マイクロフィルム用資料

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第3670号

土木研究所資料

鋼製橋脚の終局変位の解析方法に関する研究

平成12年1月

建設省土木研究所
耐震技術研究センター耐震研究室

Copyright © (2000) 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。

土木研究所資料
第3670号 2000年1月

鋼製橋脚の終局変位の解析方法に関する研究

耐震研究室　室　　長　運上　茂樹
前主任研究員　寺山　　徹*
研　究　員　林　　昌弘

要　旨

鋼製橋脚の非線形域の挙動を考慮して大地震に対する耐震設計を行う場合には、鋼製橋脚の非線形履歴特性とともに終局状態を適切に与えることが最も基本となる。鋼製橋脚の終局変位の算定法については、塑性率と鋼製橋脚のパラメータとの関係を求める方法、終局状態と応力やひずみとの関係を求める方法など、各種の方法が提案されつつあるが、鋼製部材で構成される全体構造系の非線形解析や動的解析に活用可能な履歴モデルとしては必ずしも確立されていない。

本研究では、鋼製部材で構成される全体構造系の非線形解析や動的解析への適用を考慮し、鋼製部材の曲げモーメント～曲率（M-φ）関係を基本とし、塑性ヒンジ領域と終局ひずみを仮定した矩形断面鋼製橋脚の終局変位の算定方法について検討した結果をまとめたものである。合計17体の鋼製橋脚模型の実験結果をもとに、鋼製橋脚の各種パラメータと終局ひずみとの関係を検討するとともに、実験から得られた終局変位と算定式から求めた終局変位を比較検討した。

キーワード：鋼製橋脚、耐震設計、履歴モデル、終局変位、終局ひずみ、M-φ関係

*：現首都高速道路公団神奈川建設局調査課

目　　次

1．まえがき ---------- 1

2．終局変位の解析方法 ---------- 2

3．解析対象とした鋼製橋脚 ---------- 5
　3．1　解析対象橋脚 ---------- 5
　3．2　実験データの補正 ---------- 6

4．各種断面パラメータと終局ひずみの関係 ---------- 13
　4．1　各種断面パラメータと終局ひずみの関係 ---------- 13
　4．2　終局ひずみの推定式 ---------- 19
　4．3　終局モーメントと断面パラメータの関係 ---------- 20

5．水平荷重－水平変位関係の推定値と実験値の比較 ---------- 21

6．塑性ヒンジ領域の影響 ---------- 32

7．まとめ ---------- 41

参考文献 ---------- 42

参考資料
　供試体データ一覧 ---------- 43

1．まえがき

平成７年１月兵庫県南部地震による鋼製橋脚の被害の経験をふまえ、鋼製橋脚の非線形域における動的耐力や変形性能について、各方面で模型供試体を使った正負交番載荷実験や解析的研究が行われ、研究成果が蓄積されつつある。鋼製橋脚の非線形域の挙動を考慮して大地震に対する耐震設計を行う場合には、鋼製橋脚の非線形履歴特性とともに終局状態を適切に与えることが最も基本となる。鋼製橋脚の終局変位の算定法については、塑性率と鋼製橋脚のパラメータとの関係を求める方法、終局状態と応力やひずみとの関係を求める方法など、各種の方法が提案されつつある[1]。しかしながら、鋼製部材で構成される全体構造系の非線形解析や動的解析に活用可能な履歴モデルとしては必ずしも確立されていないと考えられる。

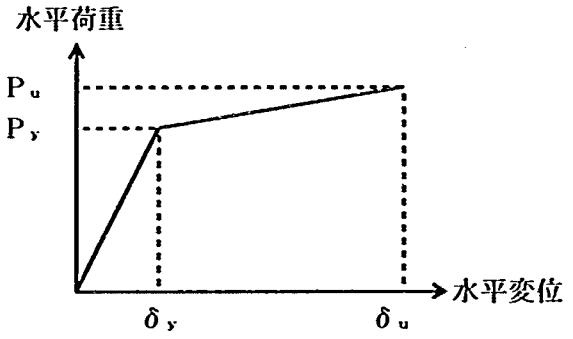
このため、本研究では構造全体系の非線形解析や動的解析を行う際に実務設計として使いやすい曲げモーメント－曲率（M－ϕ）関係あるいは曲げモーメント－回転角（M－θ）関係を基本とし、塑性ヒンジ部分のモデル化として、塑性ヒンジ領域と終局ひずみを用いた矩形断面鋼製橋脚の終局変位の算定方法について検討した。合計１７体の構成橋脚模型の実験結果をもとに、鋼製橋脚の各種パラメータと終局ひずみとの関係を検討するとともに、実験から得られた終局変位と算定式から求めた終局変位を比較検討した。

解析対象とした実験データとしては、土木研究所等で行われた矩形断面鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験[2]の中から、補強供試体などを除いて今回の解析目的に合致する供試体１７体を抽出し、実験で得られた水平荷重－水平変位関係から動的耐力および変形性能に影響を与えるパラメータを分析した。

変形性能の解析方法としては、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能の解析方法と同様に平面保持を仮定して断面のM－ϕ関係を算出し、さらに終局状態では橋脚基部のある領域で損傷が生じるという塑性ヒンジを設定する手法を用いた[3]。

2．終局変位の解析方法

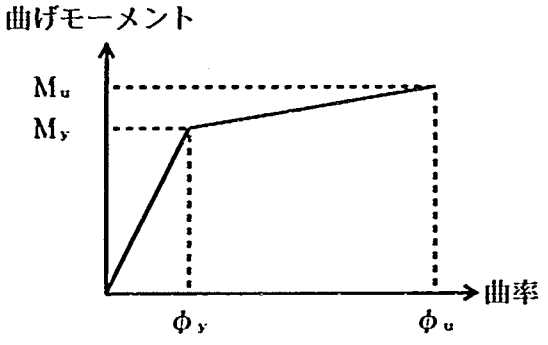
基部固定で上部構造重心位置で水平力の作用を受ける１本柱形式鋼製橋脚の水平荷重－水平変位の骨格曲線を、図－２．１に示すように原点、降伏状態、終局状態を結ぶバイリニア形にモデル化した。このため、モデルを構築するときに必要とされるパラメータは、降伏変位δ_y,降伏荷重P_y,終局変位δ_u,終局荷重P_uの４つとなる。



図－２．１　水平荷重－水平変位の骨格曲線のモデル化

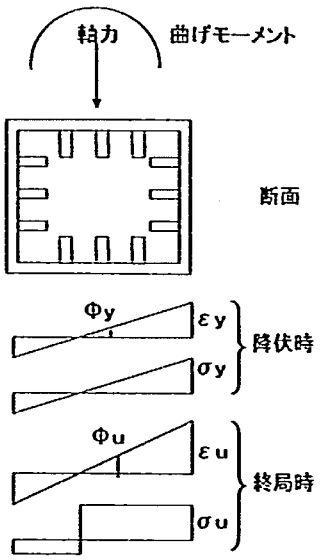
なお、この研究では、終局状態は繰返し載荷において水平荷重が最大に達したときと仮定した。終局点の定義方法には各種の考え方があり、変位の増加によって最大荷重に達し降伏荷重まで低下した時点、最大荷重の９５％まで低下した時点、最大荷重の９７％まで低下した時点など各種の考え方がある。ここでは、最大荷重を過ぎた時点で座屈等の変形が顕著に生じてくること、ひずみとして評価しているので平面保持の仮定が保たれている状態であること、終局点を理解しやすくすること等を考慮して、水平荷重が最大荷重に達した時を終局状態と設定して解析を行った。ただし、これはあくまで定義上の問題であるので、終局点を他の定義として同様に解析を行うことも可能である。

次に、解析に用いる材料非線形性については、降伏点以降を勾配０とする完全バイリニアと仮定した。ひずみ硬化の影響等も考慮するためにひずみ硬化モデルを用いることも可能であるが、ここでは簡単のために完全弾塑性形とした。各断面の曲げモーメント－曲率関係は、図－２．２に示すように、降伏と終局を有するバイリニア形でモデル化した。



図－２．２　曲げモーメント－曲率関係のモデル化

平面保持を仮定すると、降伏状態と終局状態の断面内のひずみ分布は、図－２．３に示すようになる。降伏時および終局時ともにひずみ分布は直線分布となり、応力度は降伏時には弾性係数に比例した直線分布、終局時にはひずみ量に応じた応力度分布になる。



図－２．３　断面のひずみ分布と応力度分布

このような前提条件のもとでは、降伏変位δ_yおよび降伏荷重P_yは、弾性計算により次式により算出することができる。

$$\delta_y = P_y \cdot h^3 / 3EI \qquad (2.1)$$

$$P_y = 2(\sigma_y - N/A) \cdot I / bh \qquad (2.2)$$

ここで、

h　：橋脚基部から水平荷重作用位置までの距離
EI：橋脚の曲げ剛性（I：断面二次モーメント）
σ_y　：降伏応力度
N　：軸力
A　：断面積
b　：断面幅

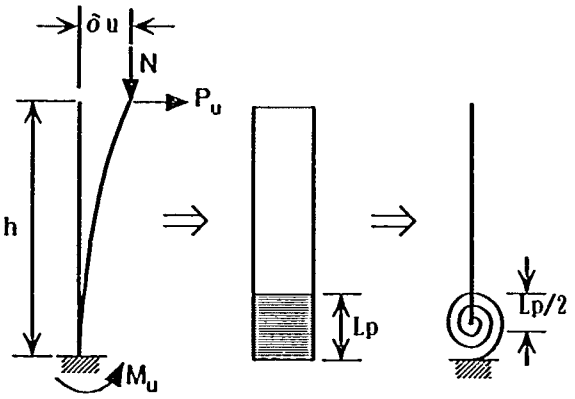
終局変位δ_uについては、図－２．４に示すように塑性ヒンジ領域を考慮して式（２．３）により、終局荷重P_uについては式（２．４）によりそれぞれ算出した。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi u - \phi_y) \cdot L_p \cdot (h - L_p/2) \qquad (2.3)$$

$$P_u = (M_u - N \cdot \delta_u) / h \qquad (2.4)$$

ここで、

ϕ_u：断面の終局曲率
ϕ_y：断面の降伏曲率
L_p：塑性ヒンジ長
M_u：断面の終局モーメント



図－２．４　塑性ヒンジ長を考慮した鋼製橋脚のモデル化

終局変位δ_uは、式（２．３）に示すように、塑性ヒンジ領域においてはある一定の終局曲率ϕ_uを有し、塑性ヒンジ領域の中心で回転性能を確保するという仮定から求めたものである。このため、終局変位を適切に求めるためには、終局曲率ϕ_uおよび塑性ヒンジ長L_pを正しく与える必要がある。本来ならば、鋼製橋脚の破壊モードなどから塑性ヒンジ領域の大きさとその中のひずみ分布、終局曲率を独立に定める必要があるが、両者を独立に与える方法については必ずしも十分に明らかになっていない。両者は相互に関係する量であるので、一方を決めるともう一方がその影響を受けることになる。このため鋼製橋脚に適用するＬｐとして必ずしも明確な根拠があるわけではないが、終局状態においては基部周辺で損傷が生じ、この範囲はダイヤフラム間隔が影響するものと考え、ここでは、（１）ダイヤフラム間隔ａの１／２、（２）ダイヤフラム間隔ａとパネルのアスペクト比（ａ／ｂ）の関数、（３）道路橋示方書に規定される鉄筋コンクリート橋脚と同様の計算、の３種類を設定した。なお、実際の損傷領域は、補剛材の剛度や細長比、降伏の発生領域など他の条件によっても大きく影響を受けるので、これについてはさらに検討する必要があると考えられる。

終局曲率については、ここでは断面の最外縁の圧縮フランジ位置における圧縮ひずみを終局ひずみとし、このときの曲率を終局曲率とした。前述のように、塑性ヒンジ領域では同一の曲率を有すると仮定しているので、終局ひずみについても同様に塑性ヒンジ領域では一定となる。

3．解析対象とした鋼製橋脚

3．1　解析対象橋脚

この研究で対象とした鋼製橋脚は、「道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究」[2]において平成７年度および平成８年度に実施した５４種類の鋼製橋脚供試体の中から選定した、コンクリートを充填していない矩形断面を有する１７体の模型供試体である。表－３．１に、解析に用いた模型供試体の諸条件を示す。模型供試体の寸法条件としては、断面幅が５０～９０ｃｍ、載荷高さが３．３～６．０ｍであり、いずれもフランジと縦リブ、ダイヤフラムで構成される矩形断面鋼製橋脚であり、角補強などの補強構造等を付加した構造については解析には含めていない。実験時の作用軸力としては、断面の降伏耐力の約１０％程度を作用させている。載荷実験では、降伏変位を基準変位として、載荷変位をこれの整数倍で増加させながら正負交番で載荷している。

表－３．１　解析に用いた鋼製橋脚模型供試体

供試体番号	種類	断面積 A(cm2)	載荷点高さ h(cm)	断面幅 b(cm)	横リブ間隔a(cm)	細長比 λ	軸力 (kN)	軸力比 (N/Ny)	幅厚比 RR	幅厚比 RF	降伏応力 σy(N/mm2)
No.2	基本	378.4	340.3	90.0	90.0	0.26	1785	12.50%	0.56	0.59	379
No.3	縦リブ増設	455.2	340.3	90.0	90.0	0.26	1785	10.70%	0.28	0.45	368
No.18	基本、軸力増	378.4	342.3	90.0	90.0	0.26	2854	19.70%	0.57	0.59	382
No.20	基本	378.4	342.3	90.0	90.0	0.27	1922	12.50%	0.59	0.61	408
T1	基本	378.4	500.0	90.0	84.0	0.39	1785	12.10%	0.50	0.56	390
M8	基本	378.2	358.3	90.0	90.0	0.26	1823	13.40%	0.65	0.85	352
M18	横リブ増設	378.4	358.3	90.0	25.0	0.26	1783	13.30%	0.44	0.22	354
KD-1	基本	378.4	330.3	90.0	50.0	0.25	1785	12.70%	0.45	0.45	372
KD-2	パラメータ制限	436.0	330.3	90.0	50.0	0.26	1785	10.90%	0.45	0.26	377
KD-3	コンパクト断面	419.0	330.3	75.0	50.0	0.30	1785	11.80%	0.46	0.27	360
KD-5	軸力増	419.0	330.3	75.0	50.0	0.30	2432	16.60%	0.45	0.27	350
KD-6	細長比up	282.7	330.3	60.0	40.0	0.39	1206	10.90%	0.46	0.27	391
KD-7　1		256.4	330.3	54.6	36.4	0.42	902	9.40%	0.41	0.24	375
KD-10	補剛材λ制限	467.4	330.3	72.0	36.0	0.30	2197	14.80%	0.36	0.19	319
B1	基本	412.7	342.3	90.0	90.0	0.28	1943	11.30%	0.59	0.49	415
H6	基本(横リブ増設)	386.0	600.0	81.8	37.0	0.55	1285	7.90%	0.42	0.25	421
H8	剛比最適値の検討	386.0	600.0	81.8	64.0	0.55	1285	7.90%	0.42	0.42	421

3．2　実験データの補正

鋼製橋脚の実験より求められた荷重－変位曲線には、せん断変形とせん断遅れの影響および実験装置や治具自体の変形による誤差が含まれている。一方、耐震解析では、全断面有効とし、せん断変形の影響を無視した梁理論が一般に用いられる。その結果、両者の間で、初期剛性が異なることとなる。そこで、梁理論の初期剛性と一致するように、実験による荷重－変位曲線を補正した。図－3．1に示すように、供試体材料の降伏点より求めた降伏水平荷重P_yに対する降伏水平変位の実験値δ_{yEM}と梁理論で求められたδ_{yTM}をもとに、実験より得られた終局変位δ_{uM}を補正した。

$$\delta_u^* = \delta_{uM} - \frac{P_u}{P_y}(\delta_{yEM} - \delta_{yTM}) \qquad (3.1)$$

ここで、

δ_u^*：補正した終局水平変位

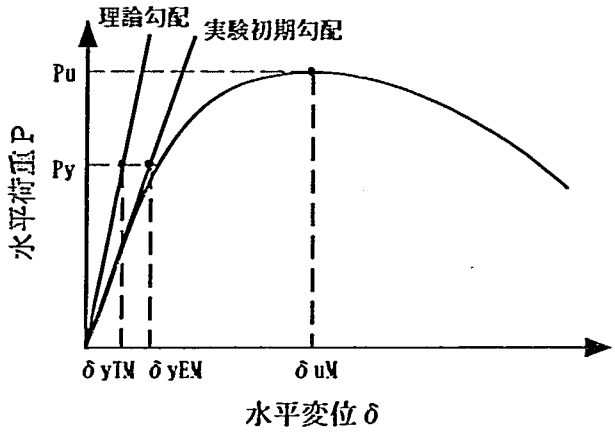
δ_{uM}：実験より求めた終局水平変位

P_u　：終局水平荷重

P_y　：柱基部の縁端が供試体の材料試験による降伏点に達する降伏水平荷重

δ_{yEM}：荷重－変位曲線から測った降伏水平変位

δ_{yTM}：梁理論で計算した降伏変位（$= P_y \cdot h^3 / (3\,EI)$）　　（3．2）



図－3．1　鋼製橋脚実験の包絡線

供試体の実験データの補正結果を表－3．2に示す。

表－３．２　鋼製橋脚供試体の補正した終局水平変位

供試体番号	種類	Py (kN)	δy_{EM} (mm)	Pu (kN)	δu_M (mm)	δy_{TM} (mm)	δu^* (mm)	Pu/Py	$\delta u^*/\delta y_{TM}$	Mu (kNm)
No.2	基本	1039.5	19.9	1529.8	38.0	13.8	29.02	1.47	2.10	5258.3
No.3	縦リブ増設	1216.0	20.6	1931.9	54.0	13.7	43.04	1.59	3.14	6650.9
No.18	基本、軸力増	960.1	16.2	1274.9	28.0	12.9	23.61	1.33	1.83	4431.6
No.20	基本	1118.0	19.2	1372.9	37.0	15.1	32.21	1.23	2.13	4761.1
T1	基本	732.6	39.7	966.9	68.0	30.8	56.25	1.32	1.83	4934.7
M8	基本	987.5	19.8	1088.5	33.0	12.8	25.28	1.10	1.98	3946.2
M18	横リブ増設	966.9	17.8	1287.6	57.0	12.9	50.47	1.33	3.91	4703.3
KD-1	基本	1059.1	15.9	1490.6	40.7	12.7	36.25	1.41	2.85	4988.6
KD-2	パラメータ制限	1225.8	19.4	1794.6	55.7	13.2	46.66	1.46	3.53	6010.5
KD-3	コンパクト断面	922.8	22.0	1343.5	58.4	15.0	48.16	1.46	3.21	4523.8
KD-5	軸力増	848.3	18.1	1245.4	64.3	13.8	57.92	1.47	4.20	4254.1
KD-6	細長比up	544.3	28.4	778.6	84.9	20.6	73.68	1.43	3.58	2660.5
KD-7_1		433.5	25.7	680.6	113.0	21.9	107.10	1.57	4.89	2344.8
KD-10	補剛材λ制限	837.5	18.9	1402.4	83.9	13.3	74.56	1.67	5.61	4795.5
B1	基本	1224.9	20.2	1539.6	45.0	15.5	39.09	1.26	2.52	5346.6
H6	基本(横リブ増設)	614.9	56.5	862.0	185.8	56.5	171.92	1.40	3.04	5392.7
H8	剛比最適値の検討	614.9	56.5	756.1	127.0	56.5	114.83	1.23	2.03	4683.7

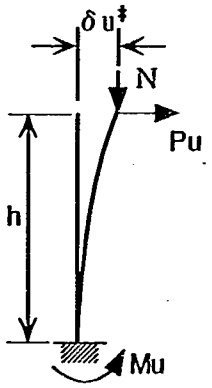
３．２．１　終局曲げモーメントの解析

供試体基部の終局曲げモーメントは、供試体頂部に作用する水平荷重が最大となる時の曲げモーメントとする。鋼製橋脚では、幾何学的非線形の影響を無視できないため、終局曲げモーメントの計算時には、図－３．２に示すような軸力による付加曲げモーメント$N \cdot \delta_u^*$を考慮する必要がある。

式（３．３）に終局曲げモーメントM_uの計算式を示す。

$$M_u = P_u \cdot h + N \cdot \delta_u^* \qquad (3.3)$$

算出した終局曲げモーメントM_uを表－３．２中に示している。



図－３．２　終局曲げモーメント

3．2．2　終局ひずみの解析

鋼製橋脚模型供試体の終局ひずみの算出に先立ち、塑性ヒンジ長L_pを用いて、橋脚基部断面における終局曲率ϕ_uを次式で計算した。

$$\phi_u = \phi_y + (\delta_u - \delta_y) / \{L_p \cdot (h - L_p/2)\} \qquad (3.4)$$

ここに、

h　：橋脚の高さ（柱基部から水平荷重の作用位置までの高さ）

δ_y：降伏水平変位

δ_u：終局水平変位

ϕ_y：橋脚基部断面における降伏曲率

$\phi_y = M_y / EI = 3\delta_y / h^2$

次に、平面保持の法則に基づき、断面の終局ひずみε_uを次式より求めた。

$$\varepsilon_u = \phi_u \cdot y_{cu} \qquad (3.5)$$

ここに、

y_{cu}：基部断面の終局状態における中立軸から圧縮縁までの距離

また降伏ひずみは、模型供試体の材料試験結果をもとに、式（3．6）により算出した。

$$\varepsilon_y = \sigma_y / E \qquad (3.6)$$

ここに、

σ_y：降伏応力度

E　：弾性係数

3．2．3　全塑性曲げモーメントM_pと縁端距離y_{cu}の解析

式（3．5）に示すように、供試体の終局ひずみの計算には、終局状態となる時の中立軸から圧縮縁までの距離y_{cu}が必要である。

この縁端距離y_{cu}の値は実験データから直接求めることは困難である。そのため、平面保持を仮定した解析的な方法で求めることとした。さらに、実験供試体には、補剛板の初期たわみ、溶接残留応力度などの影響が含まれているが、平面保持を仮定した解析的な方法では、初期不正を無視するとともに、計算が簡単になるよう、応力－ひずみ関係を完全弾塑性と仮定した理想的な梁を対象とした。また、終局状態の縁端距離は、全塑性モーメント状態における縁端距離y_{cp}で近似することとした。

そこで、基部の終局曲げモーメントM_uは全塑性曲げモーメントM_pで近似できることが知られているので、両者の関係を調べた。さらに、基部の全塑性曲げモーメントM_pと中立軸から圧縮縁までの距離y_{cp}を、実断面および等価断面から計算した。

なお、等価断面の形状は、断面の寸法及び板厚を実断面に対して、次の等価条件を満足するように定めた。ここで、鋼材の応力－ひずみ関係は完全弾塑性型とした。

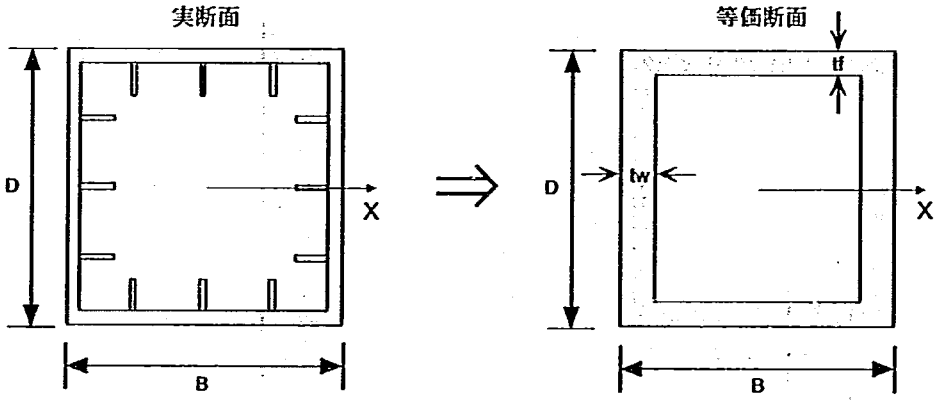
（1）　面積Aが等しい

（2）　X軸回り断面二次モーメントＩが等しい

（3）　寸法ＢとＤが等しい

（4）　X軸回り初期降伏曲げモーメントM_yが等しい

（4）の条件は、（2）と（3）の条件から自動的に成立する。したがって、等価断面のフランジとウェブの板厚ｔｆとｔwの未知数は、条件（1）と条件（2）から求められる。



