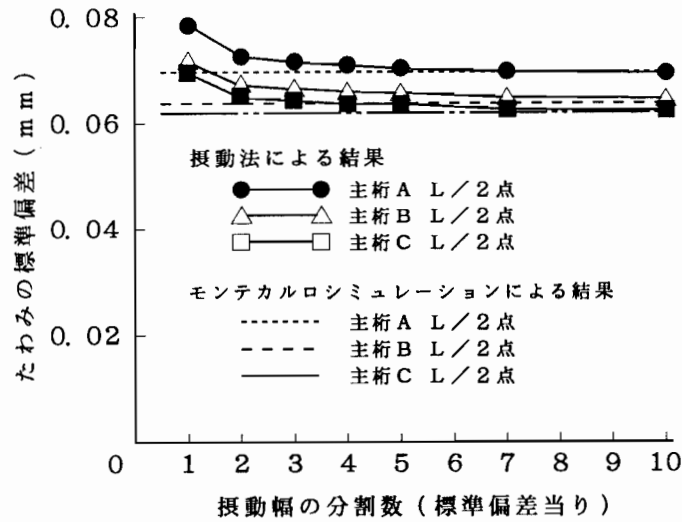


図 3.2 逐次摂動法によるたわみの解析精度

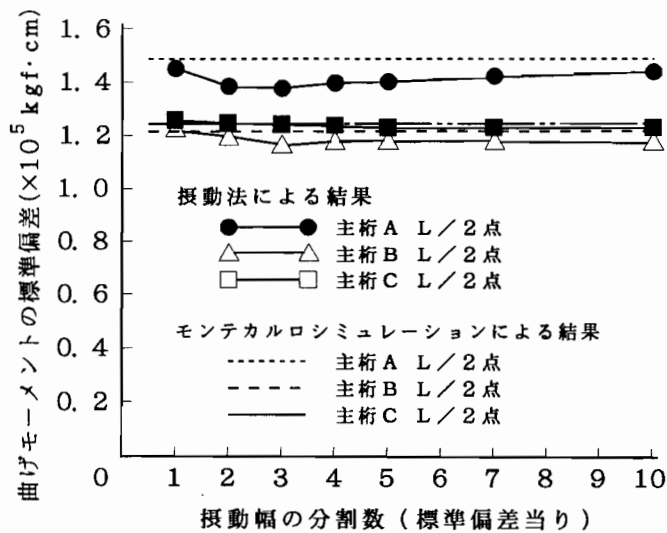


図 3.3 逐次摂動法による断面力の解析精度

差の解析結果を比較して示したものである。この場合、摂動法による解析結果は、3.2.3で検討した主桁剛性と変位の相関関係のモデル化の特性と相まってモンテカルロシミュレーションの結果よりも全体的に小さくなっているが、分割数を増加させると両者はほぼ一致するようになるといえる。したがって、相関を考慮した断面力の評価方法の妥当性が示されたと考える。

3. 3 不確定性を考慮した安全性評価法

3.3.1 現場試験の概要[9],[12]

本研究では、対象橋梁をRC-T桁橋とし、実橋試験に基づく安全性評価を検

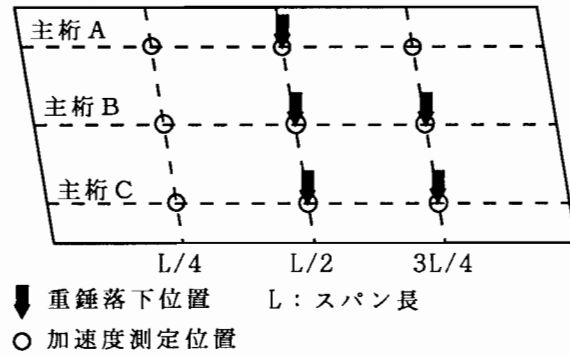


図 3.4 現場試験の概要

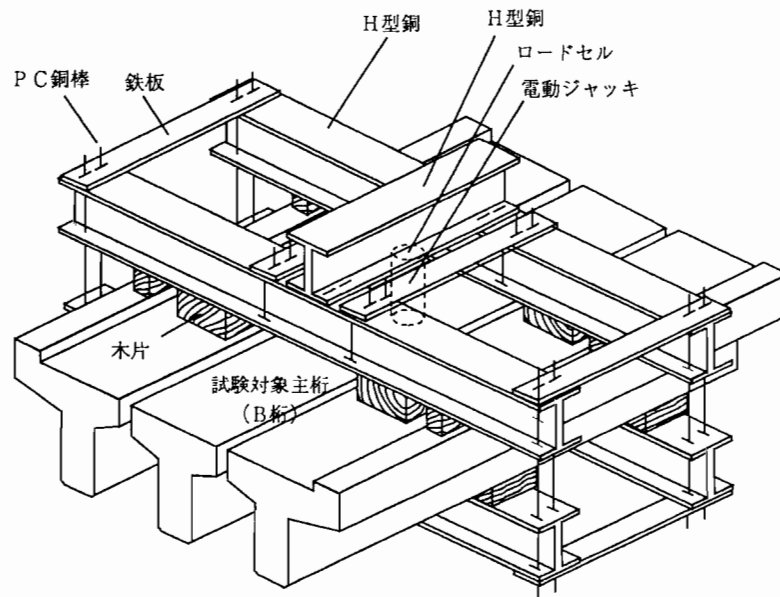


図 3.5 主桁破壊試験の概要

討した。

非破壊動的載荷試験として、重量300kgfの重錘をクレーン車を用いて約70cmの高さから図3.4に示す各測点に10回ずつ落下させ、重錘に設置した加速度計から入力加速度を、各主桁の $L/4$ 、 $L/2$ 、 $3L/4$ 点に設置した加速度計から応答加速度を測定し、伝達関数を求めた後、実験モーダル解析[13],[14]の手法により振動特性を同定した。

また主桁破壊試験としては、図3.5に示すように試験対象桁(中桁)を床版部で縁切りして単独桁として独立させ、載荷桁を用いてスパン中央に集中載荷することにより行った。さらに、主桁各部位の圧縮領域からコンクリートコアおよび主鉄筋、せん断補強筋を採取し、各種材料試験を行った。

3.3.2 断面力の確率モデル

断面力の確率モデルは車両重量と断面力影響値の確率量によって評価される。一般に設計車両重量 W に対する断面力は、道路橋示方書によると、次式で表される。

$$S=0.4W(\eta_{RL}+\eta_{RR})+0.1W(\eta_{FL}+\eta_{FR}) \quad (3.22)$$

ここで、 $0.4W$: 1後輪の重量、 $0.1W$: 1前輪の重量、

η_{RL} , η_{RR} : 左右後輪位置荷重による断面力影響値、

η_{FL} , η_{FR} : 左右前輪位置荷重による断面力影響値。

いま、車両重量および断面力影響値の平均値、標準偏差をそれぞれ、 $(\bar{\mu}_w, \sigma_w)$ 、 $(\bar{\mu}_\eta, \sigma_\eta)$ とし、互いに独立であると仮定すると断面力の標準偏差は次式で求められる。

$$\begin{aligned} \sigma_S = & 0.4 \left\{ \sqrt{(\bar{\mu}_w^2 + \sigma_w^2)(\bar{\mu}_{\eta_{RL}}^2 + \sigma_{\eta_{RL}}^2) - (\bar{\mu}_w \bar{\mu}_{\eta_{RL}})^2} \right. \\ & \left. + \sqrt{(\bar{\mu}_w^2 + \sigma_w^2)(\bar{\mu}_{\eta_{RR}}^2 + \sigma_{\eta_{RR}}^2) - (\bar{\mu}_w \bar{\mu}_{\eta_{RR}})^2} \right\} \\ & 0.1 \left\{ \sqrt{(\bar{\mu}_w^2 + \sigma_w^2)(\bar{\mu}_{\eta_{FL}}^2 + \sigma_{\eta_{FL}}^2) - (\bar{\mu}_w \bar{\mu}_{\eta_{FL}})^2} \right. \\ & \left. + \sqrt{(\bar{\mu}_w^2 + \sigma_w^2)(\bar{\mu}_{\eta_{FR}}^2 + \sigma_{\eta_{FR}}^2) - (\bar{\mu}_w \bar{\mu}_{\eta_{FR}})^2} \right\} \quad (3.23) \end{aligned}$$

また、断面力影響値は主桁剛性の不確定性を考慮した断面力解析により求められるが、これに先だって必要となる各部材剛性および支点回転拘束バネ定数の推定は、非破壊動的載荷試験により得られた力学的挙動の測定結果にS I法を適用することによって行うことができる。

3.3.3 耐荷力の確率モデル

耐荷力の評価における不確定性として、ここでは、コンクリートおよび補強筋の材料強度のばらつきと耐荷力評価式の精度（舗装による影響等の不確定性を含む）を取り上げることとする。まず、RCはりの破壊曲げモーメントとしてここでは次式を用いた。

$$M_u = A_s f_{sy} \left(d - \frac{1}{2} \frac{A_s f_{sy}}{0.85 f_c b} \right) \quad (3.24)$$

ここで、 A_s : 主鉄筋断面積 (cm^2)、 d : 有効高さ (cm)、 b : 床版の有効幅 (cm)、 f_{sy} : 鉄筋の降伏強度 (kgf/cm^2)、 f_c : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm^2)。

破壊曲げモーメントの評価において、材料強度 f_{sy} 、 f_c のばらつきを考慮すると破壊曲げモーメントの標準偏差は次式で表される。

$$\begin{aligned}\sigma_{Mu} &= \sqrt{\left(\frac{\partial M_u}{\partial \mu_{f_{sy}}} \sigma_{f_{sy}}\right)^2 + \left(\frac{\partial M_u}{\partial \mu_{f_c}} \sigma_{f_c}\right)^2} \\ &= \sqrt{A_s^2 \left(d - \frac{A_s \mu_{f_{sy}}}{0.85 \mu_{f_c} b}\right)^2 \sigma_{f_{sy}}^2 + \left(\frac{A_s^2 \mu_{f_{sy}}^2}{1.7 \mu_{f_c}^2 b}\right)^2 \sigma_{f_c}^2}\end{aligned}\quad (3.25)$$

一方、せん断耐荷力の評価式は種々提案されているが（例えば土木学会コンクリート標準示方書）、本研究で対象とした実橋に適用した場合、橋齢の古い橋において評価値がかなり危険側の評価となることがわかった。そこで、それらの評価式よりもさらに危険側評価となるACI基準の上限式[15]において、斜めひびわれ発生時のせん断力に関する項中の有効高さ d を全断面有効時の中立軸位置 x に置き換えて用いることにより、評価をやや安全側に変化させることとした。つまり、評価式は、

$$S_u = A_s f_{sy} \frac{z}{S_L} + 0.93 \sqrt{f_c} b_w x \quad (3.26)$$

ここで、 $z = d / 1.15$ (cm)、 S_L : せん断補強筋間隔 (cm)、 b_w : ウェブ幅 (cm)、 x : 圧縮縁から中立軸までの距離 (cm)。

で表され、材料強度のばらつきによるせん断耐荷力の標準偏差は次式で表される。

$$\sigma_{su} = \sqrt{\left(A_s \frac{z}{S_L}\right)^2 \sigma_{f_{sy}}^2 + \left(\frac{0.93 b_w x}{2 \sqrt{\mu_{f_c}}}\right)^2 \sigma_{f_c}^2} \quad (3.27)$$

次に、評価式の誤差補正として、材料強度のばらつきとは独立と仮定した正規分布に従う補正係数 a : $N(\bar{\mu}_a, \sigma_a)$ を考慮し、実橋の耐荷力試験結果を用いて曲げ耐荷力、せん断耐荷力についての各補正係数値を評価することとした。

3.3.4 安全性評価指標の算定法

RC-T桁橋は荷重分配特性を有する不静定構造であり、断面力が劣化した桁から比較的健全な桁へ再配分されるため、その安全性を断面力と耐荷力から厳密に評価することは困難であると考えられる。そこで、本研究では、破壊確率 P_f そのものによって厳密に安全性を評価するのではなく、各主桁に作用する現状での断面力に対して各主桁の耐荷力がどの程度の大きさを有しているかを、両者のばらつきを考慮して評価するため、安全性指標 β を用いることとした。

本研究で用いる断面力と耐荷力の確率モデルによる破壊基準関数は各確率変数に対して非線形となり、破壊基準値（ $R_N - S_N$ ， R_N ：耐荷力， S_N ：断面力）の平均点でのテーラー展開に基づいて線形化した β は種々の破壊基準関数に対する不変性を有さない。そこで、破壊面上での展開に基づくHasofer & Lindの安全性指標 β [16]を適用することとした。この場合の安全性指標は次のように表される。

$$\beta = \min_{z \in \partial w} \left(\sum_{i=1}^n z_i^2 \right)^{1/2} \quad (3.28)$$

ただし，

$$z_i = \frac{X_i - \bar{\mu}_{X_i}}{\sigma_{X_i}}, \quad i=1, 2, \dots, n \quad (3.29)$$

$X = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ ：基本変数

∂w ： z 座標系における破壊面

ここでは、この β を反復法によって求める。つまり、 $\overrightarrow{OA} = \beta \bar{\alpha}$ （ A は破壊面における設計点）で与えられる距離 β と単位ベクトル $\bar{\alpha} = (\alpha_1, \dots, \alpha_n)$ を、以下の $n+1$ 個の方程式を反復して解くことによって決定する。

$$\alpha_i = \frac{-\frac{\partial f}{\partial z_i} \beta \bar{\alpha}}{\left[\sum_{k=1}^n \left(\frac{\partial f}{\partial z_k} \beta \bar{\alpha} \right)^2 \right]^{1/2}}, \quad i=1, 2, \dots, n \quad (3.30)$$

$$f(\beta \alpha_1, \beta \alpha_2, \dots, \beta \alpha_n) = 0$$

ただし，

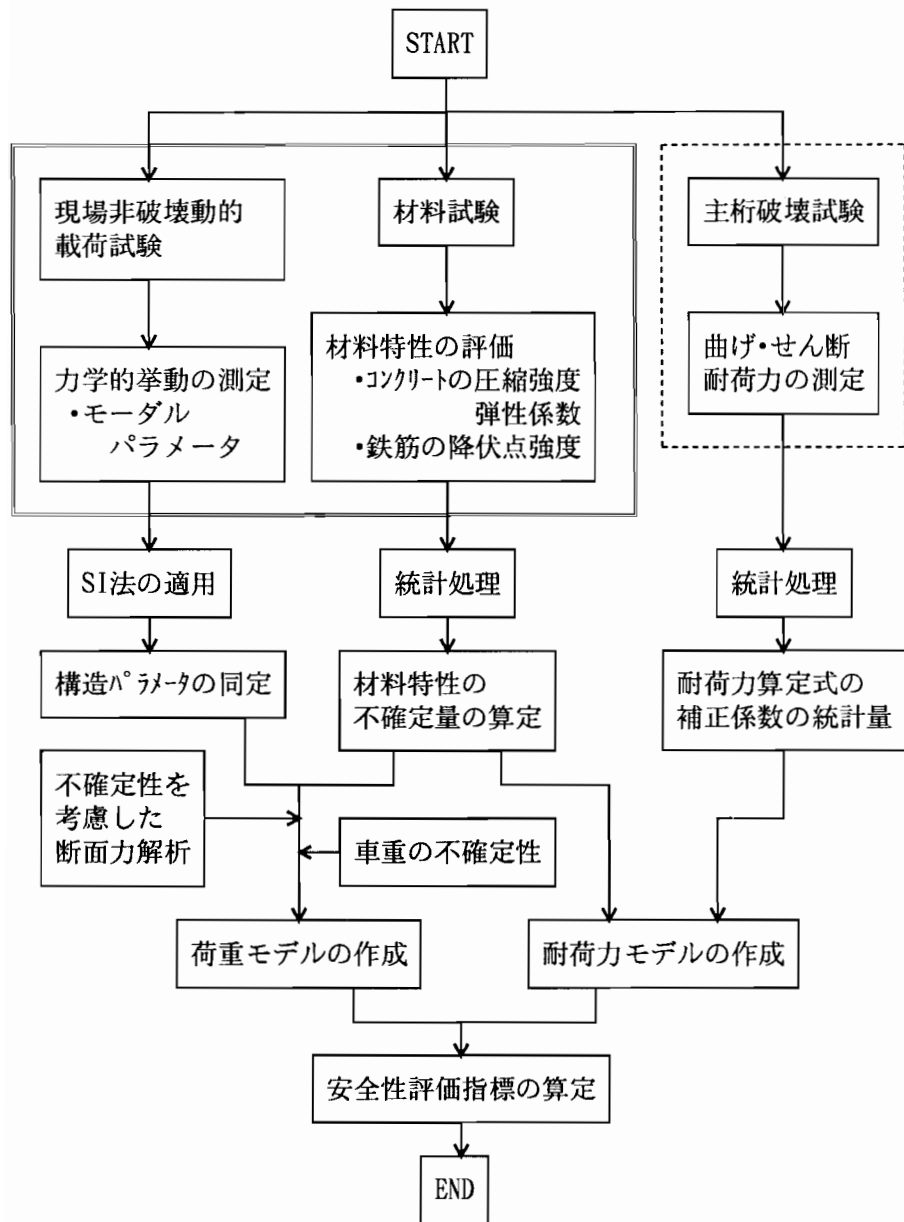
$$f(z_1, z_2, \dots, z_n) = 0 \quad (3.31)$$

は破壊面を表す。

本手法による β の算定において、基本変数として、ここでは、断面力および耐荷力の確率モデルに考慮した車重 W ，死荷重および活荷重断面力影響値 η_d, η_l ，鉄筋強度 f_{sy} ，コンクリート強度 f_c ，耐荷力補正係数 α の6つを取り上げた。

3.3.5 安全性評価の流れ

以上の手法を利用した既存コンクリート橋の安全性評価の流れを図3.6に示す。現場非破壊動的載荷試験および各種材料試験結果から不確定性を考慮した断面力の確率モデルの評価を行い、本評価法の開発段階で蓄積した主桁耐荷力試験の統計データを利用して対象橋梁の材料試験結果から耐荷力の確率モデルの評価を行



- : 診断対象橋梁に対して必要となる実橋試験
- : 本評価法の開発段階で必要となる実橋試験

図 3.6 安全性評価のフロー

表 3.2 対象橋梁の概要

橋梁名	旧桜橋	旧前野橋	旧対田橋	旧中井橋	旧大安橋	旧大橋	旧青木橋
スパン長	2@10.9m	5@9.2m	5@9.8m	10@10.8m	3@14.7m	3@8.1m	2.8+10.0+2.8m
架設年度	昭和8年	昭和6年	昭和25年	昭和3年	昭和37年	昭和4年	昭和12年
適用示方書	大正15年版	大正15年版	昭和14年版	大正15年版	昭和31年版	大正15年版	大正15年版
構造形式	RC—T単純桁	RC—T単純桁	RC—T単純桁	RC—T単純桁	RC—T単純桁	RC—T単純桁	RC—T連続桁
主桁本数	5	4	3	3	4	5	3
横桁有無	有り	無し	有り	無し	有り	無し	有り

って、破壊確率および安全性指標により主桁毎の安全性を評価する。ここで、材料試験については、コンクリートコアによる強度試験に限らず、各種非破壊試験の適用も考えられる。

3. 4 実橋における安全性評価とその有効性

3. 4. 1 試験対象橋梁の概要

本研究で対象とした単純RC—T桁橋（6橋）[10],[17],[18],[19],[20],[21]と3径間連続RC—T桁橋（1橋）[22]の概要を表3.2にまとめて示す。いずれも兵庫県内の橋梁で、試験時橋齢は27～55年、スパン約10m程度の橋梁である。

3. 4. 2 断面力の確率モデルの評価

断面力における不確定性のうち、主桁剛性のばらつきについては、材料試験から求められるコンクリートの弾性係数の測定値におけるばらつきを利用することができる。図3.7は、実橋において採取されたコンクリートコアの材料試験から得られたコンクリートの圧縮強度と弾性係数との関係を示したものである。また、コンクリート強度から推定される弾性係数の平均値と標準偏差は次式のように表される。

$$\overline{\mu_E} = 2497.4 \overline{\mu_{f_c}}^{0.78}, \quad \sigma_E = 7832.2 \overline{\mu_{f_c}}^{0.29} \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (3.32)$$

対象橋梁に対して十分な数の材料試験あるいは非破壊検査が行えない場合、この結果を利用すると、検査によりコンクリート強度が推定できれば弾性係数の確率量の概略値が推定できる。

次に、通行車両重量の分布については、阪神高速道路公団設計荷重（HDL）

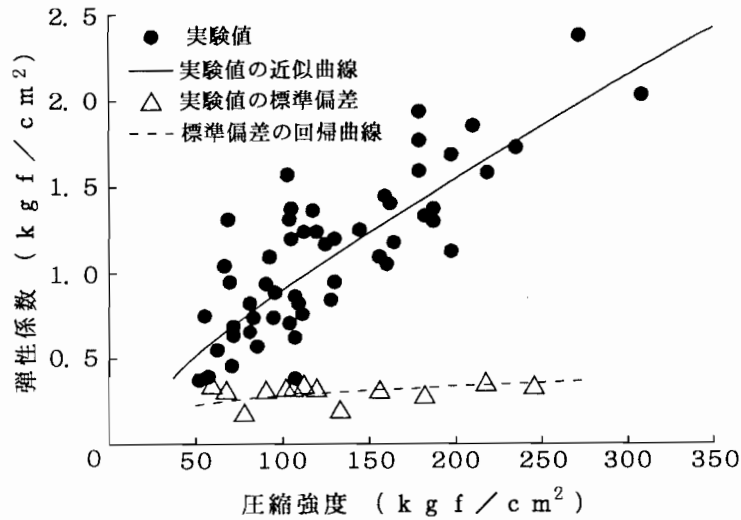


図 3.7 コンクリートの圧縮強度と弾性係数との関係

表 3.3 「旧青木橋」における S I 法の結果

主桁	曲げ剛性 ($\times 10^{11} \text{kgf}\cdot\text{cm}^2$)	
	設計理論値	推定値
A	9.98	5.74
B	10.87	4.48
C	18.50	3.21

ただし、設計理論値は全断面有効と仮定したもの。

表 3.4 「旧青木橋」における材料試験結果

主桁	$\bar{\mu}_{f_c}$	σ_{f_c}	$\bar{\mu}_E$	σ_E
A	104.9	25.0	1.14×10^5	0.36×10^5
B	91.8	21.7	0.91×10^5	0.31×10^5
C	69.1	19.4	0.78×10^5	0.27×10^5

f_c : 圧縮強度, E : 弾性係数 (kgf/cm²)

委員会による大型3軸車の値 [23],

$$(\bar{\mu}_w, \sigma_w) = (20.3, 3.37) \text{ tf} \quad (3.33)$$

を用いた。

以上の不確定性を考慮して、損傷程度が非常に大きいと推測される「旧青木橋」の断面力を評価した。表 3.3 に非破壊動的載荷試験結果から S I 法により同定された構造パラメータを、また、表 3.4 に材料試験によって得られたコンクリートの強度および弾性係数の確率量をそれぞれ示す。試験結果によると、本橋の場合、3 径間連続橋のの両端支点の鉛直変位拘束が完全でないことがわかったため、S I 法の適用に際しては、この箇所には弾性支承を用いてこのばね特性も同定パラメータとして考慮した。表 3.3 の結果から、全断面有効時の主桁剛性理論値に比べ

表 3.5 逐次摂動法による断面力解析の結果

(a) 曲げモーメント

主桁	$\overline{\mu_{M_d}}$	σ_{M_d}	$\overline{\mu_{M_l}}$	σ_{M_l}	$\overline{\mu_M}$	σ_M
A	8.19	1.52	12.8	1.59	21.0	2.60
B	8.05	2.10	9.76	1.88	17.8	3.14
C	6.60	1.61	9.65	1.84	16.2	2.70

M_d : 死荷重モーメント, M_l : 活荷重モーメント
 M : 死+活荷重モーメント(tf・m)

(b) せん断力

主桁	$\overline{\mu_{S_d}}$	σ_{S_d}	$\overline{\mu_{S_l}}$	σ_{S_l}	$\overline{\mu_S}$	σ_S
A	4.55	0.39	7.78	0.47	12.5	0.98
B	5.38	0.92	6.47	0.77	11.8	1.50
C	4.93	0.68	6.61	0.74	11.5	1.30

S_d : 死荷重せん断力, S_l : 活荷重せん断力
 S : 死+活荷重せん断力(tf)

て各主桁とも剛性低下が非常に大きく、損傷程度は主桁C>B>Aの順になっている。また、このことは、材料試験によって得られたコンクリートの弾性係数の結果からも裏付けられている(表3.4参照)。また弾性係数のばらつきは変動係数で約0.32~0.35と非常に大きく、これによる剛性のばらつきは断面力に大きく影響を与えると考えられる。

次に、この主桁剛性の同定値と弾性係数のばらつきを用いて、逐次摂動法による断面力解析を行った。表3.5に解析により得られた死荷重および活荷重による曲げモーメント、せん断力の確率量およびそれらと車両重量分布の合成によって得られた全断面力の確率量を示す。この結果から、曲げモーメントは損傷程度の低い主桁Aに集中しているが、せん断力についてはその傾向が小さくなっていることがわかる。また、断面力の標準偏差は主桁Aが最も小さくなっている。さらに、断面力の変動係数は活荷重よりも死荷重の方が大きく、またせん断力よりも曲げモーメントの方が大きくなっている。

3.4.3 耐荷力の確率モデルの評価

実橋に対して実施した主桁耐荷力試験の結果と、材料試験結果を利用した計算による推定結果および耐荷力の補正係数の算定結果とを併記したものを曲げ破壊、せん断破壊に分類して表3.6に示す。この結果より、曲げ耐荷力は主筋の付着破壊を示した「旧対田橋」を除いて推定値が測定値よりやや低くなっている。また、

表 3.6 耐荷力の計算および実験結果

(a) 曲げ破壊

橋梁名	スパン-桁	M_c	M_{im}	M_d	a
桜 橋	1 - C	67.8	75.2	27.2	1.51
	1 - D	67.8	88.0	24.1	1.65
前野橋	1 - C	69.0	70.6	7.6	1.13
	2 - B	69.0	66.6	7.6	1.07
	2 - C	69.0	62.4	7.4	1.01
対田橋	1 - B	82.5	28.3	6.2	0.42
	2 - B	89.5	34.9	6.4	0.46
	3 - B	92.5	49.4	6.8	0.61
中井橋	2 - B	129.4	142.3	15.1	1.22
	3 - B	128.5	151.2	15.1	1.29
大安橋	3 - B	369.7	330.8	58.0	1.05
	3 - C	370.0	317.6	58.0	1.02
大 橋	1 - B	59.0	61.3	10.9	1.22
	1 - C	59.0	59.6	10.9	1.20
	2 - B	59.0	72.7	10.9	1.42

M_c : 耐荷力算定値, M_{im} : 耐荷力実験値,
 M_d : 死荷重モーメント(tf・m), $a = (M_{im} + M_d) / M_c$.

(b) セン断破壊

橋梁名	スパン-桁	S_c	S_{im}	S_d	a
桜 橋	1 - C	12.8	7.5	5.0	0.98
	1 - D	13.4	5.5	4.4	0.74
中井橋	1 - B	15.1	16.7	5.6	1.48
	2 - B	17.2	20.0	5.6	1.49
	3 - B	16.8	21.0	5.6	1.58
大安橋	3 - C	44.1	50.0	12.1	1.41
大 橋	1 - B	14.0	18.5	5.4	1.71
	1 - C	14.0	18.0	5.4	1.68
	2 - C	14.0	16.3	5.4	1.55

S_c : 耐荷力算定値, S_{im} : 耐荷力実験値,
 S_d : 死荷重モーメント(tf), $a = (S_{im} + S_d) / S_c$.

せん断耐荷力についても、「旧桜橋」を除いてほぼ妥当な結果が得られていると考えられる。曲げ耐荷力の補正係数については、佐伯らにより測定された結果 [24]によると、補正係数の平均値で0.88~1.11となっており、本結果よりもばらつきが小さくなっている。これは、本研究で対象とした橋梁の劣化程度の範囲が佐伯らのものよりも広く、かなり劣化したものも含んでいることによるものであるとされる。これらの結果に基づく補正係数の統計量は以下のようなになる。

$$(\bar{\mu}_{\alpha M}, \sigma_{\alpha M}) = (1.09, 0.34) \quad (3.34)$$

$$(\bar{\mu}_{\alpha S}, \sigma_{\alpha S}) = (1.40, 0.31) \quad (3.35)$$

ただし、式(3.34)の統計量には付着破壊の可能性を含む。

表 3.7 主桁耐荷力の確率量

主桁	$\overline{\mu_{M_r}}$	σ_{M_r}	$\overline{\mu_{S_r}}$	σ_{S_r}
A	51.6	14.4	21.5	5.2
B	51.2	14.3	20.9	5.1
C	50.1	14.0	19.9	4.8

M_r : 曲げ耐荷力(tf・m), S_r : せん断耐荷力(tf)

これによると、曲げ耐荷力の補正係数に比べてせん断耐荷力の補正係数がかなり大きくなっているが、これは、オーバーレイされた舗装がせん断耐荷力に寄与していることやコンクリートのひびわれ面でのせん断伝達の影響等による不確定性がかなり大きくなっているためであると考えられる。

次に、材料試験結果から得られたコンクリートおよび鉄筋のばらつきによる耐荷力の変動を算定し、それに補正係数を考慮して「旧青木橋」についての主桁耐荷力の確率量を求めると、表3.7のようになる。

3.4.4 安全性評価結果とその有効性の考察

以上で評価された耐荷力と断面力の確率量を用いて算定された「旧青木橋」に対する安全性評価結果を表3.8に示す。なお、参考のため、断面力と耐荷力の分布を正規分布と仮定した場合の破壊確率も示した。また、同様の手順で算定したRC-T単純桁橋4橋（旧桜、旧対田、旧中井、旧大安橋）に関する結果についても列記している。表中の「旧青木橋」の結果によると、せん断破壊に対する安全性が曲げ破壊に対するものよりも低くなっている。また、主桁A、B、C間で比較すると、曲げ破壊の場合、損傷程度の非常に大きい主桁Cの安全性が他の桁よりも逆に高くなっている。これは、荷重分配特性から明らかのように、曲げモーメントが主桁A、Bに集中していることによるものであり、主桁Cの機能がかなり低下しているために、主桁Cの負担できる断面力が小さくなり、見かけ上、安全性が高くなっていることを表している。次に、各橋梁で比較すると、RC-T単純桁橋4橋に比べて「旧青木橋」の安全性がかなり低くなっている。これは、コンクリート強度が非常に小さいこと、および、3径間連続桁の端支点の拘束が完全でなく、断面力が設計時よりもかなり増加していること等によるものと考えられる。一般に安全性指標の設計目標値が3~5、破壊確率は 10^{-3} ~ 10^{-5} 位であるとされている[25]ことを考慮すると、「旧青木橋」の安全性は限界に近い状態にまで低下しているものと考えられる。ここで、比較のため、次式で定義される破

表 3.8 安全性評価結果

橋梁名	スパン 桁	曲げ破壊安全性		せん断破壊安全性	
		β	P_t	β	P_t
青木橋	-A	2.11	1.83×10^{-2}	1.71	4.55×10^{-2}
	-B	2.30	1.12×10^{-2}	1.72	4.43×10^{-2}
	-C	2.41	8.79×10^{-3}	1.69	4.68×10^{-2}
桜橋	1-A	2.54	6.07×10^{-3}	2.21	1.45×10^{-2}
	1-B	3.03	1.42×10^{-3}	2.73	3.74×10^{-3}
	1-C	3.32	5.44×10^{-4}	3.39	4.76×10^{-4}
	1-D	2.77	3.16×10^{-3}	2.82	2.90×10^{-3}
	1-E	2.19	1.52×10^{-2}	2.30	1.19×10^{-2}
対田橋	1-A	2.66	4.27×10^{-3}	2.76	3.77×10^{-3}
	1-B	2.72	3.63×10^{-3}	2.94	2.26×10^{-3}
	1-C	2.52	6.29×10^{-3}	2.66	4.91×10^{-3}
	2-A	2.73	3.46×10^{-3}	2.73	3.70×10^{-3}
	2-B	2.94	1.85×10^{-3}	3.11	1.22×10^{-3}
	2-C	2.57	5.52×10^{-3}	2.66	4.60×10^{-3}
中井橋	1-A	2.72	3.78×10^{-3}	2.25	1.40×10^{-2}
	1-B	2.69	4.10×10^{-3}	2.29	1.28×10^{-2}
	1-C	2.63	4.86×10^{-3}	2.15	1.75×10^{-2}
	4-A	2.48	7.01×10^{-3}	2.21	1.46×10^{-2}
	4-B	2.95	1.84×10^{-3}	2.63	5.04×10^{-3}
	4-C	2.97	1.71×10^{-3}	2.57	5.93×10^{-3}
大安橋	1-A	2.79	2.94×10^{-3}	2.75	3.60×10^{-3}
	1-B	3.05	1.36×10^{-3}	2.86	2.60×10^{-3}
	1-C	3.04	1.36×10^{-3}	2.85	2.75×10^{-3}
	1-D	2.85	2.49×10^{-3}	2.68	4.41×10^{-3}
	3-A	2.81	2.78×10^{-3}	3.09	1.34×10^{-3}
	3-B	3.08	1.23×10^{-3}	3.24	8.37×10^{-4}
	3-C	3.08	1.23×10^{-3}	3.28	9.37×10^{-4}
	3-D	2.86	2.41×10^{-3}	3.09	1.64×10^{-3}

壊安全率 [24],

$$\gamma = (\overline{\mu_R} - 1.1 \overline{\mu_{Sd}}) / \overline{\mu_{St}} \quad (3.36)$$

ただし, $\overline{\mu_R}$: 耐荷力, $\overline{\mu_{Sd}}$: 死荷重による断面力, $\overline{\mu_{St}}$: 活荷重による断面力を算定すると, 「旧青木橋」の主桁Aの曲げ破壊に対して $\gamma_M=4.6$, 主桁Cのせん断破壊に対して $\gamma_S=2.6$ となり, 安全率は高いといえる. これは, 破壊安全率が耐荷力と断面力の平均値のみで評価されるためであり, 劣化の著しい橋梁の場合, 耐荷力および断面力のばらつきが非常に大きくなることが考えられ, 破壊安全率による評価はかなり危険側になる場合があるといえる.

また, 安全性指標の経年変化の感度特性を増幅する目的のためには, 例えば β^2 のような処理を行った指標値が有効であると考えられる.

次に, 横桁を有する RC-T 単純桁橋である「旧桜橋」, 「旧対田橋」および「旧大安橋」について, 外桁, 中桁毎に安全性と橋齢の関係を整理した結果を図

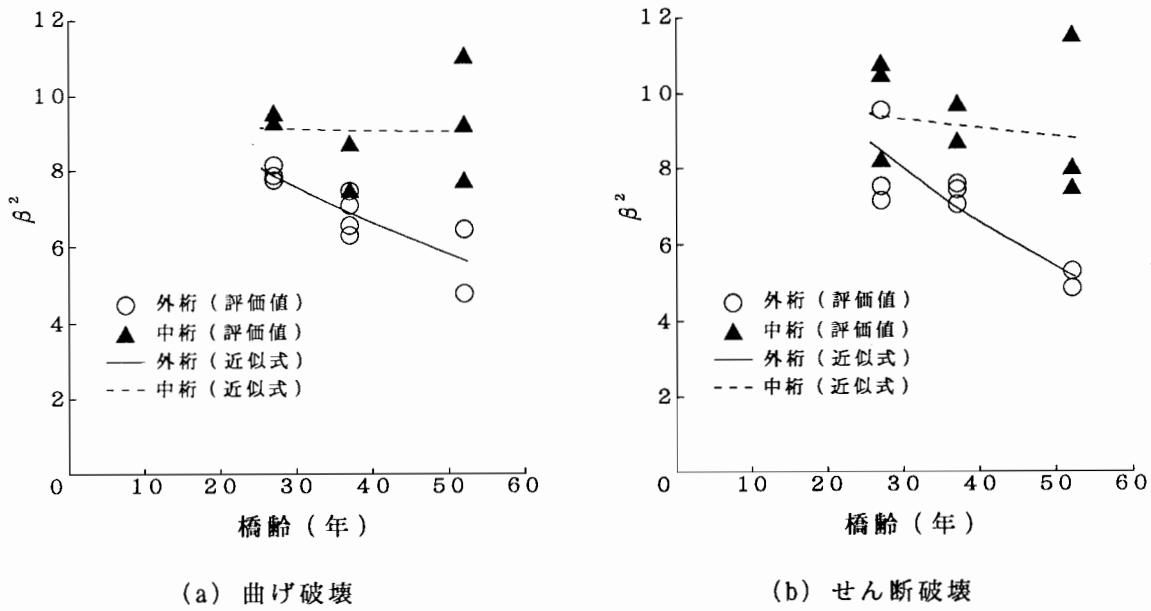


図 3.8 安全性指標 β と橋齢との関係

3.8に示す。これらの橋梁は同形式でほぼ同程度の規模を有しているものの、荷重分配特性、施工状態、環境条件、交通量等の相違による影響を受けているため、これらの結果から安全性の経年変化特性を厳密に評価することは困難であるが、定性的にみると、外桁の安全性の方が中桁よりも低くなっており、橋齢が高いほどその差が大きくなっていることがわかる。これらを近似式で表すと以下のようになる。

曲げ破壊に対して：

$$-\log P_f = 3.37 \exp(-1.00 \times 10^{-2} t) \quad (\text{外桁}) \quad (3.37)$$

$$-\log P_f = 2.85 \exp(-3.69 \times 10^{-4} t) \quad (\text{中桁}) \quad (3.38)$$

$$\beta^2 = 11.9 \exp(-1.47 \times 10^{-2} t) \quad (\text{外桁}) \quad (3.39)$$

$$\beta^2 = 9.19 \exp(-5.87 \times 10^{-4} t) \quad (\text{中桁}) \quad (3.40)$$

せん断破壊に対して：

$$-\log P_f = 3.74 \exp(-1.29 \times 10^{-2} t) \quad (\text{外桁}) \quad (3.41)$$

$$-\log P_f = 2.88 \exp(-9.78 \times 10^{-4} t) \quad (\text{中桁}) \quad (3.42)$$

$$\beta^2 = 14.6 \exp(-1.98 \times 10^{-2} t) \quad (\text{外桁}) \quad (3.43)$$

$$\beta^2 = 9.87 \exp(-2.17 \times 10^{-3} t) \quad (\text{中桁}) \quad (3.44)$$

ただし、 t ：橋齢（年）

これに対して横桁のないRC-T単純桁橋である「旧中井橋」の場合、表3.8からわかるように、外桁と中桁の差が小さく外桁の方がむしろ安全性が高い場合もある。このように橋梁形式やその他諸条件毎にこれらの評価結果を整理していくことは維持管理を合理的に行う上で非常に有効な判断材料になり得るといえる。具体的には、本安全性評価法を種々の橋梁に対して適用した評価結果を橋梁形式、荷重分配性能、施工状態、環境条件、交通量等の諸要因を考慮してさらに詳細に統計解析することにより、安全性の経年変化特性を評価することができ、さらに目視による専門家の判断あるいは補修・補強処置の実績と対応させることにより安全性の維持管理基準（限界値）を設定することが可能であると考えられる。また、荷重分配特性の変化が安全性のバランスに大きな影響を与えることを考慮すると、主桁の局部的な補強が橋梁全体系の安全性を変化させることも考えられ、本安全性評価法を種々の補強を施した状態における橋梁に適用することにより、橋梁全体系としてバランスのとれた補強法を選定する必要があるといえる。

3. 5 結言

本章では、実橋試験に基づく既存コンクリート橋の安全性評価に含まれる種々の不確定性を考慮して、より現実に即した合理的な評価手法を検討する事により、本手法の実用化を図ることを目的として検討を行った。得られた結論を以下にまとめる。

- (1)断面力の解析において主桁剛性のばらつきを考慮するため、確率構造系モデルの解析を逐次摂動法および主桁剛性と変位との相関モデルを利用して効率的に行う手法を検討し、解析精度を調べた結果、確率変数の摂動幅の分割数を増加させると解が安定し、モンテカルロシミュレーションの結果とほぼ一致することが確認された。
- (2)断面力のモデルにおける不確定性として、車重分布および主桁剛性のばらつきを考慮し、主桁耐荷力のモデルにおける不確定性としてコンクリートおよび鉄筋の強度分布、評価式の精度、舗装の影響等を考慮した確率モデルの評価方法を検討し、Hasofer & Lindの安全性指標 β の算定手法を検討し、実橋への適用のためのフローを作成した。
- (3)主桁耐荷力の評価式の精度および舗装の影響等を考慮した補正係数の確率量を、実橋で行った主桁耐荷力試験の結果に基づいて評価した。その結果、補正係数の平均値は曲げ破壊に比べてせん断破壊の場合に対して、かなり大きく、ひびわれ面でのせん断伝達特性や舗装の影響等による不確定性がかなり

大きいものと考えられる。

- (4)本安全性評価法を実橋に適用した結果、かなり劣化した橋梁（本研究の場合、旧青木、旧桜、旧中井橋）において、破壊確率で 10^{-2} のオーダー、安全性指標で2.1程度となることが確認された。また、同形式の橋梁に関する結果を統計的に処理することにより安全性の経年変化の定性的な傾向が評価できることを示した。さらに、今後、これらの結果を目視や非破壊検査等の組み合わせによる専門家の判断や過去の処置実績と対応づけることにより、維持管理面から見た安全性の基準（限界）値を設定することが可能となり、実用化レベルに達するものと考えられる。

参 考 文 献

- [1] 宮本文穂・森川英典・石田宗弘：統計データに基づく不確定性を考慮した既存コンクリート橋の安全性評価，土木学会論文集，No.472/V-20，pp.49～58，1993.8.
- [2] Miyamoto, A., Morikawa, H., Takeuchi, K. and Ishida, M. : Field testing and evaluation of concrete bridges, Proc. of IABSE Colloquium Copenhagen, pp.309～317, 1993.3.
- [3] Morikawa, H. and Miyamoto, A. : Structural safety evaluation and remaining life prediction of existing concrete bridges, Proc. of the 17th Conf. on Our World in Concrete & Structures, pp.135～143, 1992.8.
- [4] 宮本文穂・森川英典・熊谷稔：コンクリート橋安全性の経年変化と寿命予測，第2回構造物の安全性・信頼性に関する国内シンポジウム論文集(JCOSS AR'91)，Vol.2，pp.237～244，1991.11.
- [5] 宮本文穂・森川英典・前田敏也・熊谷稔：現場試験によるコンクリート橋の安全性評価手法の実用化，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.1，pp.313～318，1990.6.
- [6] 宮本文穂・森川英典・熊谷稔・石田宗弘：現場試験に基づくコンクリート橋の安全性評価と余寿命予測，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13，No.2，pp.911～916，1991.6.
- [7] 上田芳夫，幸左賢二，森川英典，宮本文穂：RCアーチ橋の耐荷力および破壊性状に関する研究，土木学会論文集，No.472/V-20，pp.29～38，1993.8.
- [8] (社)建設コンサルタンツ協会近畿支部：鉄筋コンクリートT桁橋の現場載荷実験，橋梁形式研究委員会・新コンクリート構造研究委員会「西面大橋載荷実験グループ」報告書，1993.6.
- [9] 宮本文穂，前田敏也，熊谷稔，前田強：コンクリート橋の安全性評価と補修・補強法の検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.245～250，1989.6.
- [10] (財)建設工学研究所：県道姫路上郡線「旧中井橋」耐用性診断試験報告書，1989.3.
- [11] 中桐滋，久田俊明：確率有限要素法入門，培風館，1985.
- [12] 宮本文穂，西村昭，堀浩之，山本恭義：コンクリート橋の安全性評価とその検証法の開発，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10，No.3，pp.81

～86, 1988.6.

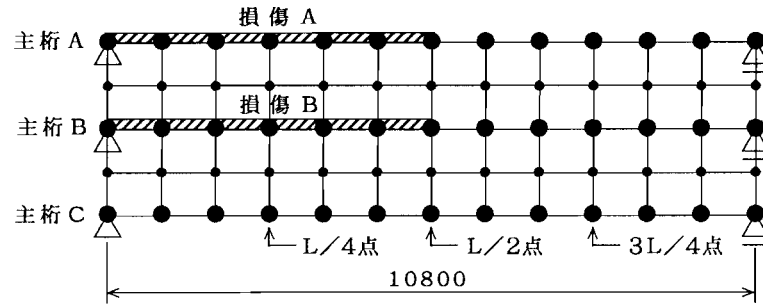
- [13] Ewins, D. J. : Modal Testing - Theory and practice, Reseach Studies Press, 1984.
- [14] 大久保信行 : 機械のモーダルアナリシス, 中央大学出版部, 1982.
- [15] ACI Standard : Building Code requirements for reinforced concrete, 318-77, p.41, 1977.
- [16] Thoft-Christensen, P. and Baker, M. J. (室津義定監訳) : 構造信頼性—理論と応用, Springer-Verlag, 1986.
- [17] (財)建設工学研究所 : 国道179号「旧桜橋」耐用性診断試験報告書, 1986.3.
- [18] (財)建設工学研究所 : 国道426号「旧前野橋」耐用性診断試験報告書, 1987.3.
- [19] (財)建設工学研究所 : 国道178号「旧対田橋」耐用性診断試験報告書, 1988.3.
- [20] (財)建設工学研究所 : 国道176号「旧大安橋」耐用性診断試験報告書, 1990.3.
- [21] (財)建設工学研究所 : 県道53号「旧大橋」耐用性診断試験報告書, 1992.3.
- [22] (財)建設工学研究所 : 国道373号「旧青木橋」耐用性診断試験報告書, 1991.3.
- [23] 阪神高速道路公団 : 阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究, 阪神高速道路公団設計荷重(HDL)委員会報告書, 1986.
- [24] 佐伯彰一, 金井道夫 : 道路橋の供用および補修・補強に関して, 橋梁と基礎, 83-8, pp.13~16, 1983.8.
- [25] 旧阪堺大橋の健全性に関する調査研究委員会・大阪市土木局 : 旧阪堺大橋の調査研究報告書, 1987.

第4章 非比例減衰を考慮した振動特性に基づく既存コンクリート橋の 損傷および安全性評価

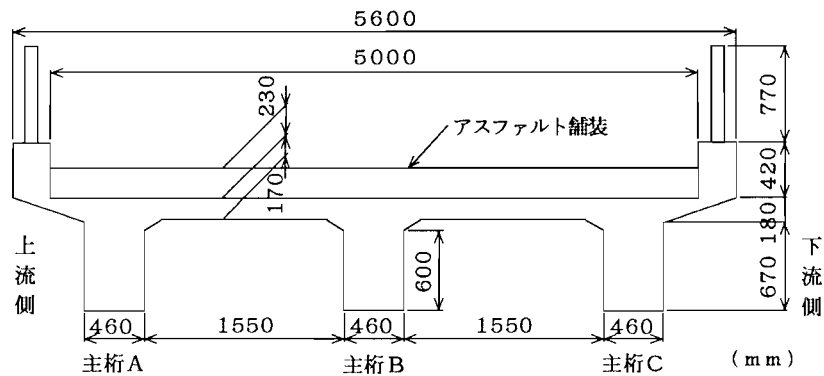
4. 1 概説

コンクリート橋の点検法としては、主にコンクリート材料特性の観点から見た損傷（強度低下、ひびわれ、空隙等）の位置と程度を把握することを目的とした各種非破壊検査法と、構造部材特性の観点から見た損傷（材料劣化とひび割れ進展による剛性低下）を評価することを目的とした載荷（静的および動的）試験による方法がある。第3章に示したように橋梁全体系としての安全性は、これら両手法によって断面力と耐荷力を評価することによって、照査することが可能となる。この内、後者の損傷評価法で特に動的載荷試験による方法については、最近、かなり研究が行われており、供試体レベルでの有効性は確認されているが、実橋において、振動パラメータの損傷に対する感度が低い等、いくつかの問題点があり、完全に実用化のレベルにあるとは言い難い。例えば、第2章で示したように、損傷橋梁として現在最も多いRC単純T桁橋に関しては、主桁の剛性低下に対する固有振動数の低下率はあまり高くないことが確認されており、損傷程度が小さい場合の適用性に問題があるといえる。また、通常SI法において、目的関数に対して与えられるモーダルパラメータ数は解析モデルの自由度よりもかなり少なく、同定結果については、解の唯一性が成立しないため、目的関数、同定変数等の条件によっては、実際の損傷状態と異なる評価結果を示す場合がある。つまり、実験により評価されるモーダルパラメータに比べて評価すべき同定変数が多すぎると、正確な同定が行えなくなる。

そこで、本章[1],[2]では、損傷評価のためのモーダルパラメータとして、固有振動数の他に減衰特性および位相差を考慮し、損傷パラメータとして剛性の他に非比例（一般粘性）減衰を考慮することにより、両パラメータ間の関係における感度特性を向上させる検討を行った。また、過去の実験データを利用して主桁剛性と減衰特性との関係をモデル化することにより、同定変数の数を減少させて、効率的に同定を行うことを考え、その感度解析手法および同定解析手法の定式化を行い、精度の検証を行った。さらに、各部の損傷に対する各モーダルパラメータの感度特性を評価し、感度に応じた簡易損傷評価フローを作成し、SI法を適用する前に、解析作業を伴わずに損傷の概略判定を行うことを検討するとともに、動的載荷試験によって得られるモーダルパラメータの他に静的載荷試験によって得られるたわみ分布や材料試験によって得られる各主桁毎のコンクリート材料特



(a) 解析モデル



(b) 橋梁断面

図 4.1 RC単純T桁橋「旧中井橋」の解析モデル

性，目視検査によるひびわれ状況等の結果を合わせてSI法における同定パラメータの初期値を推定する手法を検討し，SI法を合わせた多段階的な損傷評価フローを作成した。最後に，本手法を実橋に適用して損傷評価を行い，その妥当性を検討した。

4. 2 非比例減衰を考慮した振動特性に基づく損傷評価解析法

4.2.1 非比例減衰を考慮した損傷のモデル化

本研究では，RC単純T桁橋を対象とし，橋梁および損傷のモデル化を考えた。兵庫県「旧中井橋」を例とした解析モデルを図4.1に示す。損傷を表すパラメータとして剛性低下と減衰定数を取り上げ，損傷パラメータと各種振動特性との関係を調べるため，以下のようなモデル化を行った。

- ①主桁および床版を曲げ，せん断，ねじり剛性および減衰を考慮したはり要素による格子モデルを作成し，主桁各部の損傷や材料劣化をこれら各要素の剛性および減衰の変化として考えた。

②質量および回転慣性は各部材の節点に集中させる。

③支点には回転拘束バネを設け、支承部の摩擦による拘束条件を考慮した。

また、S I法における同定変数は、各主桁剛性、床版配力筋方向剛性、荷重分配横桁剛性および支点回転拘束バネ定数である。

また、局部損傷を考慮するため非比例減衰を用いる必要があるが、実際の構造物の一般粘性減衰を評価するのは非常に困難である。そこで、ここでは便宜的に、減衰(係数)マトリックス C は各要素ごとに剛性マトリックス K に比例するものと仮定して、

$$C = \beta_v K \quad (4.1)$$

ただし、 β_v ：内部粘性係数

と表し、減衰比(減衰定数)

$$\zeta = \frac{1}{2} \beta_v \omega \quad (4.2)$$

ただし、 ω ：非減衰固有振動数

の関係から各要素毎に β_v の値を求めた。つまり、損傷を受けた部分は剛性が他の部分よりも小さくなるとともに減衰係数 C が大きくなるため、 β_v の値が異なり、橋梁全体としての比例減衰がもはや成立しない。また、各モードにおける減衰特性を評価する場合、各モード毎にそれぞれ対応する内部粘性係数 β_v を設定し直す必要がある。式(4.1)を用いることにより、減衰係数 C は剛性 K の従属変数(あるいはその逆)となり、これを設計変数としたS I法を適用することにより主桁各部における C と K が減衰定数 ζ を介して評価できる。次に、主桁破壊試験(第3章)および人工損傷を有するRC供試体[3]において測定された剛性低下率と減衰定数との関係を図4.2に示す。この結果によると、データのばらつきは大きいものの、剛性低下率が大きくなるほど減衰定数が増大する傾向にあり、剛性および減衰係数 C を評価するパラメータとして減衰定数 ζ の測定が、損傷評価において非常に有効となるものと考えられる。

4.2.2 非比例減衰を考慮したS I法

コンクリート橋に損傷が生じると、剛性低下とともに減衰係数 C が増加する傾向にあり、その状態における橋梁全体系のモーダルパラメータを評価するためには、一般粘性減衰を考慮した複素固有値解析が必要となる。また、構造パラメータを同定する基準として、感度係数を利用したS I法があるが、ここでは、複素

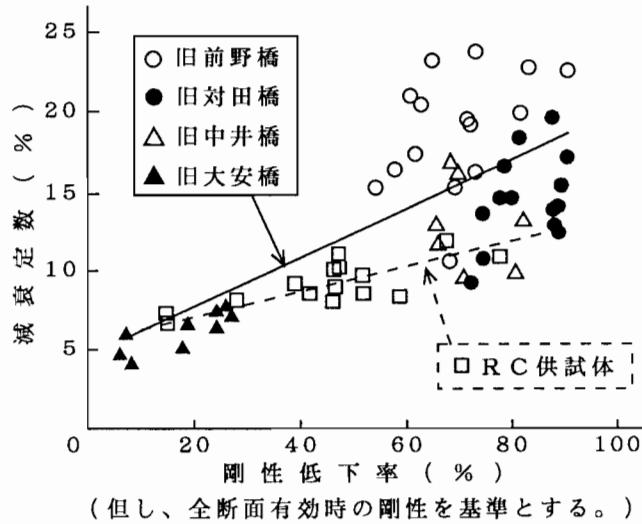


図 4.2 剛性低下と減衰定数との関係

固有値解析を考慮した感度解析の同定手法について示す。

多自由度系の自由振動に関する運動方程式は一般に、

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = 0 \quad (4.3)$$

ここで、 M ：質量マトリックス、 C ：減衰係数マトリックス、

K ：剛性マトリックス、 u ：変位ベクトル

となる。その解を、

$$u = \bar{u} \cdot \exp(\mu t) = (x + iy) \exp(\mu t) \quad (4.4)$$

ただし、 $x = r \cdot \cos\psi$ 、 $y = r \cdot \sin\psi$ 、 ψ ：位相差

とすると、式(4.3)は次式に変形される。

$$(\mu^2 M + \mu C + K) u \cdot \exp(\mu t) = 0 \quad (4.5)$$

これが $u \neq 0$ の解を持つためには、次式が成立する必要がある。

$$|\mu^2 M + \mu C + K| = 0 \quad (4.6)$$

式(4.6)の解として、複素固有値、実固有モード、位相は次のように表される。

$$\mu = -\alpha' + i\beta' \quad (4.7)$$

$$u = 2 \cdot \exp(-\alpha' t) \cdot r \cdot \cos(\beta' t + \psi) \quad (4.8)$$

$$\psi = \tan^{-1}(y/x) \quad (4.9)$$

ここで, $r = \sqrt{x^2 + y^2}$, α' : 減衰率 ($=\omega\zeta$), ω : 不減衰固有振動数,

β' : 減衰固有振動数 ($=\omega\sqrt{1-\zeta^2}$), ζ : 減衰定数

式(4.6)から, $2n$ 個の複素固有値が得られ, それを式(4.4)に代入することにより, $2n$ 個の複素固有モードが求まる. ここでは, 式(4.6)の解法として, Fossの方法を用いる. すなわち恒等式,

$$M\dot{u} - M\dot{u} = 0 \quad (4.10)$$

と式(4.3)を用いると, 式(4.6)は,

$$\begin{bmatrix} 0 & M \\ M & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u} \\ \dot{u} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} -M & 0 \\ 0 & K \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ u \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.11)$$

と書き直すことができる. また, 簡単に表示するために,

$$A\dot{z} + Bz = 0 \quad (4.12)$$

ただし, $A = \begin{bmatrix} 0 & M \\ M & 0 \end{bmatrix}$, $B = \begin{bmatrix} -M & 0 \\ 0 & K \end{bmatrix}$, $z = \begin{Bmatrix} \dot{u} \\ u \end{Bmatrix}$

とする. ここで, もとの運動方程式, 式(4.3)の自由度を n とすると, A, B は $2n \times 2n$ の実対称マトリックス, z は $2n$ 次元ベクトルである.

