

土 木 研 究 所 資 料

R C 橋脚の動的耐力及び変形性能に関する研究 —(その1)道路橋示方書による推定方法の精度—

Investigation on Dynamic Strength and Ductility of Reinforced
Concrete Bridge Piers

—(Part I) Accuracy of the Procedure for Determining Maximum
Strength and Ductility Factor Specified in the Specifications
for Highway Bridges —

昭和61年7月

建設省土木研究所
地震防災部・耐震研究室

Copyright © 1986 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承認を得ずしてこれを行ってはならない。

R C 橋脚の動的耐力及び変形性能に関する研究 —(その1)道路橋示方書による推定方法の精度—

Investigation on Dynamic Strength and Ductility of Reinforced
Concrete Bridge Piers

—(Part I) Accuracy of the Procedure for Determining Maximum
Strength and Ductility Factor Specified in the Specifications
for Highway Bridges—

耐震研究室 室長 川島 一彦

研究員 長谷川 金二

小山 達彦

吉田 武史

要 旨

鉄筋コンクリート橋脚については、その耐力及び変形性能を算出する方法が、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編、Ⅳ下部構造編及びⅤ耐震設計編に示されている。そこで本資料では、鉄筋コンクリート橋脚の耐震に関わる限界状態設計法を開発するための基礎資料を得るため、耐震研究室において昭和56年度から行ってきた鉄筋コンクリート橋脚の模型動的実験結果を用いて、現在の道路橋示方書による耐力及び変形性能の推定方法の精度を検討した。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚、動的耐力、変形性能、道路橋示方書

目 次

1. 概 説	1
2. 耐力及び変形性能の計算手法	2
2-1 終局曲げ耐力及び曲げによる変形	2
2-2 せん断耐力	5
3. RC 橋脚模型動的載荷実験結果に対する耐力及び変形性能の検討	6
3-1 実験の概要	6
3-2 耐力及び変形性能の解析	11
4. 結 論	43
4-1 道路橋示方書の方法による RC 橋脚の動的耐力及び変形性能の推定精度	43
4-2 動的載荷実験からみた RC 橋脚の動的耐力及び変形性能	43
参考文献	45
付属資料 RC 橋脚の耐力及び変形性能に及ぼすコンクリートの圧縮強度の取り方	47

1. 概 設

現在、鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC橋脚と呼ぶ）の耐震設計においては、0.2～0.3の設計水平震度相当の地震力に対して、橋脚基部の鉄筋が弾性限にあるように設計するという、いわゆる弾性設計が慣用されている。1978年宮城県沖地震等大規模な地震時に震源域近くに存在した橋に作用した地震力は、弾性設計で考慮されている上記地震力を大きく上廻ったと考えられているが、このような大きな地震力を受けたにもかかわらず大部分のRC橋脚は地震によく耐え、大きな被害を生じていない。この理由は、RC橋脚が非線形域に入ることにより振動エネルギーを吸収するとともに、著しい耐力の低下を生じることなく、ねばりを発揮したためと考えられている。従って、大地震時にも落橋等の致命的な被害を防止するためには、非線形域におけるRC橋脚の耐力及び変形性能を適切に評価することが重要である。

耐震研究室では昭和56年度から鉄筋コンクリート橋脚模型を用いた動的載荷実験を行っており、鉄筋コンクリート橋脚の耐力及び変形性能に関する基礎的なデータを得ている。そこで本資料では鉄筋コンクリート橋脚の限界状態設計法を確立するための第1段階として、これらの実験結果を用いて道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編に示されている終局曲げ耐力、せん断耐力、及びⅤ耐震設計編に示されている変形性能の推定方法の精度を検討した。

2. 耐力及び変形性能の計算手法

2-1 終局曲げ耐力及び曲げによる変形

鉄筋コンクリート橋脚の終局曲げ耐力及び曲げによる変形は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の付属資料に示されている方法を基本として次のように求めた。

(1) 橋脚を高さ方向に m 分割し、各要素について曲げモーメント M -曲率 ϕ 関係を求める(図2-1)。

ひびわれ時の曲げモーメント M_c および曲率 ϕ_c は、式(2-1)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} M_c &= W \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A} \right) \\ \phi_c &= \frac{M_c}{E_c I} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2-1)$$

ここに、

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 : $\sigma_{bt} = 1.8 \sqrt{\sigma_{ck}}$

σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度

N : 各要素に作用する軸方向力

A, I, W : 軸方向鉄筋をも考慮した橋脚の断面積、断面2次モーメントおよび断面係数

E_c : コンクリートのヤング係数

また、降伏時および終局時の曲げモーメント(M_y, M_u)および曲率(ϕ_y, ϕ_u)は次のように求める。すなわち、各要素の断面を n 分割し、各微小面積内で応力度およびひずみは一定とする。平面保持の法則が成立するものとして各要素のひずみを求め、図2-2のように仮定したコンクリート及び鉄筋の応力-ひずみ関係よりそれぞれの応力度を求め、式(2-2)のつり合い条件を満足する中立軸位置を試算によって求める。

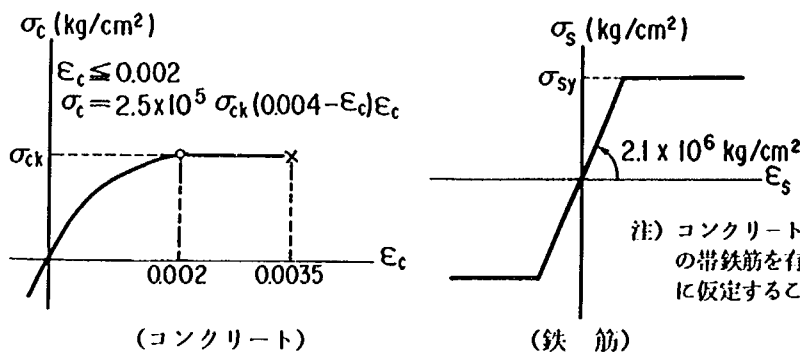


図2-2 コンクリートおよび鉄筋の $\sigma \sim \epsilon$ 関係の仮定^{註)}

$$N = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot \Delta A_{si} \quad \dots\dots\dots (2-2)$$

ここに、

N : 各断面に作用する軸力

σ_{ci}, σ_{si} : 各微小要素内のコンクリートおよび鉄筋の応力度

$\Delta A_{ci}, \Delta A_{si}$: 各微小要素内のコンクリートおよび鉄筋の断面積

中立軸が定まれば、曲げモーメントは式(2-3)より、また曲率は式(2-4)より、それぞれ、求めることができる。

$$M = \sum_{i=1}^n \sigma_{ci} \cdot x_i \cdot \Delta A_{ci} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot x_i \cdot \Delta A_{si} \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

$$\phi = \frac{\epsilon_{c0}}{x_0} \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

ここに、

M : 各断面に生じる曲げモーメント

x_i : 各微小要素内のコンクリートまたは鉄筋から中立軸までの距離

ϵ_{c0} : コンクリートの縁ひずみ

x_0 : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離

M_y, ϕ_y は鉄筋のひずみを $\epsilon_s = \sigma_{sy}/E_s$ (σ_{sy} : 鉄筋の降伏点強度, E_s : 鉄筋のヤング係数) として、また M_u, ϕ_u はコンクリートの終局ひずみを $\epsilon_c = 0.0035$ と仮定して求める。

(2) 橋脚の曲げ変形による橋脚天端の水平変位 δ^1 を式(2-5)により算出する(図2-3参照)。

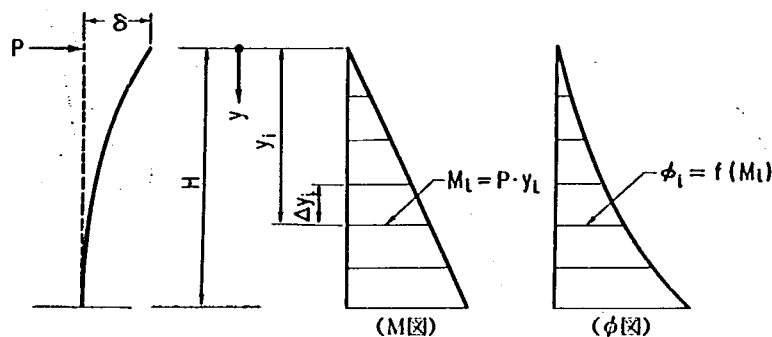


図2-3 橋脚の曲げ変形による橋脚天端の水平変位 δ^1 の求め方

$$\delta^1 = \int_0^H \phi \cdot y \cdot dy \approx \sum_{i=1}^n \frac{\phi_i \cdot y_i + \phi_{i-1} \cdot y_{i-1}}{2} \cdot \Delta y_i \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

ここに、

ϕ_i, ϕ_{i-1} : 橋脚天端から数えて i 番目および $i-1$ 番目の断面における曲率で、(1)で求めた $M-\phi$ 曲線より求める。

y_i, y_{i-1} : 橋脚天端から数えて i 番目および $i-1$ 番目の断面までの橋脚天端からの距離

dy_i : 橋脚天端から数えて $i-1$ 番目と i 番目の断面の間の距離

(3) フーチングからの鉄筋の伸び出しによる躯体の回転にともなう変位 δ^2 を式 (2-6) により算出する³⁾⁴⁾

$$\delta^2 = \theta \cdot H \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

ここに,

H : 橋脚高さ (cm)

θ : 躯体底面の回転角 (rad)

$$\theta = \frac{A_s}{U} \cdot \frac{\epsilon_s \cdot \sigma_s}{\tau_{bs} \cdot x} \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

ここに,

A_s : 鉄筋の断面積 (cm^2)

U : 鉄筋の周長 (cm)

ϵ_s, σ_s : 躯体底面位置における鉄筋のひずみおよび応力度 (kg/cm^2)

τ_{bs} : 平均付着応力度 (kg/cm^2) で, 図 2-4 による。ただし, $\epsilon_s > 2500\mu$ となる場合には $\tau_{bs} = 41.8 \text{ kg}/\text{cm}^2$ 一定と仮定した。

x : 中立軸から鉄筋までの距離 (cm) (図 2-5 参照)。

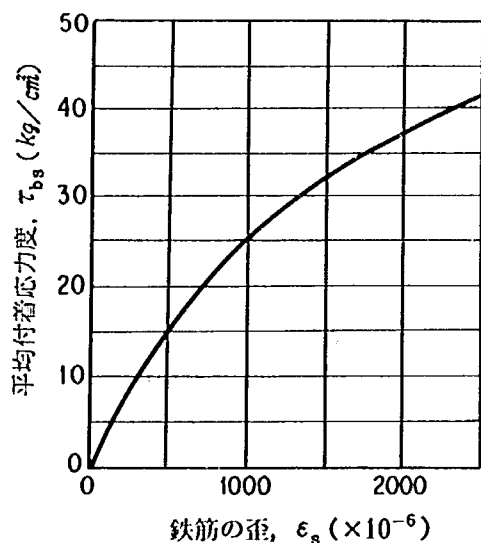


図 2-4 平均付着応力度

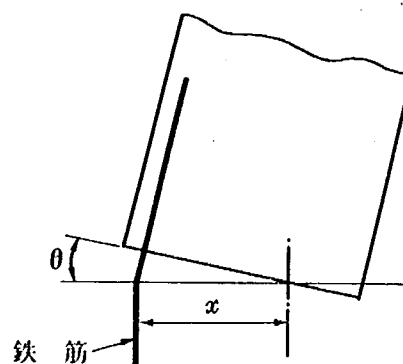


図 2-5 フーチングからの鉄筋伸び出しによる回転

(4) 橋脚天端に水平力 P を与えた場合の天端変位 δ を次式により求める。

$$\delta = \delta^1 + \delta^2 \quad \dots\dots\dots (2-8)$$

以上により, $P-\delta$ の関係が図 2-6 のように求められる。

以上のようにして, RC 橋脚の終局曲げ耐力及び曲げによる変形性能を求めた。ただし, 終局曲げ耐

力の算定については道示コンクリート橋編の耐力算定方法と合わせるために図2-2のコンクリートの応力-ひずみ関係を図2-7のように仮定した。図2-2と図2-7の違いは、コンクリートの圧縮強度

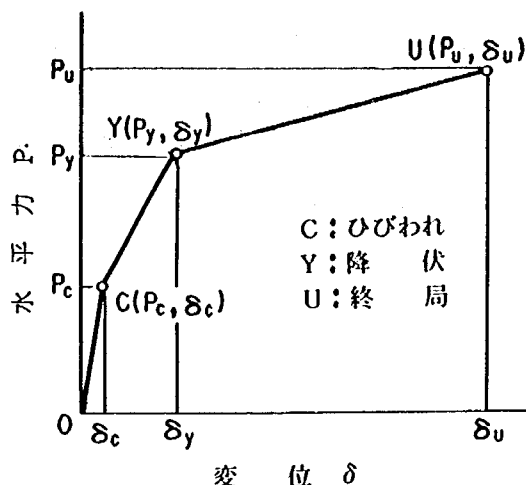


図2-6 P-δ 関係

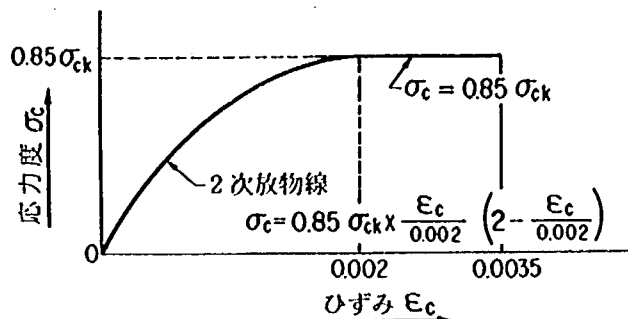


図2-7 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のコンクリートの応力度-ひずみ曲線

を設計基準強度通りとするか、これを0.85倍に下げるかの違いである。ここでは、3章に示す実験値と計算値の比較検討の中で耐力の比較についてだけは、図2-7の関係を、また、それ以外の検討においては図2-2の関係を、それぞれ用いることとした。なお、結果的には図2-2及び図2-7のいずれの関係をを用いても、計算上求められる橋脚の耐力及び変形性能には大差はない。これについては付属資料を参照していただきたい。

2-2 セン断耐力

せん断耐力は道示コンクリート橋編に従い、次式により求めた。

$$P_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d}{1.15 a} + \tau_a \cdot b_w \cdot d \quad \dots\dots\dots (2-9)$$

ここで、

A_w : 帯鉄筋の断面積 (cm^2)

σ_{sy} : 帯鉄筋の降伏強度 (kg/cm^2)

d : 橋脚断面の有効高さ (cm)

a : 帯鉄筋の間隔 (cm)

τ_a : コンクリートの許容せん断応力度 (kg/cm^2)

b_w : 橋脚断面の幅 (cm)

ここで、 σ_{sy} は帯鉄筋の引張試験から、また、 τ_a は次式³⁾により、それぞれ求めた。

$$\tau_a = 0.015 \times \sigma_{ck} \quad \dots\dots\dots (2-10)$$

なお、せん断に伴う変形を算出する実用的な方法は提案されていない。

3. RC橋脚模型動的載荷実験結果に対する耐力及び変形性能の検討

3-1 実験の概要

解析に用いたRC橋脚模型の諸元を表3-1に示す。これら供試体を用いた実験の目的は、載荷速度、帯鉄筋比、軸方向鉄筋段落し等、多岐の項目を体系的に調査することであり、調査項目ごとに供試体を分類すると表3-2のようになる。検討項目に合わせ、それぞれの供試体は特徴を有しているが、今、全体としてのせん断支間比、軸及び帯鉄筋比の分布を示すと図3-1のようになる。

表3-1(1) 解析に用いた実験供試体

供試体 番号	断面 寸法 $D \times b$ [cm]	かぶり 深さ C [cm]	橋脚高 さ h [cm]	せん断 支間比 h/d	主 鉄 筋					帯 鉄 筋			コ ン ク リ ー ト			載 荷 力		
					材質 径 ϕ [mm]	段落し	側方筋	主鉄筋比 [%]	降伏点強度 σ_{sy} [kgf/cm ²]	材質 径 ϕ [mm]	帯鉄筋比 [%]	降伏点強度 σ_{sy} [kgf/cm ²]	材 料	最大骨材 径 [mm]	一軸圧縮 強度 [kgf/cm ²]	載荷方向	載荷速度 [cm/sec]	くり回 し回数 [回]
P-4	40×80	5	240	6.9	SD30. 19	無し	無し	1.79	3792	SR 24.9	0.08	3660	ポルトランド セメント	20	290	一方向	0.24	10
P-5	40×80	5	240	6.9	SD30. 19	"	"	1.79	3792	SR 24.9	0.08	3660	"	20	258	"	25	10
P-6	40×80	5	240	6.9	SD30. 16	"	"	0.87	3625	SR 24.9	0.08	3660	"	20	290	"	0.24	10
P-7	40×80	5	240	6.9	SD30. 16	"	"	0.87	3625	SR 24.9	0.08	3660	"	20	258	"	25	10
P-8	40×80	5	240	6.9	SD30. 13	"	"	0.48	3704	SR 24.9	0.08	3660	"	20	290	"	0.24	10
P-9	40×80	5	240	6.9	SD30. 13	"	"	0.48	3704	SR 24.9	0.08	3660	"	20	258	"	25	10
P-10	50×50	3.5	250	5.4	SD30. 13	"	有り	2.03	3144	SR 24.9	0.1	2776	"	10	319	"	25	10
P-11	50×50	3.5	250	5.4	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR 24.9	0.2	2776	"	10	327	"	25	10
P-12	50×50	3.5	250	5.4	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR 24.9	0.2	2776	"	10	321	"	25	10
P-13	50×50	3.5	250	5.4	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR 24.9	0.31	2776	"	10	334	"	25	10
P-16	50×50	3.5	250	5.4	SD30. 13	有り	"	2.03	3144	SR 24.9	0.1	2776	"	10	325	"	25	10
P-17	50×50	3.5	175	3.8	SD30. 13	無し	"	2.03	3144	SR 24.9	0.1	2776	"	10	338	"	25	10
P-18	50×50	3.5	100	2.2	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR 24.9	0.1	2776	"	10	334	"	25	10
P-19	50×50	3.5	250	5.4	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR 24.9	0.1	2776	"	10	340	"	25	10

表3-1(2) 解析に用いた実験供試体

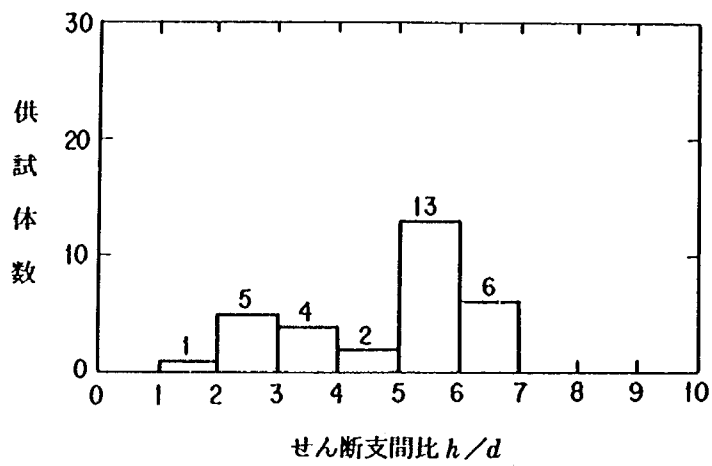
供試体 番号	断面 寸法 $D \times w$ [cm]	かぶり 深さ C [cm]	橋脚高 さ h [cm]	せん断 支間比 h/d	主 鉄 筋					帯 鉄 筋			コンクリート			載 荷 力		
					材質 径 ϕ [mm]	段落し	側方筋	主鉄筋比 [%]	降伏点強度 σ_{sy} [kgf/cm ²]	材質 径 ϕ [mm]	帯鉄筋比 [%]	降伏点強度 σ_{sy} [kgf/cm ²]	材 料	最大骨材 径 [mm]	一軸圧縮 強度 [kgf/cm ²]	載荷方向	載荷速度 [cm/sec]	くり回 し回数 [回]
P-20	50×50	3.5	175	3.8	SD30. 13	無し	有り	2.03	3144	SR24.9	0.1	2776	ポルトランド セメント	10	324	一方向	25	10
P-21	50×50	3.5	100	2.2	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR24.9	0.1	2776	"	10	321	"	25	10
P-22	50×50	3.5	250	5.4	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR24.9	0.1	2776	"	10	320	"	25	10
P-25	50×50	3.5	116	2.5	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR24.9	0.51	3494	"	10	390	"	25	10
P-26	50×50	3.5	116	2.5	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR24.9	1.02	3494	"	10	390	"	25	10
P-27	50×50	3.5	116	2.5	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR24.9	0.1	3494	"	10	390	"	25	10
P-28	$\phi 56.4$	3.5	250	4.7	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR24.9	0.1	3494	"	10	406	"	25	10
P-29	$\phi 56.4$	3.5	175	3.3	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR24.9	0.1	3494	"	10	406	"	25	10
P-30	$\phi 56.4$	3.5	100	1.9	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR24.9	0.1	3494	"	10	406	"	25	10
P-31	$\phi 56.4$	3.5	250	4.7	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR24.9	1.02	3494	"	10	406	"	25	10
P-32	$\phi 56.4$	3.5	175	3.3	SD30. 13	"	"	2.03	3144	SR24.9	1.02	3494	"	10	406	"	25	10

注1) $d = D - c$

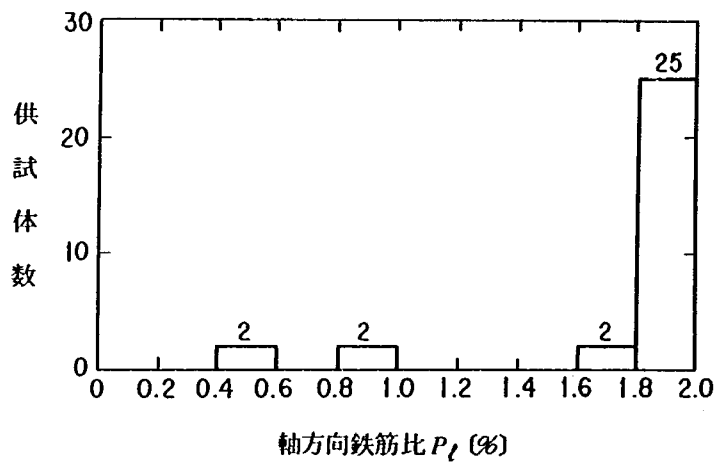
2) P-1 ~ P-3 (慣性力の補正ができない), P-14, P-15 (主鉄筋段落しによる破壊),
P-23, P-24 (直交2方向載荷), P-33, P-34 (斜め載荷) については, ここでの解析
対象としていない。

表3-2 供試体と調査項目の関係

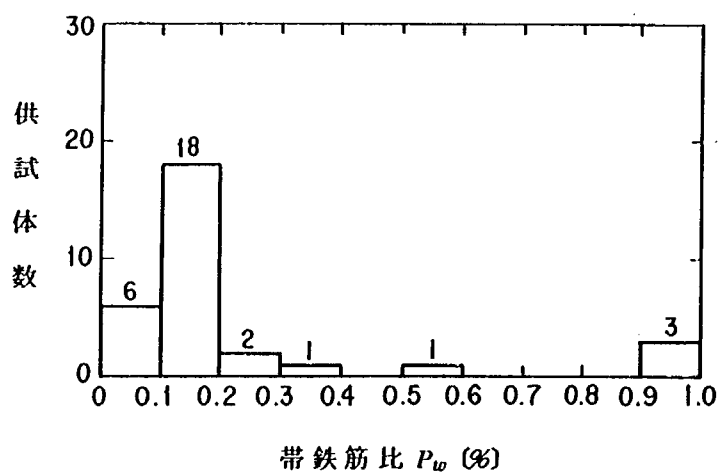
供試体No.	載荷速度及び 軸方向鉄筋比 の影響	帯鉄筋比の 影響	軸方向鉄筋 段落しの影響	せん断支間比 の影響	載荷繰り返し 回数の影響	2方向載荷の 影響	せん断補強筋 の影響	断面形状(円 形)の影響	円形断面に対 するらせん鉄 筋の影響	荷重作用方向 の影響
P-4	○									
P-5	○									
P-6	○									
P-7	○									
P-8	○									
P-9	○									
P-10		○	○	○	○	○		○		○
P-11		○								
P-12		○								
P-13		○								
P-14			○							
P-15			○							
P-16			○							
P-17				○	○			○		
P-18				○	○		○	○		
P-19					○					
P-20					○					
P-21					○					
P-22					○					
P-23						○				
P-24						○				
P-25							○			
P-26							○			
P-27							○			
P-28								○	○	
P-29								○	○	
P-30								○		
P-31									○	
P-32									○	
P-33										○
P-34										○



(a) せん断支間比の分布



(b) 軸方向鉄筋比の分布



(c) 帯鉄筋比の分布

図 3 - 1 供試体の構造特性

3-2 耐力及び変形性能の解析

表3-1に示した25供試体に対して2章に示した方法により曲げ耐力、せん断耐力、変形性能を計算した結果が表3-3である。ここで、変形性能としては、式(2-8)に示す δ の他に、橋脚の曲げ変形による橋脚天端変位 δ^1 及びフーチングからの主鉄筋の伸び出しに伴う橋脚天端変位 δ^2 も同時に示している。同表には、動的載荷実験により求めた供試体の降伏及び終局時の変位及び荷重も示している。ここで、動的載荷実験では供試体の降伏及び終局を以下のように定義している。