図－3．3　実断面から等断面への変換

表－3．3に実断面と等価断面の全塑性曲げモーメントの計算結果を示す。供試体の断面諸元は補強材を含め、全断面有効として算定したものである。

表－3・3 鋼製橋脚供試体の等価断面および全塑性モーメント

供試体番号	種類	断面積 A(cm²)	断面２次モーメントI(cm⁴)	等断面 tf(cm)	等断面 tw(cm)	My (kNm)	等断面 M_p(kNm)	等断面 y_{cp}(cm)	実断面 M_p(kNm)	実断面 y_{cp}(cm)	$M_{p強}/M_{p弱}$	$Yc_{強}/Yc_{弱}$	M_u/M_p	P_u/P_y	M_u/M_y
No.2	基本	378.4	480,500	0.98	1.14	3536.7	4566.7	55.30	4583.6	55.43	0.996	0.998	1.15	1.47	1.49
No.3	縦リブ増設	455.2	566,500	1.14	1.42	4134.2	5299.6	53.54	5151.0	56.21	1.029	0.953	1.26	1.59	1.61
No.18	基本、軸力増	378.4	480,500	0.98	1.14	3279.3	4474.8	61.28	4481.5	63.06	0.999	0.972	0.99	1.33	1.35
No.20	基本	378.4	480,500	0.98	1.14	3811.6	4921.0	55.33	4940.0	55.42	0.996	0.998	0.97	1.23	1.25
T1	基本	378.4	480,600	0.98	1.14	3543.2	4714.9	54.99	4731.8	55.04	0.996	0.999	1.05	1.36	1.39
M8	基本	387.2	499,509	1.04	1.14	3380.5	4371.7	56.42	4366.2	57.96	1.001	0.973	0.90	1.15	1.17
M18	横リブ増設	378.4	484,853	1.00	1.13	3309.8	4287.1	56.18	4316.8	54.96	0.993	1.022	1.10	1.39	1.42
KD-1	基本	378.4	484,853	1.00	1.13	3496.0	4506.3	55.67	4509.6	54.34	0.999	1.025	1.11	1.41	1.43
KD-2	パラメータ制限	436.0	540,713	1.08	1.37	4035.9	5187.4	53.67	5197.3	54.02	0.998	0.994	1.16	1.47	1.49
KD-3	コンパクト断面	419.0	359,690	1.28	1.57	3048.1	3957.5	45.37	3957.6	47.82	1.000	0.949	1.14	1.46	1.48
KD-5	軸力増	419.0	359,690	1.28	1.57	2800.6	3778.7	48.57	3763.4	49.84	1.004	0.975	1.13	1.47	1.52
KD-6	細長比up	282.7	154,411	1.07	1.34	1791.7	2314.2	35.77	2316.3	37.72	0.999	0.948	1.15	1.44	1.49
KD-7_1		256.4	115,213	1.06	1.34	1432.4	1831.5	31.79	1836.4	33.32	0.997	0.954	1.28	1.57	1.64
KD-10	補剛材入制限	467.4	366,612	1.49	1.84	2764.5	3693.1	45.42	3683.7	47.61	1.003	0.954	1.30	1.68	1.73
B1	基本	412.7	513,113	1.03	1.29	4195.5	5405.0	54.01					0.99	1.26	1.27
H6	基本(横リブ増設	386.0	380,313	0.97	1.42	3608.9	4582.8	46.26					1.18	1.43	1.49
H8	剛比最適値検討	386.0	380,313	0.97	1.42	3608.9	4582.8	46.26					1.02	1.26	1.30

3．2．4　塑性ヒンジ長の設定と終局ひずみの解析

前述したように、終局変位δ_uは、塑性ヒンジ領域においてはある一定の終局曲率ϕ_uを有し、塑性ヒンジ領域の中心で回転性能を確保するという仮定から求められるものである。このため、終局変位を適切に求めるためには、終局曲率ϕ_uおよび塑性ヒンジ長L_pを正しく与える必要がある。このため鋼製橋脚に適用するL_pとして必ずしも明確な根拠があるわけではないが、終局状態においては基部周辺で損傷が生じ、この範囲はダイヤフラム間隔が影響するものと考え、（1）ダイヤフラム間隔aの1／2、（2）ダイヤフラム間隔aとパネルのアスペクト比（a／b）の関数、（3）道路橋示方書に規定される鉄筋コンクリート橋脚と同様の計算、の3種類を設定した。

（1）ダイヤフラム間隔aの1／2とした場合

供試体の基部パネルの下側半分に顕著な座屈変形が多く見られたので、塑性ヒンジ長を基部パネルダイヤフラム間隔aの半分としたものである。

$$L_p = a/2 \qquad (3.6)$$

（2）塑性ヒンジ長をダイヤフラム間隔aと幅厚比a／bの関数とした場合

ダイヤフラム間隔は橋脚高にあまり関係なく1.5mから2mであるため、$L_p = a/2$では橋脚高の影響が反映されない。そこで、橋脚高の影響は橋脚幅bにある程度反映されることを考え、橋脚高が高くなると塑性ヒンジ長が長くなるように、ダイヤフラム間隔a以外に、橋脚幅bで塑性ヒンジ長を設定する。

そこで、補剛板のアスペクト比a／bとダイヤフラム間隔aの関数で、塑性ヒンジ長を次式で仮定した。

$$L_p = 0.4a/\sqrt{(a/b)} = 0.4\sqrt{(ab)} \qquad (3.7)$$

ここに、aはダイヤフラムの間隔、bは断面幅である。

なお、係数を0.4としたが、これは、a／bが1のとき、供試体の損傷範囲がダイヤフラム間隔の半分よりやや小さいことを考慮して仮定した。

（3）道路橋示方書のRC橋脚の塑性ヒンジ長を採用する場合

道路橋示方書では、RC橋脚に対する塑性ヒンジ長を次のように規定している。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \qquad 0.1D \leqq L_p \leqq 0.5D \qquad (3.8a)$$

$$L_p = 0.5D \ \text{or} \ L_p = 0.1D \quad \textit{その他} \qquad (3.8b)$$

ここに、hは橋脚の高さであり、Dは荷重作用方向の断面寸法である。

以上の塑性ヒンジ長を式（3．4）と式（3．5）に代入して供試体の終局ひずみを計算した。
算出した終局ひずみの結果を表－3．4に示す。

表－3・4 鋼製橋脚供試体の塑性ヒンジ長と終局ひずみ

供試体番号	Lp(cm) a/2	φy (1/m)	φu (1/m)	εu	εu/εy	Lp(cm) $0.4\sqrt{ab}$	φu (1/m)	εu (1/m)	εu/εy	Lp(cm) RC式	φu (1/m)	εu (1/m)	εu/εy
No.2	45.0	3.575E-03	0.0142	0.0079	4.29	36.0	0.0167	0.0093	5.03	45.0	0.0142	0.0079	4.29
No.3	45.0	3.549E-03	0.0241	0.0135	7.57	36.0	0.0288	0.0162	9.08	45.0	0.0241	0.0135	7.57
No.18	45.0	3.303E-03	0.0107	0.0068	3.65	36.0	0.0125	0.0079	4.24	45.0	0.0107	0.0068	3.65
No.20	45.0	3.866E-03	0.0158	0.0087	4.41	36.0	0.0185	0.0103	5.18	45.0	0.0158	0.0087	4.41
T1	42.0	3.696E-03	0.0163	0.0090	4.75	34.8	0.0189	0.0104	5.48	45.0	0.0155	0.0086	4.51
M8	45.0	2.991E-03	0.0113	0.0065	3.82	36.0	0.0132	0.0076	4.47	45.0	0.0113	0.0065	3.82
M18	12.5	3.015E-03	0.0884	0.0486	28.24	19.0	0.0598	0.0329	19.10	45.0	0.0279	0.0153	8.91
KD-1	25.0	3.504E-03	0.0331	0.0180	9.97	26.8	0.0312	0.0169	9.38	45.0	0.0205	0.0111	6.17
KD-2	25.0	3.636E-03	0.0457	0.0247	13.49	26.8	0.0430	0.0232	12.68	45.0	0.0278	0.0150	8.20
KD-3	25.0	4.115E-03	0.0459	0.0219	12.54	24.5	0.0467	0.0223	12.77	37.5	0.0325	0.0156	8.89
KD-5	25.0	3.782E-03	0.0594	0.0296	17.40	24.5	0.0605	0.0301	17.73	37.5	0.0416	0.0207	12.19
KD-6	20.0	5.653E-03	0.0886	0.0334	17.61	19.6	0.0902	0.0340	17.94	30.0	0.0618	0.0233	12.29
KD-7_1	18.2	6.034E-03	0.1517	0.0506	27.79	17.8	0.1546	0.0515	28.32	27.3	0.1045	0.0348	19.15
KD-10	18.0	3.664E-03	0.1096	0.0522	33.71	20.4	0.0976	0.0465	30.03	36.0	0.0581	0.0277	17.89
B1	45.0	3.969E-03	0.0204	0.0110	5.46	36.0	0.0242	0.0131	6.48	45.0	0.0204	0.0110	5.46
H6	18.5	4.708E-03	0.1210	0.0560	27.35	22.0	0.1027	0.0475	23.23	40.9	0.0583	0.0270	13.18
H8	32.0	4.708E-03	0.0416	0.0192	9.40	28.9	0.0454	0.0210	10.26	40.9	0.0338	0.0156	7.64

4．各種断面パラメータと終局ひずみの関係

4．1　各種断面パラメータと終局ひずみの関係

実験結果から求められた終局変位δ_uをもとに模型供試体の終局ひずみε_uと降伏ひずみε_yの比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$（以下、終局ひずみ比と呼ぶ）を算出し、これと模型供試体の各種パラメータとの関係について検討した。なおここでは塑性ヒンジ長をa／2とした場合についての終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$と各パラメータの関係を調べ、回帰曲線および相関係数を算定した。

また、以下では、補剛材全体の幅厚比パラメータR_F、補剛材間の幅厚比パラメータR_R、補剛材の限界剛比γ_1/γ_1^*、補剛材の必要剛比$\gamma_1/\gamma_{1,req}$、軸力比、細長比λなどの記号を用いているが、これらの定義はいずれも道路橋示方書Ⅱ鋼橋編[4]に定義されているパラメータを用いている。

表－4．1に、供試体の各種パラメータと算出した終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$の値を示す。また、図－4．1～図－4．6に供試体の各種パラメータと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$の関係を図化して示す。

表－4．1　鋼製橋脚供試体の各種パラメータと終局ひずみの関係

供試体番号	種類	幅厚比 R_F	幅厚比 R_R	剛比 γ_1/γ_1^*	剛比 γ_1/γ_{1req}	軸力比 (N/Ny)	細長比 λ	Lp (cm)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)	ε_u	$\varepsilon_u/\varepsilon_y$
No.2	基本	0.59	0.56	0.914	0.914	0.125	0.26	45.0	3.575E-03	0.0142	0.0079	4.29
No.3	縦リブ増設	0.45	0.28	0.368	1.396	0.107	0.26	45.0	3.549E-03	0.0241	0.0135	7.57
No.18	基本、軸力増	0.59	0.57	0.914	0.914	0.197	0.26	45.0	3.303E-03	0.0107	0.0068	3.65
No.20	基本	0.61	0.59	0.914	0.914	0.125	0.27	45.0	3.866E-03	0.0158	0.0087	4.41
T1	基本	0.56	0.50	1.049	1.049	0.121	0.39	42.0	3.696E-03	0.0163	0.0090	4.75
M8	基本	0.85	0.65	0.549	0.549	0.134	0.26	45.0	2.991E-03	0.0113	0.0065	3.82
M18	横リブ補強	0.22	0.44	4.379	6.720	0.133	0.26	12.5	3.015E-03	0.0884	0.0486	28.24
KD-1	基本	0.45	0.45	1.006	1.479	0.127	0.25	25.0	3.504E-03	0.0331	0.0180	9.97
KD-2	パラメータ制限	0.26	0.45	3.004	4.403	0.109	0.26	25.0	3.636E-03	0.0457	0.0247	13.49
KD-3	コンパクト断面	0.27	0.46	3.054	4.211	0.118	0.30	25.0	4.115E-03	0.0459	0.0219	12.54
KD-5	軸力増	0.27	0.45	3.054	4.211	0.166	0.30	25.0	3.782E-03	0.0594	0.0296	17.40
KD-6	細長比up	0.27	0.46	3.070	4.650	0.109	0.39	20.0	5.653E-03	0.0886	0.0334	17.61
KD-7_1		0.24	0.41	3.211	6.090	0.094	0.42	18.2	6.034E-03	0.1517	0.0506	27.79
KD-10	補剛材λ制限	0.19	0.36	4.121	9.529	0.148	0.30	18.0	3.664E-03	0.1096	0.0522	33.71
B1	基本	0.49	0.59	1.468	1.468	0.113	0.28	45.0	3.969E-03	0.0204	0.0110	5.46
H6	基本(横リブ増設	0.25	0.42	3.067	5.833	0.079	0.55	18.5	4.708E-03	0.1210	0.0560	27.35
H8	剛比最適値検討	0.42	0.42	1.005	1.879	0.079	0.55	32.0	4.708E-03	0.0416	0.0192	9.40

これらによれば、以下のような点がわかる。

1）補剛材全体の幅厚比パラメータR_Fと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$の関係

図－4．1によれば、終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$と幅厚比パラメータ$R_F$との間には逆比例関係が見られ、RFが大きくなると$\varepsilon_u/\varepsilon_y$は小さくなり、$R_F$が小さくなると$\varepsilon_u/\varepsilon_y$は大きくなる。$R_F$が概ね0．3よりも小さいと$\varepsilon_u/\varepsilon_y$は顕著に大きくなる傾向を示している。$R_F$が0．4程度よりも大きいと$\varepsilon_u/\varepsilon_y$は5程度、$R_F$が0．2～0．3では12～34程度の値となっている。一般には、幅厚比パラメータが大きい範囲では弾性座屈による耐力の低下によりじん性が小さく、幅厚比パラメータが小さくなると非弾性座屈の発生、さらに幅厚比パラメータが小さくなると座屈よりも鋼材の破断などによって終局状態が定まるようになりじん性が向上するが、こうした破壊モードの変化も終局ひずみ比との関係に現れていることがわかる。

2）補剛材全体の幅厚比パラメータR_Rと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$の関係

図－4．2によれば、終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$と幅厚比パラメータ$R_R$との間には、$R_F$と同様に逆比例関係があるように見ることができるが、R_Fほど明確な関係ではない。

3）剛比γ_1/γ_1^*，$\gamma_1/\gamma_{1.req}$と終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$の関係

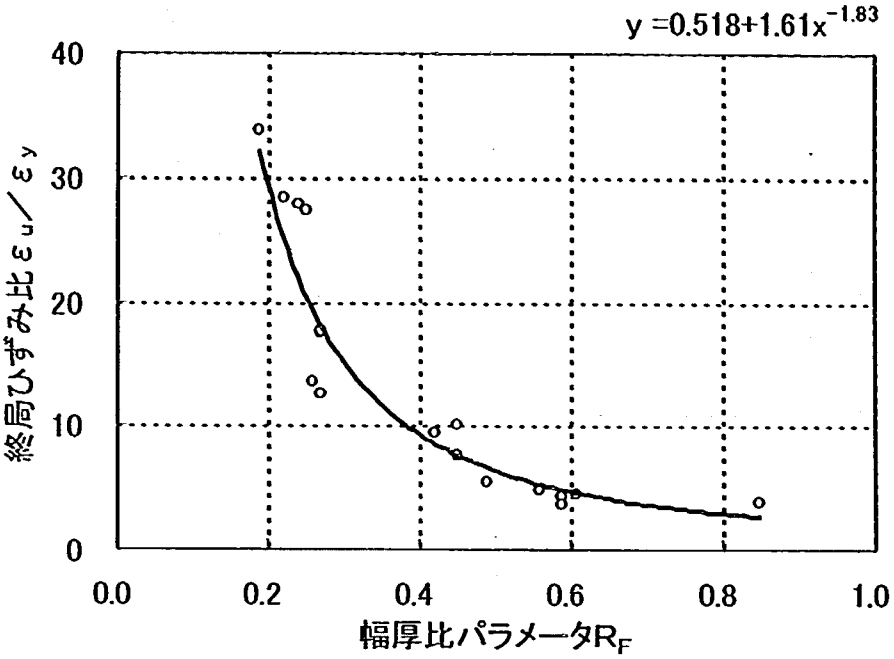
図－4．3，図－4．4によれば、終局ひずみ比と剛比γ_1/γ_1^*，$\gamma_1/\gamma_{1.req}$の間には比例関係が認められる。剛比が大きくなると終局ひずみが大きくなり、結果として終局変位が大きくなる傾向を有している。特に、終局ひずみ比と$\gamma_1/\gamma_{1.req}$には良好な相関関係が認められる。なお、R_Fと$\gamma_1/\gamma_{1.req}$のパラメータは相互に関係したパラメータとなっており、これらの関係を試算してみると図－4．7に示すように非常によい関係が認められる。このため、終局ひずみ比との関係を説明するうえで同様に良好な関係が得られたものと考えられる。

4）細長比λと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$の関係

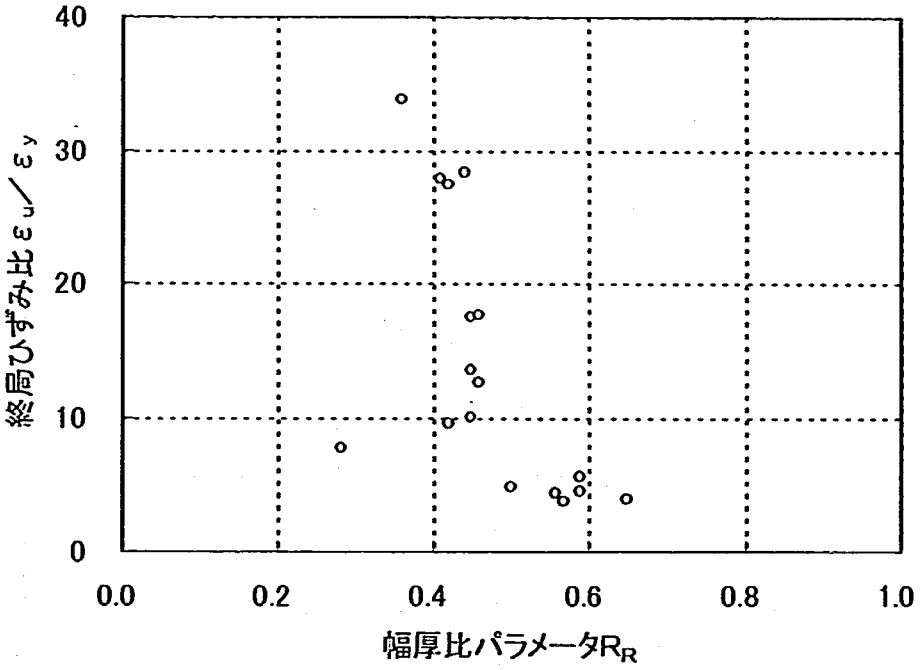
図－4．5によれば、終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$と細長比λとの間には、必ずしも明確な相関関係は見られない。

5）軸力比N/N_yと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$の関係

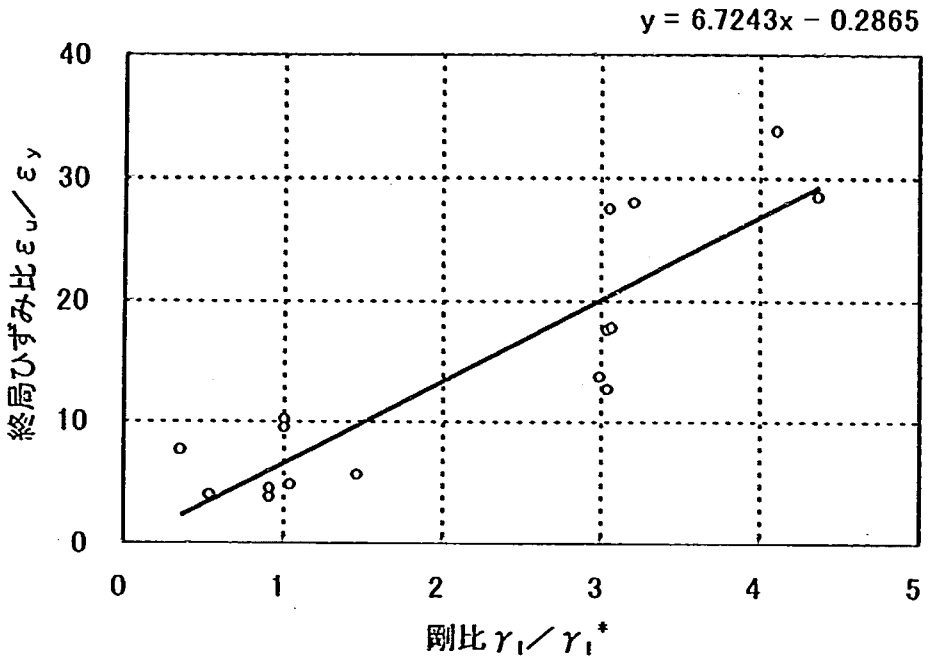
図－4．6によれば、終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$と軸力比$N/N_y$との間には、必ずしも明確な相関関係は見られない。



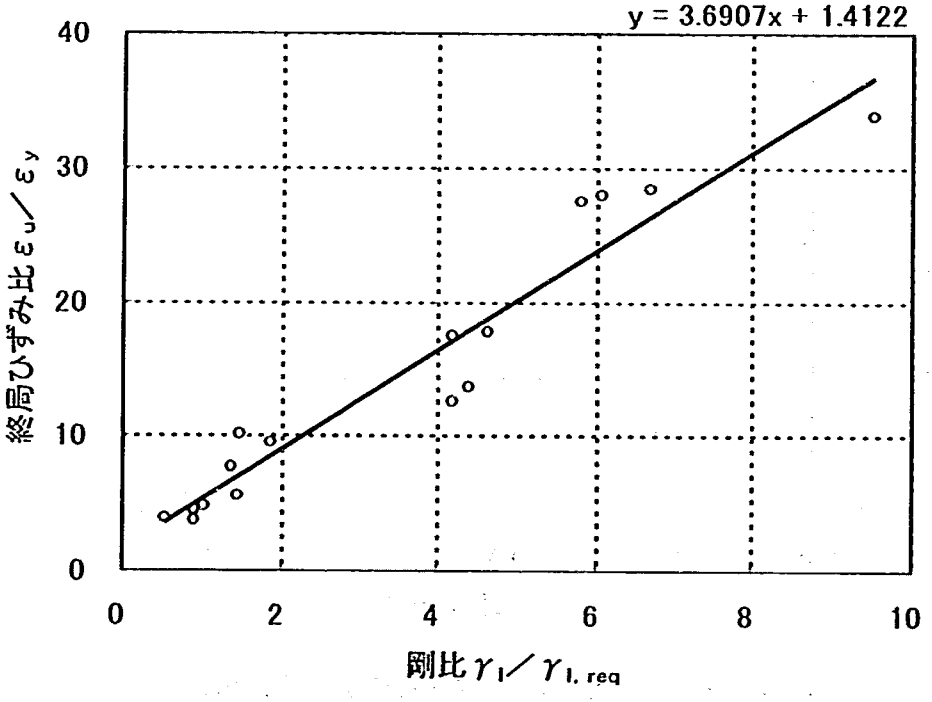
図－4．1　幅厚比パラメータR_Fと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$



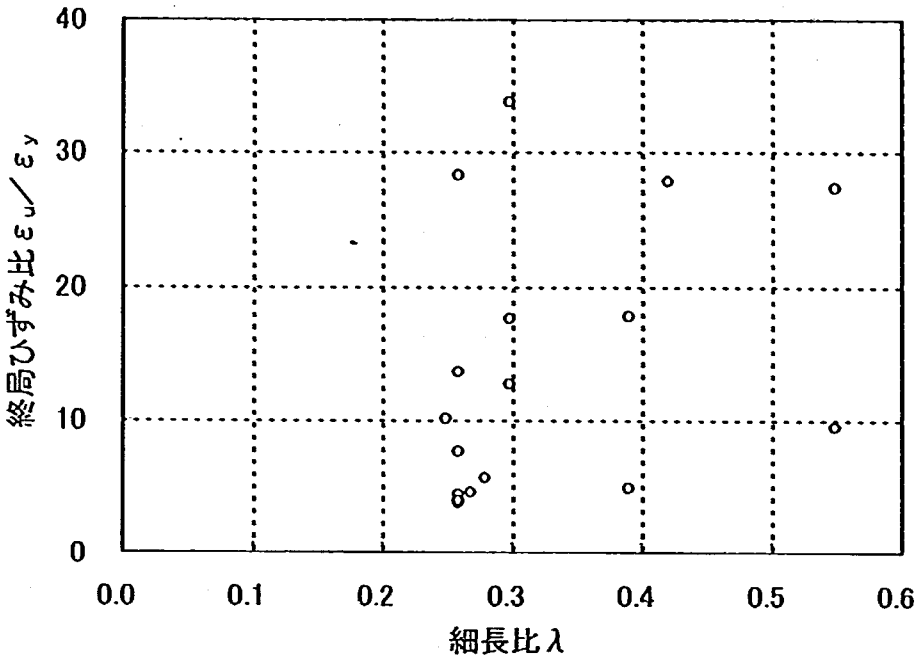
図－4．2　幅厚比パラメータR_Rと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$



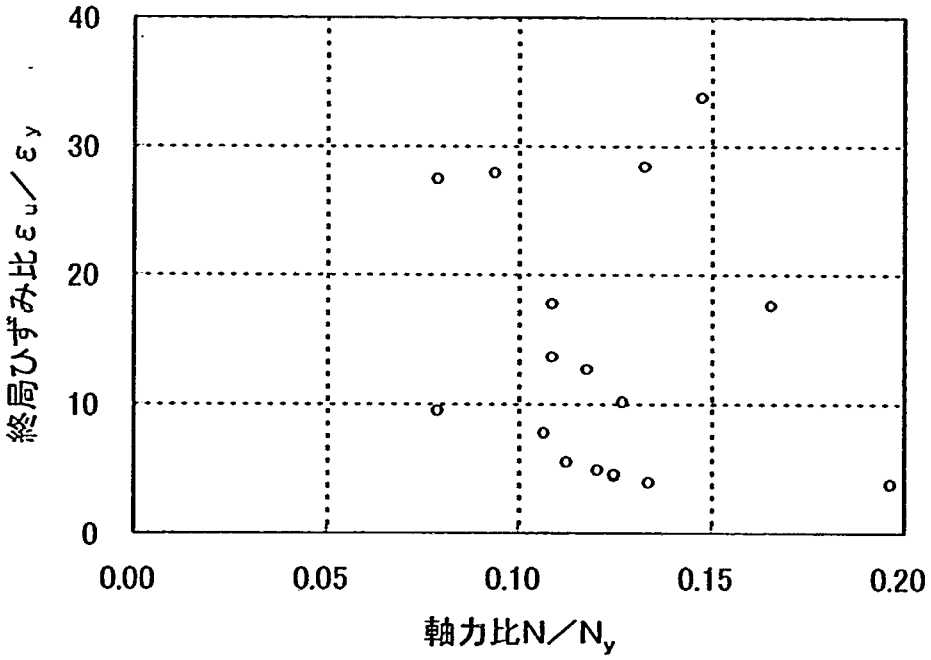
図－4．3　剛比γ_I/γ_I^*と終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$