次に, 式(4.12)の解を,

$$z = \bar{z} \cdot \exp(\lambda t) \quad (4.13)$$

とすると, 次式が得られる.

$$[\lambda A + B]z = 0 \quad (4.14)$$

これが, $z \neq 0$ の解を持つための条件として, 次式が得られる.

$$|\lambda A + B| = 0 \quad (4.15)$$

この解は, $2n$ 個の固有値となり, n 個の複素固有値とその複素共役からなっている.

ここで, 複素固有値解析による解を,

$$\lambda = \alpha_\lambda + i\beta_\lambda \quad (4.16)$$

$$z = \alpha_z + i\beta_z \quad (4.17)$$

とすると、減衰定数 ζ および位相 ψ は、

$$\zeta = \frac{\alpha_\lambda}{\sqrt{\alpha_\lambda^2 + \beta_\lambda^2}} \quad (4.18)$$

$$\psi = \tan^{-1} \left(\frac{\beta_\lambda}{\alpha_\lambda} \right) \quad (4.19)$$

と表される。

S I 法は、一般的に構造物の現況を定量的に把握する目的で、実験から得られる力学的挙動が解析結果と一致するように各種構造パラメータを同定する、いわゆる逆解析手法の一つである。S I 法には種々の方法があるが、本章では、第3章と同様に、感度解析により構造パラメータと応答との関係における動的感度係数を求め、S L P (逐次線形計画法) [4]による最小値探索を行う手法を用いた。まず、目的関数は、応答の解析値と測定値との差の2乗和を最小にするよう定義し、複数の種類の応答パラメータを同一目的関数内で取り扱うため、応答の測定値で無次元化を行い、次式のように表した。

$$F = \sum_P \left(W_1 \left(\frac{\zeta_P}{\zeta_P^m} - 1 \right)^2 + \sum_{k=1}^n W_2 \left(\frac{\psi_{Pk}}{\psi_{Pk}^m} - 1 \right)^2 \right) \rightarrow \min \quad (4.20)$$

ここで、 ζ_P, ζ_P^m : 減衰定数の解析値と実測値、

ψ_{Pk}, ψ_{Pk}^m : 位相差の解析値と実測値、 P : 振動次数、

n : モードの誤差評価に用いる測点数、

W_1, W_2 は減衰定数と位相差についての重み。

ここでは、目的関数における減衰定数と位相差の項の相対比が同一となるよう、 $W_1=1.0, W_2=1/n$ とした。

式(4.20)を設計変数 k_i ($i=1,2,3, \dots, l$) で偏微分すると、

$$\frac{\partial F}{\partial k_i} = 2 \sum_P \left\{ W_1 \left(\frac{\zeta_P}{\zeta_P^m} - 1 \right) \frac{1}{\zeta_P^m} \frac{\partial \zeta_P}{\partial k_i} + \sum_{k=1}^n W_2 \left(\frac{\psi_{Pk}}{\psi_{Pk}^m} - 1 \right) \frac{1}{\psi_{Pk}^m} \frac{\partial \psi_{Pk}}{\partial k_i} \right\} \quad (4.21)$$

一方、Fossの方法によって変形された運動方程式、

$$Bz = \lambda Az \quad (4.22)$$

において、設計変数ベクトル k_i が δk_i だけ変化するとき、固有値、固有ベクトルはそれぞれ $\delta \lambda, \delta z$ だけ変化するものとし、高次項を無視して整理すると、

$$\frac{\partial B}{\partial k_i} z \delta k_i + B \delta z = \delta \lambda A z + \lambda \frac{\partial A}{\partial k_i} z \delta k_i + \lambda A \delta z \quad (4.23)$$

$$(B - \lambda A) \delta z = - \left\{ \frac{\partial B}{\partial k_i} - \lambda \frac{\partial A}{\partial k_i} \right\} z \delta k_i + \delta \lambda A z \quad (4.24)$$

を得る。上式に左より z^T をかけ、

$$z^T A z = 1 \quad (4.25)$$

となるように z を定め、整理すると、

$$\delta \lambda = z^T \left\{ \frac{\partial B}{\partial k_i} - \lambda \frac{\partial A}{\partial k_i} \right\} z \delta k_i \quad (4.26)$$

となる。また、式(4.25)より、

$$2 z^T A \delta z + z^T \frac{\partial A}{\partial k_i} z \delta k_i = 0 \quad (4.27)$$

の関係が得られる。

いま、 p 番目のベクトルを z_p 、その変化量を δz_p とすると、

$$\delta z_p = \sum_j a_{pj} z_j \quad (4.28)$$

ここで、 p, j : 振動次数

と書くことができる。式(4.28)と式(4.26)を式(4.24)に代入し、左より z_q^T ($q \neq p$) を乗じて整理すると、

$$z_q^T (B - \lambda_p A) \left(\sum_j a_{pj} z_j \right) = - z_q^T \left\{ \frac{\partial B}{\partial k_i} - \lambda_p \frac{\partial A}{\partial k_i} \right\} z_p \delta k_i \quad (4.29)$$

$$a_{pq} = - \frac{1}{\lambda_q - \lambda_p} z_q^T \left\{ \frac{\partial B}{\partial k_i} - \lambda_p \frac{\partial A}{\partial k_i} \right\} z_p \delta k_i \quad (4.30)$$

また、 $q=p$ のときは式(4.26)を用いて、

$$a_{pp} = - \frac{1}{2} z_p^T \frac{\partial A}{\partial k_i} z_p \delta k_i \quad (4.31)$$

を得る。式(4.30)、式(4.31)より a_{pq} と a_{pp} が求められると、式(4.24)より z_p の変動 δz_p を求めることができる。よって、これらを式(4.26)、式(4.30)に代入すると次式が得られる。

$$\frac{\partial \lambda_p}{\partial k_i} = z_q^T \left\{ \frac{\partial B}{\partial k_i} - \lambda_p \frac{\partial A}{\partial k_i} \right\} z_p \quad (4.32)$$

$$\frac{\partial z_p}{\partial k_i} = \sum_q \left\{ -\frac{1}{\lambda_q - \lambda_p} z_q^T \left(\frac{\partial B}{\partial k_i} - \lambda_p \frac{\partial A}{\partial k_i} \right) z_p \right\} z_q \quad (4.33)$$

ここで,

$$\frac{\partial \lambda_p}{\partial k_i} = \alpha_{\lambda i} + \beta_{\lambda i} i \quad (4.34)$$

$$\frac{\partial z_p}{\partial k_i} = \alpha_{z i} + \beta_{z i} i \quad (4.35)$$

とすると, ζ_p, ψ_p の一次感度は,

$$\frac{\partial \zeta_p}{\partial k_i} = \frac{\alpha_{\lambda i}}{\sqrt{\alpha_{\lambda i}^2 + \beta_{\lambda i}^2}} \quad (4.36)$$

$$\frac{\partial \psi_p}{\partial k_i} = \tan^{-1} \left(\frac{\beta_{z i}}{\alpha_{z i}} \right) \quad (4.37)$$

が得られる。ただし, $q=p$ のときは0としている。

ここで, A, B は式(4.12)のように表されるので, それらの一次感度は,

$$\frac{\partial A}{\partial k_i} = \begin{bmatrix} 0 & \frac{\partial M}{\partial k_i} \\ \frac{\partial M}{\partial k_i} & \frac{\partial C}{\partial k_i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial C}{\partial k_i} \end{bmatrix} \quad (4.38)$$

$$\frac{\partial B}{\partial k_i} = \begin{bmatrix} -\frac{\partial M}{\partial k_i} & 0 \\ 0 & \frac{\partial K}{\partial k_i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial K}{\partial k_i} \end{bmatrix} \quad (4.39)$$

ただし,

$$\frac{\partial C}{\partial k_i} = \frac{\partial \beta_v}{\partial k_i} K + \beta_v \frac{\partial K}{\partial k_i} \quad (4.40)$$

ここで, 構造パラメータ (K) の変動許容値 (ムーブリミット) 内で $\beta_v = \text{一定}$ とすると, 次式が得られる。

$$\frac{\partial C}{\partial k_i} = \beta_v \frac{\partial K}{\partial k_i} \quad (4.41)$$

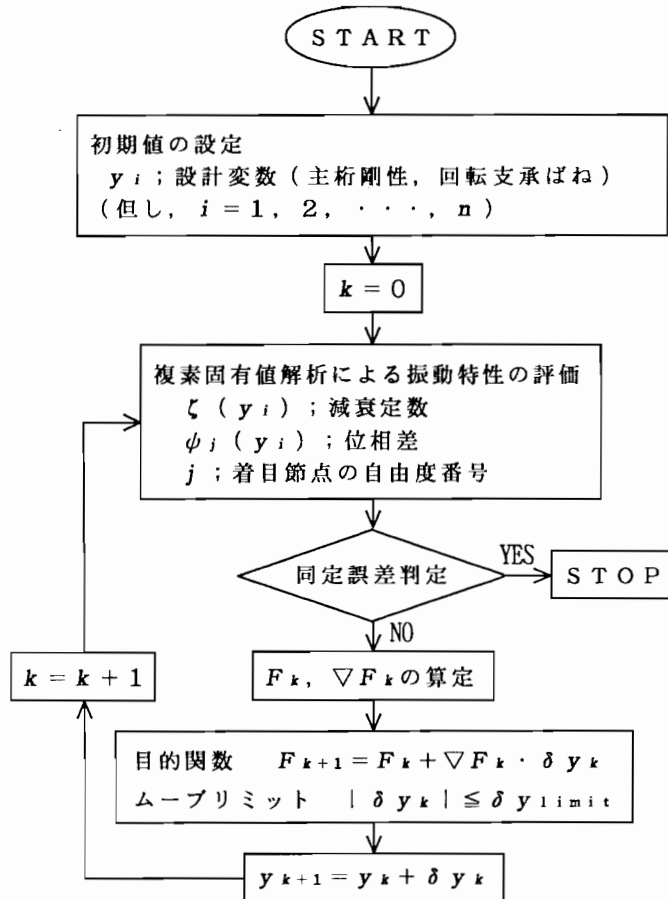


図 4.3 SLPのフロー

また、式(4.1)より減衰係数 C は剛性 K の従属変数であることから、結局 λ_p, ψ_p の一次感度は剛性 K の関数として表すことが可能となる。

以上の関係式を用いて、図4.3に示したSLPのフローにしたがって構造パラメータの同定を行う。まず、各構造パラメータの初期値を設定し、複素固有値解析によりモーダルパラメータを求め、式(4.32)、式(4.33)を用いて目的関数の線形近似を行い、最小値に近づけていく。ただし、この線形近似は実際の目的関数値からの誤差が大きくなるように、構造パラメータの変動に制限（ムーブリミット）を設け、その範囲内において行う。ムーブリミットを超えた場合、改めて複素固有値解析を行い、感度を求め直して探索を続行する。以上の繰り返し探索を行った後、目的関数の真値が許容誤差範囲内になった時点で同定を終了する。

ここで、減衰係数マトリックス C は、4.2.1に示したように、各要素毎に比例減衰を仮定しているが、SLPを行う場合、比例係数 β_v の変化量があまり大きくなる程度ムーブリミットを設定する必要がある。つまり、 β_v はムーブリミットの範囲内では一定値とみなす。

表 4.1 S I法の解析精度
(主桁剛性の同定)

	設定値	初期値	同定値
主桁A	1.50	1.80	1.60 (1.07)
主桁B	1.50	1.80	1.60 (1.07)
主桁C	1.00	1.35	1.00 (1.00)

単位： $(\times 10^{12} \text{kgf}\cdot\text{cm}^2)$
()内数値は同定値/理論値

4.2.3 解析精度に関する検討

図4.1に示す「旧中井橋」の解析モデルにS I法を適用し、解析精度の検討を行った。損傷としては、図4.2の関係を利用して、主桁A、主桁Bの剛性低下率15%（減衰定数7%）、主桁Cの剛性低下率45%（減衰定数11%）とし、複素固有値解析により曲げ1次、ねじれ1次モードの減衰定数、位相差を求め、同定計算を行った。表4.1に各主桁の曲げ剛性の同定結果を示す。この結果より、同定の誤差は0~7%と小さく、初期値が3割程度の誤差範囲で推定できれば、かなり高精度の推定が行えることがわかった。

4.3 非比例減衰を考慮した動的感度解析の有効性

前述したように、モーダルパラメータを利用してコンクリート橋の損傷を評価する場合、最も重要なことは、各損傷毎に最も感度の高いモーダルパラメータを抽出することである。そこで、ここでは、損傷パラメータとして剛性低下の他に減衰定数の変化、モーダルパラメータとして減衰定数、位相差を取り上げ、複素固有値解析によるRC橋のパラメータ計算を実施し、両パラメータ間の感度を調べ、損傷パラメータとしての有効性を検討した。

4.3.1 解析モデル

解析の対象は、図4.1に示した「旧中井橋」とし、部分的な損傷を仮定し、損傷パラメータを変化させて複素固有値解析を行った。損傷パラメータとしては、破壊試験より得られた剛性低下と減衰定数の関係（図4.2参照）を利用して、損傷A、損傷Bにおける剛性低下率0~65%とそれに対応する減衰定数5~15%の範囲内での変化として考慮した。

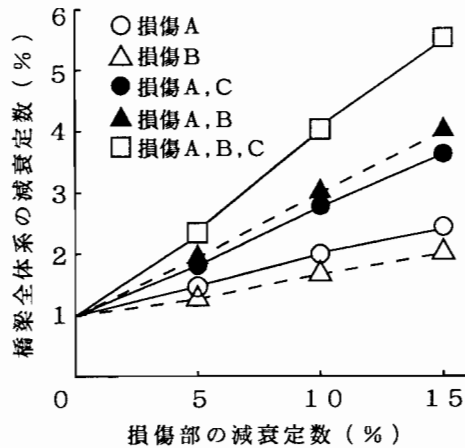


図 4.4 損傷部の減衰定数と橋梁全体系の減衰定数との関係

4.3.2 減衰定数

図 4.4 は各損傷部の減衰定数と橋梁全体系の曲げ 1 次モードの減衰特性との関係を示したものである。この結果から、損傷部 A、損傷部 B の減衰定数の変化は橋梁全体系の減衰定数の変化に対してほぼ同一の感度を有し、さらにこれらの感度は線形であり、複数の損傷が生じた場合には、個々の感度の線形和として表すことが可能である。これに対して、ねじれ 1 次モードに関する結果では、モードの節となる損傷部 B の減衰定数の変化は、橋梁全体系の減衰特性にほとんど影響を及ぼさない [5] ため、曲げ 1 次、ねじれ 1 次の両方の振動特性を用いると、各主桁毎の損傷位置を推定することが可能である。

4.3.3 位相差

図 4.5 は各損傷部の減衰定数と橋梁各部の位相差との関係を示したものである。ここでの位相差は、曲げ 1 次モードについては主桁 B の $L/2$ 点の位相を基準とし求めたもの、ねじれ 1 次モードについては主桁 B の $L/4$ 、 $L/2$ 、 $3L/4$ 点のそれぞれの点を基準としたものである。これらの結果から、損傷を与えた主桁の位相差が最も大きく変化していることがわかる。さらに、これらの損傷部の感度はほぼ線形であり、複数の損傷に対して、個々の感度の線形和として表すことができることがわかる。

4.3.4 モーダルパラメータの感度特性における有効性

動的載荷試験結果にモーダル解析 [6], [7] を適用することによりモーダルパラメータとして、各次モードに対する固有振動数、振動モード、減衰定数、位相差が求められる。これらの内、固有振動数、減衰定数は損傷の程度と位置の両方の

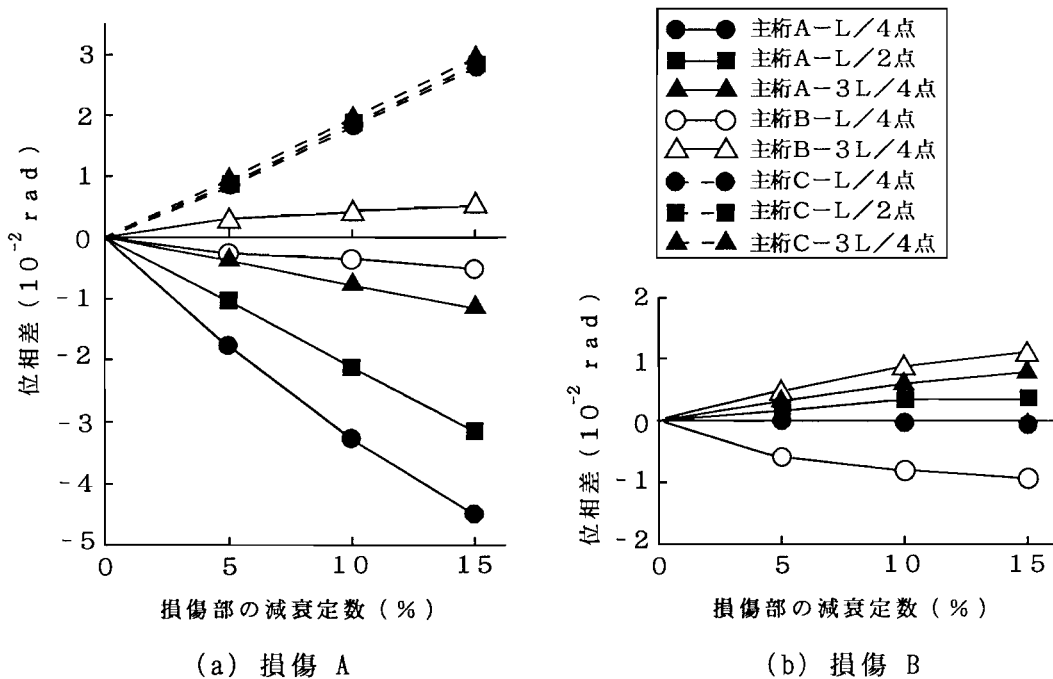


図 4.5 損傷部の減衰定数と位相差との関係

推定に対して有効であり，振動モードと位相差は損傷位置の推定に対して有効なパラメータである．しかし，固有振動数は損傷に対して感度が低いため，損傷程度が大きく，かなり高精度で測定が行える場合にのみ有効であると考えられる．これに対して，振動モードの変化は損傷位置に対して敏感であり[8],[9]，橋梁全体として，損傷状態がアンバランスである場合，損傷位置の推定にかなり有効であるといえる．したがって，非比例減衰を考慮しない従来のS I法では，損傷位置の推定については比較的精度が高いと考えられるが，損傷程度の推定については精度上問題があるといえる．一方，減衰定数とは，一般に，

$$\zeta = aC / \sqrt{K} \quad (4.42)$$

ただし， a ：比例定数

のように，減衰係数 C と剛性 K の関数として表され，損傷に対応した剛性低下と減衰係数増加の両方の影響により，増加の傾向を示すため，剛性低下の影響のみに依存する固有振動数よりも損傷に対する感度が高いといえる．また，これに対し，損傷位置推定のための位相差は，振動モードに比べて，感度が高いとは言えないため，損傷位置を正確に推定するためには，位相差，振動モードの両方を用いることが望ましいといえる．

以上のことから，S I法で対象とするモーダルパラメータは，固有振動数，振

動モード，減衰定数，位相差のうち，対象橋梁毎に感度の高いモード次数のパラメータを抽出して，目的関数を作成する必要がある．全てのパラメータを包含した目的関数の一般式は次式で表される．

$$F = \sum_p \left\{ W_1 \left(\frac{\mu_p}{\mu_p^m} - 1 \right)^2 + \sum_{k=1}^n W_2 \left(\frac{z_{pk}}{z_{pk}^m} - 1 \right)^2 + W_1 \left(\frac{\zeta_p}{\zeta_p^m} - 1 \right)^2 + \sum_{k=1}^n W_2 \left(\frac{\psi_{pk}}{\psi_{pk}^m} - 1 \right)^2 \right\} \quad (4.43)$$

ここで， p ：振動次数， n ：誤差評価を行う測点数，

μ_p, μ_p^m ：固有値の解析値および実験値，

z_p, z_p^m ：振動モードの解析値および実験値

ζ_p, ζ_p^m ：減衰定数の解析値および実験値

ψ_p, ψ_p^m ：位相差の解析値および実験値

W_1, W_2 ：重み，ここでは $W_1=1.0, W_2=1/n$ ．

ただし，固有値，振動モードの感度については，第3章の方法により求めることができる．

4.3.5 動的感度解析を利用した損傷評価フロー

以上で検討した各種モーダルパラメータの損傷に対する感度特性を利用して，図4.6に示すフローにしたがって，損傷位置と損傷程度を推定することができる．

まず，対象橋梁に対して，動的載荷試験を行い，モーダル解析を適用してモーダルパラメータを求める．モーダルパラメータとしては，固有値解析で得られる固有振動モード z_{1-1} （曲げ1次モード）， z_{1-2} （ねじれ1次モード），および複素固有値解析で得られる減衰定数 ζ_{1-1}, ζ_{1-2} ，位相差 ψ_{1-1}, ψ_{1-2} とし，1次レベルの判定として $z_{1-1}, \zeta_{1-1}, \psi_{1-1}$ のそれぞれの大小で損傷程度を調べる．次に2次レベルの判定として， $z_{1-2}, \zeta_{1-2}, \psi_{1-2}$ の大小で外桁の損傷か中桁の損傷かを特定できる．これらの判定は，各種モーダルパラメータ毎に独立して行うことができ，最終的には個々の判定結果を比較検討して総合的に判断する必要がある．さらに，損傷の詳細調査として，これらのモーダルパラメータを利用したS I法を適用し，損傷パラメータとしての各桁の剛性および減衰定数を同定することにより，複数の損傷の位置と程度を推定することができる．

4.3.6 多段階アプローチによる損傷評価フロー

S I法は，前述したように，一般的に解の唯一性が保証されないため，正確な評価を行うためには，予め同定解にできるだけ近い初期値を推定することが必要条件となる．そのためには，S I法に直接必要な動的載荷試験の他に，目視検査，

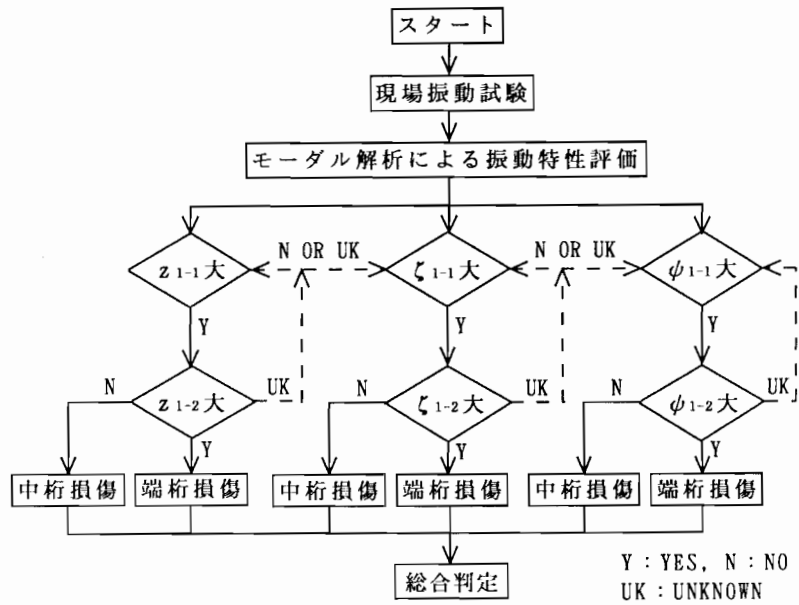


図 4.6 振動特性を利用した損傷の簡易評価フロー

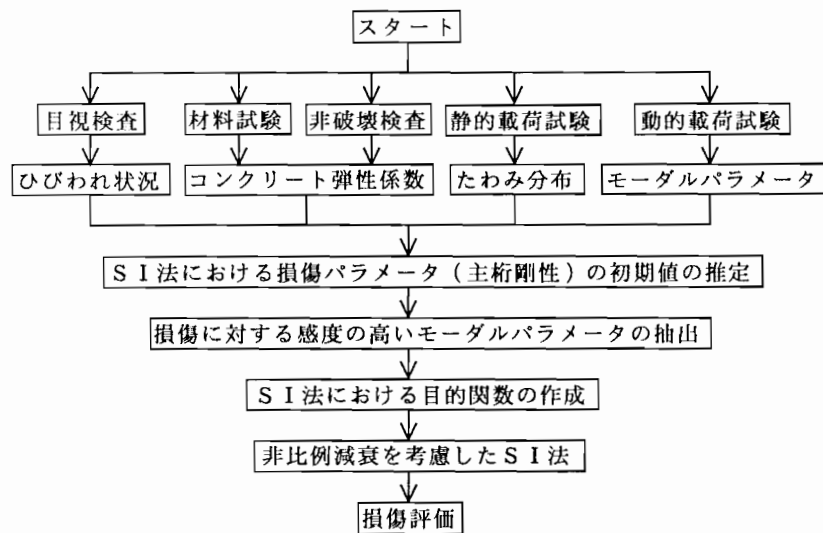


図 4.7 各種試験を併用した多段階損傷評価フロー

静的載荷試験，材料試験等を行い，それらの測定結果を利用することが有効であると考えられる。つまり，S I 法はそれ自体では，適用性に問題が生じる場合があるが，種々の試験による評価と結合させて，多段階的に処理を行い，総合的に判断することにより，かなり高精度で合理的な評価を行うことができる。図4.7に初期値設定を含んだ多段階損傷評価フローを示す。まず対象橋梁に対して，目視検査によるジャンカ等の施工不良やひびわれ，遊離石灰，コンクリート剥離等の損傷状態，コア供試体採取による材料試験によって，コンクリート強度，弾性係数，中性化深さ等の材料特性を評価するとともに，非破壊載荷試験として，静

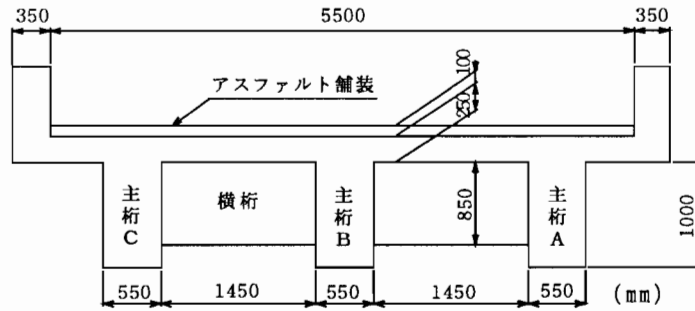


図 4.8 「旧榎谷橋」の断面図

的、動的載荷試験を行い、橋梁全体系としての構造応答特性を評価する。これらの結果を利用して、例えば目視検査から各主桁の有効断面二次モーメントを推定し、非破壊試験、材料試験から評価される各主桁コンクリートの弾性係数の両者から各主桁剛性の推定を行う。一方、静的載荷試験によって得られたたわみ分布については、支承の摩擦による回転拘束条件や舗装、高欄、地覆等の剛性に及ぼす影響が含まれるため、その結果から直接、各主桁毎の損傷を評価することは困難であるが、主桁間の相対的な比較により損傷の場所の推定が可能であると思われる。また、動的載荷試験からは、モーダル解析により評価された減衰定数から橋梁の全体的な剛性低下の程度を推定することが可能であると思われる。以上の種々の試験による測定結果より総合的に判断して初期値を設定できる。

4. 4 実橋における損傷および安全性評価

4.4.1 試験対象橋梁の概要

試験対象とした「旧榎谷橋」[10]は、試験時橋齢41年（昭和26年度架設）、3径間3主桁で荷重分配横桁を有するRC単純T桁橋（1スパンの橋長13.1m、幅員5.5m）である。本橋の断面図を図4.8に示す。本橋は河川改修にともない新橋への架け替えが決定しているため、取り壊しが予定されていた。試験は左岸側のスパンについて行った。図4.9に目視検査による主桁のひびわれ状況の代表例を示す。本橋の損傷状態については、主桁全体にかなり多くの曲げひびわれが見られ、ひびわれ幅は最大1.2mm程度であった。また、せん断ひびわれ、鉄筋の腐食によるひびわれも所々見られた。また、排水管が閉塞していたため、両端桁の外側の面に広範囲に漏水跡（しみ）が見られた。また、全体的に施工不良によるジャンカ、空洞が見られ、特に主桁下面のコンクリートの回り込み不良が見られた。

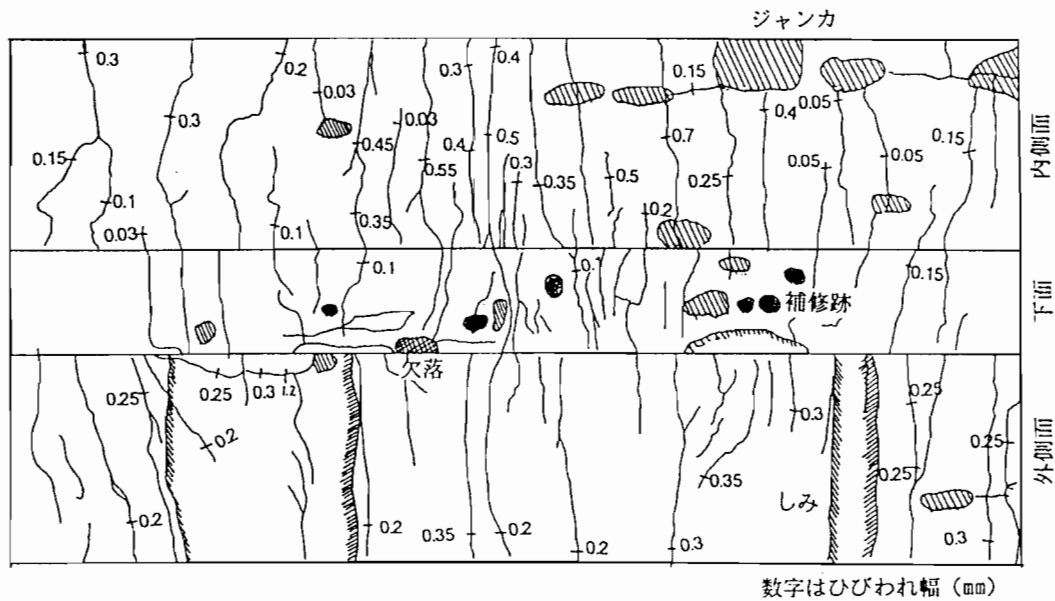


図 4.9 目視検査によるひびわれ状況の結果の一例（主桁C）

4.4.2 試験の概要

まず、静的載荷試験として、軸重既知の試験車（20tfトラック）を各主桁に最も不利になるよう、試験車後車軸の中心が各主桁中心線上にくるように載荷し、各主桁の $L/4$ 、 $L/2$ 、 $3L/4$ 点（ L ：スパン長）でのたわみを測定した。載荷回数は3回とし、各測定値の平均を求めた。また、動的載荷試験として、重量300kgfの重錘をクレーン車を用いて約70cmの高さからゴム板を介して路面上に落下させ、重錘に設置した加速度計から入力加速度を、各主桁の $L/4$ 、 $L/2$ 、 $3L/4$ 点に設置した加速度計から応答加速度を測定し、伝達関数を求めた後、実験モーダル解析の手法[6],[7]により、モーダルパラメータを同定した。図4.10に重錘落下位置と応答加速度測定位置を示す。基本的には一点加振法（加振点が1点で応答加速度測定点が多点）を用いたが、加振点を数カ所移動させて試験を行うことにより曲げ、ねじれの振動モードを卓越させた。次に、中桁の破壊試験として、図3.5に示したように試験対象桁（中桁）を床版部で縁切りして単独桁として独立させ、載荷桁を用いて油圧ジャッキにより中央集中載荷することにより行った。また、破壊の進行過程における振動特性の変化を調べるため、適当な荷重段階毎に載荷・除荷を繰り返す、各ステップ毎に振動試験を行った。さらに、主桁各部位のウェブコンクリート上部で、ひびわれやジャンカ等が無い箇所からコンクリートコア供試体を採取し、材料強度試験を行った。また、超音波を用いた非破壊検査を行い、コンクリートの材料特性の評価を試みた。

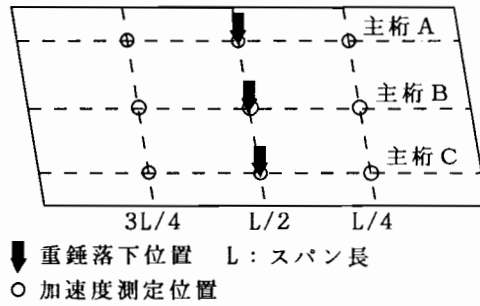


図 4.10 動的載荷試験の概要

4.4.3 試験結果

図 4.11 に静的載荷試験によって得られたたわみ分布の測定結果を示す。この結果によると、主桁 C 載荷時のたわみが主桁 A 載荷時のたわみよりも大きく、また、主桁 B 載荷時の主桁 C のたわみが主桁 A のたわみよりも大きくなっていることから、明らかに主桁 C の損傷劣化の程度が主桁 A よりも大きいということが判定できる。表 4.2 に動的載荷試験における測定結果にモーダル解析を適用して同定された固有振動数および減衰定数の結果を、表 4.3 に振動モードおよび位相の結果を、また、図 4.12 に対象とした振動モード図を示す。固有振動数の結果をみると、全断面有効とした場合の理論値に比べて、実験値は大きくなっていることがわかる。通常、損傷による剛性低下が生じた場合、固有振動数の低下が起こるが、本橋の場合には、支承の回転拘束の影響や舗装、地覆の主桁剛性に及ぼす影響等により、これらの影響を考慮しない理論値よりもむしろ大きくなっているものと考えられる。曲げ 1 次モードの減衰定数をみると、9.56% とやや大きくなっており、図 4.2 に示した実橋においてこれまでに測定された減衰定数の値と比較して、かなり大きな剛性低下が生じていることが考えられる。また、固有振動モードの結果によると、主桁 C のモード振幅が主桁 A よりも大きく、また、位相のずれが生じていることから、相対的に主桁 C の方が主桁 A よりも損傷劣化の程度が大きくなっていることが考えられる。

表 4.4 に主桁のウェブコンクリート上部から採取したコア供試体の材料試験結果を示す。橋梁全体の平均値を見ると、コンクリート圧縮強度が 157.2 kgf/cm^2 、弾性係数が $1.58 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ とかなり低くなっていることがわかる。したがって、主桁剛性もこの影響によりかなり小さくなっていることが考えられる。また、主桁間で比較してみると、主桁 A のコンクリート品質が主桁 B, C に比べて高くなっている。一方、目視検査の結果から、ひびわれ状況については各主桁間で大きな

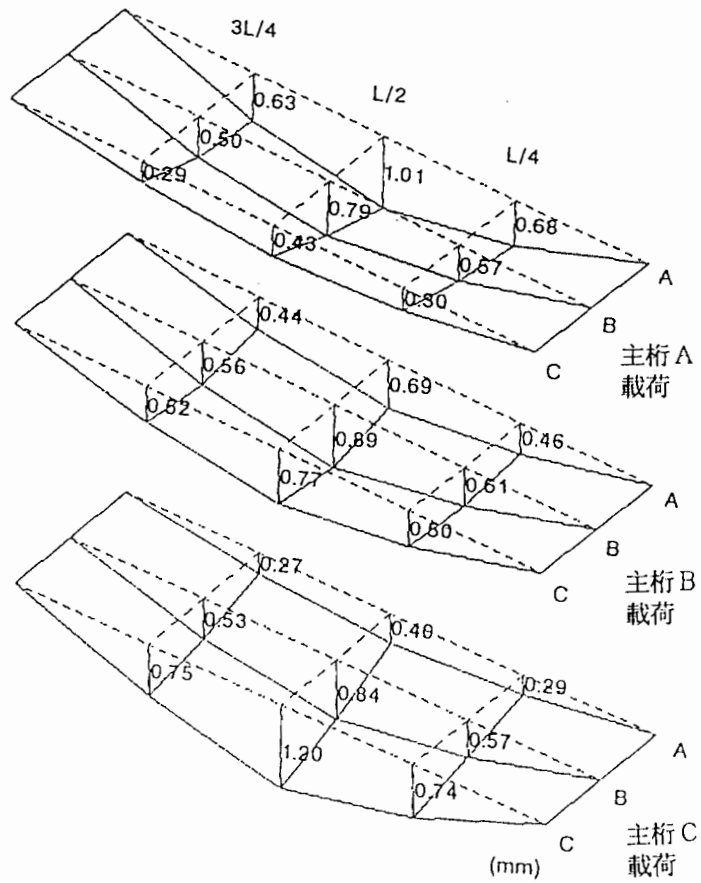


図 4.11 たわみ分布

表 4.3 振動モードと位相の測定結果

表 4.2 振動数および減衰定数の測定結果

モード次数	振動数(Hz)	減衰定数(%)
曲げ1次	10.33(7.31)	9.56
ねじれ1次	15.14(11.98)	6.76

()内数値は全断面有効とした場合の理論値

モード次数	主桁	振動モード L/2点	位相(rad) L/2点
曲げ 1次	主桁 A	0.802	-0.772
	主桁 B	0.898	-0.783
	主桁 C	1.000	-0.794
ねじり 1次	主桁 A	0.956	-0.758
	主桁 B	0.002	—
	主桁 C	1.000	-0.941

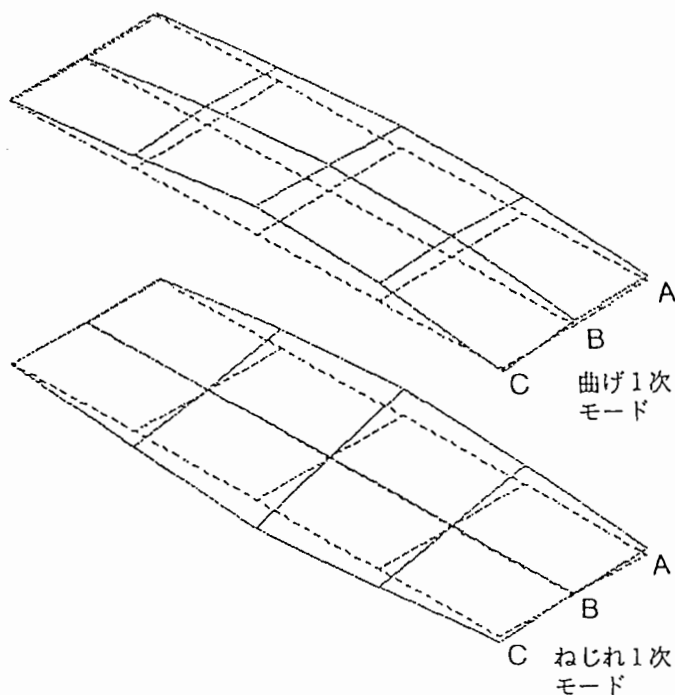


図 4.12 振動モード図

表 4.4 コンクリートの材料試験結果

		主桁A	主桁B	主桁C	橋梁全体
圧縮強度 (kgf/cm ²)	平均値	170.5	144.5	155.6	157.2
	標準偏差	33.4	27.2	24.9	30.5
弾性係数 (×10 ⁵ kgf/cm ²)	平均値	1.83	1.43	1.45	1.58
	標準偏差	0.21	0.21	0.25	0.29

相違は認められなかったので、有効断面二次モーメントはほぼ同程度と考えられ、主桁間での剛性の相違に及ぼす因子としては、コンクリートの弾性係数が支配的であると考えられる。また、図4.13に、超音波による非破壊試験の結果得られた音速とコンクリート弾性係数との関係を示す。この結果から、両者の間には相関が認められ、相関式は次式となる。

$$E_c = 0.097 \exp(0.814 V_u) \quad (\text{相関係数} : 0.844) \quad (4.44)$$

ただし、 E_c : コンクリート弾性係数(kgf/cm²),

V_u : 超音波速度(km/sec)

従って、超音波による非破壊検査をコアコンクリートによる材料試験と併用す

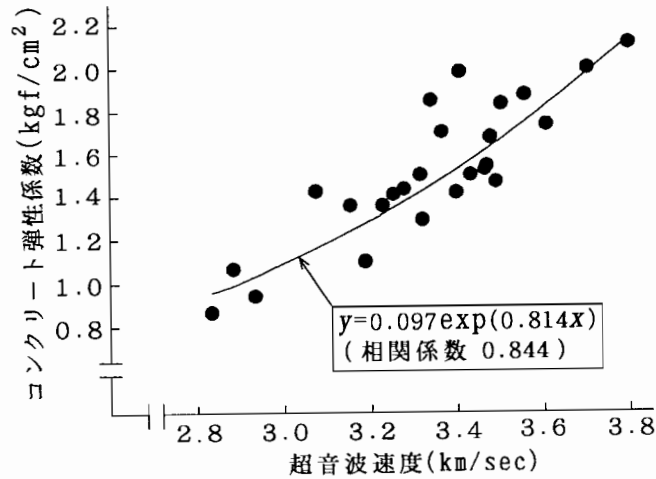


図 4.13 超音波速度とコンクリート弾性係数との関係

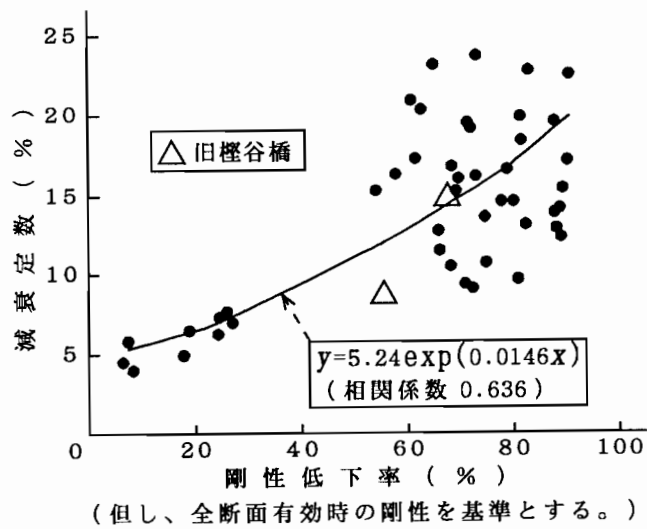


図 4.14 主桁破壊試験時の減衰特性

ることにより、サンプル数が限定される後者の試験を補うように材料特性の確率分布を評価することが可能となる。

次に、主桁破壊試験時の各荷重ステップで行った動的載荷試験の結果にモーダル解析を適用して得られた固有振動数、減衰定数の結果にS I法を適用し、主桁の曲げ剛性、支点の回転拘束バネ定数を変数として同定し、全断面有効とした剛性からの低下率を求め、これと減衰定数との関係を整理して図4.14に示す。この結果から、「旧檜谷橋」の値は他の橋梁と比較して定性的に傾向が一致しているといえる。しかし、減衰定数が大きい領域におけるばらつきが大きくなっており、今後、支点の回転摩擦減衰や舗装の減衰に及ぼす影響等を考慮してばらつきを減少させる必要があるとともに、ばらつきを考慮した損傷評価を行う必要があると

表 4.5 S I 法による主桁剛性の同定結果

同定パラメータ	設計理論値	初期値	同定値 (減衰考慮)	同定値 (減衰無視)
主桁A剛性	3.46	2.60	2.44(10.0)	2.43
主桁B剛性	3.26	2.00	1.92(11.7)	1.90
主桁C剛性	3.46	2.10	1.96(12.0)	1.92
端横桁剛性	1.10	0.66	0.61	—
横桁剛性	1.28	0.77	0.80	—

単位： $\times 10^{12} \text{kgf}\cdot\text{cm}^2$ ，ただし，()内数値は減衰定数(%)

表 4.6 安全性評価結果

スパン —主桁	曲げ破壊 安全性指標	せん断破壊 安全性指標	
		L/2点	3L/4点
1—A	2.75	2.66	2.53
1—B	2.97	2.91	2.83
1—C	2.83	2.74	2.62
2—A	2.71	2.55	2.41
2—B	2.97	2.84	2.75
2—C	2.82	2.65	2.52

いえる。

4.4.4 減衰を考慮した損傷パラメータの同定

次に、動的載荷試験から得られたモーダルパラメータにS I法を適用し、「旧樫谷橋」の解析モデルにおける損傷パラメータを同定する。同定パラメータとしては、各主桁剛性、床版配力筋方向剛性、端横桁剛性、支間中央横桁剛性と支点回転拘束バネ定数とし、モーダルパラメータとして曲げ1次の固有振動数と振動モード、曲げ1次、ねじれ1次の減衰定数と位相差を用いた。表4.5に同定結果を示す。主桁の曲げ剛性の初期値としては、4.4.3で示した各種試験結果をもとに決定した。また、設計値については、コンクリート全断面有効とし、弾性係数を $24,000 \text{kg/cm}^2$ とした場合のものである。表4.5の同定結果によると、主桁Aの剛性が他の主桁に比べて大きくなっていることがわかる。これは材料試験、静的載荷試験結果から推定される主桁剛性の初期値と定性的な傾向が合う方向への同定値の探索が行われていることを示しており、S I法を各種試験結果に基づく初期値推定と結びつけることにより、妥当な解が比較的容易に求められるということがいえる。また、解の妥当性の確認のため、以上の同定結果（表中の減衰を考慮した同定値）を初期値として、曲げ1次の固有振動数、振動モードのみを用いたS Iを再度行った結果、表4.5に同定値（減衰無視）として併記するように、同程度の値で解が停留し、全ての試験データに関して矛盾のない評価となっており、本手法の妥当性が認められた。

4.4.5 安全性評価

S I法で同定された構造パラメータ（表4.5）とコンクリート弾性係数の測定

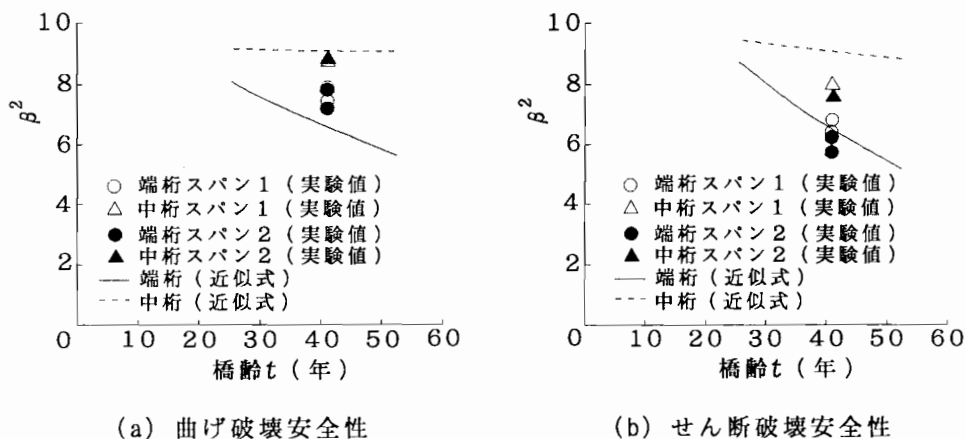


図 4.15 安全性評価結果

値（表4.4）に基づいて，第4章で検討した確率構造系の断面力解析および耐荷力算定法を用いて算定された安全性指標 β の結果を表4.6に示す．さらに，これらの結果を過去の橋梁における平均的な近似曲線と比較して，図4.15に示す．この図より，「旧檜谷橋」では，曲げ破壊安全性については，スパン1，スパン2ともに端桁が近似曲線よりも安全性が高くなっており，せん断破壊安全性に関しては特にスパン2の安全性が近似曲線よりも低く，材料試験結果と合わせて検討すると，スパン2の劣化の程度は非常に大きいといえる．また，曲げよりもせん断破壊安全性が低くなっており，設計当初とは逆の状態に変化したことがわかった．このことは，過去の安全性近似曲線における傾向と一致しており，橋齢41年における状態としては，妥当な結果であるといえる．

以上の結果と前節までの全ての結果とから，動的載荷試験による減衰特性の評価結果，目視検査，材料試験，静的載荷試験，S I法による同定解析，安全性評価，過去の橋梁における安全性評価との比較の全てにおいて，ほぼ整合がとれていることが確認され，減衰特性と利用した損傷および安全性評価の妥当性，有効性が示されたといえる．

4. 5 結言

本章では，コンクリート橋の損傷劣化部を非比例減衰を考慮してモデル化し，動的載荷試験から得られるモーダルパラメータを利用したS I法の検討を行い，より高精度な損傷評価法の確立を目指した．得られた結論を以下にまとめる．

(1) 損傷評価のためのモーダルパラメータとして固有振動数，振動モードの他に減衰定数，位相差を考慮し，損傷パラメータとして，主桁の曲げ剛性の他に

減衰定数を取り上げて同定するS I法の検討を行い、解析の妥当性を確認した。これにより、従来よりも多いパラメータの中からより感度の高いパラメータを抽出することによる高精度で効率的な損傷評価が可能であると考えられる。

- (2) 非比例減衰を考慮した動的感度解析を行った結果、曲げ1次とねじれ1次の減衰定数を用いることにより、損傷の位置と程度を、曲げ1次の位相差を用いることにより、損傷位置を推定することが可能であることを確認した。また、各モーダルパラメータの感度特性の相違を利用することにより、損傷位置の簡易推定フローを作成し、S I法を適用する前に、解析作業を伴わず損傷の概略判定を行うことが可能となった。
- (3) 動的載荷試験によって得られるモーダルパラメータの他に静的載荷試験によって得られるたわみ分布や非破壊検査、材料試験によって得られる各主桁毎のコンクリート材料特性の結果を合わせてS I法における損傷パラメータの初期値の推定を行うことにより、S I法における収束性、精度の向上を図れることを明らかにした。
- (4) 本研究で検討した損傷評価法の実橋への適用を試みた結果、たわみ分布、コンクリート材料特性、ひびわれ状況等を用いてS I法における損傷パラメータの初期値を比較的容易に推定することができること、また、その初期値を用いて最終的に同定された損傷パラメータの特性は初期値の特性と定性的に一致しており、本手法によると、一般に解の唯一性が保証されないS I法が効率的かつ高精度で行えることを確認した。
- (5) 動的載荷試験による減衰特性の評価結果、目視検査、材料試験、静的載荷試験、S I法による同定解析、安全性評価、過去の橋梁における安全性評価との比較の全てにおいて、ほぼ整合がとれていることが確認され、減衰特性と利用した損傷および安全性評価の妥当性、有効性が示された。

参 考 文 献

- [1] 宮本文穂・森川英典・久保田裕二：非比例減衰を考慮した振動特性に基づく既存コンクリート橋の損傷評価，土木学会論文集，No.490/V-23，pp.111～120，1994.5.
- [2] Morikawa, H. : Damage detection of concrete bridges based on modal parameters considering non-proportional damping, Proc. of Second China-Japan-US Trilateral Sympo. on Lifeline Earthquake Engineering, pp.293～300，1994.4.
- [3] 宮本文穂：道路橋鉄筋コンクリート床版の力学的特性とその耐用性判定に関する基礎的研究，京都大学学位論文，1984.9.
- [4] 土木学会：構造システムの最適化理論と応用，構造工学シリーズ1，1988.
- [5] 宮本文穂・森川英典・久保田裕二：既存コンクリート橋の損傷評価に対する動的感度解析の適用，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13，No.2，pp.905～910，1991.6.
- [6] Ewins, D. J. : Modal Testing - Theory and Practice, Reseach Studies Press, 1984.
- [7] 大久保信行：機械のモーダルアナリシス，中央大学出版部，1982.
- [8] 西村昭，藤井学，宮本文穂，加賀山泰一：橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性，土木学会論文報告集，No.380，pp.355～364，1987.4.
- [9] 宮本文穂，森川英典，久保田裕二：既存コンクリート橋の損傷評価に対する動的感度解析の適用，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13，No.2，pp.905～910，1991.6.
- [10] (財)建設工学研究所：県道411号線「旧檜谷橋」耐用性診断試験報告書，1993.3.