降伏変位 δ_y ：引張側軸方向鉄筋のひずみが 1800μ に達した時に、橋脚天端に生じる変位^{注1)}

終局変位 δ_u ：図3-2に示すように、水平荷重－橋脚天端変位の関係図で、荷重が最大荷重をとった後、再び降伏耐力 P_y まで低下した時の橋脚天端に生じる変位

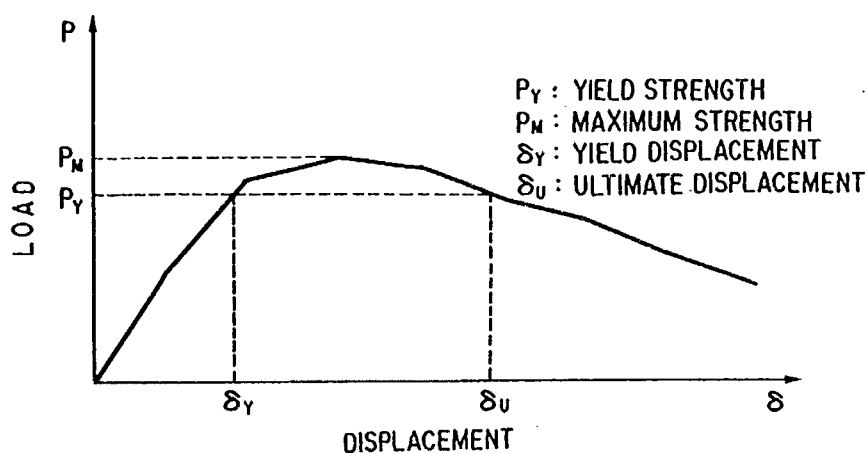


図3-2 終局変位 δ_u の定義

表3-4は各供試体の破壊モード（曲げ破壊、せん断破壊）を示すとともに、これを橋脚の動的特性に大きな影響を及ぼす軸方向鉄筋比、せん断支間比、せん断補強筋によって分類した結果を示すものである。

脚注1) ここでいう降伏変位 δ_y は、土木研究所資料2232号及び2279号に示す入力基準変位 δ_0 と同じものである。ただし、今回の解析のために、新しく降伏変位を正、負、両側について求め直し、これらを平均したものを、ここで、降伏変位 δ_y とした。

表3-3 曲げ耐力、せん断耐力及び変形性能一覧表

供試体 No	道路橋示方書Ⅴ耐震設計編による計算値（ただし抜け出しは新耐震設計法(案)による）													道路橋示方書Ⅲコン クリート橋編による 計算値		実 験 値			
	曲げによる変位 δ^1 (mm)			抜け出しによる変位 δ^2 (mm)			曲げ及び抜け出しによる 変位 δ (mm)			水 平 荷 重 (t)			変 位 (mm)			耐 力 (t)			
	ひびわれ δ_c^1	降 伏 δ_y^1	終 局 δ_u^1	ひびわれ δ_c^2	降 伏 δ_y^2	終 局 δ_u^2	ひびわれ δ_c	降 伏 δ_y	終 局 δ_u	ひびわれ P_c	降 伏 P_y	終 局 P_u	終局曲げ 耐 力 P_{Bu} [ton]			せん断 耐 力 P_s [ton]	降 伏 δ_y	終 局 δ_u	降 伏 P_y
P-4	1.02	12.76	24.8	0.37	8.93	64.03	1.39	21.69	88.83	3.4	13.8	14.8	4.6	19.26	19.0	69.0	14.3	15.5	
P-5	0.97	13.08	24.01	0.36	9.1	61.65	1.33	22.18	85.66	3.3	13.7	14.7	14.5	17.92	19.0	79.0	13.8	16.8	
P-6	1.03	9.07	34.13	0.31	6.33	66.22	1.34	15.4	100.35	3.1	6.8	7.6	7.5	19.26	12.2	80.0	7.1	8.8	
P-7	0.97	9.41	31.55	0.3	6.42	63.24	1.27	15.83	94.79	3.0	6.7	7.5	7.4	17.92	12.2	86.0	7.1	10.1	
P-8	1.03	5.15	51.7	0.25	4.9	72.74	1.28	10.05	124.44	3.0	4.0	4.7	4.7	19.26	5.4	55.0	4.3	4.8	
P-9	0.97	5.7	44.18	0.24	4.97	64.68	1.21	10.67	108.86	2.8	4.0	4.7	4.6	17.92	5.4	55.0	3.9	5.0	
P-10	0.94	8.1	48.46	0.22	3.43	36.98	1.16	11.53	85.44	3.6	11.1	14.4	14.3	16.84	13.0	92.6	11.6	16.8	
P-11	0.94	8.1	48.46	0.22	3.43	36.98	1.16	11.53	85.44	3.6	11.1	14.4	14.3	22.83	13.0	85.5	11.5	16.8	
P-12	0.94	8.1	48.46	0.22	3.43	36.98	1.16	11.53	85.44	3.6	11.1	14.4	14.3	22.62	13.0	86.4	11.5	16.9	
P-13	0.94	8.1	48.46	0.22	3.43	36.98	1.16	11.53	85.44	3.6	11.1	14.4	14.3	28.85	13.0	102.5	10.3	16.3	
P-16	0.95	8.21	48.76	0.22	3.43	36.98	1.17	11.64	85.74	3.6	11.1	14.4	14.3	17.15	13.0	97.4	10.3	17.0	
P-17	0.46	3.95	23.88	0.15	2.4	26.18	0.61	6.35	50.06	5.1	15.9	20.5	20.4	17.5	7.5	59.2	15.9	24.2	
P-18	0.15	1.29	7.78	0.09	1.37	14.94	0.24	2.66	22.72	8.8	27.7	35.8	35.5	17.36	3.9	20.2	27.6	39.1	
P-19	0.94	8.1	48.46	0.22	3.43	36.98	1.16	11.53	85.44	3.6	11.1	14.4	14.3	17.57	13.0	125.9	10.9	16.6	
P-20	0.46	3.95	23.88	0.15	2.4	26.18	0.61	6.35	50.06	5.1	15.9	20.5	20.4	17.01	7.5	70.8	15.5	24.6	
P-21	0.15	1.29	7.78	0.09	1.37	14.94	0.24	2.66	22.72	8.8	27.7	35.8	35.5	16.91	3.9	19.9	27.7	42.7	
P-22	0.94	8.1	48.46	0.22	3.43	36.98	1.16	11.53	85.44	3.6	11.1	14.4	14.3	17.29	13.0	114.5	10.9	16.7	
P-25	0.22	1.88	10.61	0.11	1.62	17.67	0.33	3.5	28.28	8.3	26.3	33.8	33.5	49.54	5.7	37.5	27.3	37.4	
P-26	0.22	1.88	10.61	0.11	1.62	17.67	0.33	3.5	28.28	8.3	26.3	33.8	33.5	85.48	5.8	50.0	26.6	38.4	
P-27	0.22	1.88	10.61	0.11	1.62	17.67	0.33	3.5	28.28	8.3	26.3	33.8	33.5	20.79	5.1	29.5	28.5	42.5	
P-28	0.93	7.33	37.84	0.21	3.09	20.65	1.14	10.42	58.49	3.2	10.1	14.9	14.7	21.35	12.0	70.5	11.8	17.2	
P-29	0.45	3.58	18.57	0.15	2.16	14.49	0.6	5.74	33.06	4.6	14.4	21.2	20.9	21.35	6.6	51.5	14.6	25.1	
P-30	0.15	1.17	6.07	0.09	1.23	8.3	0.24	2.4	14.37	8.0	25.1	37.1	36.5	21.35	3.8	22.5	25.8	42.7	
P-31	0.93	7.33	37.84	0.21	3.09	20.65	1.14	10.42	58.49	3.2	10.1	14.9	14.7	86.04	11.6	104.5	10.4	16.9	
P-32	0.45	3.58	18.57	0.15	2.16	14.49	0.6	5.74	33.06	4.6	14.4	21.2	20.9	86.04	7.1	74.0	14.7	25.4	

表3-4 耐力及び変形性能に影響を及ぼす主要因

供試体No	軸方向鉄筋比 P_t (%)	せん断支間比	せん断補強	破壊モード	備考
P-4	1.79	6.9		曲げ破壊	側方筋無し
P-5	1.79	6.9		"	"
P-6	0.87	6.9		"	"
P-7	0.87	6.9		"	"
P-8	0.48	6.9		"	"
P-9	0.48	6.9		"	"
P-10	2.03	5.4		"	
P-11	2.03	5.4	帯鉄筋密	"	
P-12	2.03	5.4	"	"	
P-13	2.03	5.4	"	"	
P-16	2.03	5.4		"	
P-17	2.03	3.8		"	
P-18	2.03	2.2		せん断破壊	
P-19	2.03	5.4		曲げ破壊	
P-20	2.03	3.8		"	
P-21	2.03	2.2		せん断破壊	
P-22	2.03	5.4		曲げ破壊	
P-25	2.03	2.5	帯鉄筋間隔密	"	
P-26	2.03	2.5	らせん鉄筋	"	
P-27	2.03	2.5	斜め鉄筋	" (やや判断に迷う)	
P-28	2.03	4.7		"	
P-29	2.03	3.3		"	
P-30	2.03	1.9		せん断破壊	
P-31	2.03	4.7	らせん鉄筋	曲げ破壊	
P-32	2.03	3.3	"	"	

〔1〕 水平力 P ～橋脚模型天端の変位 δ の関係

図3-3は水平力 P と橋脚模型天端の変位 δ の関係について実験結果と計算結果を比較したものである。ここで、実験結果は降伏以後の結果だけを示し、降伏以前は示していない。また、コンクリートのはく離及び軸方向鉄筋の破断が生じた時期も示している。なお、変位 δ の計算値は軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しを含んだ値である。この図から以下の事項が指摘される。

1) 軸方向鉄筋の配置が梁状（側方鉄筋なし）の供試体P4～P9では降伏以降、耐力は大きくは上昇しないが、軸方向鉄筋の配置が柱状（側方鉄筋あり）の供試体P10～P34では降伏以降、耐力は一度大きくなり最大耐力に達した後、徐々に減少して終局状態に達している。

計算値の方は降伏以降、終局耐力に向って耐力が漸増しており、実験結果に見られるような耐力の減少は生じない。このため、梁状供試体については、計算値は実験値と比較的良く一致するが、柱状供試体の場合には、上記の点で計算値は実験結果を十分再現できていない。

2) 曲げ破壊を起こす供試体では、一般に最終的に軸方向鉄筋の破断が生じるが、軸方向鉄筋の破断の生じる変位は表3-5及び図3-4に示すように計算における終局状態（計算では、コンクリートの最大ひずみが0.0035に達する時と定義している、2-1参照）とおおむね一致している。ただし、軸方向鉄筋比の小さい供試体P8、P9（ $P_f = 0.48\%$ ）のうち、P9の場合には軸方向鉄筋の破断が計算上の終局状態に比べて非常に早く生じている（P-8については、軸方向鉄筋の破断があったかどうか不明）。また、同一変位振幅での繰返し回数が少ない供試体P19（ $n = 3$ 回）、供試体P20（ $n = 3$ 回）、供試体P22（ $n = 5$ 回）、及びらせん鉄筋で補強した供試体P26、P31、P32では軸方向鉄筋の破断は計算上の終局状態以降に生じるか最終載荷段階でも生じていない。

3) せん断破壊した供試体P18、P21、P30では表3-6及び図3-5に示すように最初にコンクリートのはく離が生じる時の変位は、ばらつきは大きいが、計算上の終局変位の少し手前に対応している。