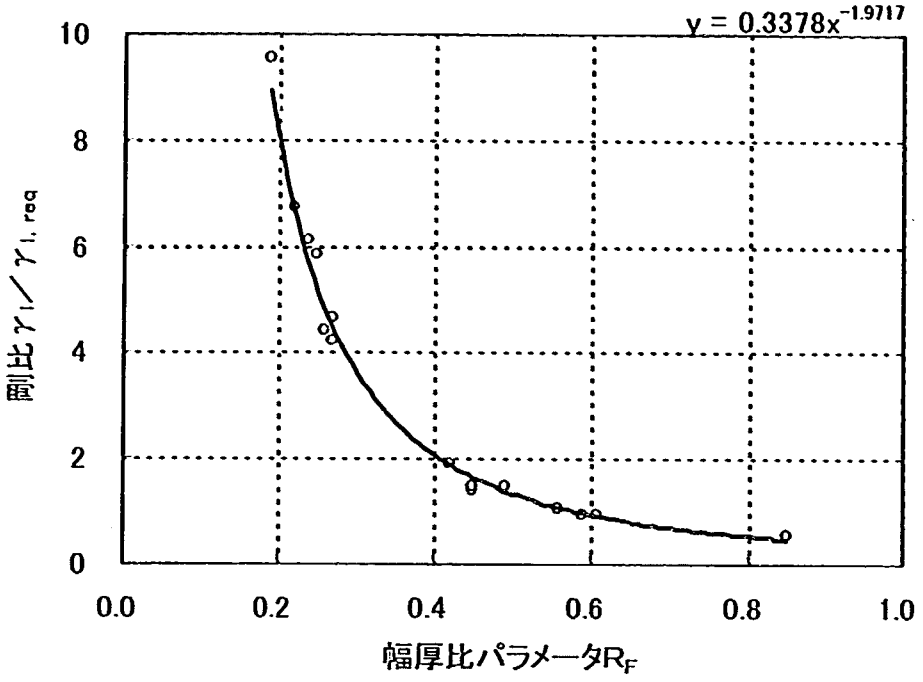
図－4．4　剛比$\gamma_I/\gamma_{I,req}$と終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$



図－4．5　細長比λと終局ひずみ比 $\varepsilon_u/\varepsilon_y$



図－4．6　軸力比 N/N_y と終局ひずみ比 $\varepsilon_u/\varepsilon_y$



図－4．7　幅厚比パラメータR_Fと剛比$\gamma_1/\gamma_{1,req}$

4．2　終局ひずみの推定式

前述の結果をもとに、終局ひずみを設定するための実験式を求めた。前述したように、終局ひずみ比と幅厚比パラメータR_Fもしくは剛比$\gamma_1/\gamma_{1.req}$の間に良好な相関関係が認められることから、これらを基本にして最小二乗法により回帰式を求めることとした。各種の式形式について検討を行ったが、R_Fの場合には逆比例関係式を、$\gamma_1/\gamma_{1.req}$の場合には直線式を当てはめることとした。求められた回帰式は次のとおりである。相関係数はそれぞれ0．96および0．97となり、相関関係は高い。

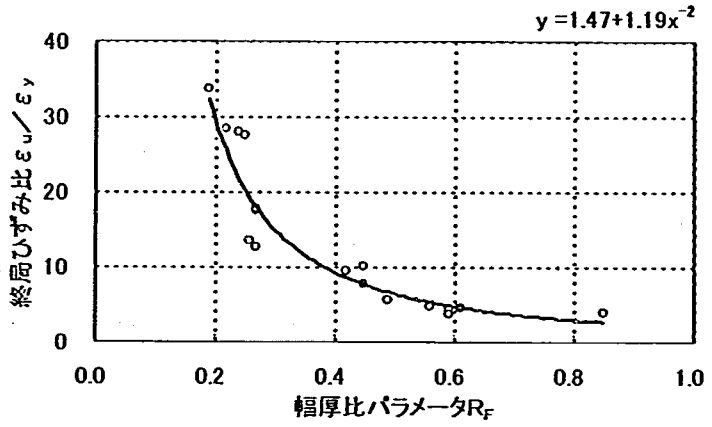
$$\varepsilon_u/\varepsilon_y=0.518+1.610/R_F^{1.83} \qquad (4.1)$$

$$\varepsilon_u/\varepsilon_y=1.41+3.69(\gamma_1/\gamma_{1.req}) \qquad (4.2)$$

なお、式（4．1）において、R_Fのべき乗数は1．83であるので、これをさらに簡略化するためにRFの二乗に逆比例する式を仮定した。

$$\varepsilon_u/\varepsilon_y=1.47+1.19R_F^{2} \qquad (4.3)$$

相関係数は式（4．1）の場合と同様に0．96でよい相関が認められた（図－4．8）。
なお、いずれの回帰式も実験データの範囲で求めたものであることに注意する必要がある。



図－4．8　幅厚比パラメータR_Fと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$

４．３　終局モーメントと断面パラメータの関係

供試体の終局曲げモーメントM_uと全塑性曲げモーメントM_pの比率M_u/M_pを表－３．３に示している。表－３．３より、M_u/M_pの値は、検討を行った供試体の平均で１．１であり、大部分の供試体はM_u/M_pの値が１．０より大きくなる傾向にある。

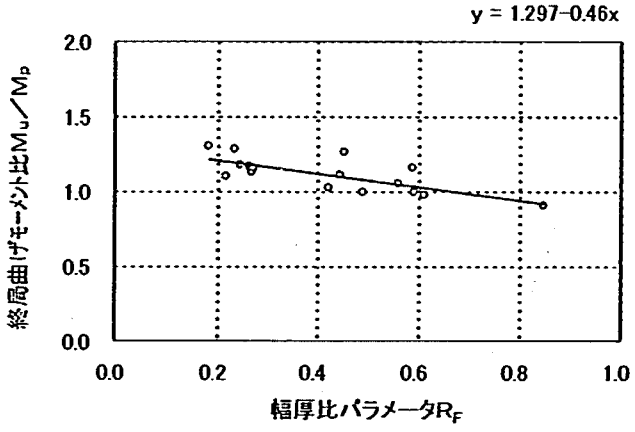
これは、実際の鋼材の応力－ひずみ関係にひずみ硬化が存在しているため、実験における終局曲げモーメントは完全弾塑性型の応力－ひずみ関係を用いて計算した全塑性曲げモーメントより大きくなるためである。図－４．９に供試体の終局曲げモーメントM_u/M_pとパラメータR_Fの関係を示す。

R_Fの値が大きくなると補剛板の局部座屈等の影響により、終局曲げモーメントM_uが全塑性曲げモーメントM_pに達する前に耐力が低下し始めることになり、M_u/M_pが１より小さくなってくる。

このようなR_FとM_u/M_pの関係を最小二乗法により近似すると式（４．４）になる。

$$M_u/M_p = 1.30 - 0.461 R_F \qquad (4.4)$$

相関係数は０．７５であり、やや低い値であるが、幅厚比パラメータR_Fが小さくなるに従い終局ひずみ比が大きくなり、ひずみ硬化の影響で終局曲げモーメントが大きくなることが十分理解できる。

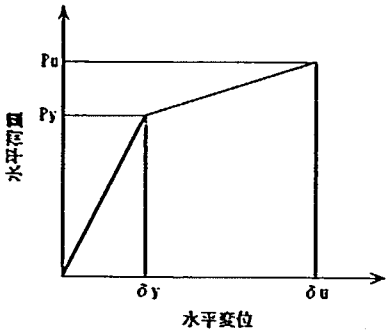


図－４．９　幅厚比パラメータR_Fと終局モーメント比M_u/M_p

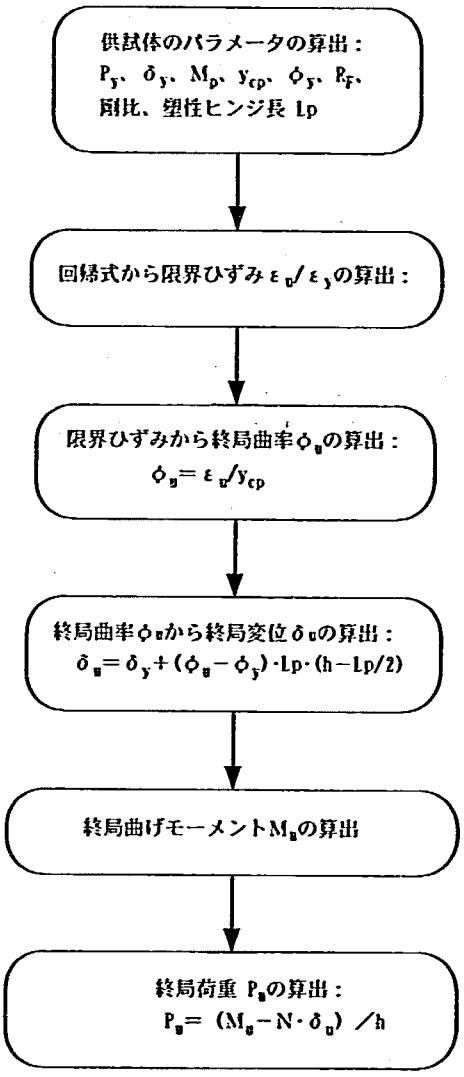
5．水平荷重－水平変位関係の推定値と実験値の比較

上記において求められた終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$と補剛板の幅厚比パラメータ$R_F$との間の関係式（4．3）および$R_F$と$M_u/M_p$の間の関係式（4．4）を用いて、鋼製橋脚供試体の水平荷重－水平変位関係を推定し、これと実験から求められた履歴曲線との比較を行った。

鋼製橋脚供試体の水平荷重－水平変位の関係は図－5．1に示すように、バイリニアの関係として推定する。その手順を図－5．2に示す。



図－5．1　推定する鋼製橋脚供試体の水平荷重－水平変位関係



図－5．2　鋼製橋脚供試体の水平荷重－水平変位関係推定手順

表－５．１に、推定結果と実験結果の比較を示す。ここで、鋼製橋脚実験による降伏水平変位と梁理論による降伏水平変位との間で差異が無視できないので、解析結果の降伏水平変位を供試体実験の降伏水平変位に一致するように、次式で補正を行なうこととした。

$$\delta_{y\,補正} = \delta_{y\,FEM}$$

$$\delta_{u\,補正} = \delta_{u\,未補正} + Pu/Py \cdot (\delta_{y\,FEM} - \delta_{y\,TM})$$

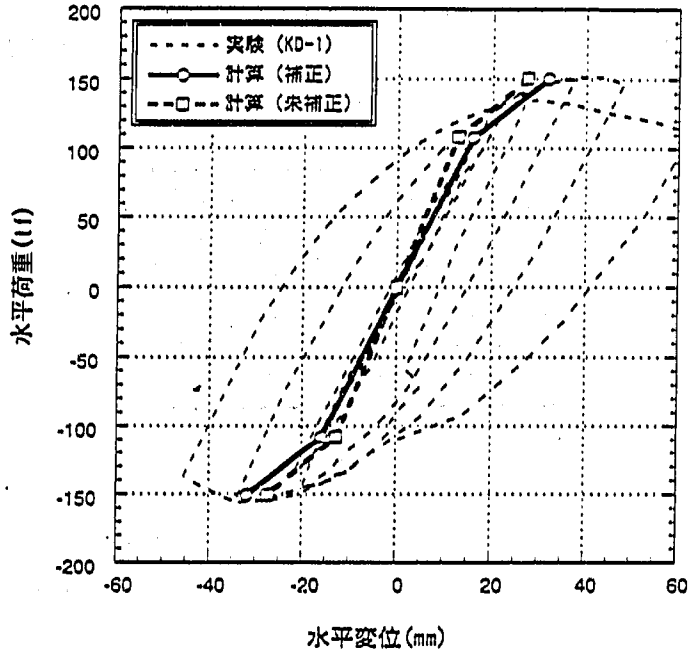
この補正を、供試体 KD-1 を例に、補正後と補正前の水平荷重－水平変位曲線を実験結果と対比して図－５．３に示す。

表－５．１によると、終局荷重については実験結果と推定値との比率が０．８９～１．１６の範囲となっており、概ね実験値を再現できていると考えることができる。

図－５．４に、各供試体の実験結果と推定結果の比較を示す。概ねバイリニア形の骨格曲線をある程度の精度でモデル化できていると考えることができる。

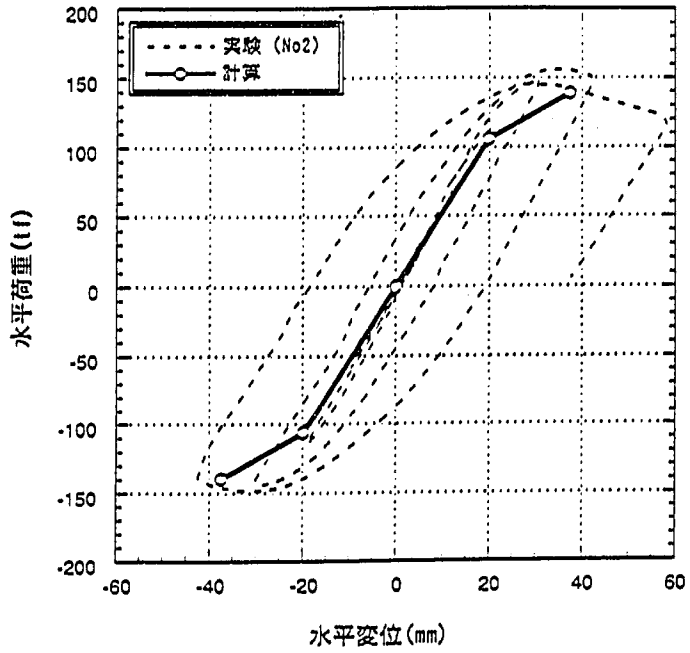
表－５．１　骨格曲線に関する実験結果と解析結果の比較

			実験値					計算値							比較	
	R_F	Lp(cm) a/2	Pu (kN)	δu* (mm)	δm (mm)	Pu/Py	δm/δy	εu/εy	φu (1/m)	Pu (kN)	δu(mm 未補正	δu(mm 補正	Pu/Py	δm/δy	Pu/Pu 計/実	δu/δu 計/実
No.2	0.588	45.0	1529.8	29.0	38.0	1.47	1.91	4.92	0.0143	1366.9	29.1	37.1	1.31	1.87	0.89	0.98
No.3	0.454	45.0	1931.9	43.0	54.0	1.59	2.62	7.27	0.0206	1684.7	38.1	47.7	1.39	2.32	0.87	0.88
No.18	0.591	45.0	1274.9	23.6	28.0	1.33	1.73	4.88	0.0115	1321.0	24.7	29.3	1.38	1.81	1.04	1.05
No.20	0.611	45.0	1372.9	32.2	37.0	1.23	1.95	4.67	0.0147	1448.8	30.6	35.7	1.30	1.88	1.06	0.96
T1	0.560	42.0	966.9	56.3	68.0	1.32	1.71	5.28	0.0160	963.9	55.5	67.2	1.32	1.69	1.00	0.99
M8	0.846	45.0	1088.5	25.3	33.0	1.10	1.67	3.14	0.0073	1095.7	19.3	27.1	1.11	1.37	1.01	0.82
M18	0.219	12.5	1287.6	50.5	57.0	1.33	3.20	26.33	0.0650	1421.3	40.2	47.4	1.47	2.66	1.10	0.83
KD-1	0.446	25.0	1490.6	36.3	40.7	1.41	2.56	7.48	0.0217	1476.1	27.2	31.6	1.39	1.99	0.99	0.78
KD-2	0.263	25.0	1794.6	46.7	55.7	1.46	2.87	18.72	0.0567	1820.6	55.4	64.6	1.49	3.33	1.01	1.16
KD-3	0.272	25.0	1343.5	48.2	58.4	1.46	2.65	17.63	0.0569	1373.5	56.9	67.4	1.49	3.06	1.02	1.15
KD-5	0.268	25.0	1245.4	57.9	64.3	1.47	3.55	18.10	0.0515	1299.4	51.7	58.3	1.53	3.22	1.04	0.91
KD-6	0.271	20.0	778.6	73.7	84.9	1.43	2.99	17.74	0.0798	797.4	68.0	79.5	1.47	2.80	1.02	0.94
KD-7_1	0.236	18.2	680.6	107.1	113.0	1.57	4.40	22.87	0.1131	637.7	84.5	90.0	1.47	3.50	0.94	0.80
KD-10	0.185	18.0	1402.4	74.6	83.9	1.67	4.44	36.54	0.1012	1305.6	69.7	78.4	1.56	4.15	0.93	0.93
B1	0.491	45.0	1539.6	39.1	45.0	1.26	2.23	6.43	0.0213	1668.5	40.4	46.8	1.36	2.32	1.08	1.04
H6	0.246	18.5	862.0	183.6	183.6	1.40	3.25	21.27	0.0885	872.7	148.1	148.1	1.42	2.62	1.01	0.81
H8	0.422	32.0	756.1	125.4	125.4	1.23	2.22	8.18	0.0340	818.5	111.3	111.3	1.33	1.97	1.08	0.89



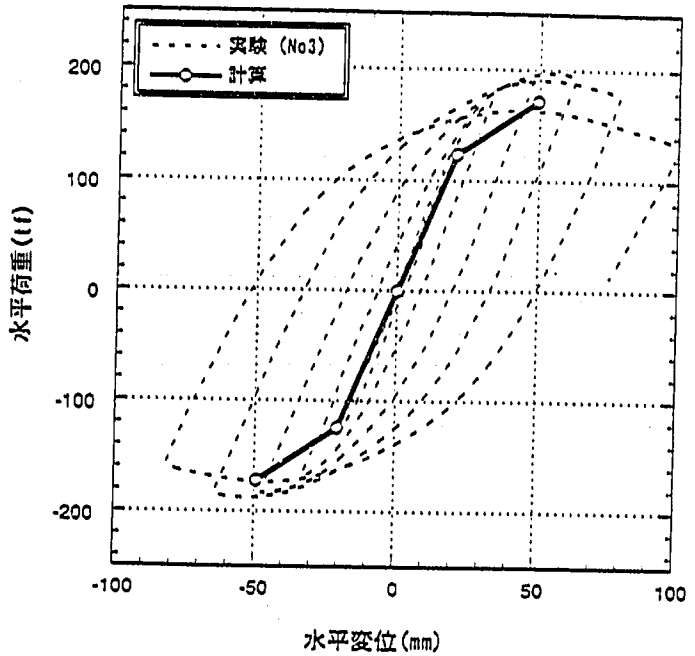
		実験	計算	
			補正有り	補正なし
降伏時	δy(mm)	15.9	15.9	15.9
	Py(tf)	108.0	108.0	108.0
	(kN)	1059.1	1059.1	1059.1
終局時	δu(mm)	40.7	31.6	27.4
	Pu(tf)	152.0	150.5	150.5
	(kN)	1490.6	1475.9	1475.9
μ=δu／δy		2.56	1.99	

図－５．３　実験結果による解析の終局水平変位補正



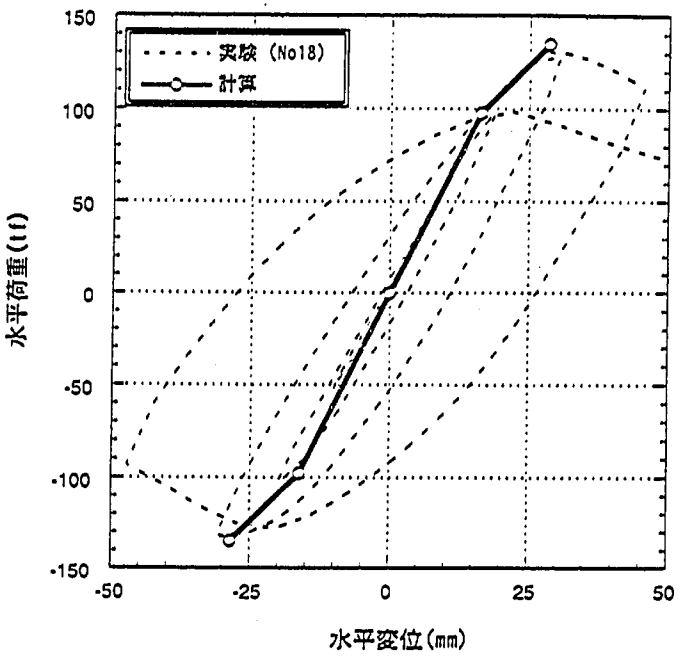
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	19.9	19.9
	Py(tf)	106.0	106.0
	(kN)	1039.5	1039.5
終局時	δu(mm)	38.0	37.1
	Pu(tf)	156.0	139.4
	(kN)	1529.8	1367.0
μ=δu／δy		1.91	1.86

図－５．４(1) 荷重－水平変位関係の比較（供試体No. ２）



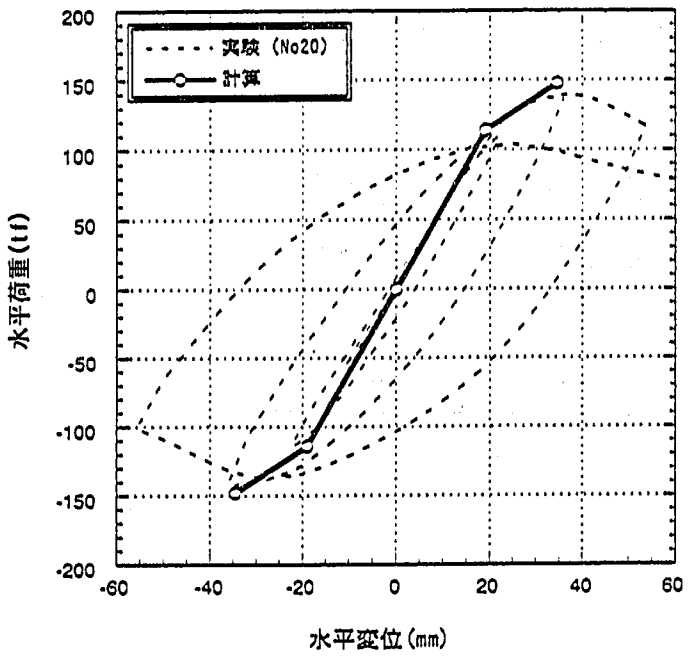
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	20.6	20.6
	Py(tf)	124.0	124.0
	(kN)	1216.0	1216.0
終局時	δu(mm)	54.0	47.7
	Pu(tf)	197.0	171.8
	(kN)	1931.9	1684.8
μ=δu／δy		2.62	2.32

図－5．4（2）水平荷重－水平変位関係の比較（供試体No．3）



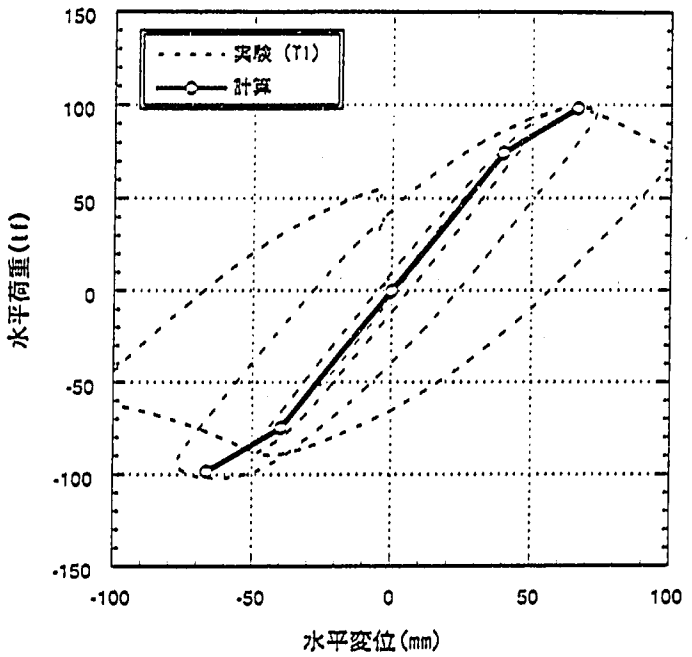
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	16.2	16.2
	Py(tf)	97.7	97.7
	(kN)	958.1	958.1
終局時	δu(mm)	28.0	29.3
	Pu(tf)	130.0	134.7
	(kN)	1274.9	1321.0
μ=δu／δy		1.73	1.81

図－5．4(3) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体No.18）



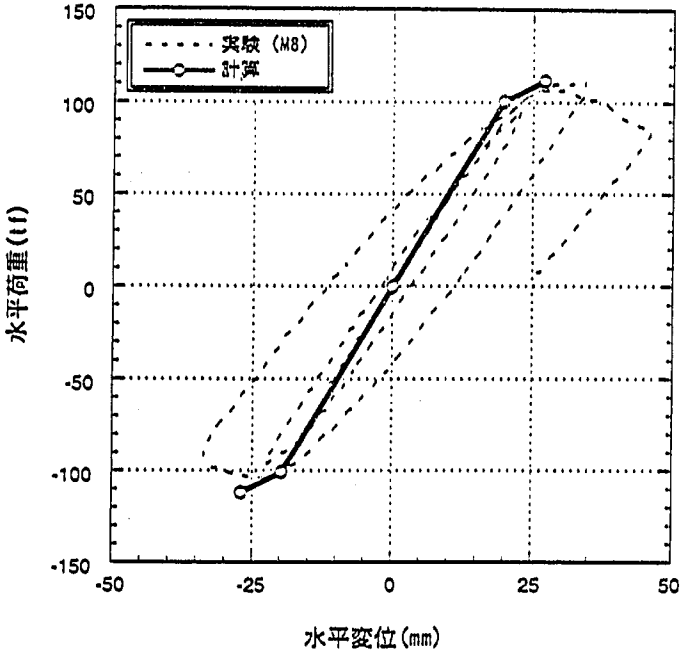
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	19.0	19.0
	Py(tf)	114.0	114.0
	(kN)	1118.0	1118.0
終局時	δu(mm)	37.0	35.7
	Pu(tf)	140.0	147.7
	(kN)	1372.9	1448.4
μ=δu／δy		1.95	1.88