第5章 統計解析に基づく既存コンクリート橋の安全性および寿命評価

5. 1 概説

コンクリート橋の維持管理を合理的に行っていくための重要課題の中に、目視に代わる簡便な非破壊診断技術、劣化・寿命予測技術がある（第1章）。つまり、目視点検は非常に簡便ではあるが、客観的評価としては問題があり、今後急増すると予想される劣化橋梁に対して合理的に対応していけるとは言い難い。これに対して客観的な点検方法として各種非破壊試験や載荷試験等があるが、目視点検に比べてかなりの労力を要する場合が多くなっており、普遍的に利用されるまでには至っていない。例えば、第2章、第3章において、動的載荷試験、材料試験を用いた橋梁全体系の安全性評価法の検討を行ってきたが、現場試験が大がかりなものとなるため、目視検査等の定期試験（点検）的な形で実施することは困難である。つまり、一つの橋梁に対して詳細な試験を行う回数は限定されるため、定期点検とするためには、このような手法よりもさらに簡便な手法の確立が必要となる。また詳細な試験を限定して（できれば1回だけ）行う場合にも、安全性の経年変化における最適な実施時期の設定が重要な問題となる。一方、劣化・寿命予測技術に関しては、第1章で示したように、コンクリートの中性化進行と鉄筋のかぶり厚さから鉄筋腐食に対する寿命を決定する検討が行われているが、コンクリートそのものの品質評価や材質変化の評価・予測とそれに対する維持管理上の基準値の設定に基づく寿命評価に関する研究についてはあまり行われていないのが現状である。また、現実的には、既存コンクリート橋のほとんどにおいて、架設当初のデータ（設計図、計算書、材料品質データ等）の入手が不可能であるため、検査時点のみの評価から如何に経年変化特性を予測するかが最大の課題となる。

以上のことを考慮して、対象橋梁に対して、現時点での安全性をできる限り簡易的に、高精度で評価し、また現時点からの安全性の経年変化の予測と安全性限界値との照査に基づく寿命評価へと結び付けていくために、本章[1],[2]では、同一形式の橋梁数橋に対して行った実橋試験に基づく安全性評価結果の統計解析を行うことが最も有効であると考えた。また、安全性の統計解析の際には、橋梁毎に異なる施工の状態、環境条件、荷重条件等を考慮するため、これらの影響を表す因子としてコンクリートの中性化速度を取り上げ、影響因子の変動を考慮した解析手法を検討した。コンクリートの中性化については、数橋の実橋において測定されたデータを統計処理することにより、中性化速度と圧縮強度、弾性係数

等の材料特性との相関を評価して、安全性への影響を検討することとした。ただし、コンクリートの材料劣化と中性化進行との関係については、現状では完全に解明されているとはいえない状況にあるため、中性化の進行を評価する場合、一つの方法に限定せず、材料特性の劣化を有する場合と有さない場合の双方に対応させることとした。以上より、実橋における載荷試験を行わずに、簡単な材料試験のみによって、対象橋梁固有の安全性の経年変化予測式を作成する手法を示した。また、この安全性の経年変化予測手法を利用して、現場載荷試験による詳細評価を行う最適な時期の決定とその評価結果による予測式の修正法について検討し、より精度が高く、合理的、実用的な適用方法として提案した。一方、安全性の経年変化に対する補修・補強や架け替え等の維持管理上の判断基準については、現行基準とレベルを合わせることが現段階における本評価法の実用化のための必要条件であると考え、複数の管理技術者へのアンケート調査により耐用性に関する判断基準を抽出し、本評価法による結果と対応づけることを検討した。

最後に本評価法を実橋に適用し、その適用性、有効性を検討するとともに、本手法による評価結果を目視検査に基づく橋梁管理技術者の評価結果と比較することにより、寿命評価基準のレベルを照査した。

5. 2 統計解析に基づく安全性の経年変化の評価法

5. 2. 1 実橋試験に基づく安全性評価の流れ

図5.1に前章までにおいて検討した現場試験に基づく安全性評価の流れを示す。まず、対象橋梁に対して実施した現場非破壊（静的および動的）載荷試験により得られた力学的挙動に対して、主桁各部の損傷に対する感度解析に基づいたS I法を適用することによって主桁の曲げ剛性を同定し、橋梁の現況のモデル化を行う。次に本モデルを用いて設計荷重による断面力解析を行い、荷重効果モデルを作成するとともに、対象橋梁に対する主桁構成材料試験と過去の主桁耐荷力試験結果の統計量を利用して耐荷力の確率モデルを作成し、Hasofer & Lindの安全性指標 β により安全性評価を行う。

5. 2. 2 実橋への適用と統計的考察

第4章において、以上の安全性評価法を実橋へ適用した。試験対象橋梁は表5.1に示すRC単純T桁橋5橋で、試験時橋齢27～60年、河川改修工事や道路線形変更工事により架替えが決定していた。通行車両重量 W の分布については、阪神高

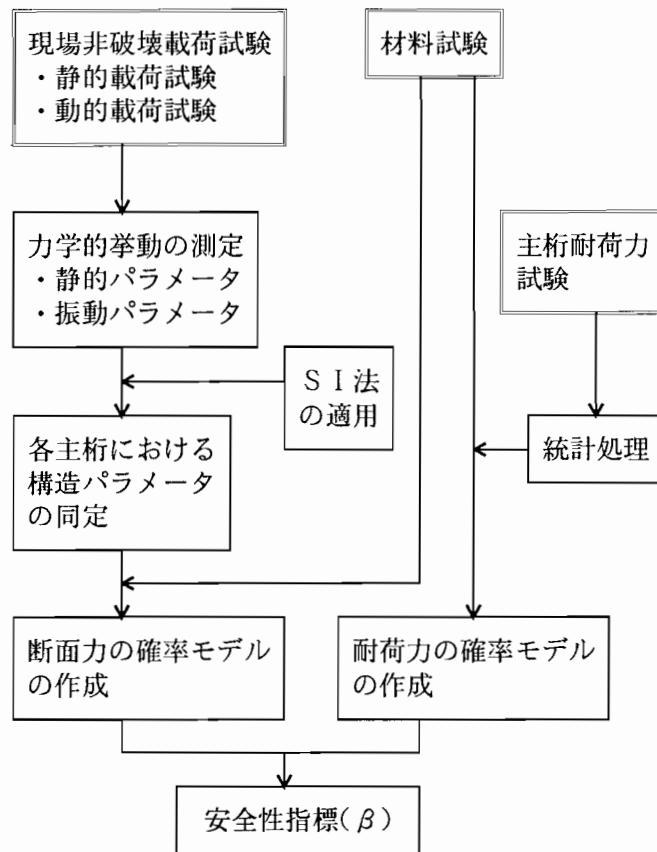


図 5.1 現場試験に基づく安全性評価の流れ

表 5.1 対象橋梁の概要

橋梁名	旧桜	旧前野	旧対田	旧中井	旧大安
スパン長	10.9m	9.2m	9.8m	10.8m	4.7m
架設年度	S. 8年	S. 6年	S. 25年	S. 3年	S. 37年
試験時橋齢	52年	55年	37年	60年	27年
主桁本数	5	4	3	3	4
横桁有無	有り	無し	有り	無し	有り

速道路公団設計荷重（HDL）委員会による大型3軸車の値[4]，

$$(\bar{\mu}_w, \sigma_w) = (20.3, 3.37) \text{ tf} \quad (5.1)$$

を用いた。図5.2に、横桁を有する「旧桜橋」，「旧対田橋」，「旧大安橋」の3橋について、端桁、中桁毎に安全性と橋齢の関係を整理した結果を示す。これらの結果から、曲げ、せん断ともに端桁の値が中桁よりも小さくなっていることがわかる。これは、断面力が端桁に集中していることによるものと考えられる。

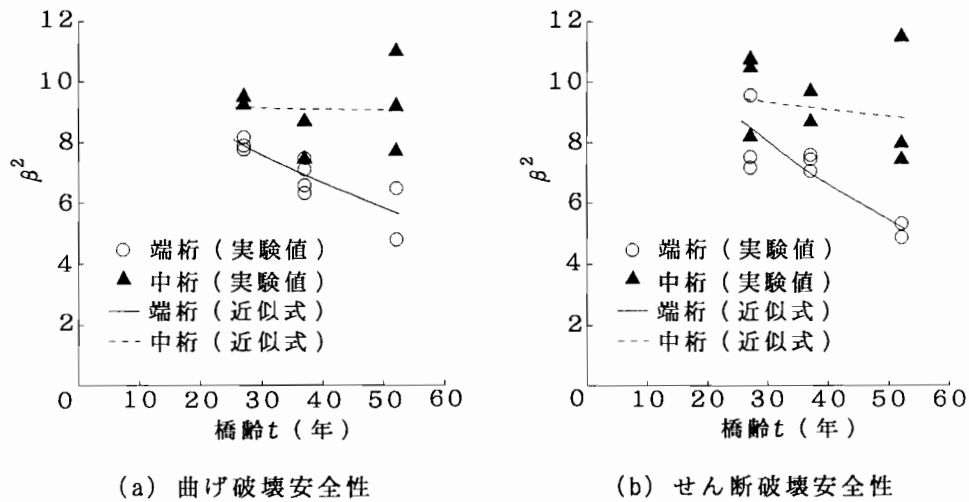


図 5.2 安全性指標と橋齢との関係

また、橋齢が高くなるにしたがって、せん断の方が曲げよりも安全性が低くなっているが、この主要因としては、橋齢の高い橋梁において測定されたコンクリート強度の低下が曲げ耐荷力よりもせん断耐荷力に対して大きな影響を及ぼしていることが挙げられる。端桁に関しては橋齢との相関が認められるので、以下に示す回帰式を求めた。

$$\beta^2 = 11.88 \exp(-1.47 \times 10^{-2} t) : \text{曲げ破壊, 端桁} \quad (5.2)$$

$$\beta^2 = 14.62 \exp(-1.98 \times 10^{-2} t) : \text{せん断破壊, 端桁} \quad (5.3)$$

5.2.3 影響因子による変動を考慮した安全性の経年変化の予測法

5.2.2で示したように、類似の形式で異なる橋齢の橋梁の安全性評価結果を統計的に処理することにより、ばらつきは大きいものの、安全性の経年変化の定性的な傾向を把握することが可能であることが明らかとなった。

いま、安全性 $F_\beta = \beta^2$ の経年変化の基準値 $\overline{F}_\beta(t)$ を式(5.2)、式(5.3)と同様な次式で定義することとする。

$$\overline{F}_\beta(t) = a \cdot \exp(-bt) \quad (5.4)$$

ここで、 a, b : 定数, t : 橋齢 (年)

回帰式である式(5.2)、式(5.3)は、図5.2に示したようにほぼ線形に近い曲線であるが、一般に材料劣化等と安全性指標 β との関係式は非線形関係となること、

また、橋齢52年以降については、非線形性が高くなる可能性も考慮して、ここでは、基準式として式(5.4)の形式を採用することとした。

ただし、5.2.2で示したように標本に用いた各橋梁に対する回帰式からのかなりのばらつきが認められた。このようなばらつきは物理的、統計的な誤差および橋梁の安全性に直接影響を与える要因としての施工状態、荷重状態、環境条件等が挙げられる。このうち前者については、標本データの蓄積により軽減可能であるが、後者については、安全性との相関を明確にした上で、その影響を考慮する必要がある。また、後者の影響因子のうち、施工状態(品質)、環境条件等と相関を有するコンクリートの中性化速度はこれらの状態を客観的、定量的に表す指標となり得[5],[6],[7]、また中性化速度はコンクリートの弾性係数、圧縮強度と相関を有する[5],[6],[8]ため、せん断耐荷力の変化や主桁の剛性低下による断面力の変化を通じて安全性に影響を及ぼす因子として取り扱うことが可能である。また、本研究では対象としないが、厳密な評価に対しては、その他の因子として主桁間の剛性バランス等が考えられ、以下の統計解析式は一般形として誘導する。

影響因子による安全性の変動 δF_B を次式のように、時間と影響因子の変動量に関する非線形関数として定義する。

$$\delta F_B = \sum_{i=1}^n \int_0^{\delta_i} \rho_i(t, x_i) dx_i \quad (5.5)$$

ここで、 n : 影響因子数、 x_i : 影響因子、 δ_i : 影響因子の変動量。

いま、

$$\rho_i(t, x_i) = p_i \cdot \exp(q_i t + r_i x_i) \quad (5.6)$$

ここで、 p_i, q_i, r_i : 定数

と仮定すると式(5.5)は次のように変形される。

$$\delta F_B = \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{r_i} [\exp(q_i t + r_i \delta_i) - \exp(q_i t)] \quad (5.7)$$

また、ある橋齢での影響因子の変動 δ_i のばらつきが、

$$f(\delta_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \zeta_{\delta_i} \delta_i} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln \delta_i - \lambda_{\delta_i}}{\zeta_{\delta_i}} \right)^2 \right] \quad (5.8)$$

ここで、 $\lambda_{\delta_i} = E[\ln \delta_i]$ 、 $\zeta_{\delta_i}^2 = \sigma^2[\ln \delta_i]$

に従うものと仮定すると、安全性の変動量 δF_B の分散は、

$$\begin{aligned}\sigma_{\delta F}^2 &= \sum_{i=1}^n \int_a^{\infty} \left\{ \frac{\partial \delta F_{\beta}}{\partial \delta_i} \delta \delta_i \right\}^2 f(\delta_i) d\delta_i \\ &= \sum_{i=1}^n \int_a^{\infty} \{ p_i \cdot \exp(q_i t + r_i \delta_i) \delta \delta_i \}^2 f(\delta_i) d\delta_i\end{aligned}\quad (5.9)$$

で求められる。

以上の結果より、ある対象橋梁に対する安全性は影響因子による変動を考慮して、次式で評価できる。

$$F_{\beta}(t_1) = \bar{F}_{\beta}(t_1) + \delta F_{\beta}(t_1) = a \cdot \exp(-bt_1) + \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{r_i} [\exp(q_i t_1 + r_i \delta_i) - \exp(q_i t_1)] \quad (5.10)$$

ある対象橋梁において、ある時点（橋齢 t_1 ）で検査等により影響因子の測定値が得られれば、式(5.10)により安全性の推定が行える。

次に、対象橋梁の安全性の現時点からの経年変化の予測が必要となる。そこで、まず安全性評価値 $\bar{F}_{\beta}(t)$ を正規化するため、

$$\bar{R}_{\beta}(t) = \frac{\bar{F}_{\beta}(t)}{a} = \exp(-bt) \quad (5.11)$$

と定義し、式(5.10)で表される安全性評価値 $F_{\beta}(t)$ を新たに式(5.11)で再近似すると、次式が得られる。

$$\bar{R}_{\beta}(t) = \frac{F_{\beta}(t)}{A} = \exp\{-B(t-t_0)\} \quad (5.12)$$

ただし、 $t > t_1 > t_0$ 、

$$A = a \cdot \exp(-bt_0) + \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{r_i} [\exp(q_i t_0 + r_i \delta_i^{t_0}) - \exp(q_i t_0)] \quad (5.13)$$

$$B = \frac{-1}{t_1 - t_0} \ln \left[\frac{a}{A} \exp(-bt_1) + \frac{1}{A} \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{r_i} \{ \exp(q_i t_1 + r_i \delta_i^{t_1}) - \exp(q_i t_1) \} \right] \quad (5.14)$$

$\delta_i^{t_0}$, $\delta_i^{t_1}$: t_0 , t_1 時における影響因子の変動量。

つまり、 t_0 時における影響因子の変動量が求められると、式(5.12)により対象橋梁固有の安全性の経年変化予測式が作成できる。この関係を模式的に表すと、図5.3に示すように、基準式(5.4)とそこからの変動(非線形関数式(5.7))により t_1 時の安全性を評価し、さらに t_0 時の変動量を推定して、最終的な予測式(5.12)を作成する手順となる。

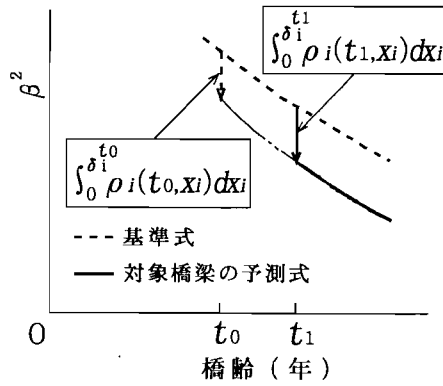


図 5.3 安全性の予測式の作成

5.2.4 検証試験による安全性の経年変化予測式の更新

ある対象橋梁に対して安全性の経年変化の評価式(5.12)に基づいて維持管理を行い、その後、安全性の管理限界値に達するまでの時点で検証試験を行い、その時点での安全性を正確に評価した場合、その評価値によりそれ以後の安全性の経年変化の予測を修正する必要がある。

式(5.14)で表される B は影響因子の測定結果と過去に行った複数の実橋に対する安全性の評価結果の統計データにより求められるが、測定値のばらつきや統計データの不足等により不確定性を含むことになる。いま、 B の分布として、

$$f_0(B) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \zeta_B B} \exp\left[-\frac{1}{2} \left\{ \frac{\ln B - \lambda_B}{\zeta_B} \right\}^2\right] \quad (5.15)$$

ただし、 $\lambda_B = E[\ln B]$ 、 $\zeta_B^2 = \sigma^2[\ln B]$

を仮定すると、安全度 R_B の分散は、

$$\sigma_{R^2} = \int_0^{\infty} [\exp\{-B(t-t_0)\}]^2 f_0(B) dB \quad (5.16)$$

で表される。

また、 ζ_B は次のように影響因子の変動量で表される。

$$\zeta_B^2 = \ln(1 + \sigma_B^2 / \bar{B}^2) \quad (5.17)$$

ただし、 $\sigma_B^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial B}{\partial \delta_i} \delta \delta_i \right)^2$

また、安全度 R_B の維持管理上の限界値を $R_{B-limit}$ とし、ある経過年数 t 時に $R_{B-limit}$ に達するものとする、対象橋梁に対する安全度 R_B が $R_B \geq R_{B-limit}$ であ

ることの確からしさは次式により表される。

$$\Pr[R \geq R_{\text{limit}}] = \int_0^{B'} f_0(B) dB \quad (5.18)$$

ただし、

$$B' = -\ln R_{\text{limit}} / (t - t_0) \quad (5.19)$$

いま、対象橋梁に対して経過年数 t_2 時に行った検証試験に基づいて評価された安全度 R_β が $R_\beta \geq R_{\text{limit}}$ を満足し、その事象を G とすると、 $f_0(B)$ はベイズの定理 [3], [9] により次のように変化する。

$$f_1(B) = f[b=B | G] = \frac{\Pr[G | b=B] f_0(B)}{\int_0^\infty \Pr[G | b=B] f_0(B) dB} = \frac{f_0(B)}{\int_{B_1}^{B_2} f_0(B) dB} \quad (5.20)$$

ただし、 $B = -\ln R_\beta / (t_2 - t_0)$, $B_2 > B > B_1$ は検証試験結果であり、また、 $B_1 \sim B_2$ の範囲で $\Pr[G | b=B] = \text{const.}$ とする。

よって、 t_2 時の安全度は

$$R_\beta(t) = \int_{B_1}^{B_2} \exp\{-B(t_2 - t_0)\} f_1(B) dB \quad (5.21)$$

で表され、安全度のばらつきは、

$$\sigma_{R^2} = \int_{B_1}^{B_2} [\exp\{-B(t_2 - t_0)\} - R_\beta(t_2)]^2 f_1(B) dB \quad (5.22)$$

で表される。次に、 t_2 時以降の安全度およびそのばらつきは次式で表される。

$$\bar{R}_\beta(t) = \exp\{-B_1(t - t_0)\} \quad (5.23)$$

$$B_1 = \int_{B_1}^{B_2} f_1(B) dB \quad (5.24)$$

$$\sigma_{B_1^2} = \int_{B_1}^{B_2} (B - B_1)^2 f_1(B) dB \quad (5.25)$$

以上の手順を図 5.4 に模式的に表す。まず、① $f_0(B)$ に対して、検証試験の結果 $B_2 > B > B_1$ が得られた場合、ベイズの定理 (式 (5.20)) を適用することにより、② $f_1(B)$ に更新される。また、実用上の観点から、②と平均値、標準偏差が等しい等価な対数正規分布③ $f_1'(B)$ に置換する。

一方、検証試験を行う時期については、ある基準を設けて各橋梁で同一レベルの状態の時期となるよう決定することが望まれる。ここで、 $R_\beta < R_{\text{limit}}$ となる

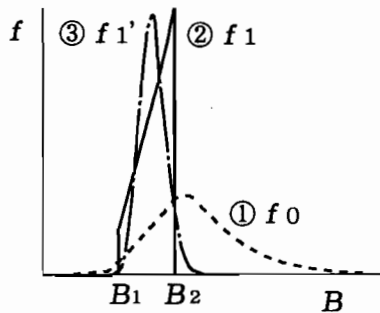


図 5.4 予測式の更新

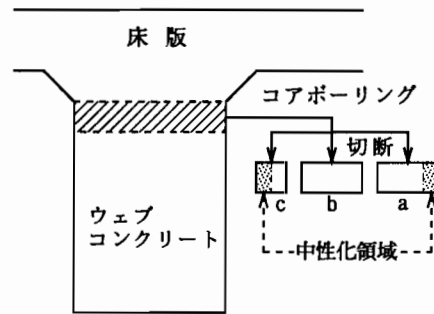


図 5.5 コアボーリングの概要

危険度 p は、

$$p = 1 - \Pr[R_{\beta} \geq R_{\beta-t_{limit}}] \quad (5.26)$$

となる。いま、この p に対する検証基準値を p_{limit} とすると、それに達する橋齢 t_{limit} は式 (5.26) と式 (5.19)、式 (5.18) から算定できる。したがって、この場合、橋齢 t_{limit} で検証試験に基づく安全性評価を行えばよいことがわかる。ただし、検証基準値 p_{limit} については、各管理機関毎に実績データを利用しながら決定していく必要がある。

5.2.5 コンクリートの中性化速度に関する考察

コンクリート構造物の維持管理を合理的に行うためには、種々の品質検査法によりコンクリートの現況を把握するとともに、劣化メカニズムを解明してコンクリートの品質の経年変化を評価することが必要であると考えられる。ここでは、このうち後者の課題に対する基礎的なデータを得るために、架設後数十年を経た既存橋梁に対してコンクリートの品質検査を行った結果をとりまとめるとともに、統計的考察による特性評価を行った。

対象橋梁は表 5.1 に示した RC-T 桁橋 5 橋と橋齢 41 年の RC-T 桁橋「旧榎谷橋」[10]とした。検査対象箇所は図 5.5 に示すように各主桁のウェブコンクリート上部のひびわれ、ジャンカ等が無い箇所、ウェブを貫通するようにコア採取を行った。試験は採取コアの弾性係数、圧縮強度の測定の後、フェノールフタレイン溶液の呈色反応による中性化深さの測定を行った。特に、橋齢 41 年の「旧榎谷橋」については、図 5.5 に示すようにウェブを貫通したコンクリートコアを 3 つに切断し、各々に対する圧縮強度、弾性係数と両側の供試体の中性化深さを測定した。この橋梁は全長で 3 スパンの単純桁橋であったが、この内 2 スパンにおいて、各主桁毎に 3～6 個ずつコア採取を行った。写真 5.1 に「旧榎谷橋」に関する強度



写真 5.1 中性化深さ測定結果の一例

試験，中性化深さ試験の結果の一例を示す。この結果において，中性化速度が大きいものほど，圧縮強度が小さくなるという傾向が顕著に現れており，また同一橋梁でもコンクリート品質がかなりばらつくこと，およびかなり品質の低いものが存在することがわかる。次に，表5.2に「旧壱谷橋」に関する各主桁毎のコンクリート材料試験結果を，表5.3に代表的なコア供試体の品質検査結果を示す。この結果から，各主桁毎に材料特性がかなり異なることがわかる。例えば，スパン2において，端桁である主桁Aにおける圧縮強度が138.4kg/cm²に対して，中桁である主桁Bにおける圧縮強度は97.4kg/cm²とかなり小さく，また中性化深さは，主桁Aで4.33cmに対して，主桁Bで6.36cmとかなり大きくなっている。スパン1においては，全体的にスパン2よりも品質のレベルはやや高くなっているが，端桁と中桁における相違はスパン1と同様の特性を示している。つまり，中桁の方が中性化速度が大きく，圧縮強度が小さいという傾向が認められる。次に，同一コア供試体の分割供試体（a, b, c）における結果を比較すると，端桁と中桁の比較において見られた大きな相違は認められず，ほぼ同程度の値を示していることがわかる。ただし，中性化部分を含んだ供試体の圧縮強度試験においては，中性化部分が載荷板による拘束範囲内にあるため，破壊は中性化していない部分で生じた（写真5.1参照）。中性化部分を破壊面に含むような試験を行った場合，中性化に伴う組織の緻密化（細孔量の減少）により強度の増加が報告されているが[11],[12]，一方では，実構造物の炭酸化領域においてケイ酸カルシウム水和物の崩壊による組織の脆弱化が報告されており[13],[14]，炭酸化のコンクリート特性に及ぼす影響については，完全に解明されているとは言い難い。本供試体の

表 5.2 コンクリートの材料試験結果

スパン	主桁	圧縮強度 (kg/cm ²)		弾性係数 (×10 ⁵ kg/cm ²)		中性化深さ (cm)	
		平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
1	A	155.4	29.1	1.45	0.27	2.91	0.94
	B	136.3	28.1	1.43	0.22	4.14	0.80
	C	166.3	30.4	1.83	0.22	3.47	1.12
2	A	112.5	24.1	1.33	0.18	5.54	1.05
	B	97.4	18.5	0.93	0.51	6.36	1.22
	C	138.4	37.5	1.50	0.37	4.33	1.61

表 5.3 コンクリートの品質検査の結果

採取位置		圧縮強度 kgf/cm ²	弾性係数 ×10 ⁵ kgf/cm ²	中性化深さ cm	単位体積重量 kgf/m ³	単位セメント量 kgf/m ³	水セメント比 %
スパン1	a	135.3	1.10	4.15	2196	288	94.1
	b	178.7	1.35	—	—	—	
	c	112.4	—	3.17	—	—	
	a	216.1	1.98	2.72	2274	235	97.9
	b	199.3	2.10	—	—	—	
	c	150.2	—	6.50	—	—	
a	213.1	2.12	3.33	2266	239	92.9	
b	211.5	2.14	—	—	—		
c	170.1	—	3.42	—	—		
スパン2	a	83.6	—	6.83	2160	170	151.2
	b	86.1	1.07	—	—	—	
	c	—	—	5.85	—	—	
	a	131.2	1.43	5.06	2230	224	114.3
	b	132.4	1.45	—	—	—	
	c	138.4	—	3.83	—	—	
a	99.1	0.87	5.85	2174	221	121.7	
b	88.0	—	—	—	—		
c	88.4	—	6.20	—	—		

場合でも中性化部分自身の強度は本実験結果と異なる可能性が考えられる。

また、表5.3には、「旧樫谷橋」の代表的なコア供試体に対する材料試験、化学分析による配合推定の結果を併記している。この結果から、圧縮強度の小さい供試体は、中性化速度がかなり大きく、単位体積重量が通常のコンクリートよりもかなり小さくなっていることがわかる。また、配合推定の結果をみると、単位セメント量がかかなり小さく、水セメント比が最大151%と異常な値を示している。

図5.6に、配合推定により求められたセメント水比（C/W）とコア圧縮強度との関係を示す。両者の間にはほぼ線形関係が成り立ち、配合推定の結果は整合性を有しているといえる。回帰式は次式で表される。

$$f_c = -91.7 + 251.8(C/W) \quad (\text{相関係数} : 0.873) \quad (5.27)$$

セメント水比と圧縮強度との関係については、例えばセメント協会から以下のような実験式が示されている[15]。

$$f_c = -140 + 255(C/W) \quad (\text{適用範囲} : W/C = 0.44 \sim 0.65) \quad (5.28)$$

本式は、水セメント比（W/C）の適用範囲がかなり小さいため、式(5.27)と切片の係数値がやや異なっていることがわかる。

次に、図5.7、図5.8に、実橋において測定されたコンクリートの中性化速度係数（ $A = \text{中性化深さ} / \sqrt{\text{経過年数}}$ ）と圧縮強度および弾性係数との関係を示す。これらの間には従来より言われている[7],[11],[12]ように負の相関が認められ、回帰式は次式で表される。

$$f_c = 260.6 \cdot \exp(-1.072A) \quad (\text{kgf/cm}^2, \text{相関係数} : -0.788) \quad (5.29)$$

$$E_c = 2.198 \cdot \exp(-0.915A) \quad (\times 10^5 \text{kgf/cm}^2, \text{相関係数} : -0.742) \quad (5.30)$$

次に、図5.9は各橋梁の橋齢と中性化速度係数との関係を示したものである。また、図中には、岸谷式によって求められた水セメント比80%の場合の中性化速度係数も併記している。この結果から、橋齢が大きい橋梁ほど中性化速度が大きくなっており、橋齢約40年以上では岸谷式による水セメント比80%の値を上回っている。また、中性化速度の大幅な経年変化がないものと仮定すると、本研究における対象橋梁間で環境条件、荷重条件等がそれほど相違ないことから、施工の品質（コンクリートの配合管理を含む）がかなり低かったものと考えられる。例えば、図5.9に示したように、橋齢41年の「旧檜谷橋」の最も品質の低い中性化速度は、岸谷式で水セメント比（C/W）を150%程度にした場合に相当し、これは、表5.2に示した配合推定による水セメント比の最大値151%とほぼ一致する。また、鄭ら[5]は、同一の水セメント比であっても、単位セメント量が少ないものほど、水酸化カルシウム量が少ないために中性化速度が大きくなることを示しており、仮にこのような粗悪な施工が行われた場合、既往の中性化予測式を直接適用することが困難となる。また、コンクリートのひびわれ等による劣化に伴う中性化速

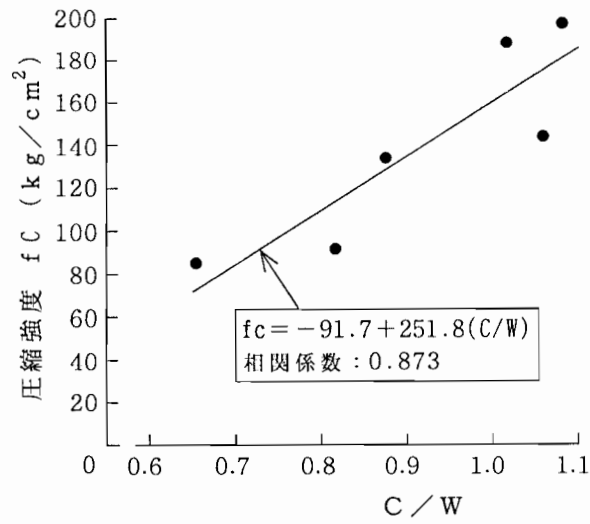


図 5.6 水セメント比 (C/W) 推定値と圧縮強度との関係

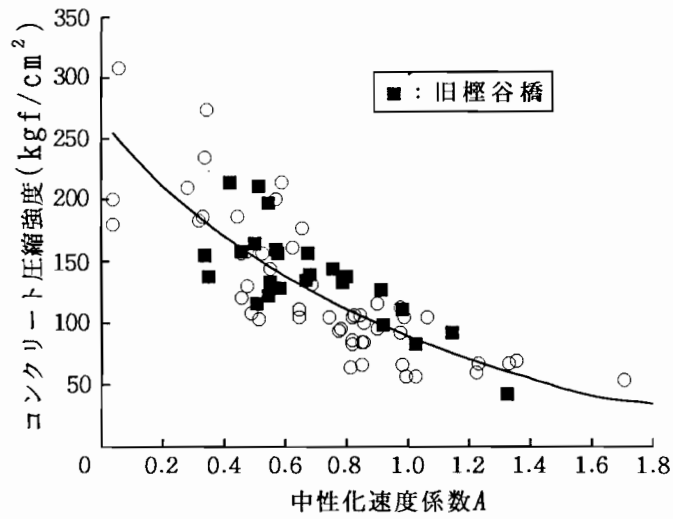


図 5.7 コンクリートの中性化速度と圧縮強度との関係

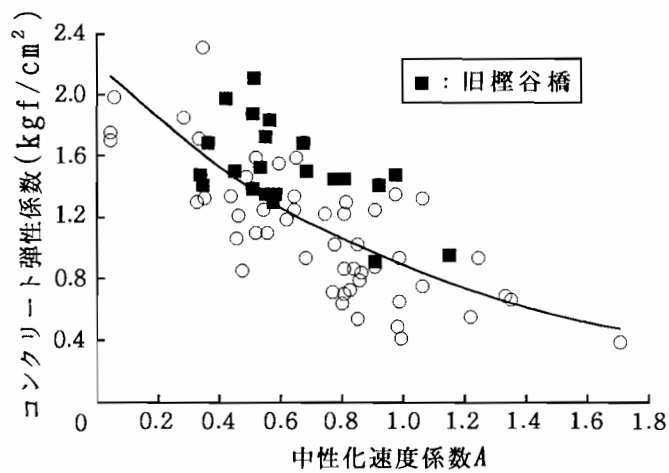


図 5.8 コンクリートの中性化速度と弾性係数との関係

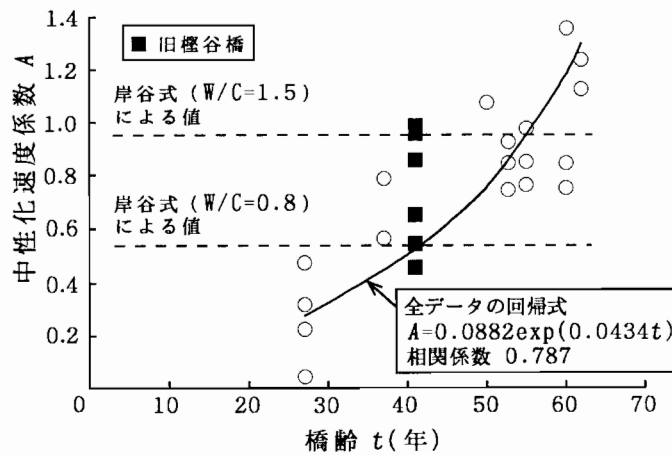


図 5.9 コンクリートの中性化速度と橋齢との関係

度の経年変化の可能性も考えられる。松井ら[16]は、床版の疲労試験により、水を含んだ圧縮側コンクリートにおいて繰返し载荷によって損傷劣化（コンクリートの骨材化）が発生することを明らかにしているが、主桁コンクリートについても繰返し载荷による劣化（マイクロクラック等）がある程度発生し得る[17]と考えられると、これによる中性化速度の経年による増加が生じることになる。またケイ酸カルシウム水和物の崩壊の可能性も考慮すると、中性化速度の経年変化特性はさらに複雑なものとなる。

5.2.6 中性化速度を影響因子とした安全性評価

以上の結果より、コンクリートの中性化速度は圧縮強度および弾性係数といったコンクリート品質と相関があり、これらの品質は安全性に影響を及ぼすことから、中性化速度は安全性の変動を評価するための指標になり得ることがわかる。一方、この中性化速度は施工の状態、環境条件、荷重条件等により左右されるが、前述のように、実橋における測定結果より水セメント比との相関が認められていることから、主として施工の状態によるコンクリート品質を表す指標として捉えることができる。また、中性化速度は、コンクリートが（疲労等により）劣化した場合、影響を受けることになると考えられ、この場合には、中性化速度が経年変化することになる。ただし、コンクリートの劣化と中性化速度との関係については完全に説明されているとは言い難い状況にあるため、材料劣化（圧縮強度および弾性係数の低下）と中性化進行との関係について、仮定を設けて場合分けを行うこととした。ここで、前述したように中性化速度は非中性化部コンクリート強度と相関があるために、中性化および非中性化領域における強度の相違を無視

するものとし、次の2通りのケースを考えた。つまり、①材料劣化（ここでは強度、弾性係数の経年による低下）を考慮しない場合、と②材料劣化を考慮する場合、の2ケースであり、各ケースにおいて、以下の方法により安全性の経年変化を算定することとした。

①材料劣化を考慮しない場合：コンクリートの材料特性は中性化速度と相関があることが認められているため、材料劣化を認めない場合、環境条件等が変化しない限り、中性化速度が経年変化することはない。今、このような環境条件等の変化を無視するものとする、式(5.21)により、安全性の経年変化を評価する場合、 t_1 時の影響因子変動量（この場合、中性化速度係数）は t 時の測定結果と等しいとして算定する。

②材料劣化を考慮する場合：コンクリート材料が（例えば疲労クラック発生等により）劣化すると仮定すると、それに対応して中性化速度が増大し、さらに中性化進行を早めることが考えられる。このような橋梁に対して、①の仮定に基づく方法では、危険側の評価となる。一方、前述のように、現状においては、この材料劣化を伴う中性化現象のメカニズムが解明されていないために、このことを寿命評価に考慮するためには、中性化速度あるいは材料特性の経年変化を測定することが必要となる。しかし、既に劣化した橋梁に対して、このような経年変化を測定した例はほとんどなく、推定も困難であると考えられる。そこで、ここでは、同一形式の複数の橋梁における測定により得られた橋齢に対応する中性化速度の変化の特性と対象橋梁の現時点での中性化速度の測定結果を利用して、できるだけ安全側の評価を行い、①の仮定に基づく方法と合わせて、上限、下限の幅を持った評価を行うこととした。

5. 3 安全性および余寿命評価式の作成

5.3.1 安全性評価式の作成

第2章で検討した影響因子による変動を考慮した安全性の経年変化予測式を、実橋のデータを用いて具体的に作成する。まず、式(5.10)第1項で表される安全性の基準式を作成する場合、影響因子である中性化速度係数の基準値を設定する必要がある。ここでは、図5.9に示した実橋において測定された橋齢に対応した中性化速度係数の標準的な値を用いることとした。つまり、図5.9のデータを回帰した次式で評価される値を基準として考えた。

$$A=6.51 \times 10^{-2} \cdot \exp(4.75 \times 10^{-2}t) \quad (\text{相関係数} : -0.85) \quad (5.31)$$

表 5.4 中性化速度係数の変動量 δA の設定

橋齢(年)	δA		
	27	37	52
STEP(-3)	-0.235	-0.377	-0.770
STEP(-2)	-0.157	-0.252	-0.513
STEP(-1)	-0.078	-0.126	-0.257
STEP(0)	0.0	0.0	0.0
STEP(1)	0.312	0.312	0.312
STEP(2)	0.623	0.623	0.623
STEP(3)	0.935	0.935	0.935

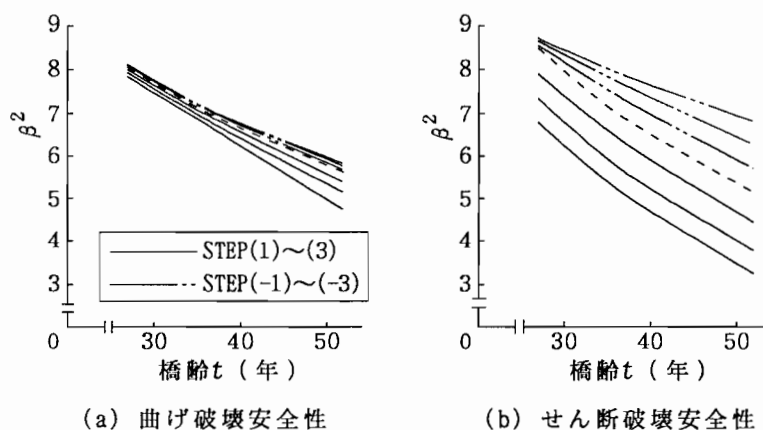


図 5.10 中性化速度の変動による安全性の変化

次に、中性化速度係数の変動が安全性に及ぼす影響を調べるために、中性化速度係数を表5.4に示すように基準値から一定の幅で正負方向に3ステップで変動させて、曲げおよびせん断破壊安全性を算定した。ここで、正方向の変動幅最大値は、最も中性化が進行していた「旧中井橋」において測定された最大値をさらに上回るように設定した。図5.10に安全性の計算結果をまとめて示す。これらの結果から、曲げ破壊安全性に関しては橋齢とともに変動量が大きくなっているが、中性化の正方向への変動によるせん断破壊安全性の変化については橋齢に関わらずほぼ一定となっていることがわかる。また、曲げよりもせん断の変動量が大きくなっているが、中性化の進行と関係のあるコンクリート強度の低下の影響は曲げよりもせん断に大きく作用するためと考えられる。これらの結果を用いることにより、中性化速度係数の変動 δA に対する安全性評価式を以下のように作成した。

$$\beta^2 = 11.91 \cdot \exp(-1.46 \times 10^{-2} t) + 12.5 \cdot \exp(6.00 \times 10^{-2} t) \{ \exp(-2.51 \times 10^{-3} \delta A) - 1 \}$$

: $\delta A > 0$ の場合の曲げ破壊安全性 (5.32)

$$\beta^2 = 11.91 \cdot \exp(-1.46 \times 10^{-2}t) + 15.2 \cdot \exp(4.08 \times 10^{-2}t) \{ \exp(-2.64 \times 10^{-3} \delta A) - 1 \}$$

: $\delta A < 0$ の場合の曲げ破壊安全性 (5.33)

$$\beta^2 = 14.70 \cdot \exp(-2.02 \times 10^{-2}t) + 8.43 \cdot \exp(2.20 \times 10^{-3}t) \{ \exp(-2.22 \times 10^{-1} \delta A) - 1 \}$$

: $\delta A > 0$ の場合のせん断破壊安全性 (5.34)

$$\beta^2 = 14.70 \cdot \exp(-2.02 \times 10^{-2}t) + 12.4 \cdot \exp(6.38 \times 10^{-2}t) \{ \exp(-1.22 \times 10^{-1} \delta A) - 1 \}$$

: $\delta A < 0$ の場合のせん断破壊安全性 (5.35)

5.3.2 アンケート調査を利用した余寿命評価法

以上の手法により、橋梁の安全性の経年変化の予測を行うことが可能となるが、維持管理上最も重要な点は補修・補強あるいは架け替え等の処置に対する判断基準を明確化することであると考えられる。本研究で用いた安全性指標は主桁耐荷力の設計断面力に対する安全性を表すものであり、補修・補強あるいは架け替えといった判断のためには、この値に対して管理基準値を設定することが必要となる。従来、各管理機関は目視検査等の結果に基づく独自の基準により、専門技術者がこれらの処置判断を行ってきたが、本研究で取り上げたような安全性指標を導入・実用化する場合、判断基準を従来のものと合わせることが重要となる。そこで、本研究で対象とした各橋梁に対して、現地で複数の管理技術者に目視検査をしてもらった上で、耐用性に関する判断をアンケート調査[10]により抽出し、本研究で評価された安全性指標と対応づけることにより、現状での維持管理基準に基づく余寿命を評価する方法を検討した。ここで、耐用性とは、耐久性、耐荷性の両方を考慮した総合的な橋梁性能を表す指標として定義した。アンケート項目は主桁の耐用性を0～100点で判断するものと橋梁の余寿命（年数）に関するものである。ただし、耐用性 P の点数には以下のような基準を設けた。

- 100点：設計・施工ともに問題のない場合の架設直後の状態
- 75点：僅かに劣化しているが、何等憂慮もなく健全な状態
- 50点：供用年数から判断すると、良くも悪くもない状態
- 25点：補修・補強が不可欠になる状態
- 0点：供用すべきでない限界の状態

図5.11に3橋の実橋に関するアンケート調査により得られた耐用性指数 P' ($P/100$)² と実橋試験により評価された安全性指標 β の関係を示す。両者の間には相関関係が認められる。次に、図5.12に3橋の実橋に関するアンケート調査により得られた余寿命 T と実橋試験により評価された安全性指標 β の関係を示す。回帰式は次式で表される。

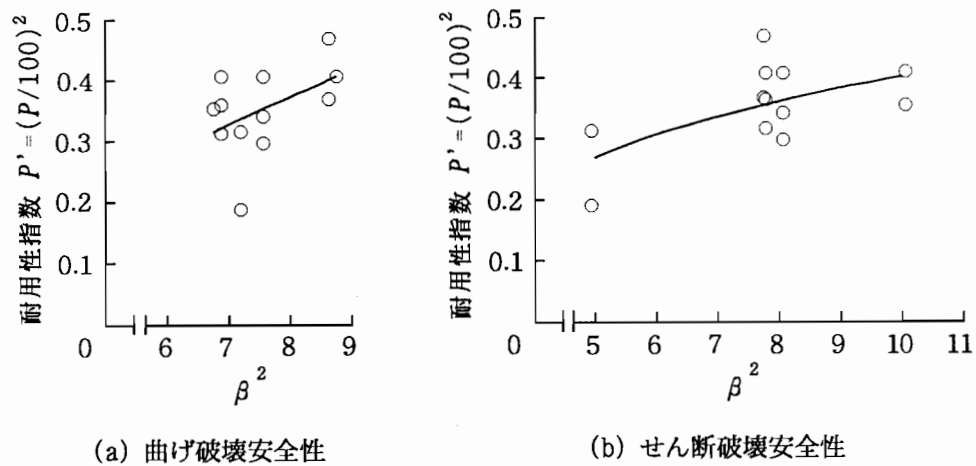


図 5.11 安全性指標とアンケート調査における耐用性との関係

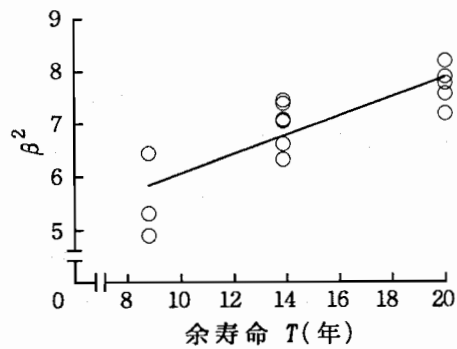


図 5.12 安全性指標とアンケート調査による余寿命との関係

$$F_{\beta} = \beta^2 = 0.177T + 4.33 \quad (\text{相関係数} : 0.839) \quad (5.36)$$

式(5.34)から、余寿命0年時の安全性限界値は次式となる。

$$F_{\beta\text{-limit}} = 4.33 \quad (\beta = 2.08) \quad (5.37)$$

5. 4 実橋における安全性および余寿命評価とその有効性

第3章において、試験時橋齢の異なる3橋「旧桜橋」(橋齢52年)、「旧対田橋」(橋齢37年)、「旧大安橋」(橋齢27年)を標本データとした場合の安全性の経年変化評価式を作成した。ここでは、これらとは別の橋齢41年の「旧檜谷橋」に本手法を適用し、安全性および余寿命の評価を行うとともに、別途本橋に対して実施した専門技術者に対するアンケート調査による結果と比較することにより、

表 5.5 「旧檜谷橋」の中性化速度

スパン	主桁	中性化速度係数
1	A	0.476
	C	0.542
2	A	0.865
	C	0.961

その有効性を検討した。

5.4.1 評価対象橋梁の概要

評価対象橋梁とした「旧檜谷橋」[10]は橋齢41年，3径間（左岸側からスパン1, 2, 3と称する），3主桁（上流側からA, B, C桁と称する）で横桁を有するRC単純T桁橋である。橋梁の損傷状態は，主桁については，全体的にかなり多くの曲げひびわれがみられ，そのひびわれ幅はおよそ0.8mm程度（最大1.2mm）であった。また排水管が詰まっていたため，両端桁の外側面に広範囲に漏水跡が見られた。床版については，ひびわれの方向性が2方向で，ひびわれ幅は0.3mm以下のものがあった。特に，スパン1の床版についてはコンクリートの欠落が多発しており，部分的な補修が施されていた。

5.4.2 安全性の経年変化評価式の作成とその有効性

表5.5に「旧檜谷橋」における中性化速度係数の測定結果を示す。ここで，スパン1, 2の端桁のうち，中性化速度の大きいC桁を対象に，式(5.21)により安全性の経年変化予測式を評価する。まず，「①材料劣化（品質の経年変化）を考慮しない場合」については，次式のようになる。

$$\beta^2=7.63 \cdot \exp\{-1.49 \times 10^{-2}(t-30)\} : (\text{曲げ, スパン1-C桁}) \quad (5.38)$$

$$\beta^2=7.85 \cdot \exp\{-2.07 \times 10^{-2}(t-30)\} : (\text{せん断, スパン1-C桁}) \quad (5.39)$$

$$\beta^2=7.55 \cdot \exp\{-1.61 \times 10^{-2}(t-30)\} : (\text{曲げ, スパン2-C桁}) \quad (5.40)$$

$$\beta^2=7.07 \cdot \exp\{-2.36 \times 10^{-2}(t-30)\} : (\text{せん断, スパン2-C桁}) \quad (5.41)$$

ただし，式(5.12)中の t_0 は，式(5.32)～式(5.35)の作成に用いた標本データが橋齢27～52年の範囲であることから， $t_0=30$ 年とした。

次に，「②材料劣化を考慮する場合」については，まず，中性化速度係数の測定結果と中性化速度基準値の経年変化曲線式(5.31)を利用して，「旧檜谷橋」の

特性を次式のように仮定し、各橋齢時に対する安全性を式(5.12)～式(5.14)において、 $t_1 \Rightarrow t$ として算定した。

$$A=7.73 \times 10^{-2} \cdot \exp(4.75 \times 10^{-2}t) : (\text{スパン1-C桁}) \quad (5.42)$$

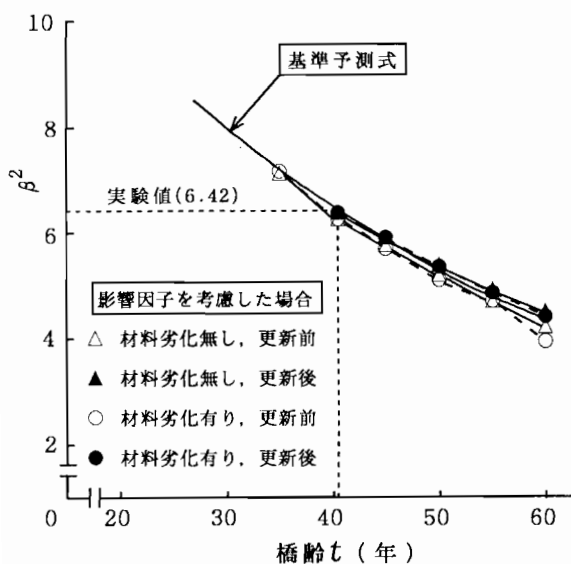
$$A=1.37 \times 10^{-1} \cdot \exp(4.75 \times 10^{-2}t) : (\text{スパン2-C桁}) \quad (5.43)$$

図5.13に、①、②の両手法による安全性指標 β の経年変化の予測結果と実橋試験による評価結果を比較して示す。本橋の場合、曲げ破壊安全性はせん断破壊安全性よりもかなり高く、基本的には後者で管理すれば良いものと考えられ、前者については、安全性の低いスパン2のC桁のみ例示している。これらの結果から、曲げに関しては、推定値(更新前)と実験値との間にやや相違が見られるが、せん断に関しては、両者はほぼ一致していることがわかる。いずれの場合でも、予測結果はやや安全側の評価を示している。

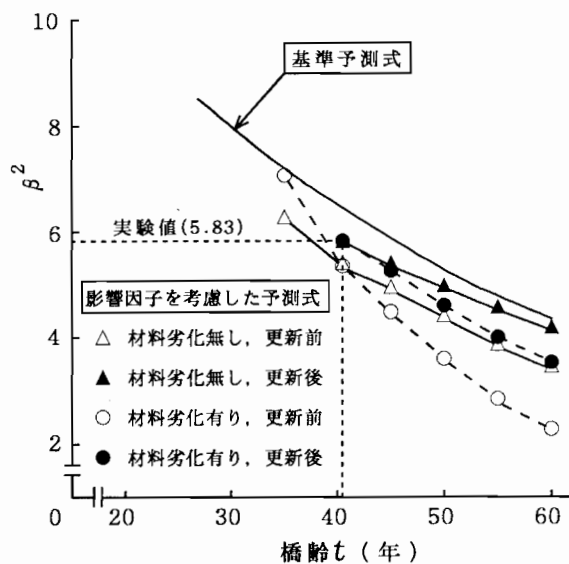
5.4.3 検証試験による予測式の更新と寿命評価

次に、検証試験を行うことにより予測式の更新を行う。まず、検証試験を行う時期 t_{limit} の算定を行う。ここで、式(5.37)で示される安全性の限界値 $F_{\beta-limit}$ を用い、式(5.26)における P_{limit} の設定については種々検討を要するが、ここでは0.2と仮定し、係数 B の変動係数を0.2とすると、 t_{limit} は表5.6のように求められる。この結果の内、安全性低下の大きいせん断破壊に着目し、安全側評価である②の仮定に基づく値を採用し、スパン1のC桁で橋齢53年、スパン2のC桁で橋齢45年で検証試験を行うことを想定する。ここで、検証試験の結果、得られた安全度 R に基づく係数 B の値が、[1] $1.1\bar{B} < B < 1.2\bar{B}$ 、[2] $0.7\bar{B} < B < 0.9\bar{B}$ 、(\bar{B} : 予測式における平均値)の範囲にある場合の2通りを考え、式(5.20)～式(5.25)に従って、予測結果の更新を行うと、表5.7に示す結果が得られる。また、 F_{β} の平均値が限界値 $F_{\beta-limit}$ に達する時点までを余寿命として算定した結果も併記している。これらの結果から、安全性の予測結果が検証試験値により変化し、そのばらつきが減少していることがわかる。また、材料劣化に関する①、②の仮定の相違による影響は、劣化(中性化)速度の大きいスパン2のC桁の方が大きくなっている。また、係数 B の変動係数を0.1、0.3と変化させた場合でも同様の傾向が見られることを確認した。

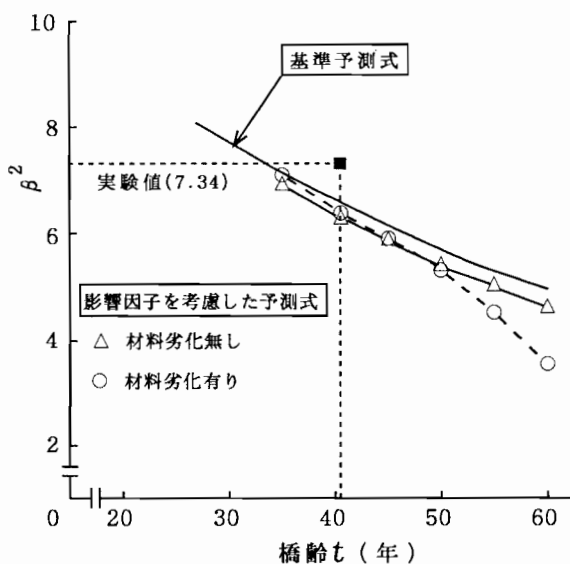
次に、「旧榎谷橋」において、橋齢41年時に実際に行った実橋試験結果を利用して、予測式の更新を行った結果を図5.13、表5.8に示す。これらの結果から、スパン1、2ともに、安全性の予測結果は実験値よりもやや低く、更新により安全度がやや増加していることがわかる。またその程度は、劣化程度の大きいスパン



(a) スパン1のC桁のせん断破壊安全性



(b) スパン2のC桁のせん断破壊安全性



(c) スパン2のC桁の曲げ破壊安全性

図 5.13 「旧樫谷橋」についての安全性予測と検証試験による更新

表 5.6 検証試験の実施時期

スパン		1	2
主桁		C	C
t_{limit} (年)	曲げ①	62.7	59.9
	曲げ②	61.7	58.4
	せん断①	54.8	47.9
	せん断②	53.2	45.5

ただし、①、②は材料劣化に関する仮定

表 5.7(a) 検証試験による安全性の更新結果 ($t=53$ 年における検証試験によるスパン1のC桁の安全性)

		$\mu(B) (\times 10^{-2})$		$\sigma(B) (\times 10^{-3})$		$\mu(R_p) (\times 10^{-1})$		$\sigma(R_p) (\times 10^{-2})$		β		余寿命 (年)
		更新前	更新後	更新前	更新後	更新前	更新後	更新前	更新後	更新前	更新後	
せん断 [1]	①	2.07	2.37	3.89	0.59	6.21	5.80	5.40	0.79	2.21	2.13	2.1
	②	2.23	2.56	4.16	0.64	5.99	5.56	5.56	0.82	2.18	2.10	0.6
せん断 [2]	①	2.07	1.70	3.89	1.10	6.21	6.76	5.40	1.70	2.21	2.30	10.4
	②	2.23	1.83	4.16	1.18	5.99	6.57	5.56	1.80	2.18	2.28	10.0

表 5.7(b) 検証試験による安全性の更新結果 ($t=45$ 年における検証試験によるスパン2のC桁の安全性)

		$\mu(B) (\times 10^{-2})$		$\sigma(B) (\times 10^{-3})$		$\mu(R_p) (\times 10^{-1})$		$\sigma(R_p) (\times 10^{-2})$		β		余寿命 (年)
		更新前	更新後	更新前	更新後	更新前	更新後	更新前	更新後	更新前	更新後	
せん断 [1]	①	2.37	2.71	4.31	0.68	7.02	6.67	4.44	0.68	2.23	2.17	3.1
	②	3.26	3.74	6.08	0.93	6.13	5.71	5.43	0.80	2.19	2.11	0.7
せん断 [2]	①	2.37	1.94	4.31	1.24	7.02	7.47	4.44	1.40	2.23	2.30	10.2
	②	3.26	2.68	6.08	1.73	6.13	6.69	5.43	1.75	2.19	2.28	6.9

ただし, [1], [2]は検証試験値の範囲に関する仮定, ①, ②は材料劣化に関する仮定.

表 5.8 $t=41$ 年の実橋試験による安全性(せん断)の更新結果

		β		余寿命(年)	
		更新前	更新後	予測値	アンケート
スパン1 C桁	①	2.50	2.53	21.1	13.0
	②	2.49	2.53	20.0	
スパン2 C桁	①	2.33	2.41	17.0	15.0
	②	2.33	2.41	11.2	

ただし, ①, ②は材料劣化に関する仮定.

