

土木研究所資料

既設道路橋の耐震性判定法

平成元年5月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

[Copyright © (1989) by P. W. R. I.

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

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

既設道路橋の耐震性判定法

耐震研究室	室長	川島 一彦
	研究員	運上 茂樹
		吾田 洋一
		飯田 寛之

要 旨

本報告は、建設省技術研究会道路部門指定課題「既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究 — 耐震性評価法・耐震補強法に関する検討 —」の一環として実施された調査研究成果の1つであり、既設道路橋の耐震性判定法としてとりまとめたものである。

キーワード：既設橋梁，耐震性判定法

目 次

1. まえがき	1
2. 耐震判定法の概要	2
3. 耐震性1次判定法(簡易耐震性判定法)	4
3.1 概 要	4
3.2 調査要領	8
4. 耐震性2次判定法(詳細耐震性判定法)	13
4.1 概 要	13
4.2 調査要領	15
5. 耐震性3次判定法(大地震に対するRC橋脚の耐震性判定法)	23
5.1 概 要	23
5.2 調査概要	25
付属資料	29
1. 耐震性1次判定法の適用性の検討	31
2. 鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法(2次耐震性判定法)の適用性の検討	43

1. ま え が き

道路は、震災時における避難路、各種応急対策活動のための重要な輸送路となる。道路橋の被害は、このような輸送路が確保できなくなるとともに、復旧に多大な日数、労力を必要とし、地域社会、地域経済に与える影響が大きい。ため、十分な耐震性を確保するとともに、地震被害が生じた場合には早急な交通確保が必要である。

道路の震前対策としては、各種の構造物の耐震設計法を整備し、耐震性を考慮して構造物を整備したり、耐震性が相対的に低い既存の道路構造物を抽出し、これらに対して必要な耐震補強を加えるといったハード面の対策と同時に、ある道路構造物が被害を受けた場合の影響を最小限にとどめるためにこれを代替する道路構造物もしくは路線を整備したり、震後の復旧を速やかに実施するための各種対策を検討したりするソフト面の対策がある。

本文は、道路の震前対策のための各種の方法のうち、耐震性が低い既設道路橋の抽出方法を取りまとめたものである。

2. 耐震性判定法の概要

本手法は、(社)日本道路協会の橋梁耐震調査法¹⁾及び建設省の耐震点検法²⁾を基本として作成されたものであり、外観及び簡易な計算のみによる1次判定法、鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法を含めた詳細な計算を行う2次判定法、さらに、大地震に対する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性判定法の3段階で構成される。

耐震性の調査は、図-2.1に示すように簡易な1次判定法によってスクリーニングの後、被害を受けるランクがA及びBのものについては重要度を考慮した上で2次判定を行うものである。さらに、特定の大地震の発生が想定される地域については、鉄筋コンクリート橋脚の大地震に対する検討を3次判定として行うものである。

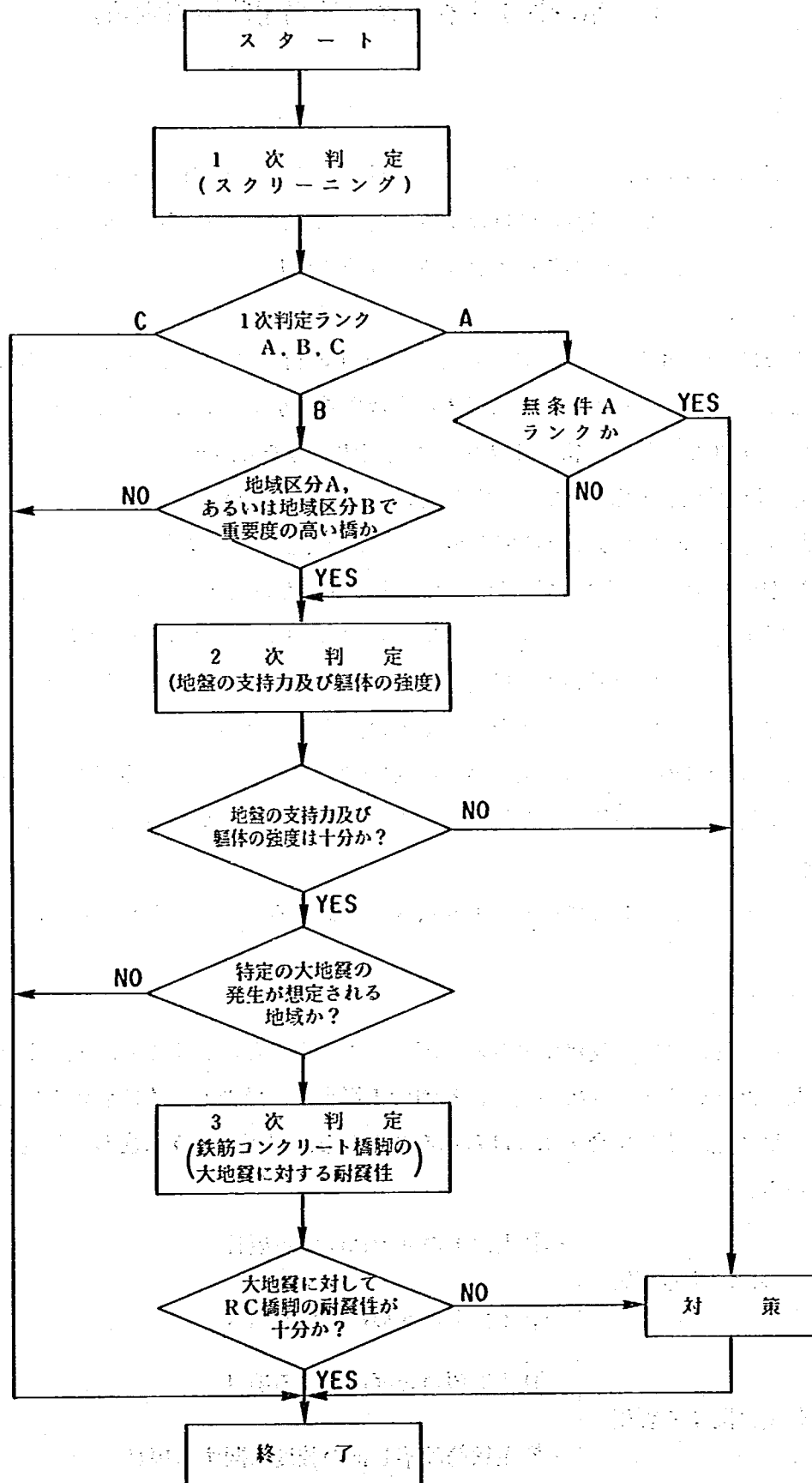


図-2.1 橋梁の耐震性評価法の構成

3. 耐震性 1 次判定法（簡易耐震性判定法）

3.1 概 要

本手法は、昭和 61 年(社)日本道路協会の手法を基本とし、昭和 61 年度に検討した昭和 53 年の宮城県沖地震他で被害を受けた橋梁及び受けなかった橋梁 124 橋の統計解析結果に基づいて、地震被害にとくに大きな影響を与える要因のみに着目するよう簡略化した。さらに、各点検項目の点数を統計解析結果と整合させた。

耐震性の調査は、図-3.1 のフローに従って、表-3.1 の調査票を併用して行うものであり、基本点として 100 点を与え、これより各項目の該当する点数を差し引いていく減点方式とし、最終的に評価点 P の値を用いて表-3.2 に従って次の 3 ランクに判定するものである。

A：道路橋の被害の程度または確率が高いと予想される範囲

B：道路橋の被害の程度または確率がやや高いと予想される範囲

C：道路橋について局部的に被災するが被災程度または確率がやや低いと予想される範囲

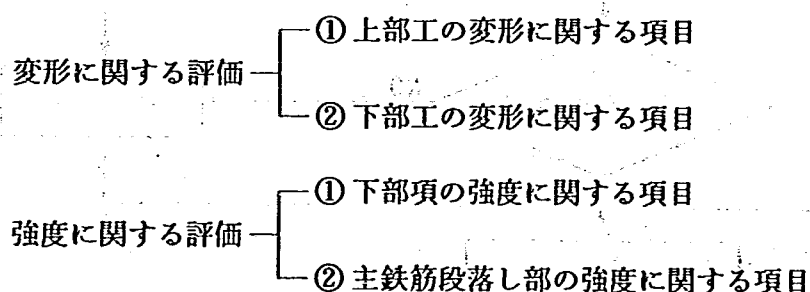
なお、同一橋が複数の橋から構成されている場合には、その中の最も耐震性の低い橋を、また、1 つの橋の中では、最も耐震性の低い下部構造をそれぞれ調査対象とする。また、道路橋示方書に規定される以外の特殊な橋については本手法を用いるのは適当ではない。

表-3.1 の各点検項目の評価点及び表-3.2 の判定基準は、前述のように既往地震により被害を受けた橋の統計解析結果及び被害の的中率が最大となるように定められたものであり、この詳細については巻末付属資料に示す。

本手法は、種々の特徴を有しているが主要なものをあげると以下のようなになる。

(1) 点検項目の分類

落橋という致命的な被害を受けた場合の原因を震害事例から検討すると、上部工と下部工の相対変位が大きくなったというような橋の変形に起因する場合と、橋脚もしくは橋台の破壊というように下部工の強度不足に起因する場合とに分けられることから、以下のように変形と強度に関する 4 つの評価を行っている。



(2) 無条件判定

点数の乗算あるいは加減算によって評価点を算出する方法は、ある致命的な落橋原因があっても、他の項目の得点により評価点が緩和されてしまうという欠点を有している。このため、この欠点を補う目的で、一定の要件を満たす場合は、無条件に該当するランクに位置づける。一定の要件として考慮されている項目は以下の通りである。

- ① 昭和55年道路橋示方書によるもので、変状のないものは、無条件にCランクとする。
- ② 上部工及び下部工の構造材料が、木、石、レンガ（木橋、石橋、レンガ橋等）であるものは、無条件にAランクとする。
- ③ 下部工が単列のパイルベントで、かつ地盤の液状化のおそれがあるか、もしくは極軟弱な場合には、無条件にAランクとする。
- ④ 橋長が15m未満の単純形式で両端が橋台のものは、無条件にCランクとする。

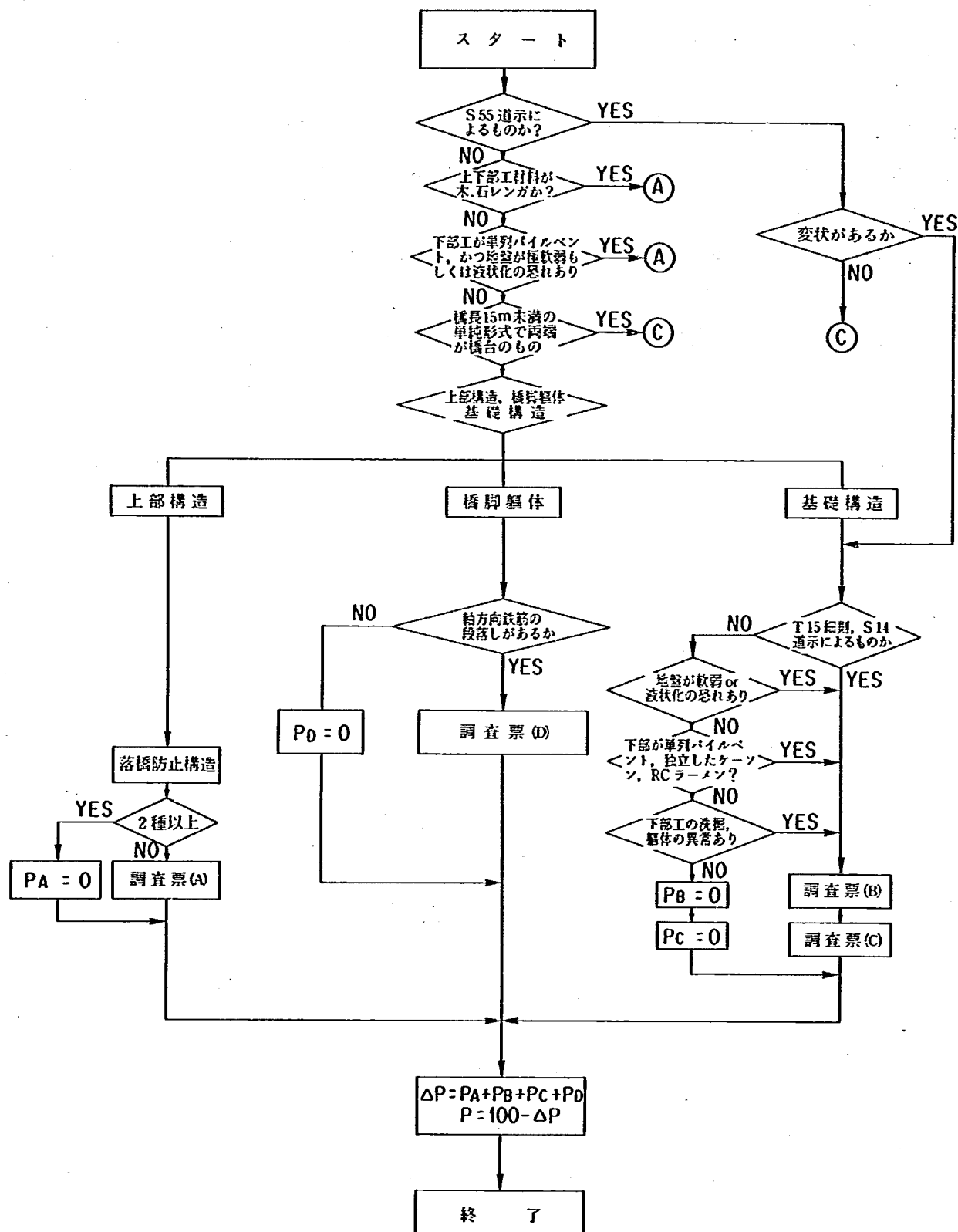


図-3.1 1次判定フロー

表-3.1 1次判定調査票

点 検 項 目		減 点 数			
(A) 上 部 工	① 適用示方書	15：大正 15 年細則・昭和 14 年道示 5：昭和 31 年道示・昭和 39 年道示 1：昭和 46 年道示・昭和 55 年道示			
	② 上部構造形式	5：ゲルバー桁・2 径間以上の単純支持 1：その他			
	③ 落橋防止構造	15：なし 10：1 種類			
	P _A =①+②+③				
(B) 下 部 工 の 変 形	④ 下部構造形式	5：単列パイルベルト 1：その他			
	⑤ 地 盤	25：4 種地盤のうち極軟弱な地盤 15：4 種 5：3 種 1：1~2 種			
	⑥ 液状化の影響	15：あり 0：なし			
	⑦ 洗 堀	20：あり 0：なし			
	P _B =④+⑤+⑥+⑦				
(C) 下 部 工 の 強 度 ・ 変 状	⑧ 固定支承及び支承周辺の異常	15：重大な欠陥あり 5：軽微なもの 0：なし			
	⑨ 躯体の異常	15：重大な欠陥あり 5：軽微なもの 0：なし			
	⑩ 下部構造材料	20：大正 15 年細則，昭和 14 年道示による無筋コンクリート（重力式橋台を除く） 5：RC・PC・昭和 31 年道示以後の道示による無筋コンクリート・無筋の重力式橋台			
	⑪ 基礎工法	15：木杭・レンガ積ケーソン・石積ケーソン・箱枠工法・不明 5：既製 RC 杭・ベDESTAL 杭・2 脚ケーソン 1：昭和 46 年指針以後製造のもの・場所打杭・PC 杭・鋼杭・直接基礎・一般ケーソン			
	⑫ 下部構造形式	5：RC ラーメン 1：その他			
	⑬ 基礎の異常	10：あり 0：なし			
	P _C =⑧+⑨+⑩+⑪+⑫+⑬				
(D) 主鉄筋段落し部の強度	⑭ せん断スパン比	5：h/D>2 0：h/D≤2			
	⑮ 上部構造形式	5：連続橋 1：その他			
	⑯ 躯体形式	5：単独柱 RC 橋脚 1：その他			
	⑰ 躯体断面形状	5：円形断面 3：辺比 1：4 以内の矩形断面 1：その他			
	P _D =⑭+⑮+⑯+⑰				
評 価 点 P		ΔP=P _A +P _B +P _C +P _D （ΔP≥100 ならば ΔP=100） P=100-ΔP=			

表-3.2 1次判定結果の評価

ランク	評 価 点
A	$P < 40$
B	$40 \leq P < 70$
C	$P \geq 70$

3.2 調査要領

橋梁の調査は、図-3.1に示したフロー図に従い、以下の要件を満たす場合に、表-3.1の調査票(A)~(D)を作成するものである。

① 落橋防止構造がないか、もしくは1種類のみの場合→調査票(A)

② 大正15年「道路構造に関する細則(案)」もしくは昭和14年「鋼道路橋設計示方書(案)」による場合、地盤が極軟弱あるいは液状化の影響のある場合、下部工が単列パイルベント、独立ケーソン、RCラーメンである場合、あるいは下部工の洗掘、躯体の異常のある場合

→調査票(B)及び(C)

③ 主鉄筋の段落しがある場合

→調査票(B)