図－５．４(4) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体No.20）



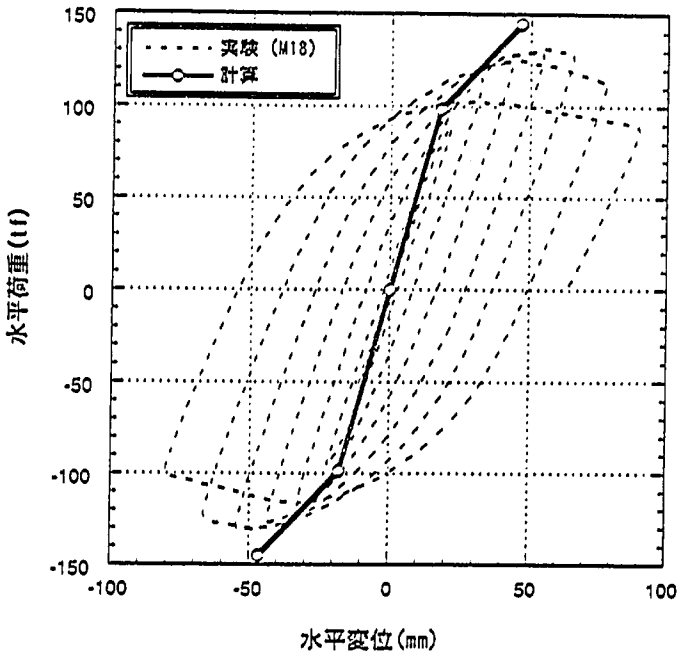
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	39.7	39.7
	Py(tf)	74.7	74.7
	(kN)	732.6	732.6
終局時	δu(mm)	68.0	67.2
	Pu(tf)	98.6	98.3
	(kN)	966.9	964.0
μ=δu／δy		1.71	1.69

図－５．４(5) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体Ｔ１）



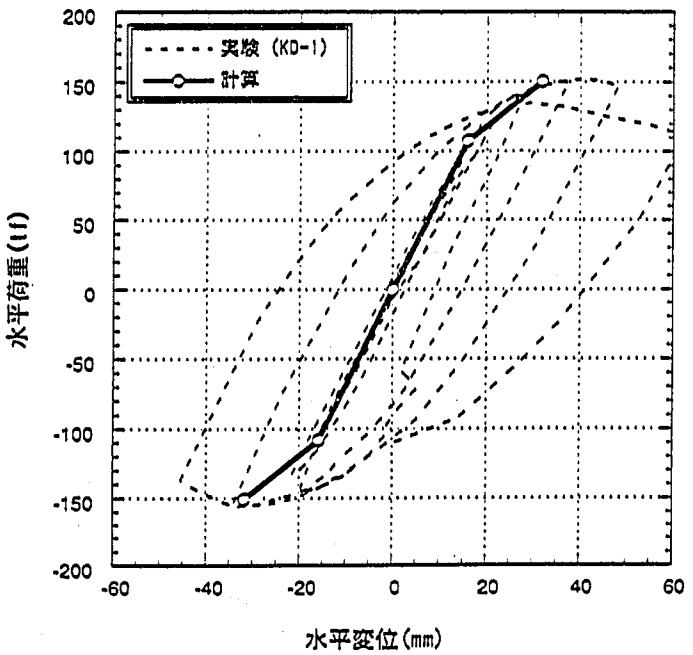
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	19.8	19.8
	Py(tf)	100.7	100.7
	(kN)	987.5	987.5
終局時	δu(mm)	33.0	27.1
	Pu(tf)	111.0	111.7
	(kN)	1088.5	1095.4
μ=δu／δy		1.67	1.37

図－５．４(6) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体M8）



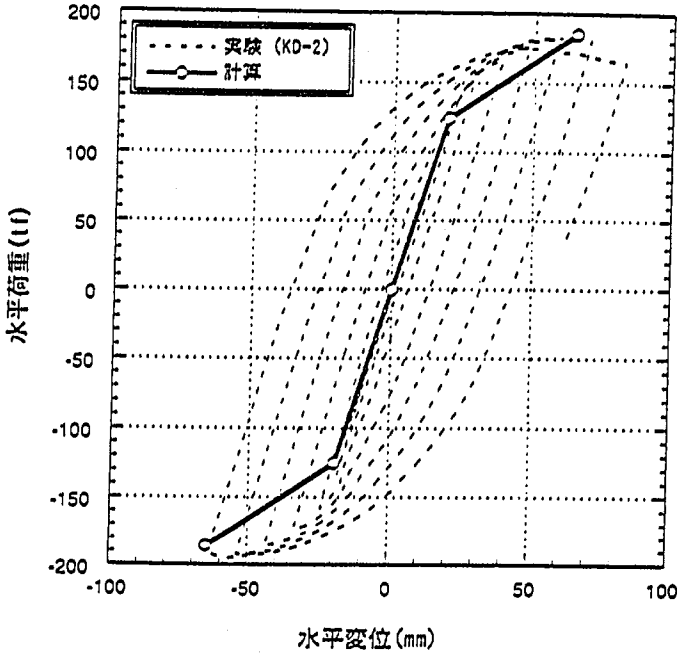
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	17.8	17.8
	Py(tf)	98.6	98.6
	(kN)	966.9	966.9
終局時	δu(mm)	57.0	47.4
	Pu(tf)	131.3	144.9
	(kN)	1287.6	1421.0
μ=δu／δy		3.20	2.66

図－５．４(7) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体M18）



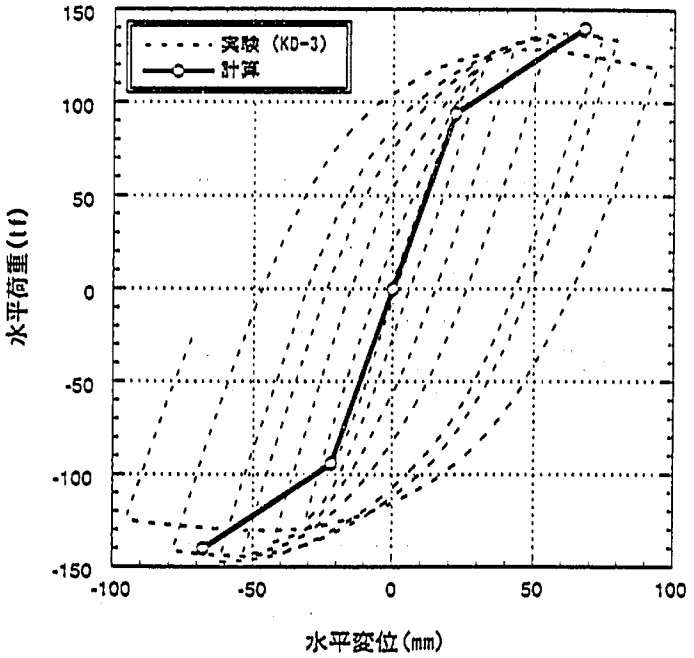
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	15.9	15.9
	Py(tf)	108.0	108.0
	(kN)	1059.1	1059.1
終局時	δu(mm)	40.7	31.6
	Pu(tf)	152.0	150.5
	(kN)	1490.6	1475.9
μ=δu／δy		2.56	1.99

図－５．４(8) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体KD-1）



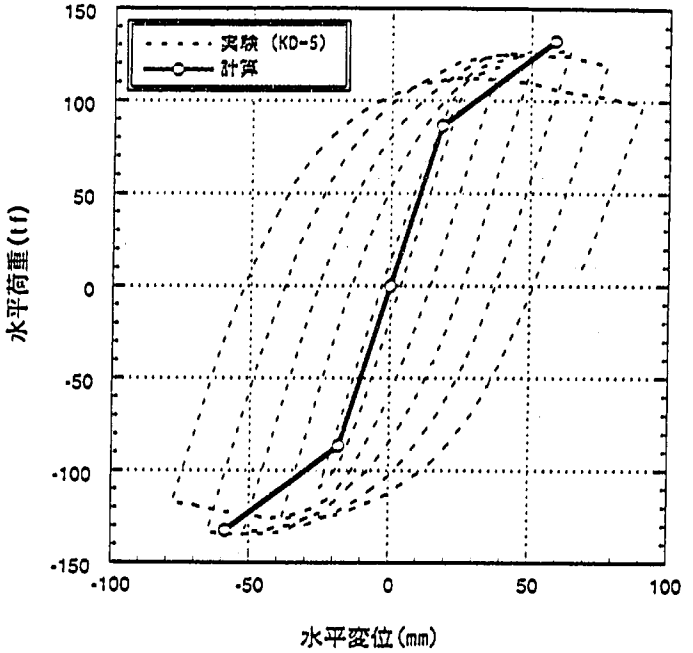
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	19.4	19.4
	Py(tf)	125.0	125.0
	(kN)	1225.8	1225.8
終局時	δu(mm)	55.7	64.6
	Pu(tf)	183.0	185.7
	(kN)	1794.6	1821.1
μ=δu／δy		2.87	3.33

図－５．４(9) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体KD-2）



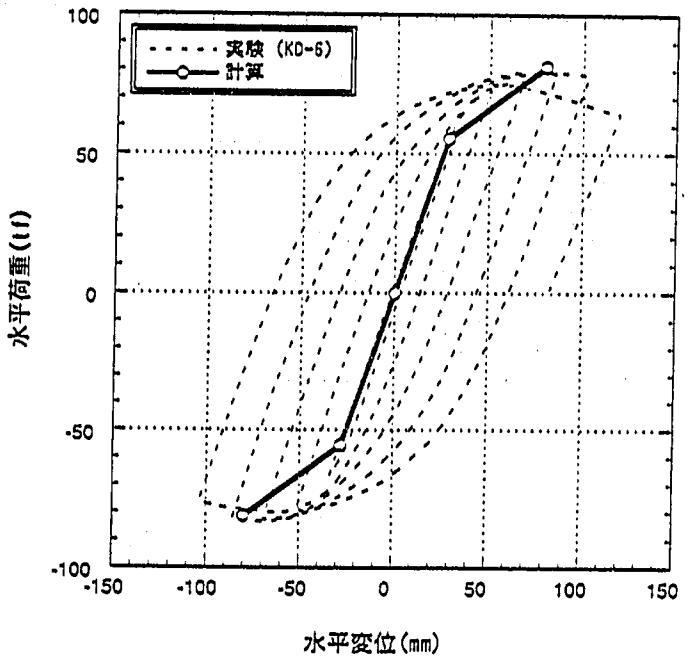
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	22.0	22.0
	Py(tf)	94.1	94.1
	(kN)	922.8	922.8
終局時	δu(mm)	58.4	67.4
	Pu(tf)	137.0	140.1
	(kN)	1343.5	1373.9
μ=δu／δy		2.65	3.06

図－5．4(10) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体KD-3）



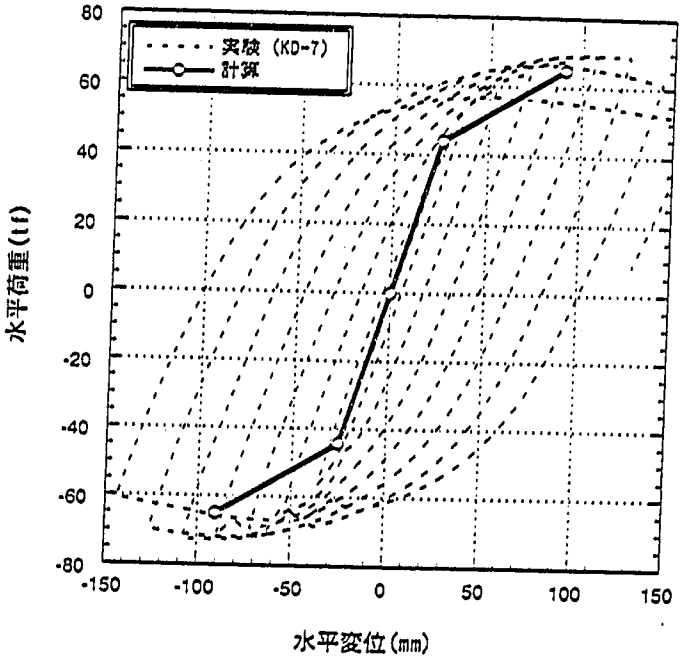
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	18.1	18.1
	Py(tf)	86.5	86.5
	(kN)	848.3	848.3
終局時	δu(mm)	64.3	58.3
	Pu(tf)	127.0	132.5
	(kN)	1245.4	1299.4
μ=δu／δy		3.55	3.22

図－5．4(11) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体KD-5）



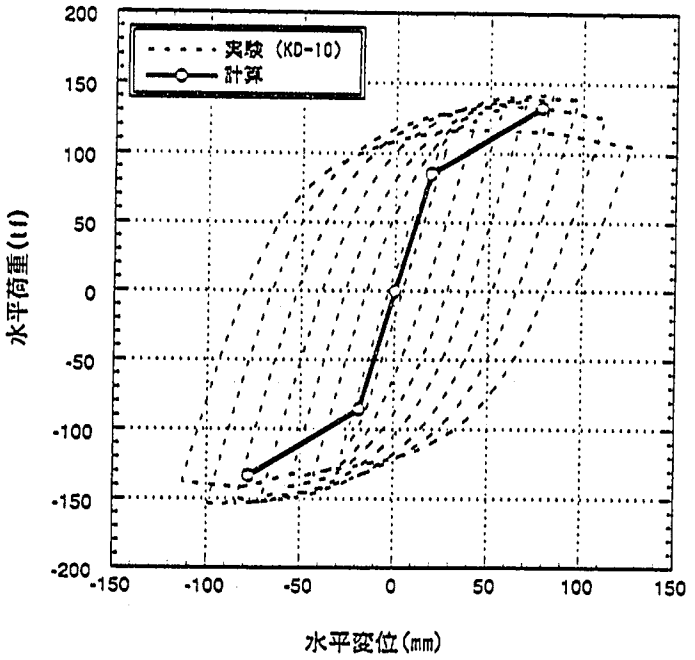
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	28.4	28.4
	Py(tf)	55.5	55.5
	(kN)	544.3	544.3
終局時	δu(mm)	84.9	79.5
	Pu(tf)	79.4	81.3
	(kN)	778.6	797.3
μ=δu／δy		2.99	2.80

図－5．4(12) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体KD-6）



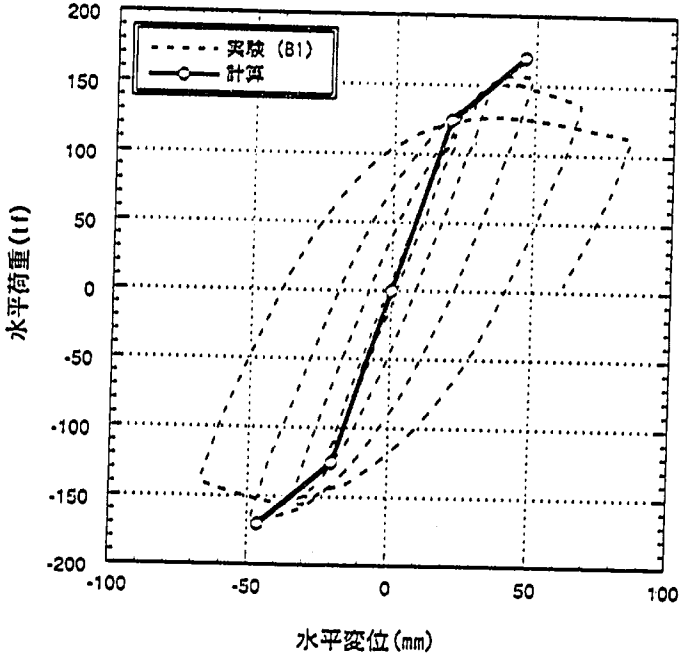
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	25.7	25.7
	Py(tf)	44.2	44.2
	(kN)	433.5	433.5
終局時	δu(mm)	113.0	90.0
	Pu(tf)	69.4	65.0
	(kN)	680.6	637.4
μ=δu／δy		4.40	3.50

図－5．4(13) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体KD-7_1）



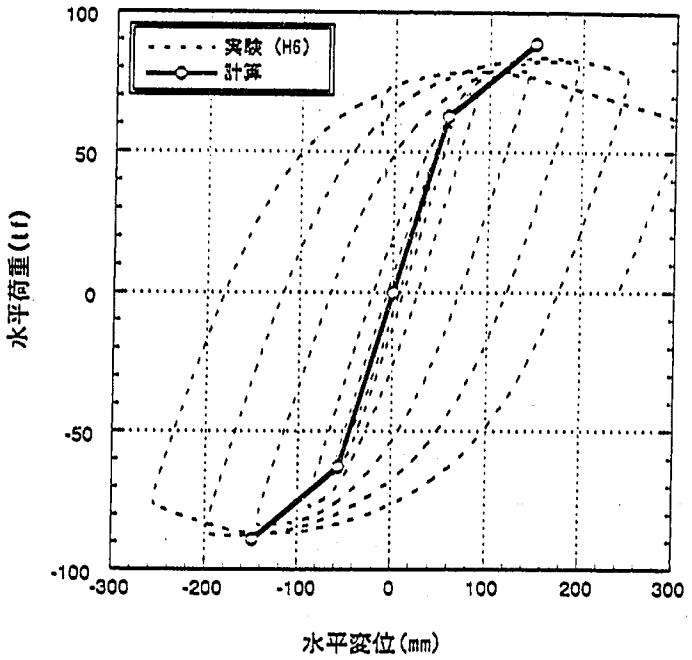
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	18.9	18.9
	Py(tf)	85.4	85.4
	(kN)	837.5	837.5
終局時	δu(mm)	83.9	78.4
	Pu(tf)	143.0	133.1
	(kN)	1402.4	1305.3
μ=δu／δy		4.44	4.15

図－５．４(14) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体KD-10）



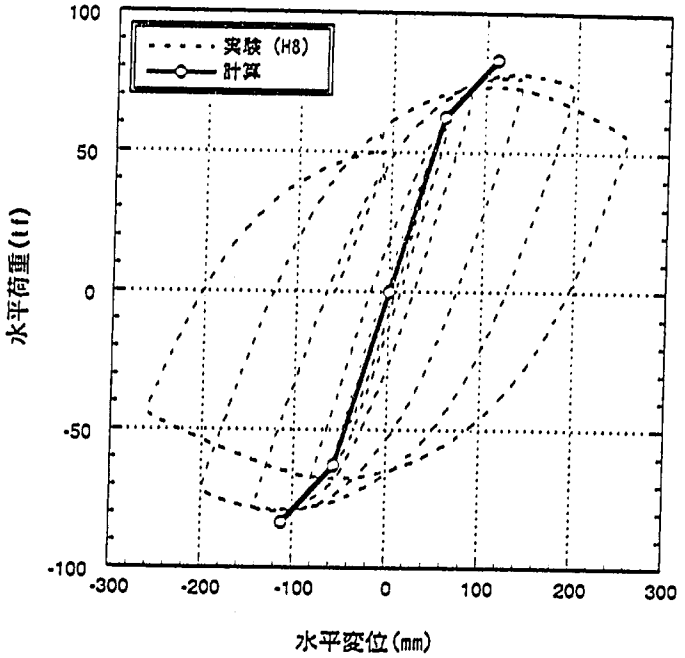
		実験	計算
降伏時	δy(mm)	20.2	20.2
	Py(tf)	124.9	124.9
	(kN)	1224.9	1224.9
終局時	δu(mm)	45.0	46.8
	Pu(tf)	157.0	170.1
	(kN)	1539.6	1668.1
μ=δu／δy		2.23	2.32

図－５．４(15) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体Ｂ１）



		実験	計算
降伏時	δy(mm)	56.5	56.5
	Py(tf)	62.7	62.7
	(kN)	614.9	614.9
終局時	δu(mm)	185.8	148.1
	Pu(tf)	87.9	89.0
	(kN)	862.0	872.8
μ=δu／δy		3.29	2.62

図－５．４(16) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体Ｈ６）



		実験	計算
降伏時	δy(mm)	56.5	56.5
	Py(tf)	62.7	62.7
	(kN)	614.9	614.9
終局時	δu(mm)	127.0	111.3
	Pu(tf)	77.1	83.5
	(kN)	756.1	818.9
μ=δu／δy		2.25	1.97

図－５．４(17) 水平荷重－水平変位関係の比較（供試体Ｈ８）

6．塑性ヒンジ領域の影響

これまでの検討では、塑性ヒンジ長としてダイヤフラム間隔aの1／2を仮定した。このようにした場合、降伏が生じる領域や損傷領域に橋脚高さの影響が考慮されないため、塑性ヒンジ領域として（3．7）、（3．8）式を適用し、同様に各種パラメータとの関係を検討した。

（1）$L_p=0.4\sqrt{(ab)}$とした場合

表－6．1に各種パラメータと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$を、図－6．1～図－6．6に、各種パラメータと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$の関係を示す。

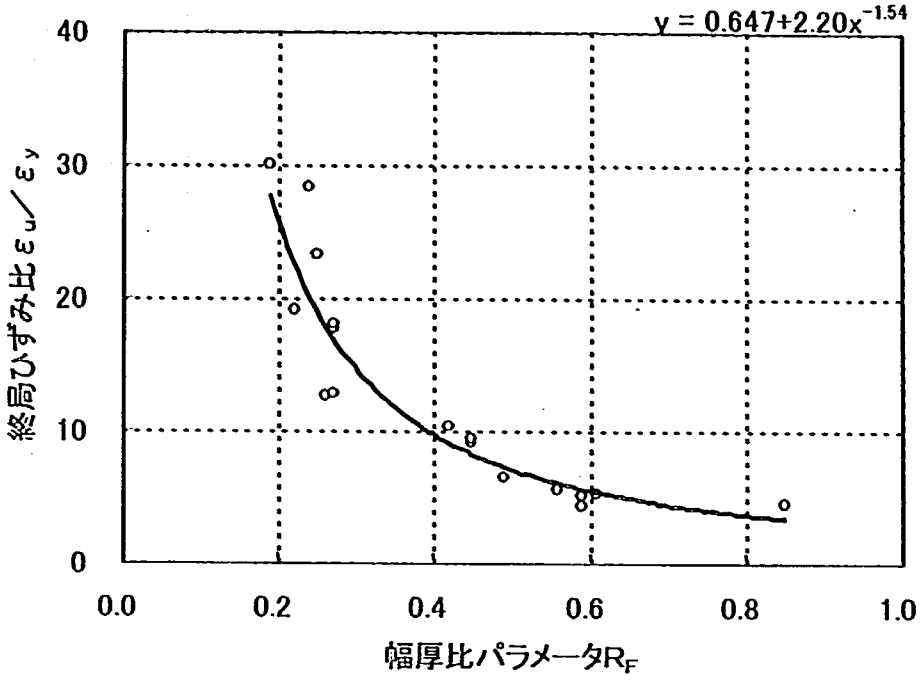
各パラメータについて、塑性ヒンジ長$L_p=a/2$とした場合とほぼ同様の結果が得られた。パラメータとして補剛材全体の幅厚比パラメータR_Fに着目してみると、回帰式は以下のようになる。

$$\varepsilon_u/\varepsilon_y=0.647+2.20\cdot R_F^{1.54} \qquad (6.1)$$

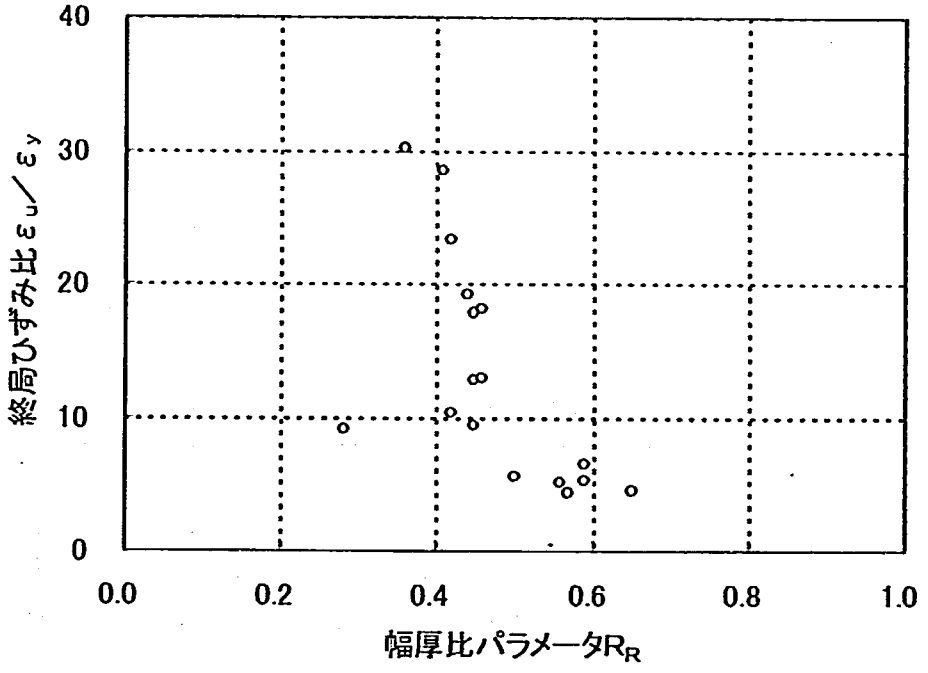
相関係数は0．94となり、$L_p=a/2$の場合とほとんど同じであった。

表－6．1　各種パラメータと終局ひずみの関係（$L_p=0.4\sqrt{(ab)}$とした場合）

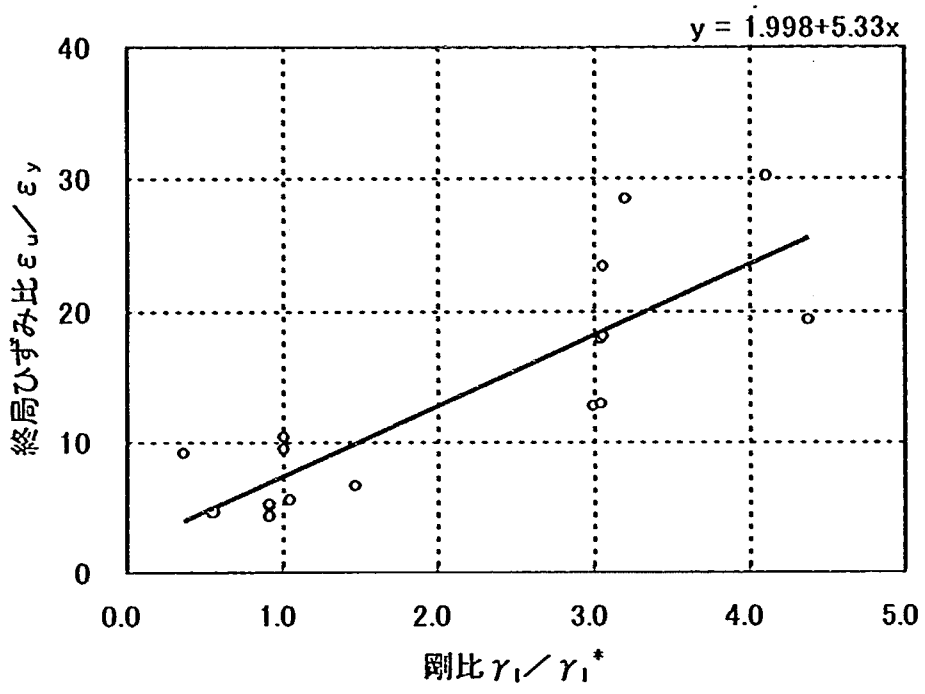
供試体番号	種類	幅厚比 R_F	幅厚比 R_R	剛比 γ_r/γ_1^*	剛比 $\gamma_r/\gamma_{(re)}$	軸力比 (N/Ny)	細長比 λ	Lp (cm)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)	ε_u	$\varepsilon_u/\varepsilon_y$
No.2	基本	0.59	0.56	0.914	0.914	0.125	0.26	36.0	3.575E-03	0.0167	0.0093	5.03
No.3	縦リブ増設	0.45	0.28	0.368	1.396	0.107	0.26	36.0	3.549E-03	0.0288	0.0162	9.08
No.18	基本、軸力増	0.59	0.57	0.914	0.914	0.197	0.26	36.0	3.303E-03	0.0125	0.0079	4.24
No.20	基本	0.61	0.59	0.914	0.914	0.125	0.27	36.0	3.866E-03	0.0185	0.0103	5.18
T1	基本	0.56	0.50	1.049	1.049	0.121	0.39	34.8	3.696E-03	0.0189	0.0104	5.48
M8	基本	0.85	0.65	0.549	0.549	0.134	0.26	36.0	2.991E-03	0.0132	0.0076	4.47
M18	横リブ補強	0.22	0.44	4.379	6.720	0.133	0.26	19.0	3.015E-03	0.0598	0.0329	19.10
KD-1	基本	0.45	0.45	1.006	1.479	0.127	0.25	26.8	3.504E-03	0.0312	0.0169	9.38
KD-2	パラメータ制限	0.26	0.45	3.004	4.403	0.109	0.26	26.8	3.636E-03	0.0430	0.0232	12.68
KD-3	コンパクト断面	0.27	0.46	3.054	4.211	0.118	0.30	24.5	4.115E-03	0.0467	0.0223	12.77
KD-5	軸力増	0.27	0.45	3.054	4.211	0.166	0.30	24.5	3.782E-03	0.0605	0.0301	17.73
KD-6	細長比up	0.27	0.46	3.070	4.650	0.109	0.39	19.6	5.653E-03	0.0902	0.0340	17.94
KD-7_1		0.24	0.41	3.211	6.090	0.094	0.42	17.8	6.034E-03	0.1546	0.0515	28.32
KD-10	補剛材λ制限	0.19	0.36	4.121	9.529	0.148	0.30	20.4	3.664E-03	0.0976	0.0465	30.03
B1	基本	0.49	0.59	1.468	1.468	0.113	0.28	36.0	3.969E-03	0.0242	0.0131	6.48
H6	基本(横リブ増設	0.25	0.42	3.067	5.833	0.079	0.55	22.0	4.708E-03	0.1027	0.0475	23.23
H8	剛比最適値検討	0.42	0.42	1.005	1.879	0.079	0.55	28.9	4.708E-03	0.0454	0.0210	10.26