2のC桁の方が顕著であり, 検証試験の重要性が示されている. また, 更新後の予測式による余寿命算定結果を, 「旧樫谷橋」について橋梁管理技術者に対して行ったアンケート調査による余寿命と比較した結果を表5.8に併記した. この結果から, スパン2のC桁の予測値はアンケート調査結果と同程度で, アンケート調査結果は, ①, ②の仮定に基づく予測結果の間に位置していることがわかり, この両方の仮定に基づいて幅を持った予測を行うことにより, 維持管理が妥当に行えるといえる. また, スパン1とスパン2で比較すると, 予測値の場合, スパン2の方が余寿命が小さくなっているのに対し, アンケート調査結果によると, スパン2のC桁の方が逆に余寿命が大きくなっている. 表5.6に示した中性化速度の測定結果から見ても, 明らかにスパン2の方が状態が悪く, アンケート調査結果に反している. これは, スパン1のC桁付近の床版の損傷状態が主桁に比べて非常に大

きいという状況[10]によるもので、橋梁全体系としての安全性に及ぼす影響は床版よりも主桁の方がかなり大きいにもかかわらず、橋梁技術者の余寿命の判断基準への影響度としては、必ずしもそうではないことを示している。つまり、本研究による手法はあくまでも、橋梁全体系としての安全性の面からの評価を妥当に行うことを目的としたものであり、床版の状態といった部材レベルでの評価については、別途行い、照査する必要があるといえる。

5. 5 結言

本章では、過去に蓄積された安全性評価データに対して、影響因子としてコンクリートの中性化速度を考慮した統計解析を行うことにより、簡易な材料試験と最適な時期に行う載荷試験に基づいて安全性の経年変化を推定する手法を検討した。得られた結論を以下にまとめる。

- (1)安全性指標 β の統計量に及ぼす因子としてコンクリートの品質（強度，弾性係数）を取り上げ，これと相関性が認められる中性化速度を間接的な影響因子として考慮し，その感度特性を調べた上で，安全性の経年変化予測式への導入を試みた。その際，コンクリートの材料劣化と中性化速度との関係が現状において解明されていないため，材料劣化が伴わない場合と伴う場合の両方を考慮し，後者については，数橋の実橋において測定された中性化速度の測定結果から平均的な基準値の経年変化特性を評価し，対象橋梁の現時点での中性化速度の測定結果とあわせて劣化特性の評価を行った。この結果，載荷試験を行わずに，コンクリートの中性化深さの測定のみに基づいて安全性の経年変化予測を行うことを可能とした。
- (2)安全性の経年変化の予測に対して，維持管理上の安全性限界値を設定するため，数橋の実橋について橋梁管理技術者に対して行ったアンケート調査によって得られた耐用性および余寿命との相関性を検討し，回帰による評価式を作成した。これにより，現行の維持管理基準に対応した余寿命評価を行うことを可能とした。
- (3)コンクリートの中性化の測定により作成された安全性の経年変化予測式の精度を高めるために，ある適切な時期に検証のための載荷試験を行い，予測式を更新することを検討した。また安全性の限界値との関係を考慮して，検証試験の実施時期を決定する手法を検討した。これにより，基本的に，対象橋梁に対して載荷試験を1回だけ行うことによる維持管理を可能とした。
- (4)本手法を実橋に適用した例を示し，その簡便性，合理性を示した。また実際

に行った実橋試験結果を利用して，安全性経年変化予測および余寿命評価を行い，別途行った橋梁管理技術者に対するアンケート調査結果と比較することにより，本手法の妥当性，実用性を検証した。また，本手法による評価は，橋梁全体系としての安全性の面から行われるものであり，部材レベルでの寿命評価は別途行う必要があることを示した。

参 考 文 献

- [1] 森川英典, 宮本文穂, 竹内和美: 統計解析に基づく既存コンクリート橋の安全性および寿命評価, 土木学会論文集(投稿中).
- [2] 森川英典, 宮本文穂, 北村敦彦, 大山慎一: 影響因子を考慮した統計解析に基づくコンクリート橋の安全性の経年変化予測, コンクリート工学年次論文報告集, 第16巻, 第1号, pp.1001~1006, 1994.6.
- [3] Thoft-Christensen, P. and Baker, M. J. (室津義定監訳): 構造信頼性—理論と応用, Springer-Verlag, 1986.
- [4] 阪神高速道路公団: 設計荷重(HDL)委員会報告書「阪神高速道路の設計荷重体系に関する調査研究」, 1986.
- [5] 鄭載東, 平井和喜, 三橋博三: 中性化速度に及ぼすコンクリートの調合及び細孔構造の影響に関する実験的研究, コンクリート工学論文集, Vol. 1, No. 1, pp. 61~73, 1990.1.
- [6] 和泉意登志, 嵩英雄, 押田文雄, 西原邦明: コンクリートの中性化に及ぼすセメントの種類, 調合および養生条件について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 7, pp. 117~120, 1985.6.
- [7] 魚本建人, 高田良章: コンクリートの中性化に及ぼす要因, 土木学会論文集, No. 451/V-17, pp. 119~128, 1992.8.
- [8] 今井富士夫, 中沢隆雄, 枝元宏彰, 赤木正見: 既存鉄筋コンクリート橋の劣化・損傷について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 1, pp. 915~920, 1992.6.
- [9] 板垣浩: 実証試験のベイズ的解釈, 第11回材料・構造信頼性シンポジウム前刷集, pp. 115~121, 1992.12.
- [10] (財)建設工学研究所: 県道411号線「旧榎谷橋」耐用性診断試験報告書, 1993.3.
- [11] 尼崎省二: コンクリートの諸特性に及ぼす炭酸化の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 6, pp. 117~120, 1984.6.
- [12] 佐伯竜彦, 米山紘一, 長滝重義: 中性化によるモルタルの強度変化, 土木学会論文集, No. 451/V-17, pp. 69~78, 1992.8.
- [13] (社)日本コンクリート工学協会: 炭酸化委員会報告書「コンクリートの炭酸化に関する研究の現状」, 1993.3.
- [14] 小林一輔: コンクリート構造物の早期劣化と耐久性診断, 森北出版, 1991.
- [15] (社)日本材料学会: 建設材料実験, 1988.4.
- [16] 松井繁之, 武藤和好, 竹内修二: 重交通路線におけるRC床版損傷に対す

る疲労寿命評価と耐久性向上の一考察, 橋梁と基礎, 92-11, pp.14~18,
1992.11.

- [17] (社)土木学会関西支部:共同研究グループ報告書「橋の疲労設計に関する研究」, 1993.5.

『第二編 コンクリート橋の耐用性診断の
システム化手法』

第1章 既存構造物の耐用性診断のシステム化の現状と既往の研究

1. 1 概説

近年、橋梁の維持管理業務の増大に伴い、その合理化に向けて橋梁管理のシステム化が要求されてきている。その一手法として、専門家の経験則や知識を利用してエキスパートシステムを構築する方法が挙げられる。エキスパートシステムは人工知能の応用として最も実用性が高く、建設業界においても多くの分野で開発が進められている[1],[2],[3],[4]。このようなエキスパートシステムを明確に定義すると、「対象とする問題領域の専門知識を利用して推論を行い、専門的に高度な問題の解決に関して専門家（エキスパート）と同等の能力を持つ（ことを目標とする）知的問題解決システム[5]」であるといえる。つまり、専門家であればうまく解決できないような問題を、専門家と同等のレベルで解決できる能力を持つ事が重要なポイントである。したがって、一般に複雑であり、多岐にわたる性質を含んでおり、科学的、理論的に取り扱う事が困難である要素を多く含んでいるような問題領域に対して特に有効であると考えられる。

一方、橋梁診断についてみると、橋梁の劣化・損傷要因は非常に多岐にわたっており、また、それらが複雑に影響しあっていることに加え、日常点検の中でそれらの要因を決定づける特性値全てを検査することは現実的に不可能であるといえる。つまり、橋梁診断は悪構造問題（ill-structured problem：問題解決の範囲を事前に明確に設定することが困難な問題[5]、数式モデル等で表現できない問題[3]）の典型であるといえ、エキスパートシステムによる効用を最大限に活かすことができる領域であるといえる。

本章では、エキスパートシステムに関する研究開発の現状を概観し、問題点を明かにした上で、橋梁診断のシステム化の現状とエキスパートシステム適用の可能性についてまとめる。

1. 2 エキスパートシステムに関する研究

エキスパートシステムは、人工知能分野の中で最も実用性の高い分野として飛躍的に発展してきた手法である。エキスパートシステムの起源は1940年代までさかのぼることができるが、実用的な問題に適用された最初のシステムとしては、1965年からスタンフォード大学のFeigenbaumらによって開発された有機化合物の構造推定システム：DENDRALが知られている[1],[4]。DENDRALではプロダクショ

ンシステムの考え方が適用されており、この概念は次第に洗練され、1970年代に、感染症に関する医療診断システムMYCINとして結実する。さらに、研究開発は多様な展開を見せ、知識表現モデルとしてプロダクションルールモデルの他に因果ネットワークモデル、黒板(Blackboard)モデル等[5]が考案され、研究開発がさらに盛んになるとともに、MICYNの汎用化により生まれたEMYCINをはじめとする種々の汎用知識表現言語(エキスパートシェル)の開発により、エキスパートシステムがより身近なものとして、研究サイドのみならず実務サイドからも注目されるようになった。

一方、土木工学分野においては、古典力学や最新のコンピュータ解析手法に裏付けられた技術に基づいて計画、設計、施工が行われているが、実際問題としては、そのような理論で全て割り切れるものではなく、熟練技術者の経験、直感、判断に依らねば解決できない問題が多い[3]。このような観点から、土木工学分野もエキスパートシステム適用の対象分野として捉えられるようになった。当初、米国において盛んに研究開発が行われ、ASCE(米国土木学会)は1986年4月に第1回エキスパートシステムに関するシンポジウムを開催した[2]。それと前後して、日本の土木工学分野でも研究開発が行われるようになり、現在では構造工学、コンクリート工学、水文学、岩盤力学、交通工学、都市計画学等広範囲に渡って適用が試みられている[1],[2],[3],[4]。一般に、土木工学分野において構築されているエキスパートシステムを分類すると、ほぼ「分析型」と「合成型」に分けられる。「分析型」が対象を細かく分類して解を絞り込んでいくのに対して、「合成型」は小さな部分解を組み合わせながら制約条件を満たす解を導いていくものである。一方、業務分類で分けると、「診断」、「設計」、「計画」、「制御」の4つが挙げられている。両分類の関連は、「分析型」=「診断」、「制御」、「設計」の一部、「計画」の一部、「合成型」=「設計」、「計画」として考えられている[1]。

三上[6]は国内外における土木工学分野のエキスパートシステム開発例に関するデータベースを構築し、その状況を分析している。表1.1は年度毎の発表件数を示したものである。これによると、海外では、1986年～1988年にシステム構築が盛んであったが、1989年には急激に減少しており、分析結果によると、エキスパートシステムのプロトタイプ構築の限界が認知されたためであると示唆している。一方、国内でも同様に、1989年にピークを示した後、1990年には半減していることがわかる。次に、表1.2はエキスパートシステムの種別による分類を示したものであるが、海外では、設計、診断に二分されているが、国内では圧倒的に診断が多くなっている。これは、診断の分野における判断の過程に含まれる要因数が多いにもかかわらず、知識のルール化が比較的容易であり、エキスパートシ

表 1.1 発表年度による分類 [6]

発表年度	国 内		海 外	
	件 数	比率 (%)	件 数	比率 (%)
1983年	4	2.5		
1984年	2	1.2		
1985年	6	3.7	1	1.1
1986年	23	14.3	23	26.1
1987年	35	21.7	15	17.0
1988年	35	21.7	32	36.4
1989年	38	23.6	3	3.5
1990年	18	11.2	14	15.9
計	161	100.0	88	100.0

表 1.2 エキスパートシステム (ES) 種別による分類 [6]

ES種別	国 内		海 外	
	件 数	比率 (%)	件 数	比率 (%)
診断型	73	61.9	29	42.6
設計型	23	19.5	33	48.5
制御型	12	10.2	1	1.5
計画型	6	5.1	4	5.9
該当なし	0	0.0	1	1.5
不明	4	3.4	1	1.5
計	118	100.0	68	100.0

システムの利点を最大限に利用できるとともに、他の分野よりも、プロトタイプを構築し易いことが挙げられる。

次に、代表的なシステム開発例を示す。中村ら[7],[8]はダムゲート寿命予測システムを構築した。過去10年以上にわたる調査経験データを分析することにより、知識獲得し、ルール化した典型的な診断型エキスパートシステムで、国内の土木分野での最初の本格的システムの一つであるといえる。診断型エキスパートシステムとして、早川ら[9]はコンクリート施工時におけるひびわれの原因推定とその対策を提示するエキスパートシステムの構築を行った。汎用知識表現言語

(エキスパートシェル)を利用して、プロダクションルールとフレームを利用した知識ベースを構築し、原因の推論を行っている。また、上位システムとして、温度ひびわれに着目し、高度な専門知識を用いるとともに、技術計算プログラムとリンクさせることによりシミュレータとして機能させた形で実用化を図ろうと試みている。川上ら[10]は、RC床版の健全度評価のためのエキスパートシステムを構築した。健全度評価の指標として、損傷原因、損傷程度、損傷進行度を取り上げ、最終的に余寿命を評価している。本システムでは、点検から得られたデータに含まれるあいまいさや専門家から獲得した知識に含まれるあいまいさを取り扱うため、ファジィ理論を適用している。三上ら[11],[12]は鋼橋疲労損傷評価システムの構築を行った。疲労亀裂の点検基準、損傷要因と作用力の推定方法、補修方法に関する基準が少ないため、本システムでは、過去の損傷事例を収集し、知識として整理し、推論には、これらのデータを参照し、一致したものを推論結果とするマッチングによる方法を採用している。高田ら[13]は地中ライフライン耐震診断エキスパートシステムを構築した。本システムでは、従来の耐震性診断手法における判断の部分をエキスパートシステムにおける経験則として表現し、数値解析手法とリンクさせ、経験則で表現できない構成情報を別途詳細に解析評価することにより、実用性、信頼性の向上を図っている。また、あいまいな地盤情報の取扱いにファジィ理論を適用している。梶原ら[14]はパイプライン漏洩事故復旧支援エキスパートシステムを構築している。沖村[15]は、花崗岩表層崩壊危険斜面診断システムを構築した。表層崩壊に影響を及ぼす要因として、地質要因、地形要因、地盤要因、植生要因、その他(崩壊履歴)を取り上げ、専門家の有する判断プロセス、基準を知識ベースに蓄積することにより、ユーザーは現地調査による結果に基づいてデータ入力を行うことで、斜面崩壊の可能性を判定することができる。本システムでは、知識に付随する不確実性とあいまい性を取り扱うために、ファジィ理論を適用し、推論法としては、Dempster & Shaferの結合関係を利用している。これらのシステムは、いずれもプロトタイプとして構築されたものであり、診断型エキスパートシステムは診断プロセスが設定できると、知識をルール化して、容易にシステム構築が行え、実用化の可能性があることを示唆している。

設計型システムの開発例として、Cliftonら[16]は、耐久的コンクリート設計のためのエキスパートシステムDURCONを構築した。このシステムにおける知識獲得は、専門家への質問によってではなく、ACI(American Concrete Institute 米国コンクリート学会)201委員会の「耐久的コンクリートのためのガイド(Guide to Durable Concrete)」から抽出することによって行われた。さらに、ACIでは、当委員会下に小委員会を設け、本システムにおける知識の洗練、あるいは逆に、

現行のガイドに欠落している要因を検討し、ガイドの改訂と本システムの更新を行っている。このように、ガイドをエキスパートシステム化することによって、ガイドの有効性と問題点を明確化することができると示唆している。また、白石ら[17]は橋梁設計のうち、特にこれまで定量的扱いが困難であった美観・景観を設計要因に導入すべく、その評価支援を行うシステム構築を試みている。一方、西土[4],[18]は、経済性、景観、走行性を考慮して行われている橋梁形式の1次選定を合理化するためのエキスパートシステムを構築した。上部工形式の選定においては、河川橋梁に関する法令上の制約条件下での径間割、工費、杭を含む下部工形式の選定と工費、選定された橋梁の走行性、景観を評価支援する総合的な設計型エキスパートシステムとなっている。また、本システムでは、あいまいな状態の評価に際して、ファジィ理論を適用している。

計画型システムの開発例として、枝村ら[19]は、新たに建設される都市計画道路の沿道部における店舗等の立地予測に関するコンサルテーションを目的とした沿道立地予測エキスパートシステムを構築した。また同じく枝村ら[20],[21]は、開発許可業務を効率的に行うための支援システムとして、関係法律条文の自動解釈システム、地域に特有害な開発許可基準を事例データから自動的に生成するシステムからなる開発許可業務支援エキスパートシステムを開発した。このシステムでは、黑板モデルを用いた協調型推論システムを採用している。また清水ら[22]は用途地域指定を支援するエキスパートシステムを構築した。施工計画分野への適用例として、市原ら[23],[24]は、シールド施工における地盤沈下や地下水問題におけるトラブル防止を目的とした施工計画、管理支援エキスパートシステムを構築した。また、池田ら[25]は、建設工事における工程管理業務を効率化するため、知識工学手法によりネットワーク法を改良し、オブジェクト指向プログラミングの概念による合理的なネットワーク生成を行うとともに、従来問題となっていたデータ入力作業に要する労力を大幅に軽減した。北沢ら[26]は、トンネル坑口部の施工に関する問題点の把握と、適切な対策工法の選定を支援するためのエキスパートシステムを開発した。

最後に、制御型システムに関して、秋山[27]は都市高速道路の交通制御エキスパートシステムとして、渋滞情報を入力データとし、パターン制御の手法を用いてブースの最適制御を出力するエキスパートシステムを構築した。あいまいさの処理には、確信度係数(CF)を用いている。

以上の例のように、エキスパートシステムは非常に広範囲に渡って適用が試みられ、その利点と実用化の可能性について示されてきたが、開発者においては同時にその問題点、限界も理解されるようになってきたといえる。上述した三上の文献調査における指摘のように、プロトタイプの構築は比較的容易に行えるよう

になったが、実用化する上での深刻な問題点が明確化し、実用化のための研究開発が停滞してきている。一般に、エキスパートシステムにおける問題点としては、次の事項が挙げられる[2],[3],[5]。

- ①知識の獲得が容易でない。
- ②知識、情報にあいまいさが含まれている。
- ③知識の更新が容易でない。
- ④深い知識が扱えない。

エキスパートシステムの手法はあくまでも与えられた知識を利用して、種々の推論方法により判断を行う情報処理手段であり、その知識モデルに対応する形で専門家等から知識を抽出する作業（多くの場合はシステム開発者と専門技術者は別人）が、そのエキスパートシステムの有用性を左右する最も重要な因子となるが、現実的には多大な労力を要するとともに、合理的手法が確立されているとはいえないため、専門家に対するアンケート調査を試行錯誤的に実施している状況にある。つまり、上記の問題点①はエキスパートシステム構築における最初の関門であるが、各開発者は独自の手法を考案しながら、それを解決しているといえる。

このように、問題点①を何らかの形で解決することにより、プロトタイプシステムの構築が可能となるが、システムの実用化を図る上で、問題点②の解決が必要となる。本来、診断過程における専門家の判断には主観的あいまいさが含まれており、それをクリस्पな情報として抽出・ルール化する際にさらにあいまいさが加わることが予想される。したがって、システムの信頼性を向上させるためには、システム構築段階でこのようなあいまいさを不明確化するよりも、あいまいさを評価し、診断過程で合理的に処理することにより、診断結果に含まれるあいまいさの程度とその根拠を明確に示すことが重要であると考えられる。このための手法として、従来より、確信度係数(CF)、Dempster & Sheferの基本確率による方法があるが、近年、ファジィ理論の有効性が特に制御分野を中心に示され、エキスパートシステムとのマッチングが良好であることにもより、注目されてきた。つまり、ファジィ理論は、あいまいさを内在する情報をクリस्पな集合ではなく、帰属度関数によるあいまい集合として取り扱おうとするものであり、エキスパートシステムのルール数を大幅に減少させ、システムの合理化を図ることも可能としている。上述したエキスパートシステム構築例のうち、川上ら[10]のRC床版健全度評価システム、高田ら[13]の地中ライフライン耐震診断エキスパートシステム、沖村[15]の花崗岩表層崩壊危険斜面診断システム、西土[4],[18]の橋梁形式選定システムには、あいまいさの処理として、ファジィ理論が適用されている。また、秋山[27]の都市高速道路交通制御システムには、確信度係数(CF)が

用いられている。ファジィ理論は帰属度関数の設定方法やその結合演算方法において、種々のものが考えられ、対象とする問題の性質により、最適な手法を検討することが必要となる。本論文第2編第2章の主題はこの点にある。

次に、プロトタイプシステムを実際に適用していく段階において、問題③が生じてくる。つまり、エキスパートシステムは一旦知識の獲得を終えると、その知識による判断を不変的に行うことになるが、実際に適用されるほとんどの問題においては、未だ現象に含まれる未知の要因があるために、実ケースへの適用を重ねる毎に新たな知見を得、知識の洗練、場合によっては、根本的な診断プロセスの改善を余儀なくされている。言い替えると、全ての要因が既知の単純明解な問題においてはエキスパートシステムの実用化が非常に容易に行えるが、そうでない場合、エキスパートシステムに含まれる知識を常に更新していく必要が生じる。ところが、実際への適用に伴って、エキスパートシステムが開発者（知識工学者）からユーザー（専門家）に引き渡されたとしても、多くの場合、このような知識の更新作業はシステム開発者等の知識工学者に依存せざるを得ず、メンテナンス要員を常置させる必要が生じる。また、この知識更新作業は多くの場合、手動によって行われる必要があり、多大な労力を要している。この知識更新作業を支援するための方法として、ニューラルネットワーク手法の利用が考えられている。上述したエキスパートシステムの構築例のうち、知識更新機能を有しているものとしては、三上ら[12]の鋼橋疲労損傷評価システム、白石ら[20]の橋梁設計支援システム、枝村ら[23],[24]の開発許可業務支援システムが挙げられる。このように、ニューラルネットワークを利用することにより、エキスパートシステムに学習機能を付与し、実用化のための問題点③をクリアしようと試みているが、このような手法をとることにより、新たな問題点が生じている。つまり、ニューラルネットワークの利用は、従来のエキスパートシステムに学習機能を付与するという形態ではなく、システム全体の構造を新たにニューラルネットワークで構成し直すという方法をとるために、従来のエキスパートシステムにおける知識表現手法の利点を活かすことが困難であり、また、そのことにもより診断過程がブラックボックス化し、診断の根拠が不明確となり、信頼性の低減といった問題が生じる。したがって、問題点②の解決のためにニューラルネットワークを適用することは、必ずしも実用化レベルを高めることにはならないといえ、この観点からの検討が望まれる。本論文第2編第3章の主題はこの点にある。

問題点④は、エキスパートシステムの本質および限界に関わる事項である。一般に、知識工学では、問題解決に要する知識を浅い知識と深い知識に分類している[1],[28],[29]。浅い知識とは、問題解決に直接用いられる知識で、直感に基づく知識と基準に基づく知識等が含まれる。前者は、専門家ならば特に意識しな

くても通常の問題解決に伴う一連の行為を実行できるという種類の知識で、豊富な経験に基づくものであると言える。後者は、規則、規準、手順書などの形で問題解決における知識が整理されたもので、主観的あいまいさが含まれる前者に対して、客観性を有する知識であると言える。このような浅い知識にだけ頼っている、経験したことのない状況に対応することができない。そのような場合は、専門家は経験則に加え、対象物に関する様々な情報を利用し、新たな原理・原則に戻って熟考し、未経験の事象にも対処している。このような知識は非常に奥が深く、深い知識と称して分類されている。深い知識については、現在、知識工学研究における最先端のテーマとなっており、深い知識から浅い知識を生成する知識コンパイラに関する研究が行われている。しかしながら、現実の問題における深い知識を抽出する作業は困難を極めることが予想される。つまり、そのような深い知識を利用して問題解決を全てシステムに任せるということが、現段階における実用化手法として最良の方法とはいえない状況にあるため、本研究では、問題点②における学習機能を最大限に利用することにより、専門家の深い知識を利用しながらシステムを成長させていくという方向を採用することとした。したがって、そのような未解明の問題については、エキスパートシステムを利用する場合でも、経験豊富な専門家による判断を必要とする。

1. 3 橋梁の維持管理のシステム化の現状

橋梁の維持管理のシステム化については、橋梁点検および処置に関するデータの有効利用を目的としたデータバンクシステムとそれを核にした維持管理総合システムが挙げられる。建設省では、技術管理業務連絡会に橋梁部会を設置し、昭和60年度より橋梁点検の全地方建設局統一案およびデータバンクシステムの整備のための検討を実施してきている [30],[31],[32],[33]。この部会の中で、維持管理業務と橋梁管理データの理想的な関係が、図1-1のように示されており、設計から管理までの一貫したデータの蓄積の必要性が示されている。データバンクシステムとしては、各管理機関毎に独自のシステムが開発されている。まず、建設省では、当初、北陸地方建設局における橋梁情報探索システム(BIRES)[33]や四国地方建設局における道路施設調書電算化システム[34]が構築されたが、その後前述の技術管理業務連絡会橋梁部会において、昭和63年度より全国的な整合性に配慮した道路管理データベース(MICHI)[33],[35],[36]の整備に着手した。このシステムは、橋梁をはじめトンネル、擁壁、地下道等道路施設構造物およびその付属施設全般に関わるものであり、数値・文字情報として①管理物件の名称、②施設の延長、③補修履歴、イメージ情報として①管理図、②現況写真、③位置

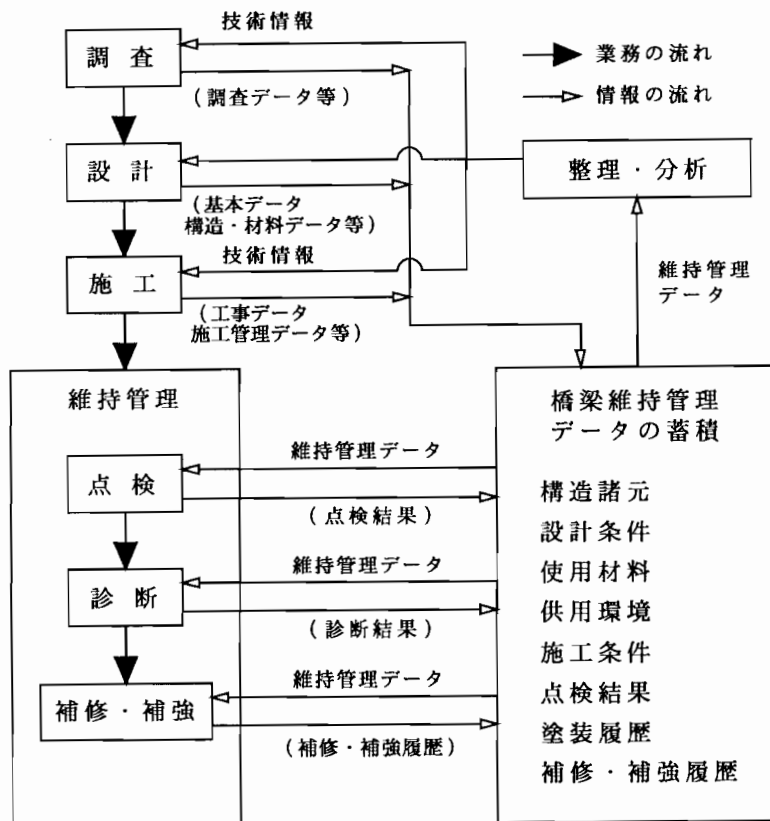


図 1.1 橋梁の維持・管理業務と橋梁管理データとの関係 [31]

図等のデータを取り扱っている。約76万件のデータ保有を想定している。データベースは全国で87箇所にある拠点毎に構築し、リンクされる。実際の運用に際しては、この総合システムを核として、各構造物あるいは各業務別のサブシステムを構築、リンクすることにより、効率的な処理を行うことが計画されている。日本道路公団では、高速道路、一般有料道路を対象とした維持管理システムが構築されている[37]。このシステムも建設省と同様に、データベースとサブシステムに分けられ、データベースは各サブシステムからのアクセス、処理が効率的に行えるような構造を有している。また、細部にわたる現場業務を行うためのローカルシステムと全国を対象とした広く、浅い業務を取り扱うセンターシステムに分け、各組織毎にデータベースを配置することにより、データの安全管理、通信回線の負担軽減を図る集中管理分散処理形態としている。また、本データベースを核として、オンラインネットワークを利用したデータ更新システム、災害時状況把握システム、補修履歴システム、補修サイクル把握システムの開発に取り組んでいる。首都高速道路公団では、保全資料管理システムを昭和56年度から昭和59年度にわたって構築した[38]。このシステムは、高速道路に関わる土木構造物、建築物、電気通信設備、機械設備を対象とし、構造物、機器データ、点検データ、

補修データ，契約（補修）データを取り扱っている。阪神高速道路公団では，保全情報システムを，昭和58,59年度において構想化し，昭和60年度から昭和64年度にかけてデータベースの構築，その後各サブシステムの開発が行われ，平成4年度より運用を開始している[39],[40]。本システムの核となるデータベースは，維持補修工事の計画，管理データ，道路環境データと各構造物毎の資産データ，点検データ，損傷現況データ，補修実績データを取り扱っている。また，データベースを利用したサブシステムとして，予算要求資料作成支援システム，実行計画書作成システム，予算管理システム，点検情報システム，工事情報システム，竣工図書管理システムの開発が行われている。この内，点検情報システムに関連して点検業務支援システムがあり，損傷位置一覧表，損傷項目別集計表，判定ランク集計表等が出力できるようになっている。一方，一般道に関して，東京都では，舗装，橋梁，道路付属物および道路台帳の4つの業務サブシステムから構成される道路維持補修計画支援システム(RMS)を昭和63年度から構築し，平成4年度から一部運用を開始した[41],[42]。また，大阪市では，道路，橋梁の全般にわたる情報を一元化し，検索，集計，定型的業務処理等を迅速，正確に行う道路橋梁総合管理システムの開発に昭和60年度より取り組んでいる[43],[44]。このシステムは，道路台帳管理システム，占有物件管理システム，不動産管理システム，交通安全施設管理システム，舗装補修情報管理システム，道路整備情報管理システムから構成されている。山口県では，データベースと台帳・統計資料検索集計サブシステム，要補修箇所・優先順位決定サブシステム，長期補修計画サブシステムからなる道路施設管理システムの開発を行っている[45]。この他に，静岡県でも，同様のシステム開発が計画されている[46]。以上が，実際の道路，橋梁データを対象としたデータベースおよび維持管理システムであり，各管理機関ともほぼ同様のコンセプトに基づいていることがわかるが，独自に開発が行われている。

次に，橋梁診断に関するシステムとしては，実用化には至っていないものの，種々のシステムの構築研究が行われている。エキスパートシステムとしては，1.2で示した川上ら[10]のRC床版の健全度評価のためのエキスパートシステムや三上ら[11],[12]の鋼橋疲労損傷評価システムがある。また，宮本ら[47],[48]は階層構造モデル(ISM:Interpretive Structural Modeling)にファジィ理論を適用した手法を用いて，コンクリート橋損傷要因を階層化し，損傷原因の推定と耐用性を診断するシステムを構築するとともに，現場載荷試験による耐荷力評価結果を用いた診断結果の検証方法について提案している。小堀ら[49],[50]は，ISMを視覚的に支援するVISMS(Visual Interactive Structural Modelling System)を開発し，これを用いて橋梁診断のための規定要因の階層化を行い，経験的評価指標

に基づく判定を行うとともに、客観的評価として、耐荷力診断を行い、経験的評価結果と比較検討することを提案している。

一方、米国でも、AASHTOの維持補修マニュアルに基づく橋梁台帳のデータベース化が全国的に行われている。また、診断については、各評価項目について、検査結果を基に10段階のランク評価をコンピュータ処理によって行い、最終的に耐荷力、寿命、補修内容、補修時期等を出力するようにしている[51]。

以上のように、現状の維持管理のシステム化としては、維持管理データの統一フォーマット化とデータベース化が実用段階に入りつつあり、それを核としたサブシステムの構築に今後取り組もうとしているということが言える。一方、経験的判断や主観的判断をも合理的に取り扱うためのエキスパートシステムによる方法については、諸研究機関でプロトタイプ開発が行われつつあるが、1. 2で示した種々の問題点を有することもあり、本格的な実用化検討は未だ行われていない。

1. 4 結言

本章では、まず、エキスパートシステムに関する研究開発の現状を概観し、エキスパートシステムはさまざまな分野において、これまでにプロトタイプが構築されてきたが、その実用化の段階で困難な課題（知識、情報に含まれるあいまいさの取扱い、知識更新の合理的手法等の確立）に直面し、研究開発が停滞してきた現状を示した。そこで、本編における主題である「ファジィ理論におけるあいまいさの合理的な処理方法の検討」と「ニューラルネットワークとファジィ理論を融合した合理的な知識更新機能を付与したエキスパートシステムの実用化検討」の必要性を示した。

次に、橋梁の維持管理のシステム化の現状について概観し、各橋梁管理機関毎に、橋梁情報管理・作業支援的なシステムの開発に取り組んでいることを示した。また、健全度評価・診断システムの研究開発例を示したが、いずれも実用化に至っておらず、本研究の重要性を示した。

参 考 文 献

- [1] 中村秀治, 寺野隆雄: 土木構造物のエキスパートシステム, オーム社, 1987.11.
- [2] (社)人工知能学会, (社)土木学会関西支部: 第18回人工知能学会知識ベースシステム研究会資料「土木技術分野における知識ベースシステム」, 1991.11.
- [3] (社)土木学会関西支部: 平成4年度講習会テキスト「土木工学へのエキスパートシステムの適用と可能性」, 1992.7.
- [4] 西土隆幸: 橋梁の形式選定と架設のためのコンピュータ利用に関する研究, 名古屋大学学位論文, 1992.5.
- [5] (社)人工知能学会: 人工知能ハンドブック, オーム社, 1990.1.
- [6] 三上市蔵: 土木工学分野のエキスパートシステムの開発状況 -データベースの構築と分析-, 第18回人工知能学会知識ベース研究会資料, pp.1~10, 1991.10.
- [7] 中村秀治, 松浦真一, 松井正一, 寺野隆雄: 知識工学的手法に基づく水力鋼構造物の寿命予測, 土木学会論文集, No.368/I-5, pp.301~310, 1986.4.
- [8] 中村秀治, 松浦真一, 松井正一, 寺野隆雄: 水力鋼構造物の寿命予測エキスパートシステムとその適用, No.374/I-6, pp.513~521, 1986.10.
- [9] 早川和一, 横井尚子: コンクリートのひび割れを判定, 対策を提示するエキスパート・システム, 日経コンピュータ, pp.179~190, 1986.6.
- [10] 川上宏一郎, 古田均, 白石成人, 馬野元秀: RC床版の健全度評価のためのファジィエキスパートシステム, 土木学会第43回年次学術講演会概要集, 1988.9.
- [11] 三上市蔵, 三木千壽, 田中成典: 鋼道路橋の疲労亀裂に関するルールとフレームによる知識ベース・エキスパートシステム, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.977~990, 1989.3.
- [12] 三上市蔵, 三木千壽, 田中成典, 土田貴敬: 鋼橋疲労損傷の補修方法選定システムのための因果ネットワークによる推論手法, 構造工学論文集, Vol.36A, 1003~1014, 1990.3.
- [13] 高田至郎, 孫建生, 大久保高志, 小川安雄: 地中ライフラインの耐震診断エキスパートシステム, 土木学会論文集, No.432/I-16, pp.213~219, 1991.7.
- [14] 梶原賢生, 今井俊雄, 小池武, 寺本正, 鈴木実: パイプライン漏洩事故復旧エキスパートシステムの開発, 第14回土木情報システムシンポジウム論

文集, pp.91~94, 1989.10.

- [15] 沖村孝：花崗岩表層崩壊危険斜面診断システムについて，第18回人工知能学会知識ベースシステム研究会資料「土木技術分野における知識ベースシステム」，pp.77~85, 1991.10.
- [16] Clifton, J. R. and Kaetzel, L. J. : Expert systems for concrete construction, Concrete International, pp.19~24, 1988.11.
- [17] 白石成人，古田均，中村正司，細谷学：学習機能を持った橋梁設計支援エキスパートシステムに関する研究，構造工学論文集，Vol.36A, pp.525~534, 1990.3.
- [18] 西土隆幸，前田研一，野村国勝：橋梁上下部工形式選定のためのエキスパートシステム構築に関する一考察，構造工学論文集，Vol.35A, pp.489~502, 1989.3.
- [19] 枝村俊郎，川井隆司：沿道立地予測エキスパートシステム，平成4年度土木学会関西支部講習会テキスト「土木工学へのエキスパートシステムの適用と可能性」，pp.97~104, 1992.7.
- [20] 枝村俊郎，川井隆司，森清裕与之：開発許可業務における知識ベースシステムの開発，第18回人工知能学会知識ベースシステム研究会資料「土木技術分野における知識ベースシステム」，pp.135~144, 1991.10.
- [21] 枝村俊郎，川井隆司：開発許可業務支援エキスパートシステム，平成4年度土木学会関西支部講習会テキスト「土木工学へのエキスパートシステムの適用と可能性」，pp.97~104, 1992.7.
- [22] 清水英範，巖網林，中村英夫：知識ベースに基づく用途地域指定支援システム，土木学会論文集，No.425/IV-14, 1991.
- [23] 市原義久，五十嵐善一：シールド施工計画におけるエキスパートシステム適用に関する研究，土木学会論文集，No.427, pp.95~104, 1991.
- [24] 市原義久：シールド施工・管理支援エキスパートシステム，平成4年度土木学会関西支部講習会テキスト「土木工学へのエキスパートシステムの適用と可能性」，pp.115~121, 1992.7.
- [25] 池田將明，大倉吉雅，和久昭正：知的工程計画支援システムの開発について，第18回人工知能学会知識ベースシステム研究会資料「土木技術分野における知識ベースシステム」，pp.105~114, 1991.10.
- [26] 北沢孝宗，早田光利，松田元男，鍛冶茂仁：トンネル坑口の施工計画支援エキスパートシステム，第18回人工知能学会知識ベースシステム研究会資料「土木技術分野における知識ベースシステム」，pp.97~103, 1991.10.
- [27] 秋山孝正：阪神高速道路の交通制御エキスパートシステム，第18回人工知

- 能学会知識ベースシステム研究会資料「土木技術分野における知識ベースシステム」, pp.115~112, 1991.10.
- [28] 溝口理一郎：知識ベース技術の現状と課題, 第18回人工知能学会知識ベースシステム研究会資料「土木技術分野における知識ベースシステム」, 1991.10.
- [29] 溝口理一郎：知識工学からのエキスパートシステム, 平成4年度土木学会関西支部講習会テキスト「土木工学へのエキスパートシステムの適用と可能性」, pp.97~104, 1992.7.
- [30] 関西道路研究会：続・これからの道路, 関西道路研究会創立40周年記念誌, 1989.11.
- [31] 藤原稔, 岩崎泰彦, 柴崎亮介：橋梁点検とデータバンクシステムの一体的整備について, 第17回日本道路会議論文集, pp.293~295, 1987.10.
- [32] 西村昭先生記念出版事業委員会：橋梁工学フロンティア, 1992.5.
- [33] 建設省：既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究, 第40回建設省技術研究会道路部門指定課題論文集, 1986.10.
- [34] 宮内幾男, 作道忠明, 高橋正法：四国地建における道路施設のデータバンクについて, 第16回日本道路会議論文集, pp.295~297, 1985.10.
- [35] 若槻幹穂：道路管理データベース(MICHI)について, 第20回日本道路会議特定課題論文集, pp.236~238, 1993.10.
- [36] 沢井茂：計画的・効率的維持管理のシステム化について, 第20回日本道路会議論文集, pp.1164~1165, 1993.10.
- [37] 櫻洋一郎, 海江田光正：維持管理システムの開発と運用, 第16回日本道路会議特定課題論文集, pp.289~291, 1985.10.
- [38] 大野惣平, 肥塚雄吉, 元山明彦：首都高速道路公団の保全資料管理システム(MEDS), 第16回日本道路会議論文集, pp.292~294, 1985.10.
- [39] 入谷良弘, 下村幸徳：保全情報システムの構想化, 阪神高速道路公団技報, Vol.7, pp.33~43, 1987.
- [40] 一海茂, 井口斉, 入谷良弘：保全情報システム, 阪神高速道路公団技報, Vol.11, pp.155~163, 1991.
- [41] 関口幹夫, 竹本明男, 河合文久：道路維持補修計画支援システム(RMS)について, 第20回日本道路会議論文集, pp.239~241, 1993.10.
- [42] 竹田敏憲, 岡上樹, 長井秀司：道路台帳管理情報システムの開発, 第19回日本道路会議論文集, pp.1086~1088, 1991.10.
- [43] 横谷富士男, 湊勝比古, 野村健三：大阪市における橋梁管理システムの試行について, 第17回日本道路会議論文集, pp.266~268, 1987.10

- [44] 真田幸直, 右田東夫, 野村健三: 道路橋梁総合管理システムの開発, 第18回日本道路会議論文集, pp.1002~1003, 1989.10.
- [45] 長掛実, 南沢輝雄: 山口県における道路施設管理システムの開発, 第18回日本道路会議論文集, pp.1000~1001, 1989.10.
- [46] 松丸重治, 鈴木峽二, 星野悟: 地方の道路維持管理システムに関する一提言, 第19回日本道路会議論文集, pp.1084~1085, 1991.10.
- [47] 宮本文穂, 田中常夫: コンクリート橋損傷要因の階層化とその診断への適用, 建設工学研究所報告, Vol.30, pp.109~132, 1988.12.
- [48] 西村昭, 藤井学, 宮本文穂, 梶谷義昭, 春名真義: 既存橋梁の耐荷力評価とその検証に関する研究(下), 橋梁と基礎, 87-3, pp.34~37, 1987.3.
- [49] 小堀為雄, 木俣昇, 小間井孝吉, 竹村哲: 橋梁診断支援コンピュータシステムに関する研究, 橋梁と基礎, 90-11, pp.45~50, 1990.11.
- [50] 小間井孝吉, 木俣昇, 小堀為雄: 維持・管理計画のための橋梁評価システムに関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.428/1-15, pp.137~146, 1991.4.
- [51] (財)阪神高速道路管理技術センター: 米国における道路構造物の維持管理状況調査報告書, 1989.3.

第2章 主観的な不確定性を考慮したコンクリート橋耐用性診断システム

2. 1 概説

橋梁診断のような工学的決定問題には、主観的なあいまいさが介在する。これらの決定は、いわゆる工学的判断の名のもとに、経験豊富な専門家の判断に委ねられる場合が多い。しかし、この判断には経験や専門知識の度合い、あるいは個人の性格や先入観、誤解等といった要因により、一般にかなりのばらつきを有し、管理対象橋梁全体の維持管理計画において、各対象橋梁に対して合理的に処置を策定することが困難となっている。また、経験豊富な橋梁管理技術者の絶対数の不足により、現実的にはこのような方法による維持管理体制の根幹を見直す必要に迫られている。

そこで、本章[1],[2]では、橋梁診断過程に介在する主観的なあいまいさを、ファジィ理論を適用して定量的にモデル化し、評価することによって、最終的な診断結果に内在するあいまいさの度合いとその要因を明確化し、診断そのものの信頼性を向上させることを検討した。この主観的な不確定性の解析手法を利用すると、経験豊富な橋梁管理技術者の専門知識や判断基準を活かしつつ、あいまいさを定量的に処理することが可能となり、診断結果に含まれるあいまいさを客観的に把握することにより、最終的な意志決定を合理的に行うことを可能ならしめる。さらに、このような診断を、経験や専門知識が十分でない技術者によっても行えるようにするため、エキスパートシステムの手法を用いて、専門家が行っている診断のプロセス、それに関係する専門知識、判断基準をコンピュータ上に移植して、橋梁診断システムを構築することを検討した。最後に、数橋の実橋を対象にエキスパートシステムの診断を行い、専門家の診断結果と比較検討することにより、システムの有効性と問題点を明かにした。

2. 2 主観的な不確定性を考慮した橋梁診断法

2.2.1 橋梁診断に存在するあいまいさとファジィ理論の適用法[3]

専門家によるコンクリート橋の診断過程は、目視検査、各種載荷試験などにより得られる検査結果（ひびわれ状況やたわみ等）から、損傷度を表す指標（鉄筋の腐食程度や剛性低下等）を通して最終的に橋梁の状態（耐用性、耐荷性、耐久性、余寿命）を推定するという、図2.1に示すような流れに従っているものと考

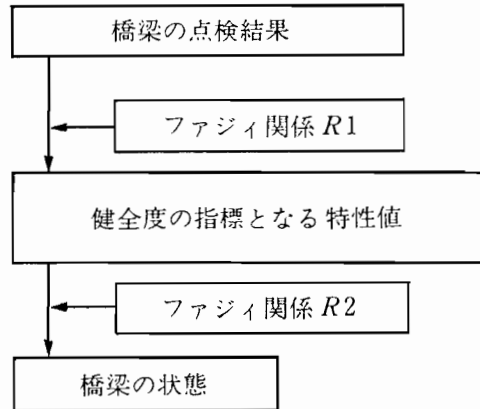


図 2.1 橋梁診断の基本フロー

えられる。現在のところ、この変換過程に検査技術者の主観が入る余地を残しており、あるいは技術者の主観的判断に頼らざるを得ない部分が存在し、診断結果に相当のばらつきを生むことになっている。このような流れに従うと、第一段階での検査結果 X から橋梁の損傷度の指標（特性値） Y への変換、および第二段階での指標 Y から橋梁の状態 C への変換過程において、検査者の主観的あいまいさが支配する部分があると考えられる。

まず、第一段階では、 X と Y とを関係づける理論や実験式より明かにされている関係 $y=f(x)$ において、関数 $f(x)$ のまわりに主観的あいまいさを考慮するものである。たとえば、ある荷重を載荷した場合のたわみが測定された場合、両者の関係から構造モデルとしての剛性を推定することが可能であるが、実際の橋梁においては、支点の回転拘束や隣接桁との付着等により、構造モデルに関するあいまいさが存在すると考えられる。

一方、第二段階での橋梁の健全度を表す指標 Y から橋梁の状態（橋梁が本来の機能を達成しうる程度） C への変換過程には、さらにあいまいな要因が多くなると考えられる。これをまとめて示すと以下のようなになる。

① 指標（特性値）の影響度：これは、指標 Y と橋梁の状態 C との関係を関数 $c=f(y)$ で表すことに対するあいまいさで、その指標を重大と考えるかそうでないと考えるかで決まるものである。

② 指標の信頼度（確信度）：各指標は橋梁の状態（損傷度のレベル）に応じて確信の程度が異なる。例えば、各判定因子（ここでは、指標）による橋梁の状態評価の正確さの度合を考えた場合、ある指標は橋梁が健全なときには的確な結果を与えることが多いが、損傷が進行している場合にはあまり信頼できなかつたり、また別の指標はその逆であるというように各指標固有の特性を有している。

③ 最終判定者（上位階層者）による橋梁の状態評価の補正：検査者が客観的な検

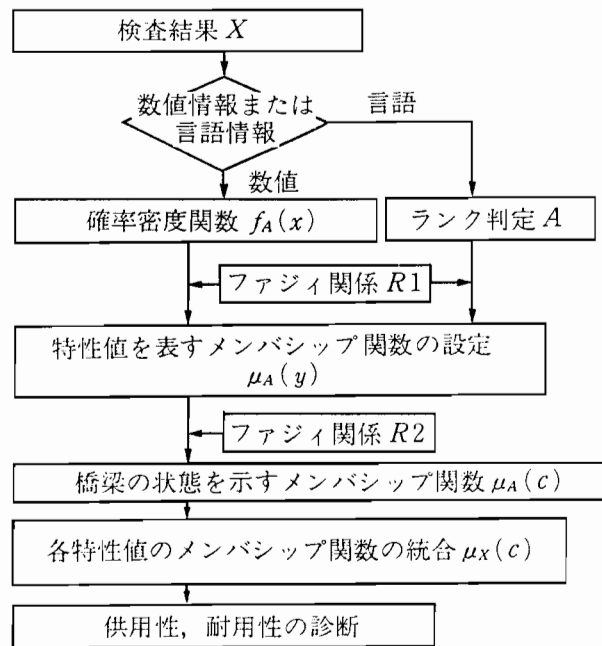


図 2.2 ファジィ理論を適用した橋梁診断の全体フロー

検査結果に基づいて橋梁の状態を評価する場合，専門知識や経験の不足から，評価には検査者の主観が含まれてくる。つまり，同一の検査結果から橋梁の状態を評価する場合においても，評価結果には個人差が生じることが予想される。そこで，橋梁の管理者や検査者の上司などの上位階層者が，検査者から橋梁の状態に関する評価結果の報告を受けて，最適な処置（補修，補強，架け替え）の決定をしようとするときに，検査者の経験の程度や性格，あるいは表現のあいまいさなどの人間的な主観的不確実性（精神的な不確実性）を考慮して，これらを修正して理解する必要があることを表すものである。

このように，橋梁診断における検査結果 $X \rightarrow$ 指標 $Y \rightarrow$ 橋梁の状態 C への変換過程は， X, Y, C を集合とみなすと，各段階で写像を実行していることになり，この写像にファジィ関係 R を導入することになる。図 2.2 に，ファジィ理論を適用した橋梁診断の流れを示す。まず，検査結果 X が数値情報の場合は確率密度関数 $f_A(x)$ として，言語情報の場合にはランク判定 A として評価し，これにファジィ関係 $R1$ を適用することにより，特性値を表す帰属度関数 $\mu_A(y)$ を設定する。さらにこの帰属度関数にファジィ関係 $R2$ を適用することにより，橋梁の状態を示す帰属度関数 $\mu_A(c)$ に変換し，最後に各特性値から評価された橋梁の状態を表す帰属度関数 $\mu_A(c)$ を統合した帰属度関数 $\mu_X(c)$ を評価することによって，橋梁の供用性，耐用性の診断を行う。

このように，ファジィ理論を用いて橋梁診断の過程に含まれるあいまいさを合

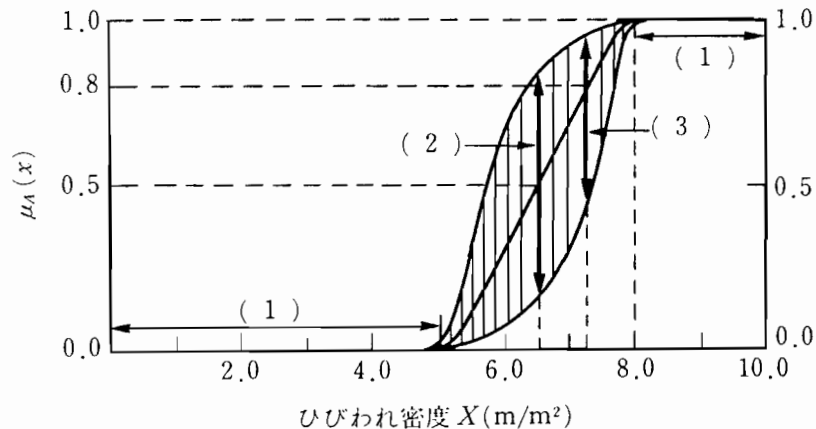


図 2.3 帰属度関数に含まれるあいまいさの概念

理的に処理するためには，帰属度関数の設定およびファジィ写像，帰属度関数の結合の過程で，帰属度関数に内在するあいまいさを適切な形でモデル化した上で，これらの処理におけるあいまいさの伝達過程を明確な形でとらえることができるようにすることが重要であると考えられる。

そこで，本研究では，ベークネス関数を用いて帰属度関数に内在するあいまいさを定量的にモデル化するとともに，Dempster & Shafer理論[4]による基本確率に基づくDempsterの結合則を用いてベークネス関数[5]を考慮した帰属度関数の結合を行う手法を検討した。

2.2.2 帰属度関数に内在するあいまいさのモデル化

ファジィ理論における帰属度関数 $\mu(x)$ は，専門技術者の主観によって任意に設定でき，一度設定された帰属度関数はそれ以後は確定量として取り扱われるため，帰属度関数の合理的な設定が問題となる。ここでは，帰属度関数の具体例として，RC床版に対する最も一般的な検査量である「ひびわれ密度」を取り上げ，それに対応して損傷が「甚大」という言語変数（ファジィ集合 A ）に対する帰属度関数を複数の専門家に対するアンケート調査により設定したものを図2.3に示す。まず，図中の(1)の領域，つまり，ひびわれ密度が 8.0m/m^2 以上あるいは 5.0m/m^2 以下の領域では，回答者全てが帰属度 1.0 ， 0.0 と答え，回答に対する確信度が高く，あいまいさが最小(0)になっている。一方，ひびわれ密度が 6.5m/m^2 （図中の領域(2)）では，回答は大きくばらつき，帰属度 0.5 ，つまり，「甚大」という集合に属するか属さないかが不明確であるという領域において，回答に対する確信度が低く，あいまいさが最大(1.0)となっている。また，図中の領域(3)は，領域(1)と領域(2)の中間的な遷移領域であるといえる。

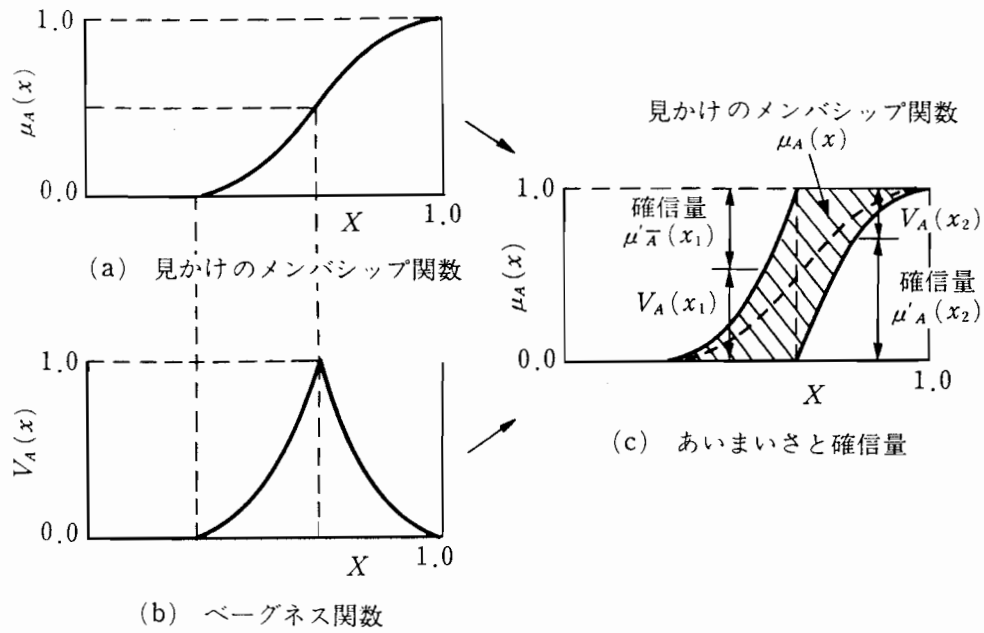


図 2.4 帰属度関数におけるあいまいさと確信量

このような帰属度関数の有するあいまいさの程度を帰属度関数 $\mu_A(x)$ に対応させて、ベグネス関数 (vagueness function, $V_A(x)$, ($0 \leq V_A(x) \leq 1$)) で表すことができる [5].