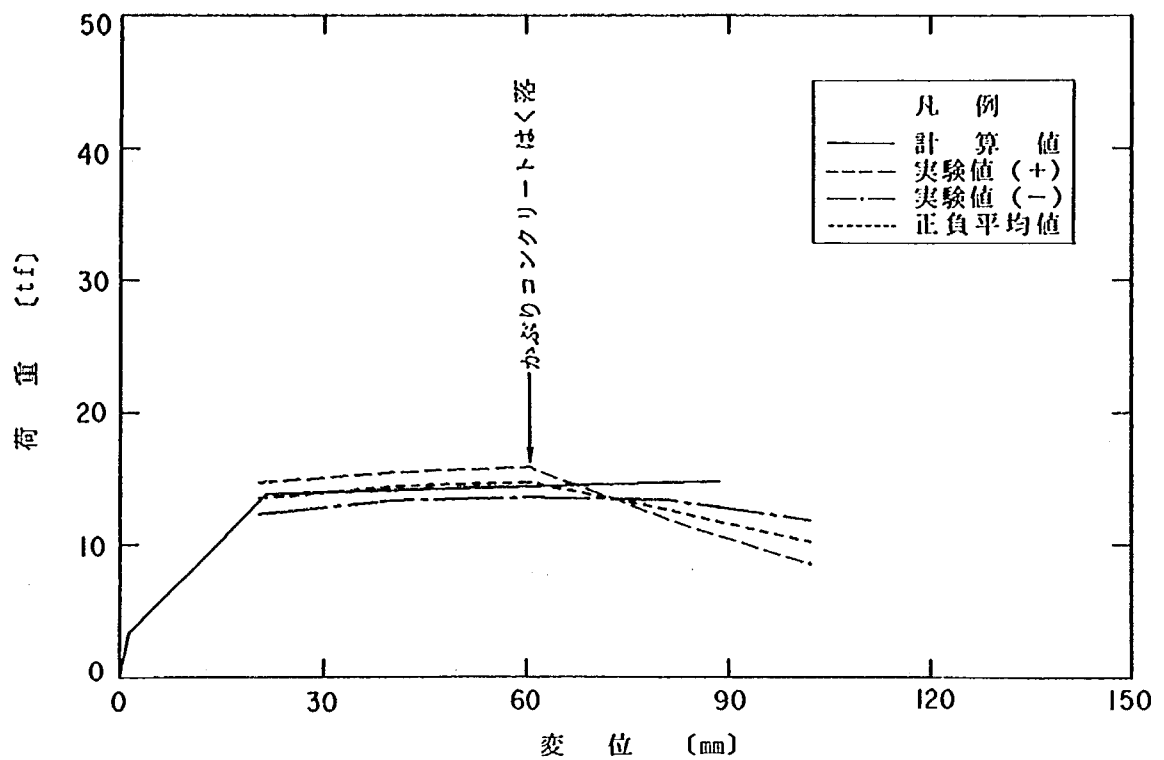


図 3 - 3 (1) 供試体 4 の荷重～変位関係

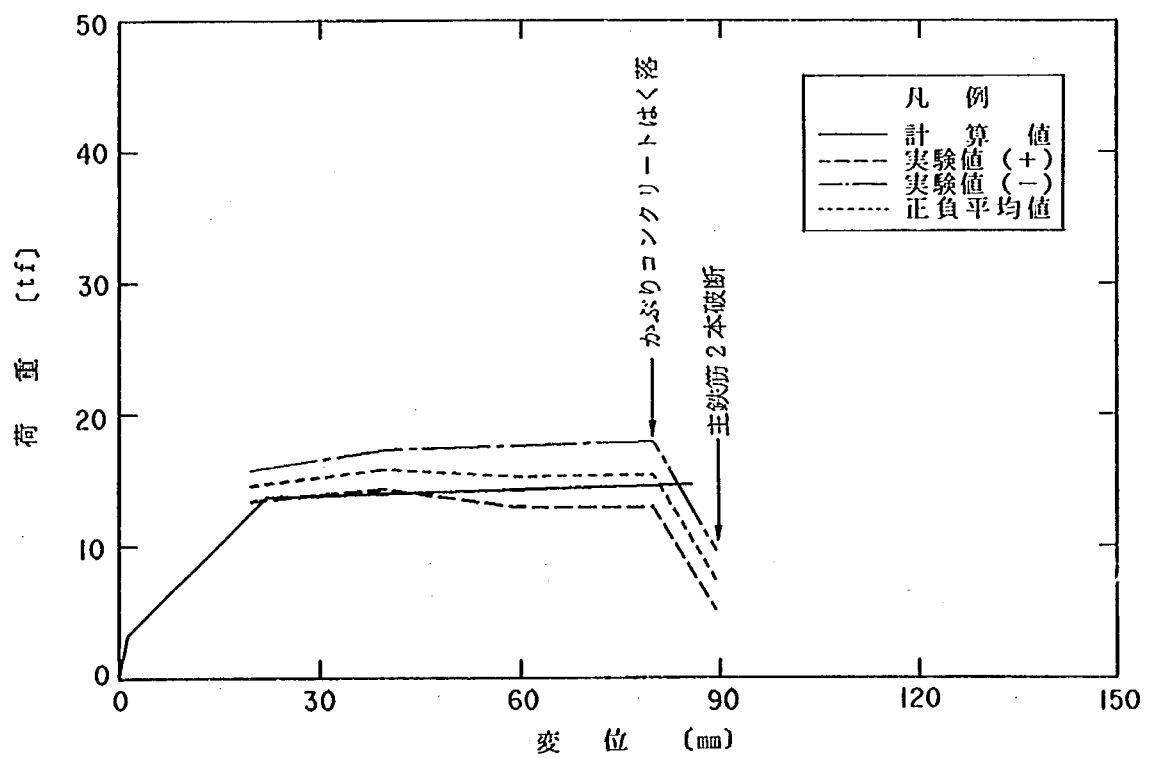


図 3 - 3 (2) 供試体 5 の荷重～変位関係

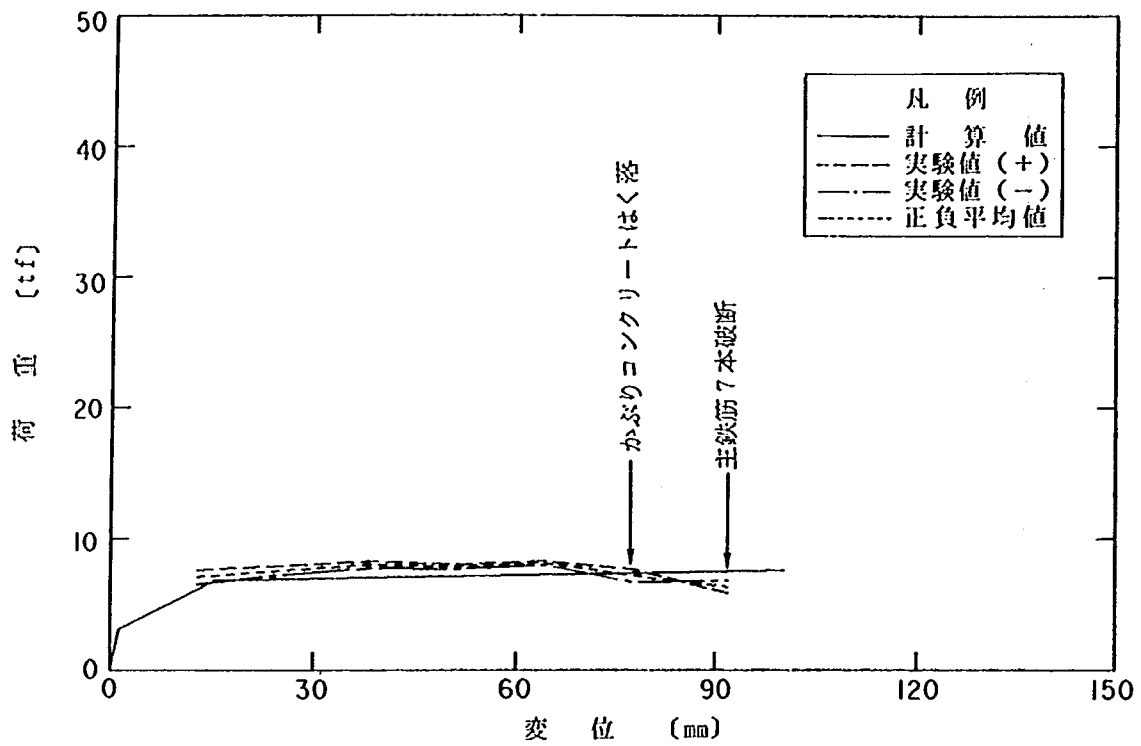


図 3 - 3 (3) 供試体 6 の荷重～変位関係

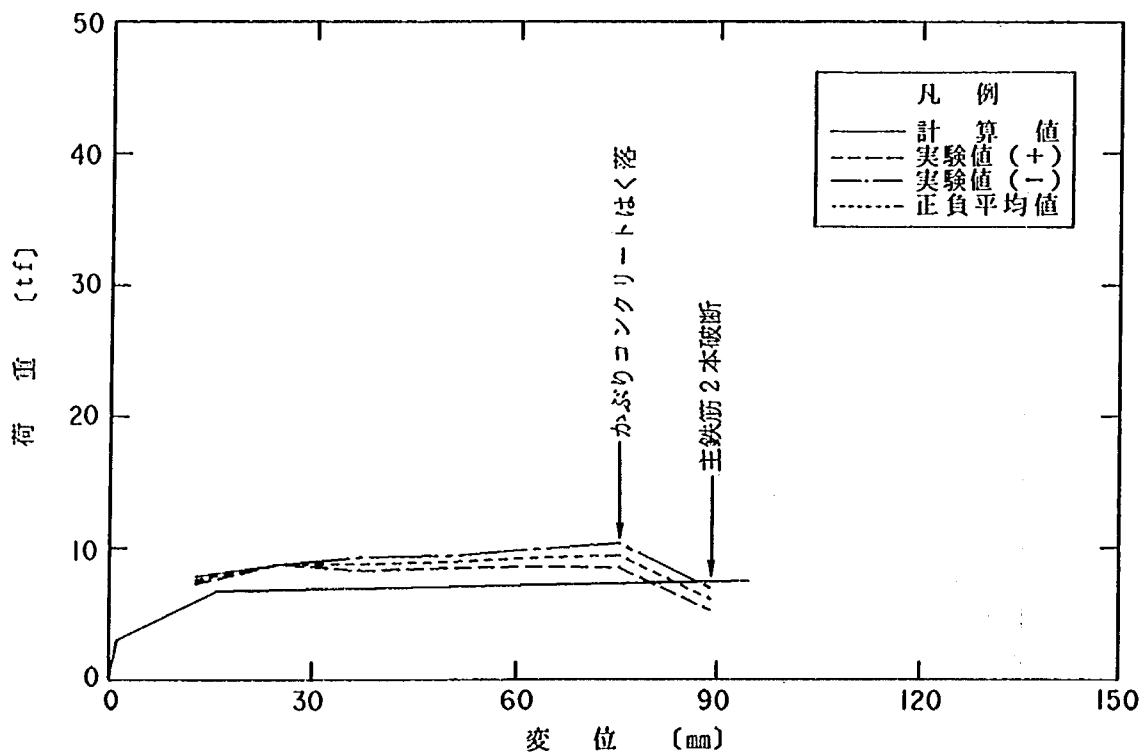


図 3 - 3 (4) 供試体 7 の荷重～変位関係

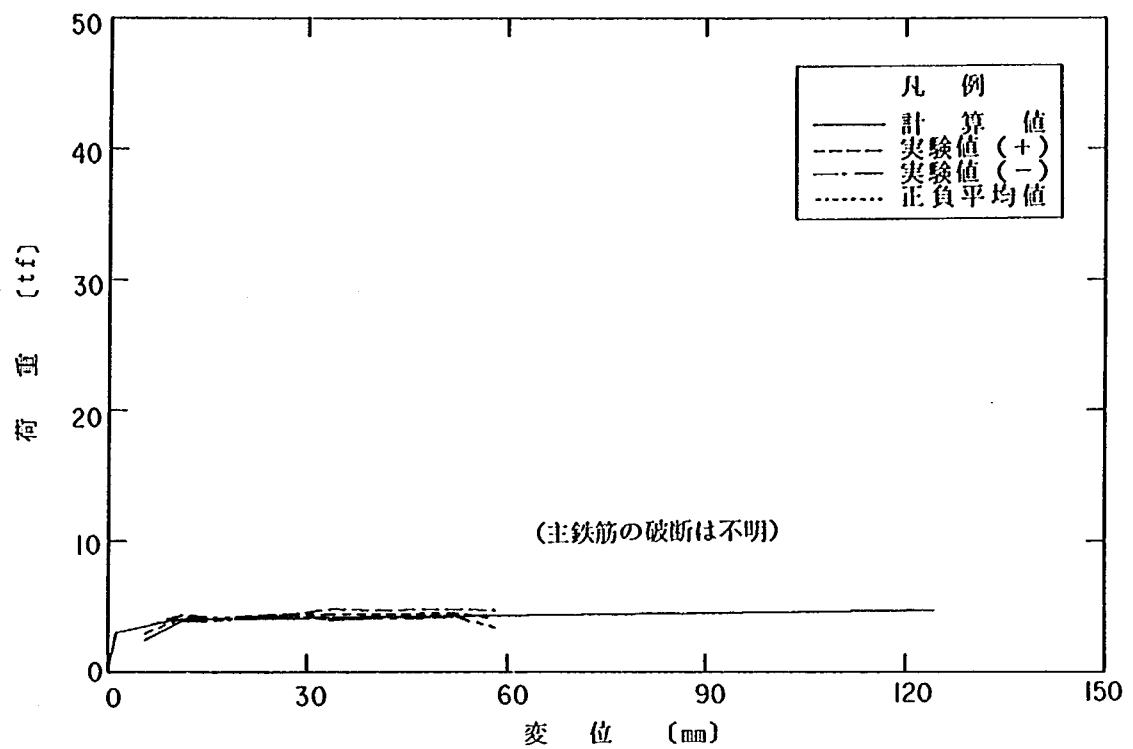


図 3 - 3 (5) 供試体 8 の荷重～変位関係

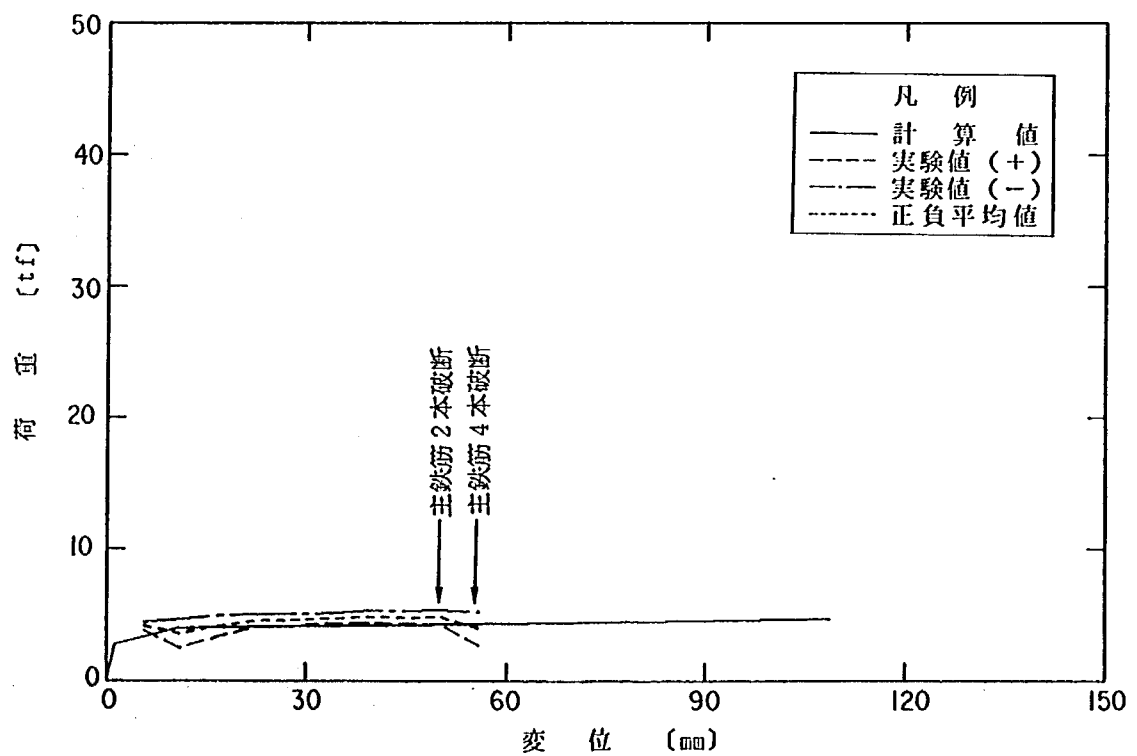


図 3 - 3 (6) 供試体 9 の荷重～変位関係

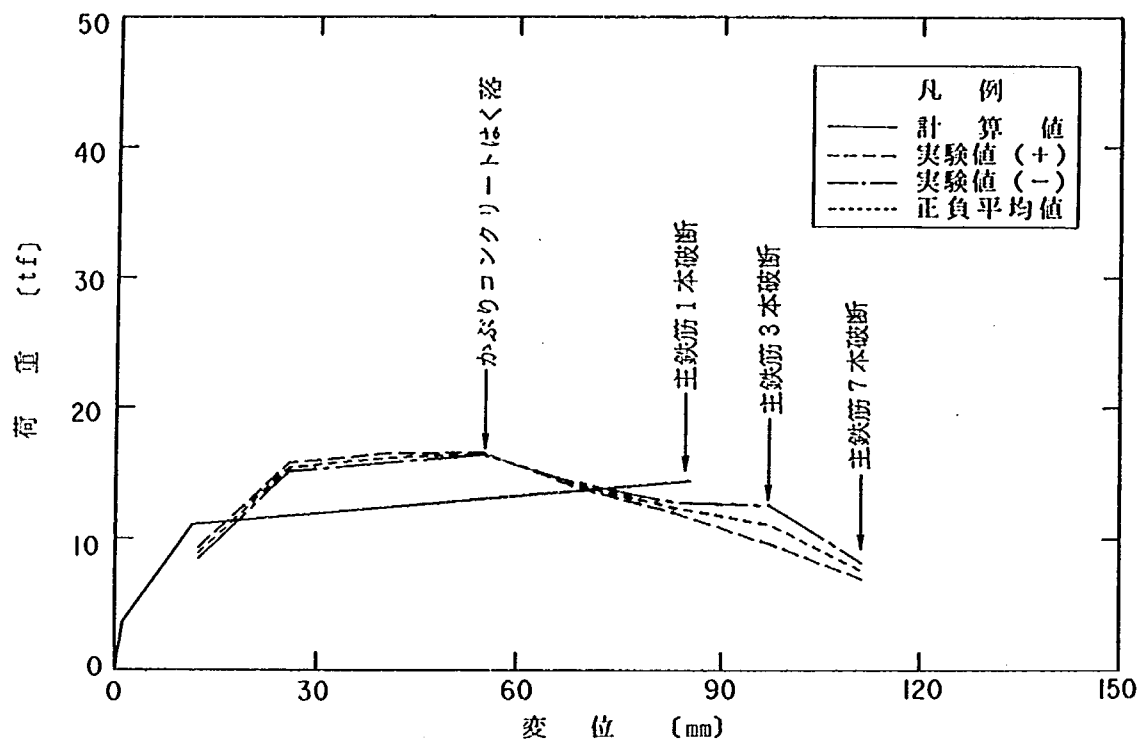


図 3 - 3 (7) 供試体 10 の荷重～変位関係

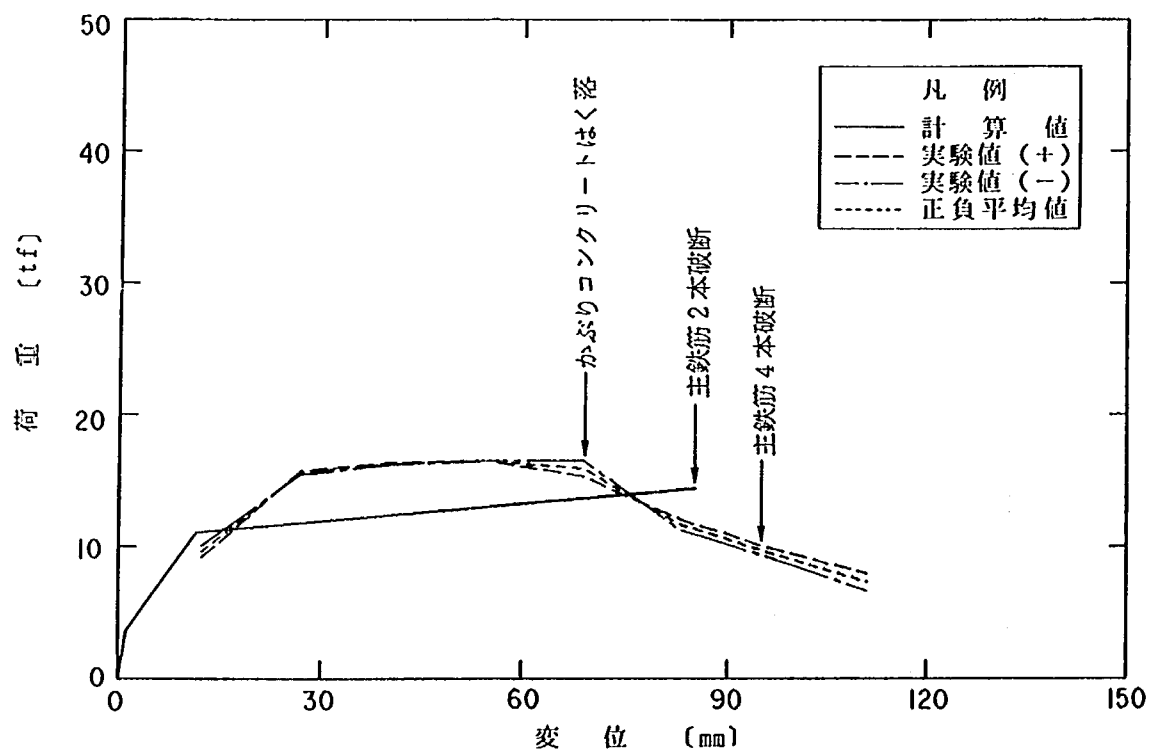


図 3 - 3 (8) 供試体 11 の荷重～変位関係

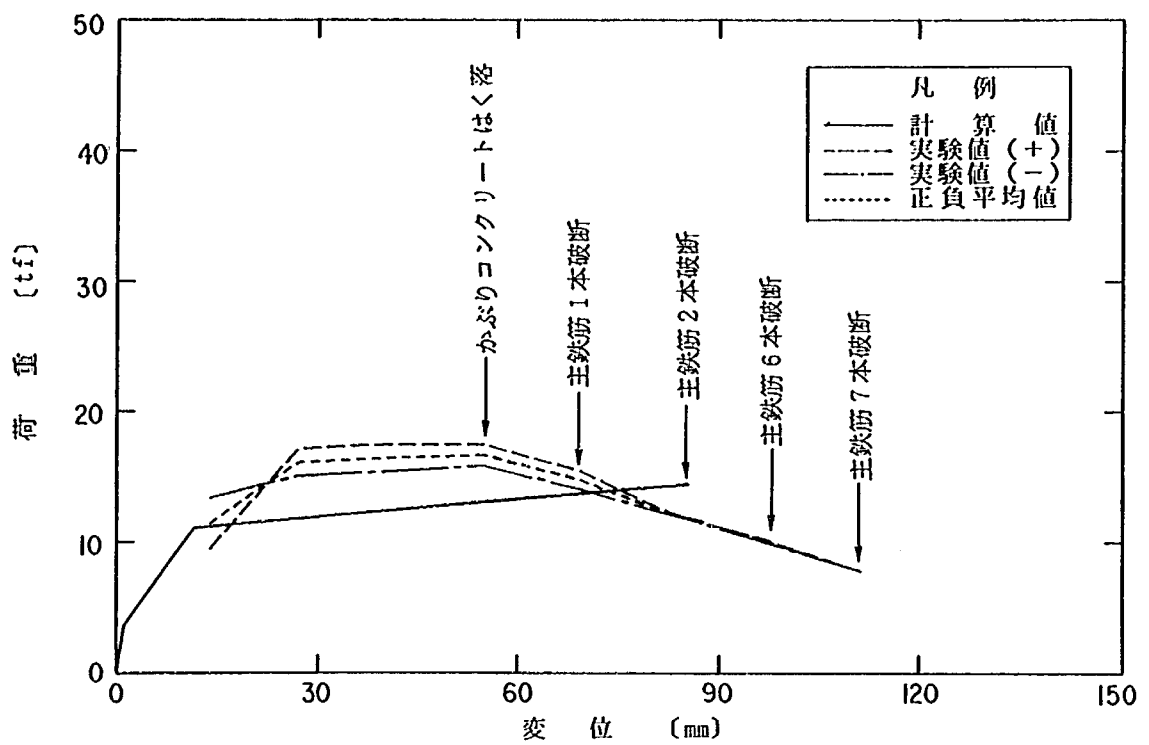


図 3 - 3 (9) 供試体12の荷重～変位関係

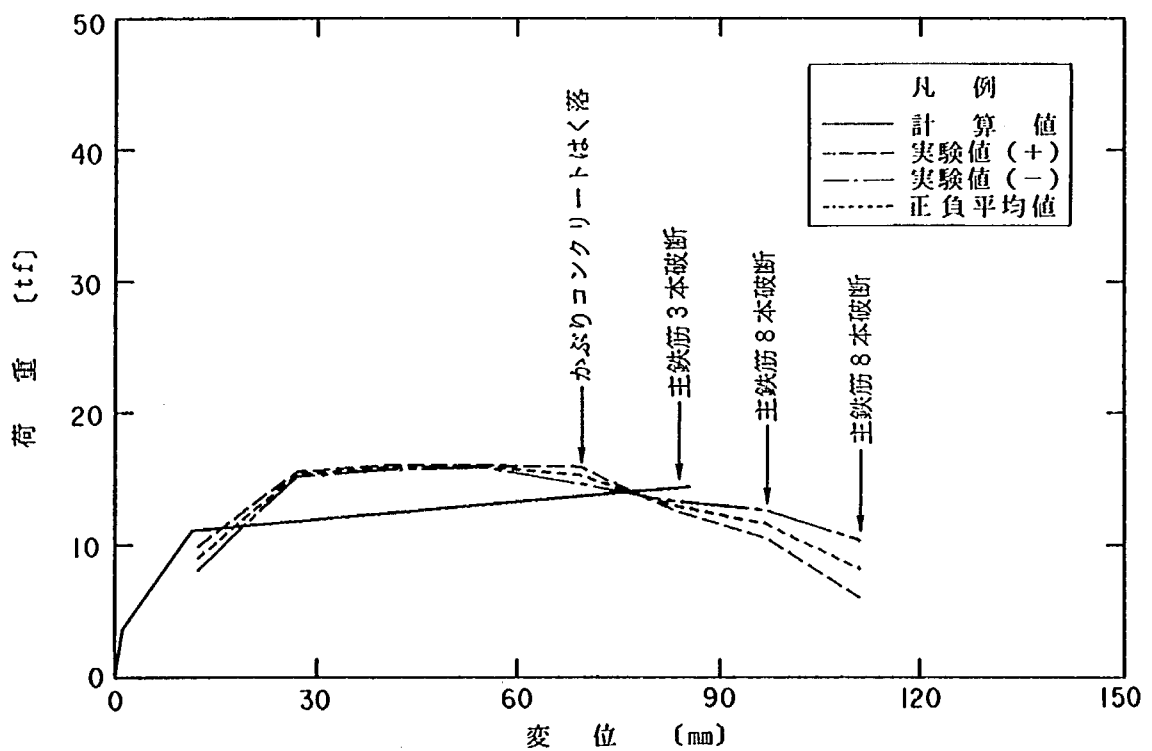


図 3 - 3 (10) 供試体13の荷重～変位関係

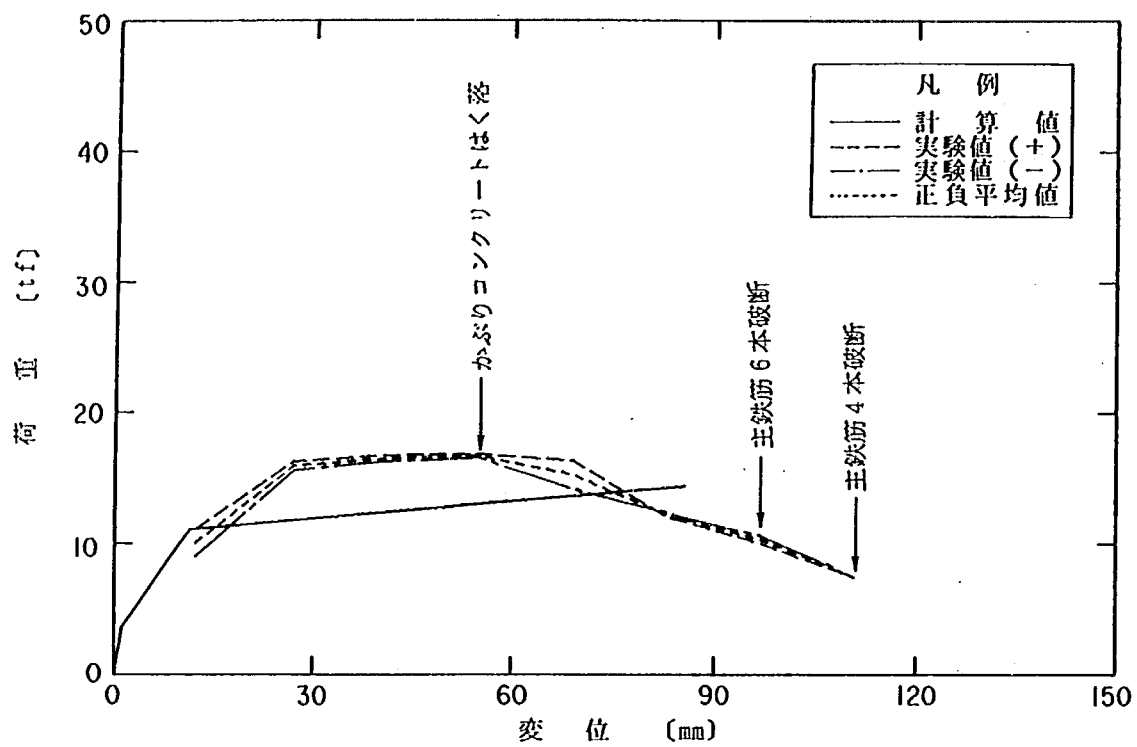


図 3 - 3 (11) 供試体16の荷重～変位関係

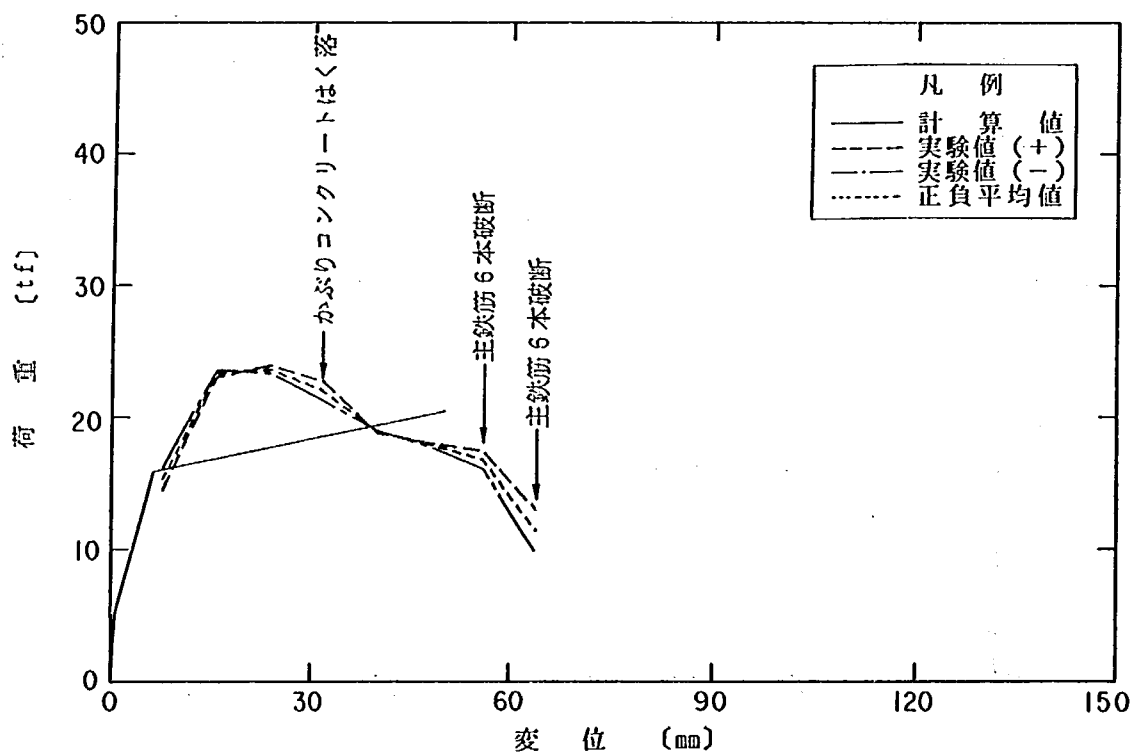


図 3 - 3 (12) 供試体17の荷重～変位関係

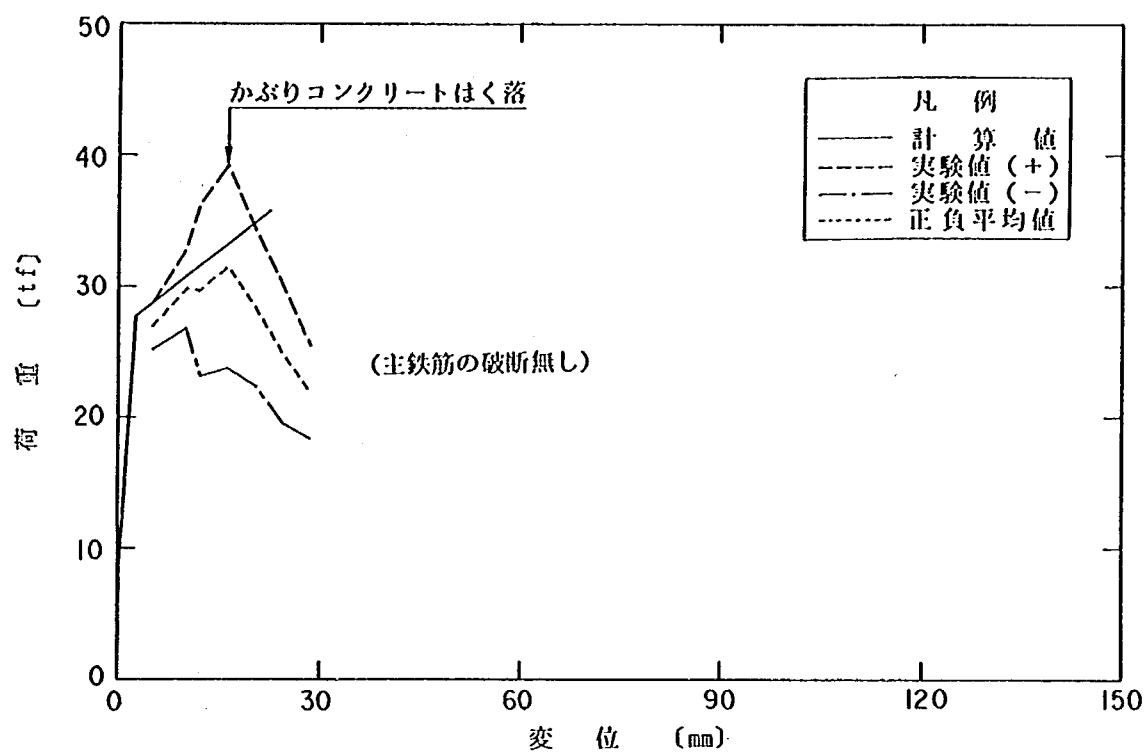


図 3 - 3 (13) 供試体18の荷重～変位関係

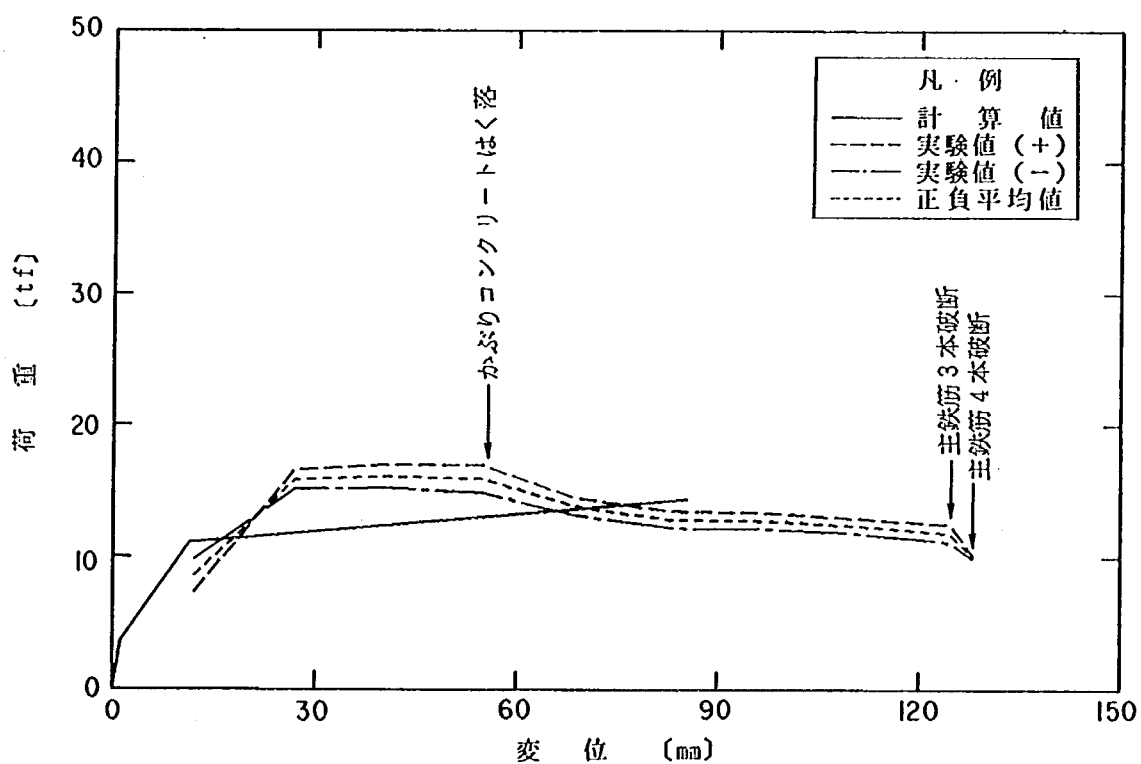


図 3 - 3 (14) 供試体19の荷重～変位関係

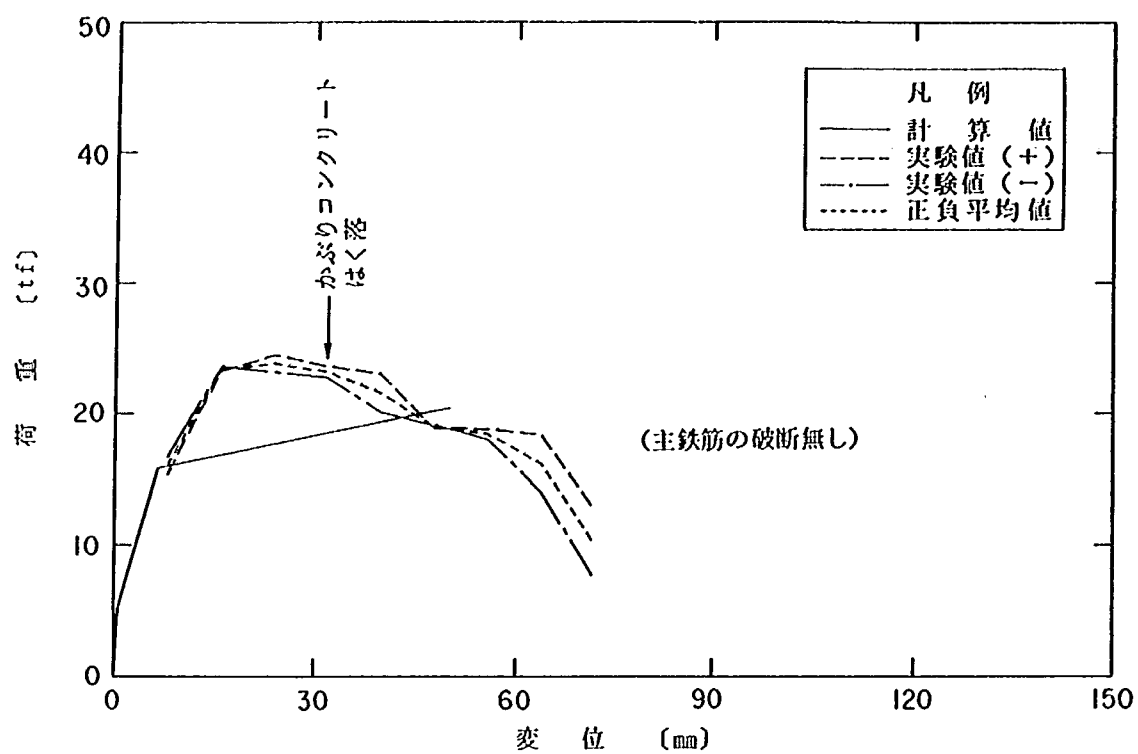


図 3 - 3 (15) 供試体20の荷重～変位関係

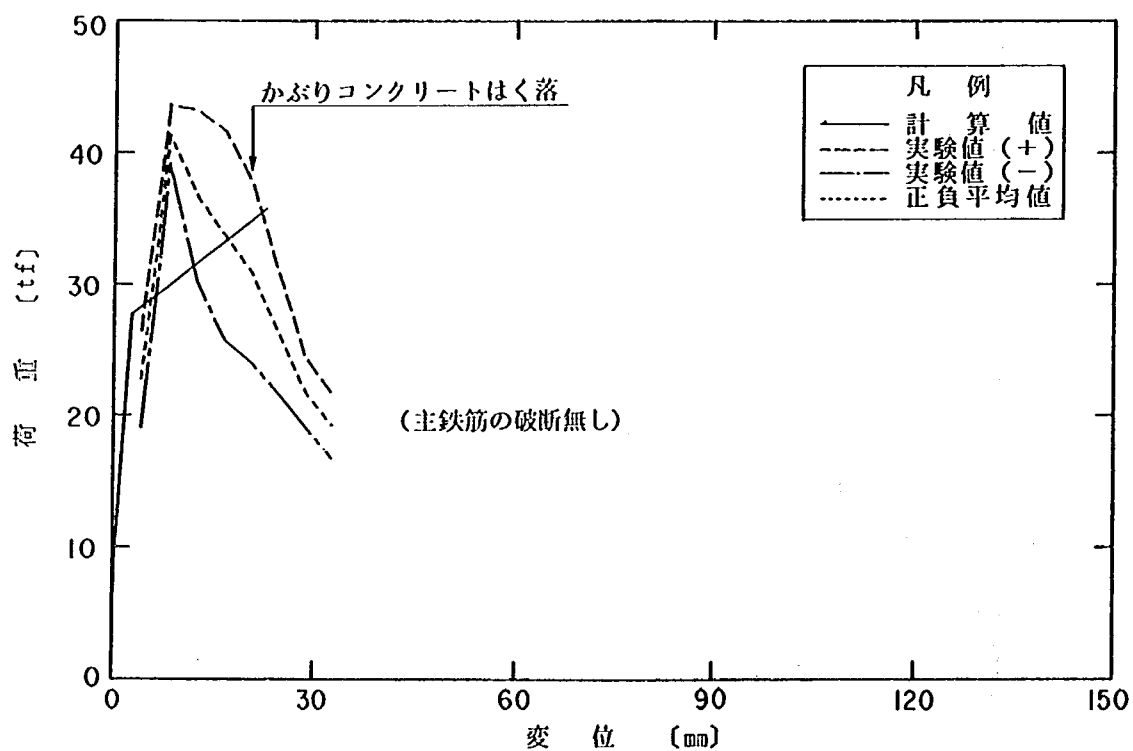


図 3 - 3 (16) 供試体21の荷重～変位関係

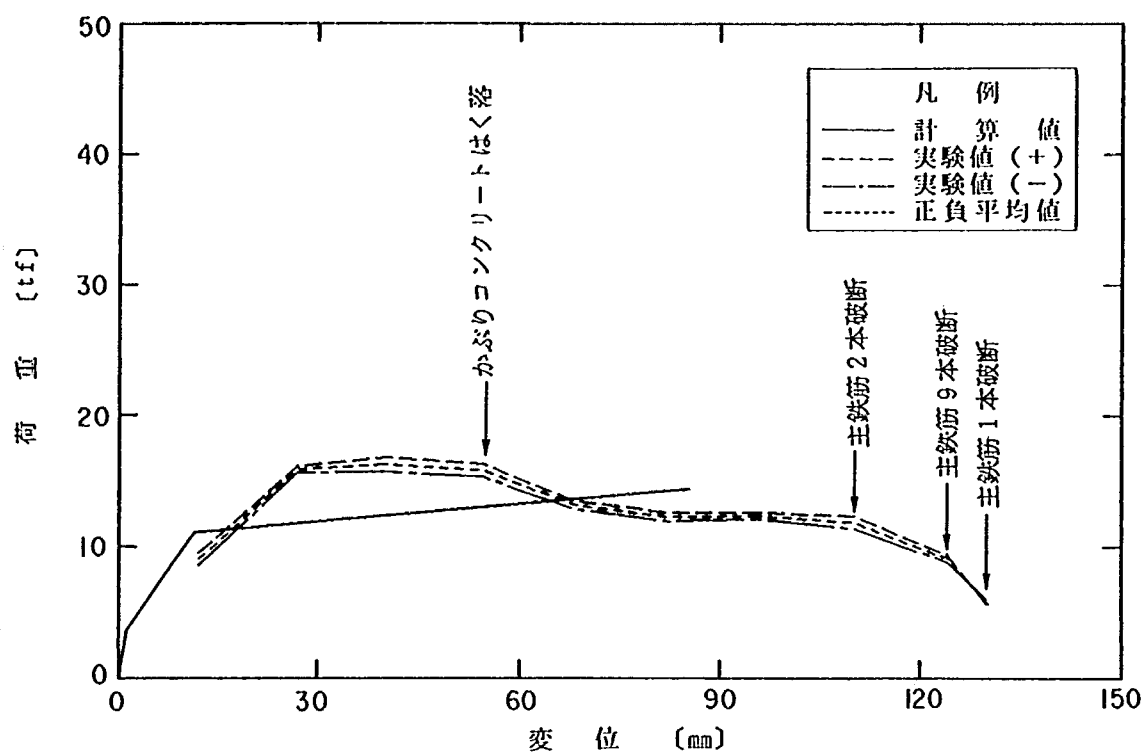


図3-3 (17) 供試体22の荷重～変位関係

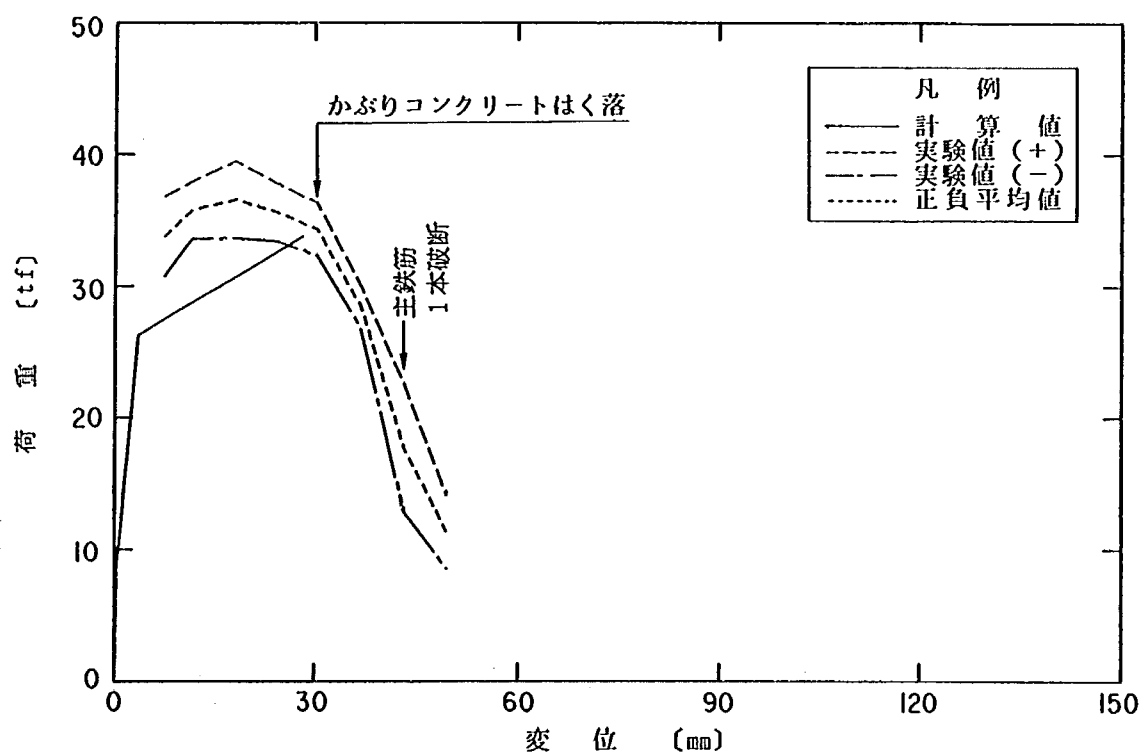