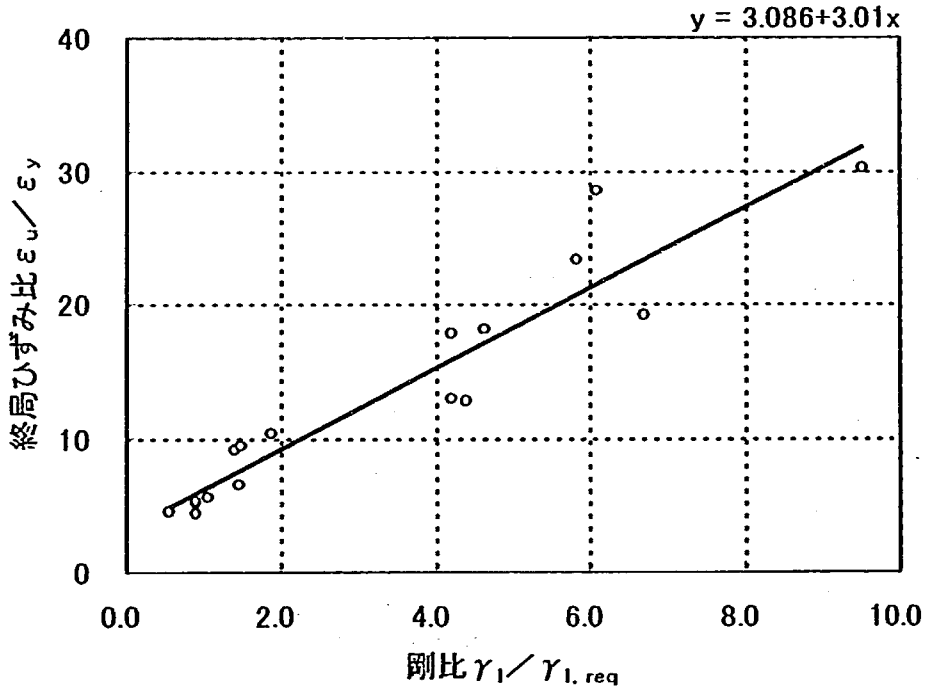
図－6．1　幅厚比パラメータR_Fと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$



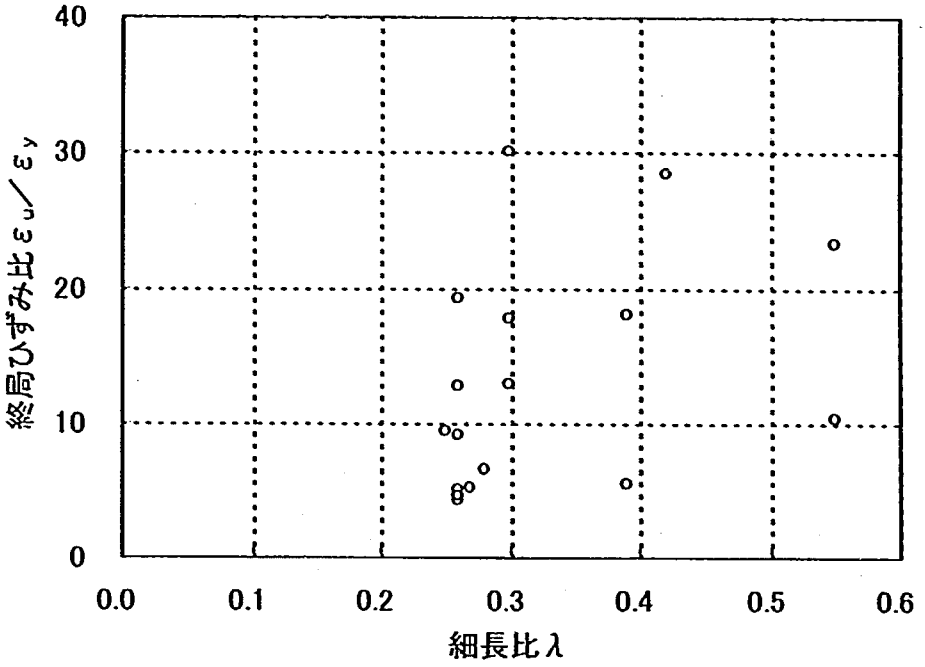
図－6．2　幅厚比パラメータR_Rと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$



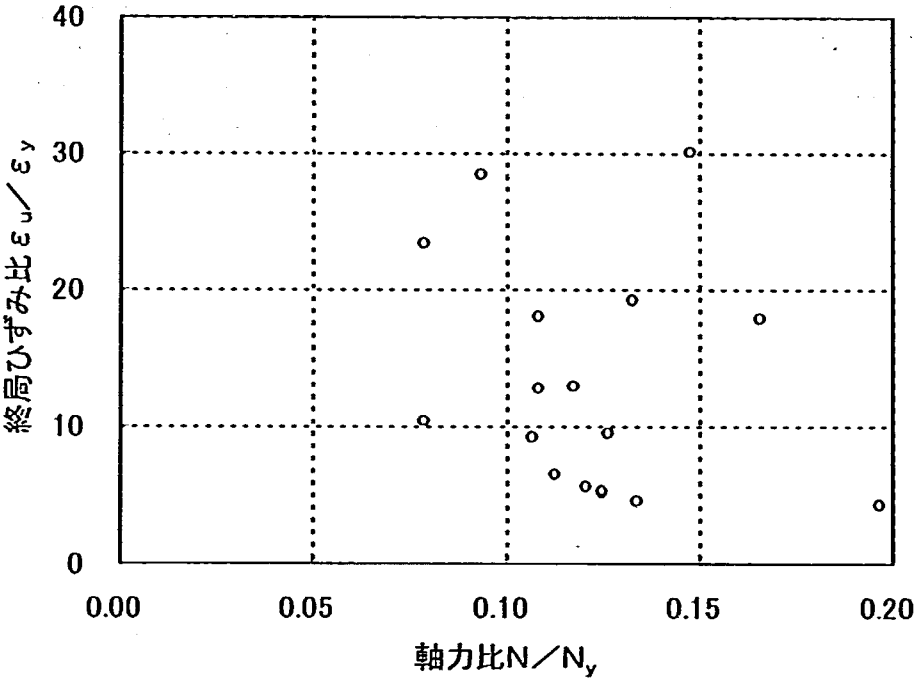
図－6．3　剛比γ_l/γ_l^*と終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$



図－6．4　剛比$\gamma_l/\gamma_{l,req}$と終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$



図－6．5　細長比λと終局ひずみ比$\varepsilon_u / \varepsilon_y$



図－6．6　軸力比N / N_yと終局ひずみ比$\varepsilon_u / \varepsilon_y$

（2）L_p＝ＲＣ橋脚の塑性ヒンジ長とした場合

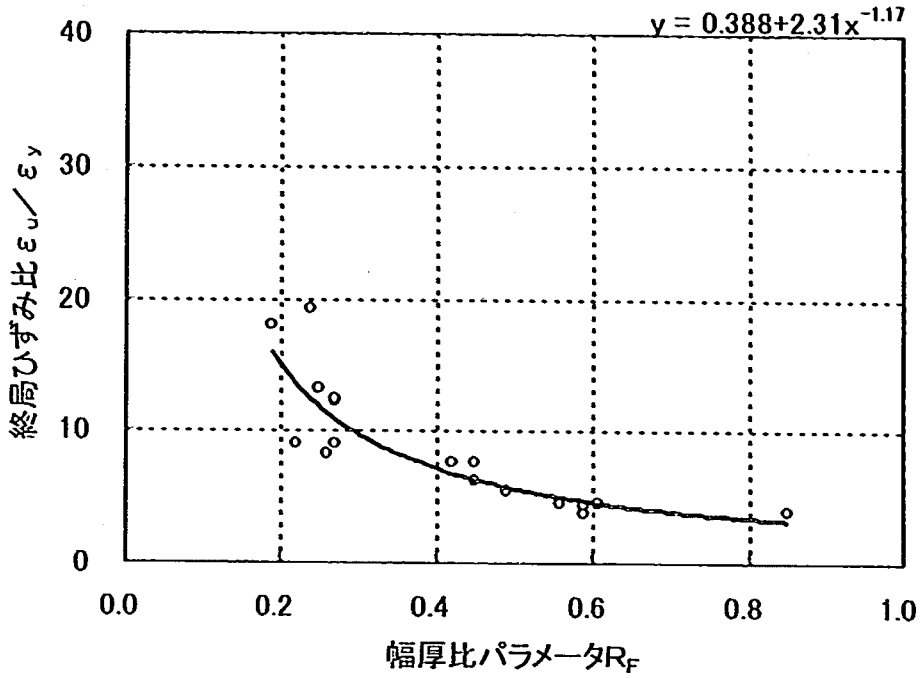
表－６．２に各種パラメータと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$を、図－６．７～図－６．１２に、各種パラメータと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$の関係を示す。

各パラメータについて、塑性ヒンジ長L_p＝ａ／２とした場合とほぼ同様の結果が得られた。しかし、パラメータとして補剛材全体の幅厚比パラメータR_Fに着目してみると、回帰式は以下のようになり、相関係数は０．８７と３つのケースのうち最も低くなった。

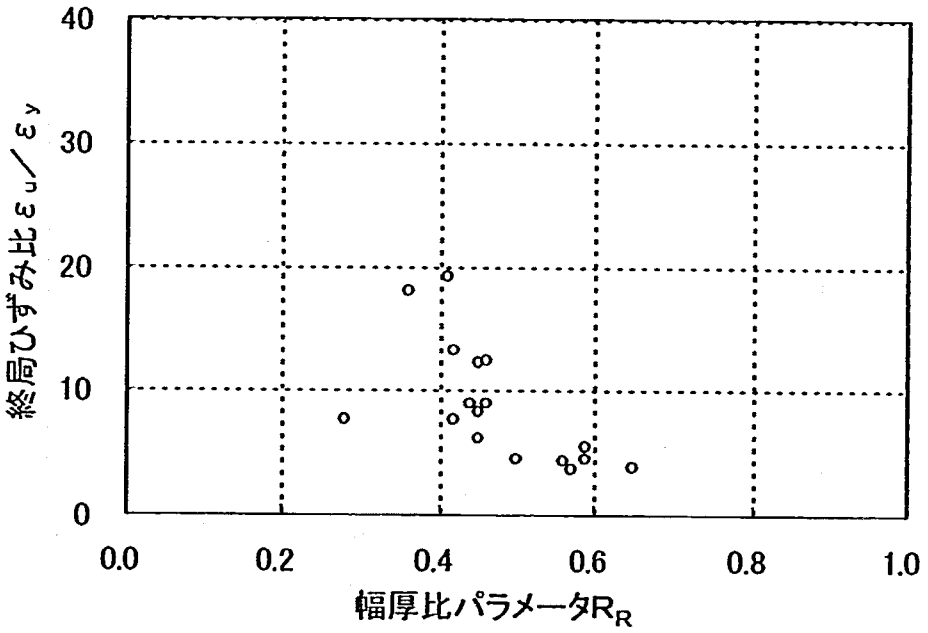
$$\varepsilon_u/\varepsilon_y = 0.388 + 2.31 \cdot R_F^{1.17} \qquad (6.2)$$

表－６．２　各種パラメータと終局ひずみの関係（L_p＝ＲＣ橋脚の塑性ヒンジ長とした場合）

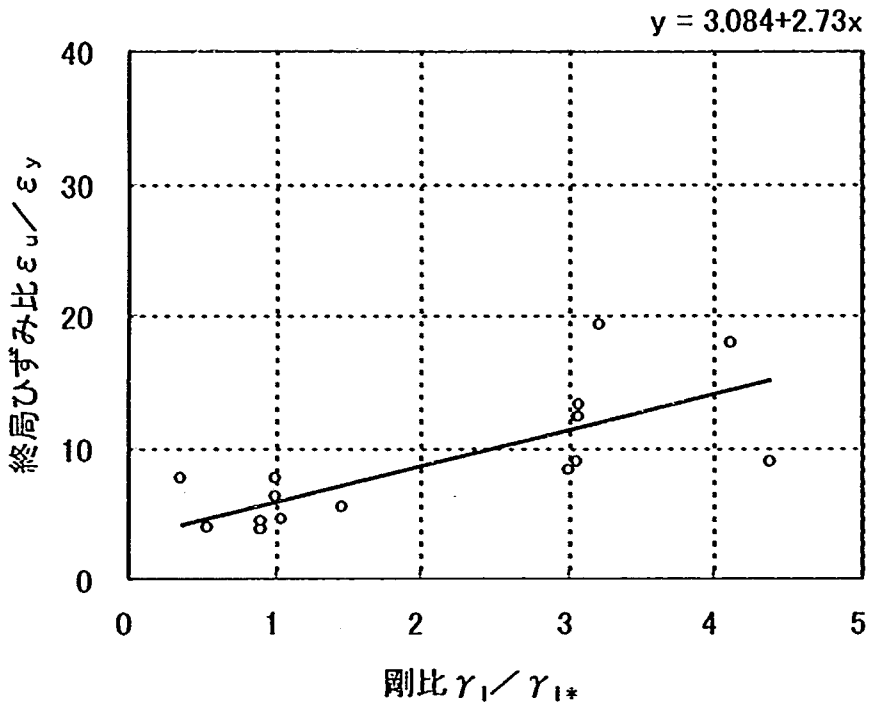
供試体番号	種類	幅厚比 R_F	幅厚比 R_R	剛比 γ_s/γ_s^*	剛比 γ_s/γ_{trc}	軸力比 (N/Ny)	細長比 λ	Lp (cm)	ϕ_y (1/m)	ϕ_u (1/m)	ε_u	$\varepsilon_u/\varepsilon_y$
No.2	基本	0.59	0.56	0.914	0.914	0.125	0.26	45.0	3.575E-03	0.0142	0.0079	4.29
No.3	縦リブ増設	0.45	0.28	0.368	1.396	0.107	0.26	45.0	3.549E-03	0.0241	0.0135	7.57
No.18	基本、軸力増	0.59	0.57	0.914	0.914	0.197	0.26	45.0	3.303E-03	0.0107	0.0068	3.65
No.20	基本	0.61	0.59	0.914	0.914	0.125	0.27	45.0	3.866E-03	0.0158	0.0087	4.41
T1	基本	0.56	0.50	1.049	1.049	0.121	0.39	45.0	3.696E-03	0.0155	0.0086	4.51
M8	基本	0.85	0.65	0.549	0.549	0.134	0.26	45.0	2.991E-03	0.0113	0.0065	3.82
M18	横リブ補強	0.22	0.44	4.379	6.720	0.133	0.26	45.0	3.015E-03	0.0279	0.0153	8.91
KD-1	基本	0.45	0.45	1.006	1.479	0.127	0.25	45.0	3.504E-03	0.0205	0.0111	6.17
KD-2	パラメータ制限	0.26	0.45	3.004	4.403	0.109	0.26	45.0	3.636E-03	0.0278	0.0150	8.20
KD-3	コンパクト断面	0.27	0.46	3.054	4.211	0.118	0.30	37.5	4.115E-03	0.0325	0.0156	8.89
KD-5	軸力増	0.27	0.45	3.054	4.211	0.166	0.30	37.5	3.782E-03	0.0416	0.0207	12.19
KD-6	細長比up	0.27	0.46	3.070	4.650	0.109	0.39	30.0	5.653E-03	0.0618	0.0233	12.29
KD-7_1		0.24	0.41	3.211	6.090	0.094	0.42	27.3	6.034E-03	0.1045	0.0348	19.15
KD-10	補剛材λ制限	0.19	0.36	4.121	9.529	0.148	0.30	36.0	3.664E-03	0.0581	0.0277	17.89
B1	基本	0.49	0.59	1.468	1.468	0.113	0.28	45.0	3.969E-03	0.0204	0.0110	5.46
H6	基本(横リブ増設	0.25	0.42	3.067	5.833	0.079	0.55	40.9	4.708E-03	0.0583	0.0270	13.18
H8	剛比最適値検討	0.42	0.42	1.005	1.879	0.079	0.55	40.9	4.708E-03	0.0338	0.0156	7.64



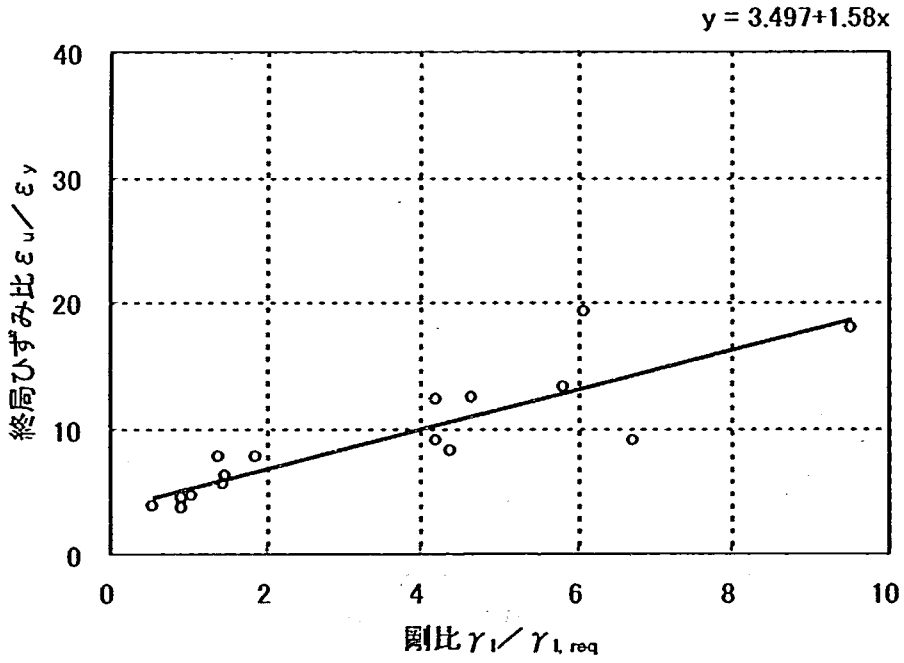
図－6．7　幅厚比パラメータR_Fと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$



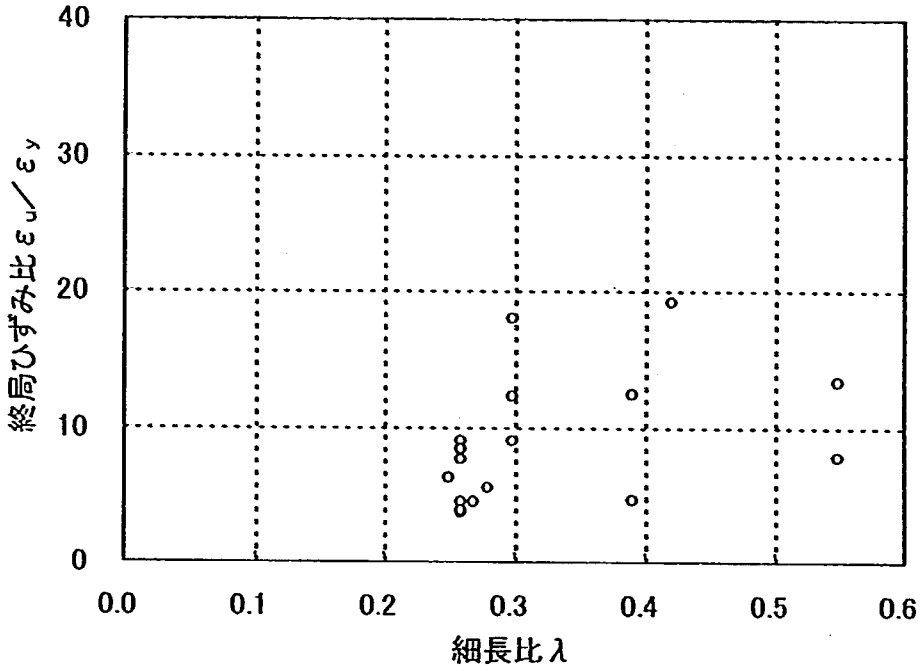
図－6．8　幅厚比パラメータR_Rと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$



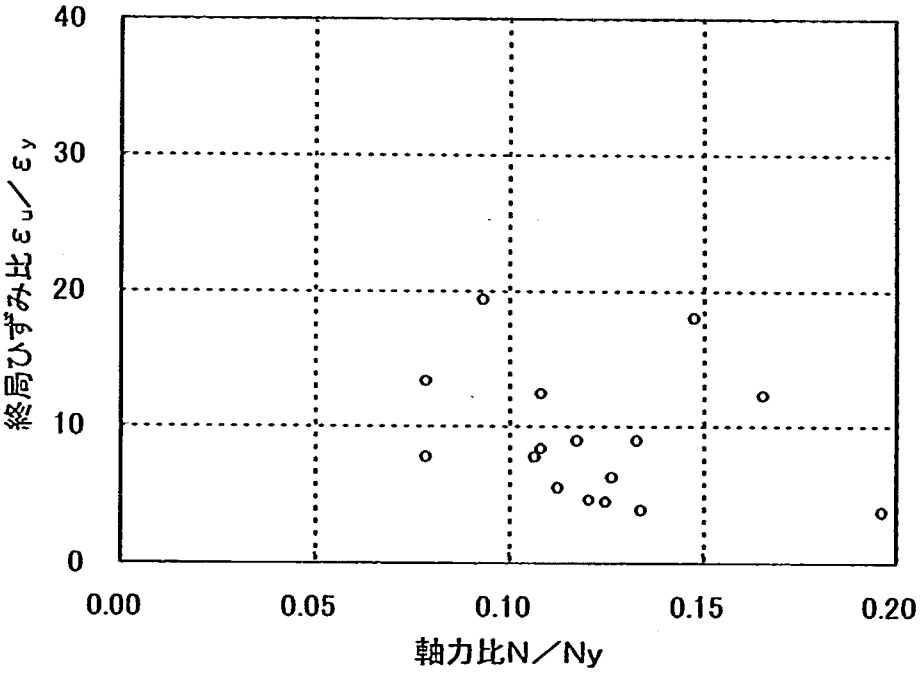
図－6．9　剛比γ_l/γ_l^*と終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$



図－6．10　剛比$\gamma_l/\gamma_{l,req}$と終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$