ここで、ベグネス関数は次式で定義する.

$$\begin{aligned}
 V_A(x) &= 2 \cdot \{1.0 - \mu_A(x)\} & : 1.0 \geq \mu_A(x) \geq 0.5 \\
 &= 2 \cdot \mu_A(x) & : 0.5 \geq \mu_A(x) \geq 0.0
 \end{aligned}
 \tag{2.1}$$

また、帰属度関数 $\mu_A(x)$ を、ベグネス関数 $V_A(x)$ を含む見かけの値とみなすものとすると、肯定の確信量 $\mu'_A(x)$ および否定の確信量 $\mu''_A(x)$ は次式のように定義できる.

$$\begin{aligned}
 \mu'_A(x) &= \mu_A(x) - \frac{1}{2} V_A(x) & : 1.0 \geq \mu_A(x) \geq 0.5 \\
 \mu''_A(x) &= \mu_A(x) - \frac{1}{2} V_A(x) & : 0.5 \geq \mu_A(x) \geq 0.0
 \end{aligned}
 \tag{2.2}$$

$$\mu'_A(x) + \mu''_A(x) + V_A(x) = 1.0$$

図 2.4 はこれらの関係を図示したもので、図 2.4(a) は与えられた帰属度関数 $\mu_A(x)$ (見かけの帰属度関数), 図 2.4(b) はそれに対応するベグネス関数 $V_A(x)$, また、図 2.4(c) は、 $\mu_A(x)$ と $V_A(x)$ より求めた確信量 $\mu'_A(x)$ と $\mu''_A(x)$ およびあい

まいさ $V_A(x)$ を示している。ただし、斜線部分を $V_A(x)$ としている。

2.2.3 アンケート調査による帰属度関数の設定

知識の収集・整理は、専門技術者に対するアンケート調査結果を利用して行い、この回答結果におけるばらつきが診断における専門技術者の有するあいまいさであると考えた。

アンケート調査は様々な橋梁の状態を提示した上で、それに対する回答を下記に定義した0～100点の評価点を参考に、回答者自身の考えに合う評価点を記入してもらう形式をとっている。

100：なんら憂慮もなく100%健全と評価できる状態(safe)

75：ほぼ健全と評価できる状態(slightly safe)

50：良くも悪くもない状態(moderate)

25：ほぼ危険と評価できる状態(slightly danger)

0：100%危険と評価できる状態(danger)

以上より、アンケート調査結果が定量的に与えられることになり、帰属度関数を Π 関数 [6] を用いて次式で定義する。

$$\begin{aligned} \Pi(u; a, b, c) &= S(u; c-a, c-a/2, c) && : u \leq c \\ &= 1 - S(u; c, c+b/2, c+b) && : u > c \end{aligned} \quad (2.3)$$

ここで、

$$\begin{aligned} S(u; x, y, z) &= 0 && : u \leq x \\ &= 2 \left(\frac{u-x}{z-x} \right)^2 && : x < u \leq y \\ &= 1 - 2 \left(\frac{u-z}{z-x} \right)^2 && : y < u \leq z \\ &= 1 && : z < u \end{aligned} \quad (2.4)$$

Π 関数の概念図を図2.5に示す。ここで、帰属度関数は、パラメータ a, b, c により任意に決定され、各パラメータはそれぞれ次の性質を表す。

c ：帰属度関数のピークの位置

a ： c より左側 ($u \leq c$) のあいまいさのばらつきの程度

b ： c より右側 ($u > c$) のあいまいさのばらつきの程度

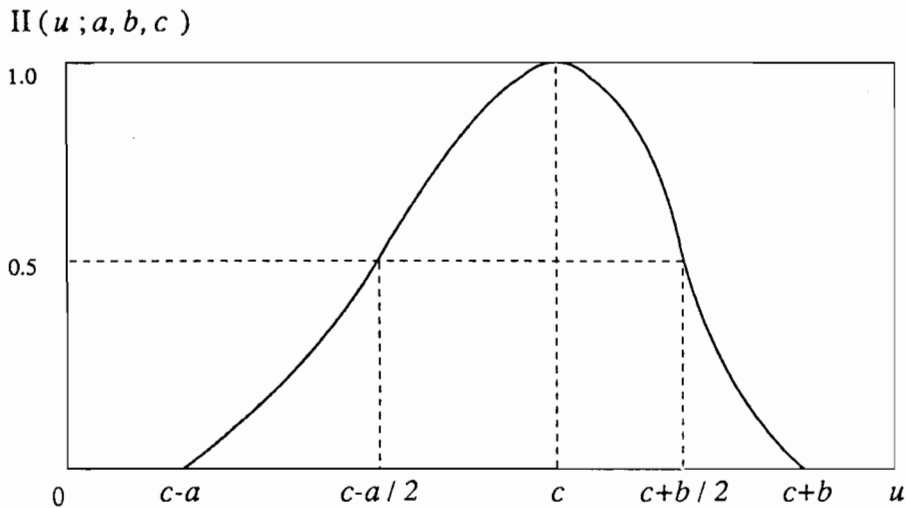


図 2.5 Π関数の概念図

したがって、アンケート調査結果からこれらのパラメータを求めることによって、専門技術者の知識を帰属度関数に変換することが可能となる。そこで、各パラメータを、それぞれの性質を考慮し、例えば以下に示す定義に従って求める。

- c : 全評価点の平均値
- a : c と評価点の最小値との差の2倍
- b : c と評価点の最大値との差の2倍

ここで、パラメータa, bを上記のように定義したのは、評価点の最小値および最大値がその評価全体の集合に属する程度（帰属度）を0.5（その評価に属するか属さないかはわからない）と仮定したためである。

2.2.4 ベーグネス関数を考慮した帰属度関数の結合[5]

以上、検査結果の帰属度関数 $\mu_A(x)$ をあいまいさ（ベーグネス）と確信量の2つから成っているものとして表現した。このような主観的な不確定性を持つ情報を結合する方法として、Dempster & Shefer理論における基本確率の結合方法であるDempsterの結合則を適用した。Dempsterの結合則は一般に、基本確率 $m(A_i)$ に関して次式で定義される。

$$m_p(A_k) = \frac{\sum_{A_1 i \cap A_2 j} m_{p1}(A_{1i}) \cdot m_{p2}(A_{2j})}{1 - \sum_{A_1 i \cap A_2 j = \emptyset} m_{p1}(A_{1i}) \cdot m_{p2}(A_{2j})} \quad (2.5)$$

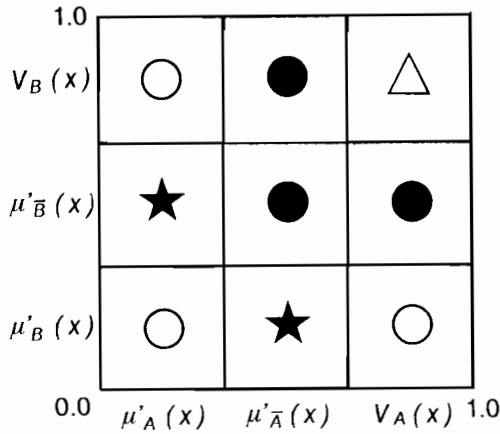


図 2.6 帰属度関数の結合概念
(2つの関数の結合)

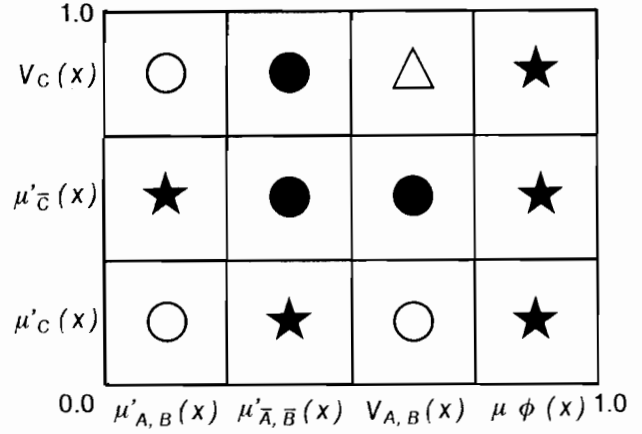


図 2.7 帰属度関数の結合概念
(3つの関数の結合)

ここで、式(2.5)の分子は、 A_{1i} と A_{2j} の積集合 A_k に基本確率の積を割り当てることを意味し、積集合が空集合 \emptyset となる場合を考慮し、全体を分母で正規化している。しかし、ここでは、空集合となる部分を矛盾量と考えて、正規化を行わないものとした。すなわち、図2.6に示す結合概念をもとに結合後の肯定の確信量 $\mu'_{A,B}(x)$ (図中の○印)、否定の確信量 $\mu'_{\bar{A},\bar{B}}(x)$ (●印)、あいまい量 $V_{A,B}(x)$ (△印)および矛盾量 $\mu_\phi(x)$ (★印)は、それぞれ、次式で与えられるものとした。

$$\mu'_{A,B}(x) = \mu'_A(x) \cdot \mu'_B(x) + \mu'_A(x) \cdot V_B(x) + \mu'_B(x) \cdot V_A(x) \quad (2.6)$$

$$\mu'_{\bar{A},\bar{B}}(x) = \mu'_{\bar{A}}(x) \cdot \mu'_{\bar{B}}(x) + \mu'_{\bar{A}}(x) \cdot V_B(x) + \mu'_{\bar{B}}(x) \cdot V_A(x) \quad (2.7)$$

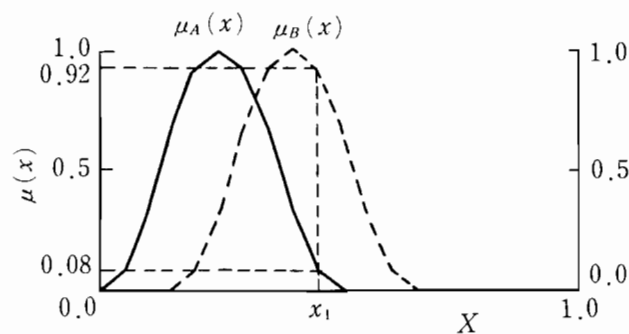
$$V_{A,B}(x) = V_A(x) \cdot V_B(x) \quad (2.8)$$

$$\mu_\phi(x) = \mu'_{\bar{A}}(x) \cdot \mu'_B(x) + \mu'_A(x) \cdot \mu'_{\bar{B}}(x) \quad (2.9)$$

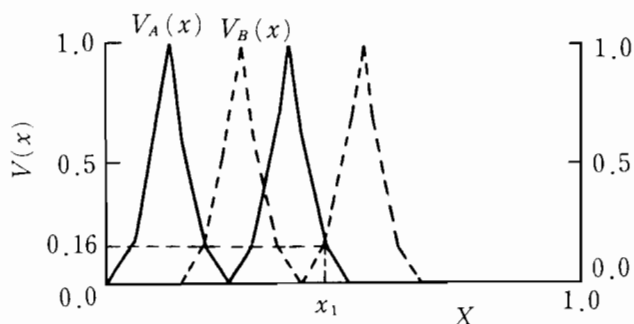
したがって、結合後の見かけの帰属度関数は次式で表される。

$$\begin{aligned} \mu_{A,B}(x) &= \mu'_{A,B}(x) + \frac{1}{2}(V_{A,B}(x) + \mu_\phi(x)) \\ \mu_{\bar{A},\bar{B}}(x) &= \mu'_{\bar{A},\bar{B}}(x) + \frac{1}{2}(V_{A,B}(x) + \mu_\phi(x)) \end{aligned} \quad (2.10)$$

また、結合する帰属度関数が3個以上の場合には、結合順序による相違を排除するため、図2.7に示すように、はじめの2つを結合した段階で生じる矛盾量をその段階ではベグネスに繰り込まず、全ての結合が終了してからベグネスに繰り入れることにする。



(a) メンバシップ関数



(b) ベーグネス関数

図 2.8 帰属度関数とベーグネス関数

以上のような帰属度関数の結合がどのような特徴を有するかを示すため、演算を行った。例えば、コンクリート構造物の劣化速度の予測を固有振動数比 (A) とひびわれ密度 (B) の2つの検査結果の総合によって評価しようとする場合、それぞれに基づいて見積られる劣化速度の程度が、「やや軽微」、「ほぼ中程度」であったとする。図2.8はこれに対応させて設定した帰属度関数とそれに対するベーグネス関数を示したものである。ここで、これらの帰属度関数の結合は、比較のため、①和集合、②積集合、③A+B演算および④Dempster結合の4種類の方法で行った。図2.9は結合後の帰属度関数 $\mu_{A \times B}(x)$ を示したものである。ここで、結合後の帰属度関数の値を、例えば、 $x=x_1$ で比較してみると、①和集合、②積集合、③A+B演算および④Dempster結合則による結果は、それぞれ、 $\mu_{A \cup B}(x) = 0.92$ 、 $\mu_{A \cap B}(x) = 0.08$ 、 $\mu_{A+B}(x_1) = 0.926$ および $\mu_{A \cdot B}(x) = 0.5$ と各手法でかなり異なっている。ここで、帰属度関数の有するあいまいさ(ベーグネス関数)を考慮してこれらの結合結果を検討してみると、図2.9(a)において、 $x=x_1$ では、 $\mu_A(x) = 0.08$ 、 $\mu_B(x) = 0.92$ となり、このときのベーグネス関数の値は両方とも等しく、 $V_A(x_1) = V_B(x_1) = 0.16$ となっている。ゆえに、 $x=x_1$ では $\mu_A(x)$ と $\mu_B(x)$ とは全く反対の値をとることになっているにもかかわらず、結合則①、②、③を用いた結合結果は、一方の値のみに支配されていることがわかる。これに対し、結合則④で

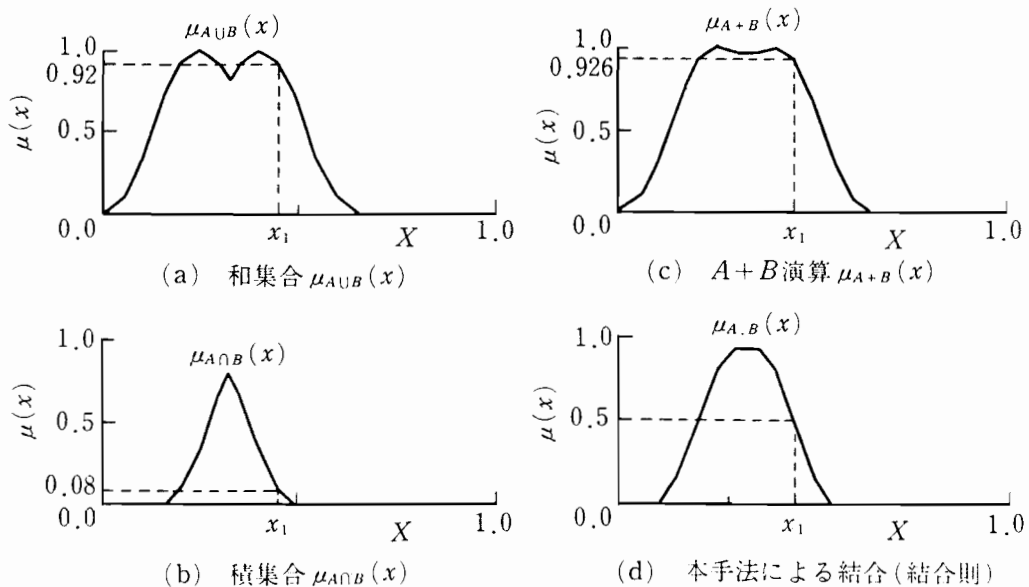


図 2.9 各手法による結合後の帰属度関数

は、2つの帰属度関数の値が対立しているということが考慮され、 $\mu_{A, B}(x_1)=0.5$ 、 $V_{A, B}(x_1)=1.0$ となっていることにより、合理性を有する結合則といえるものと考えられる。Dempsterの結合則による結合手順を図2.10に示す。

2.2.4 あいまいさを考慮したファジィ写像[7],[8]

(1) 指標の影響度

この不確実性は、特性値による健全度指標 Y を橋梁の状態 C に結びつける関数 (関数 $f: Y \rightarrow C$) を表す。つまり、指標の種類によって橋梁の状態評価に与える影響が異なることを考慮するためのものである。この影響度は、図2.11に示すように、3種類に分けて定義する。

- 1: Low influence
- 2: Medium influence
- 3: High influence

(2) 指標の信頼度 h

指標の信頼度 h については、ベグネス関数と関連させて規定する。信頼度 h を値域 $[0, 1]$ で定義し、 $h=0, 1$ は、それぞれ評価に及ぼす確信の程度が最大、最小となることを示すものとする。ここで、 $1-h$ を完全な確信に不足する量と考え、あいまいさとしてベグネス関数内に含めるものとする、確信量を含むベグ

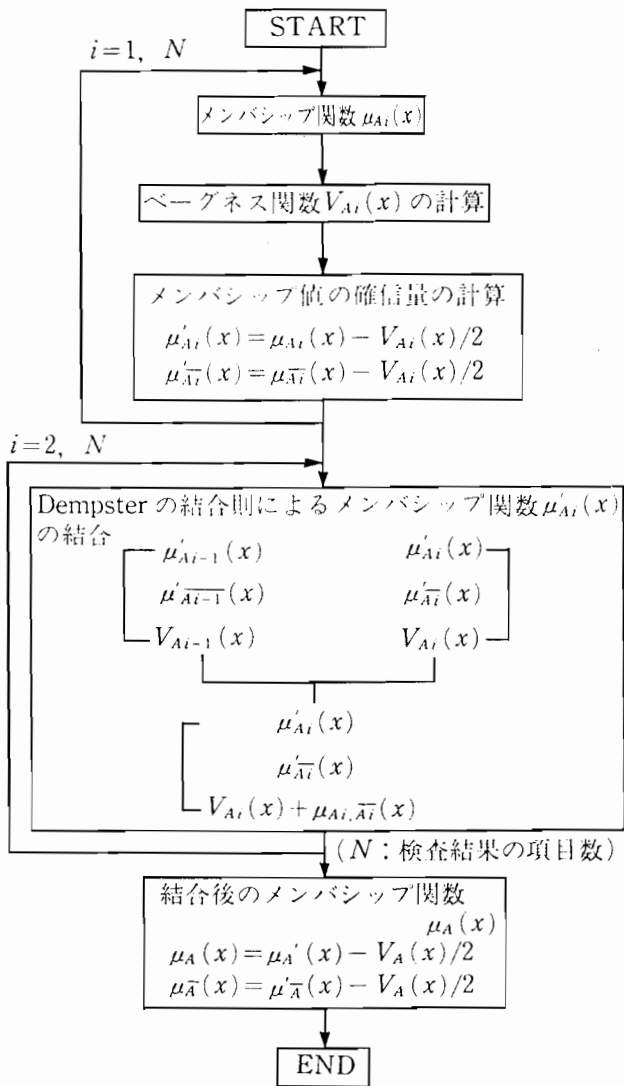


図 2.10 帰属度関数の結合フロー

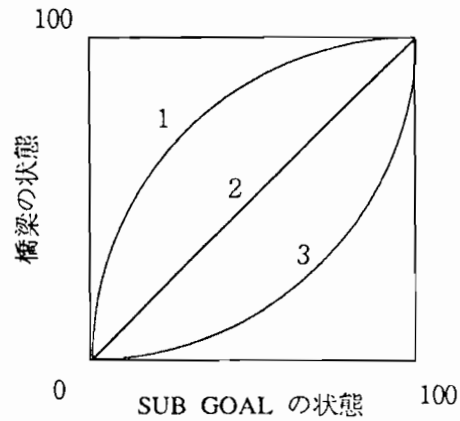


図 2.11 影響度

ネス関数および帰属度関数の定義域は次のように修正される。

$$1-h \leq V_A(x) \leq 1 \tag{2.11}$$

$$\frac{1}{2}(1-h) \leq \mu_A(x) \leq \frac{1}{2}(1+h)$$

また、これに対する帰属度関数 $\mu_A(x)$ は次式となる。

$$\mu_{A, h}(x) = h \cdot \mu_A(x) + \frac{1}{2}(1-h)$$

$$\mu_{\bar{A}, h}(x) = h \cdot \mu_{\bar{A}}(x) + \frac{1}{2}(1-h) \tag{2.12}$$

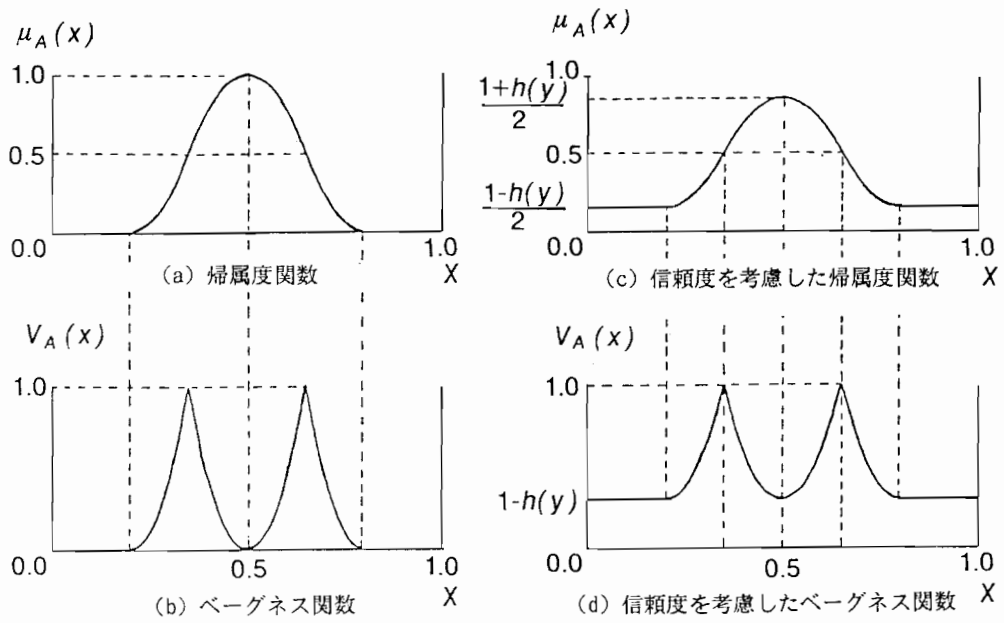


図 2.12 信頼度による帰属度関数およびベグネス関数の変化

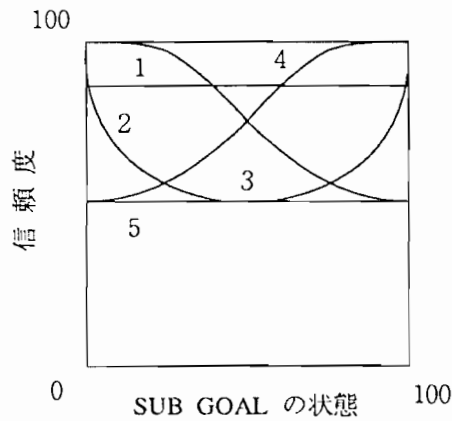
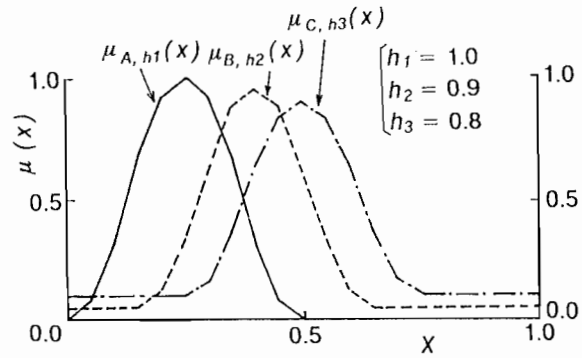


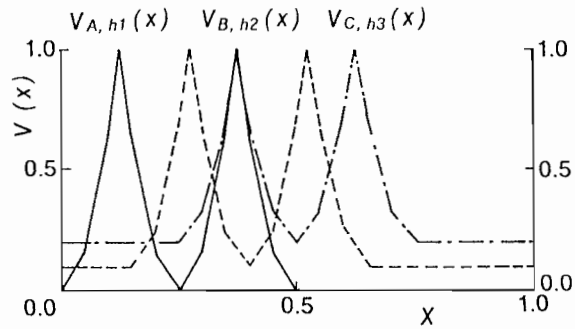
図 2.13 信頼度

図2.12は、信頼度 h によって $\mu_A(x)$ および $V_A(x)$ がどのように変化するかを示したものであり、橋梁診断への適用にあたっては指標 Y の大小に応じて変化させ、例えば、図2.13のように規定することができる。図中の番号は以下の状態を示している。

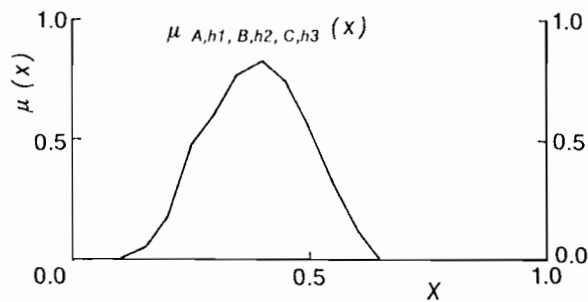
- 1: 全般に信頼度が高い
- 2: 健全度が低い側で信頼度が高い
- 3: 健全度が極端に高い場合と低い場合で信頼度が高い
- 4: 健全度が高い側で信頼度が高い
- 5: 全般に信頼度が低い



(a) 信頼度を考慮した帰属度関数



(b) 信頼度を考慮したベグネス関数



(c) 結合後の帰属度関数

図 2.14 信頼度を考慮した帰属度関数の結合

このような具体例として、信頼度 $h_1=1.0$, $h_2=0.9$, $h_3=0.8$ (一定) を与えた $\mu_A(x)$, $\mu_B(x)$, $\mu_C(x)$ の結合を行ったものを図2.14に示す。これより、結合後の帰属度関数は信頼度に応じてピーク値が減少するとともに、信頼度の大きい側にピークおよび裾野が移動する効果があることがわかる。

(3) ファジィ関係

以上の2種類の主観的不確定性を考慮してファジィ写像のためのファジィ関係 R を決定する。ファジィ関係 R は帰属度関数 $\mu_R(y, c)$ で特性づけられ、図2.15に示すように Π 関数を用いて与えられる。図中の $f(y)$ は指標の影響度によって決定される関数であり、 $g(y)$ は信頼度 h に応じて Π 関数のばらつきを特性づける関数

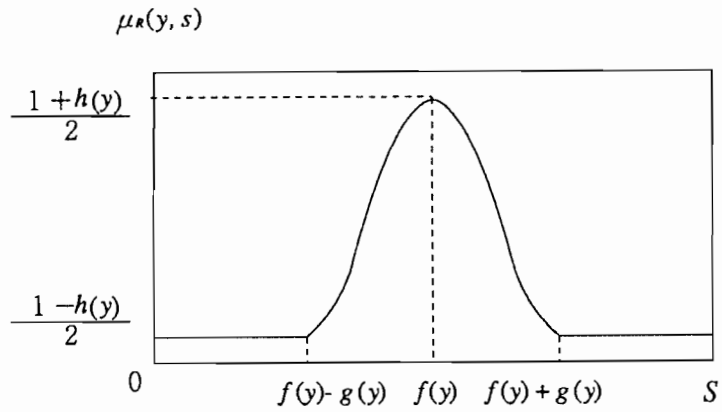


図 2.15 ファジィ関係 R を表す関数

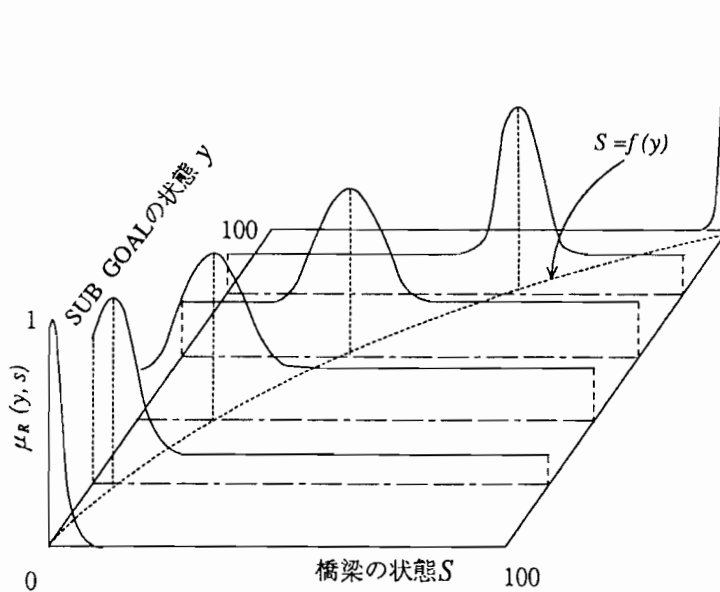


図 2.16 ファジィ関係 R

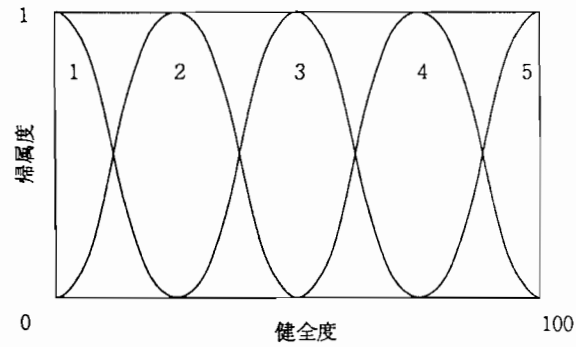
であり，次式で定義される。

$$g(y) = 100(1-h(y))/3 \quad (2.13)$$

ただし， $g(y) < 5$ の場合， $g(y) = 5$ 。

一例として，影響度が3（High influence）で，信頼度が4（健全度が極端に高い場合と低い場合で信頼性が高い）の場合のファジィ関係 R を図 2.16 に示す。

また，橋梁の状態を表す帰属度関数 $\mu_C(c)$ は，特性値を表す帰属度関数 $\mu_Y(y)$ およびファジィ関係 $\mu_R(y, c)$ より，次式を用いて決定される。



- | | |
|--------------------|------------------|
| 1. danger | 4. slightly safe |
| 2. slightly danger | 5. safe |
| 3. moderate | |

図 2.17 比較診断用帰属度関数

$$\mu_C(c) = \max_y \min \{ \mu_Y(y), \mu_R(y, c) \} \quad (2.14)$$

2.2.5 診断結果の評価法 [7], [8]

以上のように、あいまいさを考慮した診断を行った結果、以下の項目についての出力を行う。

(1) 平均健全度

診断対象とされる帰属度関数の重心 x_0 を次式により求め、平均健全度として出力する。

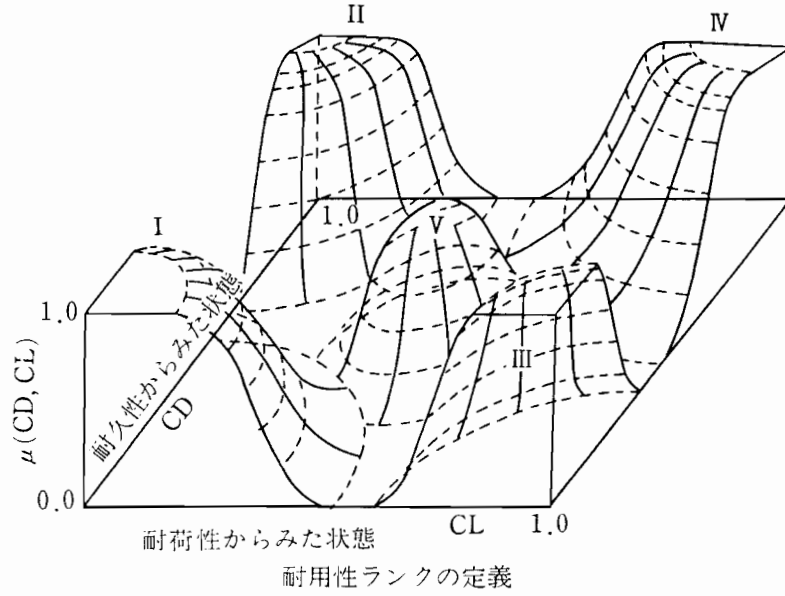
$$x_0 = \frac{\sum_x (x \cdot \mu_A(x))}{\sum_x \mu_A(x)} \quad (x=0, 5, 10, \dots, 100) \quad (2.15)$$

ここに、 x : 健全度、 $\mu_A(x)$: 健全度 x における帰属度

(2) 評価値

評価値を求めるにあたり、「safe」、「slightly safe」、「moderate」、「slightly danger」、「danger」の5種類の状態をあらかじめ帰属度関数の形式で図2.17に示すように定義する。そして、評価値は、診断対象とされる帰属度関数と図2.17のようあらかじめ設定された帰属度関数との合致度を求めることにより、それぞれの状態に属する度合いとして出力される。

また、耐用性の評価に関しては、上述の評価値の出力とともに、耐荷性および



耐用性ランクの定義

ランク	分類		対策
	耐荷性	耐久性	
I	良	良	問題なし
II	良	悪	補修要
III	悪	良	補強要
IV	悪	悪	詳細調査要(含架替)
V	中程度	中程度	追跡調査要

図 2.18 耐用性に関する比較診断用帰属度関数

耐久性両者からみた橋梁の状態に対する評価値の出力も行う。すなわち、耐荷性および耐久性両者からみた橋梁の状態をあらかじめ図2.18に示すような5つのパターンに設定しておき、これと診断対象橋梁の帰属度関数との合致度を求めることにより、それぞれの状態に属する度合いとして出力される。

(3) 評価に対するあいまい度

帰属度関数の有するあいまいさは、ベグネス関数により表現することができる。そこで、診断対象とされる帰属度関数に式(2.1)、式(2.2)を適用して求めたベグネス関数 $V_A(x)$ を基に、評価全体に対するあいまい度 $F_V (0 \leq F_V \leq 1)$ を次式のように定義する。

$$F_V = \frac{\sum_x V_A(x)}{21} \quad (x=0, 5, 10, \dots, 100) \quad (2.16)$$

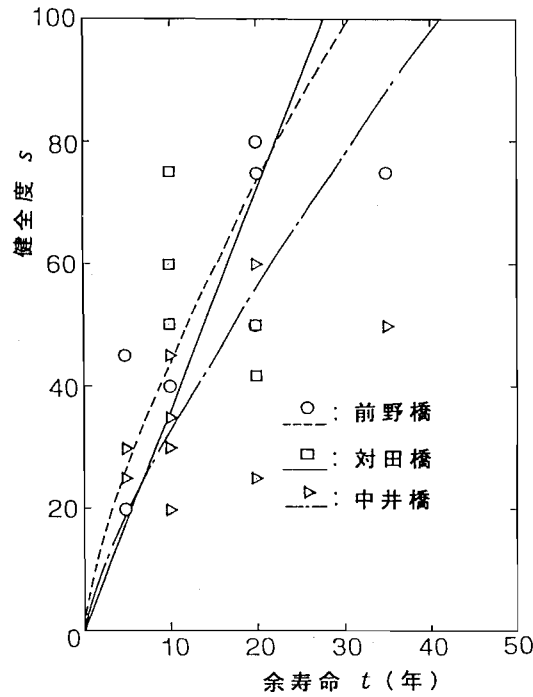


図 2.19 アンケート調査による余寿命と健全度との関係

2.2.6 アンケート調査に基づく余寿命診断法

技術者が評価する橋梁の健全度と余寿命の間には何らかの相関関係があると考えられる。数橋の実橋において、この関係をアンケート調査により調べた結果を図2.19に示す。これらはかなりのばらつきを有しているが、ここではこのばらつきを専門家の判断におけるあいまいさと考えて、ファジィ関係を適用することとした。まず、全データの回帰式は次式となる。

$$T = a \cdot s^b \quad (2.17)$$

ここで、 T : 余寿命, s : 健全度, a : 定数 (3.03×10^{-1}), b : 定数 (0.98)

この関係を利用して、橋梁の健全度 s の評価結果から専門技術者が推定する余寿命 T の平均的な値と対応させることが可能となる。

次に、あいまいさを表現するために、式(2.17)で表される曲線を対数正規分布型の確率密度関数によって次式のようにファジィ関係を求める。

$$\mu_R(s, T) = \frac{T_m}{T} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln T - \lambda_s}{\phi} \right)^2 \right] \quad (2.18)$$

ここで、 $\lambda_s = \ln T_m = \ln [(3.03 \times 10^{-1}) s^{0.98}]$, $\phi = \sqrt{\text{Var}(\ln T)}$

このようにして求めたファジィ関係を模式的に表すと、図2.20のようになる。このファジィ関係を用いると、健全度の帰属度関数 $\mu_s(s)$ から余寿命の帰属度

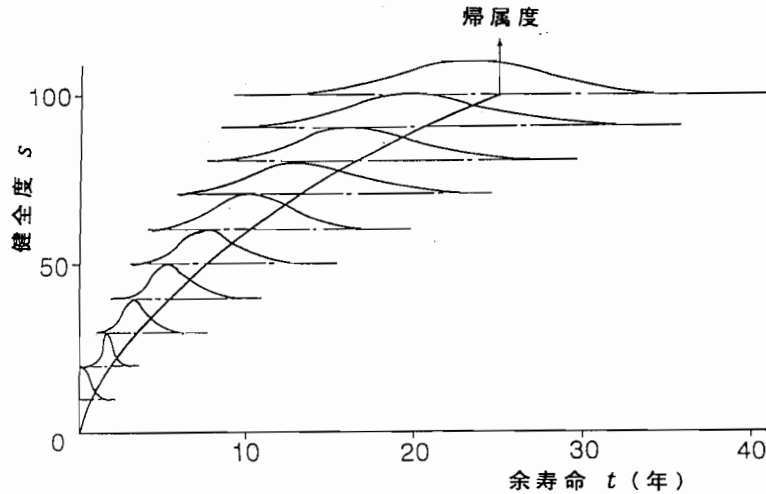


図 2.20 余寿命と健全度とのファジィ関係

関数 $\mu_T(T)$ が、次式により推定することができる。

$$\mu_T(T) = \max_s \min \{ \mu_S(s), \mu_R(s, T) \} \quad (2.19)$$

また、結果の出力については、このようにして求めた余寿命の帰属度関数において、余寿命が「～10年」、「10年～20年」、「20年～30年」、「30年～40年」、「40年～」の各ランクに属する程度を、その帰属度全体の総和に対する各ランク内に含まれる帰属度の総和の割合として求めて出力する。また、余寿命の帰属度関数の重心を求め、平均余寿命として出力するものとする。

2. 3 耐用性診断エキスパートシステムの構築

2.3.1 診断プロセスの構築 [9]

橋梁診断システムを構築する場合、専門技術者が橋梁の診断を行う際の推論過程を明らかにする必要がある。一般に橋梁に発生する損傷は、多くの要因の複合によって生じており、また、それぞれの損傷同志が複雑な相関を有している。そこで、各要因間の関連性に対する専門技術者の考え方を整理し、階層構造モデルを構築することが橋梁診断のプロセスを決定する上で重要となる。

階層構造モデルの構築は、診断プロセスに含まれるあいまいさを考慮したFSM (Fuzzy Structural Modeling)法を用いて行った[9],[10],[11]。

階層構造モデルの作成概念を図2.21に示す。まず、階層構造モデルの頂点となる損傷名および損傷に関連する要因を文献等により選定する。次に、頂点間を連

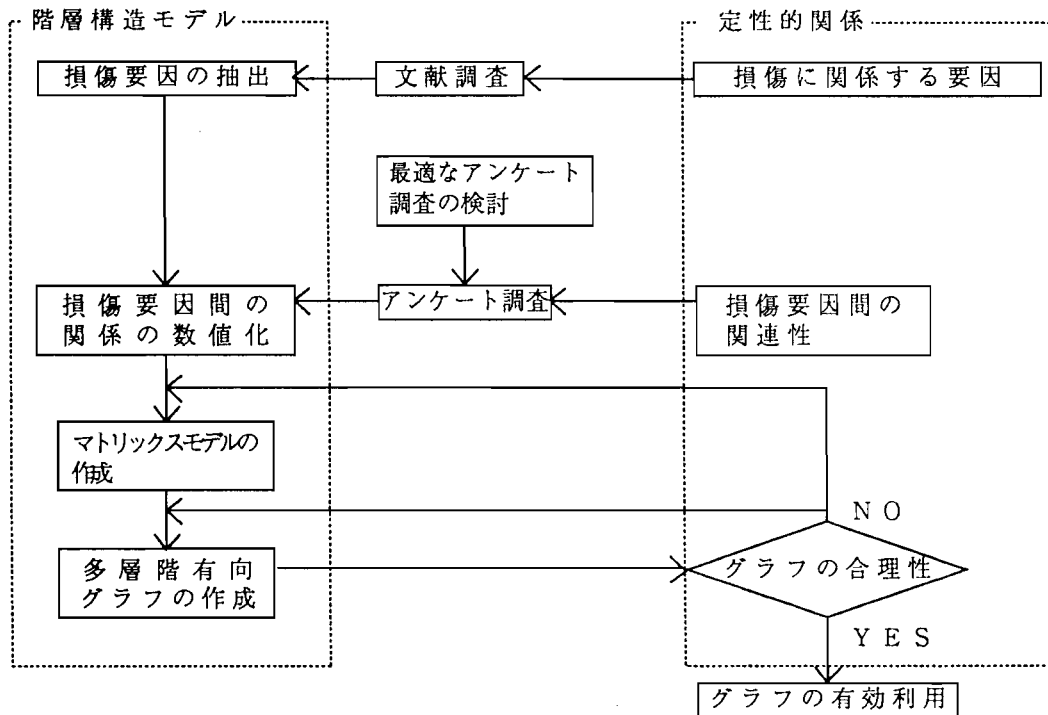


図 2.21 階層構造モデルの作成概念図

結する線で表される要因間の関係を設定する。これらは、要因相互の2項比較によって決定するわけであるが、FSM法では、ここに「あいまい2項関係」を導入している。任意の損傷要因を S_i, S_j とすると、2項間の関係の強さは、 $f_r(S_i, S_j)$ で表せる。ここで、 $f_r(S_i, S_j)$ はアンケート調査結果を参考にして、値域 $[0, 1]$ で与えることとする。すなわち、 $f_r(S_i, S_j)$ は、各質問項目が示す状態を、ここでは回答の平均値と標準偏差より簡易に近似できる指数関数で表現し、それがファジィ理論の帰属度関数と同様の意味を持つものとして考えた上で、前もって準備した回答選択肢に対する帰属度をDempster & Shefer理論の上界確率と対応させて考え、焦点要素となる基本確率の1次モーメントをとることにより求める。

$f_r(S_i, S_j)$ を全ての損傷要因に対して決定することにより、ファジィマトリックスが作成できる。また、FSM法では、逆に2項間に関係がないというファジィ集合 \bar{r} への帰属の程度 f_r^- を次のように定義する。

$$f_r^- = \frac{(1-f_r)}{(1+\lambda \cdot f_r)} \quad (2.20)$$

ここで、 λ をあいまい構造パラメータ ($-1 < \lambda < \infty$) と呼ぶ。また、関係の有無の境界値として P ($0 < P \leq 1$)を設定する。すなわち、 $f_r(S_i, S_j) \geq P$ の時、頂点 S_i から S_j に至る連結線を引くことになる。これらのあいまい構造パラメータ λ および境界

値 P を適宜変えることにより、同一のファジィマトリックスより、数種の階層構造モデルが作成できる。そして、パス（連結線）の簡潔性、パスの存在箇所と文献との整合性を検討することにより最適な階層構造モデルを選定できる。以上の手順に従って構築したコンクリート橋耐用性診断プロセスを図2.22、図2.23に示す。

2.3.2 ファジィ理論を利用した推論機構[7],[8]

本システムにおける推論の流れを図2.24に示す。まず、システムが回答を求める診断対象橋梁諸元、環境条件、交通量等の質問に対して、ユーザーが順次回答を入力することにより、推論プロセス（階層構造モデル）の最下層に位置する条件部が決定される。システムは、これを基にして、知識ベースから帰属度関数に関するパラメータ a, b, c を検索する。ここで、検索されたデータのメッセージ番号が「 q 」であれば新たな質問を行い、番号であればこれに対応したメッセージをデータベースより検索し、出力する。そして、検索されたパラメータ a, b, c より各goalから見たsub goalの状態（健全度）を表す帰属度関数を決定する。なお、システム内で帰属度関数を連続関数として表現することは困難であるため、その横軸（0～100点）を5点単位で21個の要素に分割し、それぞれの要素における帰属度を求めることにより帰属度関数を離散的に表現することとした。ここまですべてのgoalに所見を満たす帰属度関数が割り当てられると後向き推論に移行する。

後向き推論では、sub goalの推論に必要なgoalが検索され、これらの帰属度関数を結合することにより、sub goalの状態（健全度）を表す帰属度関数が決定され、これを基にして平均健全度、「safe」、「slightly safe」、「moderate」、「slightly danger」、「danger」の5種類の状態に対する評価値および評価に対するあいまい度を求め出力する。さらに上位のsub goalである「耐荷性」および「耐久性」の評価を行うためには、sub goalの状態（健全度）を表す帰属度関数を、橋梁（床版あるいは主桁）の状態（健全度）を表す帰属度関数へと写像させなければならない。そして、写像を行った後、耐荷性および耐久性それぞれの下位goalの帰属度関数を結合することにより、耐荷性および耐久性から見た橋梁の状態（健全度）を表す帰属度関数が決定され、それぞれの評価結果を出力する。

最後にfinal goalとして設定されている耐用性を、その下位goalである耐荷性および耐久性両者の帰属度関数より評価し、最終診断結果として出力する。

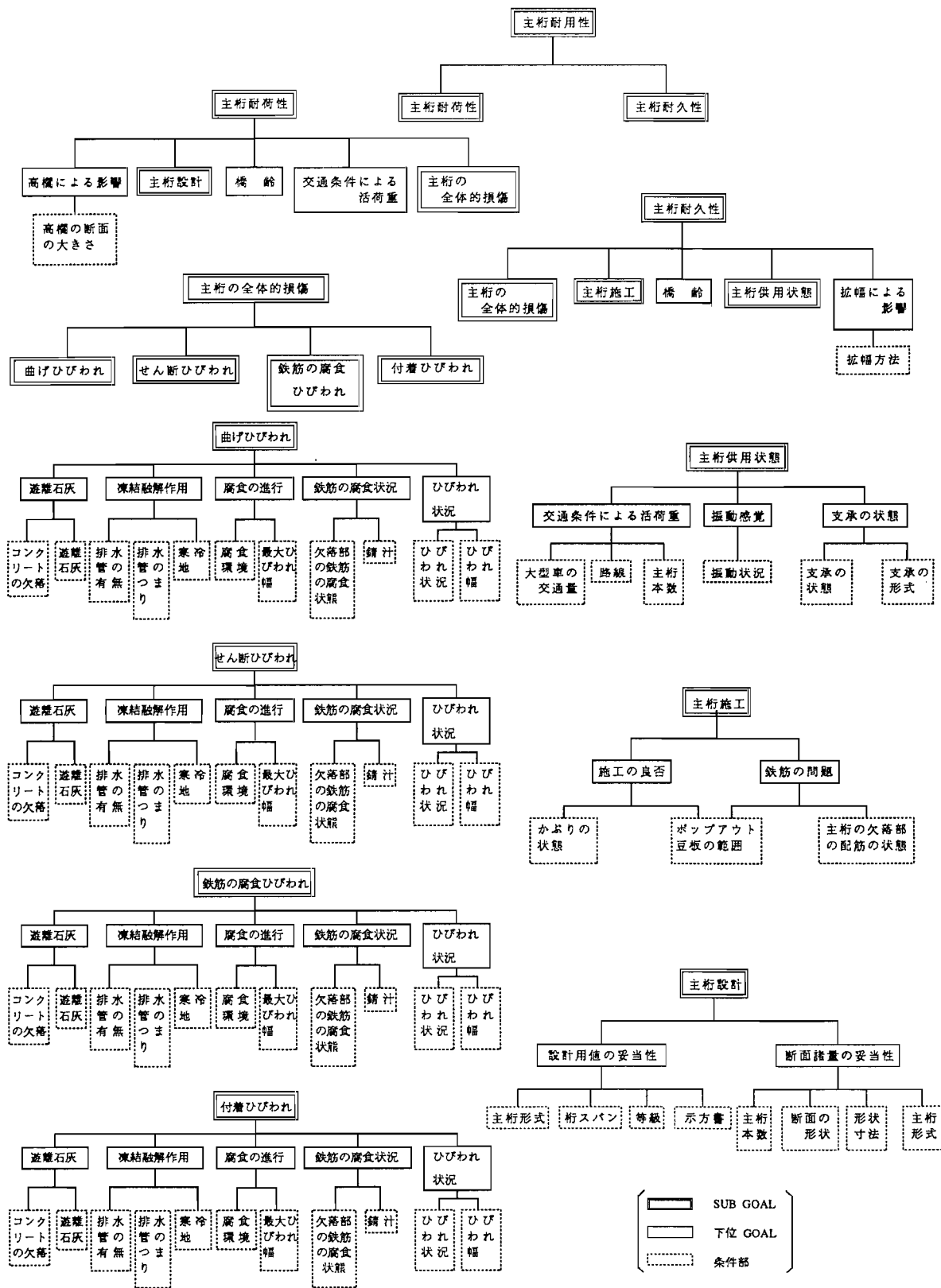


図 2.22 主桁の耐用性診断プロセス

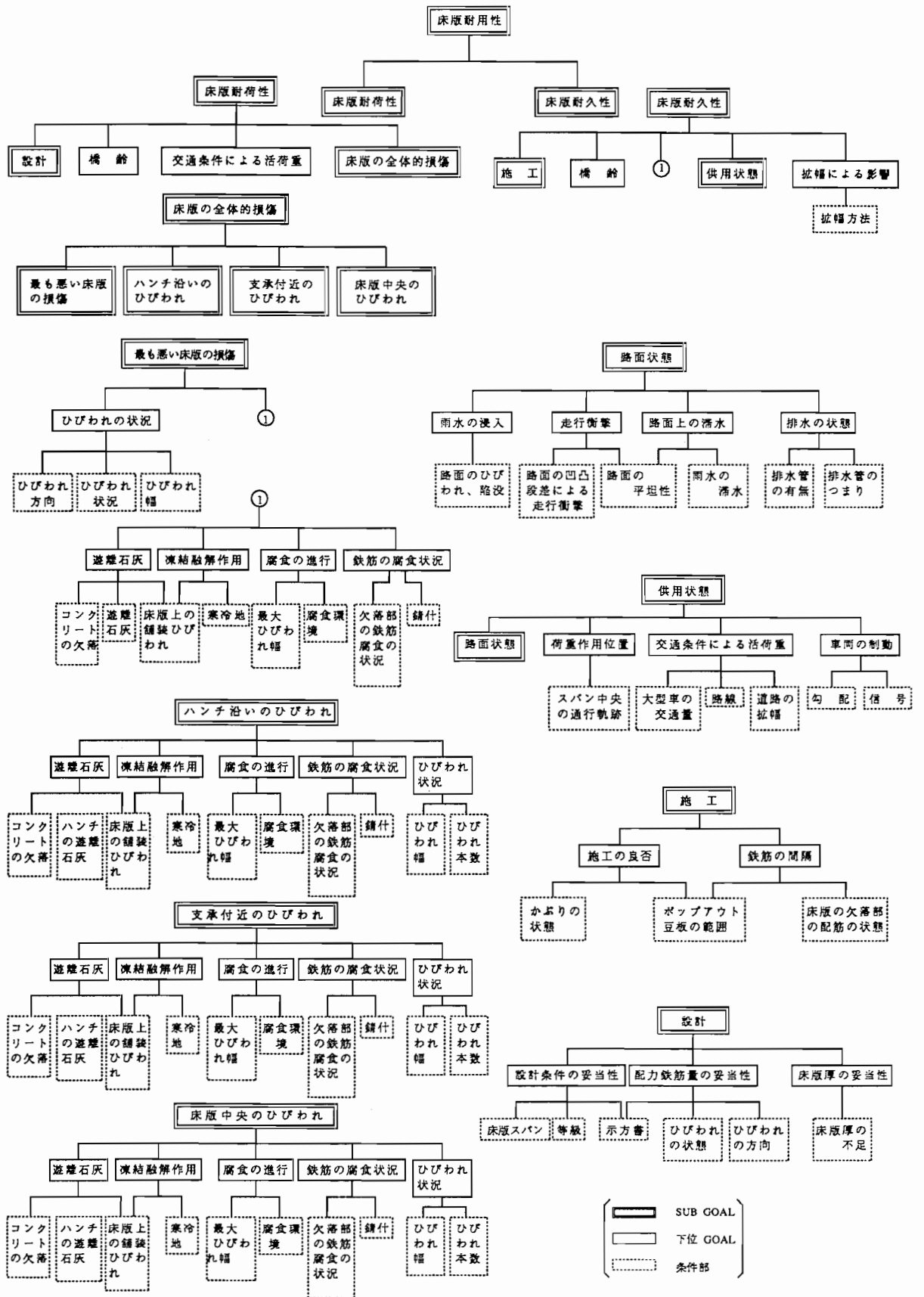


図 2.23 床版の耐用性診断プロセス

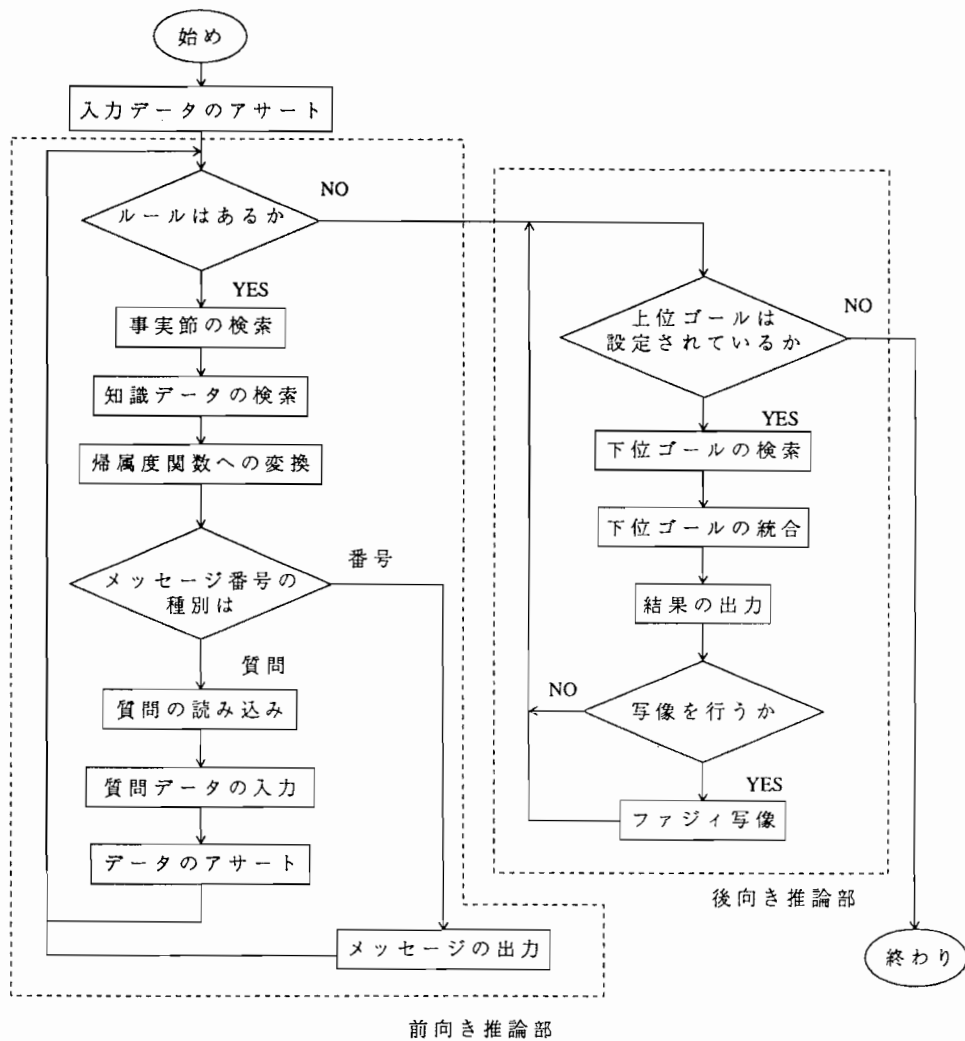


図 2.24 システムの推論のフロー

2.3.3 耐用性診断システムの構築 [7], [8]