図3-3 (18) 供試体25の荷重～変位関係

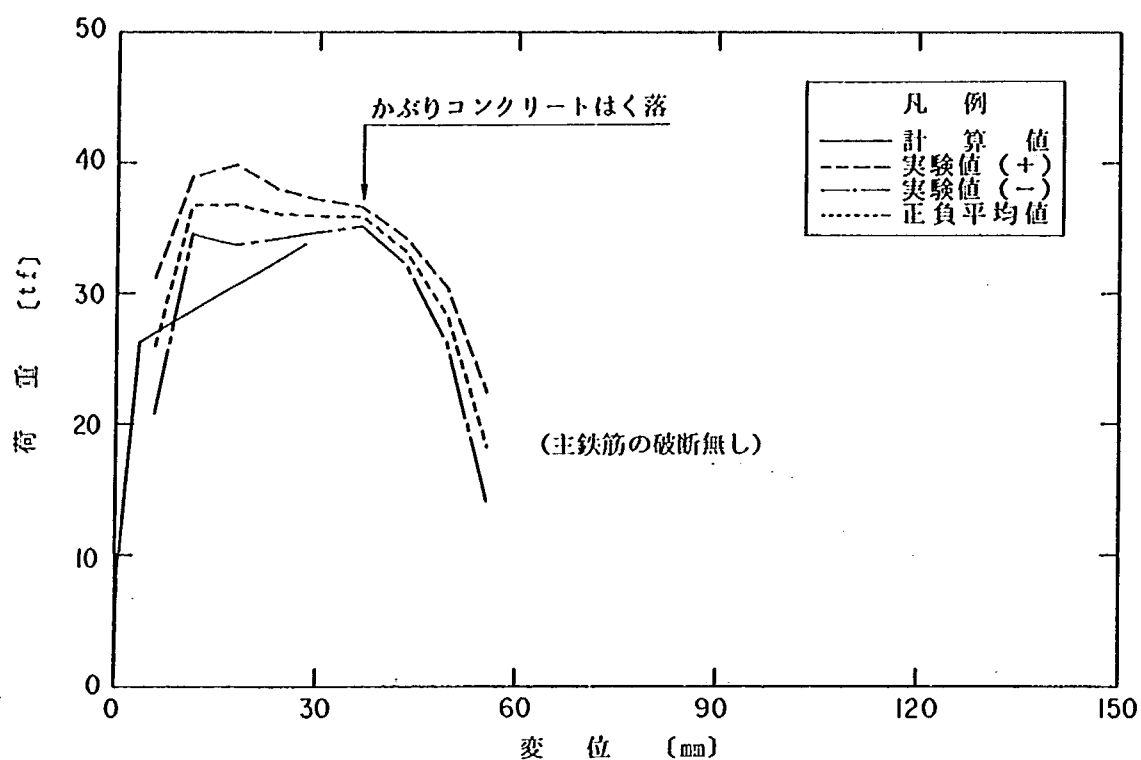


図 3 - 3 (19) 供試体26の荷重～変位関係

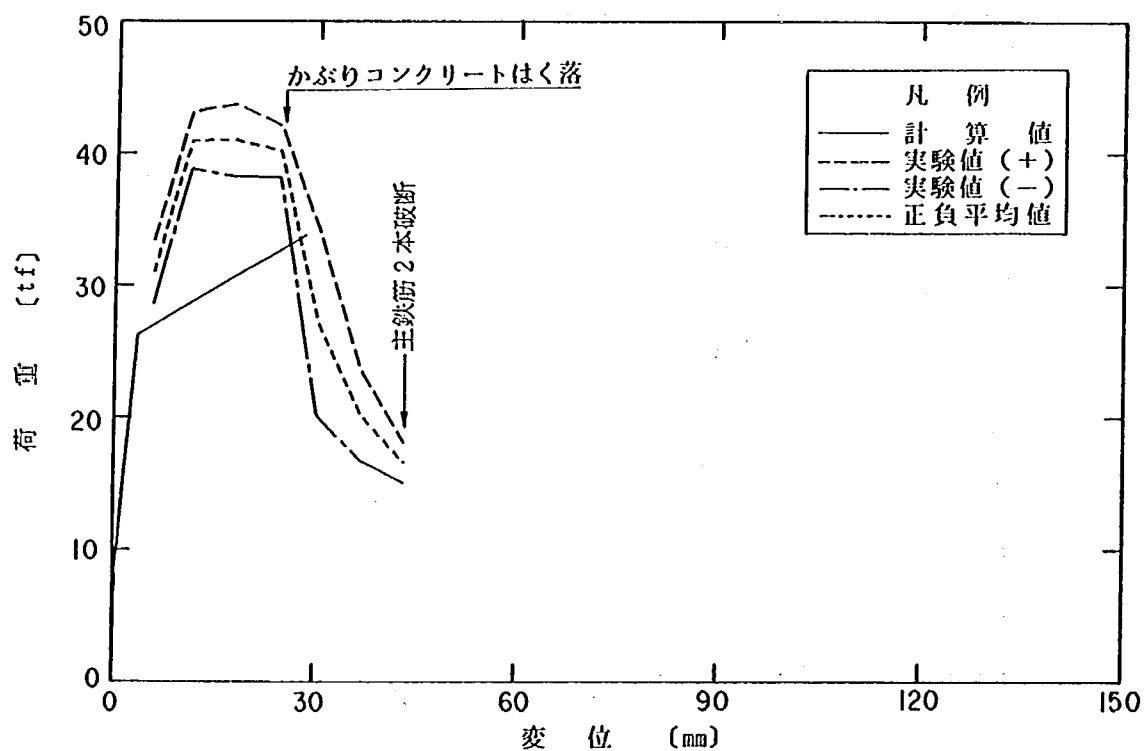


図 3 - 3 (20) 供試体27の荷重～変位関係

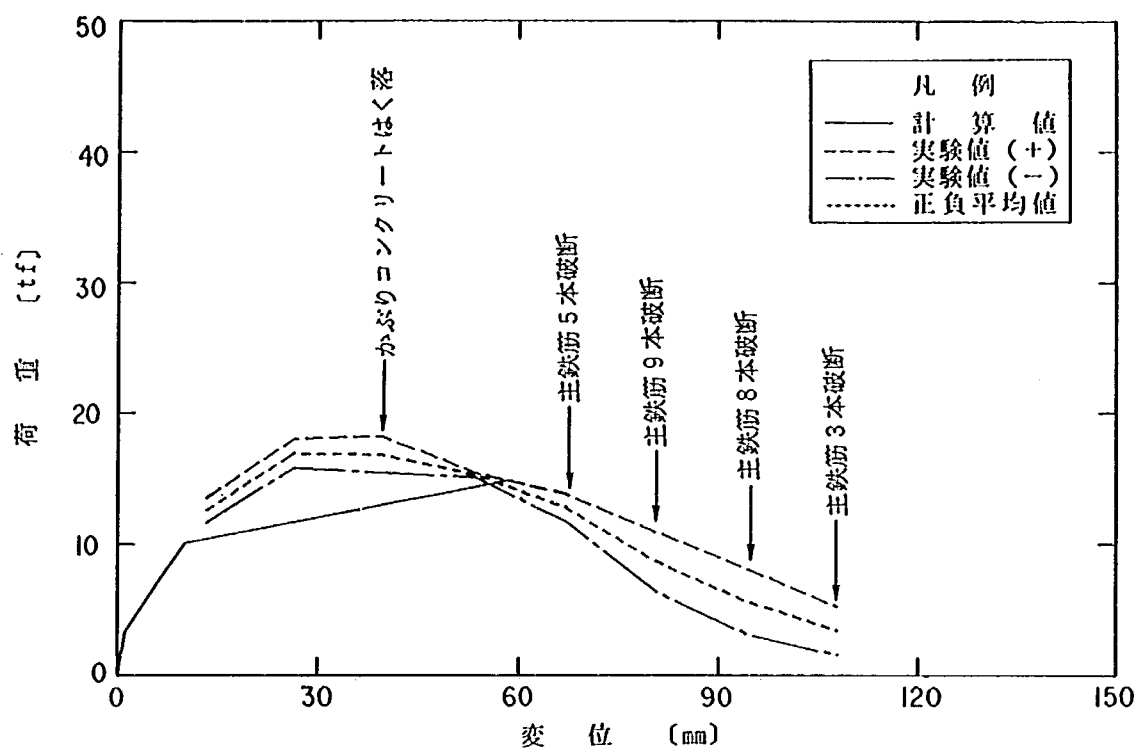


図 3 - 3 (21) 供試体28の荷重～変位関係

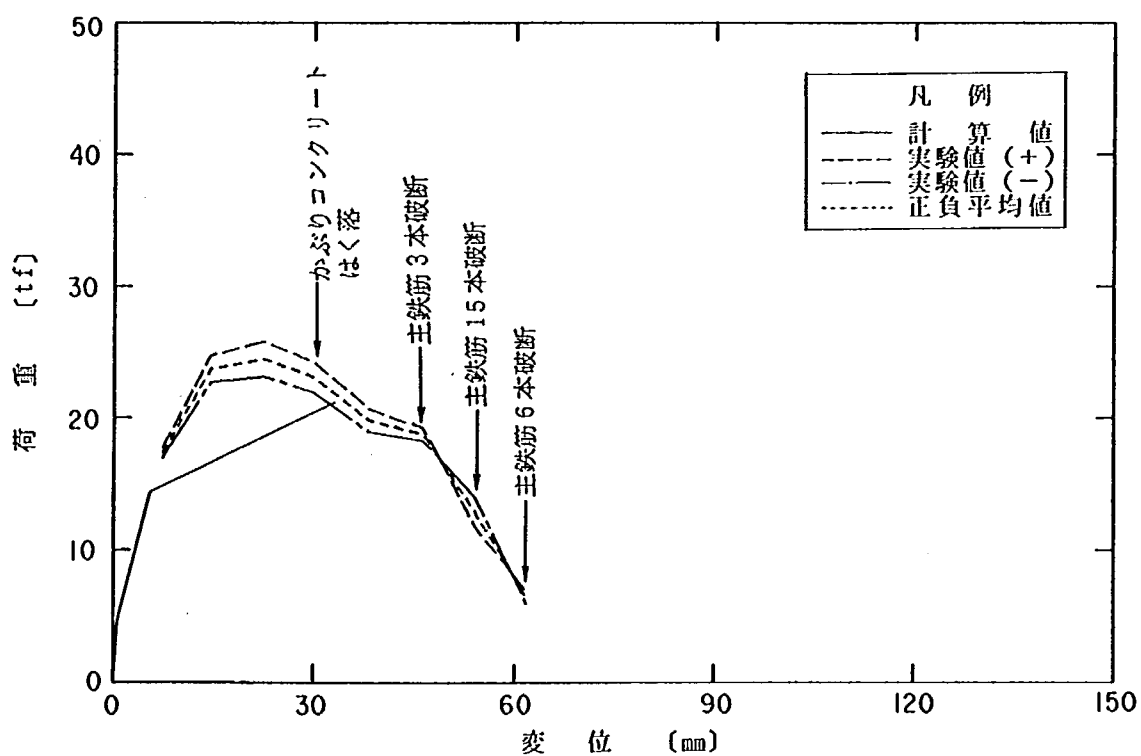


図 3 - 3 (22) 供試体29の荷重～変位関係

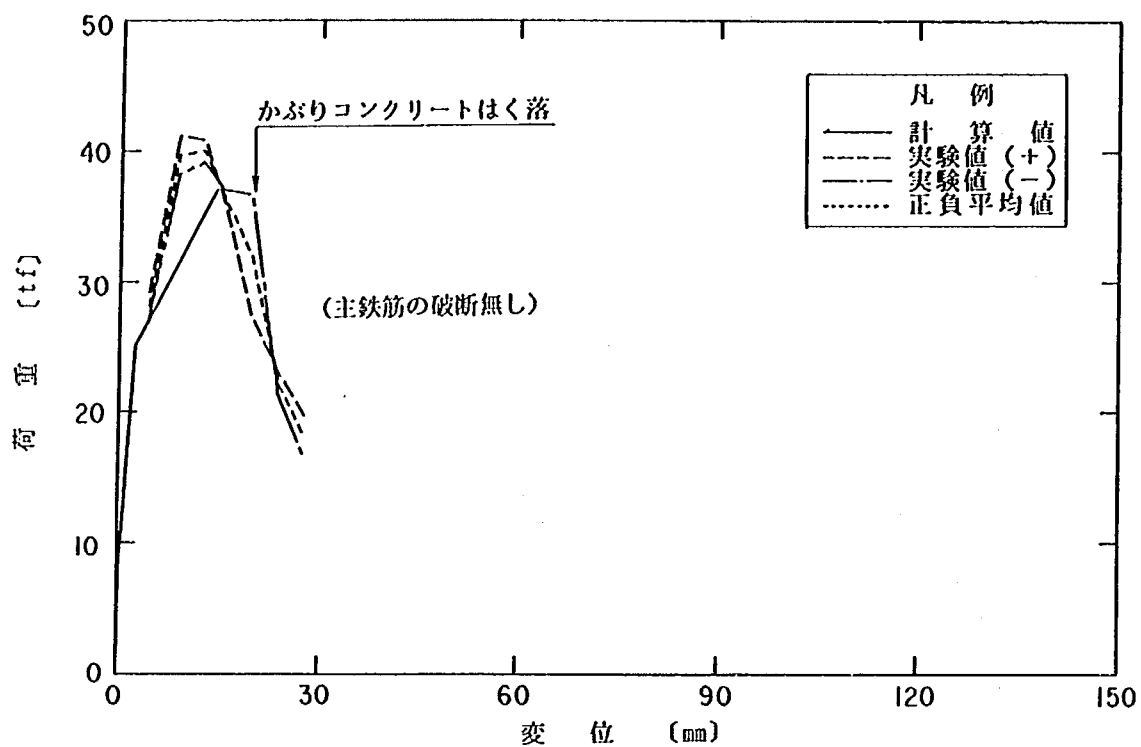


図 3 - 3 (23) 供試体30の荷重～変位関係

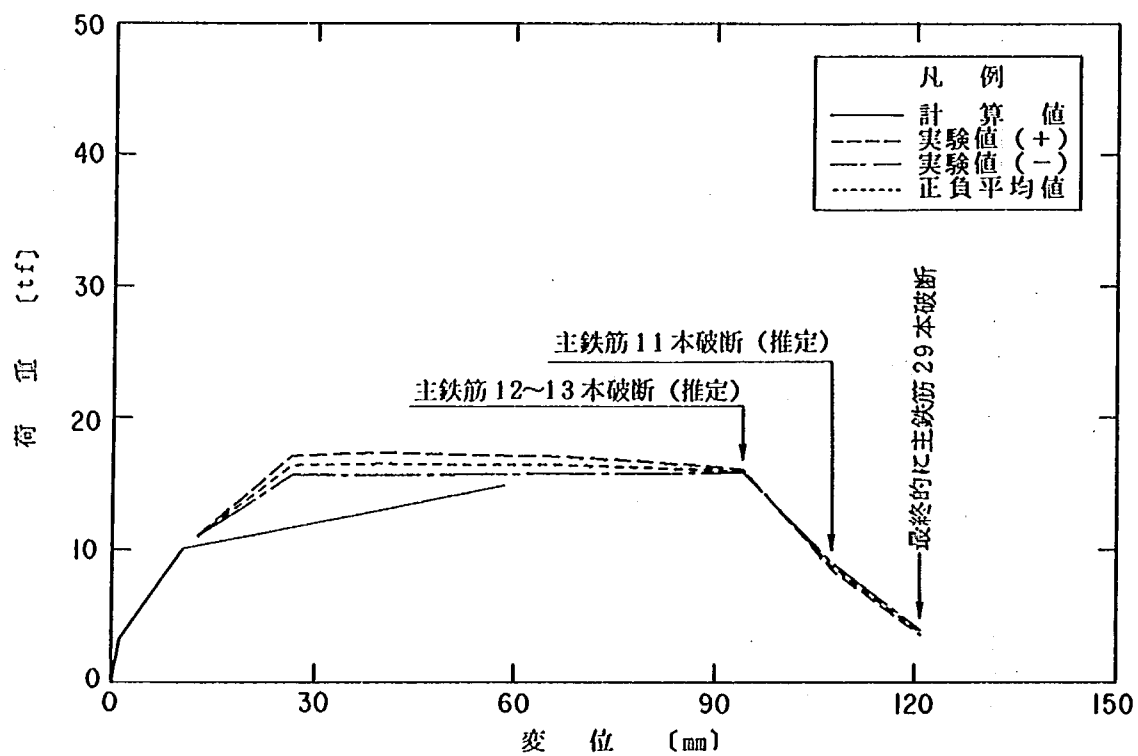


図 3 - 3 (24) 供試体31の荷重～変位関係

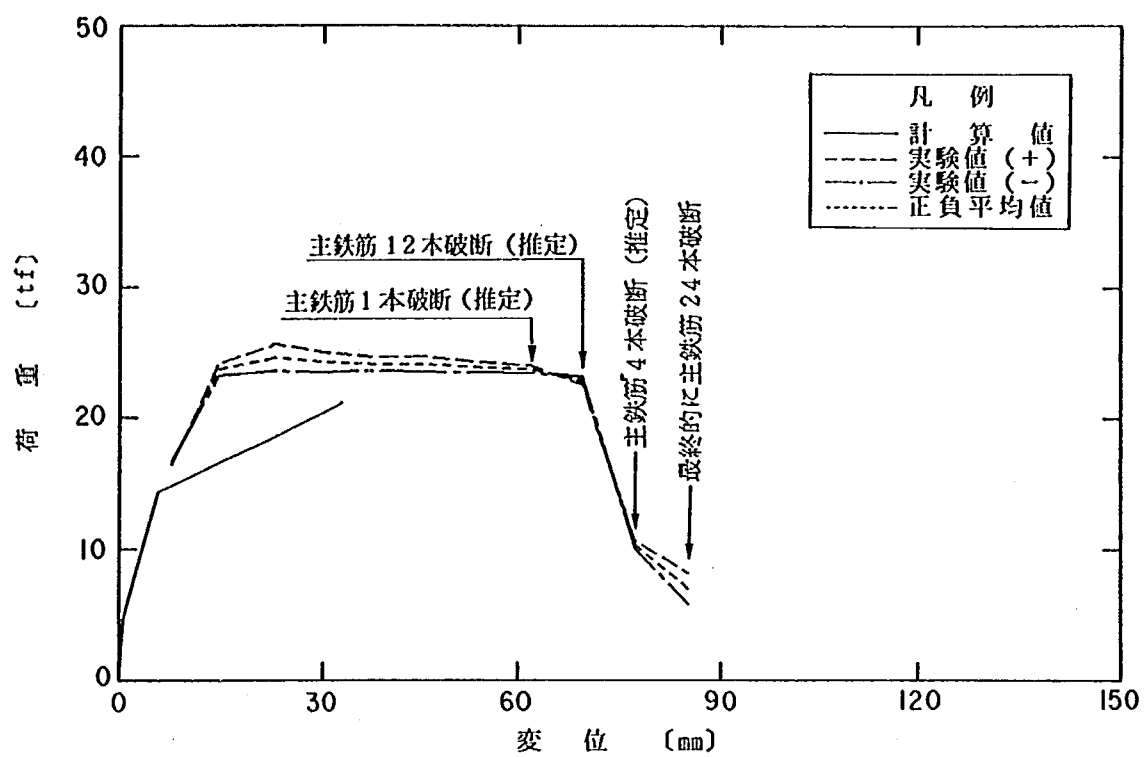


図 3 - 3 (25) 供試体32の荷重～変位関係

表 3-5 主鉄筋が最初に破断した橋脚天端変位と計算上の終局変位の関係（曲げ破壊の場合）

供試体番号	主鉄筋が最初に破断した時の橋脚天端変位 ¹⁾		計算上の終局変位 ²⁾		備 考
	δ (mm)	δ/δ_y	δ_u (mm)	δ_u/δ_y	
P-4	—	—	88.8	4.1	
P-5	95	5	85.7	3.9	
P-6	85.4	7	100.4	6.5	
P-7	85.4	7	94.8	6	
P-8	—	—	124.4	12.3	主鉄筋の破断は不明
P-9	48.6	9	108.9	10.2	
P-10	78	6	85.4	7.4	
P-11	78	6	85.4	7.4	
P-12	65	5	85.4	7.4	
P-13	78	6	85.4	7.4	
P-16	91	7	85.7	7.4	
P-17	52.5	7	50.1	7.8	
P-18	—	—	22.7	8.4	せん断破壊
P-19	104	8	85.4	7.4	載荷くり返し回数 $n=3$
P-20	—	—	50.1	7.8	“
P-21	—	—	22.7	8.4	せん断破壊
P-22	104	8	85.4	7.4	載荷くり返し回数 $n=5$
P-25	39.9	7	28.3	8.1	
P-26	—	—	28.3	8.1	らせん鉄筋使用
P-27	35.7	7	28.3	8.1	
P-28	60	5	58.5	5.6	
P-29	39.6	6	33.1	5.8	
P-30	—	—	14.4	6	せん断破壊
P-31	81.2	7	58.5	5.6	らせん鉄筋使用
P-32	56.8	8	33.1	5.8	“