調査票の各点検項目の記入は、各項目毎に以下の解説に従うものである。

(A) 上部工

① 適用示方書

当該橋の設計において準拠した示方書であり、古い示方書によるものほど相対的に地震に対する安全性が低いと判断され減点数が高く設定されている。

適用示方書が不明な場合は当該橋梁の完成年次から、下記のように適用示方書を推定する。

- ・昭和31年度以前に完成の橋 →「大正15年道路構造に関する細則(案)、昭和14年鋼道路橋設計示方書(案)」
- ・昭和32年度から昭和46年度までに完成の橋→「昭和31年鋼道路橋設計示方書、昭和39年鋼道路橋設計示方書」
- ・昭和47年度から昭和55年度までに完成の橋→「昭和46年道路橋耐震設計指針」
- ・昭和56年以後に完成の橋 →「昭和55年道路橋示方書」

② 上部構造形成

既往地震による被害事例によれば、特にゲルバー桁及び2径間以上の単純支持橋の大被害が多いことから、減点数が高く設定されている。ただし、ゲルバー桁はゲルバー形式の桁をいい、ゲルバートラスは除く。2径間以上の単純支持には、例えば、1径間の単純支持+1連の連続桁の場合も含む。また、下路式アーチのうち、ランガー橋、ローゼ橋、タイドアーチ橋で単純支持されているものは単純支持に分類する。

③ 落橋防止構造

落橋防止構造とは、可動支承の移動制限装置、桁端から下部構造頂部縁端までの桁の長さ、及び落橋防止装置のことを示し、「昭和55年道路橋示方書V耐震設計編5.2落橋防止構造」に規定するものをいう。

(B) 下部工の変形

④ 下部構造形式

下部工の躯体が主として単列の鋼管、コンクリート杭等で構成されるパイルベント橋脚は、剛性が不足し変形しやすい場合の多いこと、また、特に地盤条件の悪いところでは、支持力が不足して変形が大きくなり、大被害に結び付きやすいことから減点数が高くなっている。

なお、跨線橋等に使用されている橋脚の天端がヒンジになっているものは、単列パイルベントと同等に扱う。

⑤ 地盤条件

地盤条件は、「昭和55年道路橋示方書 V 耐震設計編 3.6 耐震設計上の地盤種別」に示される地盤の特性値 T_c によって分類する。

また、4種地盤に分類された地盤のうち、以下のような場合は極軟弱地盤とする。

- ・泥炭層、ビート層のような土層が層厚1m以上ある地盤
- ・架橋地点付近の道路や堤防に著しい沈下が認められる場合

なお、地盤種別の判定に際しては、入手できる資料の有無により、次の優先順位に従って判定する。

1) 現場のボーリング資料がある場合はそれによる

2) 1)が無い場合、地盤がほぼ同一と考えられる範囲内の近接した工事箇所のボーリング資料が入手できればそれによる。

3) ボーリング資料が全く無い場合は以下のように判定する。

- ・地盤が岩盤 → 1種
- ・地盤が洪積地または沖積地砂れき地盤 → 2種
- ・地盤が沖積地（砂及び砂れき地盤を除く）あるいは埋立地 → 3種
- ・地盤がローム、シラス、砂地盤など → 4種

4) 地盤の判定ができない場合は、以下のようにする。

- ・直接基礎であるもの → 2種
- ・杭基礎、ケーソン基礎であるもの → 4種

⑥ 液状化の影響

土質試験等により得られた資料を用いて、「道路震災対策便覧（震前対策編）4—3 地盤の耐震性判定法」に示される方法に従い判定するものである。液状化抵抗係数 F_L を深さ毎に求め、 F_L の値が0.6以下となる砂質土層の総厚 H_L をもとに基礎の根入れ深さとの関係で以下のように液状化の影響を判定する。

・直接基礎： $H_L > 5\text{m}$ の場合には液状化の影響ありと判断する。

・ケーソン基礎及び杭基礎： $H_L > 1/3 \times (\text{ケーソン長もしくは杭長})$ の場合には、液状化の影響ありと判定する。ただし、ケーソン長もしくは杭長が不明の場合には、

$H_L > 10 \text{ m}$ の場合に液状化の影響ありと判定する。

また、手持ち資料が無い場合には、次の優先順位に従って判定する。

- ① 地盤がほぼ同一と考えられる範囲内の近接した工事箇所のボーリング資料が入手できる場合はそれによる。
- ② 過去の調査あるいは別の機関の調査で、液状化すると判定された地点は、液状化の影響ありとする（ただし、1種・2種地盤は除く）。
- ③ 地下水位の高い沖積層で、ほとんどれきを含まない砂層は液状化の影響ありとする。

⑦ 洗 掘

洗掘が進んでいるものほど、地震力のような水平力に対する支持力が不足する。なお、洗掘の有無の判断は、洗掘の深さが基礎の根入れの $1/2$ または 2 m 以上の場合に洗掘ありと判断する。

(C) 下部工の強度・変状

⑧ 固定支承及び支承周辺変状

重大な欠陥とは、固定支承の損傷、アンカーボルトの抜け出し、沓座の破損及び支承部の異常な変位とあるものをいい、軽微なものとは、固定支承の腐食及びアンカーボルトの腐食の著しいもの等をいう。なお、ゲルバー形式の橋梁の場合には、かけ違い部についても異常、破損の有無をこの項目でチェックする。

⑨ 躯体の異常

重大な欠陥とは、鉄筋の露出、コンクリートの剝離、パイルベント橋脚における鋼杭の腐食のあるものをいい、軽微なものとはクラックの連続しているもの、過去の地震により生じたクラックのあるものをいう。

⑩ 下部構造材料

下部工の躯体に使用されている構造材料を示し、大正 15 年細則及び昭和 14 年鋼道示による無筋コンクリートの減点数を高くしている。

⑪ 基礎工法

昭和 46 年耐震設計指針以前に建設されたものについて該当する工法で分類する。ここで、箱枠工法、ベドスタル杭及び 2 脚ケーソンとは以下のような工法である。

1) 箱 枠 工 法：直接基礎等で洗掘を防ぐために、根入れを深くする目的で、面積のあまり大きくない水中掘削を施工するとき、木製あるいは鉄筋コンクリート製の箱型躯体の枠組を作り、掘り下げるに従って枠を沈下させるか、縦板の打ち込みを増やすか、または側板を継ぎ足しているような工法により施工された基礎をいう

(戦前に施工例が多い)。

- 2) ペDESTAL杭：図-3.2に示すように貫入後コンクリートを打設する場所打ち杭の一種で、内外二重の鋼管の末端にコンクリート製または木製の沓をはめて所定の位置まで打ち込み、このあと外管中にコンクリートを投入し、内管でコンクリートに打撃を加えながら外管を引き抜いて杭を施工する工法で、戦前に施工された場所打ち杭の多くはこの方法である。
- 3) 2脚ケーソン：一基の下部工が複数のケーソンで支持されており、かつ連結材の剛性が低いもの(図-3.3参照)。

なお、基礎工法を不明とするものは、戦前に施工されたような古い橋等で不明の場合である。

⑫ 下部構造形式

RC ラーメンの強度不足による被害が多いことなら、RC ラーメンとその他を分類する。

⑬ 基礎の異常

基礎の沈下、移動及び傾斜等の変位がある場合を異常あるとする。なお、地中部のため直接確認できない場合は、上部工の変位状況から基礎の異常を判断してもよい。

(D) 主鉄筋段落し部の強度

⑭ せん断スパン比 (h/D)

図-3.4に示すように h はフーチング上部から梁の下端までの距離、 D は円形断面では直径(変断面の場合は中間部分)、矩形断面では橋軸方向幅をとる。

⑮ 上部構造形式

「連続杭」と「その他」に分類する。

⑯ 躯体形式

「単独 RC 橋脚」と「その他」に分類する。

⑰ 躯体断面形状

「躯体断面形状が円形」か、「辺比 1:4 以内の矩形」か、もしくは「その他」に分類する。

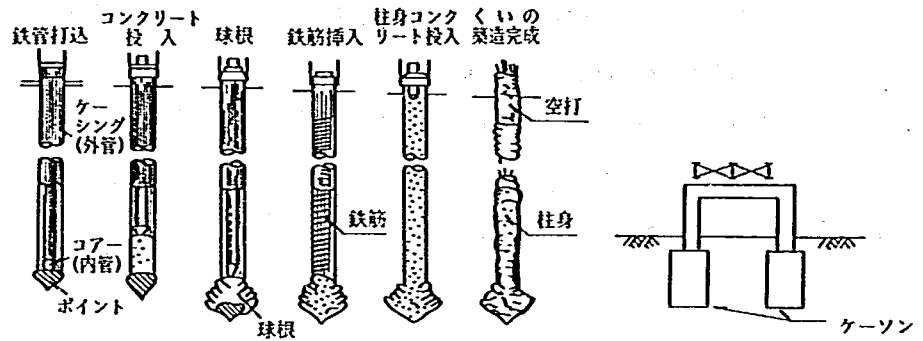


図-3.2 ペDESTALルぐいの施工法の一例

図-3.3 2脚ケーソンの一例

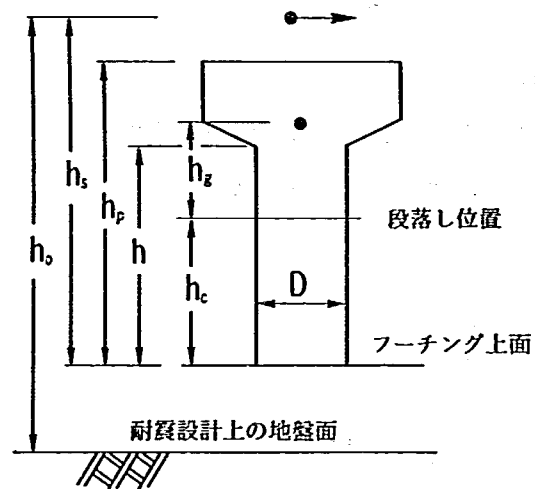


図-3.4 せん断スパン比

4. 耐震性 2 次判定法（詳細耐震性判定法）

4.1 概 要

1 次判定結果が A ランク（無条件 A ランクを除く）及び B ランクで地域区分 A、あるいは、地域区分 B でかつ重要度の高い橋については、図-4.1 及び表-4.1 に示す 2 次判定を行うものとする。

2 次判定での検討項目は、(A) 飽和砂質地盤の液状化による影響、(B) 基礎杭の支持力、(C) 橋脚の強度の 3 項目であり、これらの項目について検討を行ってその安全性を検討するものである。

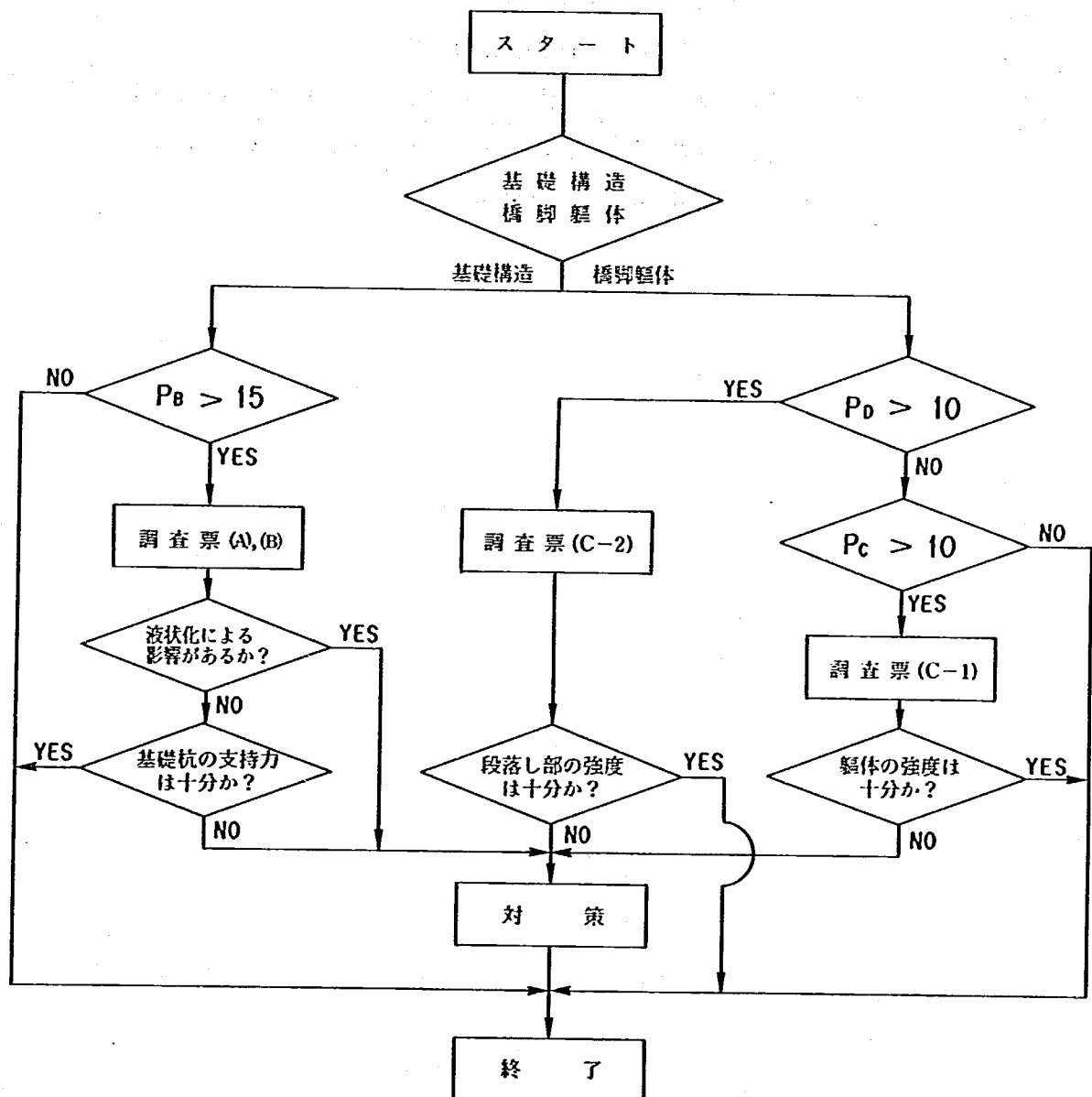


図-4.1 2 次判定用フロー

表-4.1 2次判定用調査票

項 目		判 定 結 果	
(A)	飽和砂質地盤の液状化による影響	F _L 値が0.6以下の砂質層の総厚 H _L : (H _L = m)	
		液状化による基礎工への影響有 { 直接基礎 : H _L >5 m (はい, いいえ) ケーソン基礎及び杭基礎 : H _L >1/3×(ケーソン長もしくは杭長) (はい, いいえ) 杭長等が不明の場合 : H _L >10 m (はい, いいえ) その他資料により液状化の影響有りと判断 (はい, いいえ)	
(B)	基礎杭の支持力	支持杭	良い (安全率 1.5 以上), 悪い (安全率 1.5 未満)
		摩擦杭	良い (安全率 1.5 以上), 悪い (安全率 1.5 未満)
(C)	1) 橋脚躯体の強度	良い (A・B領域), 悪い (C領域)	
	2) 鉄筋コンクリート橋脚段落し部の強度	せん断スパン比 h/D : (h/D≤2, h/D>2)	
		基部に対する段落し部の降伏強度に対する安全率の比 S _{mn} (1.2 以上, 1.2 未満)	
		主鉄筋段落し部の降伏強度に対する安全率の比 S _{in} (1.2 以上, 1.2 未満)	
		せん断応力度 (36 t/m ² 未満, 36 t/m ² 以上)	

4.2 調査要領

(A) 飽和砂質地盤の液状化による影響, (B) 基礎杭の支持力, (C-1) 橋脚躯体の強度については, 昭和61年耐震点検(建設省)と同じ算定方法により, また, (C-2) 鉄筋コンクリート橋脚段落し部の強度については, 模型実験結果によるものである。鉄筋コンクリート橋脚段落し部の強度については巻末資料にその詳細を示す。

各点検項目の判定は, 以下の方法によるものとする。

(A) 飽和砂質地盤の液状化による影響

土質試験等により得られた資料を用いて, 「道路震災対策便覧(震前対策編)4-3 地盤の耐震性判定法」に示される方法に従い判定するものである。液状化抵抗係数 F_L を深さ毎に求め, F_L の値が0.6以下となる砂質土層の総厚 H_L をもとに基礎の根入れ深さとの関係で以下のように液状化の影響を判定する(図-4.2 参照)。

- ・直接基礎: $H_L > 5\text{ m}$ の場合には液状化の影響ありと判断する。
- ・ケーソン基礎及び杭基礎: $H_L > 1/3 \times (\text{ケーソン長もしくは杭長})$ と場合には, 液状化の影響ありと判定する。ただし, ケーソン長もしくは杭長が不明の場合には, $H_L > 10\text{ m}$ の場合に液状化の影響ありと判定する。

また, 手持ち資料が無い場合には, 次の優先順位に従って判定する。

- ① 地盤がほぼ同一と考えられる範囲内の近接した工事箇所のボーリング資料が入手できる場合はそれによる。
- ② 過去の調査あるいは別の機関の調査で, 液状化すると判定された地点は, 液状化の影響ありとする(ただし, 1種・2種地盤は除く)。
- ③ 地下水位の高い沖積層で, ほとんどれきを含まない砂層は液状化の影響ありとする。