本節では、以上で構築した診断プロセスに対してファジィ理論を適用した橋梁診断法について、人工知能の一分野であるエキスパートシステムの手法を取り入れた耐用性診断システムの構築例を示す。

まず、図2.25に、開発目標とした「橋梁診断システム」を含む「橋梁管理支援システム」の概念図を示す。ここでは、診断結果の出力のみならず、診断結果に基づいて橋梁管理者が実施すべき最良の処置が選択可能なように処置例の検索および出力を行うものである。これらの機能を有する「橋梁管理支援システム」の構成を図2.26に示す。本システムは、Prolog言語の処理系である「Prolog-KABA」および同拡張ツール「WING」を用いて構築した。

〈プロセス1〉は、入力されたデータを基に推論処理を行い、推論結果を出力

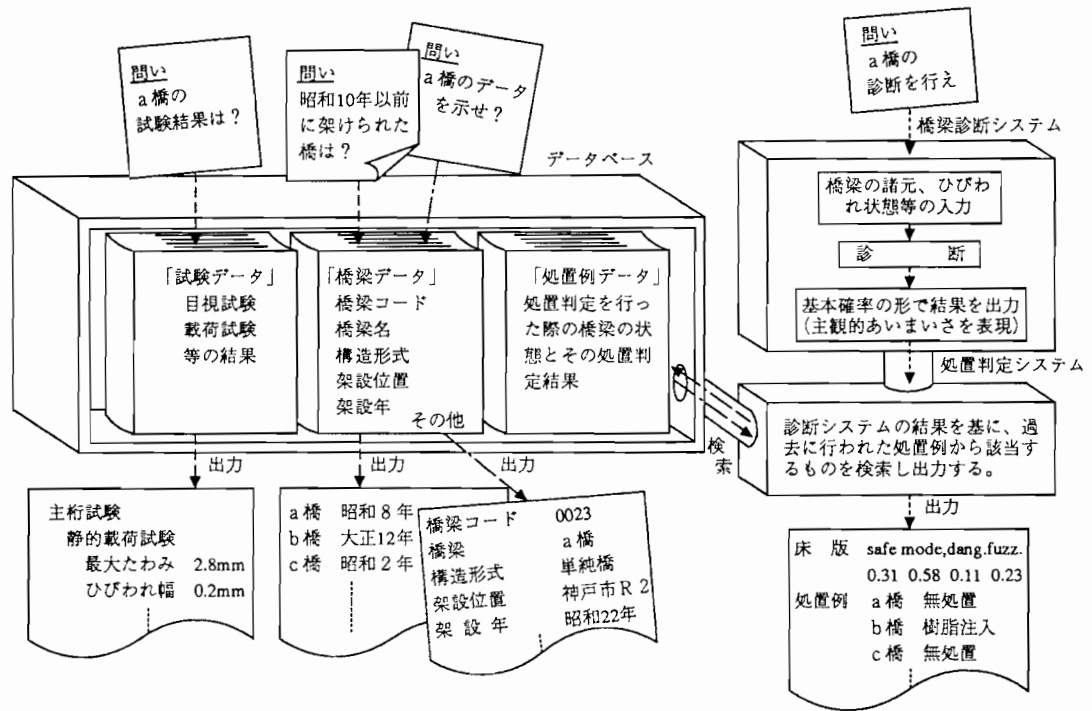


図 2.25 橋梁維持管理システムの概念図

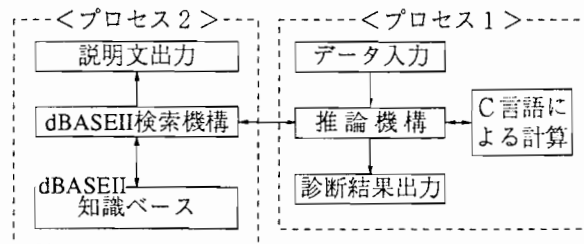


図 2.26 システムの構成

する領域である。ここで、システムの開発に用いた言語Prologは論理演算型の言語であり、複雑な演算には非常に長い時間を必要とすることから、帰属度関数の結合等の数値演算部分をC言語で記述し、この実行可能ファイルを「WING」の持つC言語リンク機能で呼び出すことにより演算の効率化を図っている。

〈プロセス2〉は、推論過程において必要とされる知識を、知識ベースより検索する領域である。Prologでは、メモリーの使用効率が悪いため、知識ベースをメモリー内に構築するとプログラムのメモリー領域が限られてくる。そこで、本システムでは、知識ベースを「dBASE II」により外部のデータファイルとして構築し、「WING」の「dBASE II」ファイル操作機能を用い稼働している。

さらに、本システムでは、橋梁の診断と補修・補強の意志決定は本来一連のものであると考え、過去10年間に蓄積された、橋梁に対する種々の診断、処置デー

表 2.1 「旧中井橋」の初期入力データ

橋梁名	中井橋	架設箇所	工場地区
橋長	107.92m		幹線道路
幅員	5m	拡幅	されていない
主桁本数	3本	勾配	小さい
主桁スパン	10.8m	信号	ある
床版スパン	1.55m	路面上ひびわれ、陥没	なし
床版厚	17.7cm	路面の平坦性	殆ど平坦
橋齢	60年	交通量	多い
形式	単純橋	大型	少ない
断面	T型	大振	小さい
断面寸法	大きい	高欄	断面小さい
支承	単純支持	横桁	スパン1、2ある
不等沈下	なし		スパン4なし
示方書級	大正15年	排水管	なし
	1等級	豆板・ポップアウト	一部で発生

タを「ファジィリレーショナルデータベース手法」の適用によりデータベース化し、上述の診断結果に加えて、適切な処置データを提示することを可能としている。

2.3.4 システムの適用例

表2.1に、本システムへの初期入力データの一例として「旧中井橋」のものを示す。これらのデータを入力した後、システムは床版および主桁に対する診断を行うために必要となる情報を得るため、次々と新たな質問を行い、利用者との会話形式で診断が進められていく。

表2.2は「旧中井橋」の主桁の診断を行ったときの会話例を示したものである。まず、システムは主桁にどのようなひびわれが発生しているかについて質問を行う。ここでは、「曲げひびわれ」、「せん断ひびわれ」、「腐食ひびわれ」が発生していると回答した。次に最も悪い主桁について、順次、全体的なひびわれ状況、最大ひびわれ幅、その付近での遊離石灰の発生状況、コンクリートの欠落の有無、その付近での鉄筋の錆の状況について質問を行い、それぞれについて、「状況3（ひびわれは少ない）」、「0.3mm」、「僅かに発生」、「少しあり」、「かなり錆びている」と回答した。システムは、これらの回答結果から、「鉛直に伸びたひびわれは曲げモーメントが原因」、「鉄筋の錆による膨張はコンクリートの欠落の原因でもあり補修が必要である」という推論を行う。以上で「曲げひびわれ」に関する質問を終え、次に質問の対象は、先に回答している「せん断ひびわれ」、さらには「腐食ひびわれ」へと移っていく。システムはこれらの条

表 2.2 主桁の診断におけるシステムとユーザーの会話の一例

システムからの質問および推論内容	ユーザーからの回答
主桁のひびわれは？	曲げひびわれ せん断ひびわれ 腐食ひびわれ
曲げひびわれの状況は？ 最大ひびわれ幅は？ その付近で遊離石灰の発生は？ その付近でコンクリートの欠落は？ その付近で鉄筋の錆の状況は？	状況3（ひびわれは少ない） 0.3 mm 僅かに発生している 少しあり かなり錆びている
鉛直に伸びたひびわれは曲げモーメントが原因 鉄筋の錆による膨張はコンクリートの欠落の原因でもあり早急に補修が必要	
せん断ひびわれの状況は？ 最大ひびわれ幅は？ その付近で遊離石灰の発生は？ その付近でコンクリートの欠落は？ その付近で錆汁の状況は？	状況3（ひびわれは少ない） 0.45 mm 僅かに発生している なし 発生していない
斜めひびわれはせん断力が原因	
腐食ひびわれの状況は？ 最大ひびわれ幅は？ その付近で遊離石灰の発生は？ その付近でコンクリートの欠落は？ その付近で錆汁の状況は？	状況2（ひびわれは少ない） 3.0 mm かなり発生している 少しあり 発生していない
橋軸方向に水平に伸びたひびわれは腐食による主鉄筋の膨張が原因	

件部を基に、全ての goal についてパラメータ a , b , c を知識ベースから検索し、先に構築した診断プロセスに沿って、主桁の耐用性に関する各項目 (sub goal, final goal) に対しての診断結果 (平均健全度, 評価値, 評価結果の有するあいまい度) をスクリーンに出力していく。そして、final goal である耐用性の帰属度関数を基にして、健全度と余寿命のファジィ関係より余寿命を推定する。

2. 4 実橋への適用とその有効性の検証

前節で構築した橋梁診断エキスパートシステムを数橋の実橋に適用し、別途実施した橋梁管理技術者に対するアンケート調査による耐用性判定結果と比較検討を行うことにより、現状における適用性と問題点を検討した。

2. 4. 1 対象橋梁の概要

現場試験を実施した単純 RC-T 桁橋 5 橋と 3 径間連続 RC-T 桁橋 1 橋 (いずれも兵庫県管轄) の諸元を表 2.3 に示す。それらの内、代表例として、「旧中井

橋」と「旧青木橋」の概略図を図2.27、図2.28に示す。また、以下に各橋梁の目視試験による状況をまとめる。

①「旧桜橋」[12]

本橋は、昭和8年に4主桁2径間のRC単純T桁橋として架設され（試験時橋齢42年）、その後昭和43年に拡幅のため下流側に主桁を増設して5主桁で供用されてきた。目視によると、主に中桁に少数のウェブを貫通する斜めひびわれが見られ、最大ひびわれ幅は1.4mm以上であった。また、多数の主桁においてコンクリートの剥離、漏水および多くの遊離石灰が見受けられた。

②「旧前野橋」[13]

本橋は、昭和6年架設（試験時橋齢45年）の4主桁5径間RC単純T桁橋であり、ほぼ架設当時のままの状態でも供用されてきた。目視によると、コンクリート表面の汚れは軽微であり、また、ひびわれも接近しなければ見られない程度のものであった。床版に発生しているひびわれの幅はほとんどが0.1mm以下となっており、遊離石灰もほとんど見あたらない状態であった。しかし、床版中央部に部分的に1.0mm程度のひびわれが存在していた。なお、床版のひびわれはほぼ一方向ひびわれであった。一方、主桁には曲げひびわれが発生しており、局部的腐食ひびわれも見られた。曲げひびわれの幅は概ね0.2mm以下であった。

③「旧対田橋」[14]

本橋は、昭和25年架設（試験時橋齢47年）の3主桁5径間RC単純T桁橋である。本橋には架設後、両端スパンの片側にそれぞれ増桁が設けられたが、構造的には独立したものとなっている。そのため、構造系の大幅変更無しで供用されてきている。本橋の進入路にあたるスパン（スパン1）の床版には、他の中間スパン（スパン2、3）の床版に比べてひびわれが多く、しかも2方向ひびわれが主に見受けられた。この床版のひびわれはほとんどが遊離石灰を伴っており、最大ひびわれ幅は0.3mm程度であるが、一部に面積は小さいが鉄筋の露出が見られた。一方、スパン2、3の床版では2方向ひびわれが見られるものの、スパン1に比べて、ひびわれの数、遊離石灰とも少なかった。一方、主桁については、ひびわれ幅が最大0.3mm程度のものがほとんどであるが、一部に1.0mm程度のひびわれの存在が見られた。また、どのスパンにおいても、下流側主桁に鉄筋の腐食ひびわれの集中が見られた。これは、下流側主桁が常に海側からの風を受けていること、また支点付近はスパン間の継目よりの雨水が侵入することが原因と考えられる。

④「旧中井橋」（図2.27参照）[15]

本橋は、昭和3年架設（試験時橋齢60年）の3主桁10径間RC単純T桁橋である。架設後、中央部3スパンは洪水により流出し、H型钢による中間支柱で全く新しい構造形式に変更された。また、姫路側4スパンは主桁端部で横桁による補強がな

表 2.3 試験対象橋の橋梁諸元

橋梁名	旧桜橋	旧前野橋	旧対田橋
橋長	21.84 m	45.80 m	49.00 m
幅員	6.75 m	5.50 m	5.50 m
架設年度	昭和 8 年 同43年拡幅	昭和 6 年	昭和 25 年
適用示方書	大正 15 年 (2 等橋)	大正 15 年 (2 等橋)	昭和 14 年 (2 等橋)
構造形式	RC-T 単純桁 (5 主桁)	RC-T 単純桁 (4 主桁)	RC-T 単純桁 (3 主桁)
構造概要	横桁本数：1 舗装：アスファルト舗装 高欄：コンクリート、剛板	横桁本数：なし 舗装：アスファルト舗装 高欄：コンクリート	横桁本数：3 舗装：コンクリート舗装 高欄：コンクリート、鋼管

橋梁名	旧中井橋	旧大安橋	旧青木橋
橋長	107.92 m	43.90 m	2.8+10.0+2.8 m
幅員	5.00 m	7.30 m	6.85 m
架設年度	昭和 3 年	昭和 37 年	昭和 12 年
適用示方書	大正 15 年 (2 等橋)	昭和 31 年 (1 等橋)	大正 15 年
構造形式	RC-T 単純桁 (3 主桁)	RC-T 単純桁 (4 主桁)	RC連続桁 (5 主桁)
構造概要	横桁本数：なし 舗装：アスファルト舗装 高欄：カートレール	横桁本数：1 舗装：アスファルト舗装 高欄：コンクリート	横桁本数：1 舗装：アスファルト舗装 高欄：コンクリート

注) 旧青木橋は試験時は 3 主桁

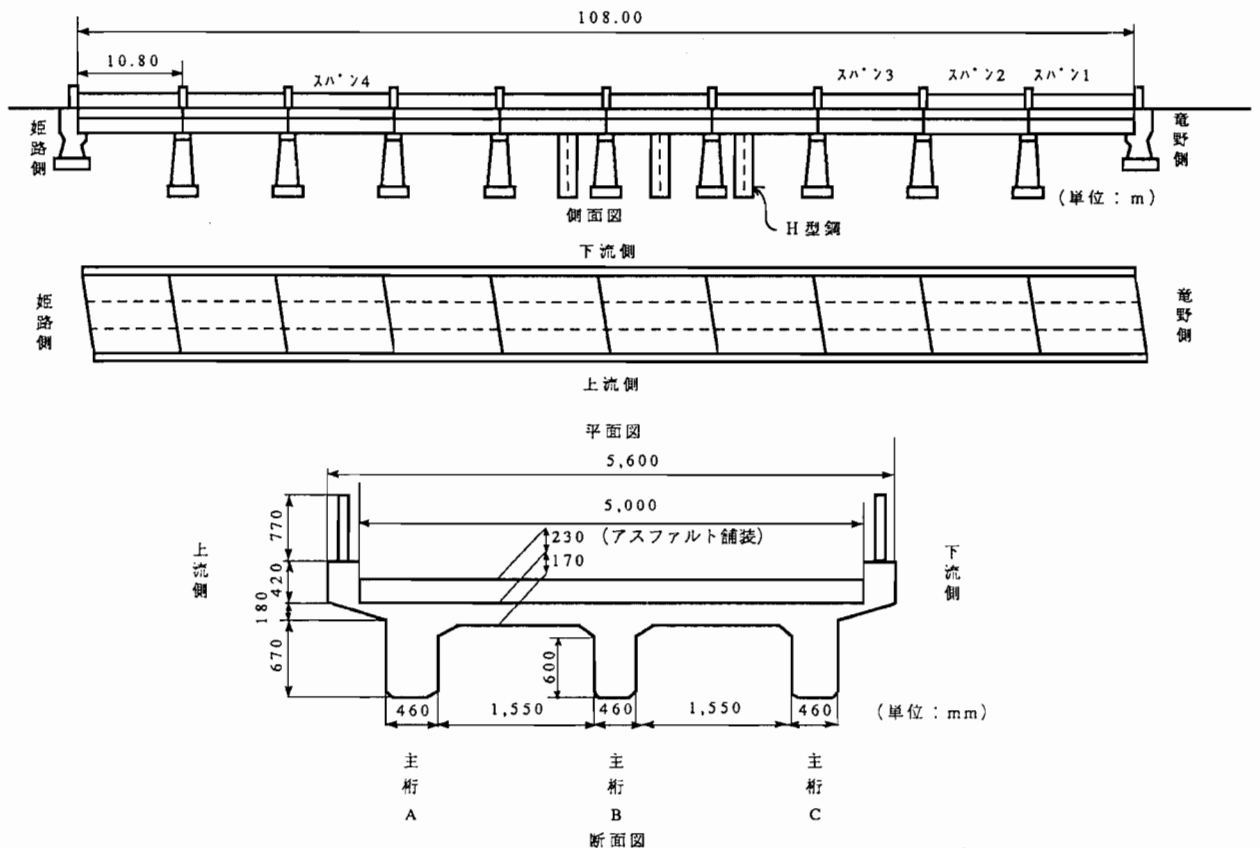


図 2.27 「旧中井橋」の概略図

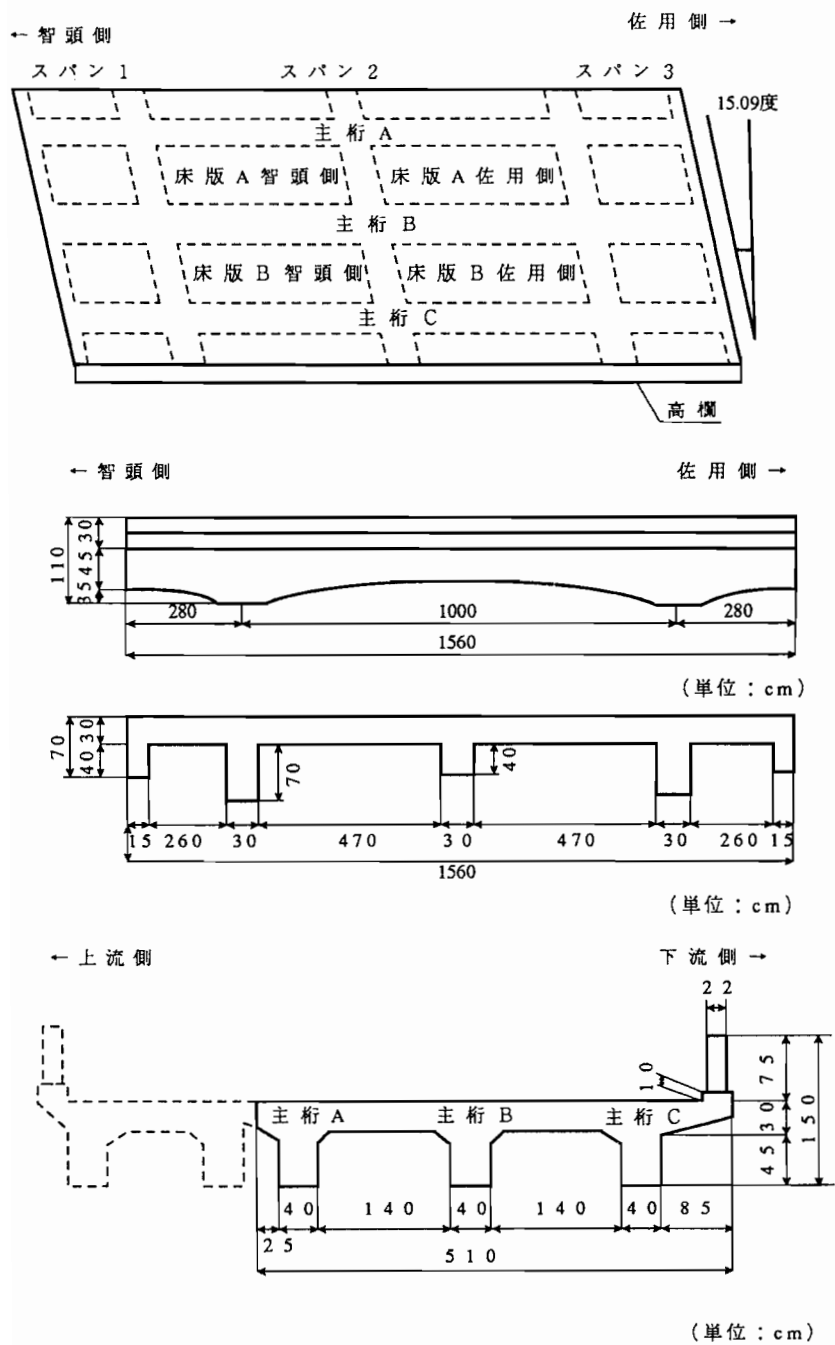


図 2.28 「旧青木橋」の概念図

された。しかし、竜野側3スパンは架設以降補強等はなされておらず、ほぼ架設当初の状態のまま供用されてきた。今回、診断対象としたのは、補強のなわれていない竜野側3スパンと横桁による補強がなされた姫路側4スパンの内の1スパンの合計4スパンであり、診断対象スパンを竜野側から順に「スパン1」, 「スパン2」, 「スパン3」, 「スパン4」とした。目視試験によると、各スパンとも端桁の損傷が他に比べて著しいことが予想され、また曲げひびわれに加えてせん断ひびわれも多くみられることから、せん断耐荷力の低下が予想され、ひびわれ幅も1.0mmを超えるものが多くあり、遊離石灰を伴った腐食ひびわれ、コンクリートの浮き、欠落等が見られた。また、全てのスパンで主桁の表面に骨材や鉄筋、針金等の露出、大量の砂目まどの施工不良箇所が多くみられた。また、スパン2およびスパン4の床版には橋軸方向ひびわれが多く発生しており、特にスパン2ではポップアウト、遊離石灰が、また、スパン4ではコンクリートの欠落が生じていたことから、配力筋の不足により床版でかなり損傷が進んでいると予想された。

⑤「旧大安橋」[16]

本橋は、昭和37年架設（試験時橋齢27年）の4主桁を有する斜角約40度の3径間RC単純T桁橋である。目視調査によると、主桁については全体的に0.10～0.40mm程度の曲げおよびせん断ひびわれが多く、最大ひびわれ幅は0.55mm程度であった。また、床版については、施工不良によるコンクリートの剥離、鉄筋の露出等が多少見られた他、スパン1において0.3mm程度のひびわれが見られた以外は特に目立った損傷はなかった。また、ひびわれの状況から見ると、スパン1が他のスパンに比べて損傷程度が多少大きいことが予想された。

⑥「旧青木橋」（図2.28参照）[17]

本橋は、昭和12年架設（試験時橋齢43年）の3径間RC連続T桁橋である。昭和44年度の拡幅に伴い上流側に2主桁が増設され、現在に至っている。主桁については、曲げおよびせん断ひびわれが多く見られ、特に上流側の主桁には打ち継ぎ目からの漏水によるコンクリートの劣化および鉄筋の腐食が見られた。また、豆板等の施工不良箇所も多く見られた。床版については、特に佐用側で施工不良による豆板、遊離石灰が多く見られ、ひびわれも多くみられた。智頭側においては、ひびわれ幅の大きいものも見られるものの、損傷程度は大きくないと予想された。

2.4.2 耐用性に関するアンケート調査[18]

橋梁管理に携わっている技術者は、これまでの経験に基づいて自分自身の中に損傷評価システムを構築し、橋梁損傷の評価、判定を行っているものと考えてこ

とができる。そこで、前節に示した実橋に対してアンケート調査を実施した。このアンケート調査では、回答者自身が対象橋梁の目視点検を行った上でアンケート調査に回答を記入する方法を採用している。これにより、橋梁管理者の目視点検による耐用性評価結果を対象橋梁毎に把握することが可能となり、さらに、アンケート調査結果を橋梁診断システムによる診断結果と比較することにより、橋梁診断システムの適用性、妥当性を検証することができる。

以下、現地アンケート調査結果の概要を対象橋梁別に示す。なお、アンケート調査における評価点の基準は2.2.3節で示した説明したとおりであるが、「旧桜橋」に対するアンケート調査においてのみ損傷程度を言語変数により3～5ランクで表現し、回答者の考えに合うものを選択する方式をとっている。また、各橋梁とも健全度と余寿命に関するアンケート集計結果は、帰属度関数の表現に類似させるため、最も回答者の支持が多かったカテゴリーを1.0として、他をそれに対する比率で表している。

①「旧桜橋」

健全度と余寿命に関するアンケート調査結果について図2.29に示す。回答者全体としては損傷程度「甚大」、余寿命「1～10年」にピークがある。しかし、損傷程度「中程度」にもわりあい多くの支持があり、実際には「甚大」と「中程度」の中間程度の評価といえる。

②「旧前野橋」

健全度と余寿命に関するアンケート調査結果について図2.30に示す。これより、健全度は60～80点の間にピークがあり、しかも20点以下の評価がなく、余寿命の評価は5～20年に分布している。中でも床版についてはばらつきが最も少なく明らかに健全な状態であると評価されている。

③「旧対田橋」

健全度と余寿命に関するアンケート調査結果について図2.31に示す。これより、健全度のピークは全て40～60点にあり、ばらつきも少ないが、余寿命分布は5～20年に広がっていることがわかる。

④「旧中井橋」

健全度と余寿命に関するアンケート調査結果について図2.32に示す。これより、健全度のピークは、主桁において20～40点、床版において40～60点となっており、主桁の方が損傷程度が大きいことがわかる。また、余寿命の評価では、1～20年の間に大きくばらついて分布している。

さらに、「橋梁診断システム」に対応した床版および主桁の各判定項目に対する、アンケート調査結果より求めた健全度の評価点の平均値を、各スパン別に、表2.4に示す。なお、表中の()内の数値は評価点の標準偏差を示している。これ

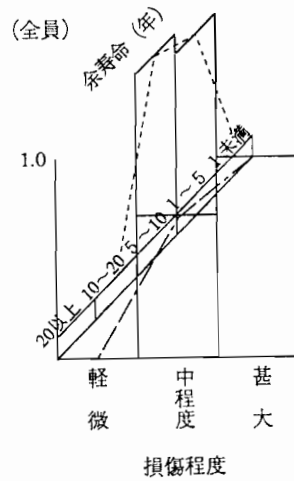


図 2.29 「旧桜橋」の健全度と余寿命に関するアンケート調査結果

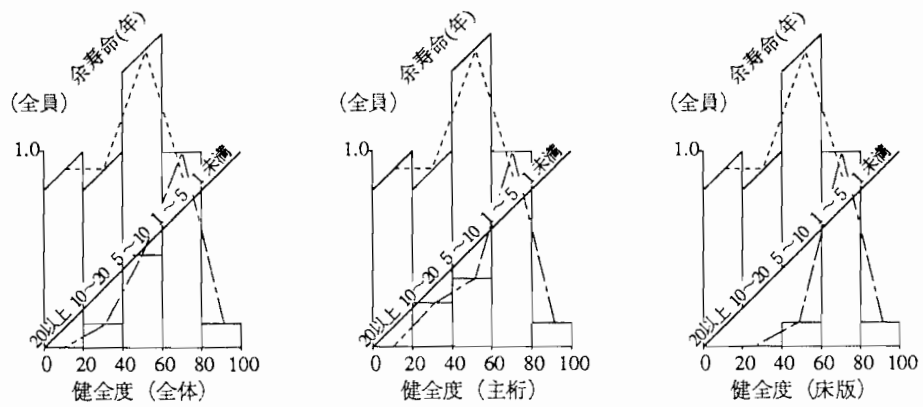


図 2.30 「旧前野橋」の健全度と余寿命に関するアンケート調査結果

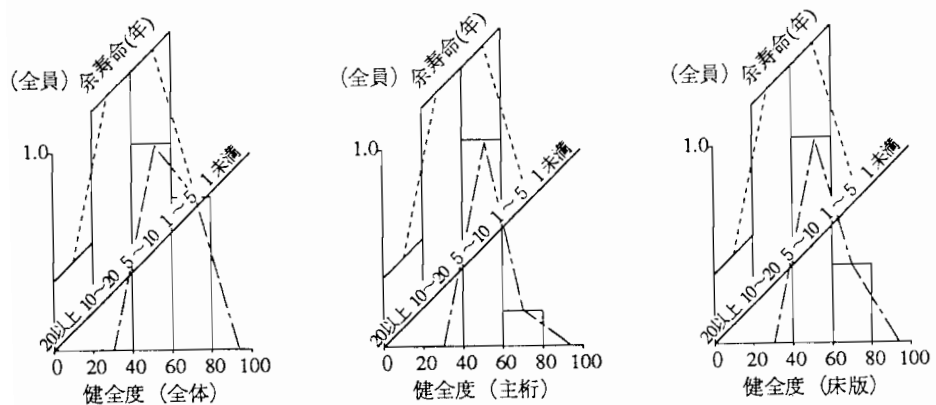


図 2.31 「旧対田橋」の健全度と余寿命に関するアンケート調査結果

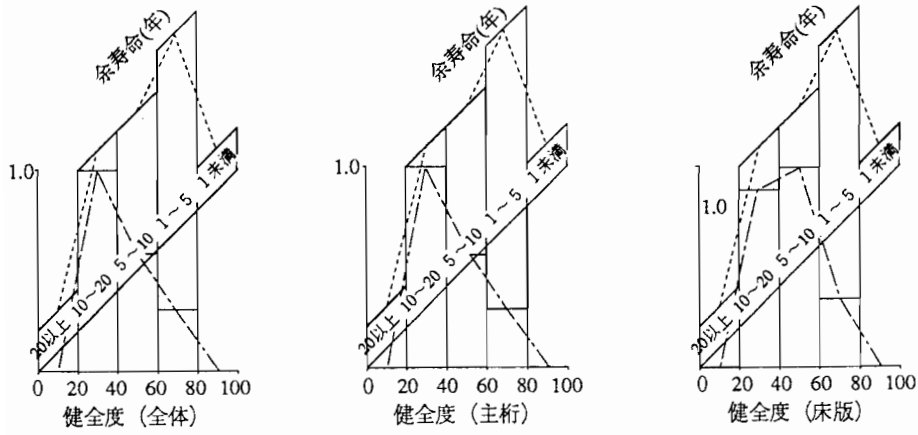


図 2.32 「旧中井橋」の健全度と余寿命に関するアンケート調査結果

表 2.4 アンケートによる健全度評価結果

	判定項目	スパン 1	スパン 2	スパン 4
床	設計	72.8 (22.2)	72.8 (22.2)	72.8 (22.2)
	施設	63.3 (15.2)	62.3 (14.9)	55.5 (14.9)
	路面状態	63.7 (16.2)	60.3 (18.7)	61.6 (17.1)
	供用状態	57.0 (17.0)	54.8 (18.0)	52.3 (18.9)
版	最も悪い床版の損傷	52.8 (20.2)	52.3 (18.6)	49.0 (20.4)
	ハチ沿いのひびわれ	57.3 (16.7)	59.0 (18.3)	55.8 (16.5)
	支承付近のひびわれ	58.5 (16.7)	57.8 (18.4)	55.8 (16.5)
	床版中央のひびわれ	53.0 (19.2)	52.8 (19.0)	49.0 (16.7)
	床版耐荷性	56.0 (17.5)	54.3 (19.4)	46.8 (16.4)
床版耐久性	56.5 (16.1)	55.8 (16.6)	46.8 (15.2)	
床版耐用性	55.8 (16.9)	54.0 (18.3)	45.5 (15.6)	
主	設計	70.3 (25.1)	70.3 (25.1)	70.3 (25.1)
	施設	60.3 (18.3)	55.8 (20.7)	49.8 (22.3)
	供用状態	54.5 (17.7)	49.8 (19.3)	48.5 (18.1)
	曲げひびわれ	45.8 (16.8)	47.8 (20.5)	43.8 (16.9)
せん断ひびわれ	45.3 (16.0)	48.8 (17.8)	42.5 (14.8)	
腐食ひびわれ	49.7 (21.3)	44.2 (20.2)	34.7 (18.2)	
付着ひびわれ	51.1 (20.7)	49.2 (20.2)	39.5 (19.9)	
桁	主桁耐荷性	44.5 (18.4)	46.5 (20.3)	39.5 (17.9)
	主桁耐久性	41.8 (16.9)	44.3 (18.9)	37.3 (16.6)
	主桁耐用性	43.7 (18.4)	44.0 (17.4)	38.3 (16.6)

より、床版に関しては、全ての判定項目においてスパン4の健全度が最も低く評価されていることがわかる。特に、「施工」、「最も悪い床版の損傷」および「床版中央のひびわれ」において、スパン4と他のスパンとの点差が大きくなっており、スパン4ではこれらの項目において他のスパンより損傷が進行しているものと考えられる。また、床版全体の評価を表す「床版耐用性」によると、スパン1、スパン2、スパン4の順で健全度が低くなっているが、スパン4の評価点でさえ45.5であり、それほど危険な状態ではないと推定できる。主桁についても、床版同様に各判定項目でスパン4の評価点が低くなっているが、特に「腐食ひびわれ」に対して厳しい評価がなされており、腐食ひびわれによる損傷がかなり大きいものと思われる。また、「主桁耐用性」によると、スパン2、スパン1、スパン4の順で健全度が低く評価されており、スパン4ではかなりの損傷が進行しているものと推定できる。

2.4.3 橋梁診断システムとアンケート調査による耐用性診断結果の比較検討

橋梁診断システムを「旧桜橋」、「旧前野橋」、「旧対田橋」、「旧中井橋」に適用し、診断を行った結果を示す。なお、「旧桜橋」に関しては、床版のデータが不足しているため、主桁についてのみ診断を行った。各橋梁に対する耐用性評価結果を表2.5～表2.8に、余寿命推定結果を表2.9に示す。以下に、各橋梁毎に橋梁診断システムによる評価結果をアンケート調査による評価結果と対比して、その妥当性について考察する。

①「旧桜橋」

「旧桜橋」の診断結果を示した表2.5によると、最終診断結果である「主桁耐用性」の平均健全度は40.5点とそれほど低くはないが、5要素の評価値では、 $\text{danger}=0.176$ 、 $\text{slightly danger}=0.337$ となっており、全体的に健全度が低下しているという評価となった。一方、「旧桜橋」に対するアンケート調査結果（図2.29）によると、本橋の健全度は「損傷甚大」と「損傷中程度」の中間に位置しており、システムによる診断結果を裏付けるものとなっている。また、各sub goalに対する評価結果を見ると、「せん断ひびわれ」の平均健全度（19.0点）が「曲げひびわれ」の平均健全度（28.1点）よりかなり低く評価されており、また、評価値を見ても、dangerを支持する確率は前者で0.269、後者で0.079となっており、「せん断ひびわれ」による損傷がかなり大きいことが推定できる。

②「旧前野橋」

「旧前野橋」に対するシステムの診断結果を示した表2.6によると、床版に関

表 2.5 「旧桜橋」の診断結果

	判定項目	平均健全度	danger	slightly danger	moderate	slightly safe	safe	fuzziness
主	設計	47.0	0.151	0.273	0.161	0.371	0.044	0.434
	施工	29.2	0.130	0.633	0.237	0.000	0.000	0.183
	供用状態	64.9	0.000	0.014	0.407	0.551	0.027	0.135
桁	曲げひびわれ	28.1	0.079	0.696	0.225	0.000	0.000	0.247
	せん断ひびわれ	19.0	0.269	0.671	0.061	0.000	0.000	0.149
	鉄筋の腐食ひびわれ	20.2	0.279	0.704	0.017	0.000	0.000	0.183
	主桁の全体的損傷	14.0	0.479	0.516	0.004	0.000	0.000	0.176
	主桁耐荷性	41.0	0.149	0.270	0.367	0.214	0.000	0.534
	主桁耐久性	39.0	0.178	0.344	0.235	0.244	0.000	0.511
	主桁耐用性	40.5	0.176	0.337	0.262	0.225	0.000	0.247

表 2.6 「旧前野橋」の診断結果

	判定項目	平均健全度	danger	slightly danger	moderate	slightly safe	safe	fuzziness
床	設計	47.9	0.129	0.365	0.154	0.141	0.211	0.483
	施工	50.0	0.139	0.241	0.241	0.241	0.139	1.000
	路面状態	88.4	0.000	0.000	0.003	0.464	0.532	0.072
	供用状態	66.1	0.000	0.110	0.392	0.281	0.216	0.525
版	最も悪い床版の損傷	63.9	0.000	0.189	0.262	0.359	0.191	0.611
	ハンチ沿いのひびわれ	71.6	0.000	0.012	0.339	0.398	0.251	0.479
	床版中央のひびわれ	51.9	0.082	0.294	0.272	0.197	0.156	0.725
	床版の全体的損傷	59.3	0.047	0.223	0.287	0.284	0.159	0.299
	床版耐荷性	53.9	0.093	0.188	0.321	0.262	0.136	0.735
床版耐久性	59.1	0.052	0.264	0.161	0.341	0.181	0.656	
床版耐用性	59.2	0.034	0.268	0.228	0.313	0.157	0.315	
主	設計	47.0	0.151	0.273	0.161	0.371	0.044	0.434
	施工	50.0	0.139	0.241	0.241	0.241	0.139	1.000
	供用状態	68.4	0.000	0.000	0.262	0.719	0.019	0.120
桁	曲げひびわれ	59.7	0.047	0.234	0.227	0.297	0.197	0.623
	鉄筋の腐食ひびわれ	46.4	0.117	0.407	0.157	0.128	0.192	0.517
	主桁の全体的損傷	54.8	0.090	0.270	0.183	0.299	0.158	0.405
	主桁耐荷性	48.5	0.119	0.267	0.248	0.260	0.106	0.689
	主桁耐久性	54.1	0.056	0.325	0.152	0.318	0.148	0.499
	主桁耐用性	51.5	0.043	0.343	0.208	0.298	0.108	0.250

表 2.7 「旧対田橋」の診断結果

(a) スパン1

	判定項目	平均健全度	danger	slightly danger	moderate	slightly safe	safe	fuzziness
床	設計	47.7	0.034	0.268	0.496	0.203	0.000	0.397
	施工	61.7	0.000	0.018	0.504	0.445	0.033	0.147
	路面状態	64.4	0.000	0.256	0.234	0.204	0.306	0.314
	供用状態	64.6	0.000	0.146	0.368	0.280	0.206	0.492
版	最も悪い床版の損傷	34.1	0.157	0.393	0.372	0.078	0.000	0.547
	ハンチ浴いのひびわれ	51.2	0.077	0.286	0.278	0.225	0.135	0.758
	支承付近のひびわれ	43.3	0.196	0.390	0.057	0.143	0.214	0.477
	床版中央のひびわれ	40.0	0.054	0.399	0.421	0.127	0.000	0.497
版	床版の全体的損傷	44.6	0.134	0.281	0.259	0.235	0.091	0.587
	床版耐荷性	42.5	0.087	0.293	0.483	0.127	0.010	0.387
	床版耐久性	37.4	0.127	0.430	0.260	0.141	0.042	0.505
版	床版耐用性	37.8	0.086	0.404	0.430	0.073	0.007	0.311
主	設計	59.4	0.000	0.197	0.297	0.453	0.054	0.349
	施工	57.4	0.000	0.066	0.591	0.332	0.011	0.136
	供用状態	57.3	0.000	0.026	0.657	0.316	0.000	0.163
桁	曲げひびわれ	26.5	0.176	0.571	0.253	0.000	0.000	0.366
	鉄筋の腐食ひびわれ	43.4	0.171	0.412	0.092	0.130	0.195	0.513
	付着ひびわれ	43.4	0.159	0.389	0.153	0.120	0.180	0.566
	主桁の全体的損傷	37.1	0.166	0.381	0.220	0.161	0.072	0.458
桁	主桁耐荷性	37.0	0.131	0.333	0.464	0.072	0.000	0.410
	主桁耐久性	36.9	0.109	0.359	0.466	0.065	0.000	0.455
桁	主桁耐用性	37.6	0.110	0.336	0.500	0.055	0.000	0.339

(b) スパン2

	判定項目	平均健全度	danger	slightly danger	moderate	slightly safe	safe	fuzziness
床	設計	52.1	0.042	0.332	0.288	0.142	0.196	0.537
	施工	50.0	0.139	0.241	0.241	0.241	0.139	1.000
	路面状態	88.4	0.000	0.000	0.003	0.464	0.532	0.072
	供用状態	73.3	0.000	0.013	0.325	0.379	0.283	0.402
版	最も悪い床版の損傷	63.8	0.000	0.142	0.343	0.351	0.164	0.642
	支承付近のひびわれ	62.0	0.000	0.164	0.370	0.279	0.186	0.539
	床版中央のひびわれ	64.5	0.000	0.134	0.336	0.360	0.170	0.632
	床版の全体的損傷	54.8	0.071	0.238	0.286	0.289	0.116	0.333
版	床版耐荷性	49.8	0.090	0.230	0.356	0.238	0.086	0.635
	床版耐久性	60.3	0.009	0.238	0.237	0.353	0.164	0.637
版	床版耐用性	57.9	0.006	0.234	0.294	0.349	0.117	0.199
主	設計	59.4	0.000	0.197	0.297	0.453	0.054	0.349
	施工	57.4	0.000	0.066	0.591	0.332	0.011	0.136
	供用状態	57.3	0.000	0.026	0.657	0.316	0.000	0.163
桁	曲げひびわれ	40.9	0.054	0.394	0.393	0.159	0.000	0.506
	鉄筋の腐食ひびわれ	43.6	0.195	0.389	0.056	0.144	0.217	0.471
	主桁の全体的損傷	41.2	0.113	0.354	0.275	0.224	0.034	0.488
	主桁耐荷性	42.6	0.091	0.292	0.491	0.126	0.000	0.349
桁	主桁耐久性	42.8	0.046	0.326	0.500	0.129	0.000	0.439
	主桁耐用性	44.1	0.045	0.293	0.545	0.117	0.000	0.262

(c) スパン 3

	判定項目	平均健全度	danger	slightly danger	moderate	slightly safe	safe	fuzziness
床	設計	52.4	0.000	0.151	0.589	0.260	0.000	0.324
	施工	61.7	0.000	0.018	0.504	0.445	0.033	0.147
	路面状態	88.4	0.000	0.000	0.003	0.464	0.532	0.072
	供用状態	73.3	0.000	0.013	0.325	0.379	0.283	0.402
版	最も悪い床版の損傷	66.5	0.000	0.148	0.283	0.376	0.193	0.605
	床版中央のひびわれ	65.8	0.000	0.118	0.333	0.341	0.208	0.571
	床版の全体的損傷	60.5	0.036	0.203	0.293	0.301	0.167	0.261
	床版耐荷性	55.8	0.029	0.188	0.412	0.241	0.130	0.528
主	床版耐久性	60.1	0.008	0.228	0.268	0.325	0.170	0.706
	床版耐用性	59.2	0.005	0.217	0.326	0.305	0.147	0.162
	設計	59.4	0.000	0.197	0.297	0.453	0.054	0.349
	施工	57.4	0.000	0.066	0.591	0.332	0.011	0.136
桁	供用状態	57.3	0.000	0.026	0.657	0.316	0.000	0.163
	曲げひびわれ	25.6	0.182	0.591	0.227	0.000	0.000	0.348
	鉄筋の腐食ひびわれ	19.5	0.258	0.686	0.055	0.000	0.000	0.131
	主桁の全体的損傷	22.1	0.247	0.573	0.180	0.000	0.000	0.220
主	主桁耐荷性	35.6	0.158	0.329	0.441	0.073	0.000	0.399
	主桁耐久性	35.4	0.121	0.386	0.422	0.071	0.000	0.492
	主桁耐用性	35.3	0.133	0.360	0.451	0.056	0.000	0.296

表 2.8 「旧中井橋」の診断結果

(a) スパン 1

	判定項目	平均健全度	danger	slightly danger	moderate	slightly safe	safe	fuzziness
床	設計	62.6	0.000	0.184	0.366	0.189	0.262	0.385
	施工	50.0	0.139	0.241	0.241	0.241	0.139	1.000
	路面状態	88.4	0.000	0.000	0.003	0.464	0.532	0.072
	供用状態	65.1	0.000	0.109	0.380	0.331	0.180	0.588
版	最も悪い床版の損傷	66.8	0.000	0.154	0.267	0.379	0.201	0.573
	ハンチ沿いのひびわれ	64.3	0.000	0.195	0.330	0.206	0.270	0.464
	床版中央のひびわれ	67.7	0.000	0.116	0.283	0.396	0.205	0.586
	床版の全体的損傷	61.6	0.021	0.198	0.306	0.297	0.179	0.187
主	床版耐荷性	55.8	0.051	0.228	0.323	0.252	0.146	0.689
	床版耐久性	55.6	0.054	0.320	0.187	0.256	0.183	0.635
	床版耐用性	56.4	0.035	0.315	0.208	0.271	0.171	0.238
	設計	55.5	0.000	0.180	0.453	0.328	0.039	0.499
主	施工	48.0	0.000	0.208	0.663	0.129	0.000	0.154
	供用状態	57.3	0.000	0.026	0.657	0.316	0.000	0.163
	曲げひびわれ	53.4	0.041	0.281	0.299	0.225	0.155	0.655
	せん断ひびわれ	65.1	0.000	0.248	0.233	0.214	0.305	0.373
桁	鉄筋の腐食ひびわれ	49.7	0.228	0.297	0.000	0.196	0.279	0.423
	主桁の全体的損傷	52.8	0.122	0.258	0.192	0.282	0.146	0.615
	主桁耐荷性	46.1	0.089	0.278	0.378	0.191	0.064	0.499
	主桁耐久性	47.6	0.063	0.325	0.322	0.219	0.070	0.577
主桁耐用性	47.9	0.042	0.328	0.378	0.194	0.059	0.276	

(b) スパン2

	判定項目	平均健全度	danger	slightly danger	moderate	slightly safe	safe	fuzziness
床	設 計	62.6	0.000	0.184	0.366	0.189	0.262	0.385
	施 工	50.0	0.139	0.241	0.241	0.241	0.139	1.000
	路 面 状 態	88.4	0.000	0.000	0.003	0.464	0.532	0.072
	供 用 状 態	65.1	0.000	0.109	0.380	0.331	0.180	0.588
版	最も悪い床版の損傷	54.8	0.102	0.237	0.217	0.281	0.163	0.721
	ハンチ沿いのひびわれ	48.1	0.127	0.370	0.164	0.140	0.199	0.577
	床版中央のひびわれ	54.2	0.111	0.248	0.196	0.292	0.153	0.748
	床版の全体的損傷	52.0	0.097	0.265	0.247	0.245	0.146	0.271
	床版耐荷性	51.2	0.085	0.263	0.297	0.227	0.128	0.752
	床版耐久性	52.5	0.117	0.323	0.120	0.257	0.183	0.633
	床版耐用性	51.7	0.086	0.338	0.164	0.254	0.158	0.246
主	設 計	55.5	0.000	0.180	0.453	0.328	0.039	0.499
	施 工	48.0	0.000	0.208	0.663	0.129	0.000	0.154
	供 用 状 態	57.3	0.000	0.026	0.657	0.316	0.000	0.163
桁	曲 げ ひ び わ れ	63.5	0.000	0.141	0.382	0.278	0.198	0.579
	主桁の全体的損傷	45.7	0.240	0.326	0.000	0.174	0.261	0.396
	鉄筋の腐食ひびわれ	60.8	0.075	0.127	0.317	0.313	0.168	0.467
	主桁耐荷性	49.3	0.074	0.229	0.404	0.200	0.094	0.464
	主桁耐久性	50.2	0.056	0.285	0.334	0.221	0.104	0.623
	主桁耐用性	50.3	0.042	0.273	0.398	0.201	0.087	0.367

(c) スパン4

	判定項目	平均健全度	danger	slightly danger	moderate	slightly safe	safe	fuzziness
床	設 計	52.1	0.043	0.333	0.285	0.143	0.197	0.535
	施 工	33.2	0.051	0.601	0.343	0.005	0.000	0.117
	路 面 状 態	88.4	0.000	0.000	0.003	0.464	0.532	0.072
	供 用 状 態	65.1	0.000	0.109	0.380	0.331	0.180	0.588
版	最も悪い床版の損傷	62.8	0.000	0.169	0.378	0.235	0.219	0.520
	支承付近のひびわれ	62.9	0.000	0.206	0.337	0.196	0.261	0.453
	床版中央のひびわれ	62.9	0.000	0.155	0.377	0.272	0.196	0.588
	床版の全体的損傷	56.6	0.074	0.247	0.245	0.280	0.154	0.451
版	床版耐荷性	50.5	0.093	0.240	0.323	0.233	0.111	0.681
	床版耐久性	50.1	0.101	0.311	0.245	0.183	0.160	0.730
	床版耐用性	50.1	0.086	0.311	0.275	0.190	0.139	0.285
主	設 計	55.5	0.000	0.180	0.453	0.328	0.039	0.499
	施 工	29.2	0.130	0.633	0.237	0.000	0.000	0.183
	供 用 状 態	57.3	0.000	0.026	0.657	0.316	0.000	0.163
桁	曲 げ ひ び わ れ	51.9	0.044	0.298	0.318	0.176	0.165	0.620
	せん断ひびわれ	65.1	0.000	0.248	0.233	0.214	0.305	0.373
	鉄筋の腐食ひびわれ	45.7	0.240	0.326	0.000	0.147	0.261	0.396
	主桁の全体的損傷	49.9	0.128	0.272	0.232	0.227	0.140	0.701
	主桁耐荷性	44.0	0.094	0.294	0.423	0.123	0.065	0.379
	主桁耐久性	41.1	0.143	0.344	0.288	0.151	0.074	0.523
	主桁耐用性	43.9	0.082	0.362	0.380	0.110	0.066	0.360

表 2.9 余寿命出力結果

	橋 梁 名	平均余寿命(年)	～10年	10～20年	20～30年	30～40年	40年～	fuzziness		
床	旧 前野橋	19.3	0.234	0.330	0.325	0.102	0.009	0.285		
	旧 対田橋	スパン1	13.4	0.423	0.440	0.099	0.036	0.003	0.263	
		スパン2	18.6	0.244	0.354	0.317	0.080	0.005	0.227	
		スパン3	19.1	0.228	0.352	0.321	0.090	0.008	0.219	
版	旧 中井橋	スパン1	18.9	0.265	0.305	0.322	0.100	0.008	0.277	
		スパン2	18.4	0.299	0.279	0.320	0.094	0.008	0.288	
	スパン4	18.3	0.276	0.322	0.301	0.092	0.008	0.273		
主	旧 桜 橋	14.8	0.347	0.436	0.208	0.009	0.000	0.228		
	旧 前野橋	17.9	0.287	0.328	0.305	0.076	0.004	0.259		
	旧 対田橋	スパン1	12.7	0.394	0.533	0.071	0.002	0.000	0.272	
		スパン2	14.0	0.331	0.535	0.129	0.004	0.000	0.254	
		スパン3	12.2	0.442	0.484	0.073	0.002	0.000	0.248	
	桁	旧 中井橋	スパン1	17.5	0.269	0.357	0.319	0.053	0.002	0.245
			スパン2	18.2	0.240	0.369	0.325	0.062	0.005	0.292
スパン4		17.6	0.262	0.345	0.334	0.056	0.002	0.335		

しては「床版耐用性」の平均健全度は59.2点とかなり高く、評価値でもslightly safeを最も大きく支持しており、また、各sub goalの平均健全度も「設計」を除いて全て50点以上あり、全体的にかなり健全な状態であることがわかる。これは、本橋に対するアンケート調査（図2.30）による床版健全度のピークが60～80点の間にあること、および各試験結果から本橋の健全度は良好であると評価されたことにほぼ対応している。一方、主桁については、「主桁耐用性」の平均健全度は51.5点と床版よりも低く、また、評価値を見てもslightly dangerを支持する確率が最も大きくなっている。これに対して、アンケート調査による主桁健全度のピークは60～80点にあり、システムによる評価よりも安全側の結果となっている。この原因として、システムの評価では「腐食ひびわれ」がslightly dangerである可能性が最も大きくなっていることを考慮すると、本橋A桁の一部分に生じている腐食ひびわれをアンケート回答者が見落としているか、その腐食ひびわれが耐用性に対してそれほど影響を及ぼさないと判断している、あるいは逆に、ほんの一部に発生している腐食ひびわれをシステムが過大評価していること等が考えられる。しかし、アンケート調査結果においても、主桁に対する評価が床版に対する評価に比べ、danger寄りとなっている点は、相対的にシステムによる評価結果の妥当性を示すものと言える。

③ 「旧対田橋」

「旧対田橋」に対するシステムの診断結果を示した表2.7によると、床版に関

しては、スパン1の「床版耐用性」の平均健全度が37.8点と他のスパンの平均健全度（スパン2：57.9点，スパン3：59.2点）と比較して著しく低く評価されている。これは、スパン1の「設計」，「路面状態」および各ひびわれに対する評価結果が，他のスパンの評価結果より低いことに起因している。なお，これらの項目の評価結果が低い理由としては，他のスパンと比較して，床版厚が薄い，路面上にひびわれが発生している，遊離石灰およびコンクリートの欠落が多いこと等が考えられる。以上の結果より「旧対田橋」の床版全体としての評価はmoderateであると考えられ，これは，本橋に対するアンケート調査（図2.31）における床版全体の健全度のピークが40～60点にあることに対応している。主桁に関しては，システムによると，スパン1，スパン3の「主桁耐用性」の平均健全度が前者で37.6点，後者で35.3点と評価されているが，評価値を見ると3スパンともmoderateを支持する値が最も大きくなっている。これは，アンケート調査による主桁健全度のピークが40～60点に位置していることにより，妥当なものであるといえる。

④「旧中井橋」

「旧中井橋」に対するシステムの診断結果によると，床版に関しては，各スパンとも「床版耐用性」の平均健全度は50点程度（スパン1：56.4点，スパン2：51.7点，スパン4：50.1点）であり，これは，本橋に対するアンケート調査（図2.32）における床版全体の健全度のピークが40～60点であることに一致している。また，システムによる各スパンの「床版耐用性」の平均健全度と，スパン別の詳細なアンケート調査（表2.4）による「床版耐用性」の点数を比較すると，互いの点数にほとんど差はなく，スパン1，スパン2，スパン4の順で健全度が低くなっていくことも一致している。主桁に関しては，システムによる各スパンの「主桁耐用性」の平均健全度は，スパン1で47.9点，スパン2で50.3点，スパン4で43.9点となっており，スパン別のアンケート調査による「主桁耐用性」の得点（スパン1：43.7点，スパン2：44.0点，スパン3：38.3点）と比較して，やや大きくなっている。この理由として，アンケート調査では，ひびわれ等の目視で得られる情報を基に「主桁耐用性」を評価しているのに対し，システムでは「設計」，「施工」など目視からは判断し難いような項目を橋齢や示方書などから間接的に評価し，この結果も含めて「主桁耐用性」の評価を行っていることが考えられる。しかし，スパン2，スパン1，スパン4の順に健全度が低くなっている点は両者とも一致しており，相対的にシステムによる評価結果の妥当性を示すものといえる。

次に，表2.9に示すシステムによる余寿命評価結果と，図2.29～図2.32に示す余寿命に関するアンケート調査結果とを比較してみる。アンケート調査による余寿命はばらつきが大きいため厳密な比較は困難であるが，各橋梁において，シ

システムにより出力される平均余寿命とアンケート調査による余寿命のピークの位置はほぼ一致していることがわかる。

2. 5 結言

本章では、橋梁診断過程に介在する主観的なあいまいさを、ファジィ理論を適用して定量的にモデル化し、評価することによって、最終的な診断結果に内在するあいまいさの度合いとその要因を明確化し、診断そのものの信頼性を向上させることを検討した。さらに、このような診断を、経験や専門知識が十分でない技術者によっても行えるようにするため、エキスパートシステムの手法を用いて、専門家が行っている診断のプロセスをコンピュータ上に移植して、橋梁診断システムを構築することを検討した。本章で得られた結論を以下にまとめる。

- (1)ファジィ理論を利用した主観的なあいまいさの解析を合理的に行うため、ベークネス関数を用いて帰属度関数に内在するあいまいさを定量的にモデル化するとともに、Dempster & Shafer理論による基本確率に基づくDempsterの結合則を用いて、ベークネス関数を考慮した帰属度関数の結合を行う手法を検討した。これにより、診断の過程におけるあいまいさの取扱いを明確化することを可能とした。また、橋梁管理技術者に対するアンケート結果に対して、 Π 関数を用いて帰属度関数によるモデル化を行うことにより、実際の診断への適用を行った。
- (2)橋梁の状態と余寿命に関するアンケート調査結果にファジィ関係を適用し、主観的なあいまいさを考慮した余寿命予測を行う手法を検討した。
- (3)橋梁管理技術者による診断プロセスを、FSM法により階層構造モデル化するとともに、診断に関係する専門知識をアンケート調査により抽出してファジィルール化し、プロダクションシステムの方法によるエキスパートシステムを構築した。
- (4)橋梁診断エキスパートシステムを4橋の実橋に適用し、その診断結果を、別途実施した耐用性に関するアンケート調査に基づく橋梁技術者の診断結果と比較して妥当性を検証した。その結果、細部における評価結果にはやや相違が認められるものの、各橋梁間、あるいは同一橋梁内における各スパン間の損傷程度の差異を相対的に評価することの妥当性は確認された。

参 考 文 献

- [1] Miyamoto, A., Morikawa, H. and Kushida, M. : An engineering approach to subjective uncertainty in bridge ratings, Analysis and Management of Uncertainty: Theory and Applications, North-Holland, pp.277 ~ 301, 1992.
- [2] Miyamoto, A., Morikawa, H. and Fujii, M. : Development of expert system for serviceability rating of concrete bridges and its practical application, Proc. of the 16th Conf. on Our World in Concrete & Structures, pp.147~154, 1991.8.
- [3] 西村昭, 藤井学, 宮本文穂, 富田隆弘 : 橋梁診断における主観的あいまいさの取扱い, 建設工学研究所報告, 第28号, pp.77~97, 1986.12.
- [4] 石塚満 : Dempster & Sheferの確率理論, 電子通信学会誌, Vol.66, No.9, pp.900~903, 1983.9.
- [5] 西村昭, 藤井学, 宮本文穂, 富田隆弘 : 橋梁診断のシステム化に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第378号/V-6, pp.175~184, 1987.2.
- [6] 西村昭, 藤井学, 宮本文穂, 小笠勝 : 構造物の健全度診断へのファジィ集合論の適用に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.380/I-7, pp.355~364, 1987.4.
- [7] Miyamoto, A., Kimura, H. and Nishimura, A. : Expert system for maintenance and rehabilitation of concrete bridge, Proc. of IABSE Colloquim Bergamo, pp.207~217, 1989.
- [8] 宮本文穂・益成一郎・西村昭 : コンクリート橋診断エキスパートシステムの開発と実用化, 材料, Vol.40, No.450, pp.163~269, 1991.3.
- [9] 宮本文穂, 田中常夫 : コンクリート橋損傷要因の階層化とその診断への適用, 建設工学研究所報告, Vol.30, pp.109~132, 1988.12.
- [10] 田崎栄一郎 : あいまい理論による社会システムの構造化, 数理科学, No.191, pp.54~66, 1975.5.
- [11] 串田守可, 徳山貴信, 宮本文穂 : 鋼橋損傷要因の階層化におけるファジィ階層化手法の適用について, 日本ファジィ学会誌, Vol.3, No.4, pp.787~800, 1991.11.
- [12] (財)建設工学研究所 : 国道179号「旧桜橋」耐用性診断試験報告書, 1986.3.
- [13] (財)建設工学研究所 : 国道426号「旧前野橋」耐用性診断試験報告書, 1987.3.