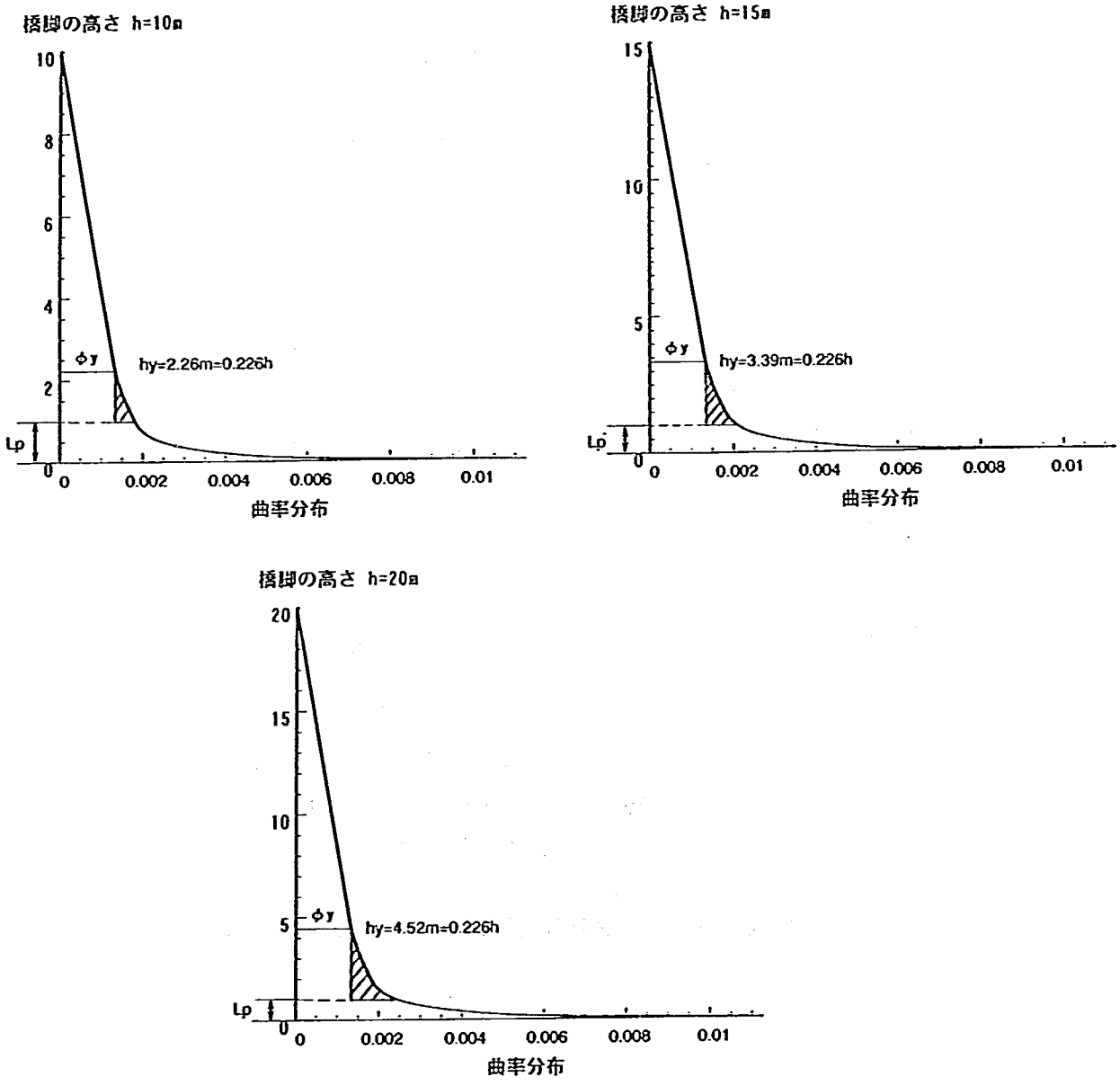


図－6．11　細長比λと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$



図－6．12　軸力比N/N_yと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$

塑性領域が橋脚のどの部分で生じているかを実橋脚で算出した結果を図－６．１３に示す。これは、断面幅２．２ｍ程度、板厚２６ｍｍ程度、高さ１０，１５，２０ｍを有する実橋脚を対象に、上記の方法で設定した終局時の曲率分布を示した物である。解析上は、橋脚基部で非常に大きな曲率を生じ、高さが高くなるにしたがって曲率が小さくなり、降伏曲率より小さくなると線形となる分布を示している。今回の仮定では、基部の塑性ヒンジ領域においては塑性曲率が平均的なある一定の値となるように仮定し、終局変位を求めているが、実際には塑性ヒンジ領域よりも上の断面でも降伏ひずみを越える領域が生じていることがわかる。橋脚高さが高くなるほど、塑性ヒンジ長との差が大きくなっている。なお、本研究の解析ではダイヤフラム間隔ａの１／２を塑性ヒンジ長とし、橋脚高さと関連させていないが、このようなひずみ分布を考慮すると、塑性ヒンジ長の長さ、あるいは塑性ヒンジ領域における塑性ひずみの分布性状について合理的に設定できるものと考えられる。



図－６．１３　終局時の曲率分布と塑性ヒンジ長の関係

7．まとめ

本研究では、平面保持を仮定することにより算出されるM－φ関係に基づく変形性能解析法を検討するとともに、終局ひずみの与え方を実験結果をもとに検討した。

本研究の検討結果をまとめると以下のとおりである。

（1）終局ひずみと各種パラメータの関係

①終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$と補剛材全体の幅厚比パラメータ$R_F$の間には逆比例関係が、終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$と剛比$\gamma_1/\gamma_{1.req}$の間には比例関係が認められた。いずれも良好な相関を有しており、回帰式を求めると式（4．1）および式（4．2）、あるいは式（4．3）のようになる。

②幅厚比パラメータR_K、細長比λおよび軸力比N/N_yと終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$の間には必ずしも明確な相関関係は認められなかった。

（2）水平荷重－水平変位関係

終局ひずみ比$\varepsilon_u/\varepsilon_y$と補剛材全体の幅厚比パラメータ$R_F$の間の関係式（）、および$R_F$と$M_u/M_p$の関係式（）を用いて鋼製橋脚の水平荷重－水平変位関係を推定し、これと実験から求められた履歴曲線との比較を行った結果、概ね実験値を再現できることがわかった。

（3）塑性ヒンジ長

今回の検討では、終局変位を算定する塑性ヒンジ長として3ケースを考えたが、そのうち塑性ヒンジ長Lpをダイヤフラム間隔aの1／2と仮定した場合が最も精度がよかった。しかしながら、橋脚の降伏領域などをさらに考慮し、より合理的な塑性ヒンジ領域とひずみ分布を設定することが可能であると考えられる。

参考文献

1）宇佐美　勉：ハイダクティリティ鋼製橋脚，橋梁と基礎，９７年６月

2）建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，(社)鋼材倶楽部，(社)日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（Ⅰ）～（Ⅶ），平成９年４月

3）(社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編，平成８年１２月

4）(社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編，平成８年１２月

参考資料

供試体データ一覧

表一参・1 矩形断面の鋼製橋脚供試体の一覧表

研究機関	供試体番号	構造	断面積 A (cm²)	断面2次モーメント I (cm⁴)	断面2次半径 r (cm)	縦補剛高さ h (cm)	横リブ間隔 a (mm)	細長比パラメータ λ	軸力比 N/Ny	幅厚比 R_x	幅厚比 R_y	縦リブ剛度 γ_l/γ_l'	縦リブ剛度 $\gamma_l/\gamma_{l,req}$	降伏応力 σ_y(kgf/cm²)	備考
土木研究所（鋼研）	No.2	基本	378.4	480,600	35.6	340.3	900	0.261	0.125	0.664	0.588	0.914	0.914	3,860	対象
	No.3	縦リブ増設	466.2	586,600	35.3	340.3	900	0.260	0.107	0.278	0.464	0.368	1.220	3,750	対象
	No.4	角補強外	481.6	652,800	36.8	340.3	900	0.249	0.100	0.667	0.681	0.914	0.914	3,770	対象
	No.5	角補強内	378.4	480,600	35.6	340.3	900	0.258	0.128	0.667	0.681	0.914	0.914	3,770	対象
			504.7	692600	37.0			0.248	0.096						
	No.10	角補強	419.2	539,700	36.9	342.3	900	0.263	0.110	0.669	0.694	0.914	0.914	3,940	対象
	No.11	角補強	378.4	480,600	35.6	342.3	900	0.269	0.128	0.667	0.681	0.914	0.914	3,770	対象
			447.0	584200	36.2			0.266	0.108						
	No.12	角補強小	378.4	480,600	35.6	342.3	900	0.269	0.128	0.667	0.681	0.914	0.914	3,770	対象
			439.9	587100	36.5			0.263	0.110						
	No.13	充填	378.4	480,600	35.6	342.3	900	0.269	0.128	0.667	0.681	0.914	0.914	3,770	
	No.14	充填、角	378.4	480,600	35.6	342.3	900	0.269	0.204	0.667	0.681	0.914	0.914	3,770	
			447.0	584200	36.2			0.266	0.173						
	No.17	充填	378.4	480,600	35.6	342.3	900	0.270	0.118	0.680	0.605	0.914	0.914	4,080	
	No.18	基本、軸力増	378.4	480,600	35.6	342.3	900	0.264	0.197	0.667	0.691	0.914	0.914	3,900	対象
	No.19	基本、片側幅	378.4	480,600	35.6	342.3	900	0.268	0.119	0.677	0.602	0.914	0.914	4,040	
	No.20	基本	378.4	480,600	35.6	342.3	900	0.272	0.125	0.686	0.611	0.914	0.914	4,160	対象
	No.22	角補強	439.6	569,300	36.0	342.3	900	0.261	0.108	0.667	0.591	0.914	0.914	3,900	対象
	No.23	角、軸力増	439.6	569,300	36.0	342.3	900	0.261	0.169	0.667	0.592	0.914	0.914	3,910	対象
	No.24	角、3[0]	439.6	569,300	36.0	342.3	900	0.266	0.103	0.676	0.600	0.914	0.914	4,010	
	No.25	角補強、内外	378.4	480,600	35.6	342.3	900	0.269	0.118	0.678	0.603	0.914	0.914	4,090	対象
			639.0	901400	37.6			0.255	0.070						
	No.26	充填	378.4	480,600	35.6	342.3	900	0.271	0.117	0.682	0.608	0.914	0.914	4,120	
	No.27	充填	387.2	499,600	36.9	342.3	900	0.261	0.193	0.680	0.883	0.549	0.549	3,900	
	No.28	角補強	387.2	499,600	36.9	342.3		0.267	0.134	0.669	0.869	0.549	0.549	3,780	対象
			456.8	603200	36.4		900	0.264	0.114						
鋼研	T1	基本	378.4	480,600	35.6	600.0	840	0.349	0.15	0.503	0.497	1.024	1.024	3,980	対象
	T2	角補強	378.4	480,600	35.6	600.0	840	0.349	0.15	0.503	0.497	1.024	1.024	3,980	対象
阪神高速道路公団	M1	横リブ増、低剛	387.2	499,493	35.9	342.3	300	0.246	0.139	0.64	0.47	0.55	0.550	3,466	対象
	M2	横リブ増、高剛	410.0	519,967	35.6	342.3	300	0.254	0.132	0.66	0.41	1.16	1.160	3,629	対象
	M3	Rコーナー	467.8	556,412	34.5	342.3	900	0.271	0.125	0.63	0.68	0.87	0.870	3,847	対象
	M4	コーナー縦リブ	516.0	686,822	36.0	342.3	900	0.243	0.142	0.62	0.66	0.90	0.900	3,383	対象
	M5	充填	387.2	499,493	35.9	342.3	900	0.251	0.134	0.65	0.86	0.55	0.550	3,581	
	M6	充填	410.0	519,967	35.6	342.3	900	0.257	0.129	0.66	0.62	1.16	1.160	3,718	
	M8	基本	387.2	499,509	35.9	358.3	900	0.296	0.134	0.65	0.85	0.55	0.550	3,586	対象
	M10	縦リブ増	387.2	499,509	35.9	358.3	900	0.298	0.132	0.66	0.38	3.25	3.250	3,632	対象
			449.6	549003	34.9			0.306	0.114						
	M11	縦＋横リブ	387.2	499,509	35.9	358.3	300	0.296	0.134	0.65	0.33	3.25	3.250	3,591	対象
			449.6	549003	34.9			0.305	0.115						
	*M14	断面変化有	410.0	519,984	35.6	358.3	900	0.306	0.128	0.67	0.63	1.15	1.150	3,764	対象
			492.0	624,042						0.60	0.56			4,378	
	M16	縦＋角補強	387.2	499,509	35.9	358.3	900	0.293	0.136	0.65	0.38	3.06	3.060	3617	対象
			511.2	711510	37.46			0.281	0.103						
	M17	縦リブ補強	378.4	484,853	35.8	358.3	600	0.281	0.15	0.41	0.24	3.04	4.460	3204	対象
			437.4	538,387	35.08			0.287	0.130						
	M18	縦リブ補強	378.4	484,853	35.8	358.3	250	0.298	0.133	0.44	0.22	4.36	6.670	3613	対象
鋼材倶楽部	KD-1	基本	378.4	484,853	35.8	330.3	600	0.260	0.127	0.447	0.446	1.006	1.479	3,790	対象
	KD-2	パラメータ制限	436.0	540,713	35.2	330.3	600	0.256	0.109	0.460	0.263	3.004	4.403	3,844	対象
	KD-3	コンパクト断面	419.0	359,690	29.3	330.3	600	0.300	0.118	0.468	0.272	3.054	4.211	3,674	対象
	KD-4	板厚化	573.4	298,477	22.8	330.3	600	0.404	0.079	0.314	0.193	3.090	21.230	4,036	対象
	KD-5	軸力増	419.0	359,690	29.3	330.3	600	0.296	0.166	0.462	0.268	3.054	4.211	3,670	対象
	KD-6	細長比up	282.7	154,411	23.4	330.3	400	0.392	0.109	0.468	0.271	3.070	4.660	3,984	対象
	KD-7_1		256.4	115,213	21.2	330.3	364	0.423	0.094	0.408	0.236	3.211	6.090	3,820	対象
	KD-7_3		256.4	115,213	21.2	330.3	364	0.408	0.077	0.462	0.261	3.211	6.090	4,680	
	KD-9	鋼種変更	282.7	154,411	23.4	330.3	400	0.496	0.098	0.679	0.343	3.070	4.660	6,370	対象
	KD-10	補剛材入制限	487.4	366,612	28.0	330.3	300	0.295	0.148	0.366	0.186	4.121	9.529	3,549	対象
名古屋高速道路公社	N-1	充填	446.0	558,344	35.4	342.3	450	0.259	0.129	0.497	0.274	3.477	4.000	3,710	
	N-2	充填	512.0	615,663	34.7	342.3	700	0.264	0.129	0.497	0.265	3.621	4.145	3,710	
日本道路橋梁協会	B1	基本	412.7	513,113	35.3	342.3	900	0.277	0.113	0.590	0.490	1.470	1.470	4,230	対象
	B5	凹断面リブ	404.0	517,276	35.8	342.3	1050	0.277	0.110	0.530	0.540	0.970	1.140	4,349	対象
	B6	低降伏点鋼せん断パネル	464.8	633,290	34.2	342.3	900	0.231	0.153	0.430	0.310	1.910	3.030	2,773	対象
	B7	角補強（Δ-HTB）（ボルト少）	378.4	480,600	35.6	342.3	900	0.266	0.130	0.560	0.570	0.910	0.910	3,678	対象
			447.0	584,200	36.2			0.262	0.110						
	B8	角補強（Δ-HTB）（増設）	378.4	480,600	35.6	342.3	900	0.266	0.130	0.560	0.570	0.910	0.910	3,678	対象
			447.0	584,200	36.2			0.262	0.110						
阪神高速道路公団	H6	基本（横リブ増設）	386.0	380,313	31.4	600.0	37	0.560	0.079	0.423	0.246	3.044	----	4,297	対象
	H8	剛比最適値の検討	386.0	380,313	31.4	600.0	64	0.560	0.079	0.423	0.423	0.988	----	4,297	対象

$$R_x = \frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_x}}$$

$$R_y = \frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_y}}$$

$$k_x = 4n^2$$

$$k_y = \begin{cases} \dfrac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_l}{\alpha^2(1+n\delta_l)} & (\alpha \le \alpha_0) \\ \dfrac{2(1+\sqrt{(1+n\gamma_l)})}{1+n\delta_l} & (\alpha > \alpha_0) \end{cases}$$

$$\gamma_l = \frac{I_l}{bt^3/11}$$

$$\delta_l = \frac{A_l}{bt}$$

$$\alpha = a/b$$

$$\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_l}$$

$$\gamma_l' = \begin{cases} 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - \dfrac{(1+\alpha^2)^2}{n} & (\alpha < \sqrt[4]{1+n\gamma_l}) \\ \dfrac{1}{n}\left[\left\{2n^2(1+n\delta_l)-1\right\}^2 - 1\right] & (\alpha \ge \sqrt[4]{1+n\gamma_l}) \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}\cdot\frac{h}{r}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

R_x：補剛材間パネルの幅厚比パラメータ
R_y：補剛板全体の幅厚比パラメータ
γ_l'：補剛材の限界剛比
$\gamma_{l,req}$：補剛材の必要剛比
n：縦方向補剛材によって区切られるパネル数
I_l：縦補剛材1個の断面二次モーメント
A_l：縦補剛材1個の断面積
λ：細長比パラメータ
N：供試体に作用する軸力
$N_y = \sigma_y \cdot A$

注：2段書きの数値について、上段の数値は補強材を含まない断面諸元およびその諸元で算定したもの、下段の数値は補強材を含む値を示す。
＊：供試体M14は、基部パネルの中間で断面変化している。上段数値は供試体の基部から450mmより上の断面諸元およびその諸元で算定したもの、下段の数値は供試体基部（450mm）の値を示す。

表一参・2 対象となる鋼製橋脚供試体の一覧表

	供試体番号	種類	断面積 A(cm²)	断面2次モーメント I(cm⁴)	載荷点高さ h(cm)	断面高さ b(cm)	横リブ間隔a(cm)	細長比 λ	軸力 (tf)	軸力比 (N/Ny)	幅厚比 R_R	幅厚比 R_P	縦リブ剛比 γ_l/γ_l^*	縦リブ剛比 $\gamma_l/\gamma_{l,req}$	降伏応力 σ_y(kgf/cm²)
土木研究所（橋研）	No. 2	基本	378.4	480,500	340.3	90.0	90.0	0.26	182.0	12.5%	0.56	0.59	0.91	0.91	3,860
	No. 3	縦リブ増設	455.2	566,500	340.3	90.0	90.0	0.26	182.0	10.7%	0.28	0.45	0.37	1.22	3,750
	No. 4	角補強外	481.6	652,800	340.3	90.0	90.0	0.25	182.0	10.0%	0.56	0.58	0.91	0.91	3,770
	No. 5	角補強L大	378.4	480,500	340.3	90.0	90.0	0.26	182.6	12.8%	0.56	0.58	0.91	0.91	3,770
			504.7	692,600	340.3	90.0	90.0	0.25	182.6	9.6%	0.56	0.58	0.91	0.91	3,770
	No. 10	角補強	419.2	539,700	342.3	90.0	90.0	0.26	182.0	11.0%	0.57	0.59	0.91	0.91	3,940
	No. 11	角補強	378.4	480,500	342.3	90.0	90.0	0.26	182.0	12.8%	0.56	0.58	0.91	0.91	3,770
			447.0	584,200	342.3	90.0	90.0	0.26	182.0	10.8%	0.56	0.58	0.91	0.91	3,770
	No. 12	角補強L小	378.4	480,500	342.3	90.0	90.0	0.26	182.0	12.8%	0.56	0.58	0.91	0.91	3,770
			439.9	587,100	342.3	90.0	90.0	0.25	182.0	11.0%	0.56	0.58	0.91	0.91	3,770
	No. 18	基本、軸力増	378.4	480,500	342.3	90.0	90.0	0.26	291.0	19.7%	0.57	0.59	0.91	0.91	3,900
	No. 20	基本	378.4	480,500	342.3	90.0	90.0	0.27	196.0	12.5%	0.59	0.61	0.91	0.91	4,160
	No. 22	角補強	439.6	569,300	342.3	90.0	90.0	0.26	182.0	10.6%	0.57	0.59	0.91	0.91	3,900
	No. 23	角、軸力増	439.6	569,300	342.3	90.0	90.0	0.26	291.0	16.9%	0.57	0.59	0.91	0.91	3,910
	No. 25	角補強、内外	378.4	480,500	342.3	90.0	90.0	0.27	182.0	11.8%	0.58	0.60	0.91	0.91	4,060
			639.0	901,400	342.3	90.0	90.0	0.26	182.0	7.0%	0.58	0.60	0.91	0.91	4,060
	No. 28	角補強	387.2	499,500	342.3	90.0	90.0	0.26	196.0	13.4%	0.67	0.87	0.55	0.55	3,780
			455.8	603,200	342.3	90.0	90.0	0.25	196.0	11.4%	0.67	0.87	0.55	0.55	3,780
耐震研	T1	基本	378.4	480,600	500.0	90.0	84.0	0.39	182.0	12.1%	0.50	0.56	1.02	1.02	3,980
	T2	角補強	378.4	480,600	500.0	90.0	84.0	0.39	182.0	12.1%	0.50	0.56	1.02	1.02	3,980
		（不連続補剛材）	446.8	586,980	500.0	90.0	84.0	0.38	182.0	10.2%	0.50	0.56	1.02	1.02	3,980
首都高速道路公団	M1	横リブ増、低剛	387.2	499,493	342.3	90.0	30.0	0.25	185.9	13.9%	0.64	0.47	0.55	0.55	3,456
	M2	横リブ増、高剛	410.0	519,967	342.3	90.0	30.0	0.25	196.4	13.2%	0.66	0.41	1.16	1.16	3,629
	M3	Rコーナー	467.8	555,412	342.3	90.0	90.0	0.27	224.5	12.5%	0.63	0.68	0.87	0.87	3,847
	M4	コーナー縦リブ	516.0	666,822	342.3	90.0	90.0	0.24	247.7	14.2%	0.62	0.65	0.90	0.90	3,383
	M8	基本	387.2	499,509	358.3	90.0	90.0	0.26	185.9	13.4%	0.65	0.85	0.55	0.55	3,586
	M10	縦リブ補強	387.2	499,509	358.3	90.0	90.0	0.26	185.9	13.2%	0.66	0.38	3.25	3.25	3,632
			449.6	549,003	358.3	90.0	90.0	0.27	185.9	11.4%	0.66	0.38	3.25	3.25	3,632
	M11	縦＋横リブ	387.2	499,509	358.3	90.0	30.0	0.26	185.9	13.4%	0.65	0.33	3.25	3.25	3,591
			449.6	549,003	358.3	90.0	30.0	0.27	185.9	11.5%	0.65	0.33	3.25	3.25	3,591
	*M14	断面変化有	410.0	519,984	358.3	90.0	90.0	0.27	185.9	12.0%	0.67	0.63	1.15	1.15	3,764
			492.0	624,042	358.3	90.0	90.0	0.29	185.9	8.6%	0.60	0.56	1.15	1.15	4,378
	M16	縦＋角補強	387.2	499,509	358.3	90.0	90.0	0.26	185.9	13.7%	0.65	0.38	3.06	3.06	3,517
			592.8	781,320	358.3	90.0	90.0	0.26	185.9	8.9%	0.65	0.38	3.06	3.06	3,517
	M17	縦リブ補強	378.4	484,853	358.3	90.0	50.0	0.25	181.6	15.0%	0.41	0.24	3.04	4.45	3,204
			437.4	538,387	358.3	90.0	50.0	0.25	181.6	13.0%	0.41	0.24	3.04	4.45	3,204
	M18	横リブ増設	378.4	484,853	358.3	90.0	25.0	0.26	181.8	13.3%	0.44	0.22	4.35	6.67	3,613
鋼材倶楽部	KD-1	基本	378.4	484,853	330.3	90.0	50.0	0.25	182.0	12.7%	0.45	0.45	1.01	1.48	3,790
	KD-2	パラメータ制限	436.0	540,713	330.3	90.0	50.0	0.26	182.0	10.9%	0.45	0.26	3.00	4.40	3,844
	KD-3	コンパクト断面	419.0	359,690	330.3	75.0	50.0	0.30	182.0	11.8%	0.46	0.27	3.05	4.21	3,674
	KD-4	極厚化	573.4	298,477	330.3	60.0	50.0	0.40	182.0	7.9%	0.31	0.19	3.09	21.23	4,035
	KD-5	軸力増	419.0	359,690	330.3	75.0	50.0	0.30	248.0	16.6%	0.45	0.27	3.05	4.21	3,570
	KD-6	細長比up	282.7	154,411	330.3	60.0	40.0	0.39	123.0	10.9%	0.46	0.27	3.07	4.65	3,984
	KD-7_1		256.4	115,213	330.3	54.6	36.4	0.42	92.0	9.4%	0.41	0.24	3.21	6.09	3,820
	KD-9	高強度鋼SM570	282.7	154,411	330.3	60.0	40.0	0.50	177.0	9.8%	0.58	0.34	3.07	4.65	6,370
	KD-10	補剛材λ制限	467.4	366,612	330.3	72.0	36.0	0.30	224.0	14.8%	0.36	0.19	4.12	9.53	3,249
橋梁建設協会	B1	基本	412.7	513,113	342.3	90.0	90.0	0.28	198.1	11.3%	0.59	0.49	1.47	1.47	4,230
	B5	閉断面リブ	404.0	517,276	342.3	90.0	105.0	0.28	193.9	11.0%	0.53	0.54	0.97	1.14	4,349
	B6	低降伏点鋼せん断	454.8	533,290	342.3	90.0	90.0	0.23	193.0	15.3%	0.43	0.31	1.91	3.03	2,773
	B7	角補強（⊿-HTB）	378.4	480,500	342.3	90.0	90.0	0.26	181.6	13.0%	0.55	0.57	0.91	0.91	3,678
		（ボルト少）	447.0	584,200	342.3	90.0	90.0	0.25	181.6	11.0%	0.55	0.57	0.91	0.91	3,678
	B8	角補強（⊿-HTB）	378.4	480,500	342.3	90.0	90.0	0.26	181.6	13.0%	0.55	0.57	0.91	0.91	3,678
		（溶接）	447.0	584,200	342.3	90.0	90.0	0.25	181.6	11.0%	0.55	0.57	0.91	0.91	3,678
阪高	H6	基本（横リブ増設）	386.0	380,313	600.0	81.8	37.0	0.55	131.0	7.9%	0.42	0.25	3.04	----	4,297
	H8	剛比最適値の検討	386.0	380,313	600.0	81.8	64.0	0.55	131.0	7.9%	0.42	0.42	0.99	----	4,297

$$R_R = \frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_R}}$$

$$R_P = \frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_P}}$$

$$k_R = 4n^2$$

$$k_P = \begin{cases} \dfrac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_l}{\alpha^2(1+n\delta_l)} & (\alpha \le \alpha_0) \\ \dfrac{2(1+\sqrt{(1+n\gamma_l)})}{1+n\delta_l} & (\alpha > \alpha_0) \end{cases}$$

$$\gamma_l = \frac{I_l}{bt^3/11}$$

$$\delta_l = \frac{A_l}{bt}$$

$$\alpha = a/b$$

$$\alpha_0 = \sqrt[4]{1+n\gamma_l}$$

$$\gamma_l^* = \begin{cases} 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - \dfrac{(1+\alpha^2)^2}{n} & (\alpha < \sqrt[4]{1+n\gamma_l}) \\ \dfrac{1}{n}\left[(2n^2(1+n\delta_l)-1)^2 - 1\right] & (\alpha \ge \sqrt[4]{1+n\gamma_l}) \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}\cdot\frac{h}{r}$$