(B) 基礎杭の支持力

杭基礎の支持力については, 支持安全率 S_F によって以下のように判定する。

$S_F \geq 1.5$: 良い

$S_F < 1.5$: 悪い

なお, 安全率 S_F の算定は以下のようにするものとする。

$$S_F = R_u / P_1 \quad (4.1)$$

ここで,

P_1 : 杭1本当たりの杭軸方向力 (tf)

R_u : 杭1本当たりの杭軸方向極限支持力 (tf) で次式で算定される。

$$R_u = q_d A + U \sum l_i f_i \quad (4.2)$$

ここに,

q_d : 杭先端で支持する単位面積あたりの極限支持力 (t/m²)

A : 杭先端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

l_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力 (t/m²)

なお, 昭和 25 年以前に完成した橋梁で杭の諸元が不明の場合には, 径 18 cm, 長さ 5 m, 杭間隔 80 cm の木杭と計算してよい。また, 打ち込み杭の場合には図-4.2 により q_d を推定してもよい。

杭軸方向力 P_i は, 杭頭の鉛直反力 V_i , 水平反力 H_i を求め, これから以下のように求める。

$$\begin{aligned} P_i &= V_i \cos \theta_i + H_i \sin \theta_i \\ V_i &= V_0 / n \cdot \tan \theta_i + (M_0 + \lambda H_0 / 2) x_i / \sum x_i^2 \\ H_i &= V_i \tan \theta_i + \sec \theta_i / \sum \sec \theta_i \cdot (H_0 - \sum V_i \tan \theta_i) \end{aligned} \quad (4.3)$$

ここに,

V_0 : フーチング底面より上に作用する鉛直荷重 (tf)

M_0 : フーチング下面の杭群の図心での外力のモーメント (tf・m)

H_0 : フーチング底面より上に作用する水平荷重 (tf)

λ : $h + 1/\beta$

n : 杭の総本数

β : 杭の特性値 ($\beta = \sqrt[4]{(KD/4EI)}$ (m⁻¹))

k : 横方向地盤反力係数 (t/m²)

D : 杭径 (m)

EI : 杭の曲げ剛性 (t・m²)

h : 杭の設計地盤面から上の部分の杭軸方向の長さ (m)

X_i : 杭群の図心より i 番目の杭までの水平距離 (m)

θ_i : i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度

ただし, 杭頭がヒンジの時は, $\lambda H_0 / 2 = 0$ とする。

(C) 橋脚躯体の強度

(C-1) 橋脚躯体の強度

躯体の高さ h_p , 幅 b_p , 厚さ l_p と上部工の地震時水平力 H_u (橋軸方向) から求めたパラメータによって, 図-4.4~図-4.6 に従って以下のように判定するものとする。

A, B 領域 : よい

C領域 : 悪い

なお、図-4.6～図-4.9は躯体の形式及び断面形状によって分類しており、それぞれ、壁式橋脚、円形断面橋脚、ラーメン式橋脚に対して適用する。

また、単スパンの橋梁のように橋脚のないものは、この検討は要しない。

(C-2) 主鉄筋段落し部の強度

主鉄筋段落し部の強度に関しては、以下のように判定するものである。

① せん断スパン比

せん断スパン比が2を越える場合には②以降の検討を実施する。

$h/D \leq 2$: ②以降の検討を要しない。

$h/D > 2$: ②以降の検討を要する。

なお、図-3.4に示したように h はフーチング上部から梁の下端までの距離であり、 D は円形断面では直径(変断面の場合は中間部分)、矩形断面では橋軸方向幅とする。

② 段落し部の降伏強度の基部に対する安全率の比

段落し部の降伏強度は、昭和55年「道路橋示方書V耐震設計編」によるコンクリートの応力～ひずみ関係を用いることとし、鉄筋の降伏強度 σ_y は、SR 24で2,400 (kgf/cm²)、SD 30で3,000 (kgf/cm²)、SD 35で3,500 (kgf/cm²)の値を用いてよい。コンクリートの許容応力度は無視して、段落し後残っている鉄筋の応力度が前述の値に達する時を降伏時のモーメントとして以下の安全率を算出する(図-4.7参照)。

基部の降伏強度に対する安全率と段落し部の降伏強度に対する安全率の比 S_{mn} によって以下のように判定する。

$S_{mn} \geq 1.2$: ③以降の検討を要しない。

$S_{mn} < 1.2$: ③以降の検討を要する。

安全率 S_{mn} の計算は以下に行う。

$$S_{mn} = S_{fn} / S_{fn} \quad (4.4)$$

ここで、降伏強度に対する安全率 S_{fn} は次式により求める。

$$S_{fn} = M_{rn} / M_{cn} \quad (4.5)$$

ここに、

M_{rn} : n 断面での鉄筋引張応力度の最大値が σ_y となる時のモーメント (tf・m)

M_{cn} : 地震時に段落し点 n に生じるモーメント (tf・m) で次式により算出する。

$$M_{cn} = (k_h/2) \{ (W_{SL} + W_{SR})(h_s - h_c) + 2 W_p' h_g \} \quad (4.6)$$

ここで,

h_s : フーチング上面から上部構造の重心位置までの高さ (m)

h_c : フーチング上面から段落し位置までの高さ (m)

h_g : 段落し点から段落し上の橋脚軀体重心点までの高さ (m)

W_{SL}, W_{SR} : 当該橋脚の左側及び右側スパンの上部構造の死荷重 (tf)

W_p' : 段落し点から上の橋脚軀体の重量 (tf)

k_h : 段落し部の照査に用いる設計水平震度で次式により求める。

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_0 \quad (4.7)$$

ここで,

k_0 : 標準設計水平震度

ν_1 : 地域別補正係数

ν_2 : 地盤別補正係数

ν_3 : 重要度別補正係数

「道路橋示方書V耐震設計編 (昭.55)」による。

β : 可動支承を有する橋脚に配分される橋軸直角方向水平地震力で 1.2 とする。

α : 増幅係数であり, 耐震計算上の地盤面から下部構造天端倍置までの高さが, 15 m 以下の場合には 1.0, 15 m を越える場合には 1.25 とする。ただし, 当該橋脚系の橋軸直角方向固有周期 T_p が 0.5 秒未満もしくは 2 秒を越えることを確認した場合には 1.0 とする。なお, 固有周期の算定は「道路橋示方書V耐震設計編」によるものとする。

③ 段落し部の降伏強度の安全率 S_{fn}

① に示した段落し部の降伏強度に対する安全率 S_{fn} を用いて以下のように判定する。

$S_{fn} \geq 1.2$: 対策不要

$S_{fn} < 1.2$: 要対策

④ せん断応力度 τ

段落し部に生じるせん断応力度の大きさによって以下のように判定する。

$\tau \leq 36 \text{ (tf/cm}^2\text{)}$: 対策不要

$\tau < 36 \text{ (tf/cm}^2\text{)}$: 要対策

なお, 段落し部に生じるせん断応力度は以下のように計算する。

$$\tau_n = S_n / A_n \quad (4.8)$$

ここで,

τ_n : n 断面に生じるせん断応力度

S_n : 水平荷重 (tf) で次式により算出する。

$$S_n = k_n(W_{SL} + W_{SK} + 2W_p)/2 \quad (4.9)$$

A_n : 橋脚軀体断面積 (m^2)

なお、以上の計算において配筋図が無い場合には次のように推定する。鉄筋は以下の条件を満足するように入れられ、段落しは、フーチング上面から $(h_p/2 + 0.6)$ m の点で行われ鉄筋量が基部の 1/2 にされていると仮定する。なお、 $(h_p/2 + 0.6)$ が h よりも大きい場合は、段落しは行われていないと判断する。

・基部に作用する鉛直荷重

$$V = (W_{SL} + W_{SR})/2 + W_p \quad [tf] \quad (4.10)$$

・基部に作用するモーメント

$$M = 0.2 \times \gamma \times (W_{SL} + W_{SR} + 2W_p)/2 \times h_p \quad [tf \cdot m] \quad (4.11)$$

ここで,

$\gamma = 1.0$: 連続げたの端部以外の橋脚

$\gamma = 0.9$: 連続げたの端部で連続げた以外のけたに続いている橋脚

$\gamma = 0.8$: 連続げたの端部で連続げたに続いている橋脚

使用鉄筋の地震時許容応力度: $\sigma_{3a} = 2,100$ (kgf/cm²) (丸鋼)

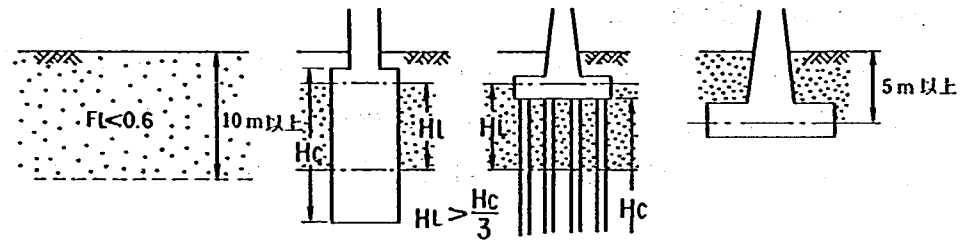


図-4.2 液状化の影響の推定方法

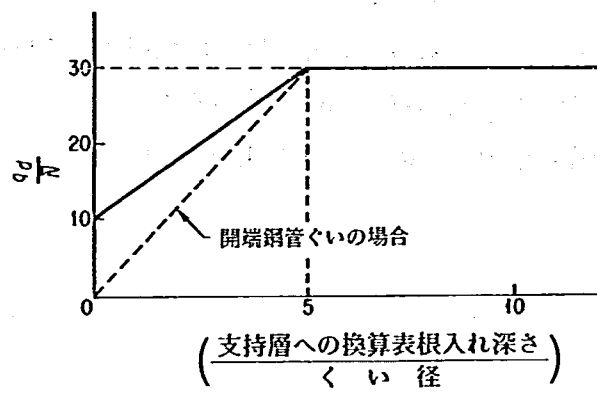


図-4.3 くい先端地盤の極限支持力度 q_d の算定図

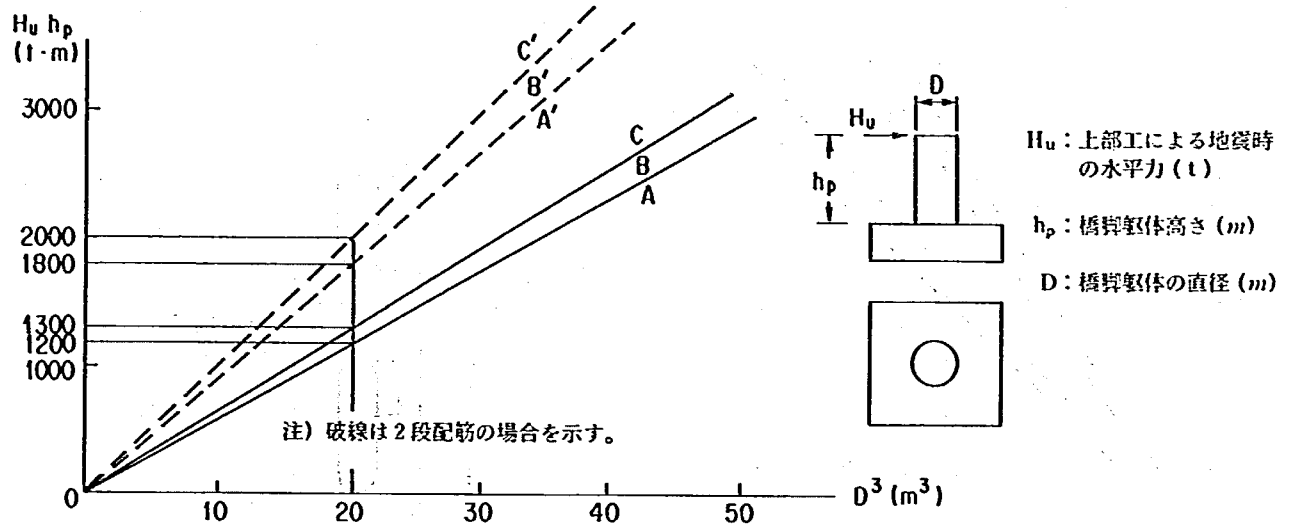


図-4.4 円形橋脚

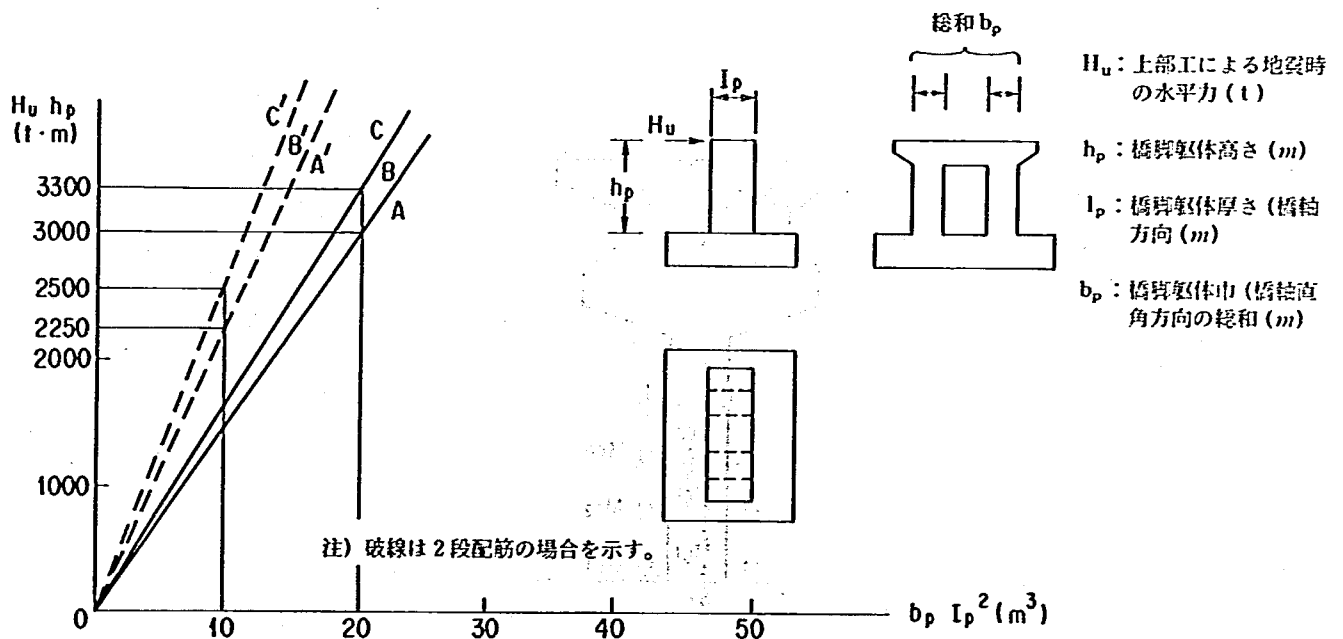


図-4.5 ラーメン橋脚

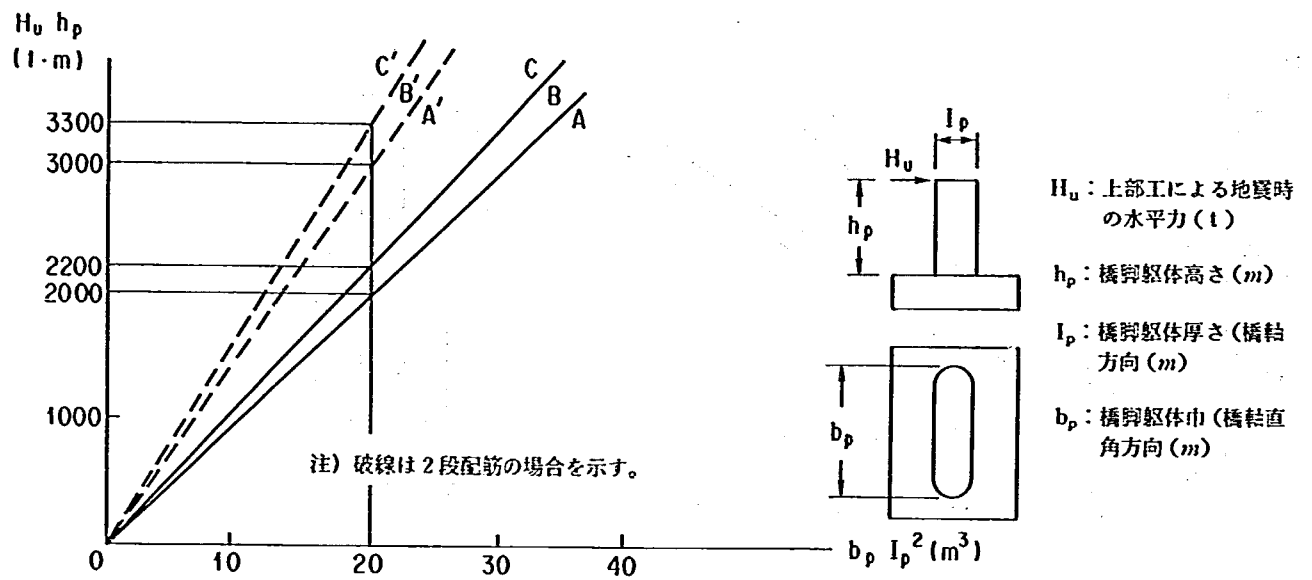


図-4.6 壁式橋脚

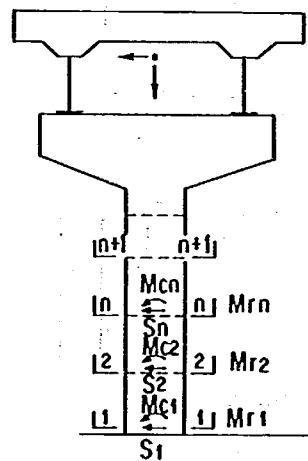


図-4.7 主鉄筋段落し部の照査断面

5. 耐震性3次判定法（大地震に対するRC橋脚の耐震性判定法）

5.1 概 要

宮城県沖地震、浦河沖地震等近年の地震において、RC橋脚に大規模な亀裂、剝離、主鉄筋の座屈、破断等の被害が相次いで生じた。このため、従来被害事例の多い鉄筋コンクリート橋脚に対して、大地震時に落橋等の致命的な被害を受ける可能性を判断する方法を示したものである。既往の鉄筋コンクリート橋脚の被害の特徴及び模型実験結果によれば、その被害形態は地震時に発揮しうる曲げ変形性能の程度に応じて、引張鉄筋降伏後のねばりが期待しやすい曲げ破壊が先行する場合と脆性的なせん断破壊が先行する場合とがある。このため、ここでは、まず曲げ破壊が先行するか、あるいはせん断破壊が先行するかをそれぞれ耐力を比較することにより判定して、破壊形態に応じて耐震性の判定を行うものとした。図-5.1は、大地震に対する耐震性判定のフローを示したものである。ここで、たとえばせん断破壊に対する照査により耐震性が確保できないと判断された場合には、想定した最悪の地震力に対してせん断破壊が生じないように鉄筋コンクリート巻立て等により橋脚断面を増加させて橋脚の断面力を増加させてもよいし、曲げ破壊に対する照査が確保されている場合には、せん断耐力を曲げ耐力に見合うだけ大きくして、せん断破壊が曲げ破壊に先行しないように補強してもよい。