- [14] (財) 建設工学研究所：国道178号「旧対田橋」耐用性診断試験報告書，
1988.3.
- [15] (財) 建設工学研究所：県道姫路上郡線「旧中井橋」耐用性診断試験報告
書，1989.3.
- [16] (財) 建設工学研究所：国道176号「旧大安橋」耐用性診断試験報告書，
1990.3.
- [17] (財) 建設工学研究所：国道373号「旧青木橋」耐用性診断試験報告書，
1991.3.
- [18] 西村昭，藤井学，宮本文穂，梶谷義昭，春名真義：既存橋梁の耐荷力評価
とその検証に関する研究（下），橋梁と基礎，87-3，pp.34～37，1987.3.

第3章 知識更新機能を有するコンクリート橋診断システム

3. 1 概説

第2章で構築したエキスパートシステムにおける推論プロセスに用いられる専門技術者の知識は、エキスパートシステム構築初期段階（知識の獲得時期）においてかなり有効性が高いものであるが、現実のコンクリート橋診断においては、必ずしも従来の知識のみで対応できるとは限らず、老齢化・劣化橋梁が急増しつつある現在においては、新たな劣化現象、損傷事例が判明することも少なからずあり、それに対する新たな検討と対応を余儀なくされている。つまり、コンクリート橋の診断における知識は常に更新されているといっても過言ではなく、またこのことが診断の信頼性の維持もしくは向上のために不可欠であるといえる。したがって、エキスパートシステムをコンクリート橋の診断に適用していくためには、このような現状に即した機能、つまり、知識の更新によるシステムの成長機能を付与することが重要となる。このような実用的エキスパートシステム開発における知識更新の作業は、これまで多大な時間と労力を要することが明らかとなってきたため、エキスパートシステム開発のボトルネックとなっているのが現状である。

本章[1],[2],[3],[4]では、前章で構築した「コンクリート橋診断エキスパートシステム」において、ニューラルネットワークと双方向連想記憶を組み合わせた推論システムを構築し、実橋試験時に実施した専門技術者に対するアンケート調査結果を教師データ（客観的指標）として利用することにより、知識更新機能を付与することを試みるとともに、本システムにおける知識更新機能の有効性を検証するものである。また最後に本編に示したエキスパートシステムによる手法と第1編に示した現場試験による安全性評価法を利用した、コンクリート橋の耐用性診断のシステム化の方向性とそれに基づく維持管理の流れについてまとめた。

3. 2 ニューラルネットワークを適用した知識の更新手法

3.2.1 コンクリート橋診断エキスパートシステムにおける知識の更新

現在、実用的エキスパートシステムの基本に従ったシステムに関してみると、殆どのシステムは知識の更新については手動で行うようになっている[5],[6]。ここで、「手動」とは、システムの出力結果に矛盾が生じた場合等に、知識エン

ジニアが専門家の知識をもとにルールを追加あるいは修正して試行錯誤することにより、知識ベースを更新していくことを意味している。今後は、経験が蓄積されるにしたがってシステムが専門家と同様のプロセスで、システム自身が学習し、自律的に知識を更新できるようになること、すなわち知識の自動更新機能を有することが望まれるが、現在の段階では「知識の更新」という言葉の定義は明確にされておらず、その概念さえ十分に定着していない状況にあるといえる。

一方、1980年代に入って、米国を中心に、コネクショニズム、PDP(Parallel Distributed Processing)、ニューラルネットワーク情報処理等の名前のもとに、人間の脳の構造をヒントとした神経回路網状のネットワーク・メカニズムによる情報処理の研究がさかんに行われるようになった。これらの研究が注目に値する所以は、ネットワークが学習能力(自己組織能力)を持つことにある。現在はまだ基礎研究の段階であるが、将来的には、エキスパートシステムにおける知識の更新手法として応用できる可能性を十分秘めていると考えられている。

(1) 専門家とシステムの診断過程の比較

システムの「知識の更新」について検討するに当たって、まず、人間(専門家)の知識の更新方法について理解を深めることが重要であると考えられる。そこで、本節では、専門家の診断過程とシステムの診断過程をコンクリート橋を例にとって比較してみることにする。コンクリート橋の診断を行う場合、専門家は、主桁や床版のどの箇所にどのような性状(状態)でどの程度のひびわれが生じているかという事がわかれば、もしその他の情報がなくても、これまでの知識、経験に照らし合わせて、あいまいではあるが直感的にそれぞれの健全度の評価を何らかの形で行うことが可能である。これに対してシステムは、専門家の診断過程に内在する主観的あいまいさをファジィ集合論における帰属度関数等を用いて処理出来るものの、ひびわれに関するデータの他にも多くのデータの入力が必要され、しかも、それらの一部が不明の場合には出力結果に支障をきたし、あるいは全く推論が出来ない事態に至る。さらに、現在の知識にない条件が診断途中に与えられた時、専門家は深い知識といわれるものを動員して柔軟に対処することができるが、システムでは診断不能になってしまう。これは、図3.1に示すようにシステムの問題解決能力は設定領域の境界で急に無力になるが、専門家の場合には破線のように高い専門領域になってもなだらかに問題解決能力が落ちるものと考えられるためである[7]。また、専門家であれば様々な経験を積んでいくうちに自ら新しいルールを発見したり、いままで知っていたルールをよりいっそう効率良く変換していくことが可能であるが、システムにはこれらを行うことが出来ない。例えば知識の獲得方法では、専門家は文献を読んだり他の人からアドバイスをし

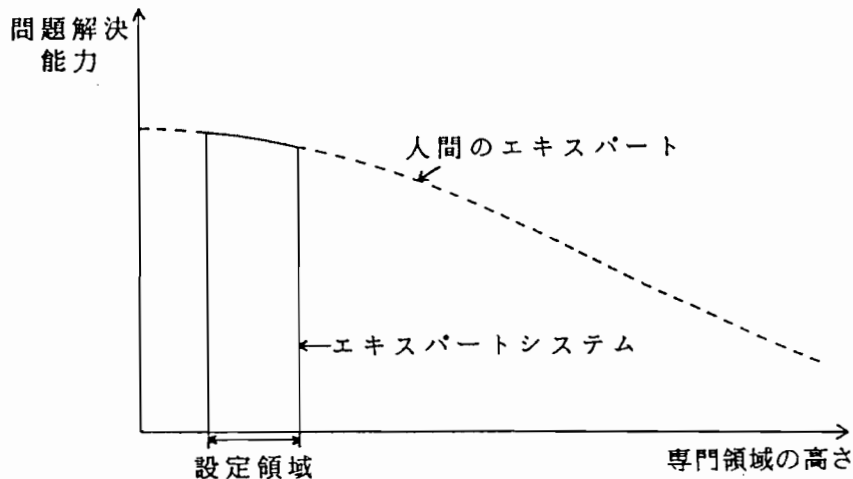


図 3.1 専門領域の高さおよび問題解決能力の観点から見た専門家とシステムの相違

てもらったりすることによって現在の知識に統合して新しい概念（ルール）をつくり出すことが出来るが，システムは現在のところ知識エンジニアによって直接システムの知識ベース内にデータあるいはルールを入力するしか方法はない（手動による知識の更新）。

以上のように考えると，専門家において特徴的な事は，直感に基づく知識及び深い知識を持っている事であり，逆に，システムにおいて特徴的な事は，規準に基づく知識等の浅い知識しか持っていない事であると言える[8]。

直感に基づく知識は，問題解決に際して極めて効率が良いが，定式化するのは非常に困難である。それだけにこのような知識をうまく定式化して知識ベースに蓄積することが出来れば，システムの高度化にすぐに役立てることが出来る。ただし，深い知識を伴わない場合，条件の変化に対応しきれなくなる事が考えられる。したがって，主に，直感に基づく知識を対象にして「知識の更新」について検討する事が理想的だといえる。

(2)知識の更新に関する定義

ここで，「知識の更新」という概念を，大きく分けて「知識の獲得」と「知識の洗練」の二つに分類されるものとし，それぞれを以下のように定義した。

- ①知識の獲得(knowledge acquisition)：問題が設定された時に，今までの知識および事実を考慮に入れたうえで新しい知識の定式化を行うこと。
- ②知識の洗練(knowledge refinement)：獲得した知識を用いて知識ベースを構築し，それを基にシステムを運用していくが，その時に生じる知識の矛盾性，

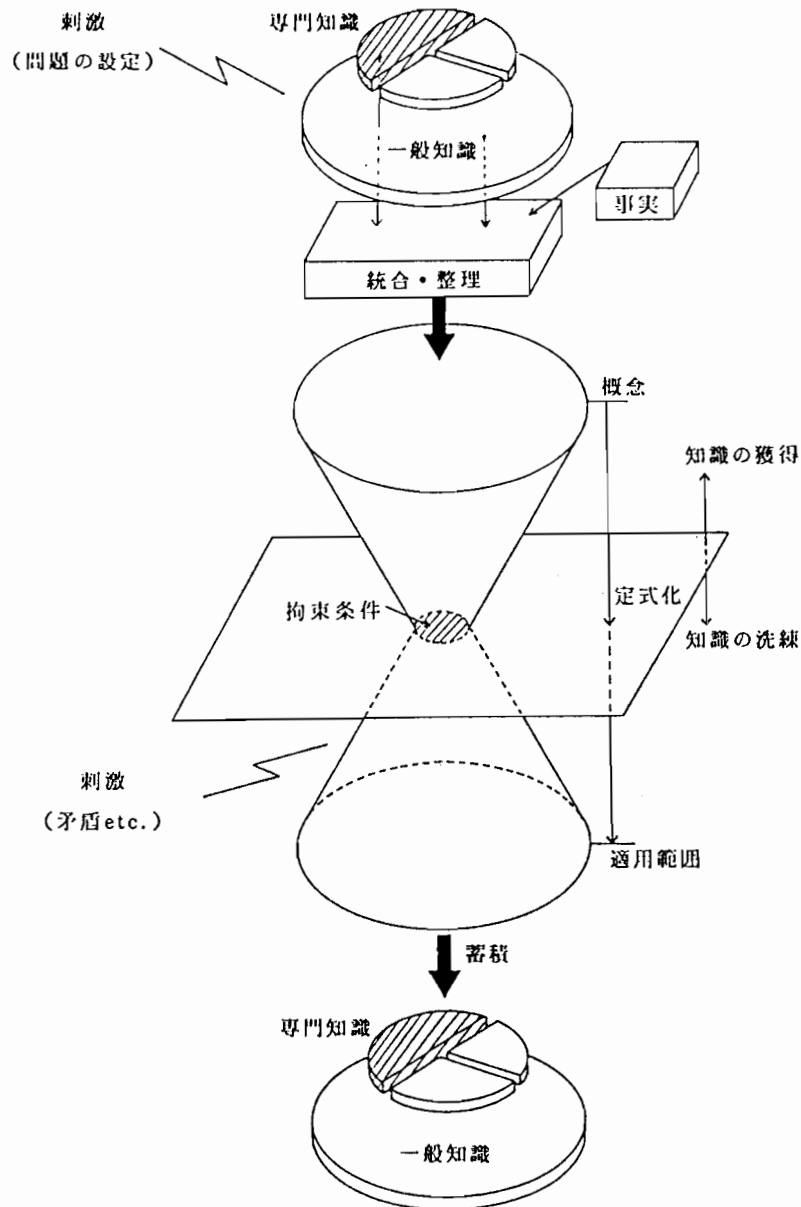


図 3.2 「知識の更新」の模式図

冗長性をなくし，正解に近づけるように知識の確からしさを向上させること。

図3.2は，上述2種類に分類した「知識の更新」の概念を模式的に示したものである。すなわち，外部からある刺激（例えば橋梁診断を行うこと等，いわゆる問題の設定）が与えられた時，まず始めに今までに蓄積されている知識の中からその問題を解決するために必要となる専門的な知識や一般的な知識等を取り出し，これと文献など外部から入ってくる情報（事実）を取りまとめ，整理することによって問題に対するぼんやりとしたイメージ（概念）を形成する。このイメージ

を煮つめてさらに集約していくことによってある規則性を発見し、その規則性を定式化することが可能となり、これを基にして問題解決のためのある手順が出来上がる（ルール生成）。ここまでが上述した「知識の獲得」であると定義する。

これらのルールを新たに獲得した知識として頭の中（知識ベースの中）に蓄積していくが、ただ漠然と蓄積するのではなく、きちんと整理され、またこれらをどのような状況に応じて用いればよいか、ルールを実行するにあたってのある制約されるべき条件（拘束条件）も付け加えられ、蓄積されていく。こうして出来た一連の手順を用いて、今度は実際に与えられた問題を解決していくが、どうしても現在の手順やルールでは矛盾が生じてくる場合がある。このような時は、いったん今まで構築してきた知識ベース、拘束条件などを見直し、問題点がどこにあるかを検討し、改善していく。そして、改善後のルールを新しい知識として蓄積していく。このプロセスが「知識の洗練」に当たると定義する。しかし、なお問題が解決できない場合には、文献等から更に新たな情報を取得するなどして、再び概念をまとめ、ルールを作り直すことが必要となる。すなわち「知識の獲得」の領域に戻っていくことになる。

このように「知識の獲得」は、まだはっきりと固まっていない概念をある程度固まった知識にする（定式化）ことを意味し、また「知識の洗練」はある程度固まった知識を状況に応じて適用していく内に、より一層効果的で充実した知識へと磨きをかけていくことだということが出来る。

第2章において構築したコンクリート橋診断エキスパートシステムにおいては、「知識の更新」の内、「知識の獲得」まではほぼ終了していると考えられ、今後は推論システムの質を一層向上させるために「知識の洗練」を行う必要があると考えられる。

3.2.2 ニューラルネットワークの概念[9]

ニューラルネットワークとは、人間の脳の構造をヒントとした神経回路網上のネットワークメカニズムによる情報処理手法である。すなわち、多くの情報処理ユニット（ニューロン）が相互に結合して簡単な信号をやりとりするような型式のネットワークメカニズムを使って情報処理を行う手法である。入力部にパターンを提示してネットワークを動作させ、出力部に結果を得るという形をとるわけであるが、その対応付けに関する知識は各ユニット間の結合の強さとして与えられる。ニューラルネットワークが注目になる理由は、学習能力を有することにあるといえる。すなわち、学習アルゴリズムに従って各ユニット間の結合の強さを変化させることによって、ネットワークを自己組織化することが可能なのであ

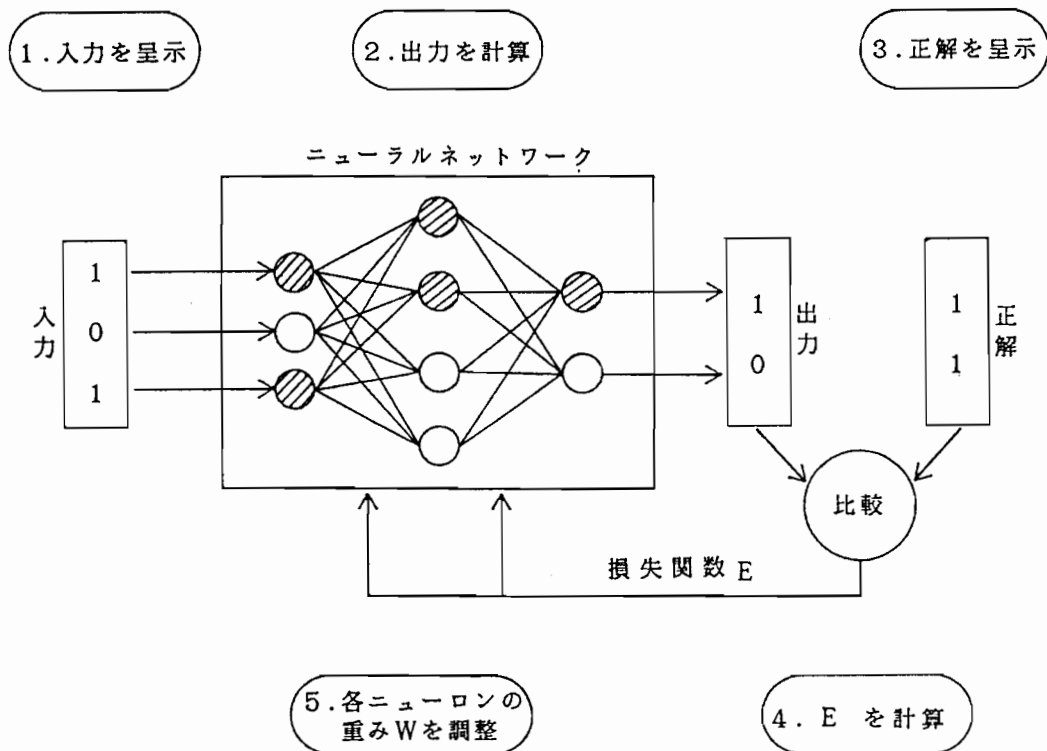


図 3.3 ニューラルネットワークの動作概念

る。図 3.3 は、ニューラルネットワークの動作を概念的に示したものである。図 3.3 のように、ある入力データに対してネットワークを動作させ、得られた出力と正解を比較してその誤差に基づく結合の修正を重みの変更として順次行っていくことにより、入力データに対する適切な出力を行う内部構造が自己組織的に形成されるのである。したがって、「コンクリート橋診断エキスパートシステム」に適用する際には、橋梁に関する入力データとその橋梁に対する専門技術者あるいは実橋試験等による耐用性評価結果を用いて容易に知識の更新が行うことが可能となる。なお、学習アルゴリズムとしてはRumelhartにより提案された誤差逆伝播アルゴリズムが最も強力かつ有効であると考えられる。

3.2.2 誤差逆伝播 (Error Back Propagation) アルゴリズム [9]

図 3.4 に、 m 層からなる階層的ネットワークを示す。ここで、第 1 層を入力層、第 m 層を出力層、その他の層を中間層という。いま、第 k 層の第 i ユニットへの入力の総和を i^k 、出力を o^k と表すことにする。第 $k-1$ 層の第 j ユニットからの出力は、シナプス結合と呼ばれるユニット間の結合の重み $w^{k-1,k}$ を乗じて第 k 層の第 i ユニットへの入力となる。各ユニットの入出力関係は、以下のように表さ

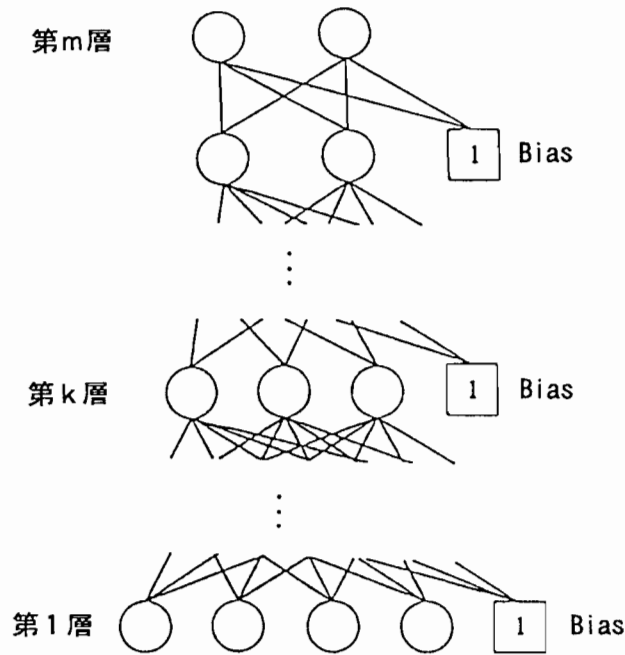


図 3.4 階層型ニューラルネットワーク

れる。

$$o^k_i = f(i^k_i) \quad (3.1)$$

$$i^k_j = \sum_i w^{k-1}_{i^k_j} o^{k-1}_i + \theta^k_j \quad (3.2)$$

$$f(x) = \frac{1}{1 + \exp(-x)} \quad (3.3)$$

ここで、パスを支配する θ^k_j はしきい値である。また、式(3.3)はシグモイド関数と呼ばれる関数である。

損失関数 E を誤差の二乗と定義すると、ある入出力データの組 (x, y) が与えられたときの E は、

$$E = \frac{1}{2} (\sum_i (o^m_i(w, x) - y_i)^2) \quad (3.4)$$

となる。ここで、 w は対応づけを考えるネットワークの結合の重みを全てまとめたものである。

いま、第 k 層が出力層 ($k=m$) の場合を考えると、式(3.1)および式(3.2)より結合の重み $w^{m-1}_{j^m_i}$ の微小変化に対する出力 o^m_i への影響 $\partial o^m_i / \partial w^{m-1}_{j^m_i}$ は、

$$\frac{\partial o^m_i}{\partial w^{m-1}_{j^m_i}} = f'(i^m_i) o^{m-1}_j \quad (3.5)$$

となる。また、

$$\frac{\partial E}{\partial o^m_i} = o^m_i - y_i \quad (3.6)$$

であることより、結合の重み $w^{k-1}_j{}^k_i$ の損失関数（二乗誤差） E への影響 $\partial E / \partial w^{k-1}_j{}^k_i$ は、

$$\frac{\partial E}{\partial w^{k-1}_j{}^k_i} = \frac{\partial E}{\partial o^m_i} \cdot \frac{\partial o^m_i}{\partial w^{k-1}_j{}^k_i} = d^m_i o^{m-1}_j \quad (3.7)$$

となる。ただし、

$$d^m_i = (o^m_i - y) f'(i^m_i) \quad (3.8)$$

とする。

一方、第 k 層が出力層でない場合には、

$$\frac{\partial E}{\partial o^k_i} = \sum_l \frac{\partial E}{\partial o^{k+1}_l} \cdot \frac{\partial o^{k+1}_l}{\partial o^k_i} = \sum_l \frac{\partial E}{\partial o^{k+1}_l} \cdot f'(i^{k+1}_l) w^{k+1}_l{}^k_i \quad (3.9)$$

となることより、

$$\frac{\partial E}{\partial w^{k-1}_j{}^k_i} = d^k_i o^{k-1}_j \quad (3.10)$$

となる。ただし、

$$d^k_i = f'(i^k_i) \sum_l d^{k+1}_l w^{k+1}_l{}^k_i \quad (3.11)$$

とする。

誤差逆伝播学習では式(3.8)および式(3.11)を誤差逆伝播学習モデルの多層構造の出力から入力に随時適用することによって式(3.4)の損失関数 E の値が減少する方向へ全てのユニット間で d 値が計算される。

損失関数 E を減少させるためのシナプス結合 $w^{k-1}_j{}^k_i$ の修正量 $\Delta w^{k-1}_j{}^k_i$ は、次のように計算できる。

$$\Delta w^{k-1}_j{}^k_i = -\varepsilon d^k_i o^{k-1}_j \quad (3.12)$$

ただし、 ε は 1 回毎の修正の大きさを決めるパラメータで、小さな正の数とする。

実際の学習においては、1 回前の修正量を考慮して、

$$\Delta w^{k-1}_j{}^k_i(t+1) = -\varepsilon d^k_i o^{k-1}_j + \alpha \Delta w^{k-1}_j{}^k_i(t) \quad (3.13)$$

という修正を行う。ここで、 α は小さな正の定数、 t は修正の回数を表す。これにより、重みの変化に一種の慣性力を生じさせ、誤差の曲面の細かな凹凸を無視する効果があるため、学習の収束が早められることになる。

このような学習を行うためには、適当なパターンを入力してネットワークを動作させ、得られた出力値と正解値を比較して、その誤差に基づく結合の修正を行う、といった作業を様々な入力パターンを用いて繰り返し行う。

3.2.4 コンクリート橋診断エキスパートシステムに適用する際の利点および問題点

第2章において構築したコンクリート橋診断エキスパートシステムは、専門技術者に対するアンケート調査結果に基づいてファジィルールの後件部（IF-THENルールの THEN以後の部分）の帰属度関数を設定することにより、知識を獲得している。したがって、個々のルールには専門技術者の知識・経験が反映されているといえる。しかし、推論過程において多次元および多段階のファジィ推論が行われるため、推論が進むにつれて、すなわち、診断プロセスの上層部ほどあいまいさが大きくなってしまいう傾向がみられる。また、ファジィルールの結合結果は結合法則によって様々に変化するものであり、かつ、それらの結合法則は一般に人間の思考過程とはなじみにくいといえるため、ルールを結合した結果は、専門技術者が納得できるものであるとは必ずしも言うことはできない。また、これらを修正する学習機能は持ち合わせていない。しかしながら、ファジィ推論では情報処理が、IF-THENルールに基づいて行われるため、知識が言語の形で表現できるという利点がある。

これに対して、ニューラルネットワークによる推論は、強力な学習アルゴリズムを有することが最大の利点である。また、専門技術者あるいは実橋試験等による耐用性評価結果を教師データとして用いるため、その出力結果には専門技術者の知識が完全に反映されるといえる。しかしながら、ニューラルネットワークによる推論機能は、ネットワーク全体の振る舞いとして表現されるため、各ニューロンが何を意味しているか不明で「ブラックボックス」となり、ルールとして知識を表現できないという欠点がある。さらに、大規模なネットワークを構築した場合、ルールの追加、変更に対する柔軟性がなくなることも考えられる。また、橋梁診断をシステム化する上で不可欠な要素となる主観的あいまいさの処理を何らかの形で行う必要がある。

このように、現在のシステムにおけるファジィ推論とニューラルネットワークによる推論はかなり性格が異なったものといえるが、両者の短所を改善し長所を

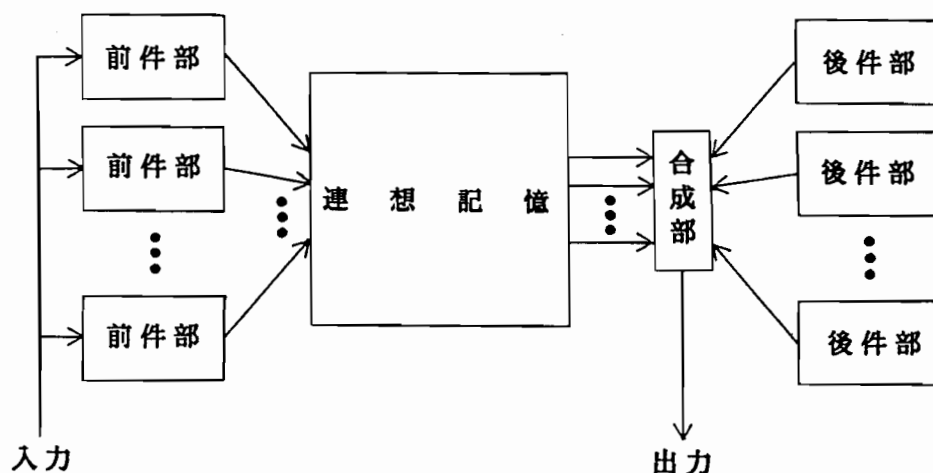


図 3.5 推論システムの構成

生かすことにより、より能力の高い推論システムを構築することが可能だと考える。そこで、本研究ではニューラルネットワークがブラックボックスとなることを最小限に防ぐため、診断プロセス内における sub goal について、それぞれ部分ネットワークを構築し、それらを上位の sub goal におけるネットワークで結合する複合型ネットワークを床版および主桁について構築することとした。さらに連想記憶を組み合わせることによりファジィ推論を可能とする推論システムの開発を行った。

3.2.5 双方向連想記憶を用いた推論機構

(1) 推論システムの構造

推論は、一般に IF-THEN ルールに基づいて行われる。本研究では、1つの IF-THEN ルールを、IF-THEN 関係、前件部の命題、後件部の命題の3つに分割して考える。そして、前件部および後件部の命題それぞれをニューラルネットワークで表現し、それらが双方向連想記憶 (Bidirectional Associative Memories: BAM) [10], [11], [12] によって結合されている構造を持つ推論システムを考える。図 3.5 に推論システム全体の構成を示す。

IF-THEN 関係は、図 3.6 に示すように BAM (関係 M) を 2 つ連結した構造で表現した。ここで、3 つの層 (入力層 (I), 中間層 (H), 出力層 (O)) はそれぞれ、前件部、ルールの概念、後件部に対応する。入力層の各ニューロンは、前件部の命題の想起度を表している。したがって、入力層のニューロンは各入力変数を定義している帰属度関数の数を足し合わせた数となる。中間層の各ニューロンは各ルールの想起度を表す。したがって、中間層のニューロンの数はルールの数に等しくなる。

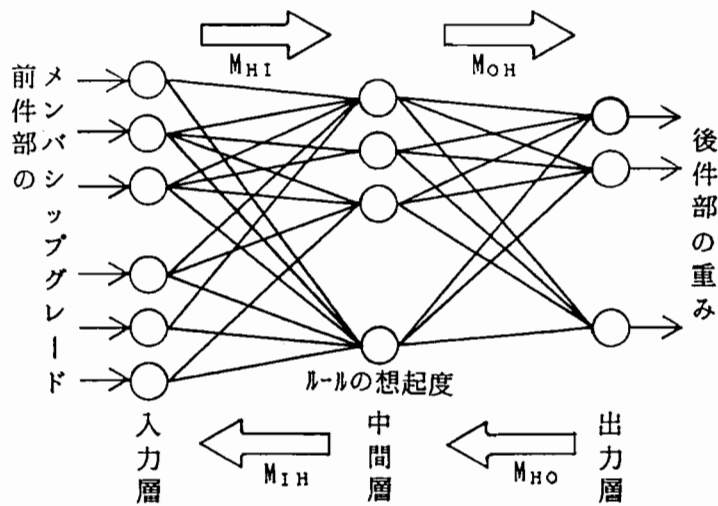


図 3.6 連想記憶を用いたIF-THEN関係

また，出力層の各ニューロンは後件部の命題の想起度を表しているため，出力層のニューロン数は，各出力変数を定義している帰属度関数の数を足し合わせたものとなる。

例えば，ここで，次のようなファジィルールを考え，推論ネットに記憶させる。

- R1) IF x_1 is P AND x_2 is P THEN y is PB
- R2) IF x_1 is P AND x_2 is Z THEN y is PS
- R3) IF x_1 is P AND x_2 is N THEN y is ZO
- R4) IF x_1 is Z AND x_2 is P THEN y is PS
- R5) IF x_1 is Z AND x_2 is Z THEN y is ZO
- R6) IF x_1 is Z AND x_2 is N THEN y is NS
- R7) IF x_1 is N AND x_2 is P THEN y is ZO
- R8) IF x_1 is N AND x_2 is Z THEN y is NS
- R9) IF x_1 is N AND x_2 is N THEN y is NB

ここで，P, Z, N, PB, PS, ZO, NS, NBはファジィ数である。各層のニューロン数は，それぞれ6, 9, 5となる。

次に，これらのファジィルールに対して，ノード間の因果に基づいて結合を行う。ここでは，ノード間の関係（同一ルールを構成するか否か）に基づいて，各層のニューロン同士を接続する。入力層(I)-中間層(H)，中間層(H)-出力層(O)の各層間のニューロンについては，同一ルールを構成するニューロン同士を正関係として(+1)，異なるルールを構成するニューロン同士を負関係として(-1)で結合する。また入力層内については，同一の入力変数に関するニューロン同士を負関

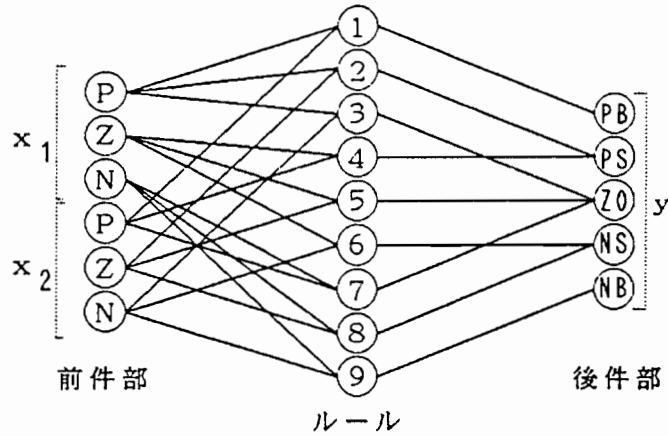


図 3.7 推論ネットの構成

—— は正の連結 (負の連結は省略)

係として(-1)で結合し、異なる入力変数に関するニューロン同士を無関係として結合を行わない。中間層、出力層については互いに負関係として(-1)で結合する。以上の操作により、図3.7に示すような推論ネットが構成できる。これに基づいて、例えば入力層(I)と中間層(H)間の結合マトリックスは次のように決定される。

$$M_{HI} = \begin{bmatrix} 1 & -1 & -1 & 1 & -1 & -1 \\ 1 & -1 & -1 & -1 & 1 & -1 \\ 1 & -1 & -1 & -1 & -1 & 1 \\ -1 & 1 & -1 & 1 & -1 & -1 \\ \alpha_{MI} & -1 & 1 & -1 & -1 & 1 & -1 \\ -1 & 1 & -1 & -1 & -1 & 1 \\ -1 & -1 & 1 & 1 & -1 & -1 \\ -1 & -1 & 1 & -1 & 1 & -1 \\ -1 & -1 & 1 & -1 & -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

ただし、 α_{MI} は正の定数。

同様に、 M_{OH} , M_{II} , M_{HH} , M_{OO} も決定される。

ここで、 M_{OH} は各ルールの確かさを示している。

(2) 連想記憶部の推論動作[12]

連想記憶部では入力 u から出力部の状態ベクトル z までの関係を、離散時間形システムとして表現する。推論は以下の式を用いて行われ、推論部は、図3.8に示すように入力部、中間部、出力部およびチェック・ポイントより構成されている。

$$c(k) = NN\{u(k)\}$$

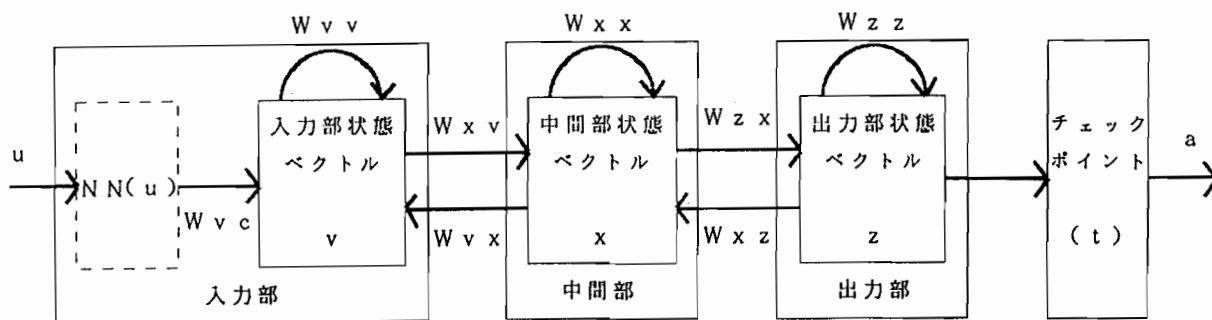


図 3.8 連想記憶部における推論動作の概念

$$\begin{aligned}
 v(k+1) &= f\{W_{vc}C(k) + W_{vv}v(k) + W_{vx}x(k)\} \\
 x(k+1) &= f\{W_{xv}v(k+1) + W_{xx}x(k) + W_{xz}z(k)\} \\
 z(k+1) &= f\{W_{zx}x(k+1) + W_{zz}z(k)\} \\
 v(0) &= v_0 \\
 x(0) &= x_0 \\
 z(0) &= z_0 \\
 W_{vx} &= W_{xv}^T \\
 W_{xz} &= W_{zx}^T
 \end{aligned}
 \tag{3.15}$$

ここで、 $NN(\cdot)$: 前件部ファジィ変数である帰属度関数を表すニューラルネットワーク,

$f(\cdot)$: シグモイド関数,

$W_{vc}, W_{vv}, W_{vx}, W_{xv}, W_{xx}, W_{xz}, W_{zx}, W_{zz}$: 各リンクの結合の重みを表すマトリックス.

特に、 W_{xz}, W_{zx} はルールの「確かさ」を表している。

ネットワークが平衡に達するまでの状態遷移は、複数のルールから適切な1つのルールを選択する過程である。したがって、平衡に達するまでの適当な時間(t)に出力 $z(t)$ を取り出し、後件部の重み a とすることにより、ファジィ推論に対応する推論を行うことが可能となる。また、ルールの確かさが高いほど早く活性化するため、確かなルールほど後件部の重みが大きくなるようにできる。

(3) ファジィルールの表現法

ファジィルールの記述法として、一般にルールの記述能力が高いといわれているファジィモデルの形式を考える。入力を u ，出力を y としたとき、モデル化の対象が次式で表現できると仮定する。

$$y=f(u) \quad (3.16)$$

このとき、対象とするシステムは、以下の n 個のファジィルールで表現できる。

$$\begin{aligned} R_1 : & \text{IF } u_1=C_{11} \text{ AND } \cdots \text{ AND } u_r=C_{1r} \text{ THEN } y_1=f_1(u) \\ & \vdots \\ R_i : & \text{IF } u_i=C_{i1} \text{ AND } \cdots \text{ AND } u_r=C_{ir} \text{ THEN } y_i=f_i(u) \\ & \vdots \\ R_n : & \text{IF } u_1=C_{n1} \text{ AND } \cdots \text{ AND } u_r=C_{nr} \text{ THEN } y_n=f_n(u) \end{aligned} \quad (3.17)$$

ただし、 $C_{11} \sim C_{nr}$: ファジィ変数、

$f(u)$: ニューラルネットワークモデル (非線形関数)

$f(u)$ には一般に、線形関数を用いられるが、本研究では線形関数の代わりにニューラルネットワークモデルを用いることとする。これによって、各推論ルールの後件部を非線形方程式とすることと同様の意味を持つといえる。ここで、1つのニューラルネットワークモデルを用いて全体の非線形関係を同定することも可能であるが、本研究では1つのルールに対して1つのニューラルネットワークモデルを用いることとする。これにより、全体の非線形関係をより明確に表現できるとともに、対象モデルに関するブラックボックス化を最小限に抑えることができると考える。

入力 $\mathbf{u}=\{u_1, u_2, \dots, u_r\}^T$ に対する各ルール後件部の出力 y への寄与度 $\mathbf{a}=\{a_1, a_2, \dots, a_n\}^T$ は、

$$a_i = \prod_{j=1}^r C_{ij}(u_j) \quad (i=1, 2, \dots, N) \quad (3.18)$$

ここで、 $C_{ij}(u_j)$: ファジィ変数 C_{ij} に対する入力 u_j の帰属度として求める。

最終的な出力値 y は、連想記憶によって求められる後件部の重み a を用いて次式のように、重み付き合成により求められる。

$$y = \frac{\sum_{i=1}^n a_i y_i}{\sum_{i=1}^n a_i} \quad (3.19)$$

ここで、 y_i : i 番目のニューラルネットワーク出力値

a_i : i 番目のニューラルネットワークの後件部の重み

3.2.6 ファジィルールの更新手法

ここでは、ファジィルールの更新方法について述べる。ここで、ルールの更新は、ルールの「確かさ」の更新と後件部ニューラルネットワークの更新の2つに分類される。以下にそれぞれについて述べる。

(1) ルールの「確かさ」の更新手法

ルールの「確かさ」は、前述したように連想記憶部における中間層（ルールの概念を表わす）と出力層（後件部の重みを表わす）のリンクの重みの大きさによって表されている。「確かさ」の更新は、この重みをHebbの学習則[10]を用いて修正していくことにより行う。ここで、ルールの「確かさ」を表わすマトリックス W_{xz} (W_{zx}) の要素 W_{ij} について考える。 W_{xz} (W_{zx}) の更新は一定回数の推論の後に行われるが、その際、 W_{ij} の更新は独自の時間上で表される次式によって修正されるものとする。

$$\dot{W}_{ij}(t) = -W_{ij}(t) + X_i R_j \quad (3.20)$$

ただし、 $W_{ij} \in \{0, \infty\}$, $X_i \in \{0, 1\}$: ルール i と後件部 j の関係の有無

$R_j \in \{0, \infty\}$: 後件部 j のルール i に対する「確かさ」

ここで、 $X_i=1$, $R_j=\text{const.}$ で、 R_j は後件部がルールに完全に適合している値とした場合、式(3.18)から次式が得られる。

$$W_{ij}(t) = \exp(-t) \{W_{ij}(0) - R_j\} + R_j \quad (3.21)$$

これより、 k 回目 ($k \geq 1$) の更新における W_{ij} の修正量 ΔW_{ij} は次式で与えられる。

$$\Delta W_{ij} = \exp[-T(k-1)] \{1 - \exp[-\delta T]\} \{R_j - W_{ij}\} \quad (3.22)$$

ここで、 $T(k-1)$: ($k-1$) 回目の更新時刻（ニューロン j の独自の時間上）、

$$T(0) \geq 0$$

δT は ($k-1$) 回目の更新から k 回目の更新までの時間で、現在の重み W_{ij} に反比例し、ルール i (R_i) が参照された頻度 $\sum a$ に比例する量で決定されるものとする。

$$\delta T = \beta \cdot \min\{1, \eta \cdot \sum a / W_{ij}(k)\} \quad (3.23)$$

ただし、 β : 1回の更新で進む最大の時間幅（正の定数），

η : ルールの参照頻度と確かさが時間幅 δT に影響する比率。

式(3.22),式(3.23)の修正則によると，あるルールの「確かさ」に対する修正量は，そのルール後件部の出力への重みの累積値に比例し，現在の「確かさ」に反比例するように決められる。すなわち，参照される頻度が高く，しかも確かでないルールについての学習が早く進み，逆に余り参照されない確かなルールの学習は進みにくくなる。また，学習が進むにつれて， W_{ij} は R_j に漸近していく。ただし， $\delta T=0$ の時は学習は行われないうこととなる。なお，「確かさ」は，システム内で自動的に更新されるようになっている。

(2)後件部ニューラルネットワークモデルの更新

後件部ニューラルネットワークの知識更新は，対象システムに対する事例（本研究の場合，橋梁に対する診断データ）が得られた場合，あるいは，システムの出力結果が正解と異なる場合に行われる。この時，各 sub goalは部分ネットワークとして構築しているため，すべてのニューラルネットワークモデルについて知識の更新を行う必要はなく，入力データに関係のある sub goalだけを更新すれば良いことになる。また，更新手法は，誤差逆伝播アルゴリズム[9]を用いて行われるため，入力データと出力データの組を教師データとして加える，あるいは，それに基づいて教師データを変更するだけでよい。これにより知識更新のためにかかる時間を短縮することができる。

3. 3 ニューラルネットワークを利用した知識更新機能を有する耐用性診断エキスパートシステム

3.3.1 初期知識の獲得

ニューラルネットワークを構築するためには，初期知識を獲得することが不可欠となる。本システムの場合，過去の診断事例を初期知識とすることが最適であると考えられるが，診断プロセスにおける各入力項目の組み合わせを全て満たすだけの過去の診断事例を得ることは不可能であると言える。そこで，ここでは，初期段階における知識の獲得として第2章で構築したシステム（以下，前章のシステムと称する）における知識ベースをそのまま利用することによって代行することとした。以下に，『曲げひびわれ』の場合を例にしてその手順を説明する。

『曲げひびわれ』は，現在の診断プロセスにおいては，「ひびわれ状況」と「遊離石灰」から評価されている（図3.9参照）。ここで，『曲げひびわれ』を

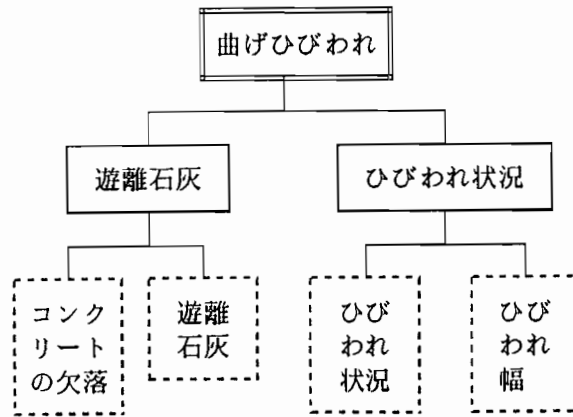


図 3.9 「曲げひびわれ」に関する診断プロセス

評価するにあたっては一般に、「ひびわれ状況」の方が「遊離石灰」よりも健全度判定を行うための主要因となる場合が多いと考えられるため、「ひびわれ状況」の各入力条件を基にして、以下のようにモデル化することができると思う。

$$\begin{aligned}
 \text{Rule 1: } & \text{if } x_1=A_1 \text{ and } x_2=B_1 \text{ then } y=f_1(x_1, x_2, x_3, x_4) \\
 \text{Rule 2: } & \text{if } x_1=A_1 \text{ and } x_2=B_2 \text{ then } y=f_2(x_1, x_2, x_3, x_4) \\
 \text{Rule 3: } & \text{if } x_1=A_1 \text{ and } x_2=B_3 \text{ then } y=f_3(x_1, x_2, x_3, x_4) \\
 & \vdots \\
 \text{Rule 7: } & \text{if } x_1=A_3 \text{ and } x_2=B_1 \text{ then } y=f_7(x_1, x_2, x_3, x_4) \\
 \text{Rule 8: } & \text{if } x_1=A_3 \text{ and } x_2=B_2 \text{ then } y=f_8(x_1, x_2, x_3, x_4) \\
 \text{Rule 9: } & \text{if } x_1=A_3 \text{ and } x_2=B_3 \text{ then } y=f_9(x_1, x_2, x_3, x_4)
 \end{aligned}
 \tag{3.24}$$

ここで、 x_1 : ひびわれ状況
 x_2 : ひびわれ幅
 x_3 : コンクリートの欠落
 x_4 : 遊離石灰

A_1 : ひびわれがかなり多い B_1 : ひびわれ幅が大きい
 A_2 : ひびわれが多い B_2 : ひびわれ幅が中程度
 A_3 : ひびわれが少ない B_3 : ひびわれ幅が小さい

$y = [\text{danger, slightly danger, moderate, slightly safe, safe}]$

: 評価結果

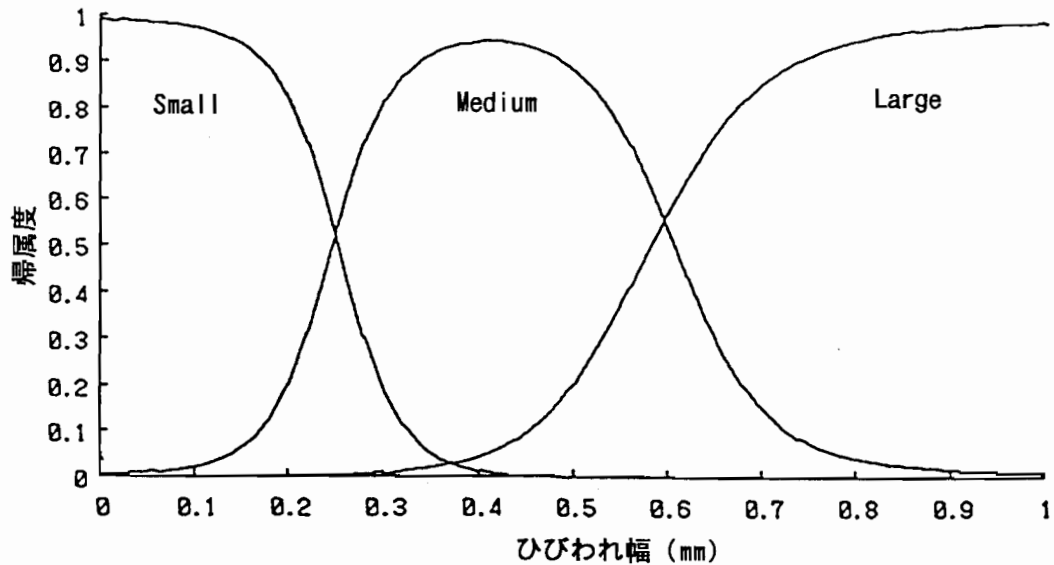


図 3.10 ひびわれ幅を表す帰属度関数

$f(\cdot)$: ニューラルネットワークモデル

したがって、各ルールに対応するように9個 ($f_1 \sim f_9$) の後件部ニューラルネットワークを構築することになる。ここで、前章のシステムでは、あらかじめ各ルールごとに設定されている帰属度関数を、Dempsterの結合則を用いて結合していくという推論手法をとっているため、各ルールにおいて考えられる全ての条件の組み合わせに対して Dempsterの結合則を用いて推論を行い、その結果を初期知識獲得のための教師データとすることとした。こうして獲得した教師データを用いて、誤差逆伝播アルゴリズムにより初期知識獲得のための学習を行う。このようにして初期知識を獲得することにより、少なくとも前章のシステムと同レベルの診断を行えることを保証することができると考える。

次に、ファジィIF-THENルールにおける前件部のファジィ変数の決定方法について述べる。前件部ファジィ変数を表す帰属度関数は、ニューラルネットワークを用いて容易に表現することができる。すなわち、帰属度関数を離散的に表わしたものを教師データとして、誤差逆伝播アルゴリズムにより学習を行えば良い。例えば、ひびわれ幅に関するファジィ集合を以下のように与えた場合、図3.10のような帰属度関数が得られる。

$$\text{ひびわれ幅小 Small} = \{1.0/0.0, 0.8/0.2, 0.2/0.3, 0.0/0.4\}$$

$$\text{ひびわれ幅中 Medium} = \{0.0/0.1, 0.2/0.2, 0.8/0.3, 1.0/0.4,$$

$$0.9/0.5, 0.5/0.6, 0.2/0.7, 0.0/0.8\} \quad (3.25)$$

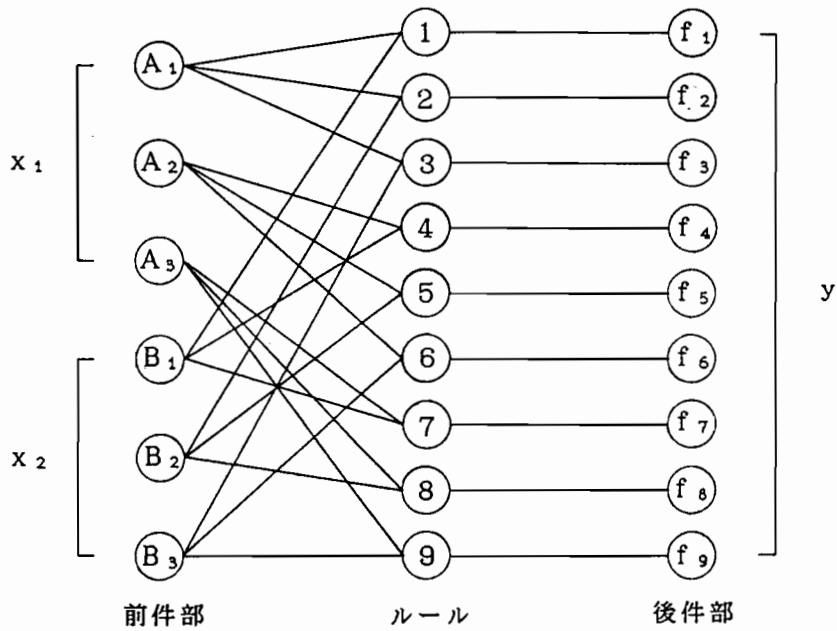


図 3.11 連想記憶ネットワーク

ひびわれ幅大 Large = {0.0/0.4, 0.2/0.5, 0.6/0.6, 0.8/0.7,
0.95/0.8, 1.0/0.9, 1.0/1.0}

次に、連想記憶部内の結合の重みについて述べる。3.2.5項で述べたように、連想記憶部では、同一ルールを構成するかどうかに基づいて各層のニューロンの結合を決定する。したがって、『曲げひびわれ』の場合、式(3.24)に基づいて図3.11のように連想記憶ネットワークが構成される。また、図3.11に基づいて決定される結合マトリックスの内、ルールの「確かさ」を意味する W_{xz} は、以下のよう表される。

$$W_{xz} = \begin{bmatrix} C_{xz} & \begin{bmatrix} 1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 \\ -1 & 1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 \\ -1 & -1 & 1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 \\ -1 & -1 & -1 & 1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 \\ -1 & -1 & -1 & -1 & 1 & -1 & -1 & -1 & -1 \\ -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & 1 & -1 & -1 & -1 \\ -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & 1 & -1 & -1 \\ -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & 1 & -1 \\ -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & -1 & 1 \end{bmatrix} \end{bmatrix} \quad (3.26)$$