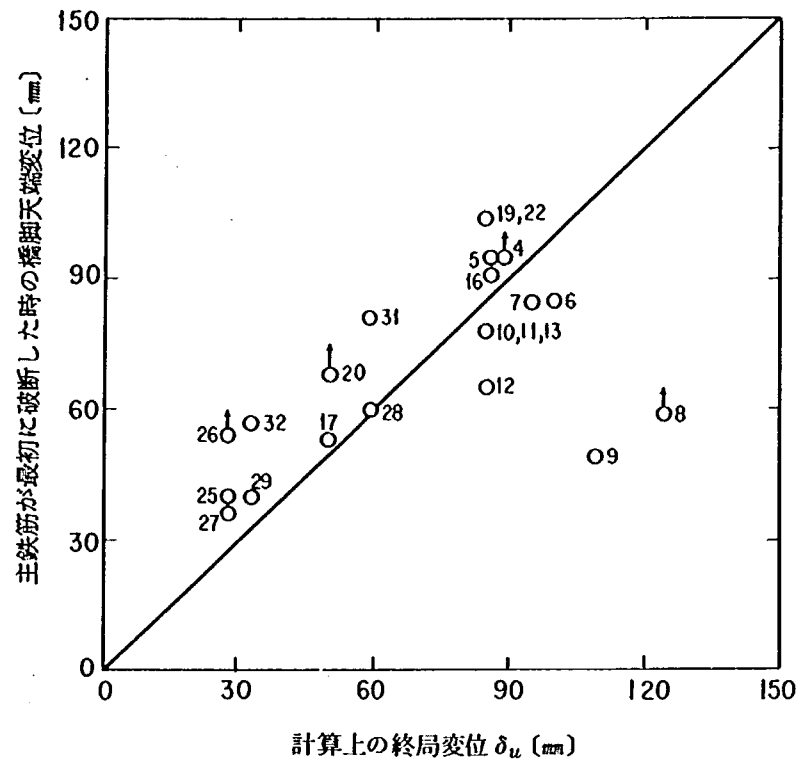
注1) δ_y としては、主鉄筋が降伏した時（1,800 マイクロストレインに達した時）の橋脚天端変位を使用。

注2) 計算上の終局変位は、フーチングからの鉄筋の抜け出しを考慮した場合（表3-3参照）を示す。
 δ_y としては、計算上の値を使用。

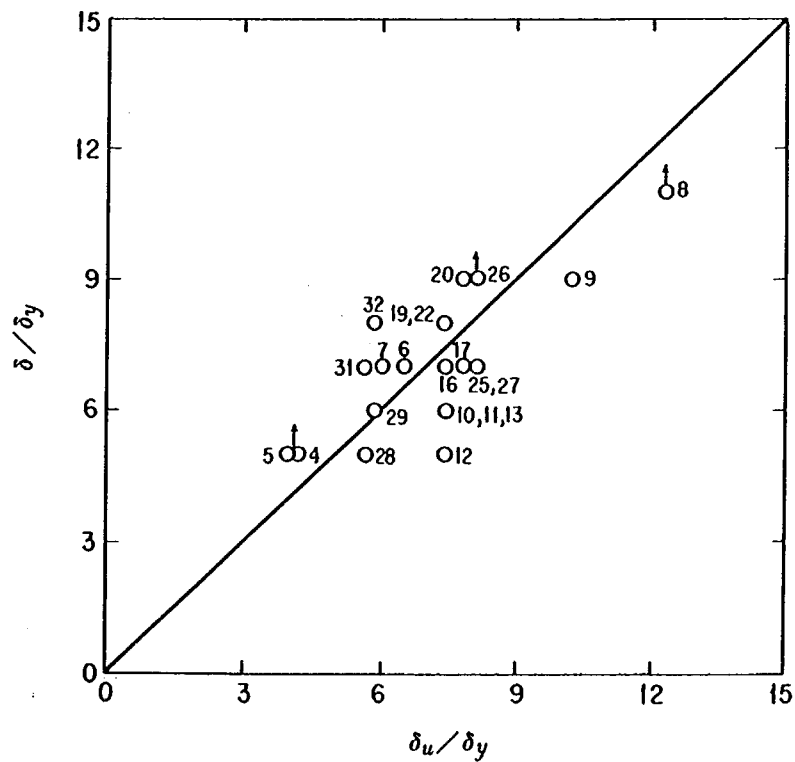
注3) — は、主鉄筋の破断が生じなかったことを示す。

表 3-6 コンクリートの剥離が最初に生じた橋脚天端変位と計算上の終局変位の関係（せん断破壊の場合）

供試体番号	コンクリートの剥離が最初に生じた時の橋脚天端変位		計算上の終局変位	
	δ (mm)	δ/δ_y	δ_u (mm)	δ_u/δ_y
P-18	15.6	4	22.7	8.4
P-21	19.5	5	22.7	8.4
P-30	19.5	5	14.4	6

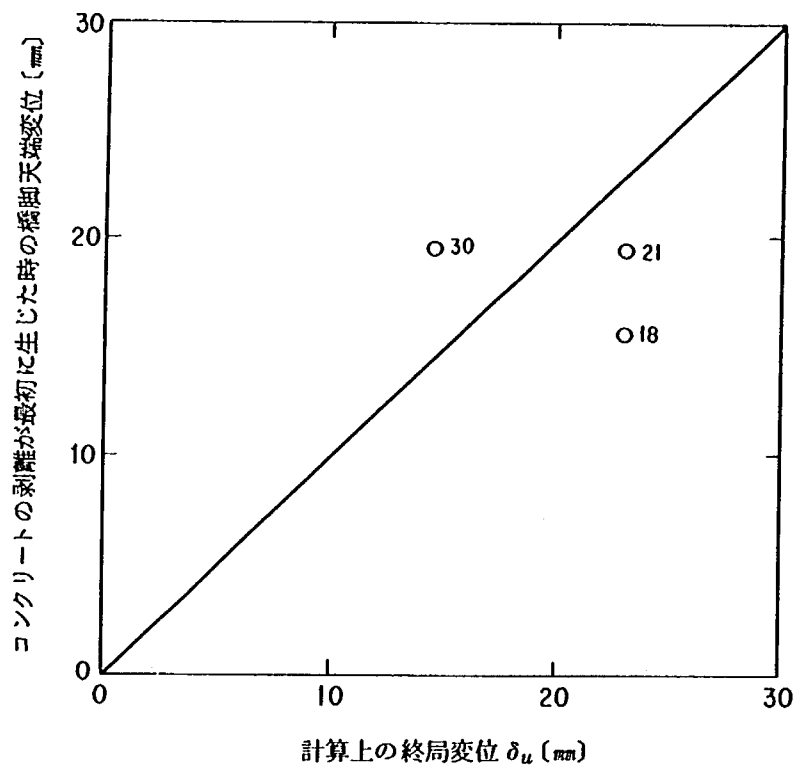


(a) 実変位で比較した場合

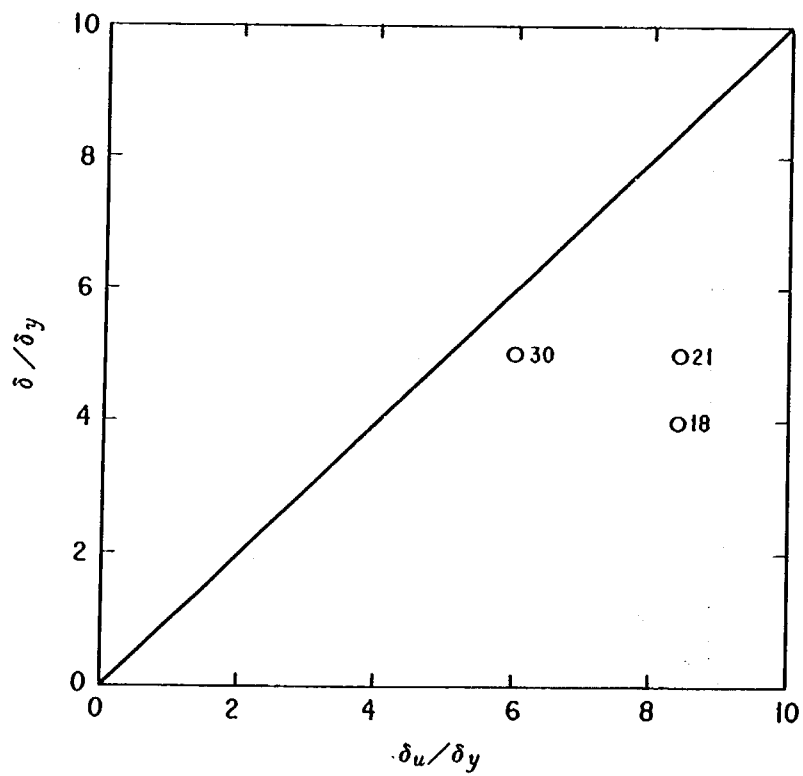


(b) δ_y で正規化した場合

図3-4 主鉄筋が最初に破断した時の橋脚天端変位と計算上の終局変位の関係 (曲げ破壊の場合)



(a) 実変位で比較した場合



(b) δ_y で正規化した場合

図 3-5 コンクリートの剥離が最初に生じた時の橋脚天端変位と計算上の終局変位の関係（せん断破壊の場合）

〔2〕 耐力の検討

図3-6は、実験により求めた終局耐力 P_U と計算値との比較を示したものである。ここで計算値とは、式(2-3)で求めた曲げ耐力 P_{BU} 、式(2-9)で求めたせん断耐力 P_S 及び両者のいずれか一方の小さい方の値の3種類の値を示している。また、図3-7は曲げ耐力 P_{BU} とせん断耐力 P_S を比較したものである。これらの結果より以下の事項が指摘される。

1) 終局耐力 P_U ～曲げ耐力 P_{BU} の関係

P_U と P_{BU} を比較すると(図3-6(a))、曲げ破壊した供試体はもちろん、せん断破壊した供試体(P-18, 21, 30)も含めて、 P_{BU} は P_U とよく一致していると言える。供試体P-18, 21, 30の帯鉄筋比は0.1%であり、少なくともこの程度の帯鉄筋が配置されていれば、せん断破壊した場合であっても P_{BU} は P_U をよく表わすことは興味深い。

2) 終局耐力 P_U ～せん断耐力 P_S の関係

せん断破壊を起こした供試体P 18, 21, 30について P_U と P_S の関係を調べると、 $P_U \div 2P_S$ となっている。このような点から、式(2-9)によるせん断耐力 P_S は実際のせん断耐力をかなり過小評価すると言えることができる。

3) 終局耐力 $P_U \sim P_{BU}$ 及び P_S のうち、いずれか小さい方の値の関係

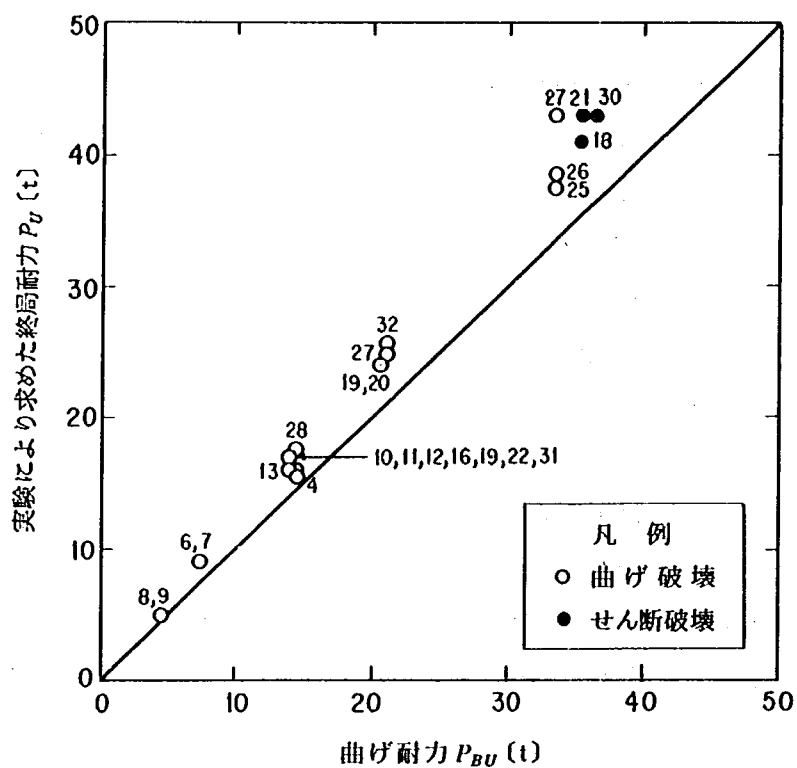
後述するように、 $P_{BU} > P_S$ となるのは、P-17, 18, 20, 21, 27, 30の6体のみであり、これ以外の供試体については、上記1)により $P_U \sim P_{BU}$ の一致度は良い。これに対してP-17, 18, 20, 21, 27, 30の6体については、上記2)により、 P_S が過小評価されているため、 P_U との一致度は良くない。図3-6(c)の検討をしたのは、曲げ耐力 P_{BU} とせん断耐力 P_S が異なる場合には、当然両者のうちの小さい方の値により耐力が決まるはずと考えたためであるが、以上の理由により $P_{BU} \sim P_U$ の相関よりも良い相関を得ることができなかった。

4) 曲げ耐力 P_{BU} ～せん断耐力 P_S の関係

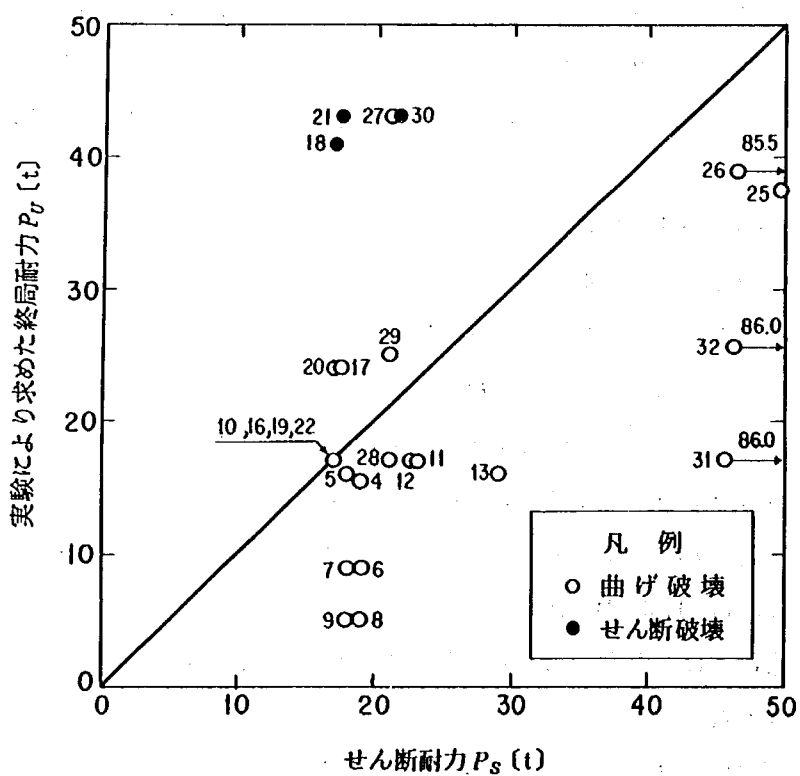
a) 供試体P-18, 21, 27, 30の4体については $P_S \ll P_{BU}$ となっており、計算ではせん断破壊が生じると予想される。このうち、P-18(せん断支間比 $h/d=2.2$)、21($h/d=2.2$)、30($h/d=1.9$)の3体は計算通り、実験においてもせん断破壊を生じた。これに対して供試体P-27は $h/d=2.5$ で斜め鉄筋を用いた供試体である。式(2-9)のせん断耐力算定式では斜め鉄筋の効果を見込んでいないため、せん断耐力 P_S が過小に求められたが、実際にはせん断耐力 P_S はこうして求められた値よりも十分大きく、結果的に曲げ耐力 P_{BU} を上廻ったため、実験では曲げ破壊を生じたと考えることができる。

b) 供試体P-25, 26, 31, 32の4体については $P_S \gg P_{BU}$ となっている。これらの供試体は、いずれも帯鉄筋間隔を非常に密にしたり、らせん鉄筋を巻いたものであり、このため、せん断耐力 P_S が曲げ耐力よりもかなり大きくなったものである。

c) 供試体P-17, 20, 29については、計算によればせん断耐力の方が曲げ耐力に比べてわずかに小さくなっており、せん断破壊が予想されたが、上記2)により、実験では曲げ破壊が生じた。

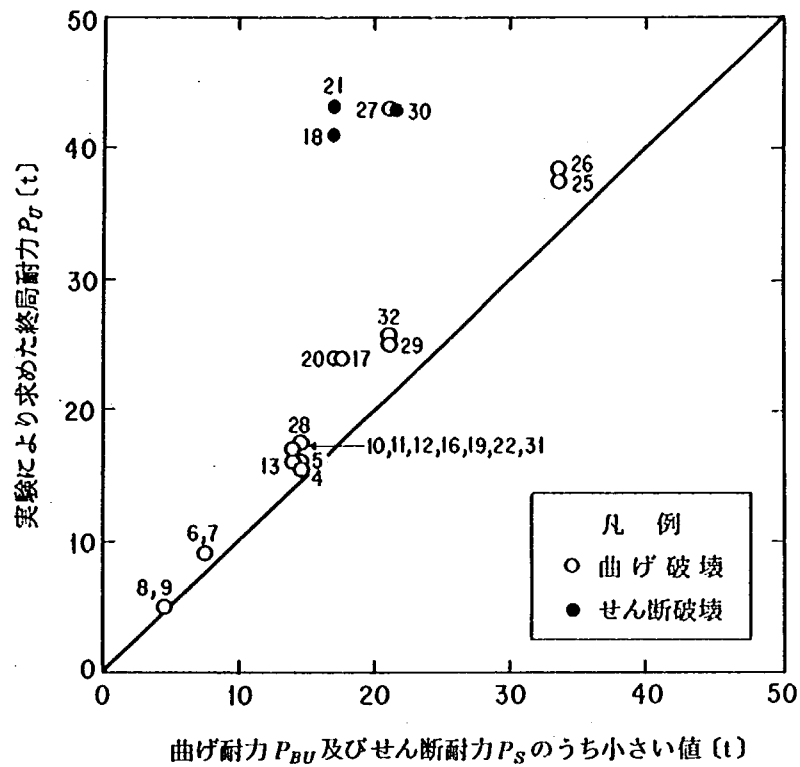


(a) 終局耐力 (実験値) ~ 曲げ耐力 (計算値) の関係



(b) 終局耐力 (実験値) ~ せん断耐力 (計算値) の関係

図3-6(1) 実験により求めた終局耐力 P_u と計算により求めた曲げ耐力 P_{Bu} 及びせん断耐力 P_s の関係



(c) 終局耐力(実験値)～曲げ及びせん断耐力(計算値)のうち小さい値との関係

図3-6(2) 実験により求めた終局耐力 P_u と計算により求めた曲げ耐力 P_{BU} 及びせん断耐力 P_S の関係

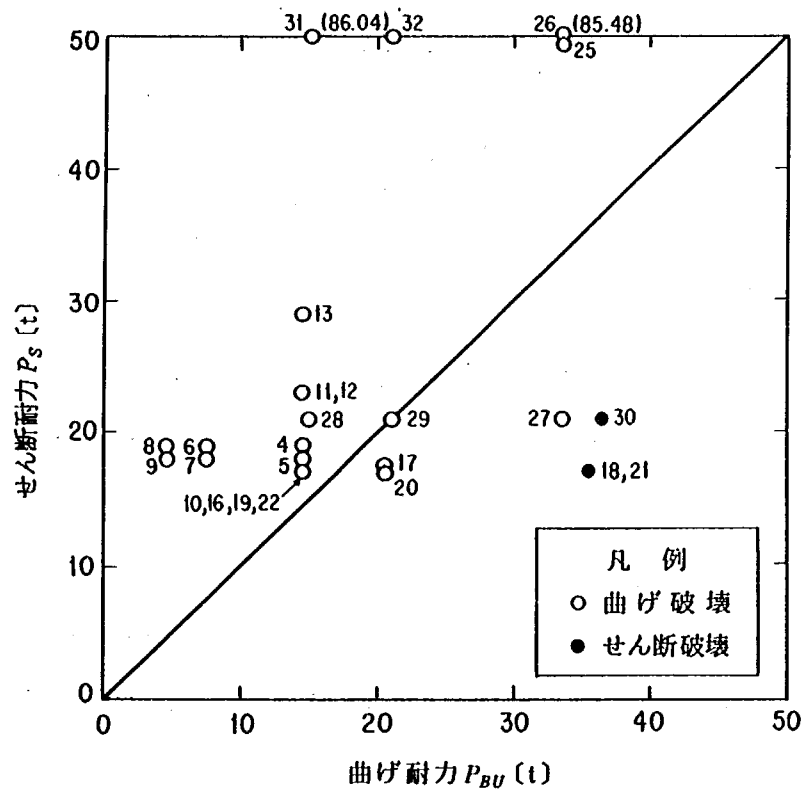


図3-7 曲げ耐力 P_{BU} 及びせん断耐力 P_S の関係

〔3〕 変形性能の検討

図3-8は実験により求めた橋脚天端変位と計算値との比較を示したものである。ここで、計算値としては、式(2-5)による橋脚躯体の曲げ変形だけによる変位 δ^1 とこれにフーチングから主鉄筋が抜け出すことによる変位 δ^2 を加えた変位 $\delta = \delta^1 + \delta^2$ の両者を示している。これより、以下の事項が指摘される。

1) 降伏変位 δ_y

δ_y^1 は全体として実験値よりもやや小さめではあるが、ある程度、実験値と一致している。 δ_y は実験値のまわりに均等にばらつき、 δ_y^1 よりも実験値との一致度は向上する。せん断破壊した供試体を含めて、実験値との対応が良いのは、いずれの供試体においても主鉄筋の降伏は現実に起っており、この状態で天端変位を求める際の計算上の仮定に特に問題がないためと考えられる。

2) 終局変位 δ_u

a) δ_u^1 は実験値よりも約50%程度小さめの結果を与えるのに対し、 δ_u は全体として実験値との対応がよい。ただし、 δ_u の場合でも、実験値を中心として $\frac{1}{2} \sim 2$ 倍の範囲でばらつきが認められる。

b) せん断破壊した供試体P-18, 21, 30の場合にも、 δ_u は実験値とよく一致しているのが注目される。

c) 供試体P-10, 11, 12, 13, 16, 19, 22は、いずれもせん断支間比 $h/d = 5.4$ で同一断面形状を有する供試体であることから、計算上 δ_u はほぼ同一の値となる。これに対して、実験値は表3-7に示すようになり85.5～125.9mmと大きく変化する。このような違いが生じる原因を整理すると表3-7に示し