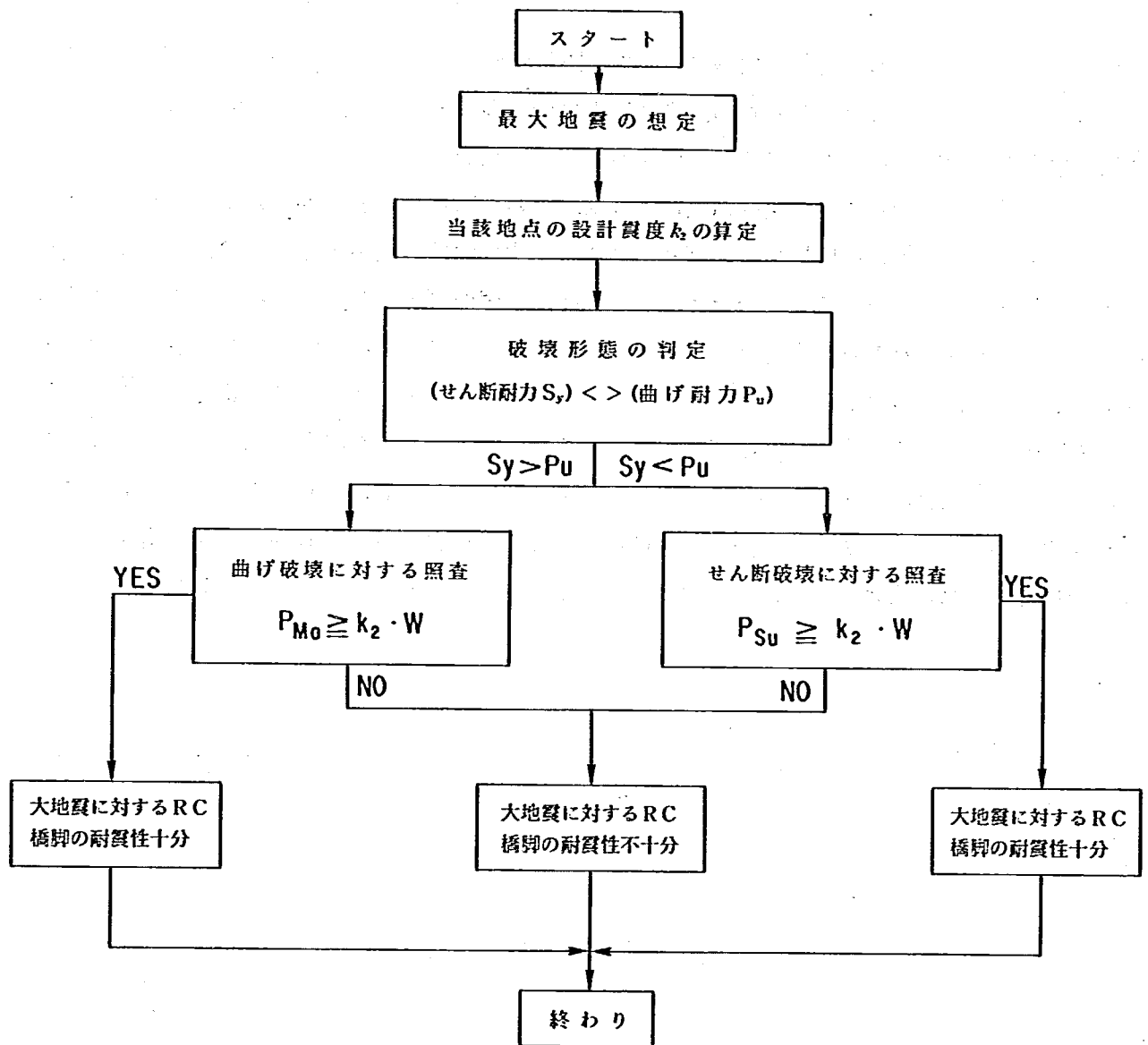


図-5.1 3次判定フロー

5.2 調査要領

耐震性の照査は、以下のように行うものである。

(1) 当該地点の最大震度 k_2 の算定

当該地点で想定される最大の地震動に相当する震度 k_2 は、土木研究所で開発された地震動の距離減衰式を基本として定めることとした。橋の固有周期を T 秒、減衰定数を h とした場合には、水平震度 k_2 は加速度応答スペクトル $S_A(T, h)$ により次式で求めることとする。

$$k_2 = C_1 \cdot S_A(T, h) / G \quad (5.1)$$

ここで、 C_1 は、道路橋示方書耐震設計編に規定される重要度別補正係数を、また、 G は、重力加速度をそれぞれ表わす。また、速度応答スペクトル $S_A(T, h)$ は、当該地点で想定される地震の規模（マグニチュード M ）、震央距離 Δ [km]、及び地盤種別 GC を与えることにより、次式により概算することができる。

$$S_A(T, h) = [1.5 / (40h + 1) + 0.5] \times [a(T, GC) \times 10^{b(T, GC)M} \times (\Delta + 30)^{-1.178}] \quad (5.2)$$

ここで、係数 $a(T, GC)$ 、 $b(T, GC)$ は、固有周期 T 、地盤種別 GC ごとに与えられる係数である。また、一般の道路橋では、固有周期 T 及び減衰定数 h は次式により算出することができる。

$$T = 2\pi \sqrt{W / GK_y} \quad (5.3)$$

$$h = 0.04 / T \quad (5.4)$$

ここで、 W 及び K_y は、それぞれ、橋脚を 1 自由度系に近似した時の重量（上部工重量 + $0.3 \times$ 躯体重量）及び図-5.2 に示す降伏剛性である。

(2) 破壊形態の判定

終局曲げ耐力 P_u とせん断耐力 S_y を比較することにより曲げ破壊が先行するか、あるいはせん断破壊が先行するかの破壊形態の判定を行う。すなわち、

$P_u < S_y$: 曲げ破壊が先行

$P_u \geq S_y$: せん断破壊が先行

ここで、 P_u 、 S_y はそれぞれ終局曲げ耐力及びせん断耐力を示し、以下のように算出する。

① 終局曲げ耐力 P_u

鉄筋コンクリート橋脚が橋脚基部で固定され、上部構造慣性力の作用位置に水平力が作用したとき

の水平力 P と変位 δ の関係は、一般に図-5.2 に示すようになる。ここで、降伏耐力 P_y 及び降伏変位 δ_y とは、橋脚の軸方向鉄筋が降伏するときの慣性力作用位置における水平力及び変位を、また、終局曲げ耐力 P_u 及び終局変位 δ_u は、コンクリートが圧縮側の最外縁において終局ひずみ ϵ_c に達する時の慣性力作用位置における水平力及び変位を示す。これらの耐力及び変位は、道路橋示方書耐震設計編「地震時変形性能の照査方法」に示される方法により求めるものとする。ただし、ここでコンクリートの応力度～ひずみ曲線の関係において、コンクリートの降伏強度に設計基準強度 σ_{ck} が用いられていたが、同コンクリート橋絹に従い、 $0.85 \sigma_{ck}$ を用いるものとする。

② せん断耐力 S_y

せん断耐力の算定は、土木学会コンクリート標準示方書に従い、コンクリートが負担する部分とせん断補強筋が負担する部分に分けて、せん断耐力を算出し、コンクリートが負担するせん断耐力には鉄筋コンクリート断面の有効高さ、軸方向鉄筋量及び軸力の影響を考慮するものとした。ただし、コンクリートが負担する部分に対する安全係数 1.3、せん断補強筋が負担する部分に対する安全係数 1.15 は、終局状態の照査を行うという意味からこれらの安全係数は考慮しないものとする。

(3) 大地震に対する耐震性の判定

想定する大地震に対する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性は次式が満足される場合に確保されると判断する。

$$P_a > k_2 W \quad (5.5)$$

ここで、 P_a は鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有耐力を示し、破壊形態としてせん断破壊が先行すると判断された場合には、(2) に示したせん断力 S_y を、曲げ破壊が先行すると判断された場合には次式を用いるものとする。

$$P_a = P_y + (P_u - P_y) / \alpha \quad (5.6)$$

ここで、

P_a : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有耐力

P_y : (2) に示した鉄筋コンクリート橋脚の降伏耐力

P_u : (2) に示した鉄筋コンクリート橋脚の終局耐力

α : 安全係数 (1.5 とする。)

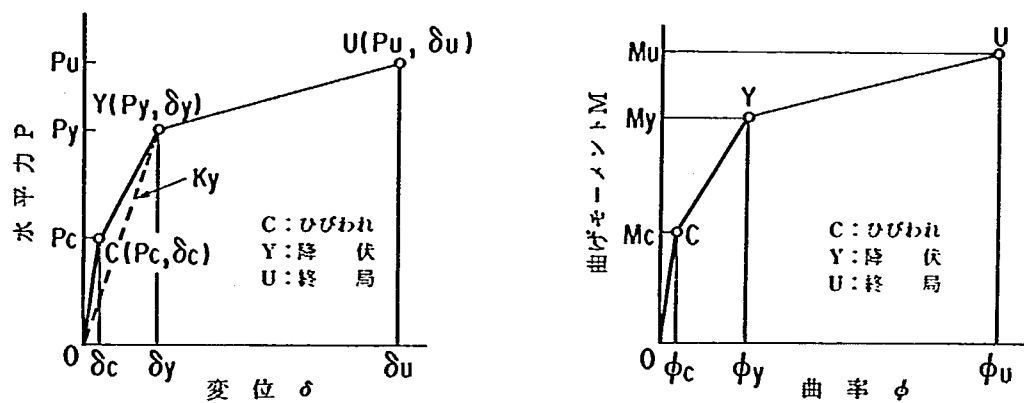


図-5.2 鉄筋コンクリート橋脚の水平力～変位及び
曲げモーメント～曲率の関係

付 属 資 料

1. 耐震性 1 次判定法の適用性の検討

橋梁の被害を予測するためには、橋梁の構造特性及び強度特性と被害の程度の関係が基本的にどのようなになっているかを検討する必要がある。このため、ここでは、宮城県沖地震等で被害を受けた橋梁を対象として数量化理論第 I 類により被害に影響を与えた要因の分析を行った。

1.1 数量化解析

(1) 解析対象橋

数量化解析の対象としたのは、昭和 53 年 6 月 12 日の宮城県沖地震 (M 7.4) で被害を受けた宮城県内の一般国道、主要地方道及び県道に架かる橋梁 95 橋及び被害を受けなかった橋梁 19 橋を基本とし、宮城県沖地震により大被害を受けた橋数が相対的に少いことから、さらにこれに大正 12 年 9 月 1 日関東地震 (M 7.9)、昭和 23 年 6 月 28 日の福井地震 (M 7.3)、昭和 39 年 6 月 16 日の新潟地震 (M 7.5) により落橋あるいは、架替の必要の生じた橋 10 橋を加えた 124 橋である。解析に含めた関東地震、福井地震、新潟地震による被害橋を表-1.1 に示す。

解析に際しては、橋梁の被害形態を表-1.2 に示すように上部構造、下部構造、支承及び付帯施設の被害に分類し、被害の程度を主に落橋という事態に対する危険性に着目して、表-1.3 に示すように落橋から無被害の 6 段階に設定した。本解析橋をこのように分類すると、各被害度に該当する橋脚は被害度 5 (落橋) は 10 橋、被害度 4 (落橋寸前) は 8 橋、被害度 3 (耐荷力の減少に影響のある損傷) は 20 橋、被害度 2 (耐荷力の減少に影響のない損傷) は 55 橋、被害度 1 (軽微な被害) は 12 橋、被害度 0 (被害なし) は 19 橋となる。

(2) 数量化解析

数量化理論第 I 類は、目的変数 (外的基準) は数量であるが、説明変数 (アイテム・カテゴリー) は定性的なデータで与えられる場合の解析に用いることができる。本検討では、目的変数を被害度とし、説明変数は、表-1.4 に示すように橋の構造条件、適用示方書、地盤条件、地震動加速度等の 15 アイテムとし、各アイテムはそれぞれ数個のカテゴリーから構成するものとした。解析対象橋 124 橋のアイテム・カテゴリーデータを巻末付属資料に示す。

被害の有無に対して最も基本的な要因と考えられる地震動強度は、断層中心からの距離を用いて、土木研究所で開発された地震動加速度の距離減衰式により求めた。

目的変数の回帰式は次式で与えた。

$$y_i = \sum_{j=1}^N \sum_{k=1}^{M_j} \delta_{ij}(jk) \cdot X_{jk} \quad (\text{付 I-1})$$

ここで、

y_i : 第 i 番目の橋の被害度の予測値

N : 全アイテム数

M_j : j 番目のアイテム中のカテゴリー数

$$\delta_i(jk) = \begin{cases} 1 : \text{第 } i \text{ 番目の橋が } j \text{ 番目のアイテムの } k \text{ 番目の} \\ \text{カテゴリーに該当する場合} \\ 0 : \text{それ以外の場合} \end{cases}$$

X_{jk} : j 番目のアイテムの k 番目のカテゴリーのカテゴリー・スコア

1.2 解析結果

124 橋の検討対象橋を表-1.4 に示したアイテム・カテゴリーごとに集計した結果が表-1.5 である。この結果によると、全体としては、地震動加速度の大きいもの、適用示方書の古いもの、落橋防止構造のないもの、地盤条件の軟弱なもの、液状化の影響のあるもの、及び基礎工法が木杭の場合ほど、落橋あるいは落橋寸前の橋が多く、これらが落橋に大きく影響をあたえることを示している。

数量化理論第 I 類による解析結果は、表-1.6~表-1.7 に示す通りである。ここで、表-1.6 及び表-1.7 は、式 (1) による回帰式を用い、それぞれ被害橋だけを対象とした場合（ケース 1）と、これに無被害橋 19 橋を含めた場合（ケース 2）を示している。これより以下の事項が指摘される。

- 1) 各ケースとも地震動加速度を考慮した場合、あるいは考慮しない場合においても、重相関係数は 0.77 程度以上ありいずれもある程度の精度を有しているといえることができる。
- 2) 地震動加速度を考慮した場合には考慮しない場合よりも重相関係数で各ケースともに 0.03 程度大きくなり、推定精度がわずかではあるが高くなる。
- 3) 無被害橋 19 橋を加えた場合には、被害橋のみによる場合よりも重相関係数で 0.06 程度減少し、各アイテムの偏相関係数も減少する。
- 4) 各説明数のノーマライズド・スコアは、2, 3 の例を除けば、全体として予想される通りの結果となっており、その概要を示すと表-1.8 の通りとなる。
- 5) 適用示方書、落橋防止構造、及び地盤条件については、偏相関係数がケース 1, 3 で 0.4 程度、ケース 2 で 0.3 程度あり、かつレンジ値も大きいことから、適用示方書の古いものほど、落橋防止構造のないものほど、また地盤条件が軟質であるものほど、それぞれ、被害度は高くなると見ることができる。
- 6) 偏相関係数は必ずしも大きくはないが、液状化の影響のあるもの、洗掘のあるもの、下部構造の古いもの、及び基礎工法が木杭のものは、レンジ値が大きく、被害度を高くする有力な原因と考えることができる。
- 7) 地震動加速度は、偏相関係数も大きく、レンジ値も大きいことから、当然ながら、被害度の大小に直結していることを示している。なお、地震動加速度が 400 gal 以上となると被害度が急増することが注目される。