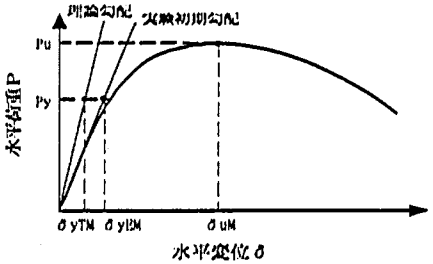
$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

R_R：補剛材間パネルの幅厚比パラメータ
R_P：補剛板全体の幅厚比パラメータ
γ_l^*：補剛材の限界剛比
$\gamma_{l,req}$：補剛材の必要剛比
n：縦方向補剛材によって区切られるパネル数
I_l：縦補剛材１個の断面二次モーメント
A_l：縦補剛材１個の断面積
λ：細長比パラメータ
N：供試体に作用する軸力
Ny＝σy・A

注：２段書きの数値について、上段の数値は補強材を含まない断面諸元およびその諸元で算定したもの、下段の数値は補強材を含む値を示す。
＊：供試体M14は、基部パネルの中間で断面変化している。上段数値は供試体の基部から450mmより上の断面諸元およびその諸元で算定したもの、下段の数値は供試体基部（450mm）の値を示す。

表一参・3 鋼製橋脚供試体の水平荷重と補正した終局水平変位の一覧表

	供試体番号	種類	P_y (tf)	δ_{yEM} (mm)	P_u (tf)	δ_{uM} (mm)	δ_{yTM} (mm)	δ_u^* (mm)	P_u/P_y	δ_u^*/δ_{yTM}	M_u (tfm)	M_{u0}/M_u	I_0/I
土木研究所（橋梁研）	No. 2	基本	106.0	19.9	156.0	38.0	13.8	29.02	1.47	2.10	536.2	0.990	69.3%
	No. 3	縦リブ増設	124.0	20.6	197.0	54.0	13.7	43.04	1.59	3.14	678.2	0.988	66.5%
	No. 4	角補強外	145.0	18.8	219.0	58.0	13.9	50.60	1.51	3.64	754.5	0.988	73.9%
	No. 5	角補強し大	103.0	13.8	175.0	50.0	13.4	49.32	1.70	3.68	604.5	0.985	97.2%
			154.0	20.5	175.0	50.0	13.9	42.50	1.14	3.06	603.3	0.987	67.8%
	No. 10	角補強	123.0	19.1	155.0	45.0	14.5	39.20	1.26	2.70	537.7	0.987	76.0%
	No. 11	角補強	103.0	15.4	153.0	60.0	13.6	57.33	1.49	4.22	534.2	0.980	88.6%
			128.0	19.3	153.0	60.0	13.9	53.55	1.20	3.85	533.5	0.982	72.3%
	No. 12	角補強し小	103.0	15.1	150.0	45.0	13.6	42.82	1.46	3.15	521.2	0.985	90.4%
			128.0	18.9	150.0	45.0	13.9	39.14	1.17	2.82	520.6	0.986	73.4%
	No. 18	基本、軸力増	97.7	16.2	130.0	28.0	12.9	23.61	1.33	1.83	451.9	0.985	79.9%
	No. 20	基本	114.0	19.0	140.0	37.0	15.1	32.21	1.23	2.13	485.5	0.987	79.5%
	No. 22	角補強	129.0	18.4	173.0	59.0	14.4	53.64	1.34	3.72	601.9	0.984	78.4%
	No. 23	角、軸力増	120.0	18.3	162.0	44.0	13.4	37.39	1.35	2.79	565.4	0.981	73.3%
	No. 25	角補強、内外	112.0	14.1	193.0	76.0	14.8	77.21	1.72	5.22	674.7	0.979	105.2%
			221.0	28.0	193.0	76.0	15.6	65.17	0.87	4.18	672.5	0.982	55.7%
	No. 28	角補強	106.0	16.2	153.0	44.0	13.5	40.10	1.44	2.97	531.6	0.985	83.4%
			131.0	20.0	153.0	44.0	13.8	36.76	1.17	2.66	530.9	0.986	69.1%
耐震研	T1	基本	74.7	39.7	98.6	68.0	30.8	56.25	1.32	1.83	503.2	0.980	77.7%
	T2	角補強（不連続補剛材）	74.7	36.4	107.5	86.0	30.8	77.94	1.44	2.53	551.7	0.974	84.7%
			93.2	50.7	107.5	86.0	31.5	63.85	1.15	2.03	549.1	0.979	62.1%
首都高速道路公団	M1	横リブ増、低剛	96.5	13.9	132.6	27.0	12.3	24.80	1.37	2.02	458.5	0.990	88.5%
	M2	横リブ増、高剛	106.3	16.2	138.2	29.0	13.0	24.84	1.30	1.91	477.9	0.990	80.3%
	M3	Rコーナー	120.2	18.2	180.1	73.0	13.8	66.41	1.50	4.81	631.4	0.976	75.7%
	M4	コーナー縦リブ	125.7	15.3	167.0	40.0	12.0	35.62	1.33	2.97	580.5	0.985	78.4%
	M8	基本	100.7	19.8	111.0	33.0	12.8	25.28	1.10	1.98	402.4	0.988	74.3%
	M10	縦リブ補強	102.2	19.4	117.7	33.0	13.0	25.63	1.15	1.97	426.5	0.989	77.0%
			114.7	21.7	117.7	33.0	13.2	24.28	1.03	1.84	426.2	0.989	70.3%
	M11	縦＋横リブ	100.9	18.0	125.7	44.0	12.8	37.52	1.25	2.93	457.4	0.985	81.9%
			113.3	20.2	125.7	44.0	13.1	36.12	1.11	2.76	457.1	0.985	74.6%
	M14	断面変化有	127.6	21.2	142.6	36.0	15.1	29.18	1.12	1.93	516.4	0.989	84.5%
			147.4	21.2	142.6	36.0	17.2	32.18	0.97	1.87	516.9	0.988	81.4%
	M16	縦＋角補強	98.5	14.3	163.3	36.0	12.5	33.02	1.66	2.64	591.2	0.990	100.7%
			146.9	21.3	163.3	36.0	13.0	26.77	1.11	2.06	590.1	0.992	64.4%
	M17	縦リブ補強	85.7	15.4	143.3	65.0	11.5	58.48	1.67	5.09	524.1	0.980	83.8%
			99.5	17.6	143.3	65.0	11.8	56.65	1.44	4.80	523.7	0.980	76.7%
	M18	横リブ増設	98.6	17.8	131.3	57.0	12.9	50.47	1.33	3.91	479.6	0.981	83.4%
鋼材倶楽部	KD-1	基本	108.0	15.9	152.0	40.7	12.7	36.25	1.41	2.85	508.7	0.987	80.1%
	KD-2	パラメータ制限	125.0	19.4	183.0	55.7	13.2	46.66	1.46	3.53	612.9	0.986	68.2%
	KD-3	コンパクト断面	94.1	22.0	137.0	58.4	15.0	48.16	1.46	3.22	461.3	0.981	68.0%
	KD-4	極厚化	112.0	32.7	161.0	177.0	21.5	160.85	1.44	7.49	561.1	0.948	65.6%
	KD-5	軸力増	86.5	18.1	127.0	64.3	13.8	57.92	1.47	4.21	433.8	0.967	76.0%
	KD-6	細長比up	55.5	28.4	79.4	84.9	20.6	73.68	1.43	3.58	271.3	0.967	72.4%
	KD-7_1		44.2	25.7	69.4	113.0	21.9	107.10	1.57	4.88	239.1	0.959	85.4%
	KD-9	高強度鋼SM570	89.5	43.0	109.0	73.0	33.2	61.01	1.22	1.84	370.8	0.971	77.1%
	KD-10	補剛材入制限	85.4	18.9	143.0	83.9	13.3	74.56	1.67	5.60	489.0	0.966	70.5%
橋梁建設協会	B1	基本	124.9	20.2	157.0	45.0	15.5	39.09	1.26	2.52	545.2	0.986	76.7%
	B5	開断面リブ	129.9	18.7	189.0	55.0	16.0	51.07	1.45	3.19	656.8	0.985	85.5%
	B6	低降伏点鋼せん断制限	81.3	8.3	175.2	60.0	9.7	63.02	2.15	6.50	611.9	0.980	116.9%
	B7	角補強（⊿-HTB）	99.8	16.5	137.2	47.0	13.2	42.46	1.37	3.22	477.3	0.984	80.1%
		（ボルト少）	124.1	20.5	137.2		13.6	42.46	1.11	3.12	477.3	0.984	66.0%
	B8	角補強（⊿-HTB）	99.8	16.9	134.5	56.0	13.2	51.01	1.35	3.86	469.7	0.980	78.2%
		（喫緊）	124.1	21.0	134.5		13.6	51.01	1.08	3.75	469.7	0.980	64.4%
阪高	H6	基本（横リブ増設）	62.7	56.5	87.9	185.8	56.5	171.92	1.40	3.04	549.9	0.959	100.0%
	H8	剛比最適値の検討	62.7	56.5	77.1	127.0	56.5	114.83	1.23	2.03	477.6	0.969	100.0%



P_u：終局水平荷重

P_y：降伏水平荷重

$P_y = 2\cdot(\sigma_y - N/A)\cdot I/(b\cdot h)$

δ_{yTM}：実理論で算出した降伏水平変位

$\delta_{yTM} = P_y\cdot h^3/(3EI)$

δ_u^*：理論勾配によるδ_{uM}の補正値

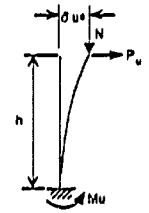
$\delta_u^* = \delta_{uM} - P_u/P_y\cdot(\delta_{yEM} - \delta_{yTM})$

M_u：幾何学非線形の影響を考慮した終局曲げモーメント

$M_u = P_u\cdot h + N\cdot\delta_u^*$

M_{u0}：幾何学非線形を無視した終局曲げモーメント

$M_{u0} = P_u\cdot h$



I_0/I：実験初期勾配P_y/δ_{yEM}と理論勾配$(3EI/h^3)$の比率である

I_0：実験初期勾配によって計算した断面二次モーメント

$I_0 = P_y\cdot h^3/(3E\delta_{yEM})$

I_0/Iの平均値が0.756、標準偏差が0.098である

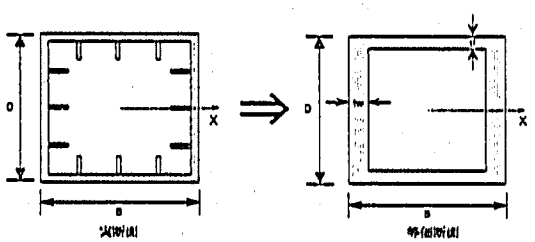
（角補強断面の場合には、下段の数値を使っていた）

注：２段書きの数値について、上段の数値は補強材を含まない断面諸元およびその諸元で算定したもの、下段の数値は補強材を含む値を示す。

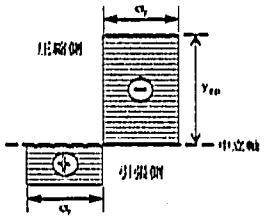
＊：供試体M14は、基部パネルの中間で断面変化している。上段数値は供試体の基部から450mmより上の断面諸元およびその諸元で算定したもの、下段の数値は供試体基部（450mm）の値を示す。

表一参・4 鋼製橋脚供試体の等価断面および断面の全塑性曲げモーメント

		供試体番号	種類	断面積 A(cm²)	断面2次モーメント I(cm⁴)	等価断面 tf(cm)	等価断面 tw(cm)	My (tfm)	等価断面 M_p(tfm)	等価断面 y_{cp}(cm)	実断面 M_p(tfm)	実断面 y_{cp}(cm)	M_{pe}/M_{px}	Yc_e/Yc_x	M_u/M_p	P_u/P_y	M_u/M_y	$M_y/M_{y\Omega}$
角補強していない供試体	回帰式に使う供試体	No.2	基本	378.4	480,500	0.98	1.14	360.6	465.7	55.30	467.4	55.43	99.6%	99.8%	1.15	1.47	1.49	1.20
		No.3	縦リブ増設	455.2	566,500	1.14	1.42	421.6	540.4	53.64	525.3	56.21	102.9%	95.3%	1.26	1.59	1.61	1.16
		No.18	基本、軸力増	378.4	480,500	0.98	1.14	334.4	456.3	61.28	457.0	63.06	99.9%	97.2%	0.99	1.33	1.35	1.24
		No.20	基本	378.4	480,500	0.98	1.14	388.7	501.8	55.33	503.7	55.42	99.6%	99.8%	0.97	1.23	1.25	1.31
		T1	基本	378.4	480,600	0.98	1.14	361.3	480.8	54.99	482.5	55.04	99.6%	99.9%	1.05	1.36	1.39	1.24
		M8	基本	387.2	499,509	1.04	1.14	344.7	445.8	56.42	446.2	57.96	100.1%	97.3%	0.90	1.15	1.17	1.10
		M18	横リブ増設	378.4	484,853	1.00	1.13	337.5	437.2	56.18	440.2	54.96	99.3%	102.2%	1.10	1.39	1.42	1.11
		KD-1	基本	378.4	484,853	1.00	1.13	356.5	459.5	55.67	459.9	54.34	99.9%	102.5%	1.11	1.41	1.43	1.17
		KD-2	パラメータ制限	436.0	540,713	1.08	1.37	411.5	529.0	53.67	530.0	54.02	99.8%	99.4%	1.16	1.47	1.49	1.19
		KD-3	コンパクト断面	419.0	359,690	1.28	1.57	310.8	403.5	46.37	403.6	47.82	100.0%	94.9%	1.14	1.46	1.48	1.13
		KD-5	軸力増	419.0	359,690	1.28	1.57	285.6	385.3	48.57	383.8	49.84	100.4%	97.5%	1.13	1.47	1.52	1.10
		KD-6	細長比up	282.7	154,411	1.07	1.34	182.7	236.0	35.77	236.2	37.72	99.9%	94.8%	1.15	1.44	1.49	1.24
		KD-7_1		256.4	115,213	1.06	1.34	146.1	186.8	31.79	187.3	33.32	99.7%	95.4%	1.28	1.57	1.64	1.18
		KD-10	補剛材入 制限	467.4	366,612	1.49	1.84	281.9	376.6	45.42	375.6	47.61	100.3%	95.4%	1.30	1.68	1.73	0.98
		B1	基本	412.7	513,113	1.03	1.29	427.8	551.2	54.01					0.99	1.26	1.27	1.33
		H6	基本（横リブ増設）	386.0	380,313	0.97	1.42	368.0	467.32	46.26					1.18	1.43	1.49	1.18
		H8	剛比最適値の検討	386.0	380,313	0.97	1.42	368.0	467.32	46.26					1.02	1.26	1.30	1.18
		平均値											1.00	0.98	1.11	1.41	1.44	1.18
	回帰式に使わない供試体	M1	横リブ増、低剛	387.2	499,493	1.04	1.14	330.3	428.8	56.84	428.2	58.45	100.2%	97.3%	1.07	1.37	1.39	1.06
		M2	横リブ増、高剛	410.0	519,967	1.07	1.24	364.0	472.9	55.91	472.0	58.56	100.2%	95.5%	1.01	1.30	1.31	1.12
		M3	Rコーナー	467.8	555,412	1.06	1.58	415.5	550.0	54.27	560.4	60.42	98.1%	89.8%	1.15	1.48	1.52	1.19
		M4	コーナー縦リブ	516.0	666,822	1.42	1.49	430.1	560.0	57.28	565.7	58.91	99.0%	97.2%	1.04	1.33	1.35	1.03
		M10	縦リブ補強	449.6	549,003	1.08	1.45	392.6	509.7	53.81	507.6	56.11	100.4%	95.9%	0.84	1.07	1.09	1.12
		M11	縦＋横リブ	449.6	549,003	1.08	1.45	387.7	503.7	53.95	501.7	56.13	100.4%	96.1%	0.91	1.16	1.18	1.10
		M14	断面変化有	492.0	624,042	1.30	1.48	379.3	491.2	55.58	---	---			1.05	1.12	1.36	1.37
		M17	縦リブ補強	437.4	538,387	1.07	1.39	333.5	437.5	55.19	438.7	54.08	99.7%	102.0%	1.20	1.54	1.57	0.97
		KD-4	極厚化	573.4	298,477	2.17	2.81	369.7	475.7	34.02	472.2	31.44	100.7%	108.2%	1.18	1.44	1.52	1.29
		KD-9	高強度鋼SM570	282.7	154,411	1.07	1.34	295.7	378.4	35.19	379.1	36.95	99.8%	95.2%	0.98	1.22	1.25	1.41
		B5	凹断面リブ	404.0	517,276	1.07	1.20	444.9	565.8	54.25					1.16	1.45	1.48	1.37
		B6	低降伏点鋼せん断	504.7	692,600	1.57	1.28	524.7	644.5	54.49	650.7	55.74	99.1%	97.7%	0.94	2.15	1.15	1.16
		平均値											1.00	0.98	1.04	1.39	1.35	1.18
角補強した供試体		No.4	角補強外	481.6	652,800	1.46	1.26	492.2	609.1	54.59	612.2	56.41	99.5%	96.8%	1.24	1.51	1.53	1.16
		No.5	角補強L大	504.7	692,600	1.57	1.28	524.7	644.5	54.49	650.7	55.74	99.1%	97.7%	0.94	1.13	1.15	1.16
		No.10	角補強	419.2	539,700	1.13	1.23	420.6	533.8	54.36	538.7	55.17	99.1%	98.5%	1.01	1.26	1.28	1.22
		No.11	角補強	447.0	584,200	1.25	1.27	436.6	550.5	54.53	557.5	55.74	98.7%	97.8%	0.97	1.20	1.22	1.16
		No.12	角補強L小	439.9	587,100	1.28	1.20	437.8	548.9	55.12	552.9	55.74	99.3%	98.9%	0.95	1.17	1.19	1.16
		No.22	角補強	439.6	569,300	1.20	1.27	441.1	557.0	54.14	563.0	55.30	98.9%	97.9%	1.08	1.34	1.36	1.21
		No.23	角、軸力増	439.6	569,300	1.20	1.27	411.1	545.6	59.58	549.1	63.01	99.4%	94.6%	1.04	1.35	1.38	1.23
		No.25	角補強、内外	639.0	901,400	2.15	1.47	756.2	902.7	52.60	912.5	54.79	98.9%	96.0%	0.74	0.87	0.89	1.25
		No.28	角補強	455.8	603,200	1.31	1.26	448.9	566.5	55.28	571.1	57.96	99.2%	95.4%	0.94	1.17	1.18	1.17
		T2	角補強	446.8	586,980	1.26	1.26	466.0	583.8	54.10	589.6	55.04	99.0%	98.3%	0.94	1.22	1.18	1.24
		M16	縦＋角補強	592.8	781,320	1.73	1.63	547.7	686.8	54.36	689.3	54.39	99.6%	100.0%	0.86	1.07	1.08	1.07
		B7	角補強（∠-HTB）	447.0	584,200	1.25	1.27	425.0	536.8	54.67					0.89	1.11	1.12	1.13
		B8	角補強（∠-HTB）	447.0	584,200	1.25	1.27	425.0	536.8	54.67					0.87	1.08	1.11	1.13
		平均値											0.99	0.97	0.96	1.19	1.21	1.18



実断面から等価断面への変換



全塑性断面の応力分布と中立軸の位置

M_p：断面の全塑性曲げモーメント

M_y：断面の降伏曲げモーメント

$$M_y = (\sigma_y - N/A) * I/(D/2)$$

y_{cp}：断面が全塑性になる時の中立軸から圧縮縁間での距離

M_u：終局曲げモーメント

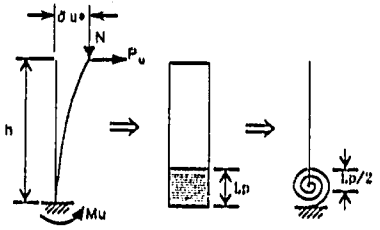
$$M_u = P_u \cdot h + N \cdot \delta_u^*$$