表3-7 終局変位 δ_u に及ぼす帯鉄筋比及び載荷くり返し回数の影響

供試体No	δ_u (実験値) [mm]	δ (計算値) [mm]	δ/δ_u	供 試 体 の 特 徴
P-10	92.6	82.1	0.89	特になし (標準供試体)
P-11	85.5	82.1	0.96	$P_w = 0.2\%$
P-12	86.4	82.1	0.95	$P_w = 0.2\%$
P-13	102.5	82.1	0.8	$P_w = 0.3\%$
P-16	97.4	82.6	0.85	特になし (標準供試体)
P-19	125.9	82.1	0.65	同一変位振幅によるくり返し回数 $n=3$ 回
P-22	114.5	82.1	0.72	" $n=5$ 回

注) 標準供試体 $P_l = 2.03\%$, $P_w = 0.1\%$, $n = 10$ 回, $h/d = 5.4$

たようになり、以下の特徴が認められる。

i) 帯鉄筋比が増加すると、基本的に δ_u は増加する。すなわち、せん断支間比 $h/d = 5.4$ 、主鉄筋比 $P_l = 2.03\%$ の条件で、帯鉄筋比 P_w が0.1%の場合を基本にすると、帯鉄筋比が0.3%に増加すると、終局変位 δ_u は約10%程度増加する。

ii) 同一変位振幅によるくり返し回数が少ない程 δ_u は増加する。供試体P-19($n=3$)の δ_u は供試体P-10～12、P-16の δ_u の約30%増となっている。なお、ここで注意しなければならないのは、供試

体 P-20 ($h/d=3.8$), P-21 ($h/d=2.21$) も同様に $n=3$ とした場合であるが、この場合には、くり返し回数 n の影響はそれぞれ同一のせん断支間比、断面形状を有する供試体と比較して、上述した程大きくはない点である。これは P-21 はせん断支間比が小さく、せん断破壊をしており、また、P-20 は P-19 と P-21 の中間の段階にあることによると考えられる。すなわち、P-19 では、橋脚基部の鉄筋が逐次破断を始めた段階で耐力の減少が著しくなり、終局状態を迎えている。鉄筋の破断に対しては、くり返し回数が非常に重要な意味を持ち、くり返し回数が小さい程、鉄筋の破断は遅れるため、結果的に δ_u は大きくなる。これに対して、せん断破壊した場合には、主鉄筋の破断は生じておらず、コンクリートのせん断破壊の進行により終局耐力を迎えている。したがって、このような形態の破壊に対しては、載荷くり返し回数は終局変位に対して、大きな影響を持たないと考えられる。

d) 供試体 P-26, 31, 32 は橋脚模型の基部にらせん鉄筋を巻いた場合であり、表 3-8 に示すように同一形状及びせん断支間比を有する供試体と比較すると、終局変位 δ_u は 40% 程度大きい。

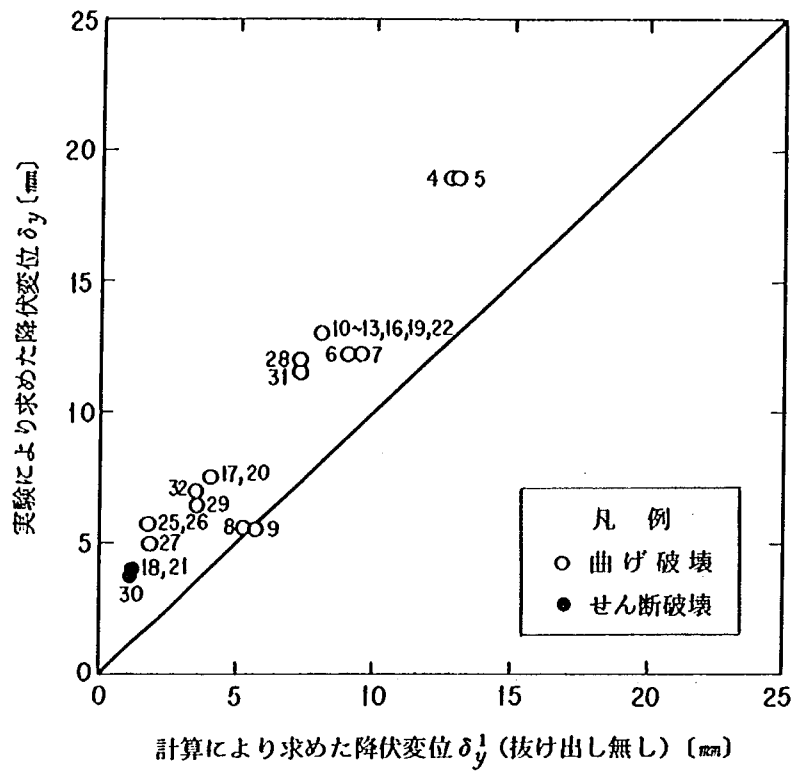
表 3-8 終局変位 δ_u に及ぼすらせん鉄筋の影響

供試体 No	δ_u (実験値) [mm]	δ (計算値) [mm]	δ/δ_u	供 試 体 の 特 徴
P-18	20.2	21.6	1.07	$h/d=2.2$
P-25	37.5	28.4	0.76	$h/d=2.5$ 帯鉄筋密 ($P_w=0.5\%$)
P-26	50.0	28.4	0.57	$h/d=2.5$ らせん鉄筋 ($P_w=1.0\%$)
P-28	70.5	58.5	0.83	$h/d=4.7$
P-29	51.5	33.1	0.64	$h/d=3.3$
P-31	104.5	58.5	0.56	$h/d=4.7$, らせん鉄筋 ($P_w=1.0\%$)
P-32	74.0	33.1	0.45	$h/d=3.3$, らせん鉄筋 ($P_w=1.0\%$)

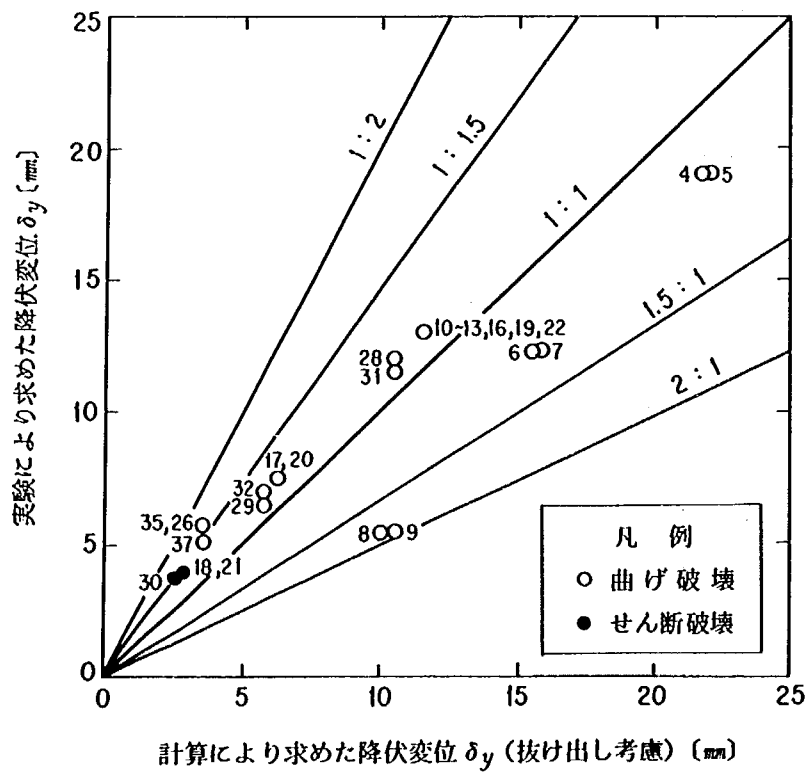
注) 主鉄筋比 $P_l=2.03\%$

e) 上記 c) 及び d) をまとめると、計算による終局状態はコンクリートの圧縮ひずみで規定されており、この中には主鉄筋の破断、帯鉄筋量等の要因が考慮されていない。このような点が、上述したような実験値 δ_u と計算値 δ の違いを生じさせる原因とすることができる。

次に、図 3-9 は、実験により生じたじん性率と計算により求めたじん性率の比較を示したものである。上述した δ_y 及び δ_u の両者に対する実験値と計算値の一致度を総合して、式 (2-5) 及び式 (2-8) の精度を知ることができる。

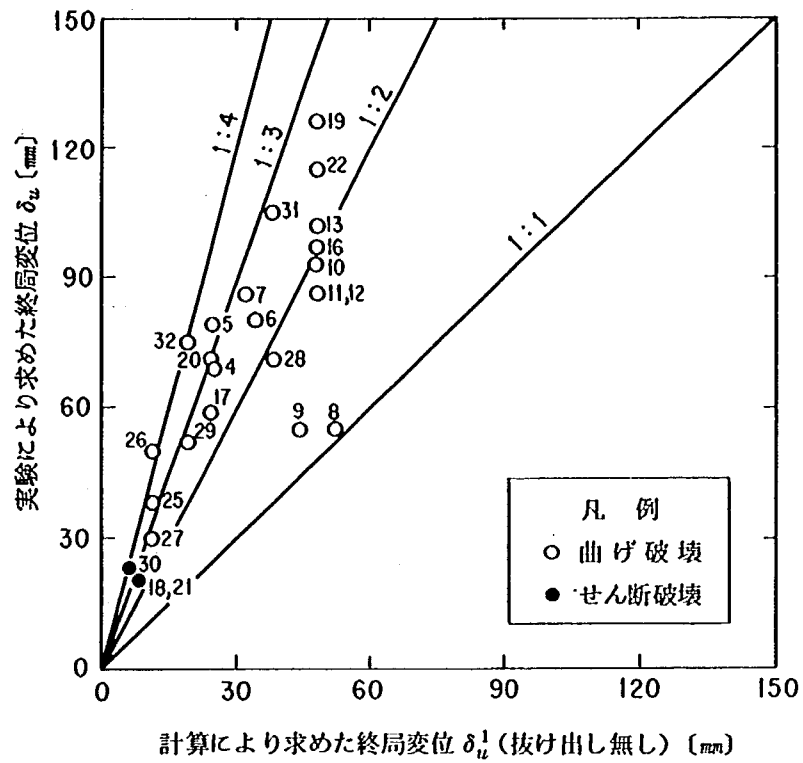


(a) フーチングからの抜け出しを考慮しない場合の降伏変位 δ_y

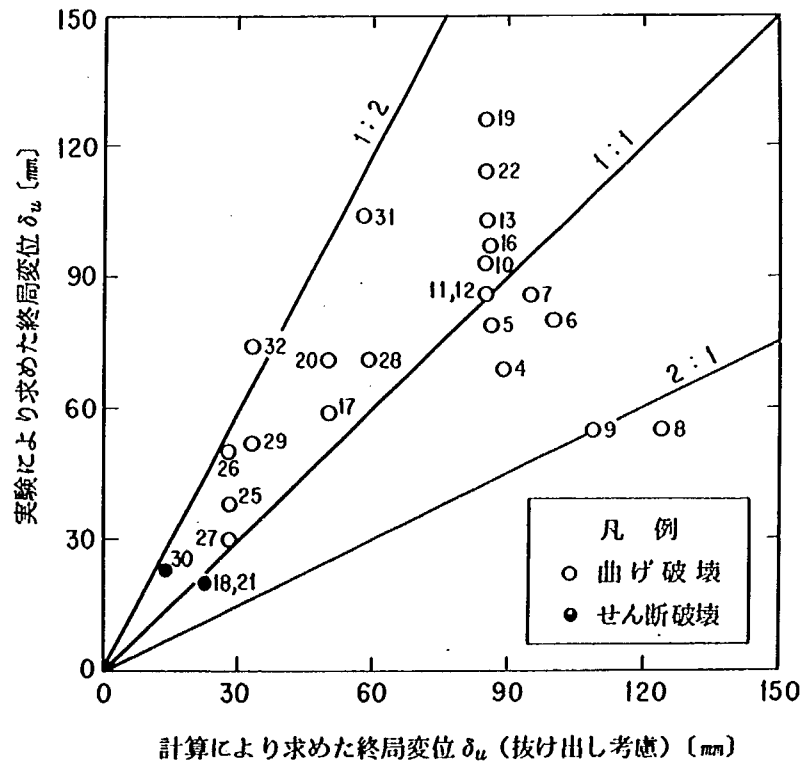


(b) フーチングからの抜け出しを考慮した場合の降伏変位 δ_y

図 3-8(1) 実験により求めた橋脚天端の水平変位と計算値の関係

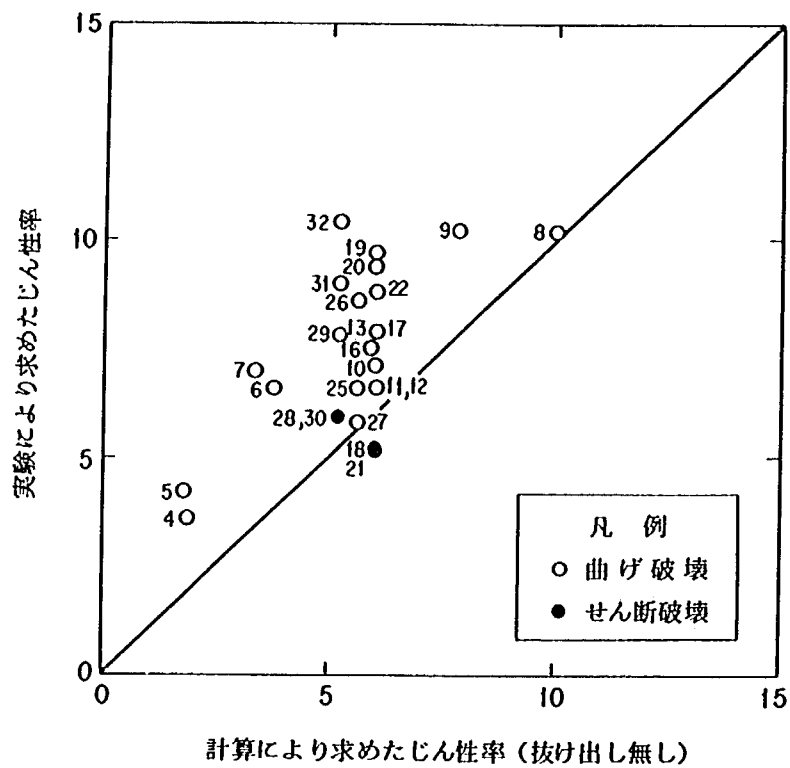


(c) フーチングからの抜け出しを考慮しない場合の終局変位 δ_u

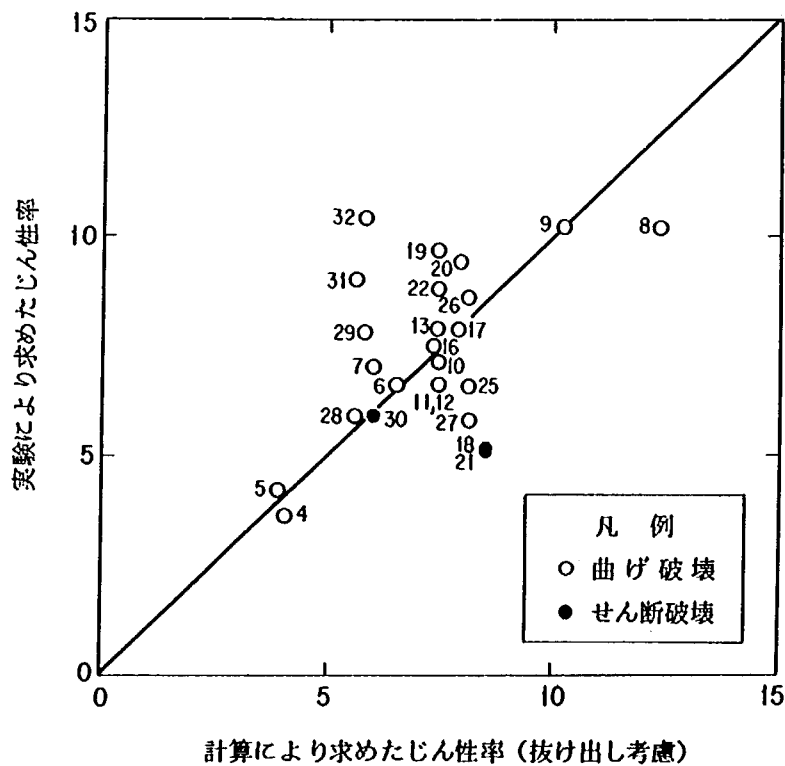


(d) フーチングからの抜け出しを考慮した場合の終局変位 δ_u

図 3-8 (2) 実験により求めた橋脚模型天端の水平変位と計算値の関係



(a) 軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しを考慮しない場合



(b) 軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しを考慮した場合

図3-9 実験によるじん性率と計算により求めたじん性率の関係

〔４〕 じん性率と終局曲げ耐力及びせん断耐力の比の関係

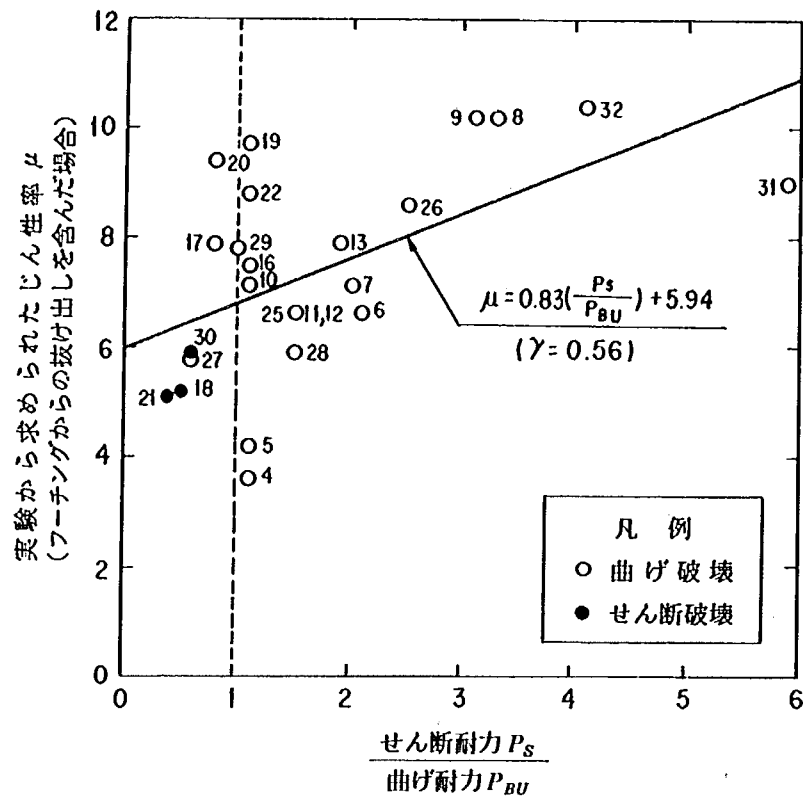
鉄筋コンクリート橋脚には、それぞれ固有の終局曲げ耐力とせん断耐力があるはずであり、両者のうち、曲げ耐力がせん断耐力より小さければ破壊形態はじん性に富んだ曲げ破壊となり、逆にせん断耐力が曲げ耐力よりも小さければ、じん性に乏しいせん断破壊が生じることになる。したがって、せん断耐力と曲げ耐力の比 (P_s/P_{BU}) をとれば、その値が 1 よりも大きければ曲げ破壊が、また、1 よりも小さければせん断破壊がそれぞれ生じ、じん性率の大きさを規定するパラメータとなり得る⁹⁾。

図 3-10 は計算より求めたせん断耐力と曲げ耐力との比と実験から得られたじん性率との関係を示したものである。ただし、図 3-10(a) ではフーチングからの抜け出しも含んだ降伏および終局変位を用いて、じん性率を求めているが、図 3-10(b) では、表 3-9 に示すように実験から求めた降伏および終局変位から、式 (2-6) および式 (2-7) によりフーチングからの抜け出しを計算で求めて、これを差し引いて、じん性率を求めている。

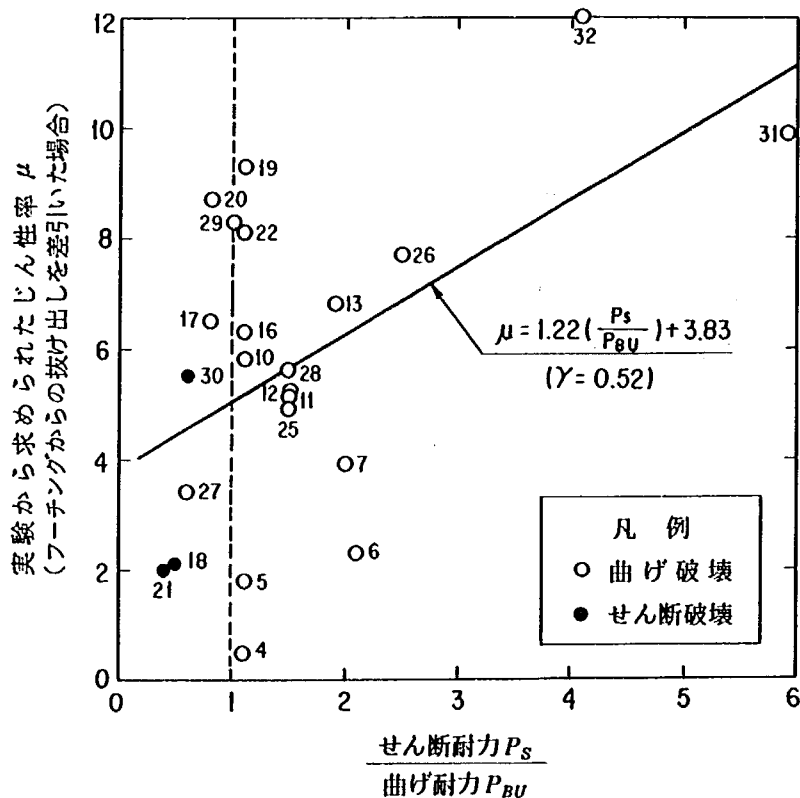
この図において両者の関係を線形回帰すると、それぞれ次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \mu &= 0.83 \left(\frac{P_s}{P_{BU}} \right) + 5.94 \quad (r = 0.56, \text{図 3-10(a)}) \\ \mu &= 1.22 \left(\frac{P_s}{P_{BU}} \right) + 3.83 \quad (r = 0.52, \text{図 3-10(b)}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3-1)$$

上式の相関係数 r は 0.56 および 0.52 とあまり高くはないが、せん断耐力と曲げ耐力との比が大きくなれば、じん性率は大きくなる傾向は認められる。回帰式の精度があまり高くない理由としては、耐力の算定式、特にせん断耐力の算定式が過小な値を与えること、等が考えられるが、これらについては、今後、検討していく必要がある。また図 3-11 は、せん断支間比 h/d とじん性率との関係を示したものである。帯鉄筋比にもよるが、一般にせん断支間比が大きくなれば曲げ破壊が、また小さくなれば、せん断破壊が起こる。したがって、図 3-11 においても、せん断支間比が大きくなれば曲げ破壊が生じやすく、じん性率が大きくなる傾向を一応認めることができるが、特に明瞭な相関はみられない。



(a) フーチングからの抜け出しを含んだ場合



(b) フーチングからの抜け出しを差引いた場合

注) 供試体 P-8, P-9 については, δ_u^2 が δ_u よりも大きく求められるため, 上図中には含んでいない。

図 3-10 耐力比とじん性率の関係

表3-9 じん性率と終局曲げ耐力及びせん断力の比の関係

供試体 番号	フーチングからの抜け出しを含んだ場合			フーチングからの抜け出しによる ¹⁾ 橋脚天端変位 δ^2 [mm]		フーチングからの抜け出しを差引いた場合			$\frac{P_s}{P_{BV}}$
	δ_y	δ_u	δ_u/δ_y	δ_y^2	δ_u^2	δ_y	δ_u	δ_u/δ_y	
P-4	19	69	3.6	8.93	64.03	10.07	4.97	0.5	1.1
P-5	19	79	4.2	9.1	61.65	9.9	17.35	1.8	1.1
P-6	12.2	80	6.6	6.33	66.22	5.87	13.78	2.3	2.1
P-7	12.2	86	7.1	6.42	63.24	5.78	22.76	3.9	2.0
P-8	5.4	55	10.2	4.9	72.74	0.5	-17.74	-35.5	3.3
P-9	5.4	55	10.2	4.97	64.68	0.43	-9.68	-22.5	3.1
P-10	13	92.6	7.1	3.43	36.98	9.57	55.62	5.8	1.1
P-11	13	85.5	6.6	3.43	36.98	9.57	48.52	5.1	1.5
P-12	13	86.4	6.6	3.43	36.98	9.57	49.42	5.2	1.5
P-13	13	102.5	7.9	3.43	36.98	9.57	65.52	6.8	1.9
P-16	13	97.4	7.5	3.43	36.98	9.57	60.42	6.3	1.1
P-17	7.5	59.2	7.9	2.4	26.18	5.1	33.02	6.5	0.8
P-18	3.9	20.2	5.2	1.37	14.94	2.53	5.26	2.1	0.5
P-19	13	125.9	9.7	3.43	36.98	9.57	88.92	9.3	1.1
P-20	7.5	70.8	9.4	2.4	26.18	5.1	44.62	8.7	0.8
P-21	3.9	19.9	5.1	1.37	14.94	2.53	4.96	2.0	0.4
P-22	13	114.5	8.8	3.43	36.98	9.57	77.52	8.1	1.1
P-25	5.7	37.5	6.6	1.62	17.67	4.08	19.83	4.9	1.5
P-26	5.8	50.0	8.6	1.62	17.67	4.18	32.33	7.7	2.5
P-27	5.1	29.5	5.8	1.62	17.67	3.48	11.83	3.4	0.6
P-28	12	70.5	5.9	3.09	20.65	8.91	49.85	5.6	1.5
P-29	6.6	51.5	7.8	2.16	14.49	4.44	37.01	8.3	1.0
P-30	3.8	22.5	5.9	1.23	8.3	2.57	14.2	5.5	0.6
P-31	11.6	104.5	9.0	3.09	20.65	8.51	83.85	9.9	5.9
P-32	7.1	74	10.4	2.16	14.49	4.94	59.51	12.0	4.1