数量化理論第Ⅰ類による被害度と実際の被害度との関係を示した結果が図-1.1～図-1.2である。これによれば、各ケースともに予測被害度は、実被害度の低い方で大きめの値を与える傾向があるが全体としては予測被害度と実被害度は比較的よく対応しているといえることができる。

表付 I-1 解析に含めた既往地震により落橋あるいは架替の必要の生じた橋

橋 名	上 部 構 造 型 式	下 部 構 造 型 式	地 質 状 況	震 度	状 況 及 び 原 因	支 承 部
地 震 名 : 関 東 地 震 発生時期 : 1923年9月1日 規 模 : M7.9						
豊国橋	ボーストリング型鋼桁橋 橋長 48.5m 3連	橋台、橋脚は相州堅石、所々 煉瓦積、コンクリート中埋	軟弱地盤	6	橋台の下部は押し出され上部は傾斜し、亀裂が生じていた。橋脚は何れも流心に向い傾斜している。支承は橋脚より滑り出した。	支承の滑り出し
酒匂橋	RCT 桁橋長 360 m 33 連	橋脚 : RC 基礎橋枠内部にコン クリート・橋台 : コンク リート単塊工	軟弱地盤	6	全橋が落橋した。激烈な震動に依って強大な水平力を発生し、同時に桁支端の移動を起し橋柱に著大な偏心荷重が作用した。これによって柱に座折を生じ、水平連結の座折を起し桁の墮落となり、更に橋脚の徹底的破壊を起こした。	
馬入橋	RCT 桁橋長 615.6 m 57 連	橋脚 : RC 基礎井筒工 橋台 : コンクリート		6	架設中であったが震動が激烈な為、水平連結桁の端で座折し掘付又は沈没した井筒は何れも傾斜、浮上り移動し河床に散乱した。	
早川橋	RC 桁橋長 81 m 6 連	橋台 : 玉石コンクリート 橋脚 : 外側相州堅石積		6	本橋は地震主要動を平行に受け、橋台橋脚等に強大な水平力を発生し、橋桁は全部多少移動し、又座折して橋台と橋脚との間に墜落した。	
地 震 名 : 福 井 地 震 発生時期 : 1948年6月28日 規 模 : M7.3						
板垣橋	RCT 桁橋 (13 径間単純橋) 橋長 156 m	橋脚 : RC ラーメン型 橋台 : 重力式コンクリート造		5 ない し 6	橋脚は傾斜し上部構造の大半は河中に転落し然らざるものもクロス ビームなきため構造が弱く主桁は上梁を踏み外し曲げにより床版部分 で破壊している。	
中角橋	鋼板桁橋、単純 14 連 橋長 257 m	橋脚 : RC 井筒杭基礎 橋台 : 重力式 RC 杭基礎		5 ない し 6	14 連中 11 連が落橋、この内 8 橋は可動端が落橋しているが他の 3 橋 については 3 橋脚の転倒により桁全体が落橋している。上部構造は、 下が砂で軟かであった為主桁構造部が強固であった為主桁には大 きな被害は無かった。しかも上部構造の被害は全て下部構造の破壊に 基づくもので直接地震力によるものが無かった。	可動端が落下
地 震 名 : 新 潟 地 震 発生時期 : 1964年6月16日 規 模 : M7.5						
昭和大橋	活荷重合成鋼単純桁、支間 27.04 m、10 連、両端径間 非合成鋼単純桁橋、支間 13.1 m、2 連、橋長 303.9 m	杭式橋脚 : 鋼管 609 mm 9 本 (25 m) 杭式橋台 : 鋼管 609 mm 9 本 (22 m)	沖積層、脚部により 異なるが下部から上 部へ細砂層、中砂 層、粗砂層に分か れている。	5	G ₁ ~G ₃ 桁は右岸側 (移動側) 落下、G ₄ 桁全体水平落下、G ₅ 桁左岸側 (移動側) 落下、左岸橋台より大きな水平力が働いたことや、た わみやすい鋼杭管橋脚であったことが落橋の原因。P ₂ ~P ₃ は変位や変 形。P ₄ ~P ₅ は座屈したのは上層砂層の流動により地盤の抵抗層が 下ったため多くの固定端はモルタルが破砕 10 mm 前後浮上がり 1 ア ンカーボルトも抜け出し桁の突起が切れたものもある。	固定可動共移動や浮 上りの被害多し
東路線橋	活荷重合成鋼単純桁、支間 26.6 m、1 連、PC 単純桁 橋、支間 13.5 m、15 連、橋 長 224.5 m	RC ラーメン橋脚、RC 版式 橋脚木杭基礎	含水飽和状態の暗青 灰色中砂	5	合成桁の可動端が右より抜け出し落下した。鋼桁本体は固定端のソー ルプレートの突起のせん断以外異状はない。PC 桁の橋脚にそって 40 cm 前後の沈下、落橋原因の可動橋脚は沈下 2.5 cm。残留傾斜頂 部 15 cm であった。	固定可動端、モルタル は剝離し鋼製フィ ラーも突出した
松浜橋	単純支持ワーレントラス、 支間 65 m、14 連 (10、11 連 目は架設中)、橋長 921.3 m	版式橋脚、井筒小判形橋脚 版式橋脚、木杭基礎 (左岸) 井筒基礎 (右岸) 橋台	細礫を含む暗青か 色または暗灰色の砂	5	地震発生時、まだ工事中で左岸より 11 連目のトラスは、上弦材が取り 付けられていない状態であったため地震による支保工の倒壊にとも ない可動端側がはずれて落橋した。下部構造の地震時の変位により、 支承のアンカーボルトの損傷、及びモルタルの破壊を生じた。伸縮継 手に被害が目立った。	支承位置のずれ、落 橋した固定端のアン カーボルトが引き抜 かれた
八千代橋	活荷重合成鋼単純桁、単純 10 連、橋長 275 m、PC 単 桁橋 (側径間) 4 連	橋台 : RC 杭基礎 φ 300 mm (10 m) 橋脚 : RC 杭基礎 φ 300 mm (12 m) RC 先端開放杭 φ 600 mm (18 m)	暗青灰色の砂	5	上部工の被害は、桁の変状はほとんどなく、桁の移動や衝突で支承部 が損傷を受けた程度である。取付盛土部分の擁壁は全面的に沈下し、 1.1 m~1 m に達している。橋脚の傾斜は右岸高さで最大 400 mm に 達し、橋脚が折損しているものがある。	支承位置のずれ、 ソーラプレートの逸 脱

表付 I-2 橋梁の被害形態の分類

	被 害 形 態
上 部 構 造	① 落 橋 ② 部材(弦材, 腹板)の座屈, 切断, 変形 ③ コンクリート主桁のクラック, 亀裂 ④ コンクリート床版のクラック, 亀裂 ⑤ 連結材のゆるみ, 欠落, 破壊
下 部 構 造	① 橋台, 橋脚躯体, パラペットのクラック, 剝離 ② 天端コンクリートのクラック, 剝離 ③ 下部工の傾斜, 移動, 沈下等の変形
支 承 周 辺	① 支承本体の破損 ② 上部工とのセットボルトのゆるみ, 欠落 ③ ソールプレートの変状 ④ アンカーボルトの抜け出し, ゆるみ, 破断 ⑤ 支承の移動量不足 ⑥ 沓座コンクリートのクラック, 剝離 ⑦ 沓サイドブロックの切断 ⑧ 固定沓ピンの抜け出し, 破断
橋梁付帯施設	① 舗装の亀裂, 盛上がり等の変状 ② 高欄・地覆の変状 ③ 伸縮部の変状 ④ 護岸の亀裂, 沈下 ⑤ 取付け害路の変状

表付 I-3 被害度の分類

被 害 度	被 害 例
5 落 橋	ゲルバー桁, 単純桁等上部構造の落橋
4 落 橋 寸 前	○ 下部構造の大きな変形(傾斜, 沈下, 移動等) ○ RC 構造物の広範囲にわたるコンクリートの剝離, 鉄筋の破断 ○ 沓座コンクリートの剝離, 支承の逸脱
3 耐荷力の減少に 影響のある損傷	○ 鋼構造物の 1 次部材の座屈 ○ 支承沓の破損, ローラーの抜出し, 支承沓座の破損 ○ RC 構造物の 1 mm 程度の亀裂
2 耐荷力の減少に 影響のない損傷	○ 鋼構造物の 2 次部材の変形 ○ RC 構造物のヘヤークラック程度の亀裂 ○ 取付護岸の沈下及び亀裂
1 軽 微 な 被 害	永久構造物として問題のない程度
0 被 害 な し	特に変状, 異常が認められない。

表付 I-4 説明変数 (アイテム・カテゴリー)

[illegible]

表付 I-5 橋梁調査項目と既往の地震による被害度の関係

(A) 上部工

アイテム カテゴリー 被害度	地震動加速度					適用示方書				上部構造形式				平面線形		上部構造材料		断面勾配		落橋防止構造		
	200 未満 (gal)	200 以上 300 未満	300 以上 400 未満	400 以上 500 未満	500 以上	大正 昭和 15 14 年 昭和 31 39 年 昭和 46 55 年 昭和 55 年 道示	昭和 31 39 年 道示	昭和 46 55 年 道示	昭和 55 年 道示	ゲル バ 1 桁・ 2 桁 間 上 の 単 独 支 持	1 2 連 上 の 連 続 行	上 1 桁 中 路 ア 1 チ ラ の 連 続	軌 間・ 斜 表 橋 吊 機	直 線 橋・ 斜 橋	直 線 橋	R C ・ P C	鋼	6 % 以上	6 % 未 満	な し	1 種	2 種 以上
5 落 橋 (10橋)			4 (40)	2 (20)	4 (20)	7 (70)	3 (30)			10 (100)				10 (100)	6 (60)	4 (40)	1 (10)	9 (90)	10 (100)			
4 落 橋 寸 前 (8橋)		1 (13)	6 (75)	1 (13)		5 (63)	3 (38)			8 (100)				8 (100)	1 (13)	7 (88)	1 (13)	87 (88)	6 (75)	2 (25)		
3 耐力力の減少に 影響のある損傷 (20橋)	1 (5)	8 (40)	10 (50)	1 (5)		6 (30)	11 (55)	3 (15)	17 (85)	2 (10)	1 (5)			20 (100)	7 (35)	13 (65)		20 (100)	8 (40)	11 (55)	1 (5)	
2 耐力力の減少に 影響のない損傷 (55橋)		36 (55)	18 (33)	1 (2)		6 (11)	41 (75)	8 (15)	40 (73)	11 (20)	4 (7)	4 (7)	51 (93)	22 (40)	33 (60)	1 (2)	54 (98)	20 (36)	28 (51)	7 (13)		
1 軽微な被害 (12橋)		5 (42)	5 (42)	2 (17)			6 (50)	6 (50)	7 (68)	3 (23)	2 (17)	1 (8)	11 (92)	5 (42)	7 (54)		12 (100)	1 (8)	6 (50)	5 (42)		
0 被害なし (19橋)	1 (5)	13 (68)	5 (26)			1 (5)	17 (89)	1 (3)	12 (63)	5 (26)	2 (11)	3 (16)	16 (84)	7 (37)	12 (63)		19 (100)	1 (5)	16 (84)	2 (11)		
集計	Σ4~5 (18橋)	1 (6)	10 (56)	3 (17)	4 (22)	12 (67)	6 (33)		18 (100)				18 (100)	7 (39)	11 (61)	2 (11)	16 (89)	16 (89)	2 (11)			
	3 (20橋)	1 (5)	8 (40)	10 (50)	1 (5)	6 (30)	11 (55)	3 (15)	17 (85)	2 (10)	1 (5)		20 (100)	7 (35)	13 (65)		20 (100)	8 (40)	11 (55)	1 (5)		
	Σ0~2 (86橋)	1 (1)	54 (63)	28 (33)	3 (3)	17 (8)	64 (74)	15 (17)	59 (69)	19 (22)	8 (9)	8 (9)	78 (91)	34 (40)	52 (60)	1 (1)	85 (99)	22 (21)	50 (33)	14 (16)		

(B) 下部工・地盤

アイテム カテゴリー 被害度	下部構造形式			橋脚高さ			地盤種別					支地盤		液状化の影響		洗堀		下部構造材料		基礎工法				
	パイ ル ベ ン ト	R C ラ ー ノ ン	その他	10 m 以上	5 m 以上 10 m 未満	5 m 未満	4 種・ 極軟 弱	4 種	3 種	2 種	1 種	不 均	均	有	無	有	無	大正 15・ 昭和 14 道示 による	RC・PC・鋼・ 昭和31 道示	示以後の無筋コンクリート	木柱・レンガ・砕石・不 明	既設RC・ベド・ス タル杭	・2 種ケー ソン	昭和46年指針以後 築造のもの
5 落橋 (10橋)	3 (30)	4 (40)	3 (30)	3 (30)	5 (30)	2 (20)		7 (70)	3 (30)				10 (100)	6 (60)	4 (40)		10 (100)	2 (20)	8 (80)	4 (40)	2 (20)	4 (40)		
4 落橋寸前 (8橋)		4 (50)	4 (50)	2 (25)	6 (75)		2 (25)	4 (50)	1 (13)		1 (13)	1 (13)	7 (88)	2 (25)	6 (73)		8 (100)		8 (100)	1 (13)	2 (25)	5 (63)		
3 耐力力の減少に 影響のある損傷 (20橋)	2 (10)	8 (40)	10 (50)	8 (40)	7 (35)	5 (25)	1 (5)	11 (35)	6 (30)	1 (5)	1 (5)	4 (20)	16 (80)	2 (10)	18 (90)	1 (5)	19 (95)	1 (5)	19 (95)	1 (5)	4 (20)	15 (75)		
2 耐力力の減少に 影響のない損傷 (55橋)	5 (9)	9 (16)	41 (75)	12 (22)	29 (53)	14 (25)		2 (4)	33 (60)	8 (15)	12 (22)	1 (2)	54 (98)	4 (7)	51 (93)		15 (100)		55 (100)	1 (2)	9 (16)	45 (82)		
1 軽微な被害 (12橋)		1 (8)	11 (92)	5 (42)	3 (25)	4 (33)			8 (67)	1 (8)	3 (23)	1 (8)	11 (92)		12 (100)		12 (100)		12 (100)	1 (8)	1 (8)	10 (83)		
0 被害なし (19橋)	1 (5)	1 (5)	17 (89)	4 (21)	7 (37)	8 (42)	1 (5)	5 (26)	3 (16)	1 (5)	9 (47)		19 (100)		19 (100)		19 (100)		19 (100)		2 (11)	17 (89)		
集計	Σ4-5 (18橋)	3 (17)	8 (44)	7 (39)	5 (28)	2 (11)	2 (11)	11 (61)	4 (22)		1 (6)	1 (6)	17 (94)	8 (44)	10 (36)		18 (100)	2 (11)	16 (89)	5 (28)	4 (22)	9 (50)		
	3 (20橋)	2 (10)	8 (40)	10 (50)	8 (40)	7 (33)	1 (5)	11 (55)	6 (30)	1 (5)	1 (5)	4 (20)	16 (80)	2 (10)	18 (90)	1 (5)	19 (95)	1 (5)	19 (95)	1 (5)	4 (20)	15 (75)		
	Σ0-2 (86橋)	6 (7)	11 (13)	69 (80)	21 (24)	39 (45)	1 (1)	7 (8)	44 (51)	10 (12)	24 (28)	2 (2)	84 (98)	4 (5)	82 (95)		86 (100)		86 (100)	2 (2)	12 (14)	72 (84)		

表付 I-6 数量化理論第 I 類による解析結果 (被害橋 105 橋のみの場合)