ここで、 C_{xz} は各ルールの「確かさ」を表すマトリックスで、本研究では、前システムより獲得した知識の「確かさ」を60%として、全てのルールに対して設定した。

以上の操作をすべてのsub goalおよびfinal goalに対して行うことにより初期知識の獲得を行った。

3.3.2 客観的指標の設定

ニューラルネットワークを用いて知識の洗練を行うためには、教師データが必要となることは前述の通りである。すなわち、実橋試験結果等から得られる評価結果を後件部ニューラルネットワークの知識洗練を行うための教師データ（客観的指標）として設定しなければならない。このような実橋試験結果等から判定された橋梁の耐用性評価は、現時点での「コンクリート橋診断エキスパートシステム」による診断結果と比較してはるかに客観性があり、かつ信頼性が高いものと考えられる。したがって、これらの評価結果を知識洗練を行う際の教師データ（客観的指標）として設定することが理想的であるといえる。しかし、システムによる出力は、健全度の評価として総合化して行われるため、安全性指標、コンクリートの圧縮強度等による評価等の個々の項目と直接比較できないことから、ルールをどの程度変更するかという判断を明確に行えないことが考えられる。そこで、システムと実橋試験の間に専門技術者の判断を介在させることにより、実橋試験結果による知識洗練を行うことも可能であると考え、主として、専門技術者に対する診断対象橋梁の耐用性評価アンケートを用いて知識の洗練を行うこととした。

耐用性評価アンケートの実施方法は、複数の専門技術者に対して、実際に診断対象橋梁の損傷状態を目視・観察してもらうことによって回答を求める方法をとっている。ここで、損傷に対する評価は、橋梁に携わった経験年数によって異なってくると考えられるため、できるだけ経験年数の長い専門技術者にアンケートを依頼することとした。また、アンケート調査における評価は、診断対象橋梁の耐用性、耐荷性、耐久性および「コンクリート橋診断エキスパートシステム」のsub goalに対応した項目について、それぞれ100点満点の点数で評価を行うものとした。また、この他、補修・補強の必要性および橋梁の余寿命に関する主観的評価についての回答も得た。

これらのアンケート結果は、20点刻みで集計し、0～19点、20～39点、40～59点、60～79点、80～100点のカテゴリーを、それぞれdanger, slightly danger, moderate, slightly safe, safeの5段階の評価値に対応させて取り扱うこととした。これを本システムによる診断結果と直接比較することにより、比較的容易・確実に知識の洗練を行うことが可能となると考える。

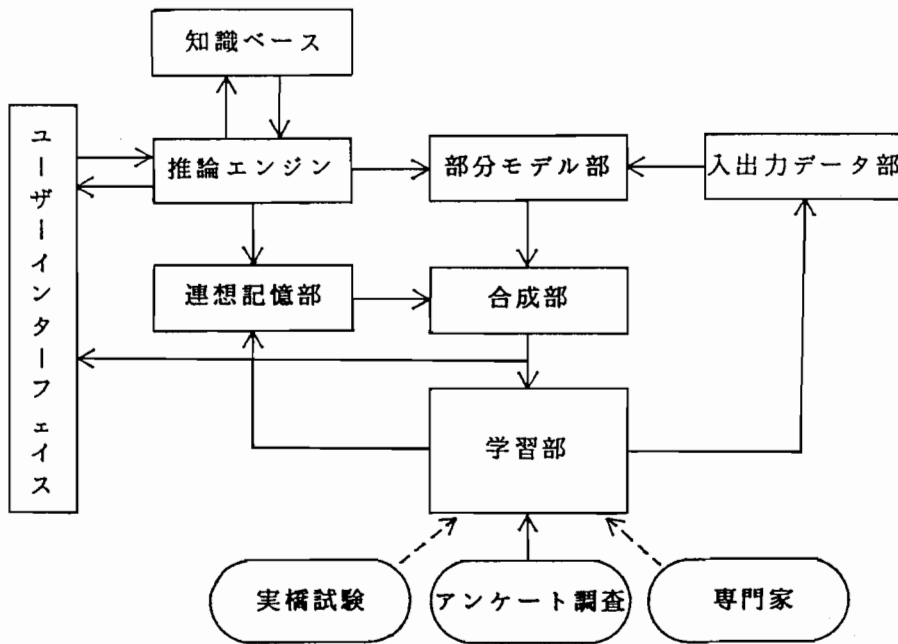


図 3.12 本システムの構成

3.3.3 システムの構成

本システムの構成を図3.12に示す。本システムの知識ベース、推論エンジン、連想記憶部および部分モデル部（ニューラルネットワークモデル）は、パーソナルコンピュータ上に構築し、また、学習部はワークステーション上で行っている。なお、本システムは全てC言語によって記述されている。

図3.13は、本システムの推論の流れを示したものであり、写真3.1は、本システムの初期画面を示したものである。システムはまず、橋梁諸元、環境条件、交通量、各ひびわれの状態といった基本的な項目についての質問を行い、利用者からの回答を事実節としてアサートする（写真3.2参照）。そして、推論ルールに基づいて、関連する全ての事実節を検索する。ここで、検索された事実節のメッセージ番号が「q」であれば新たな質問を行い、その回答を事実節としてアサートし、番号であればこれに対応したメッセージを出力する（写真3.3参照）。このような前向き推論を繰り返し行い、全てのルールの検索を終えた後、連想記憶およびニューラルネットワークによる推論に移る。まず、連想記憶部では、前件部の合致度が求められ、それをもとに連想記憶を行うことにより、後件部の重みを算定する。そして、後件部ニューラルネットワークモデルからの出力と合成することにより診断結果が得られる。ここでの診断結果は、各判定項目ごとに、safe, slightly safe, moderate, slightly danger, dangerの5段階の状態に対して、

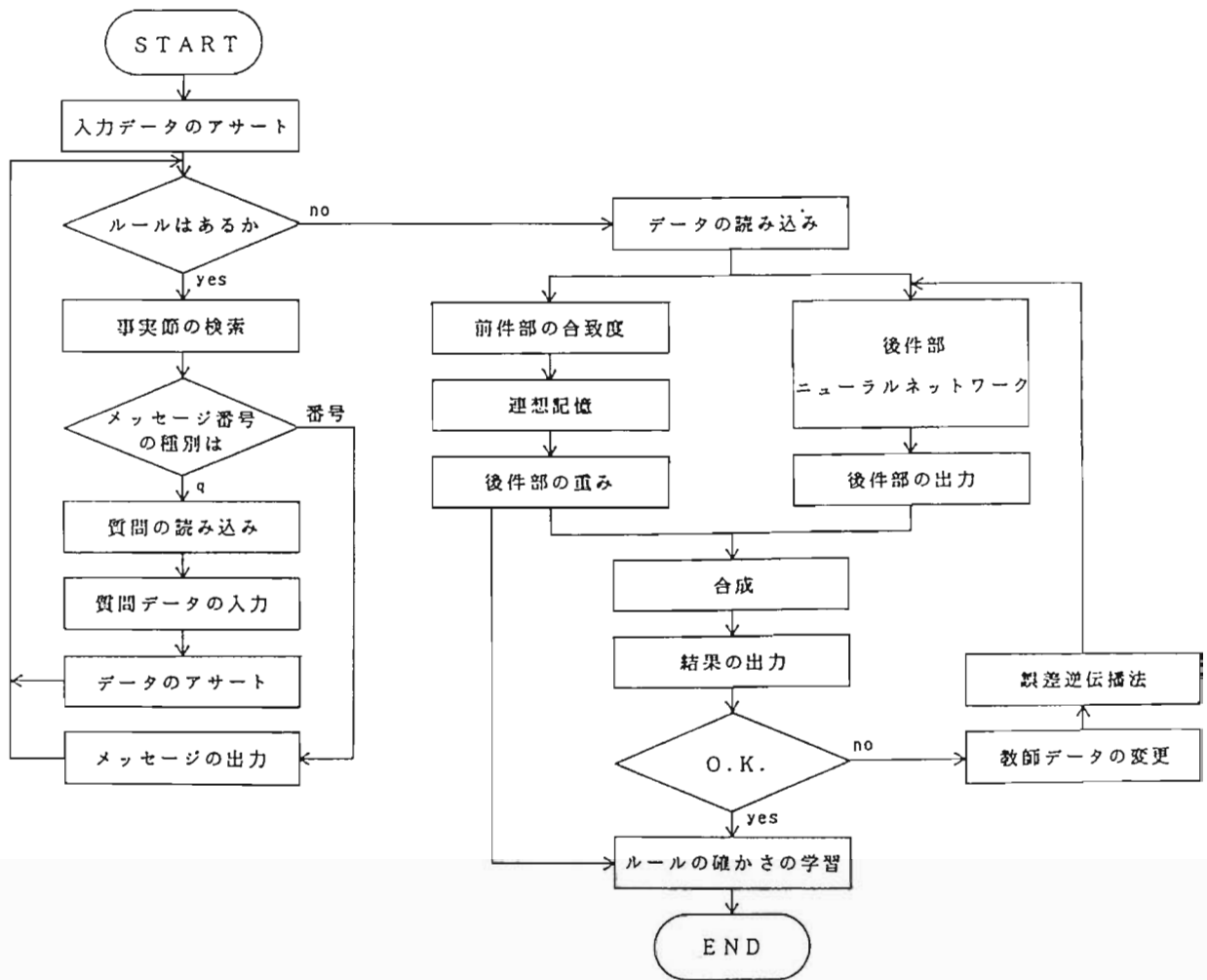


図 3.13 本システムの推論フロー

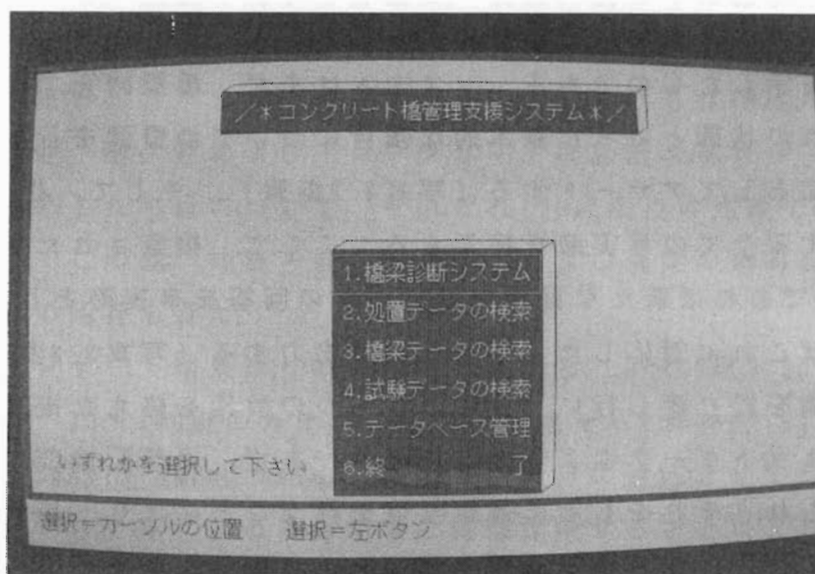


写真 3.1 本システムにおける初期画面

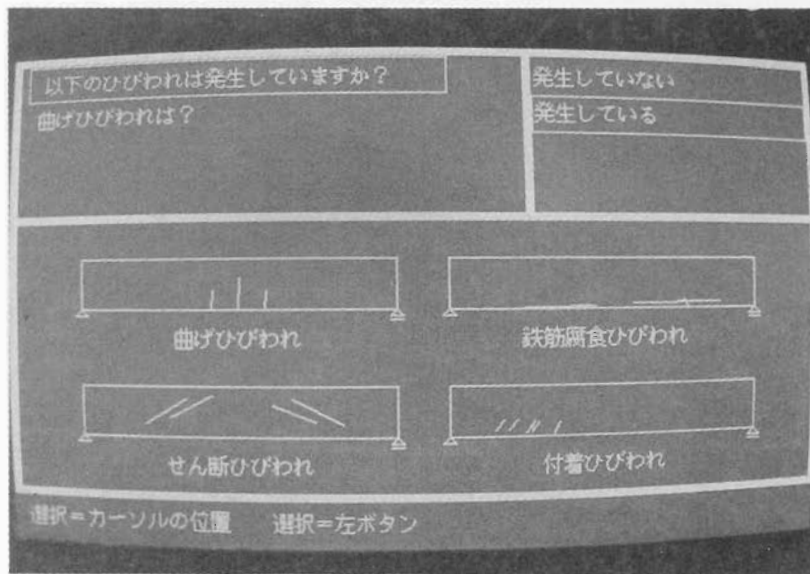


写真 3.2 本システムへの入力例

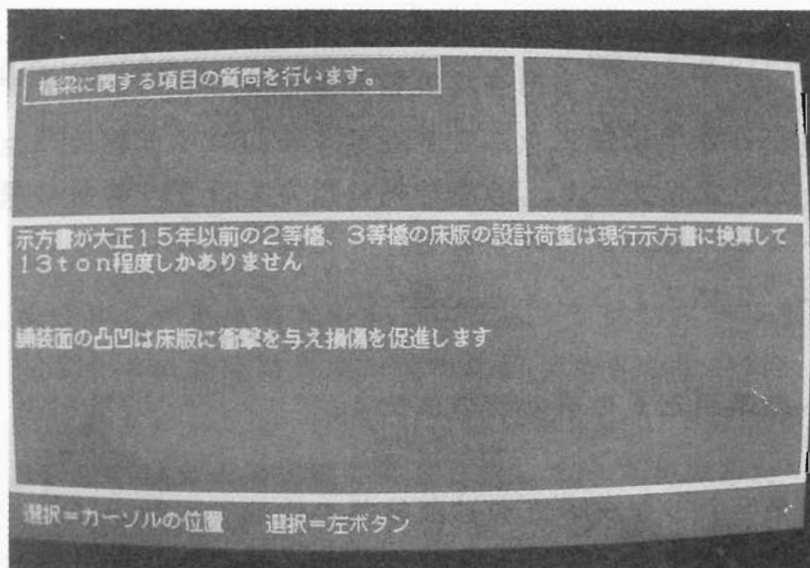


写真 3.3 本システムからのコメントの出力例

主桁の耐用性に関する診断結果は次のようになります

平均健全度	Danger	S_danger	Moderate	S_safe	Safe	Fuzziness
54.345	0.044	0.236	0.255	0.387	0.077	0.396

左ボタンをクリックして下さい

写真 3.4 本システムによる診断結果の出力例

それぞれの状態に属する確率に準ずる値として出力された健全度評価のことである（写真3.4参照）。また、床版および主桁に対する補修・補強の必要性および橋梁の余寿命に関する診断結果についても出力可能としている。この診断結果が適切でない場合は、アンケート調査結果等の指標をもとに入出力データ（教師データ）を変更し、誤差逆伝播アルゴリズムによる知識の洗練を行った後、再度ニューラルネットワークを実行し、診断結果の出力を行う。診断結果が適切であった場合は、ルールの「確かさ」の更新を行った後、「コンクリート橋診断エキスパートシステム」を終了することとなる。

3. 4 実橋への適用とその有効性の検証

3.4.1 前章で構築したシステムとの診断結果の比較

ここでは、新たに構築したコンクリート橋診断エキスパートシステムを実橋梁の耐用性診断に適用し、本システムの診断結果を前章のシステムの診断結果と比較することによって初期知識の獲得が正確に行われているかどうかの確認を行う。

ここで、耐用性診断を行う橋梁は、施工状態が比較的悪く、また、主桁については、曲げひびわれ、せん断ひびわれ、鉄筋の腐食ひびわれが発生している。特に、腐食ひびわれのひびわれ幅がかなり大きく、その付近で遊離石灰、コンクリ

表 3.1 前章のシステムによるRC-T桁橋主桁の診断結果の一例

判定項目	平均健全度	danger	slightly danger	moderate	slightly safe	safe
設計 施工 供用状態	47.0	0.151	<u>0.273</u>	0.161	<u>0.371</u>	0.044
	17.4	0.338	0.605	0.056	0.000	0.000
	76.0	0.000	0.000	0.167	0.644	0.189
曲げひびわれ せん断ひびわれ 腐食ひびわれ	60.9	0.000	0.173	0.447	0.191	0.189
	60.9	0.000	0.186	0.435	0.186	0.194
	39.6	0.260	0.457	0.016	0.051	0.217
主桁の全体的損傷 主桁耐荷性 主桁耐久性	50.9	0.127	0.285	0.293	0.106	0.189
	56.2	0.099	0.185	0.293	0.210	0.213
	49.8	0.146	0.308	0.136	0.244	0.166
主桁耐用性	51.7	0.161	0.245	0.201	0.221	0.173

表 3.2 本システムによるRC-T桁橋主桁の診断結果の一例

判定項目	平均健全度	danger	slightly danger	moderate	slightly safe	safe
設計 施工 供用状態	64.7	0.001	0.019	0.319	<u>0.564</u>	0.097
	24.8	0.330	0.608	0.055	0.005	0.002
	70.0	0.014	0.026	0.144	0.575	0.241
曲げひびわれ せん断ひびわれ 腐食ひびわれ	58.4	0.035	0.240	0.260	0.202	0.264
	58.7	0.033	0.313	0.145	0.202	0.307
	25.1	0.283	<u>0.698</u>	0.006	0.006	0.007
主桁の全体的損傷 主桁耐荷性 主桁耐久性	52.0	0.148	0.222	0.208	0.227	0.195
	65.8	0.001	0.038	0.300	0.493	0.168
	52.6	0.058	0.165	0.394	0.352	0.031
主桁耐用性	58.9	0.019	0.109	0.343	0.464	0.065

ートの欠落が大きいRC-T桁橋である。このような状態にある橋梁の主桁に対するそれぞれのシステムの診断結果の一例を比較したものを表3.1, 表3.2に示す。この中で、『主桁設計』のsub goalを除いた他のsub goalでは、前章のシステムと本システムの診断結果はほとんど同じ評価となっている(表3.1, 表3.2参照)。『主桁設計』に関しては、前章のシステムの推論過程は、Dempsterの結合則を用いて、帰属度関数を上位sub goalに結合していく手法をとるため、推論が進むにつれてあいまいさが大きくなるという傾向がみられる。このため、ピーク位置がslightly dangerおよびslightly safeの2箇所に見れるという矛盾を生じていると考えられる(表3.1参照)。これに対して本システムによる診断結果(表3.2参照)は、1箇所のピーク位置にある程度集中した診断結果となっている。この診断結果についての誤差は、さらにニューラルネットワークによる知識洗練によって改

表 3.3 知識の洗練に用いた主桁ひびわれに関する教師データの一例

判定項目	danger	slightly danger	moderate	slightly safe	safe
主桁曲げひびわれ	0.000	0.154	0.538	0.308	0.000
主桁せん断ひびわれ	0.000	0.308	0.231	0.231	0.231
主桁腐食ひびわれ	0.077	0.154	0.308	0.385	0.077

表 3.4 ひびわれに関して知識洗練を行った後の本システムによる診断結果の一例
(主桁ひびわれ)

判定項目	平均健全度	danger	slightly danger	moderate	slightly safe	safe
曲げひびわれ	54.5	0.029	0.179	0.427	0.268	0.098
せん断ひびわれ	57.6	0.017	0.305	0.208	0.223	0.247
腐食ひびわれ	51.7	0.090	0.217	0.279	0.345	0.070

善していく必要があると考えられる。その他の診断結果については、ほぼ前章のシステムの診断結果と一致した結果となっている（表3.1，表3.2参照）。

以上のように、本システムは、前章のシステムの知識ベース内に蓄えられていた知識をほとんど正確に獲得できたと考える。しかし、その診断結果にはまだ様々な問題点があるといえるため、知識ベースの洗練を行うことが不可欠であるといえる。

3.4.2 アンケート調査結果を用いた知識の洗練

本節では、専門技術者に対する耐用性評価アンケート調査を教師データ（客観的指標）として用いることによって、後件部ニューラルネットワークにおけるシステムの「知識の洗練」を試みる。

アンケート調査は、3.3.2項に述べたように、アンケート結果を20点刻みで5段階にわけて集計し、これをシステムの評価値であるdanger～safeに属する確率に準ずる値として処理したものを教師データ（客観的指標）としたものである。これを用いて、誤差逆伝播アルゴリズムにより「知識の洗練」を行うこととなる。ただし、ここでは、前述のRC-T桁橋診断項目の内、一例として主桁ひびわれに関するsub goalについてのみ知識洗練過程を示すことにする（表2参照）。表3.3は、主桁の各ひびわれに関するアンケート調査結果（教師データ）を示したものであり、表3.4は、表3.3の教師データを用いることによって後件部ニューラル

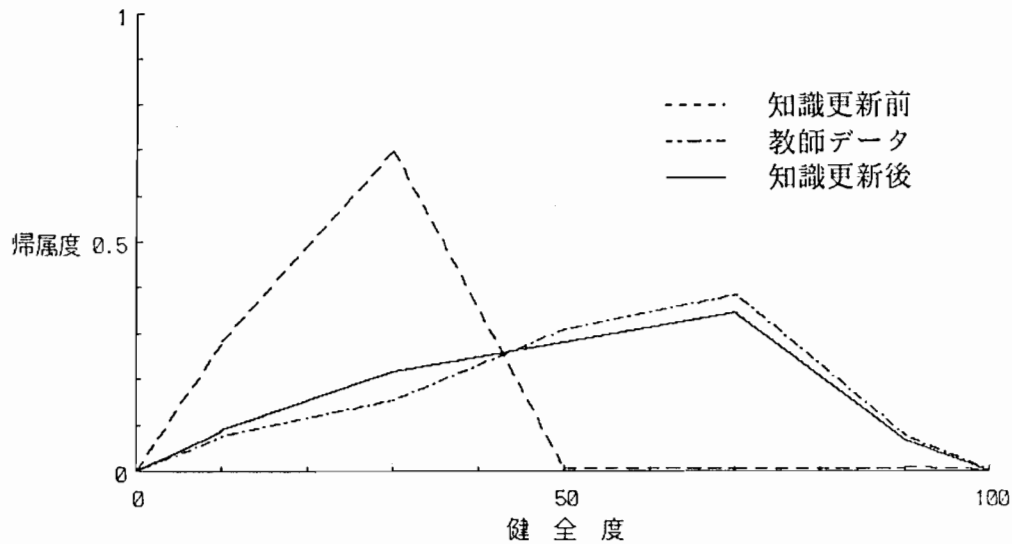


図 3.14 「主桁腐食ひびわれ」の診断結果の比較

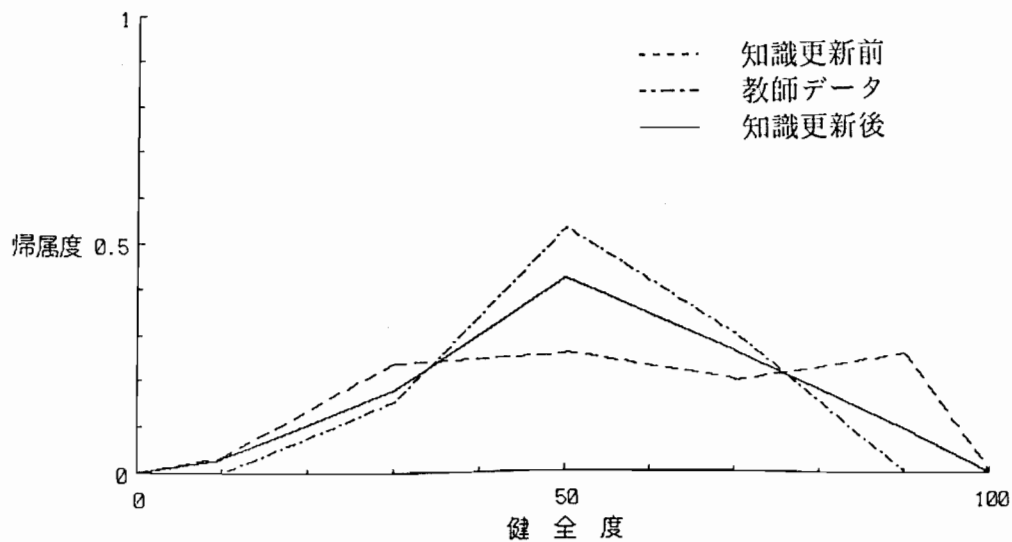


図 3.15 「主桁曲げひびわれ」の診断結果の比較

ネットワークの「知識の洗練」を行った後の主桁ひびわれに関する本システムによる診断結果である。また、図3.14、図3.15は、『主桁腐食ひびわれ』、『主桁曲げひびわれ』それぞれについて、知識洗練前のシステムによる診断結果、知識洗練に用いた教師データ、知識洗練後のシステムによる診断結果を帰属度関数に見立てた形で表現したものである。

これより、『主桁腐食ひびわれ』に対する評価は、知識洗練を行う前の診断結果ではslightly dangerと評価されていたものが、知識の洗練によって、slightly safeを支持する評価に変更されたことがわかる（表3.2、表3.4、図3.14参照）。

また、『主桁曲げひびわれ』については、知識洗練前の診断結果は、評価ランク間に大きな差がなくあいまいな評価となっていたが、知識洗練後は、moderateを高く指示する結果となっており、あいまいさが減少していることがわかる（表3.2, 表3.4, 図3.15参照）。

以上より、本システムにおける知識洗練精度はかなり高いということができ、本システムの知識更新機能の有効性が検証できたと考える。しかし、アンケート調査結果を教師データ（客観的指標）とする場合、アンケート調査結果そのものの信頼性が問題となり、場合によっては教師データが矛盾してしまい、知識の洗練を行えないこともあると考えられる。したがって、今後は、実橋試験等から得られる、より客観的なデータと対応させた指標を教師データとすることが望まれる。

3. 5 橋梁診断のシステム化の方向性

第1編で示した安全性評価法は、現在、実際に行われている目視点検を主体とした診断方法における問題点を解決すべく検討し、提案した手法である。一方、本編で示したエキスパートシステムによる方法は、現行の方法を認めた上で、橋梁管理者の有する専門的知識や判断基準を抽出して、ルールベースに蓄積するとともに、診断の過程に内在する主観的あいまいさを合理的に取り扱うことにより、ある意味で客観性を持たせ、管理者自身の経験の度合いや性格に依存することなく統一的な判断を可能とするものである。

また、別の観点から見ると、第1編の安全性評価法は、ある同一環境下にある同一の劣化メカニズムを有する橋梁毎に検討するものであり、また橋梁全体系の安全性に焦点を絞っているという特徴を有する。これに対して、エキスパートシステムは、広い範囲の劣化因子を診断プロセスの中に有しており、また橋梁の主構造部材である主桁と従構造部材である床版の両方を対象とし、さらに耐荷性と耐久性を評価項目とした、いわば総合的な評価を行うためのものであるといえる。したがって、前者の方法を別の環境下（例えば塩害環境）にある橋梁に対して適用する場合、第1編に示した手順と同様の手順で、数橋の実橋に対して実橋載荷試験、材料試験等を行って、安全性を評価し、その結果を新たな影響因子を考慮して統計解析することにより、簡易評価法を作成する必要がある。したがって、本手法による場合、最終的に確立される診断法の信頼性が非常に高いが、実用化までにある程度の検討期間を要することになる。これに対してエキスパートシステムの場合、診断プロセスに対象とする劣化因子を含んでいる限り現状のまま適用することが可能であるといえる。ただし、この場合でも診断結果の妥当性を

検証した上で、必要ならば教師データによる学習を行うことになる。つまり、この両者の手法は、それぞれに長所、短所があり、両者を用いることによってお互いの欠点を補うとともに、相互に診断の信頼性を向上させることが可能であると考えられる。また、橋梁全体系の損傷よりも一般に進行が著しい床版の疲労損傷についても、本エキスパートシステムは対応可能である。

次に、ある対象橋梁群に対して、これら両手法が確立された段階における維持管理の取り組みについて、本研究での考え方を図3.16にまとめる。まず、目視検査を主とした日常点検の結果を基に、エキスパートシステムによる診断により耐用性の概略評価を行う。この診断結果と各橋梁の橋齢に基づいて、各橋梁の定期試験計画を作成することが可能である。また、診断において異常が判明した場合には、特別な措置として定期試験程度の検査を実施する必要がある。定期試験としては、詳細な目視検査、中性化深さ測定等の材料試験を行い、この結果を基にエキスパートシステムにより、主桁および床版の耐用性、余寿命評価を行うとともに、材料試験結果を利用した統計解析により主桁の安全性評価、安全性の経年変化予測式の作成と余寿命評価を行う。ここで、主桁に関しては、両手法による結果を比較して評価の妥当性を検証することができる。さらに、安全性の経年変化予測式を利用して、詳細試験の実施時期を決定する。詳細試験は各橋梁毎の最適実施時期に基づいて、適切な実施計画を立てた上で、合理的に実施していく必要がある。詳細試験の実施時期まで長期間を有する場合には、日常点検や定期点検を計画的に実施して、同様の手順により安全性、余寿命、詳細試験の実施時期の再評価を行う。そして、詳細試験として、載荷試験、材料試験を実施し、その結果に基づいて詳細な安全性評価を行い、詳細試験前に作成された安全性の経年変化予測式を修正した上で、余寿命を算定する。対象橋梁が寿命に達すると架け換えもしくは補修・補強の判定を行うことになる。本研究では、寿命限界を橋梁管理技術者を対象としたアンケート調査により決定したが、この基準は、架け換えもしくは全面的な補強を要する時期に対応するものであると考えられる。しかし、補修・補強は、必ずしも寿命限界で行うことが適切であるとは言えないため、安全性の経年変化のどの段階で、どの程度の補修・補強を行うことが望ましいかということについて十分検討を行った上で、最終的に決定する必要があるものと考えられる。一方、床版については、第1編では、評価対象としていないが、本編におけるエキスパートシステムにおいては、主桁と区別して耐用性を評価することとしている。また必要であれば、詳細試験により床版の耐用性をさらに詳細に評価する。現場試験による床版の耐用性評価法については、宮本の研究[13]があり、このような手法を組み合わせることにより、床版についての評価を合理的に行うことが可能であり、補修・補強の判定へと結びつけることができる。

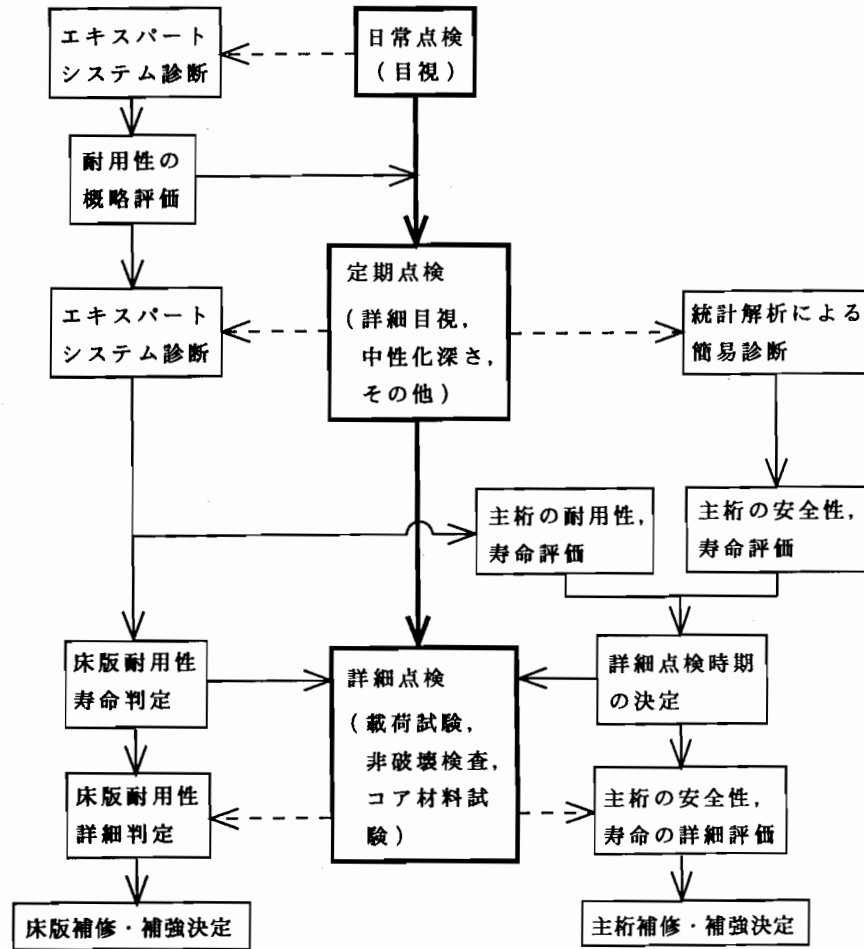


図 3.16 コンクリート橋の維持管理の流れ

3. 6 結言

本章では、前章で構築した「コンクリート橋診断エキスパートシステム」において、ニューラルネットワークと双方向連想記憶を組み合わせた推論システムを構築し、実橋試験時に実施した専門技術者に対するアンケート調査結果を教師データ（客観的指標）として利用することにより、知識更新機能を付与することを試みるとともに、本システムにおける知識更新機能の有効性を検証した。また、エキスパートシステムによる手法と第1編に示した現場試験による安全性評価法を利用した、コンクリート橋の耐用性診断のシステム化の方向性について検討した。本章で得られた結論を以下にまとめる。

- (1) ファジィエキスパートシステムの実用化を目的として、帰属度関数結合、ファジィ写像における重みや非線形性を現実に合うように更新するため、ニューラルネットワークを適用して、教師データによる学習機能を付与した。

- (2) ニューラルネットワークを適用する際に最も問題となる診断のブラックボックス化を最小限に抑えるため、各sub goalのルール毎に分割したネットワークを構築するとともに、連想記憶を組み合わせることにより、ファジィ推論への対応づけを行い、診断過程、根拠の明確化を図った。
- (3) ニューラルネットワークを用いたコンクリート橋診断エキスパートシステムを実橋に対して適用し、診断結果の検証を行った。この結果、第2章で構築したシステム（ファジィエキスパートシステム）の診断結果とほぼ一致したため、本システムの前システムからの知識獲得が正常に行われたことが明らかとなった。
- (4) 専門技術者に対するアンケート調査を利用して、ニューラルネットワークによる知識の洗練を行った。これにより、良好な知識の洗練結果が得られたため、本システムの知識更新機能の有効性が検証できたと考える。
- (5) 最後に本編に示したエキスパートシステムによる手法と第1編に示した現場試験による安全性評価法を利用した、コンクリート橋の耐用性診断のシステム化の方向性とそれに基づく維持管理の流れを示した。

参 考 文 献

- [1] 宮本文穂・森川英典・益成一郎・古川正典：橋梁診断エキスパートシステムにおける知識の更新手法，構造工学論文集，Vol.37A, II, pp.643～654, 1991.3.
- [2] 宮本文穂・森川英典・古川正典：知識更新機能を有するコンクリート橋診断エキスパートシステムの開発，構造工学論文集，Vol.38A, II, pp.543～556, 1992.3.
- [3] 宮本文穂・森川英典・木下和哉・竹内和美：コンクリート橋診断ニューロファジィエキスパートシステムの開発，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15, No.2, pp.771～776, 1993.6.
- [4] 宮本文穂・森川英典・古川正典・松原拓磨：アンケートを利用した知識更新と橋梁診断エキスパートシステムの実用化，建設工学研究所報告，Vol.33, pp.23～66, 1991.11.
- [5] 土木学会関西支部共同研究グループ報告書（代表者 古田 均）：橋梁構造物の総合健全性評価に関する調査研究，1990.6.
- [6] 古田均，小尻利治，宮本文穂，秋山孝正，大野研，背野康英：ファジィ理論の土木工学への応用，森北出版，1992.8.
- [7] 上野晴樹：知識工学入門，オーム社，1985.
- [8] 中村秀治、寺野隆雄：土木構造物エキスパートシステム，オーム社，1987.
- [9] 麻生秀樹：ニューラルネットワーク情報処理，産業図書，1988.
- [10] Kosho, B. : Adaptive bidirectional associative memories, APPLIED OPTICS, Vol.26, No.23, 1987.12,
- [11] 今崎直樹，山口亨：ファジィニューラルネットワークに向けて，Computer Today, No.35, pp.52～58, 1990.1.
- [12] 山口亨，今崎直樹，春木和仁：連想記憶によるファジールールの推論・学習方式，電気学会論文集，Vol.100-C, No.3, pp.207～215, 1990.
- [13] 宮本文穂：道路橋鉄筋コンクリート床版の力学的特性とその耐用性判定に関する基礎的研究，京都大学学位論文，1984.9.

『 結 論 』

本研究は、既存コンクリート橋に対する耐用性診断の過程における種々の評価に関して、客観性を有し、高精度でかつ簡便な方法について検討を行うとともに、これらの方法を利用して、維持管理作業をシステム化することを目的として種々の検討を行ったものである。本論文では、これらの内、現場試験に基づく安全性および寿命の評価方法に関する研究を第1編としてまとめ、エキスパートシステムによる耐用性診断手法および第1編における評価方法をも包含した維持管理のシステム化に対する考え方を第2編としてまとめている。

以下に、本研究で得られた主要な成果を総括する。

第一編の第1章では、まず、国内外における既存コンクリート橋における損傷・劣化の現状について概観した後、この状況に対する維持管理の現状についてまとめ、その問題点と課題について示した。さらに、これらの課題に取り組んだ既往の研究について、損傷評価、安全性評価、寿命評価という項目別に概観し、それらにおけるさらなる問題点と課題について指摘し、本編における研究の必要性を示した。

第一編の第2章「既存コンクリート橋の損傷に対応する動的挙動の感度特性と損傷評価」では、既存コンクリート橋の動的挙動の変化を利用した損傷評価法に着目し、減衰を含む振動特性の損傷パラメータに対する感度特性を評価する手法として、区分モード合成法を利用した複素固有値解析法、また、振動特性から損傷パラメータを同定するSystem Identification（構造同定，S I）法について提案を行い、人工損傷を導入した実橋への適用を試みた。この結果、区分モード合成法による解析は、通常の固有値解析の約半分の解析規模（自由度）で十分な精度の解が得られることを確認した。また、S I法による実橋における人工損傷同定については、支点の回転拘束を考慮に入れることによりほぼ妥当な評価が行えることを確認した。さらに、損傷と振動特性との感度特性を変化させる方法として、質量を付加することにより橋梁の構造系を変化させた状態での振動試験を行うことを検討した結果、連続桁橋の場合、外桁の質量／剛性バランスを変化させることにより、振動モードの感度特性を改善することが可能であることが明らかとなった。

以上において、橋梁区分モード合成法を利用した複素固有値解析手法を橋梁上部工に適用したことは、本研究において特徴的な点で、従来の研究には見られないものである。また、S I法については、従来の研究では、解析モデルや供試体レベルでの検討がなされてきたが、実橋レベルでの感度特性を明確した上で、S I法の適用性を示したのは、本研究が最初と思われる。

第一編の第3章「統計データに基づく不確定性を考慮した既存コンクリート橋の安全性評価」では、実橋載荷試験および材料試験に基づく既存コンクリート橋

の安全性評価に含まれる種々の不確定性を合理的に取り扱う手法の提案を行った。まず、断面力解析において主桁剛性のばらつきを考慮するため、確率構造系モデルの解析を逐次摂動法および主桁剛性と変位との相関モデルを利用して効率的に行う手法を検討し、解析精度を調べた結果、確率変数の摂動幅の分割数を増加させると解が安定し、モンテカルロシミュレーションの結果とほぼ一致することを確認した。断面力評価における不確定性として、車重および主桁剛性のばらつきを考慮し、主桁耐荷力の評価における不確定性としてコンクリートおよび鉄筋の強度分布、評価式の精度、舗装の影響等を考慮した確率モデルの評価方法を検討し、Hasofer & Lindの安全性指標 β の適用を試み、実橋への適用のためのフローを作成した。ここで、耐荷力のモデルについては、主桁耐荷力の評価式の精度および舗装の影響等を考慮した補正係数の確率量を、実橋で行った主桁耐荷力試験の結果に基づいて評価した。また、同形式の橋梁に関する結果を統計的に処理することにより安全性の経年変化の定性的な傾向が評価できることを示した。

以上において、劣化橋梁で非常に大きい主桁剛性のばらつきを考慮した橋梁の断面力解析について、逐次摂動法を適用して精度良く行うことを示したのは、本研究の特徴的な点である。また、端桁の方が中桁よりも安全性が低く、その経年低下の度合いも大きいことと、設計時、健全時において、曲げ破壊安全性よりも高いせん断破壊安全性が、劣化に対する低下率が大きく、最終的には曲げ破壊安全性よりも低くなるという経年変化特性、さらに、劣化橋梁に関する主桁耐荷力算定の精度およびそのばらつきを明確に示したのは、本研究が最初であると思われる。

第一編の第4章「非比例減衰を考慮した振動特性に基づく既存コンクリート橋の損傷および安全性の評価」では、まず、損傷評価のためのモーダルパラメータとして固有振動数、振動モードの他に減衰定数、位相差を考慮し、損傷パラメータとして、主桁の曲げ剛性の他に減衰定数を取り上げて同定するS I法の提案を行い、解析の妥当性を確認した。次に、非比例減衰を考慮した動的感度解析を行った結果、曲げ1次とねじれ1次の減衰定数を用いることにより、損傷の位置と程度を、曲げ1次の位相差を用いることにより、損傷位置を推定することが可能であることを確認した。また、各モーダルパラメータの感度特性の相違を利用することにより、損傷位置の簡易推定フローを作成し、S I法を適用する前に、解析作業を伴わず損傷の概略判定が行えることを示した。また、動的載荷試験によって得られるモーダルパラメータの他に静的載荷試験によって得られるたわみ分布や非破壊検査、材料試験によって得られる各主桁毎のコンクリート材料特性の結果を合わせてS I法における損傷パラメータの初期値の推定を行うことにより、S I法における収束性、精度の向上を図れることを明らかにした。さらに、静的

載荷試験，材料試験を用いたS I法における同定変数の初期値推定とS I法とを合わせた多段階的な損傷評価フローを作成し，前章で検討した安全性評価法に結びつけ，総合的な安全性評価フローとして提案した。

以上において，劣化橋梁を対象として，従来，減衰定数や位相差の変化を評価した研究例はあるが，減衰定数を具体的に損傷パラメータとしてモデル化し，減衰特性および位相差を利用したS I法を検討し，実橋における有効性を示したことが本研究における特徴的な点で，従来の研究には見られないものである。

第一編の第5章「統計解析に基づく既存コンクリート橋の安全性および寿命評価」では，過去に蓄積された安全性評価データに対して，影響因子としてコンクリートの中性化速度を考慮した統計解析を行うことにより，簡易な材料試験と最適な時期に行う載荷試験に基づいて安全性の経年変化を推定する手法を提案します。まず，安全性指標 β の統計量に及ぼす影響因子としてコンクリートの中性化速度を取り上げ，その感度特性を調べた上で，安全性経年変化予測式への導入を試みた。その際，中性化のメカニズムが現状において解明されていないため，コンクリートの材料劣化が伴わない場合と伴う場合の両方を考慮し，後者については，数橋の実橋において測定された中性化速度の測定結果から平均的な基準値の経年変化特性を評価し，対象橋梁の現時点での中性化速度の測定結果とあわせて劣化特性の評価を行った。この結果，コンクリートの中性化深さの測定のみで，安全性経年変化の予測を行うことを可能とした。次に，安全性の経年変化の予測に対して，維持管理上の安全性限界値を設定するため，数橋の実橋について橋梁管理技術者に対して行ったアンケート調査によって得られた耐用性および余寿命との相関を利用し，回帰による評価式を作成した。これにより，現行の維持管理基準に対応した余寿命評価を行うことを可能とした。また，コンクリートの中性化の測定により作成された安全性の経年変化予測式の精度を高めるために，ある適切な時期に検証のための載荷試験を行い，予測式を更新することを検討した。また，安全性の限界値との関係を考慮して，検証試験の実施時期を決定する手法を検討した。これにより，基本的に，対象橋梁に対して載荷試験を1回だけ行うことによる維持管理を可能とした。最後に，本手法を実橋に適用した例を示し，その簡便性，合理性を示した。また，実際に行った実橋試験結果を利用して，安全性経年変化予測および余寿命評価を行い，別途行った橋梁管理技術者に対するアンケート調査結果と比較することにより，本手法の妥当性，実用性を検証した。さらに，本手法による評価は，橋梁全体系としての安全性の面から行われるものであり，部材レベルでの寿命評価は別途行う必要があることを示した。

以上において，本研究の特徴的な点は，安全性の統計的予測に対する間接的な影響因子として，コンクリート中性化速度を取り上げ，その解析手法を検討した

こと、また、従来、コンクリート構造物の寿命評価に対して、鉄筋の腐食のみを取り上げてきたが、コンクリート自身の品質およびその経年変化を取り上げ、それらの検査結果に基づいて寿命を検討した点、さらに、簡易な統計的予測を検証する方法を検討し、予測の信頼性を向上させたことが挙げられ、従来の研究には見られないものである。

第二編の第1章「既存構造物の耐用性診断システムの現状と既往の研究」では、まず、エキスパートシステムに関する研究のこれまでの経緯と代表的なシステムの開発例をまとめた後、エキスパートシステムの実用化における問題点を取り上げ、本研究において取り組む主題について示した。次に、橋梁の維持管理のシステム化の現状について示し、今後の方向性について言及した。

第二編の第2章「主観的な不確定性を考慮したコンクリート橋耐用性診断システム」では、まず、現在行われている目視検査結果に基づく橋梁技術者の判断による耐用性診断の過程に内在する主観的なあいまいさを取り扱うため、ファジィ理論を適用し、ベグネス関数を用いて帰属度関数に内在するあいまいさを定量的にモデル化するとともに、Dempster & Shafer理論による基本確率に基づくDempsterの結合則を用いて、ベグネス関数を考慮した帰属度関数の結合を行う手法を提案した。これにより、診断の過程におけるあいまいさの取扱いを明確化することを可能とした。また、橋梁管理技術者に対するアンケート結果に対して、 Π 関数を用いて帰属度関数によるモデル化を行うことにより、実際の診断への適用を行った。また、橋梁の状態と余寿命に関するアンケート調査結果にファジィ関係を適用し、主観的なあいまいさを考慮した余寿命予測を行う手法を検討した。さらに、橋梁管理技術者による診断プロセスを、階層構造モデル化するとともに、診断に関係する専門知識をアンケート調査により抽出してファジィルール化し、プロダクションシステムの方法によるエキスパートシステムを構築した。最後に、橋梁診断エキスパートシステムを4橋の実橋に適用し、その診断結果を、別途実施した橋梁技術者に対する耐用性に関するアンケート調査による診断結果と比較して妥当性を検証した。その結果、細部における評価結果にはやや相違が認められるものの、各橋梁間、あるいは同一橋梁内における各スパン間の損傷程度の差異を相対的に評価することの妥当性が確認された。

以上において、本研究の特徴的な点は、ファジィ理論を用いて主観的判断に基づく診断をモデル化する際に、診断過程に内在するあいまいさをベグネス関数を用いて定量化し、それを考慮した帰属度関数の結合を検討したことであり、このような手法により、橋梁の耐用性診断結果に含まれるあいまいさの根拠を明確にしたのは、他の研究には見られないものである。

第二編の第3章「知識更新機能を有するコンクリート橋診断システム」では、

エキスパートシステムの実用化に際してボトルネックとなる知識の更新問題に対処するため、前章で構築した「コンクリート橋診断エキスパートシステム」において、ニューラルネットワークと双方向連想記憶を組み合わせた推論システムを構築し、実橋試験時に実施した専門技術者に対するアンケート調査結果を教師データ（客観的指標）として利用することにより、知識更新機能を付与することを試みるとともに、本システムにおける知識更新機能の有効性を検証した。ここで、本研究では、ニューラルネットワークを適用する際に最も問題となる診断のブラックボックス化を最小限に抑えるため、各sub goalのルール毎に分割したネットワークを構築するとともに、連想記憶を組み合わせることにより、ファジィ推論への対応づけを行い、診断過程、根拠の明確化を図った。また、ニューラルネットワークを用いたコンクリート橋診断エキスパートシステムを実橋に対して適用し、診断結果の検証を行った。この結果、第2章で構築した前システム（ファジィエキスパートシステム）の診断結果とほぼ一致したため、本システムの前システムからの知識獲得が正常に行われたことが明らかとなった。

以上において、ニューラルネットワークと双方向連想記憶を組み合わせ、各サブシステム毎に適用することにより、診断過程のブラックボックス化を避けて、診断の根拠を明確化した橋梁の耐用性診断エキスパートシステムを構築した点は、本研究において特徴的な点であり、従来の研究には見られないものである。

さらに、専門技術者に対するアンケート調査を利用して、ニューラルネットワークによる知識の洗練を行った。これにより、良好な知識の洗練結果が得られた。また、最後に本編に示したエキスパートシステムによる手法と第1編に示した現場試験による安全性評価法を利用した、コンクリート橋の耐用性診断のシステム化の方向性とそれに基づく維持管理の流れについて示した。

以上のように第1編で示した現場試験に基づく安全性評価法は、現在、実際に行われている目視点検を主体とした診断方法における問題点を解決すべく検討し、提案した手法であり、他方、第2編で示したエキスパートシステムによる方法は、現行の方法を認めた上で、橋梁管理者の有する専門的知識や判断基準を抽出して、知識ベース、ルールベースに蓄積するとともに、診断の過程に内在する主観的あいまいさを合理的に取り扱うことにより、ある意味で客観性を持たせ、管理者自身の経験の度合いや性格に依存することなく統一的な判断を可能とするものである。第1編で示した現場試験による手法を第2編に示したシステムに直接導入することが理想的であり、一旦、現場試験による評価の予測式を構築すると、このようなシステム化により非常に簡便にかつ高精度で耐用性の診断が行えることになる。しかしながら、現場試験による手法は、原則として同一形式で同程度

の規模，供用条件の橋梁に対して適用可能なものであり汎用的なものではないため，これらの条件に従って種々の橋梁をグループ化し，それらのグループ毎に安全性予測式を構築していく必要がある，かなりの期間と労力を要することになる．そこで，このような過渡的な期間もしくは同一グループ内での橋梁においても特殊な現象を有する場合には，第二編に示した現行の耐用性診断法をベースにした汎用的なエキスパートシステムを併用することが有効かつ不可欠となる．ただし，エキスパートシステムにおいても，新たな条件における橋梁の診断を行っていく際には診断結果の妥当性を検証するため，実橋試験による診断が必要であり，診断結果に矛盾が生じている場合には，学習による知識の更新が必要となる．つまり両者の手法は，それぞれに長所，短所があり，両者を用いることによってお互いの欠点のを補うとともに，相互の信頼性を向上させることが可能であると考えられる．このように，両手法を効果的に併用していくような耐用性診断法を取ることにより，各橋梁の評価値を基礎として定期試験，詳細試験の実施計画を策定でき，多数の劣化橋梁を合理的に維持管理することが可能となる．これにより，維持管理において高いウェイトを占める検査，評価，判定作業がかなり最適化，省力化されるものと考えられる．

実際の維持管理においては，評価・判定の後，架け替えか補強による延命処置かを判断し，後者の場合にはどのような方法でどの程度の延命措置をとるかという事を最終的に決定しなければならない．本研究では，合理的な補修・補強手法については検討対象としていないが，本研究で定めた維持管理上の寿命限界に達した時点であらゆる種類の補強が行われることが必ずしも最適であるとはいえない．例えば，施工品質や劣化速度といった各橋梁毎の条件にもより，最適な補強時期，補強程度が異なってくる可能性があるものと考えられる．つまり，必要な耐用年数を満足させるために最も効果的な補強時期と補強方法を各橋梁毎に決定するための評価方法が必要になるものと考えられる．この手法を今後確立し，本研究において提案した手法を組み合わせることにより，維持管理における検査→評価→判定→措置といった一連の流れがシステム化され，既存コンクリート橋のマネジメントを合理的に行うことができるものとする．

『 謝 辞 』

本論文をまとめるにあたり終始懇切なご指導を戴きました神戸大学工学部教授高田至郎先生に心より御礼申し上げます。また、本論文をまとめるにあたり、有益なご教示を戴きました神戸大学工学部教授北村泰寿先生、神戸大学工学部教授河村廣先生に深く感謝の意を表します。

本論文における研究方針、研究の推進につきまして終始御指導、御鞭撻を賜りました神戸大学工学部助教授宮本文穂先生に心より感謝申し上げます。特に、大規模な実橋試験の実施につきまして、ひとかたならぬご努力を戴きましたことに対しては、感謝の言葉もございません。また、実橋試験、データ解析につきまして全面的にご協力を戴きました神戸大学工学部技官小林秀恵先生に深く感謝申し上げます。

実橋試験、アンケート調査につきましては、兵庫県の福田旬氏、松本行人氏、中尾裕氏、鞍留孝氏、玉置賢二氏、小泉啓展氏、末岐弘氏、酒井辰男氏、本庄敬選氏、梶谷義昭氏、竹内和美氏、前田強氏、富士田潔氏、石井孝知氏他多数の皆様方、(株)栗本鐵工所の串田守可氏、(株)ニチゾウテックの有馬健次氏、白倉篤志氏に多大なるご協力を戴きました。また、日本セメント(株)岡本享久氏、綾田隆史氏には、コンクリート成分分析について全面的にご協力を頂きました。ここに、厚く御礼申し上げます。

本論文における実験データ解析につきましては、山本昌孝氏(阪神高速道路公団)、前田敏也氏(清水建設)、熊谷稔氏(川崎重工業)、益成一郎氏(清水建設)、石田宗弘氏(新日本製鐵)、古川正典氏(住友金属工業)、北村敦彦氏(大阪府)、桜井敏幸氏(山口県)、村岸聖介氏(鹿島建設)、西松利真氏(鹿島建設)、松原拓磨氏(松下電工)ら元学生諸氏と大学院工学研究科修士課程2年の大山慎一君にご協力を戴きました。ここに、深く感謝致します。

解析作業、実験データ処理等につきまして、Dr. Michael W. King(当時大学院生、現マレーシア在住)には多大なるご援助を戴きました。ここに、厚く御礼申し上げます。

また、筆者の学生時代にご指導戴き、さらに、本研究につきましてご指導ご鞭撻を賜りました京都大学工学部藤井學教授に深く感謝致します。関西大学総合情報学部古田均教授には、エキスパートシステムや安全性評価につきまして、有益なご教示を頂きました。ここに、厚く御礼申し上げます。京都大学工学部助教授宮川豊章先生には、本論文の内容、構成等につきまして、幾多の有益なご鞭撻を賜りました。厚く御礼申し上げます。阪神高速道路公団幸左賢二氏、杉江功氏には、橋梁の維持管理に関する資料を提供して頂くとともに、有益なご意見を賜りました。ここに、深く感謝致します。

筆者が大学院修了後、5年間勤務いたしました川崎重工業（株）明石技術研究所の大南亮一氏他多数の皆様方には、種々の研究についてご指導を戴きました。本論文とは直接の関係はありませんが、筆者の研究姿勢その他の面において深く関与しているものと感じています。ここに厚く御礼申し上げます。

最後になりましたが、故神戸大学工学部教授西村昭先生には、筆者の学生時代にご指導戴くとともに、先生のライフワークであった「橋梁診断」に関する研究を遂行する道を筆者に与えて下さり、さらに、明確な方向付けまでして戴きました。ここに、厚く御礼申し上げ、本論文を捧げます。