注1) フーチングからの抜け出しによる橋脚天端変位 δ^2 は式(2-6)を用いて計算により求めた。

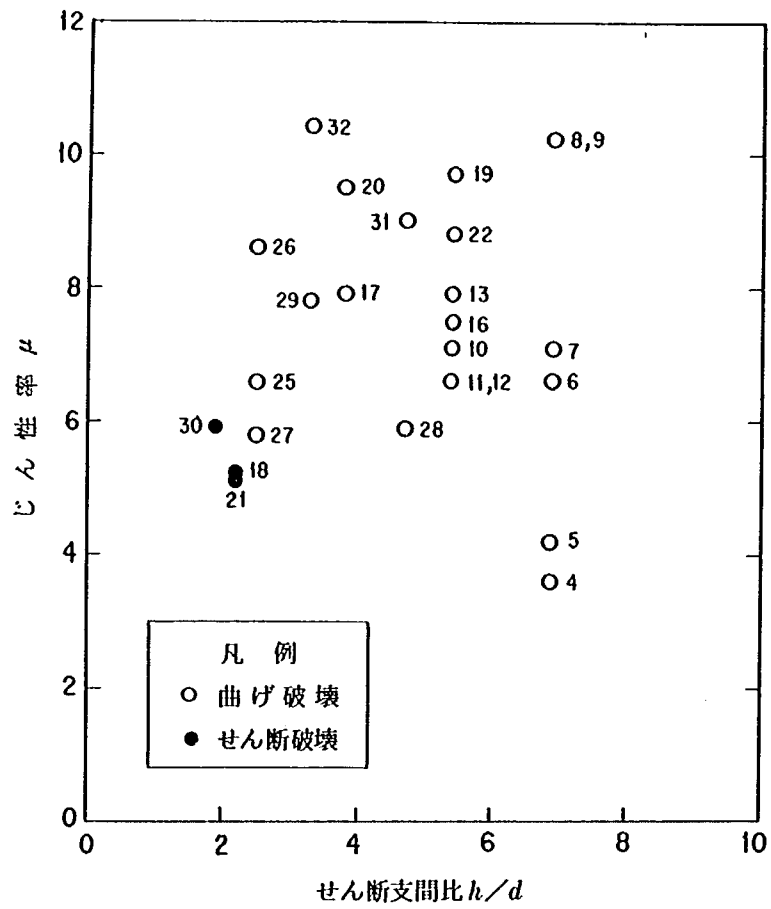


図3-11 せん断支間比とじん性率の関係

4. 結 論

4-1 道路橋示方書の方法によるRC橋脚の動的耐力及び変形性能の推定精度

耐震研究室において現在までに実施してきた鉄筋コンクリート橋脚の模型動的載荷実験結果をもとに、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編及びⅤ耐震設計編に示されている耐力及び変形性能の推定方法の精度を検討した。この結果をまとめると以下ようになる。

1) 橋脚天端の作用力 P －変位 δ の関係を道示Ⅴ耐震設計編付属資料の方法（ただし、主鉄筋のフーチングからの抜け出しを考慮）で求めると、全体としての傾向はある程度一致している。ただし、詳細にみると、主鉄筋の配置が梁状供試体（側方筋なし）の場合には、計算値は実験で求めた P － δ の特徴をよく再現するのに対して、主鉄筋の配置が柱状（側方筋あり）の場合には、実験結果に見られる降伏以後の耐力増加及び最大耐力以後の耐力の減少を計算により再現することができない。これは、現行の計算法では側方筋の効果及びコンクリートの剥離に伴う有効面積の減少、コンクリート強度の低下等を考慮していないためであり、こうした点については、今後、計算法を改良していく必要がある。

2) 載荷実験により求めた終局耐力（最大耐力）と道示Ⅲコンクリート橋編に従って求めた曲げ終局耐力は良く一致する。ここで、注目すべき点は、せん断破壊した供試体についても、実験により求められた終局耐力が上記の方法により求めた曲げ終局耐力とよく一致する点である。破壊のメカニズムは異なるはずであるが、今回対象としたような帯鉄筋比が0.1%以上の橋脚については、せん断破壊する場合についても、道示Ⅲによる曲げ終局耐力の算定法を用いれば橋脚の終局耐力をある程度の精度で計算できることを示している。

3) 道示Ⅲコンクリート橋編によるせん断耐力の算定式は、せん断耐力を著しく過小に評価する。

4) 橋脚天端に生じる変位 δ を計算する際には、橋脚躯体の曲げによる変位だけでなく、フーチングからの主鉄筋の抜け出しを考慮しなければならない。

5) 終局変位については、載荷実験で用いた定義と道示Ⅴ耐震設計編による定義は必ずしも同じではないが、上記4)を考慮すると結果としては、両者はかなり良く一致する。

6) 橋脚天端の作用力 P ～変位 δ の関係を求める際には、道示Ⅲコンクリート橋編及び道示Ⅴ耐震設計編間のコンクリートの応力ひずみ関係式の相違は顕著な影響を生じない。

4-2 動的載荷実験からみたRC橋脚の動的耐力及び変形性能

今回、道示の方法との比較により現在までに実施したRC橋脚の動的載荷実験結果を再整理した結果、RC橋脚の動的耐力及び変形特性に関し、以下の事項が明らかとなった。

1) せん断支間比 h/d が5.4、主鉄筋比 P_f が2.03%の橋脚では、帯鉄筋比を0.1%から0.3%に増すと、終局変位 δ_u は10%程度増加する。

2) せん断支間比 h/d が2.5～4.7、主鉄筋比 P_f が2.03%の橋脚では、0.1%～0.5%の帯鉄筋を入れた場合に比較して、1%のらせん鉄筋を巻いた場合には、終局変位 δ_u は40%程度増加する。

3) 橋脚が基部で曲げ破壊する場合には、同一変位振幅による載荷くり返し回数 n は終局変位 δ_u に大きな影響を与える。例えば、せん断支間比 $h/d = 5.4$ 、主鉄筋比 $P_t = 2.03\%$ 、帯鉄筋比 $P_w = 0.1\%$ の橋脚では、 $n = 10$ 回を基本にすると、 $n = 5$ 回、 $n = 3$ 回の場合には、それぞれ、終局変位 δ_u は、24%、36% 程度増加する。ただし、せん断破壊する場合には、 n は δ_u に大きな影響を与えない。

4) フーチングからの主鉄筋の抜け出しを含めた橋脚のじん性率 μ と、計算により求めた曲げ耐力 P_{BU} 及びせん断耐力 P_s の比の間には、次式の関係式がある。ただし、相関係数は 0.56 であり、必ずしも十分な精度とは言えない。

$$\mu = 0.83 \left(\frac{P_s}{P_{BU}} \right) + 5.94$$

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅲ コンクリート橋編及びⅤ耐震設計編，昭和55年
- 2) 日本道路協会：コンクリート道路橋設計便覧，昭和60年
- 3) 太田 実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，第292号，1979.
- 4) 建設省：新耐震設計法(案)，土木研究所資料，第1185号，昭和52年3月
- 5) 川島一彦，長谷川金二，小山達彦，吉田武史：RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究，—（その1）昭和56～58年度の検討結果—，土木研究所資料，第2232号，昭和60年8月，—（その2）断面形状，荷重載荷方向，らせん鉄筋及びせん断補強鉄筋の影響—，土木研究所資料，第2279号，昭和61年1月
- 6) 石橋忠良，吉野伸一，青木桂一：鉄筋コンクリート部材のじん性率，構造物設計資料，No.79，1984.

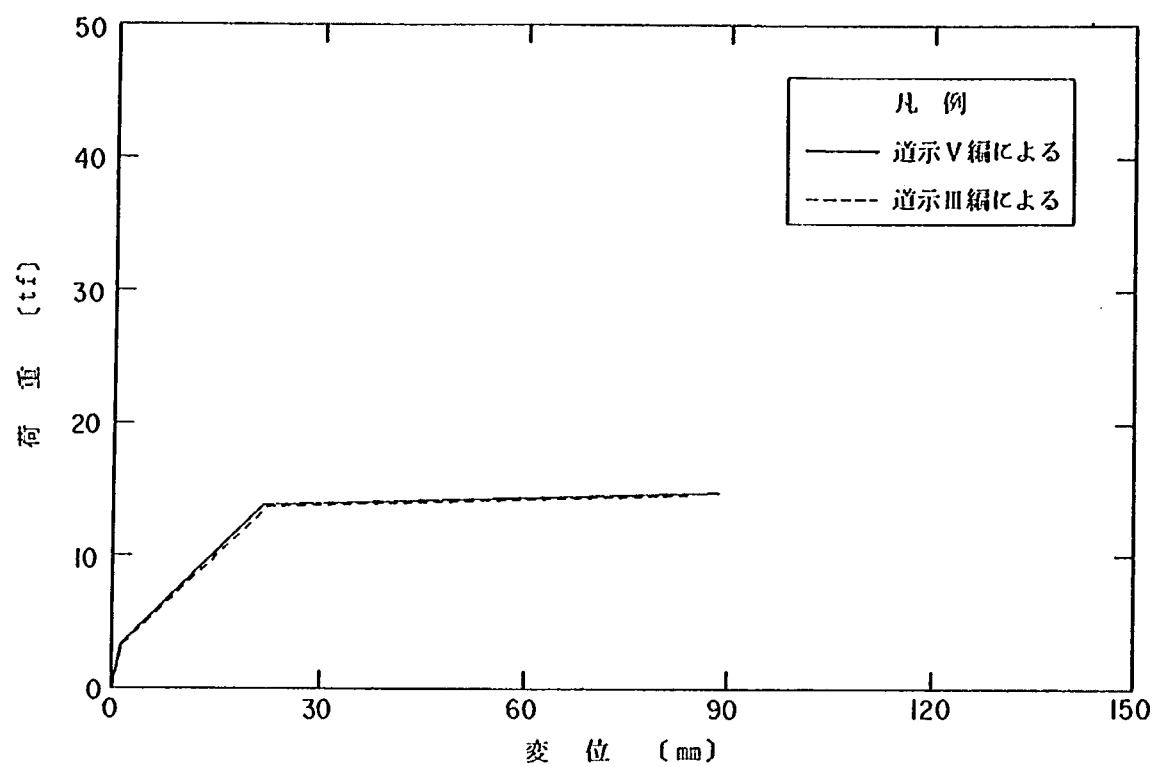
付 属 資 料

RC橋脚の耐力及び変形性能に及ぼす
コンクリートの圧縮強度の取り方

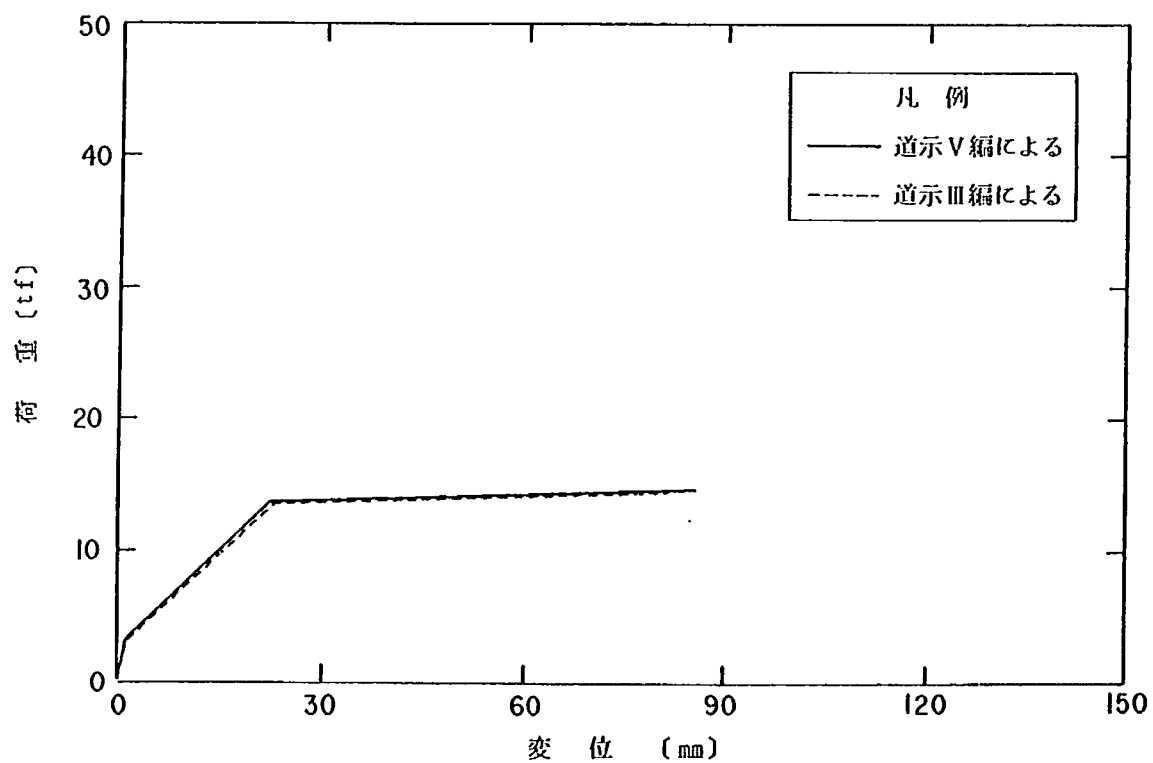
THE

[illegible]

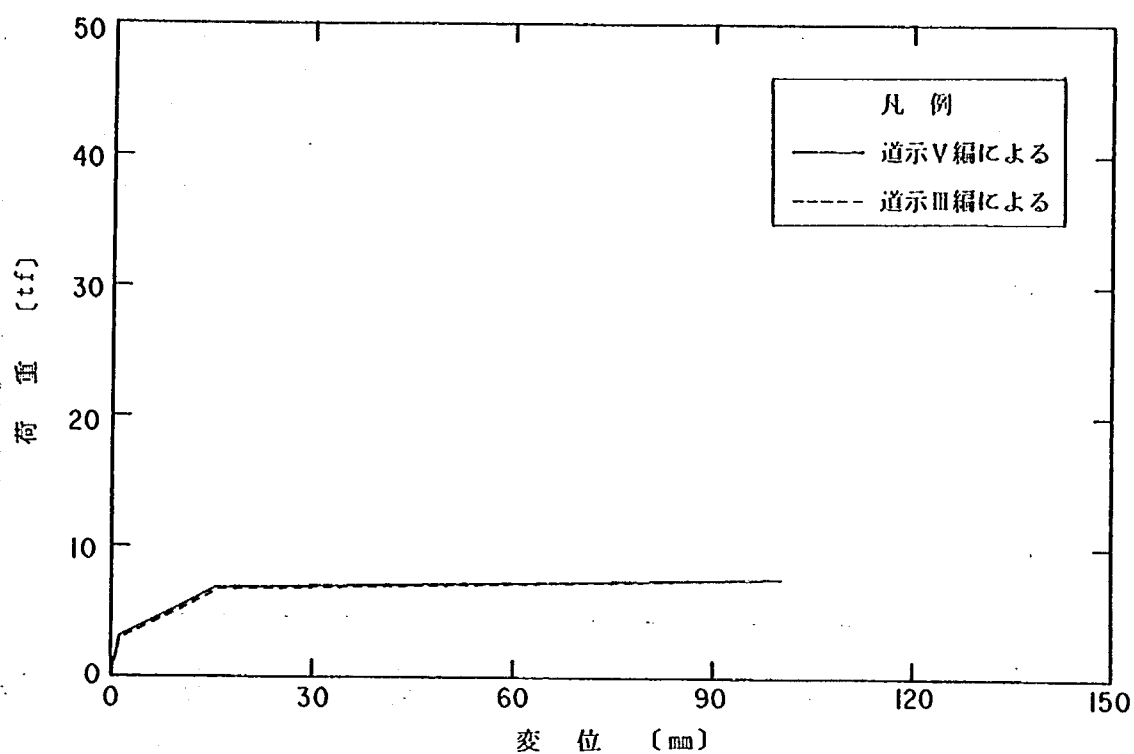
道示Ⅲコンクリート橋編および道示Ⅴ耐震設計編では、鉄筋コンクリート部材の耐力および変形性能を求める際に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係に違いがある（2-1参照）。ここでは、このようなコンクリートの応力-ひずみ関係の相異の影響を検討するために、両編に示されている方法により曲げ耐力及び曲げ変形を求めて比較検討した。付図1(1)～1(14)は橋脚天端作用力と橋脚天端変位との関係を比較したものである。また、付図2および付図3は、それぞれ、曲げ耐力及び終局変位を比較したものである。これらの結果より、コンクリート橋編および耐震設計編に示されているコンクリートの応力-ひずみの関係の相違は、橋脚の曲げ耐力及び変形性能にほとんど影響を与えないとすることができる。