アイ テ ム	カ	テ	ゴ	リ	—	地震動加速度を考慮しない場合				地震動加速度を考慮しない場合			
						ノーマライズドスコア	レ	ン	ジ	偏相関係数	重相関係数	ノーマライズドスコア	レ
適用示方書	大正 15 年細則・昭和 14 年道示					0.667	0.902	0.481	0.837	0.5366	0.725	0.424	0.870
	昭和 31 年道示・昭和 39 年道示				-0.235	-0.1882							
	昭和 46 年道示・(昭和 55 年道示)				-0.055	-0.0489							
上部構造形式	ゲルバー桁・2 径間以上の単純支持					0.055	0.276	0.161		0.0553	0.313	0.188	
	1 径間単純支持・2 連以上の連続桁				-0.221	-0.2574							
	上路・中路アーチラーメン・連続桁等(斜張橋・吊橋)				-0.145	-0.0593							
平面線形	曲線橋・斜橋					-0.207	0.217	0.074		-0.1675	0.176	0.066	
	直橋				0.010	0.0084							
上部構造材料	R C ・ P C					-0.090	0.150	0.107		-0.0709	0.118	0.095	
	鋼				0.060	0.0473							
縦断勾配	6 % 以上					0.283	0.292	0.072		0.5279	0.543	0.147	
	6 % 未満				-0.008	-0.0155							
落橋防止構造	なし					0.155	0.661	0.293		0.1529	0.621	0.301	
	1 種				-0.009	-0.0168							
	2 種以上				-0.506	-0.4684							
下部構造形式	単列バイルベント					0.261	0.303	0.129		0.2685	0.332	0.161	
	R C ラーメン				0.011	0.0652							
	その他の				-0.042	-0.0635							
橋脚高さ	10 m 以上					0.030	0.060	0.043		0.0350	0.188	0.130	
	5 m 以上 10 m 未満				-0.029	-0.0766							
	5 m 未満				0.022	0.1113							
地盤条件	4 種・極軟・弱					1.298	1.678	0.506		1.2868	1.554	0.556	
	4 種				0.612	0.6501							
	3 種				-0.240	-0.2667							
	2 種				-0.380	0.1978							
	1 種				-0.150	-0.2284							
液状化の影響	有					0.607	0.701	0.316		-0.4649	0.564	0.268	
	無				-0.093	-0.0715							
支持地盤	不均一					-0.081	0.087	0.031		-0.0912	0.098	0.040	
	均一				0.006	0.0065							
洗堀	有					1.155	1.167	0.182		0.4191	0.423	0.073	
	無				-0.011	-0.0040							
下部構造材料	大正 15 年細則・昭和 14 年道示による無筋コンクリート					1.067	1.098	0.262		0.6027	0.620	0.161	
	R C, P C, 鋼, 昭和 31 年道示以後の無筋コンクリート				-0.031	-0.0177							
基礎工法	木杭(レンガ杭・石積ケーソン, 箱枠工法), 不明					0.630	1.027	0.329		0.3877	0.647	0.234	
	既製 R C 杭(ベデスタル杭, 2 脚ケーソン)				-0.398	-0.2596							
	昭和 46 年指針以後のもの, 場所打杭, P C 杭, 鋼杭, 直接基礎				0.027	0.0199							
加速度推定値	200 gal 未満					—	—	—		1.0690	1.338	0.446	
	200 以上 300 未満				—	-0.2688							
	300 以上 400 未満				—	0.1232							
	400 以上 500 未満				—	0.5769							
	500 以上				—	0.7592							

注) () は, 今回の解析対象橋 (124 橋) には該当のなかったことを示す。

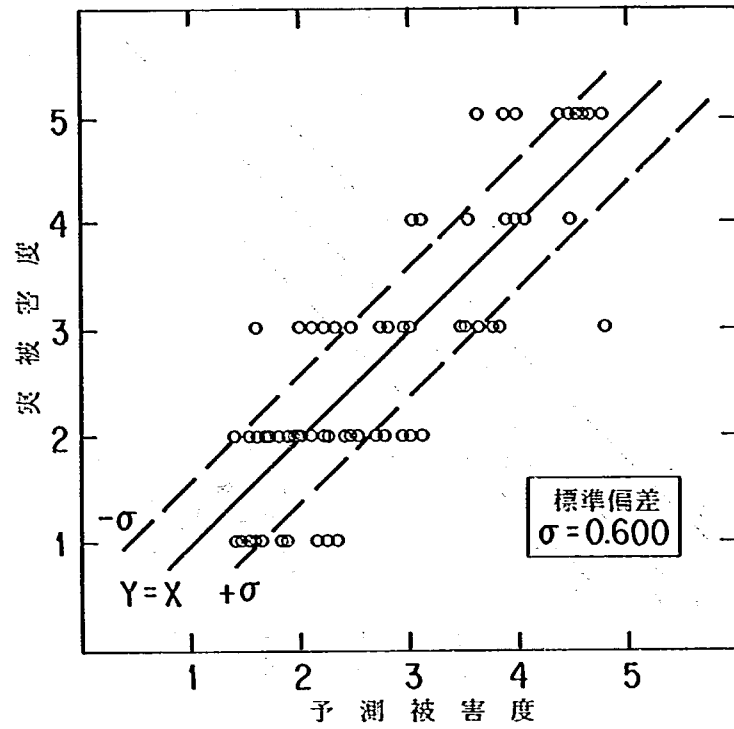
表付 I-7 数量化理論第 I 類による解析結果（無被害橋 19 橋を含めた 124 橋の場合）

アイ テ ム	カ	テ	ゴ	リ	地 震 動 加 速 度 を 考 慮 し な い 場 合				地 震 動 加 速 度 を 考 慮 し た 場 合							
					ノーマライズドスコア	レ	ン	ジ	偏相関係数	重相関係数	ノーマライズドスコア	レ	ン	ジ	偏相関係数	重相関係数
適用示方書	大正 15 年細則・昭和 14 年道示				0.691							0.517				
	昭和 31 年道示・昭和 39 年道示				-0.289	0.980	0.399					-0.223	0.740	0.319		
	昭和 46 年道示・（昭和 55 年道示）				0.343							0.284				
上部構造形式	ゲルバー桁・2 径間以上の単純支持				0.077							0.081				
	1 径間単純支持・2 連以上の連続桁				-0.171	0.487	0.155					-0.232	0.390	0.161		
	上路・中路アーチラーメン・連続桁等（斜張橋・吊橋）				-0.409							-0.308				
平面線形	曲線橋・斜橋				-0.441							-0.396				
	直橋				0.030	0.472	0.127					0.027	0.424	0.122		
上部構造材料	R C ・ P C				-0.143							-0.141				
	鋼				0.093	0.236	0.124					0.092	0.233	0.131		
縦断勾配	6 % 以上				0.720							0.919				
	6 % 未満				-0.018	0.738	0.119					-0.023	0.941	0.161		
落橋防止構造	なし				0.445							0.459				
	1 種				-0.167	1.107	0.341					-0.181	1.106	0.358		
	2 種以上				-0.662							-0.647				
下部構造形式	単列バイルベント				0.315							0.292				
	R C ラーメン				0.195	0.416	0.149					0.259	0.411	0.178		
	その他				-0.102							-0.119				
橋脚高さ	10 m 以上				0.169							0.172				
	5 m 以上 10 m 未満				-0.001	0.341	0.135					-0.038	0.284	0.125		
	5 m 未満				-0.172							-0.112				
地盤条件	4 種・極軟弱				0.635							0.523				
	4 種				0.187							0.224				
	3 種				0.051	1.019	0.235					0.040	0.983	0.273		
	2 種				-0.065							0.112				
	1 種				-0.384							-0.461				
液状化の影響	有				0.844						0.724					
	無				-0.107	0.952	0.282				-0.092	0.816	0.255			
支持地盤	不均一				0.420							0.307				
	均一				-0.025	0.446	0.105					-0.024	0.420	0.104		
洗堀	有				1.457							0.312				
	無				-0.012	1.469	0.150					-0.003	0.315	0.033		
下部構造材料	大正 15 年細則・昭和 14 年道示による無筋コンクリート				1.401							0.995				
	R C, P C, 鋼, 昭和 31 年道示以後の無筋コンクリート				-0.035	1.435	0.225					-0.025	1.020	0.167		
基礎工法	木杭（レンガ積・石積ケーソン, 箱枠工法）, 不明				0.675							0.383				
	既製 R C 杭（ベダスタル杭, 2 脚ケーソン）				-0.376	1.051	0.229					-0.314	0.697	0.171		
	昭和 46 年指針以後のもの, 場所打杭, P C 杭, 鋼杭, 直接基礎				0.022							0.034				
加速度推定値	200 gal 未満				—							0.169				
	200 以上 300 未満				—							-0.283				
	300 以上 400 未満				—							0.176	1.219	0.343		
	400 以上 500 未満				—							0.936				
	500 以上				—							0.616				

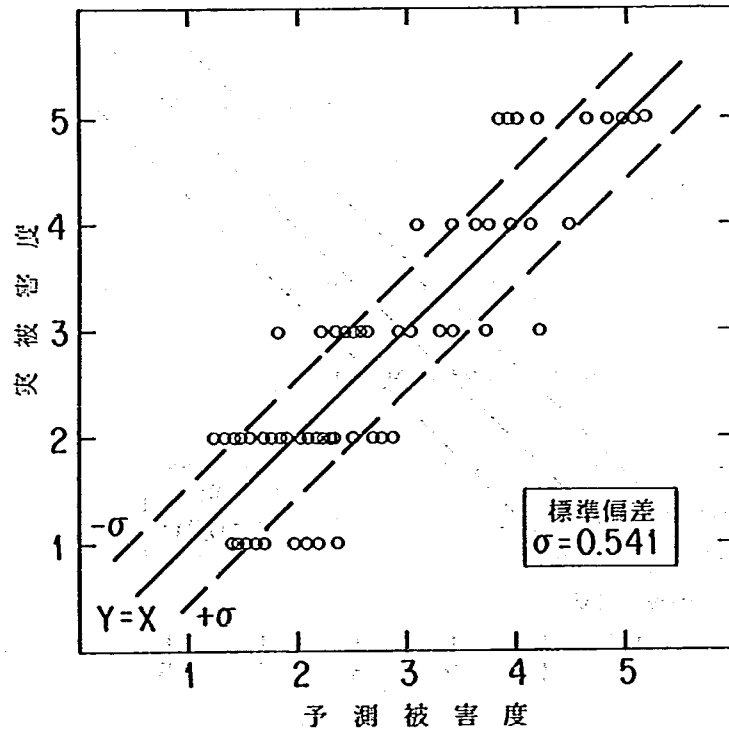
注) () は, 今回の解析対象橋 (124 橋) には該当のなかったことを示す。

表付 I-8 数量化理論第 I 類により求めた各要因が被害度に及ぼす相対的な程度

ア イ テ ム	被 害 度 に 及 ぼ す 相 対 的 な 程 度
① 適 用 示 方 書	大正 15 年細則・昭和 14 年道示によるものは、相対的に被害度が高くなる。ただし、昭和 31 年道示・昭和 39 年道示によるものと、昭和 46 年道示・昭和 55 年道示によるものは、予想とは順序が逆転している。
② 上 部 構 造 形 成	ゲルバー桁及び 2 径間以上の単純支持は、相対的に被害度が高くなる。一方、上路・中路アーチ、ラーメン、連続桁橋等は相対的に被害度が低くなる。
③ 平 面 線 形	曲線橋・斜橋は、直橋よりむしろ被害度が低くなる。
④ 上 部 構 造 材 料	RC・PC と 鋼 と の 間 に は 大 差 は な い が 、 や や RC・PC の 方 が 相 対 的 に 被 害 度 は 低 く な る。
⑤ 縦 断 勾 配	勾配のある方が、勾配のない場合に比較して被害度は高くなる。
⑥ 落 橋 防 止 構 造	落橋防止がないと相対的に被害度は高くなる。一方、落橋防止があれば相対的に被害度は高低くなるが、落橋防止が 1 種類よりも 2 種類ある方が、より被害度は低くなる。
⑦ 下 部 構 造 形 式	単列バイルベント及び RC ラーメンは、相対的に被害度は高くなる。
⑧ 橋 脚 高 さ	橋脚高さの高い方が相対的に被害度は高くなる。
⑨ 地 盤 条 件	地盤が軟弱なほど、相対的に被害度は高くなる。
⑩ 液 状 化 の 影 響	液状化の生じた場合の方が、相対的に被害度は高くなる。
⑪ 支 持 地 盤	不均一な場合の方が、相対的に被害度は高くなる。
⑫ 洗 掘	洗掘のある場合の方が、相対的に被害度は高くなる。
⑬ 下 部 構 造 材 料	大正 15 年細則・昭和 14 年道示による無筋コンクリートの方が、相対的に被害度は高くなる。
⑭ 基 礎 工 法	木杭及び基礎工法不明のものは、相対的に被害度は高くなる。
⑮ 地 震 動 加 速 度	地震動加速度が大きいほど、相対的に被害度は高くなる。特に、地震動加速度が 400 gal 以上になると相対的に被害度は高くなる。

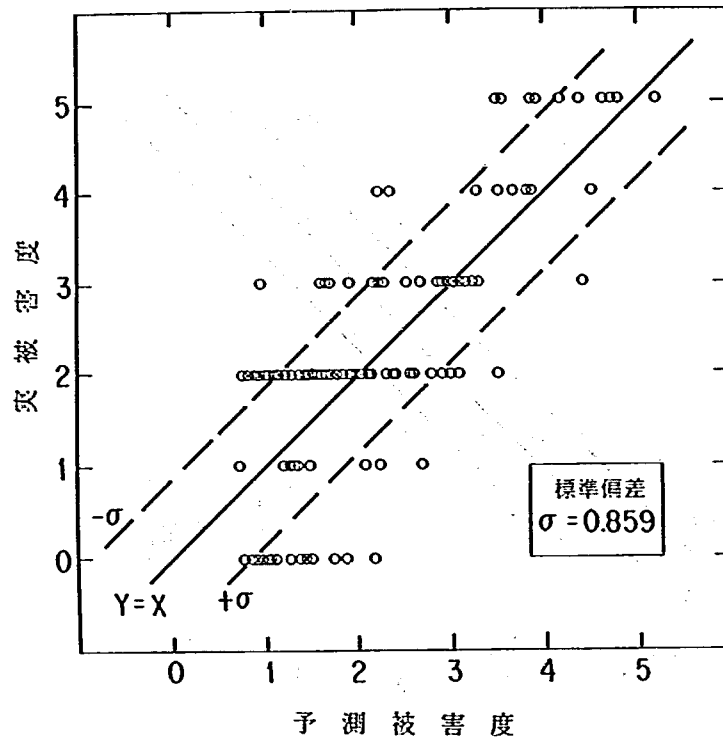


(a) 地震動加速度を考慮しない場合

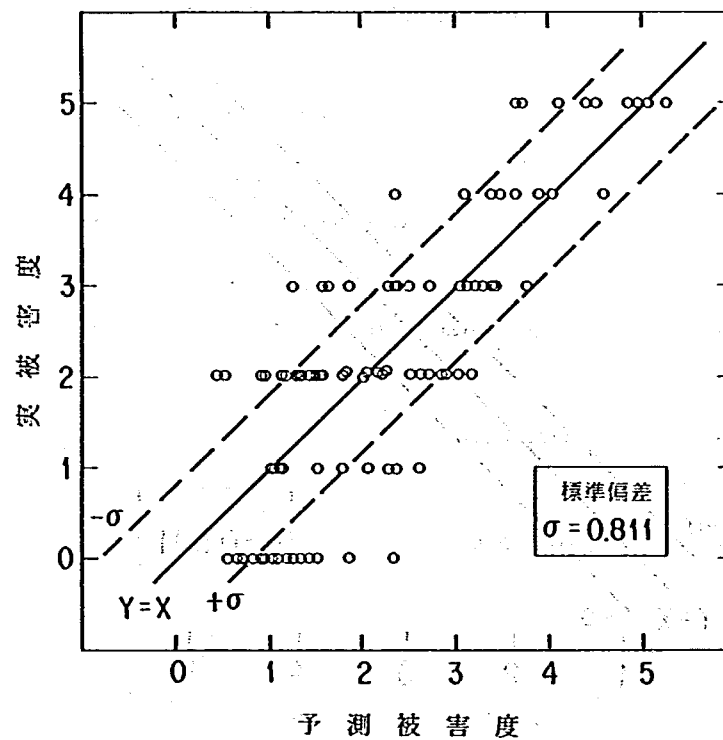


(b) 地震動加速度を考慮した場合

図付 I-1 数量化理論第 I 類による予測被害度と実被害度の関係
(被害橋 105 橋のみの場合)



(a) 地震動加速度を考慮しない場合



(b) 地震動加速度を考慮した場合

図付 I-2 数量化理論第 I 類による予測被害度と実被害度の関係
(無被害橋 19 橋を含めた 124 橋の場合)

2. 鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法 (耐震性2次判定法)の適用性の検討

2.1 概 要

昭和53年宮城県沖地震、昭和58年浦河沖地震においては、鉄筋コンクリート橋脚段落し部に被害を受ける事例が続出した。主鉄筋段落し部での破壊は、曲げ破壊に伴う有効せん断面積の減少により、脆性的なせん断破壊となることが知られている。この原因の一つとして、主鉄筋段落し部での段落し鉄筋の定着長の不足が挙げられた。このため、昭和55年道路橋示方書においては、従来のコンクリートの許容せん断応力を引き下げるとともに、主鉄筋段落しの位置を従来よりも部材の有効高さに等しい長さだけ高くする等の規定が新たに盛り込まれた。しかし、昭和55年以前に架設された橋梁については、昭和61年度の耐震点検において耐力の照査が行われ、耐力不足の認められた橋脚については、何らかの補強対策を行うことが必要とされた。

昭和61年の耐震点検においては、点検すべき橋脚の適用範囲として、せん断スパン比が $2 < h/d < 6$ の範囲の橋脚とされているが、近年高橋脚を加え、鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法として新たに取りまとめたものである。