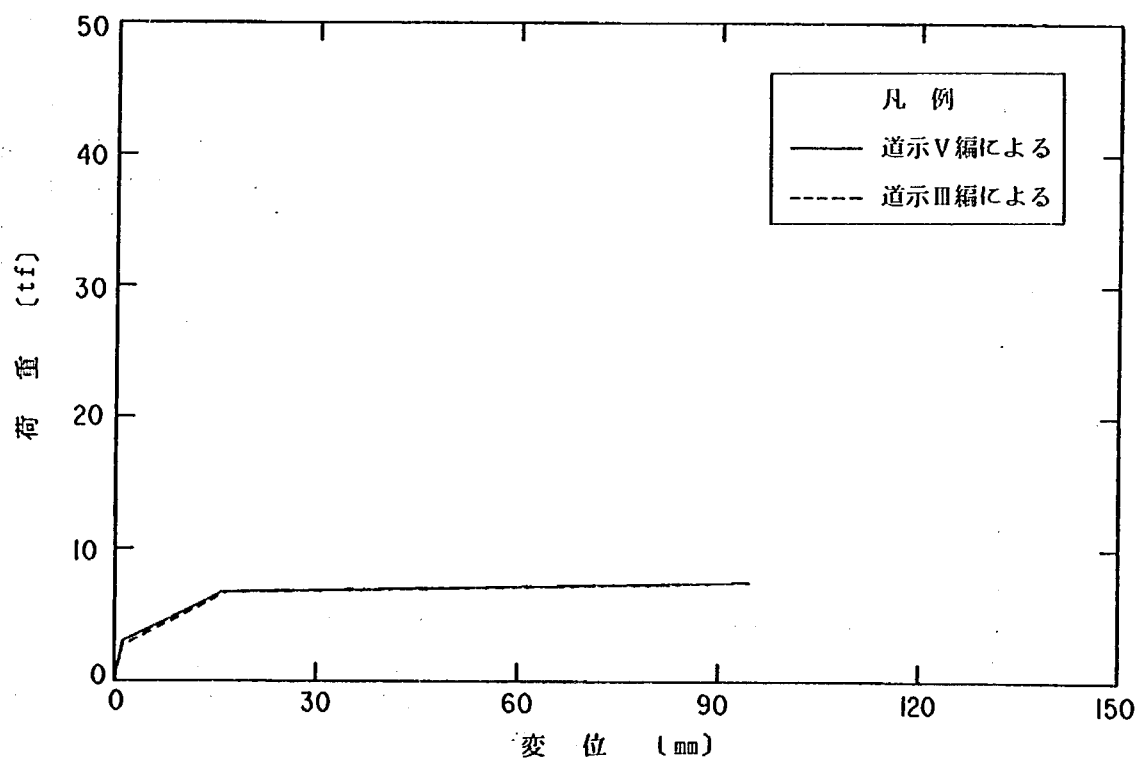
付図 1 (1) 供試体 4 の荷重～変位関係



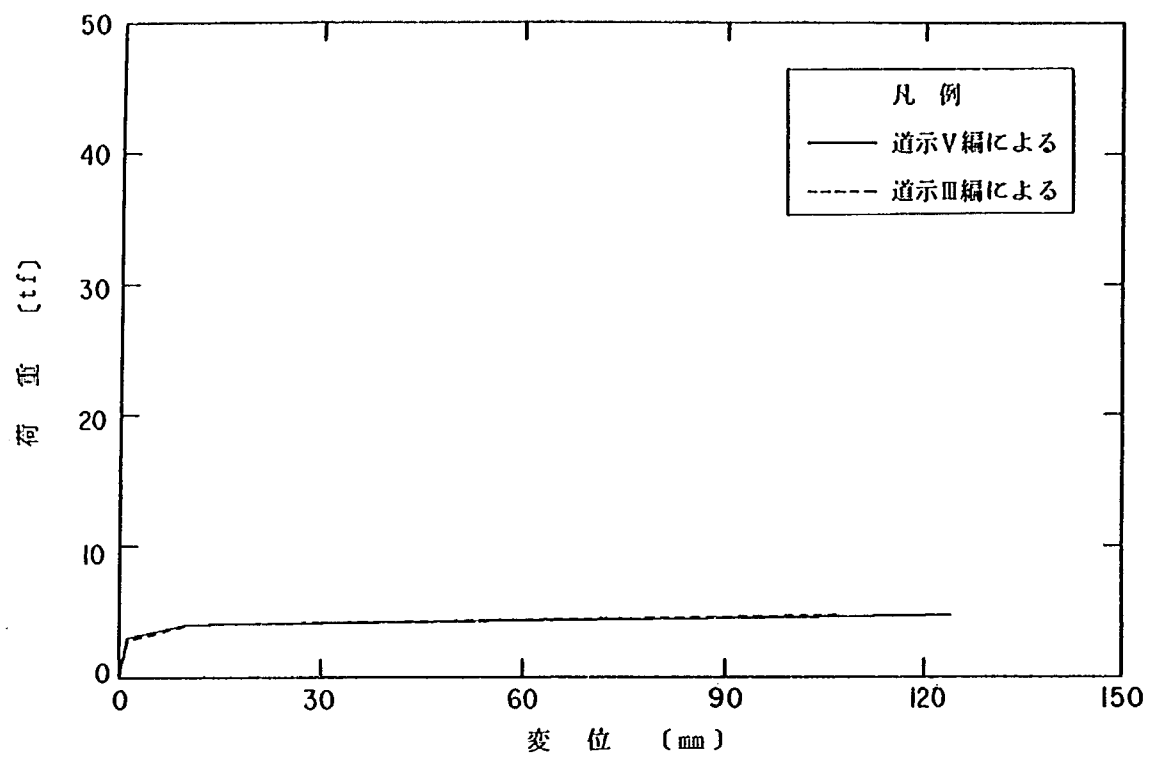
付図 1 (2) 供試体 5 の荷重～変位関係



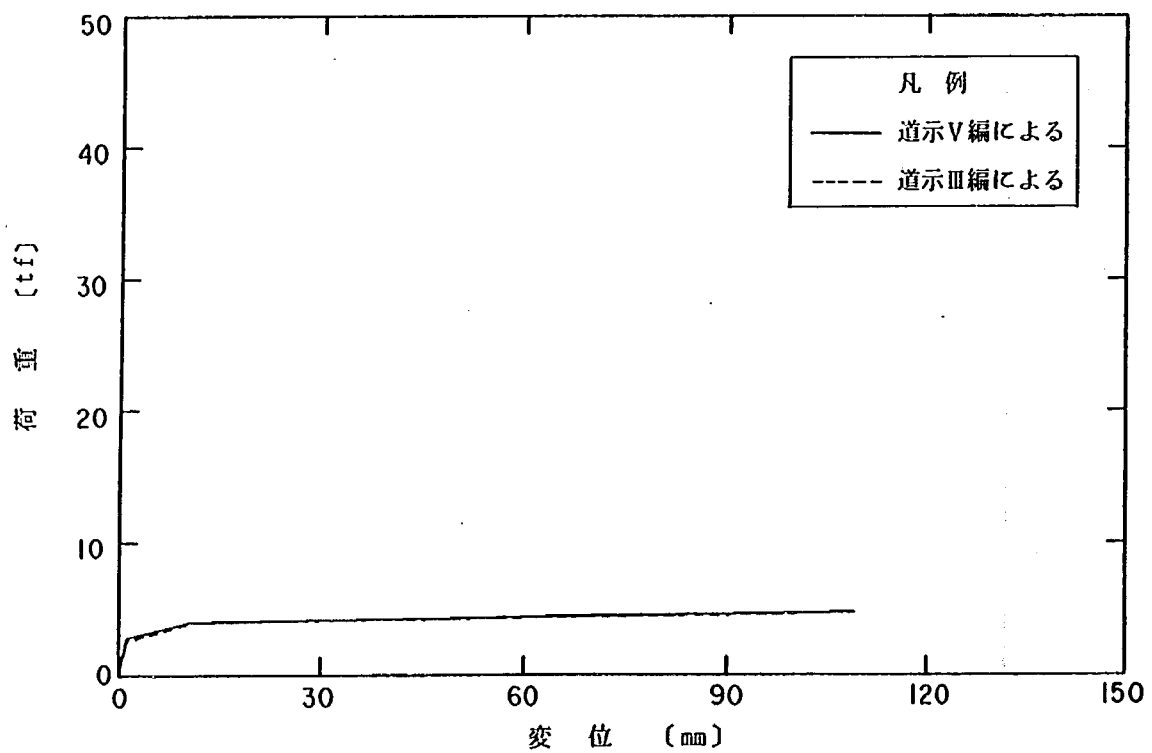
付図1 (3) 供試体6の荷重～変位関係



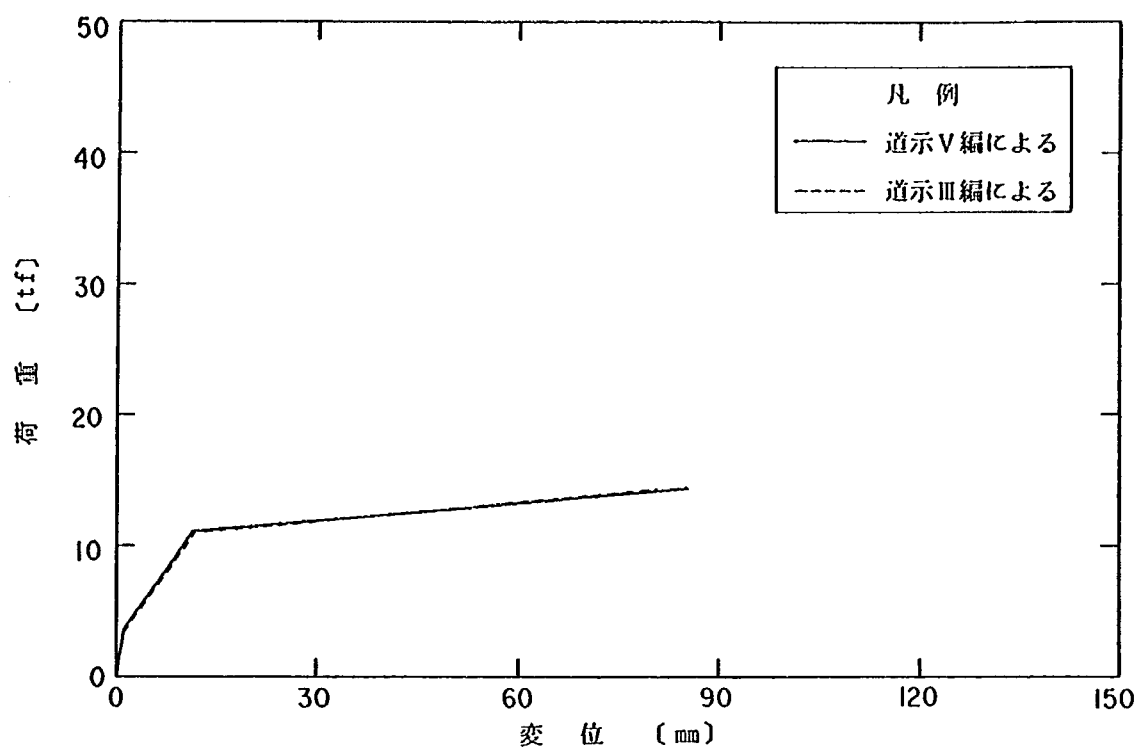
付図1 (4) 供試体7の荷重～変位関係



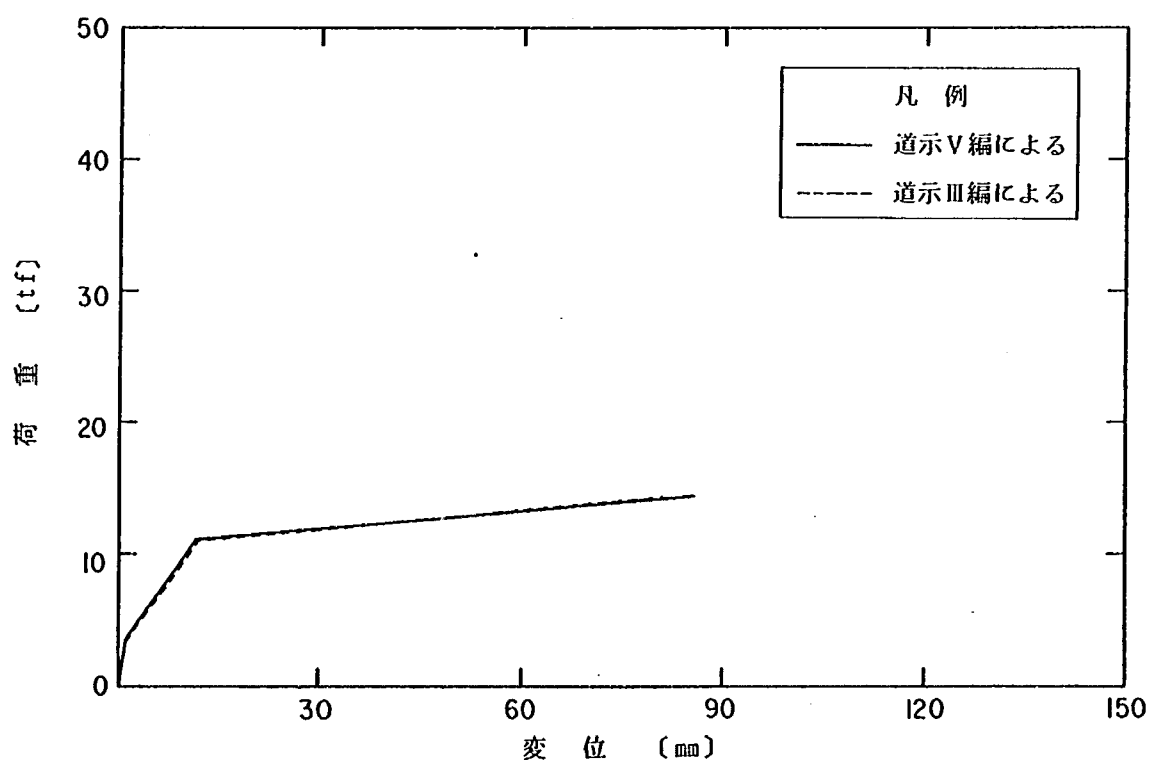
付図 1 (6) 供試体 8 の荷重～変位関係



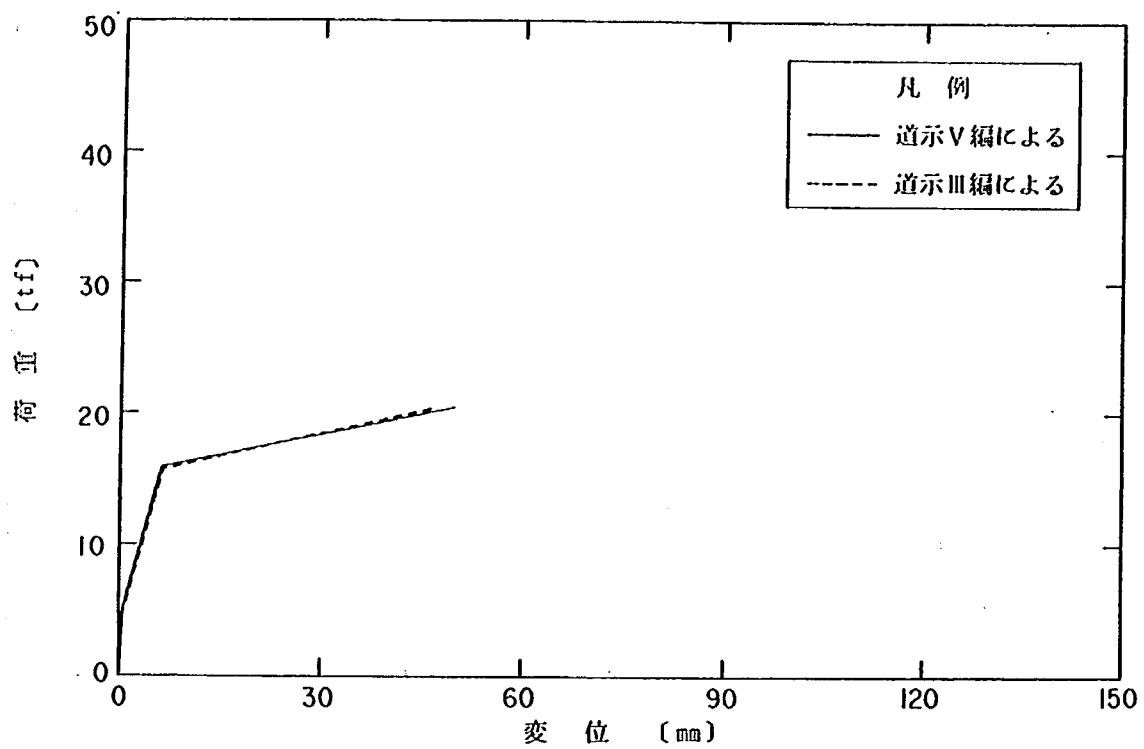
付図 1 (6) 供試体 9 の荷重～変位関係



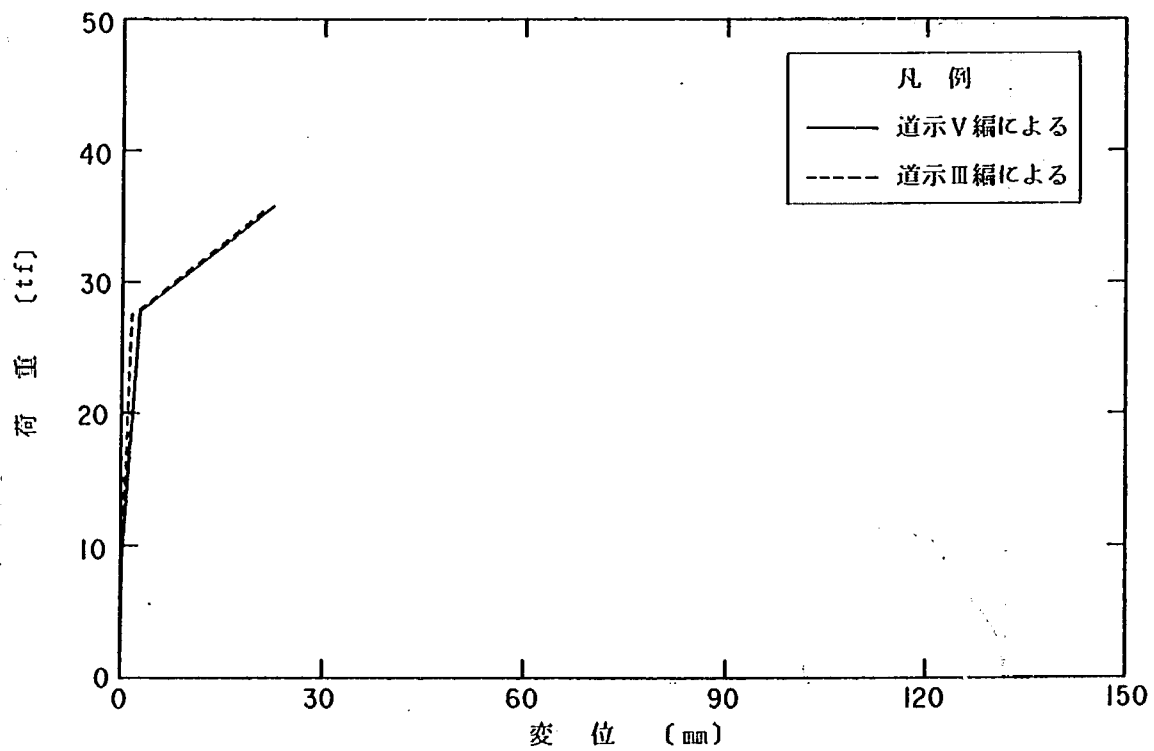
付図 1 (7) 供試体10～13, 19, 22の荷重～変位関係



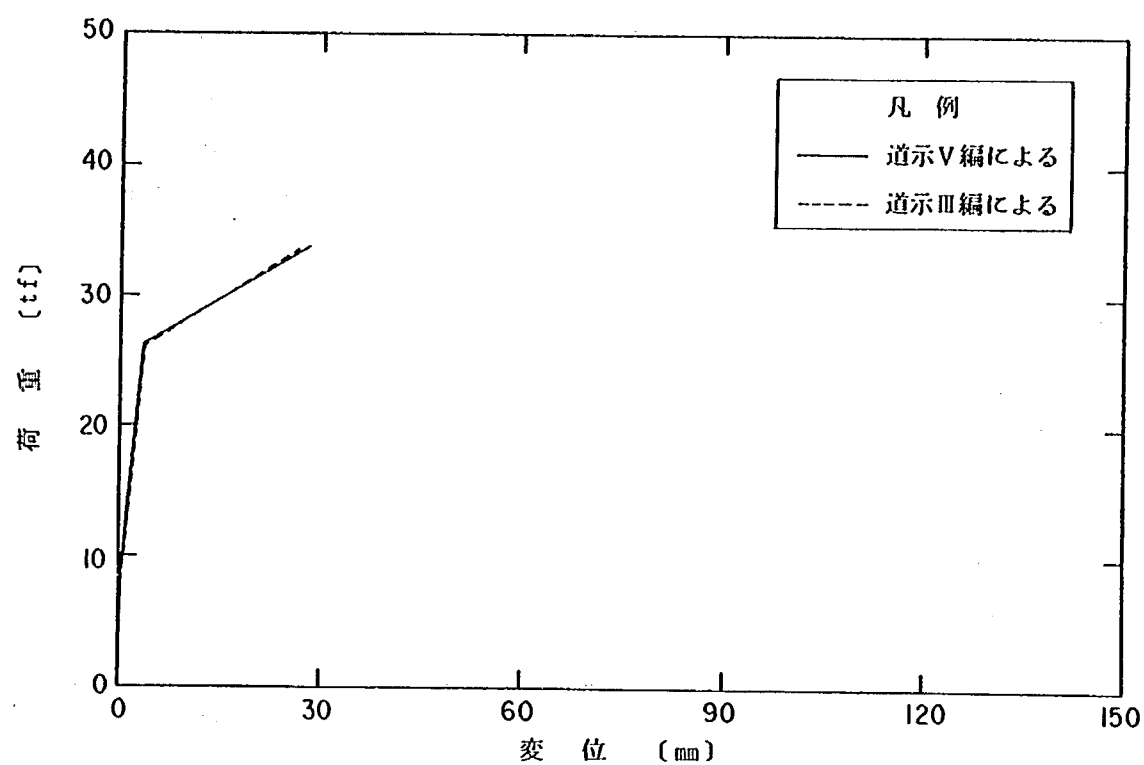
付図 1 (8) 供試体16の荷重～変位関係



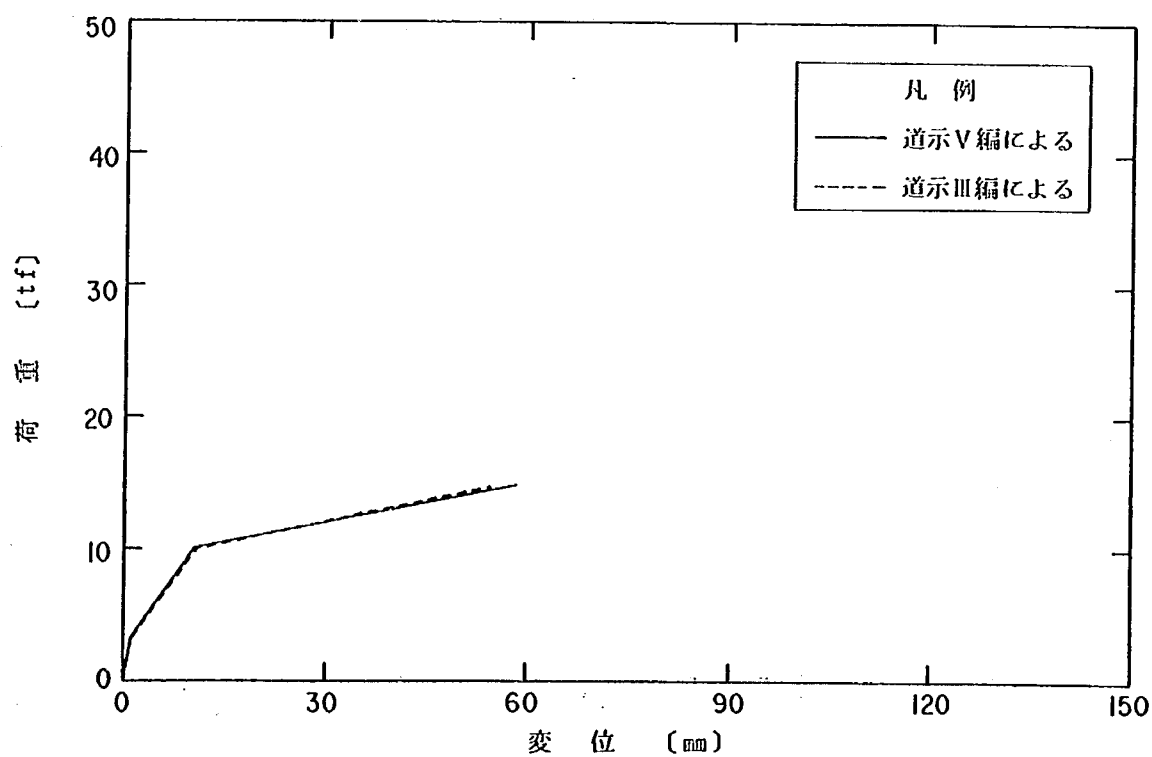
付図 1 (9) 供試体17, 20の荷重～変位関係



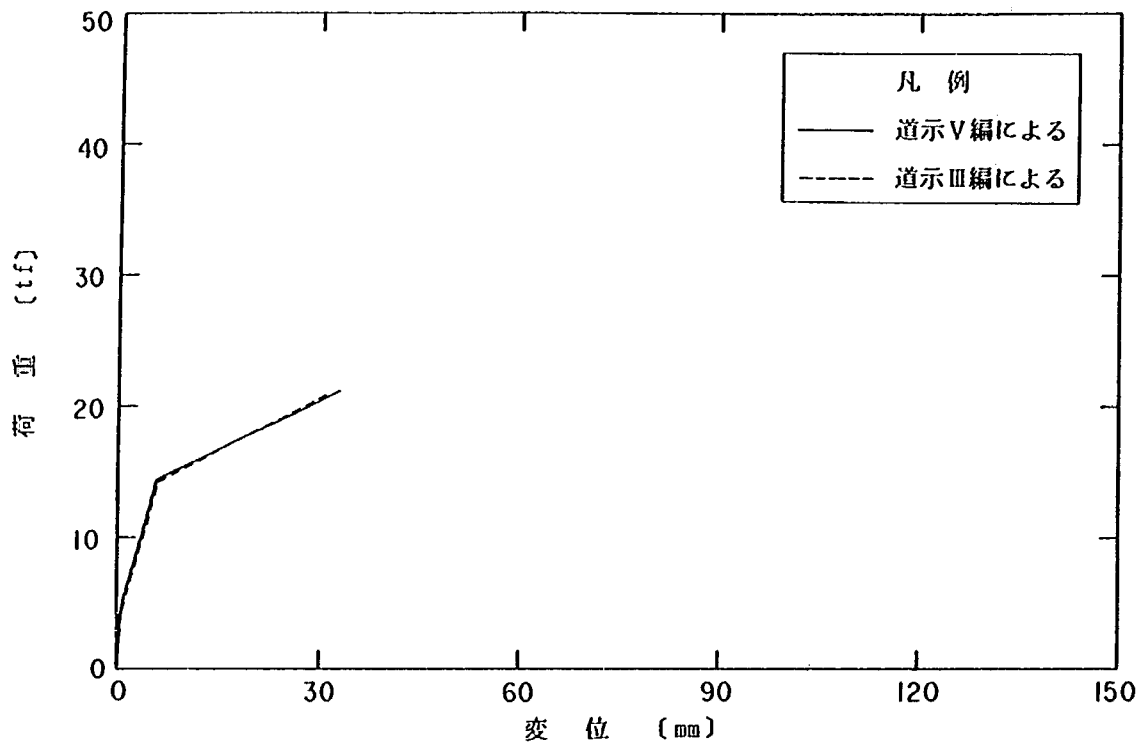
付図 1 (10) 供試体18, 21の荷重～変位関係



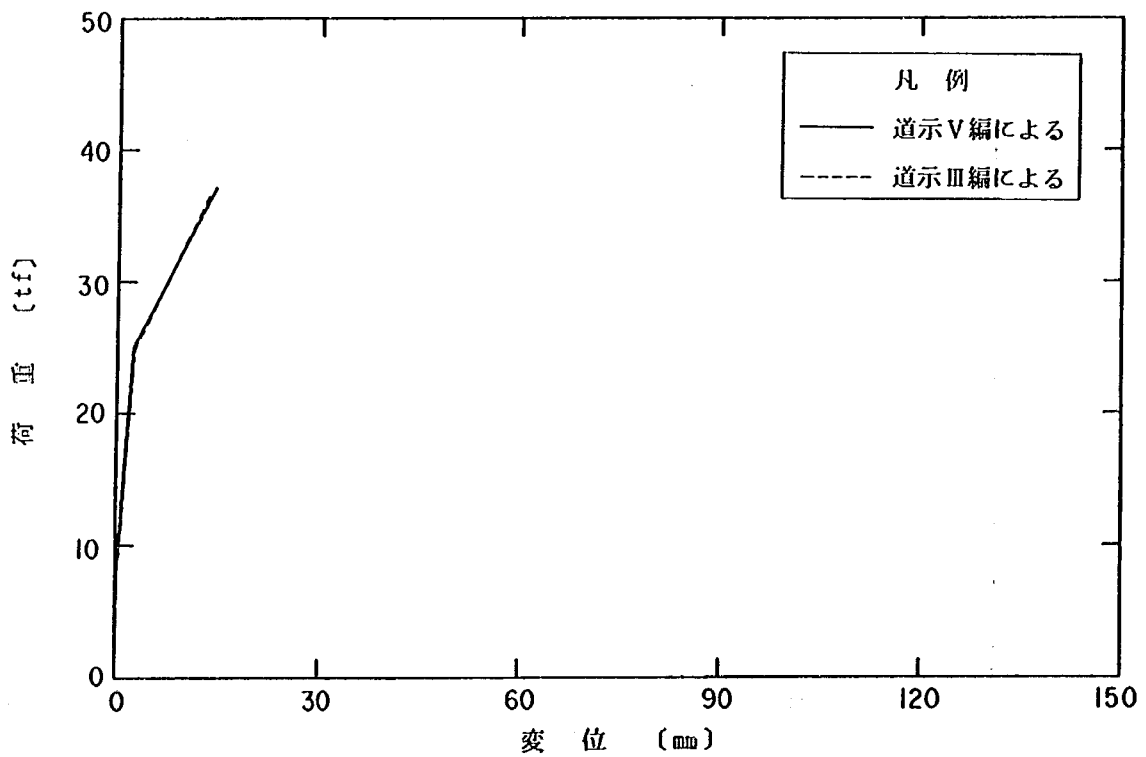
付図 1 (11) 供試体25~27の荷重～変位関係



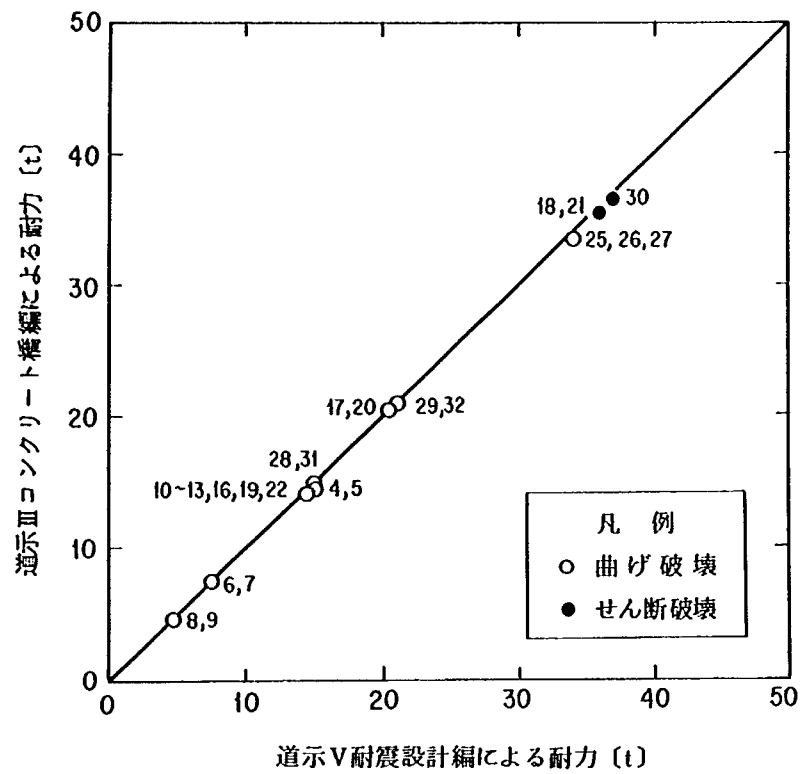
付図 1 (12) 供試体28, 31の荷重～変位関係



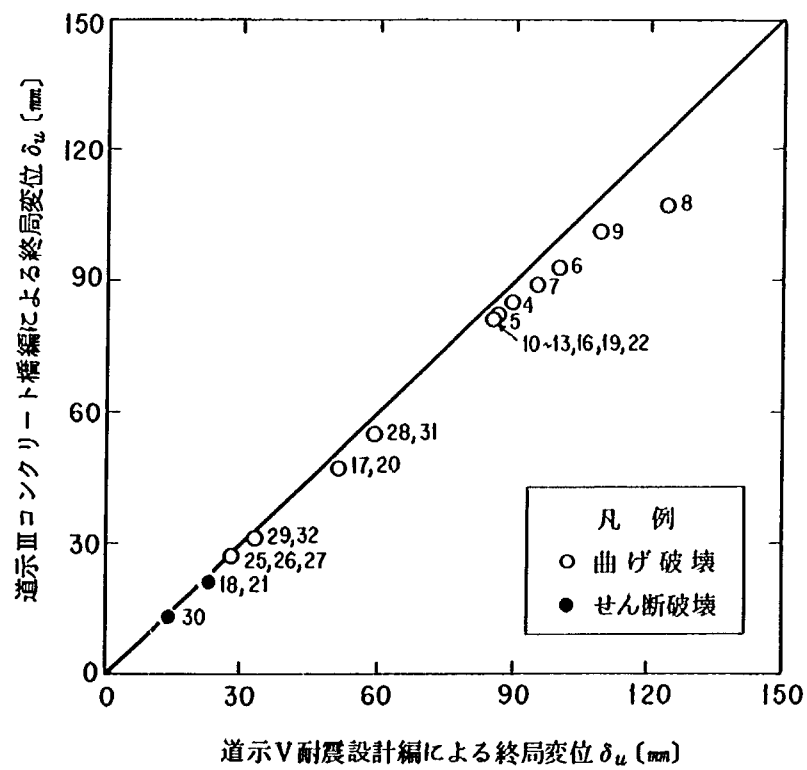
付図 1 (13) 供試体 29, 32 の荷重～変位関係



付図 1 (14) 供試体 30 の荷重～変位関係



付図2 曲げ耐力の比較



付図3 終局変位の比較

RC 橋脚の動的耐力及び 変形性能に関する研究

——(その1) 道路橋示方書に
よる推定方法の精度——

ISSN 0386-5878

土研資料第2408号

昭和61年7月(1986)

川 島 一 彦 長谷川 金 二
小 山 達 彦 吉 田 武 史

要 旨

鉄筋コンクリート橋脚については、その耐力及び変形性能を算出する方法が道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編、Ⅳ下部構造編及びⅤ耐震設計編に示されている。そこで本資料では、鉄筋コンクリート橋脚の耐震に関わる限界状態設計法を開発するための基礎資料を得るため、耐震研究室において昭和56年度から行ってきた鉄筋コンクリート橋脚の模型動的実験結果を用いて、現在の道路橋示方書による耐力及び変形性能の推定方法の精度を検討した。

キーワード：鉄筋コンクリート橋脚，動的耐力，変形性能，道路橋示方書