2.2 実験概要

鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法に着目した正負交番動的載荷実験を行った。実験供試体の諸元は、図-2.1および表-2.1に示す通りであり50 cm×50 cmの正方形断面を有する載荷高さ2.5 m、せん断支間比5.4のP供試体3体、50 cm×50 cmの正方形断面を有する載荷高さ4.6 m、せん断支間比9.9のD供試体3体、直径60 cmの中空円形断面を有する載荷高さ2.6 m、せん断支間比4.9のS供試体、50 cm×50 cmの正方形断面を有する載荷高さ2.6 m、せん断支間比5.3のH供試体がそれぞれ1体、合計8供試体である。なお、P供試体及びD供試体は、計算上段落しを行うことが可能な断面で段落しを行った場合、及びこの位置よりも、それぞれ断面幅の半分(D/2)、断面幅(D)だけ段落し位置を上げた場合のケースであり、S及びH供試体は、計算上段落しを行うことが可能な位置で段落しを行っている。実験では軸力載荷装置により軸力を作用させた状態で動的加振機によって橋脚の降伏変位 δ_y の正数倍の正弦波10波を与え、載荷点の荷重、変位、鉄筋のひずみを測定するとともに、各載荷段階におけるひび割れ状況、破壊状況を記録した。

2.3 実験結果

実験終了後の破壊状況を図-2.2に示す。供試体Pタイプ及びDタイプはともに同じ破壊状況を示し、計算上段落しを行うことが可能な断面で段落しを行った場合(供試体P-14及びD-1)及び、断面幅

(D) だけ上げた場合（供試体 P-16 及び D-3）は、それぞれ段落し部及び基部で破壊した。段落し位置を $D/2$ だけ上げた場合（供試体 P-16 及び D-2）は、載荷途中までは、段落し部でクラックが進行したが、 $4\delta_y$ 以降になると基部の曲げ破壊が進行し始め、最終的には基部で曲げ破壊した。すなわち、せん断支間比が 9.9 と 6 よりも大きい鉄筋コンクリート橋脚についても計算上段落し位置で破壊が生じる位置よりも段落し位置を $D/2$ だけ引き上げれば基部の曲げ破壊に移行する。また、供試体 S タイプ及び H タイプは、共に段落し位置で破壊した。

供試体 P タイプ及び D タイプの荷重～変位の包絡線を図-2.3 に示す。これによれば、段落し位置で破壊した供試体 P-14 及び D-1 は、最大耐力が最も低く、また変位の増加に対する耐力の低下が早く、じん性率の少ないもろい破壊となることがわかる。すなわち、本実験結果から見れば、段落し位置の破壊はせん断支間比にかかわらずもろい脆弱的な破壊となることがわかる。ただし、段落し位置を $D/2$ だけ引き上げれば段落し位置の損傷も生じるが、基部の曲げ破壊に移行し、段落し位置を D だけ上げた場合と同程度の耐力を有しているといえる。

2.4 鉄筋コンクリート橋脚段落し部に対する既往の耐震性判定法の適用

以上 8 供試体の実験結果を踏まえ、せん断支間比が 6 を越える橋脚も含めた既往の鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法の適用性の検討を行った。

鉄筋コンクリート段落し部の判定法を含んだ既往の耐震性判定法としては、表-2.2 に示すように昭和 61 年日本道路協会の方法及び昭和 61 年道路橋耐震点検の方法がありこの 2 つの手法についてその適用性を検討した。

なお、実験供試体の場合には、上部工死荷重等の特定の外力を考慮して設計をおこなっていないため、上記の 2 手法の適用の際には次の仮定を設けた。

- ① せん断支間比の算定には、実橋に対して約 $1/5$ 模型と仮定し、橋脚上部の横梁の高さ分を差し引いた上で行った。
- ② 照査する地震荷重は、段落しのない橋脚の場合に橋脚基部の断面の最外縁の引張側鉄筋が許容応力 ($2,700 \text{ kg/cm}^2$) となるときの荷重とした。

以上の仮定の下で 2 つの耐震性判定法を適用した結果が表-2.3 である。両手法の適用性を検討すると以下ようになる。

- ① 日本道路協会的手法によれば、供試体 D-1 及び D-2 に対する得点 P_c が低い。この原因の一つとしては、⑬せん断スパン比の得点が低いことが挙げられる。また、⑭段落し部の曲げ引張りひ割れについては、全供試体とも 200 tf/m^2 を超過しており、この得点が判定結果に大きな影響を及ぼしていないことがわかる。また、供試体 D-1 と D-2 の違いを判定するためには⑮ S_m 及び⑯ S_{mn} の得点の付け方を考慮する必要がある。
- ② 昭和 61 年の耐震点検の手法によった場合も同様に、供試体 D-1 のみの判定結果が異なる結果となっている。これは、せん断スパン比に対して $2 < h/d < 6$ という適用範囲を設けたためであり、

せん断支間比が6を越える場合も考慮すれば判定は合致する。

2.5 鉄筋コンクリート橋脚の耐震性判定法の検討

以上の結果を踏まえて耐震性判定法として新たに整理し直してみると以下ようになる。

せん断支間比については、6より小さいという条件を削除して $h/d > 2$ とすることができる。

基部の安定率にたいする段落し部の安全率の比 S_{mn} については、この値と破壊形態についてプロットすると、図-2.4 のようになる。すなわち、段落し部で破壊するか、基部で破壊するか、あるいは両位置で破壊するかは、安全率の比 S_{mn} によって以下のように分類される。

$S_{mn} \leq 1.0$: 段落し部で破壊

$1.0 < S_{mn} < 1.2$: 基部で破壊・段落し部で損傷

$S_{mn} \geq 1.2$: 基部で破壊

従って、段落し部での破壊あるいは損傷を避ける意味では $S_{mn} \geq 1.2$ が安全である条件となる。

また、段落し部で破壊すると予想される $S_{mn} < 1.2$ の場合については段落し部の安全率 S_m とせん断応力度の大きさ τ が、外力に対して所要の安全率を有していれば耐震性は問題ないと考えられることから、以下の条件が得られる。

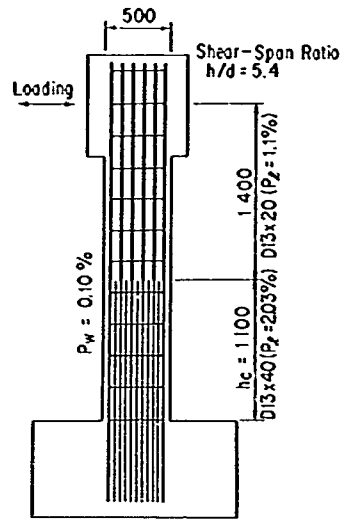
$S_m \geq 1.2$: 補強不要

$S_m < 1.2$: 要補強

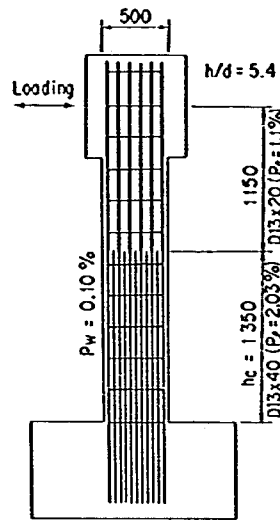
$\tau \leq 36(t/m^2)$: 補強不要

$\tau > 36(t/m^2)$: 要補強

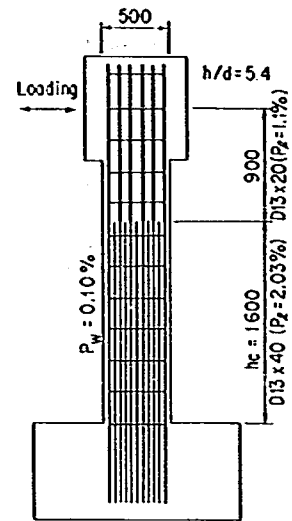
以上の結果から、鉄筋コンクリート橋脚段落し部の耐震性判定法として整理すると図-2.5 及び表-2.4 のようになる。



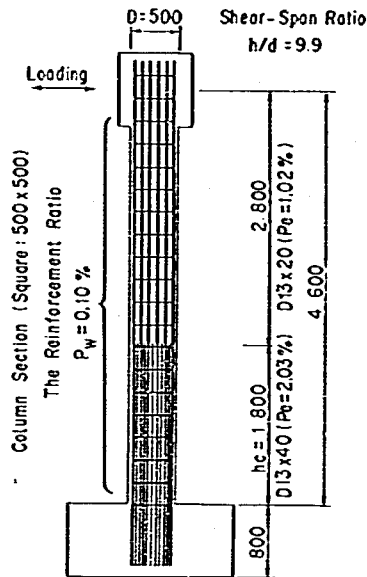
(2) 供試体 P-14



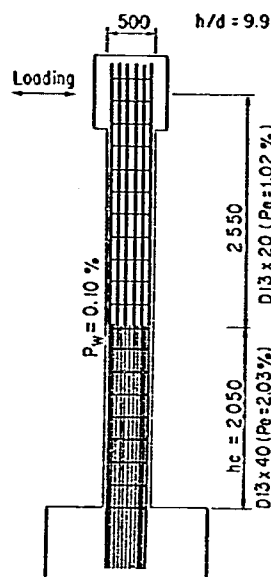
(3) 供試体 P-15



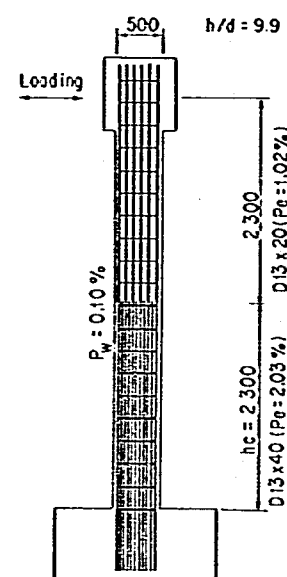
(4) 供試体 P-16



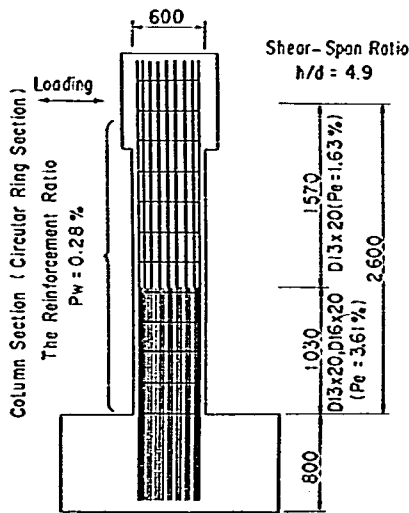
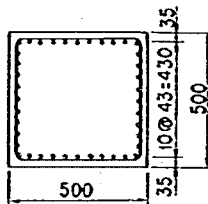
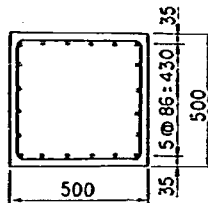
(1) 供試体 D-1



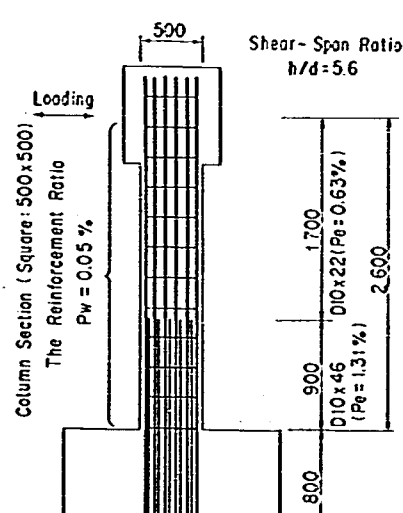
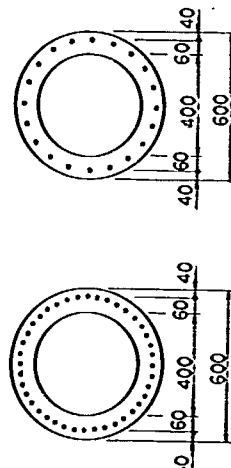
(2) 供試体 D-2



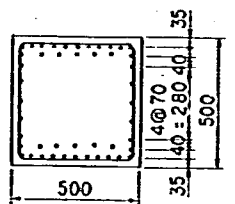
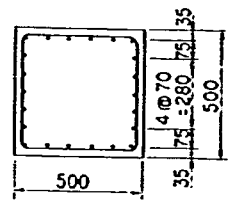
(3) 供試体 D-3



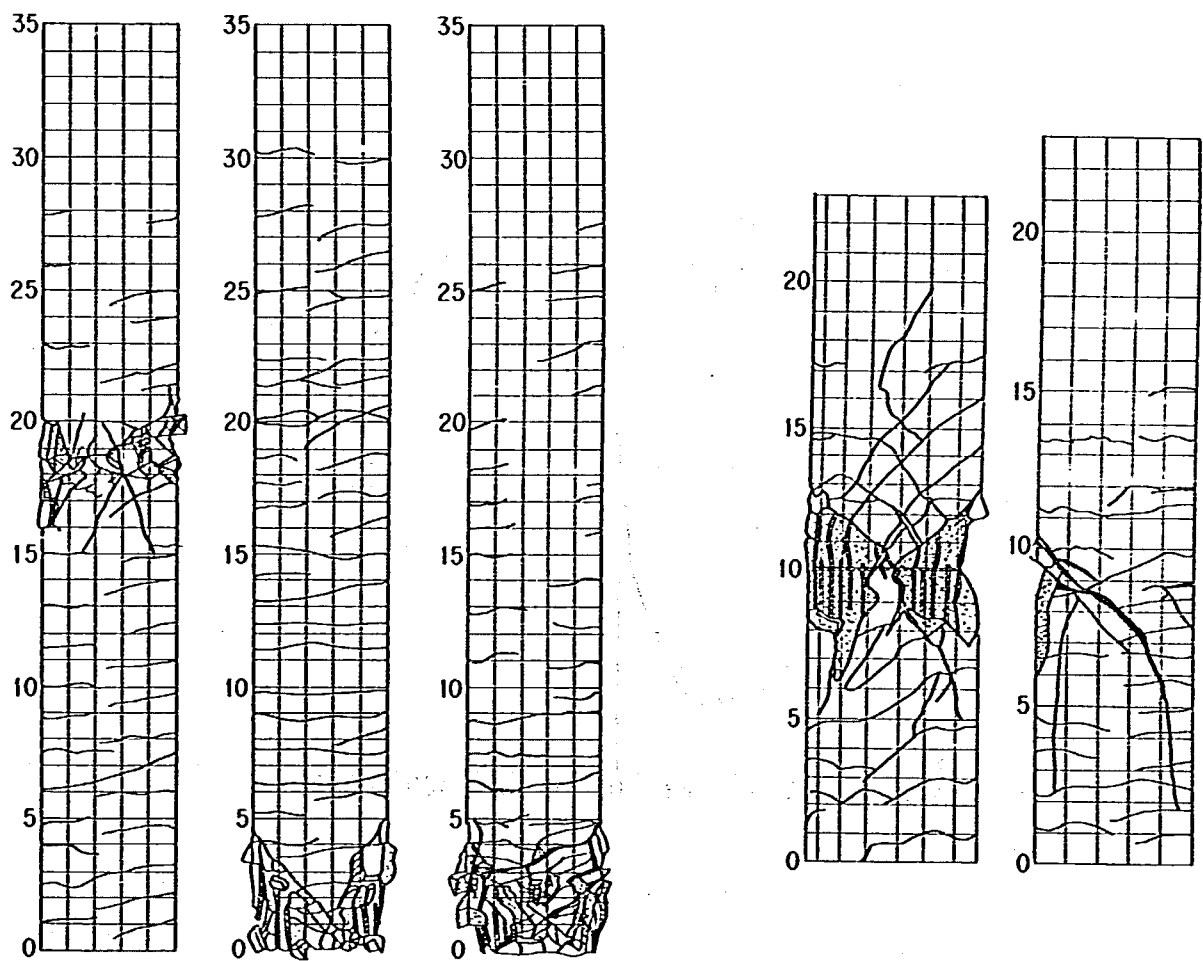
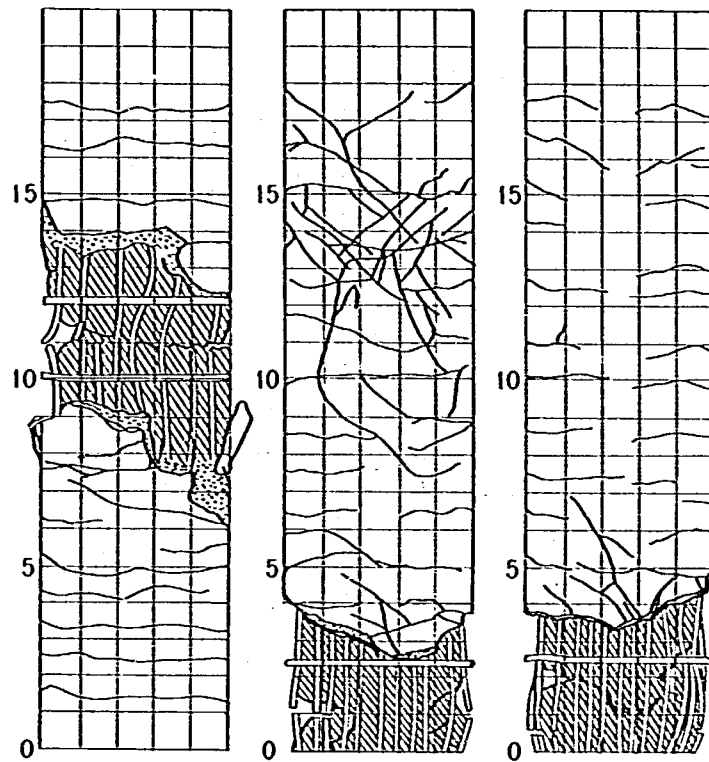
(1) 供試体 S-1



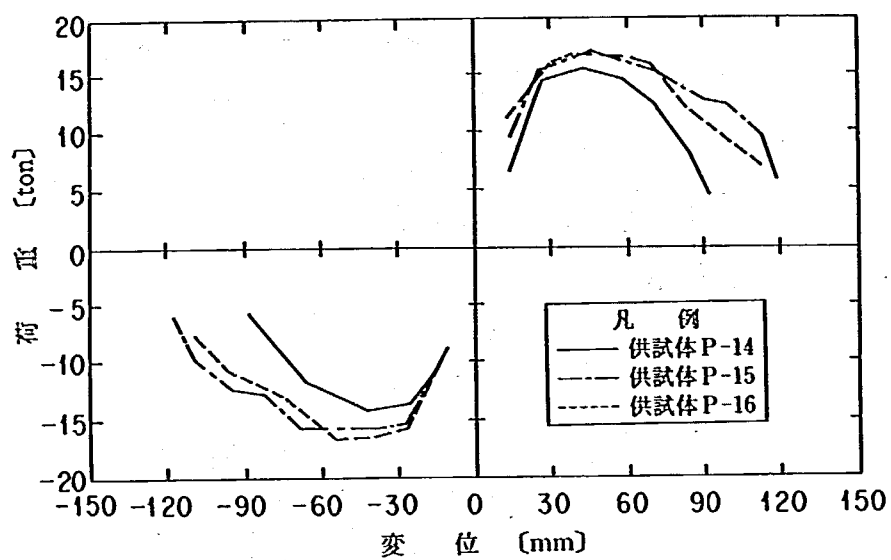
(1) 供試体 H-1



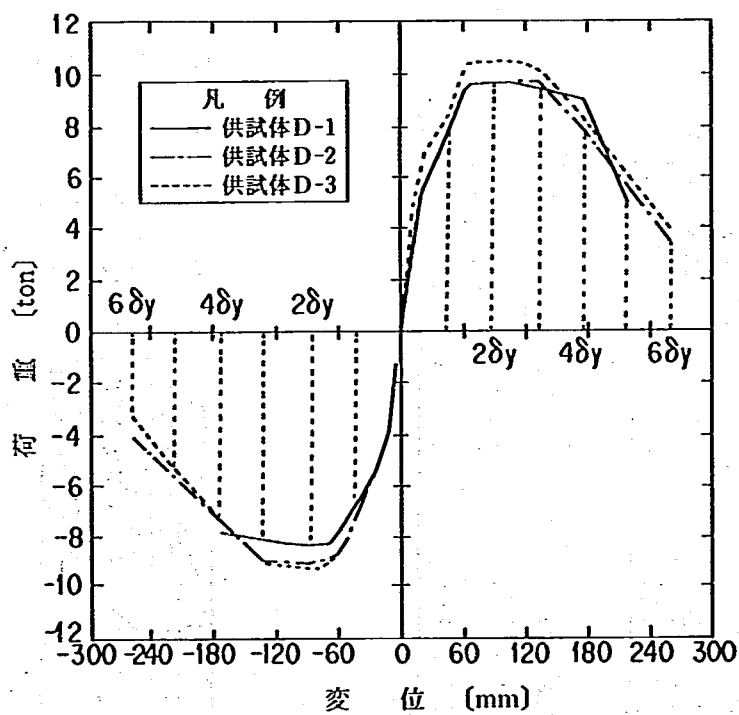
図付 II-1 実験供試体



図付 II-2 実験終了後の破壊状況



(1) 供試体 P タイプ



(2) 供試体 D タイプ

図付 II-3 供試体 P 及び D タイプの荷重～変位の包絡線

表付 II-1 実験供試体諸元

供試体番号		P-14	P-15	P-16	D-1	D-2	D-3	S-1	H-1
断面寸法 D×W (cm)		50×50	50×50	50×50	50×50	50×50	50×50	φ 60	50×50
かぶり厚さ C (cm)		3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	4.0	3.5
橋脚高さ h (cm)		250	250	250	460	460	460	260	260
せん断支間比 h/d		5.4	5.4	5.4	9.9	9.9	9.9	4.9	5.6
主鉄筋	材質 径 φ (mm)	SD 30 13	SD 30 13	SD 30 13	SD 30 13	SD 30 13	SD 30 13	SD 30 13, 16	SD 30 10
	段落し	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り
	側方筋	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り	有り
	主鉄筋比 (%)	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	2.03	3.61	1.31
	降伏点強度 σ_y (kgf/cm ²)	3144	3144	3144	3525	3525	3525	3710	3640
帯鉄筋	材質 径 φ (mm)	SR 24 9	SR 24 9	SR 24 9	SR 24 9	SR 24 9	SR 24 9	SR 24 9	SR 24 6
	帯鉄筋比 (%)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.28	0.05
	降伏点強度 σ_y (kgf/cm ²)	2776	2776	2776	2910	2910	2910	3429	2501
コンクリート	材料	ポルトランド セメント	ポルトランド セメント	ポルトランド セメント	ポルトランド セメント	ポルトランド セメント	ポルトランド セメント	ポルトランド セメント	ポルトランド セメント
	最大骨材径 (mm)	10	10	10	10	10	10	10	10
	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	327	332	325	429	409	390	361	291
載荷力	載荷方向	一方向	一方向	一方向	一方向	一方向	一方向	一方向	一方向
	載荷速度 (cm/sec)	25	25	25	10	10	10	3	5
	くり返し回数 (回)	10	10	10	10	10	10	10	10
軸方向力 (tf)		4.11	4.11	4.11	25	25	25	33.4	28.8

表付 II-2 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部に対する既往の耐震性判定法

(a) 日本道路協会方式による橋梁耐震調査票

点 検 項 目		評 価 点			
⑬ せん断スパン比 (h/D)		2.0 $1 < h/D < 4$	1.0 $h/D \geq 4$	0.5 $h/D \leq 1$	
⑭ 段落し部の曲げ引張ひびわれ		2.0 生ずる	1.0 生ずる可能性あり	0.5 生じない	
⑮ 段落し部の降伏強度に対する安全率	⑮ ¹ S_{fn}	3.0 1.1 以下	2.0 1.1~1.5	0.5 1.5 以上	
	⑮ ² S_{mn}	3.0 1.1 以下	2.0 1.1~1.3	1.0 1.3~1.5	0.5 1.5 以上
⑯ せん断応力度の大きさ		3.0 45 以下	2.0 30~45	1.0 15~30	0.5 15 以下 (単位: tf/m^2)
$P_c = ⑬ \times ⑭ \times ⑮^1 \times ⑮^2 \times ⑯$		$P_c =$ (ただし, $P_c < 1.0$ の時は, $P_c = 1$)			

(b) 昭和 61 年耐震点検 (建設省) による橋梁耐震調査票

点 検 項 目	評 価 値
せん断スパン比 (h/D)	$h/D \leq 2$, $2 < h/D < 6$, $h/D \geq 6$
地盤種別	1 種 , 2 種 , 3 種 , 4 種
主鉄筋段落し部の降伏強度に対する安全度	1.2 以上 , 1.2 未満
せん断応力度	36 t/m^2 未満 , 36 t/m^2 以上

表付 II-3 実験供試体を用いた鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の
既往の耐震性判定法による判定結果

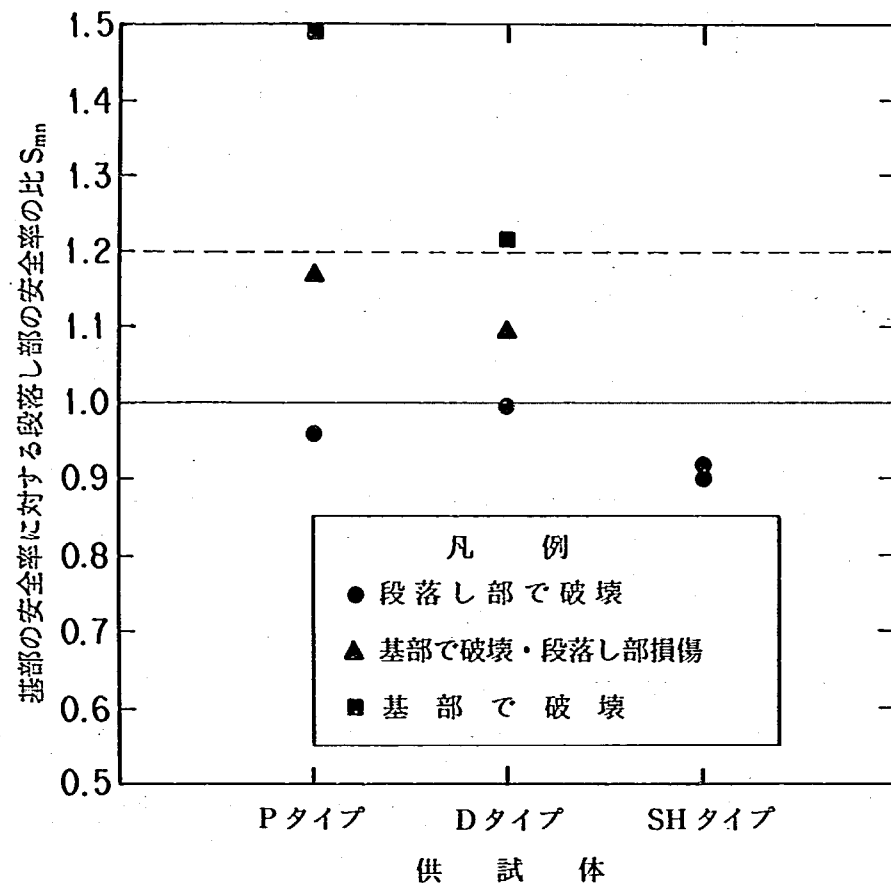
(a) 日本道路協会方式による判定

点 検 項 目	土木研究所 (h=2.5 m)			土木研究所 (h=4.6 m)			首都公団・阪神公団	
	P-14	P-15	P-16	D-1	D-2	D-3	S-1	H-1
⑬ セン断スパン比	2.6 (2)	2.6 (2)	2.6 (2)	6.8 (1)	6.8 (1)	6.8 (1)	2.33 (2)	3.30 (2)
⑭ 段落し部の曲げ引張 ひびわれ (tf/m ²)	585 (2)	478 (2)	372 (2)	645 (2)	578 (2)	512 (2)	460 (2)	507 (2)
⑮ 段落し部の 降伏強度に対 する安全率	⑮ ¹ S _{fa}	1.099 (3)	1.338 (2)	1.709 (0.5)	1.135 (2)	1.246 (2)	1.381 (2)	1.366 (2)
	⑮ ² S _{ma}	0.960 (3)	1.169 (2)	1.493 (1)	0.999 (3)	1.097 (3)	1.216 (2)	0.900 (3)
⑯ セン断応力度の大きさ (tf/m ²)	35.5 (2)	35.5 (2)	35.5 (2)	22.2 (1)	22.2 (1)	22.2 (1)	62.4 (3)	30.5 (2)
P _c =⑬×⑭×⑮ ¹ ×⑮ ² ×⑯	72	32	4	12	12	8	72	72
破 壊 性 状	段落し部 で破壊	基部で破壊 段落し部損傷	基部で破壊	段落し部 で破壊	基部で破壊 段落し部損傷	基部で破壊	段落し部 で破壊	段落し部 で破壊

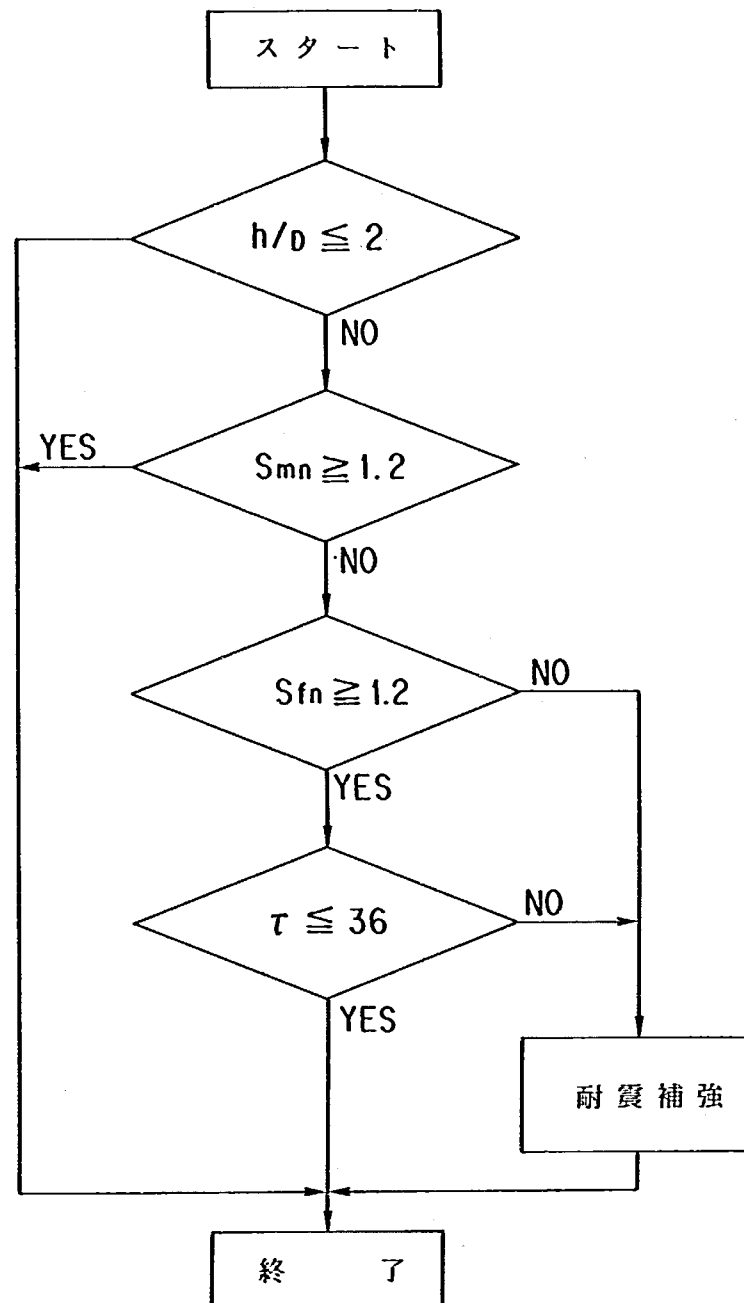
注) 上段は、値そのものを示し、下段()内書は耐震調査法による評価点を示す。

(b) 昭和 61 年耐震点検 (建設省) による判定

点 検 項 目	土木研究所 (h=2.5 m)			土木研究所 (h=4.6 m)			首都公団・阪神公団	
	P-14	P-15	P-16	D-1	D-2	D-3	S-1	H-1
セン断スパン比 (h/D)	2.6 (2<h/D<6)	2.6 (2<h/D<6)	2.6 (2<h/D<6)	6.8 (h/D≥6)	6.8 (h/D≥6)	6.8 (h/D≥6)	2.33 (2<h/D<6)	3.30 (2<h/D<6)
地 盤 種 別	—	—	—	—	—	—	—	—
主鉄筋段落し部の降伏強度 に対する安全率	1.099 (S _f <1.2)	1.338 (S _f ≥1.2)	1.709 (S _f ≥1.2)	1.135 (S _f <1.2)	1.246 (S _f ≥1.2)	1.381 (S _f ≥1.2)	1.366 (S _f ≥1.2)	1.043 (S _f <1.2)
セン断応力度	35.5 (r≤36)	35.5 (r≤36)	35.5 (r≤36)	22.2 (r≤36)	22.2 (r≤36)	22.2 (r≤36)	62.4 (r≤36)	30.5 (r≤36)
判 定 結 果	対策要	対策不要	対策不要	対策不要	対策不要	対策不要	対策要	対策要
破 壊 性 状	段落し部 で破壊	基部で破壊 段落し部損傷	基部で破壊	段落し部 で破壊	基部で破壊 段落し部損傷	基部で破壊	段落し部 で破壊	段落し部 で破壊



図付 II-4 安全率の比 S_{mn} による破壊形態の判定



図付 II-5 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定フロー

表付 II-4 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定票

点 検 項 目	判 定 結 果
段落し部の基部に対する安全率の比 S_{mn}	$S_{mn} \geq 1.2$, $S_{mn} < 1.2$
段落し部の降伏強度に対する安全率 S_{fn}	$S_{fn} \geq 1.2$, $S_{fn} < 1.2$
せん断応力度の大きさ τ	$\tau \leq 36$, $\tau > 36$
総 合 判 定	耐震補強必要 , 耐震補強不要

既設道路橋の耐震性判定法

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2783号
1989年5月(1989)
地震防災部耐震研究室
川島一彦・運上茂樹
吾田洋一・飯田寛之

要 旨

本報告は、建設省技術研究会道路部門指定課題「既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究——耐震性評価法・耐震補強法に関する検討——」の一環として実施された調査研究成果の1つであり、既設道路橋の耐震性判定法としてとりまとめたものである。

キーワード：既設橋梁，耐震性判定法

○

郵便はがき

切手をは
て下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
耐震研究室 行

No. 002

No. 002

配布先氏名

配布先住所

○

○

土木研究所資料第 2783 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印

土木研究所資料第 2783 号

○

既設道路橋の耐震性判定法