tf、tw：等価断面のフランジとWウェブの板厚

$M_{y\Omega}$：公称降伏応力を用いて計算した断面の降伏曲げモーメント

表－参・5 鋼製橋脚供試体の限界ひずみ

	供試体番号	種類	R_y	γ_1/γ_1^*	$\gamma_1/\gamma_{1,req}$	P_u/P_y	Lp(cm) a/2	φy (1/m)	φu (1/m)	εu	εu/εy	Lp(cm) 0.4√ab	φu (1/m)	εu (1/m)	εu/εy	Lp(cm) RC式	φu (1/m)	εu (1/m)	εu/εy
角補強していない供試体 回帰式に使う供試体	No.2	基本	0.5884	0.914	0.914	1.47	45.0	3.575E-03	0.0142	0.0079	4.29	36.0	0.0167	0.0093	5.03	45.0	0.0142	0.0079	4.29
	No.3	縦リブ増設	0.4539	0.368	1.396	1.59	45.0	3.549E-03	0.0241	0.0135	7.57	36.0	0.0288	0.0162	9.08	45.0	0.0241	0.0135	7.57
	No.18	基本、軸力増	0.5914	0.914	0.914	1.33	45.0	3.303E-03	0.0107	0.0068	3.65	36.0	0.0125	0.0079	4.24	45.0	0.0107	0.0068	3.65
	No.20	基本	0.6108	0.914	0.914	1.23	45.0	3.866E-03	0.0158	0.0087	4.41	36.0	0.0185	0.0103	5.18	45.0	0.0158	0.0087	4.41
	T1	基本	0.5595	1.049	1.049	1.36	42.0	3.696E-03	0.0163	0.0090	4.75	34.8	0.0189	0.0104	5.48	45.0	0.0155	0.0086	4.51
	M8	基本	0.8464	0.549	0.549	1.15	45.0	2.991E-03	0.0113	0.0065	3.82	36.0	0.0132	0.0076	4.47	45.0	0.0113	0.0065	3.82
	M18	横リブ補強	0.2192	4.379	6.720	1.39	12.5	3.015E-03	0.0884	0.0486	28.24	19.0	0.0598	0.0329	19.10	45.0	0.0279	0.0153	8.91
	KD-1	基本	0.4457	1.006	1.479	1.41	25.0	3.504E-03	0.0331	0.0180	9.97	26.8	0.0312	0.0169	9.38	45.0	0.0205	0.0111	6.17
	KD-2	パラメータ制限	0.2631	3.004	4.403	1.47	25.0	3.636E-03	0.0457	0.0247	13.49	26.8	0.0430	0.0232	12.68	45.0	0.0278	0.0150	8.20
	KD-3	コンパクト断面	0.2718	3.054	4.211	1.46	25.0	4.115E-03	0.0459	0.0219	12.54	24.5	0.0467	0.0223	12.77	37.5	0.0325	0.0156	8.89
	KD-5	軸力増	0.2679	3.054	4.211	1.47	25.0	3.782E-03	0.0594	0.0296	17.40	24.5	0.0605	0.0301	17.73	37.5	0.0416	0.0207	12.19
	KD-6	細長比up	0.2709	3.070	4.650	1.44	20.0	5.653E-03	0.0886	0.0334	17.61	19.6	0.0902	0.0340	17.94	30.0	0.0618	0.0233	12.29
	KD-7_1		0.2362	3.211	6.090	1.57	18.2	6.034E-03	0.1517	0.0506	27.79	17.8	0.1546	0.0515	28.32	27.3	0.1045	0.0348	19.15
	KD-10	補剛材入制限	0.1845	4.121	9.529	1.68	18.0	3.664E-03	0.1096	0.0522	33.71	20.4	0.0976	0.0465	30.03	36.0	0.0581	0.0277	17.89
	B1	基本	0.4906	1.468	1.468	1.26	45.0	3.969E-03	0.0204	0.0110	5.46	36.0	0.0242	0.0131	6.48	45.0	0.0204	0.0110	5.46
	H6	基本	0.2455	3.067	5.833	1.43	18.5	4.708E-03	0.1210	0.0560	27.35	22.0	0.1027	0.0475	23.23	40.9	0.0583	0.0270	13.18
	H8	剛比の最適値を	0.4219	1.005	1.879	1.26	32.0	4.708E-03	0.0416	0.0192	9.40	28.9	0.0454	0.0210	10.26	40.9	0.0338	0.0156	7.64
回帰式に使わない供試体	M1	横リブ増、低剛	0.470	0.550	0.550	1.37	15.0	3.149E-03	0.0280	0.0164	9.96	20.8	0.0213	0.0124	7.55	45.0	0.0118	0.0069	4.20
	M2	横リブ増、高剛	0.410	1.160	1.160	1.30	15.0	3.329E-03	0.0269	0.0158	9.12	20.8	0.0205	0.0120	6.94	45.0	0.0116	0.0068	3.92
	M3	Rコーナー	0.680	0.870	0.870	1.48	45.0	3.533E-03	0.0401	0.0242	13.22	36.0	0.0486	0.0294	16.03	45.0	0.0401	0.0242	13.22
	M4	コーナー縦リブ	0.650	0.900	0.900	1.33	45.0	3.072E-03	0.0195	0.0115	7.12	36.0	0.0233	0.0137	8.52	45.0	0.0195	0.0115	7.12
	M10	縦リブ補強	0.380	3.250	3.250	1.07	45.0	3.085E-03	0.0104	0.0058	3.38	36.0	0.0121	0.0068	3.93	45.0	0.0104	0.0058	3.38
	M11	縦＋横リブ	0.330	3.250	3.250	1.16	15.0	3.061E-03	0.0468	0.0263	15.37	20.8	0.0349	0.0196	11.46	45.0	0.0183	0.0103	6.01
	M14	断面変化有	0.560	1.150	1.150	1.12	45.0	4.031E-03	0.0139	0.0075	3.59	36.0	0.0162	0.0087	4.19	45.0	0.0139	0.0075	3.59
	M17	縦リブ補強	0.240	3.040	4.450	1.54	25.0	2.757E-03	0.0546	0.0295	19.37	26.8	0.0512	0.0277	18.16	45.0	0.0324	0.0175	11.50
	KD-4	極厚化	0.193	3.090	21.230	1.44	25.0	5.902E-03	0.1813	0.0570	29.68	21.9	0.2051	0.0645	33.57	30.0	0.1533	0.0482	25.08
	KD-9	鋼種変更	0.343	3.070	4.650	1.22	20.0	9.117E-03	0.0526	0.0194	6.41	19.6	0.0535	0.0198	6.51	30.0	0.0386	0.0142	4.70
	B5	閉断面リブ	0.540	0.970	1.140	1.45	52.5	4.097E-03	0.0252	0.0137	6.61	38.9	0.0320	0.0174	8.39	45.0	0.0285	0.0154	7.46
	B6	低降伏点鋼せん断	0.310	1.910	3.030	2.15	45.0	2.484E-03	0.0395	0.0222	16.80	36.0	0.0482	0.0270	20.47	45.0	0.0395	0.0222	16.80
角補強した供試体	No.4	角補強外	0.581	0.914	0.914	1.51	45.0	3.601E-03	0.0293	0.0165	9.20	36.0	0.0352	0.0199	11.07	45.0	0.0293	0.0165	9.20
	No.5	角補強L大	0.581	0.914	0.914	1.13	45.0	3.601E-03	0.0236	0.0132	7.33	36.0	0.0283	0.0157	8.77	45.0	0.0236	0.0132	7.33
	No.10	角補強	0.594	0.914	0.914	1.26	45.0	3.713E-03	0.0209	0.0115	6.14	36.0	0.0249	0.0137	7.31	45.0	0.0209	0.0115	6.14
	No.11	角補強	0.581	0.914	0.914	1.20	45.0	3.559E-03	0.0311	0.0173	9.66	36.0	0.0375	0.0209	11.65	45.0	0.0311	0.0173	9.66
	No.12	角補強L小	0.581	0.914	0.914	1.17	45.0	3.559E-03	0.0211	0.0118	6.55	36.0	0.0252	0.0140	7.82	45.0	0.0211	0.0118	6.55
	No.22	角補強	0.591	0.914	0.914	1.34	45.0	3.687E-03	0.0310	0.0171	9.22	36.0	0.0373	0.0206	11.10	45.0	0.0310	0.0171	9.22
	No.23	角、軸力増	0.592	0.914	0.914	1.35	45.0	3.431E-03	0.0201	0.0127	6.80	36.0	0.0240	0.0151	8.11	45.0	0.0201	0.0127	6.80
	No.25	角補強、内外	0.603	0.914	0.914	0.87	45.0	3.994E-03	0.0384	0.0211	10.89	36.0	0.0465	0.0254	13.16	45.0	0.0384	0.0211	10.89
	No.28	角補強	0.869	0.549	0.549	1.17	45.0	3.533E-03	0.0195	0.0113	6.28	36.0	0.0232	0.0134	7.47	45.0	0.0195	0.0113	6.28
	T2	角補強	0.560	1.024	1.024	1.22	42.0	3.780E-03	0.0199	0.0109	5.77	34.8	0.0231	0.0127	6.70	45.0	0.0188	0.0104	5.47
	M16	縦＋角補強	0.380	3.060	3.060	1.07	45.0	3.038E-03	0.0122	0.0066	3.95	36.0	0.0143	0.0078	4.64	45.0	0.0122	0.0066	3.95
	B7	角補強（⊿-HTB）	0.570	0.910	0.910	1.11	45.0	3.482E-03	0.0235	0.0129	7.35	36.0	0.0282	0.0154	8.80	45.0	0.0235	0.0129	7.35
	B8	角補強（⊿-HTB）	0.570	0.910	0.910	1.08	45.0	3.482E-03	0.0295	0.0161	9.20	36.0	0.0355	0.0194	11.09	45.0	0.0295	0.0161	9.20



塑性ヒンジ長の概念図

Lp：塑性ヒンジ長

ϕy：降伏曲率、$\phi y = M_y/(EI) = (3\delta_{yTM})/h^2$

ϕu：終局曲率、$\phi u = \phi y + (\delta_u^* - \delta_{yTM}) / \{Lp \cdot (h - Lp/2)\}$

ε_y：降伏ひずみ、$\varepsilon_y = \sigma_y/E$

ε_u：限界ひずみ、$\varepsilon_u = \phi_u \cdot y_{cp}$

表－参・6　供試体の耐力と変形性能の解析結果

						実験値					計算値							比較	
				R_μ	Lp(cm) a/2	Pu (tf)	δu* (mm)	δm (mm)	Pu/Py	δm/δy	εu/εy 回帰式	φu (1/m)	Pu tf	δu(mm) 未補正	δu(mm) 補正	Pu/Py	δm/δy	Pu/Pu 計/実	δu/δu 計/実
角補強していない供試体	回帰式に使う供試体	No.2	基本	0.588	45.0	156.0	29.0	38.0	1.47	1.91	4.92	0.0143	139.4	29.1	37.1	1.31	1.87	0.89	0.98
		No.3	縦リブ増設	0.454	45.0	197.0	43.0	54.0	1.59	2.62	7.27	0.0206	171.8	38.1	47.7	1.39	2.32	0.87	0.88
		No.18	基本、軸力増	0.591	45.0	130.0	23.6	28.0	1.33	1.73	4.88	0.0115	134.7	24.7	29.3	1.38	1.81	1.04	1.05
		No.20	基本	0.611	45.0	140.0	32.2	37.0	1.23	1.95	4.67	0.0147	147.7	30.6	35.7	1.30	1.88	1.06	0.96
		T1	基本	0.560	42.0	98.6	56.3	68.0	1.32	1.71	5.28	0.0160	98.3	55.5	67.2	1.32	1.69	1.00	0.99
		M8	基本	0.846	45.0	111.0	25.3	33.0	1.10	1.67	3.14	0.0073	111.7	19.3	27.1	1.11	1.37	1.01	0.82
		M18	横リブ補強	0.219	12.5	131.3	50.5	57.0	1.33	3.20	26.33	0.0650	144.9	40.2	47.4	1.47	2.66	1.10	0.83
		KD-1	基本	0.446	25.0	152.0	36.3	40.7	1.41	2.56	7.48	0.0217	150.5	27.2	31.6	1.39	1.99	0.99	0.78
		KD-2	パラメータ制限	0.263	25.0	183.0	46.7	55.7	1.46	2.87	18.72	0.0567	185.7	55.4	64.6	1.49	3.33	1.01	1.16
		KD-3	コンパクト断面	0.272	25.0	137.0	48.2	58.4	1.46	2.65	17.63	0.0569	140.1	56.9	67.4	1.49	3.06	1.02	1.15
		KD-5	軸力増	0.268	25.0	127.0	57.9	64.3	1.47	3.55	18.10	0.0515	132.5	51.7	58.3	1.53	3.22	1.04	0.91
		KD-6	細長比up	0.271	20.0	79.4	73.7	84.9	1.43	2.99	17.74	0.0798	81.3	68.0	79.5	1.47	2.80	1.02	0.94
		KD-7_1		0.236	18.2	69.4	107.1	113.0	1.57	4.40	22.87	0.1131	65.0	84.5	90.0	1.47	3.50	0.94	0.80
		KD-10	補剛材入制限	0.185	18.0	143.0	74.6	83.9	1.67	4.44	36.54	0.1012	133.1	69.7	78.4	1.56	4.15	0.93	0.93
		B1	基本	0.491	45.0	157.0	39.1	45.0	1.26	2.23	6.43	0.0213	170.1	40.4	46.8	1.36	2.32	1.08	1.04
		H6	基本	0.246	18.5	87.9	183.6	183.6	1.40	3.25	21.27	0.0885	89.0	148.1	148.1	1.42	2.62	1.01	0.81
		H8	剛比の最適値を	0.422	32.0	77.1	125.4	125.4	1.23	2.22	8.18	0.0340	83.5	111.3	111.3	1.33	1.97	1.08	0.89
		平均値																1.01	0.94
	回帰式に使わない供試体	M1	横リブ増、低剛	0.470	15.0	132.6	24.8	27.0	1.37	1.94	6.88	0.0167	134.2	19.1	21.3	1.39	1.53	1.01	0.79
		M2	横リブ増、高剛	0.410	15.0	138.2	24.8	29.0	1.30	1.79	8.57	0.0219	151.5	22.3	26.9	1.43	1.66	1.10	0.93
		M3	Rコーナー	0.680	45.0	180.1	66.4	73.0	1.50	4.01	4.05	0.0107	159.5	24.1	29.9	1.33	1.64	0.89	0.41
		M4	コーナー縦リブ	0.650	45.0	167.0	35.6	40.0	1.33	2.61	4.30	0.0101	163.3	22.1	26.4	1.30	1.72	0.98	0.66
		M10	縦リブ補強	0.380	45.0	117.7	24.3	33.0	1.03	1.52	9.74	0.0241	156.7	44.9	56.6	1.37	2.61	1.33	1.71
		M11	縦＋横リブ	0.330	15.0	125.7	36.1	44.0	1.11	2.18	12.43	0.0305	158.9	27.5	37.5	1.40	1.86	1.26	0.85
		M14	断面変化有	0.560	45.0	142.6	29.2	36.0	1.12	1.70	5.28	0.0173	140.6	35.2	41.9	1.10	1.98	0.99	1.17
		M17	縦リブ補強	0.240	25.0	143.3	56.6	65.0	1.44	3.69	22.20	0.0509	142.6	53.4	61.8	1.43	3.51	0.99	0.95
		KD-4	板厚化	0.193	25.0	161.0	160.8	177.0	1.44	5.41	33.52	0.1888	163.6	166.7	183.1	1.46	5.60	1.02	1.03
		KD-9	鋼種変更	0.343	20.0	109.0	61.0	73.0	1.22	1.70	11.62	0.0860	126.3	82.4	96.3	1.41	2.24	1.16	1.32
		B5	閉断面リブ	0.540	52.5	189.0	51.1	55.0	1.45	2.94	5.57	0.0189	171.0	40.6	44.1	1.32	2.36	0.90	0.80
		B6	低降伏点鋼	0.310	45.0	175.2	63.0	60.0	2.15	7.23	13.89	0.0277	125.2	45.9	43.8	1.54	5.28	0.71	0.73
		平均値																1.03	0.95
角補強した供試体		No.4	角補強外	0.581	45.0	219.0	50.6	58.0	1.51	3.09	5.01	0.0144	183.7	29.3	35.5	1.27	1.89	0.84	0.61
		No.5	角補強し大	0.581	45.0	175.0	42.5	50.0	1.14	2.44	5.01	0.0146	195.3	29.6	37.9	1.27	1.85	1.12	0.76
		No.10	角補強	0.594	45.0	155.0	39.2	45.0	1.26	2.36	4.86	0.0147	159.5	30.3	36.3	1.30	1.90	1.03	0.81
		No.11	角補強	0.581	45.0	153.0	53.5	60.0	1.20	3.11	5.01	0.0144	166.1	29.5	36.5	1.30	1.89	1.09	0.61
		No.12	角補強し小	0.581	45.0	150.0	39.1	45.0	1.17	2.38	5.01	0.0144	164.7	29.5	35.9	1.29	1.90	1.10	0.80
		No.22	角補強	0.591	45.0	173.0	53.6	59.0	1.34	3.21	4.89	0.0147	167.0	30.2	35.4	1.29	1.92	0.97	0.60
		No.23	角、軸力増	0.592	45.0	162.0	37.4	44.0	1.35	2.40	4.88	0.0120	162.1	25.7	32.3	1.35	1.76	1.00	0.73
		No.25	角補強、内外	0.603	45.0	193.0	65.2	76.0	0.87	2.71	4.75	0.0156	270.0	32.3	47.5	1.22	1.69	1.40	0.62
		No.28	角補強	0.869	45.0	153.0	36.8	44.0	1.17	2.20	3.05	0.0084	148.4	20.8	27.8	1.13	1.39	0.97	0.63
		T2	角補強	0.560	42.0	107.5	63.9	86.0	1.15	1.70	5.28	0.0163	119.3	56.7	81.3	1.28	1.60	1.11	0.95
		M16	縦＋角補強	0.380	45.0	163.3	26.8	36.0	1.11	1.69	9.74	0.0245	213.5	45.4	57.5	1.45	2.70	1.31	1.60
		B7	角補強（⊿-HTB)	0.570	45.0	137.2	42.5	50.1	1.11	2.44	5.15	0.0147	160.7	29.8	38.7	1.29	1.89	1.17	0.77
		B8	角補強（⊿-HTB)	0.570	45.0	134.5	51.0	59.0	1.08	2.81	5.15	0.0147	160.7	29.8	39.4	1.29	1.88	1.19	0.67
		平均値																1.10	0.78

本研究には、建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・(社)鋼材倶楽部・(社)日本橋梁建設協会の６者により実施された、「道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究」において平成７年度および平成８年度に実施された鋼製橋脚供試体の繰返し載荷実験のうち、矩形断面供試体の中から解析目的に合致する供試体１７体の実験データを用いた。表－参・１～参・６に、全供試体のデータを示す。また、それぞれの供試体の詳細について、繰返し載荷実験実施機関毎に以下に示す。

（１）建設省土木研究所橋梁研究室

矩形断面供試体は２０体の内訳は以下のとおりである。各供試体の断面を表－参・７に示す。

・基本供試体　：６体

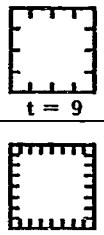
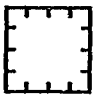
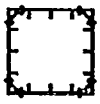
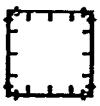
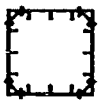
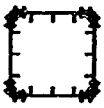
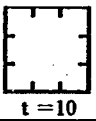
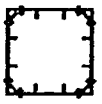
・角部にコーナープレートを溶接にて取り付けた補強供試体　：５体

・角部にコーナープレートを高力ボルトにて取り付けた補強供試体　：６体

・コンクリート充填した補強供試体（中詰め高さ：2,700mm）　：２体

・新たに縦方向補剛材を基本断面の補剛材間に設けた供試体　：１体

表－参・７　建設省土木研究所橋梁研究室供試体断面一覧[2)]

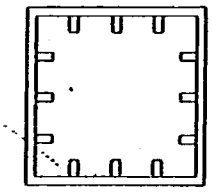
矩形断面					
No.	断面	内容	No.	断面	内容
2 20 18 19	 t＝9	R_F=0.54, R_R=0.51 γ/γ^*=0.91 軸力増 片振幅載荷	13 17		中埋めコンクリート h_c=450 (付着切り)
3		縦リブ増設 R_F=0.42, R_R=0.26 γ/γ^*=0.37	14		中埋めコンクリート h_c=450 角ボルト補強 閉断面 軸力増
4		角溶接補強 閉断面 外側補強板	5 12		角ボルト補強 L形(大) 補強材は SS400 角ボルト補強 L形(小) 補強材は SS400
10 22 23 24		角溶接補強 補強材 t＝6 補強材 t＝9 軸力増 3回繰返し載荷	11		角ボルト補強 閉断面
26		コンクリート充填 h_c=2,700	25		角ボルト補強 閉断面 外側補強板
27	 t＝10	コンクリート充填 h_c=2,700 R_F=0.80, R_R=0.62 γ/γ^*=0.55 (M8の補強)	28		角ボルト補強 閉断面 (M8の補強)

１）基本供試体

基本断面については、実構造物における溶接品質の再現性などを考慮してできるだけ大きな断面を与えることとし、実橋脚の 1/3 程度（900mm × 900mm）とした。高さは載荷フレームの制約上約 3,500mm とした。断面との関係を踏まえると、実橋脚に対して比較的細長比が小さいものとなった。

矩形断面を構成する補剛板の板厚は 9mm または 10mm、縦方向補剛材の板厚は 6mm とし、使用材質

はともにSM490とした。供試体基部から900mm間隔で板厚6mmの横リブあるいはダイヤフラムを設置した。補剛板の座屈に対する主要パラメータについては、公称降伏点に対するR_Fを0.51、γ_1/γ_1^*を0.91とし、このパラメータを基にして供試体を作成した。なお、これらのパラメータについては、既設鋼製橋脚の構造諸元を参考として決定したため、必ずしも平成6年の道路橋示方書の補剛板の規定を満足していない。



基本断面
(No.2, No.20, No.18, No.19)

図－参・1　基本断面（No.2, No.20, No.18, No.19）[2)]

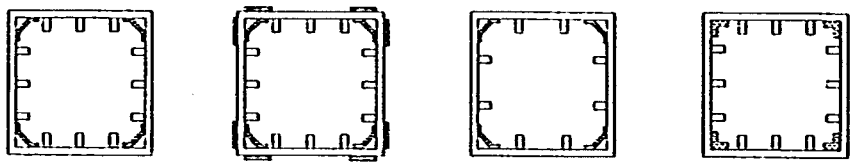
2）角ボルト補強供試体

角ボルト補強供試体は、既設鋼製橋脚の耐震補強を想定したものであり、図－参・2に示すように角部の補強材としてコーナープレートを用いた構造と角部の補強材としてアングル部材を用いた構造とした。角部にコーナープレートを用いた構造については、角部が補強材によって閉断面となり、角部の軸剛性とねじり剛性の増加が期待できる。供試体No.11は、角部の補強材として内側に曲げ加工を施したコーナープレートを用いており、供試体No.25は、このNo.11に更に角部の外側に鋼板を取り付けている。No.11は比較的柔に補強した供試体であり、No.25は比較的剛に補強した供試体である。一方、角部にアングル部材を用いた構造については、角部の軸剛性の増加が期待できる構造であり、供試体No.5, No.12は、角部の補強材としてアングル材を内側に取り付けており、構造上、補剛板とアングル材の間にフィラープレートを挟み込んでいる。No.12は比較的柔に補強した供試体であり、No.5は比較的剛に補強した供試体である。供試体No.28は、基本供試体No.2およびNo.20と比較して幅厚比を大きくした断面の供試体M８（首都高速道路公団にて実施）に対して、角部にコーナープレートを用いて補強した構造である。

角ボルト補強に用いる補強材（コーナープレートやアングル部材および外側の鋼板）については、横リブ位置およびダイヤフラム位置において断続する構造とし、呼び径22mmのトルシア形高力ボルトにより接合した。No.5とNo.12ではアングル材と角溶接の内面すみ肉溶接との干渉を回避するために、アングル材と補剛板との間にフィラープレートを挟んだ。

このように角部にコーナープレートなどの補強材をトルシア形高力ボルトによって接合する補強方法は、矩形断面内部での補強作業の容易さを考慮し、横リブ位置とダイヤフラム位置において補強材を断続させた構造であり、溶接を一切用いず高力ボルトによって補強材を接合する補強方法である。なお、接合にトルシア形高力ボルトを使用したのは、美観などへの配慮から補強に伴う橋脚外面への突出量やその範囲を極力少なくするためである。

補強高さはいずれの供試体も、座屈が発生し損傷を受ける部分を十分にカバーできると考えられる供試体基部から２番目のダイヤフラムの高さである1,800mmまでとした。

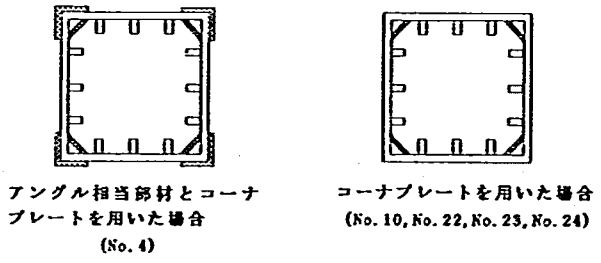


図－参・2　ボルトによる角補強断面イメージ図[2)]

3）角補強溶接

角補強溶接は新設鋼製橋脚の耐震設計を想定したものであり、図－参・3に示すように角部にコーナープレートを用いて補強した構造である。これは、コーナープレートを用いた角ボルト補強と同じように、角部の軸剛性とねじり剛性の増加が期待できる構造である。検討した供試体は、角部の外側に鋼板をアングル状に形成した補強部材をすみ肉溶接し、内側には角部と隣接する縦補剛材間にコーナープレートをすみ肉溶接した供試体（No.10, No.22, No.23, No.24）である。No.10 が比較的柔に補強した供試体であり、No.22, No.23, No.24 が比較的剛に補強した供試体である。

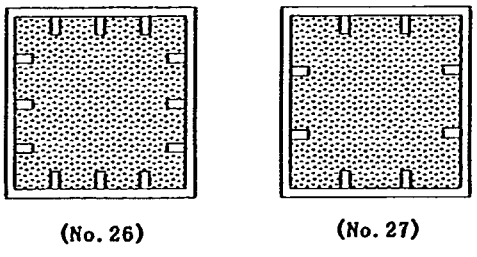
No.4 の角部の外側のアングル相当部材については、補強材高さ 1,800mm の全長を連続した一部材で補強することとし、すみ肉溶接により補剛板の角部に接合し、アングル相当部材と供試体基部のベースプレートとはすみ肉溶接により接合した。角部の内側コーナープレートについては、横リブ位置とダイヤフラム位置において断続する部材とし、コーナープレートと横リブまたはダイヤフラム間は、すみ肉溶接により接合することにより、一体化を図った構造とした。コーナープレートの補強高さについても、外側のアングル部材と同様に、座屈が発生し損傷を受ける部分を十分にカバーできると考えられる供試体基部から２番目のダイヤフラムの高さである 1,800mm までとした。



図－参・3　溶接による角補強断面イメージ図

4）コンクリート充填補強供試体

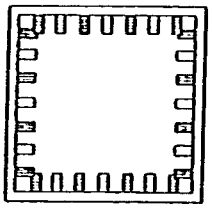
コンクリート充填補強供試体 No.26, No.27 は、既設鋼製橋脚の耐震補強および新設鋼製橋脚の耐震設計を想定したものであり、供試体内部に「復旧仕様」に従って基部から所要の高さまでコンクリートを中詰めした構造である。さらに、No.26 は角部の補剛板の溶接サイズを大きくしたものである。



図－参・4　コンクリート充填補強断面イメージ図[2)]

5）縦リブ補強供試体

矩形断面供試体 No.3 において新たに追加した縦方向補剛材（補強材）については、実構造物の補強における施工性を考慮し、横リブ位置とダイヤフラム位置で追加した補強材を断続させ、すみ肉溶接により横リブおよびダイヤフラムに接合した。



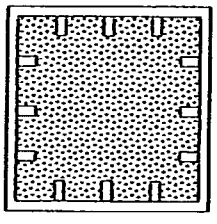
(No. 3)

図－参・5　縦リブ補強断面イメージ図[2)]

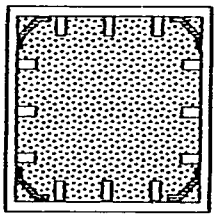
6）コンクリートを中詰めした供試体

矩形断面供試体 No.13, No.14, No.17 は、いわゆるコンクリート充填柱ではなく、車両が衝突した際に橋脚の変形を防ぐためにコンクリートが橋脚基部に中詰めされた橋脚を想定したものであり、供試体基部から高さ 450mm（ダイヤフラム高さの 1/2）までコンクリートを充填した供試体である。コンクリート充填部分においては、角部を構成するウェブ・フランジはともに外側にはらみ出すように変形し、変形状態によっては溶接部で縦方向に割れの発生しやすいモードとなる。この変形が中詰めコンクリートの部分と鋼断面部の境界部に生じる場合は、割れが鋼断面部に伝播し、鉛直方向の耐力を失い、ぜい性的破壊モードに至る可能性があり、そのような条件を再現させることを意図した供試体である。

なお、供試体 No.13 と No.17 は同じ諸元の供試体であり、異なる点はコンクリートと鋼材との境界面の付着の処理である。No.13 はコンクリート充填柱と同様な方法によりコンクリートを充填した供試体である。これに対し No.17 は、コンクリートの充填前に供試体内面にグリースを塗布している。これは、供試体 No.13 では比較的境界面が付着しており膨らみモードにならなかったため、No.17 では実橋脚における供用後の乾燥収縮による境界面のはく離を想定し、意図的に境界面の付着を切ったものである。



(No. 13, No. 17)



(No. 14)

図－参・6　コンクリートを中詰めした断面のイメージ図[2)]

（2）建設省土木研究所耐震研究室

1）実験供試体

想定した鋼製橋脚は、道路橋示方書（平成２年）以前に設計したものを想定した。その諸元は以下のとおりである。

地震力載荷高さ：13,900mm

橋脚幅　　：2,500mm

角溶接　　：すみ肉溶接サイズ＝7mm

レ形溶接のど厚　＝7mm

これを 1/2.78 でスケールダウンした供試体がＴ１供試体である（図－参・７(1)）。ここで、この縮尺は実験施設の制約により定めた。

したがって、

地震力載荷高さ：13,900mm / 2.78 ＝ 5,000mm → 5,000mm

橋脚幅　　：2,500mm / 2.78 ＝ 899mm → 900mm

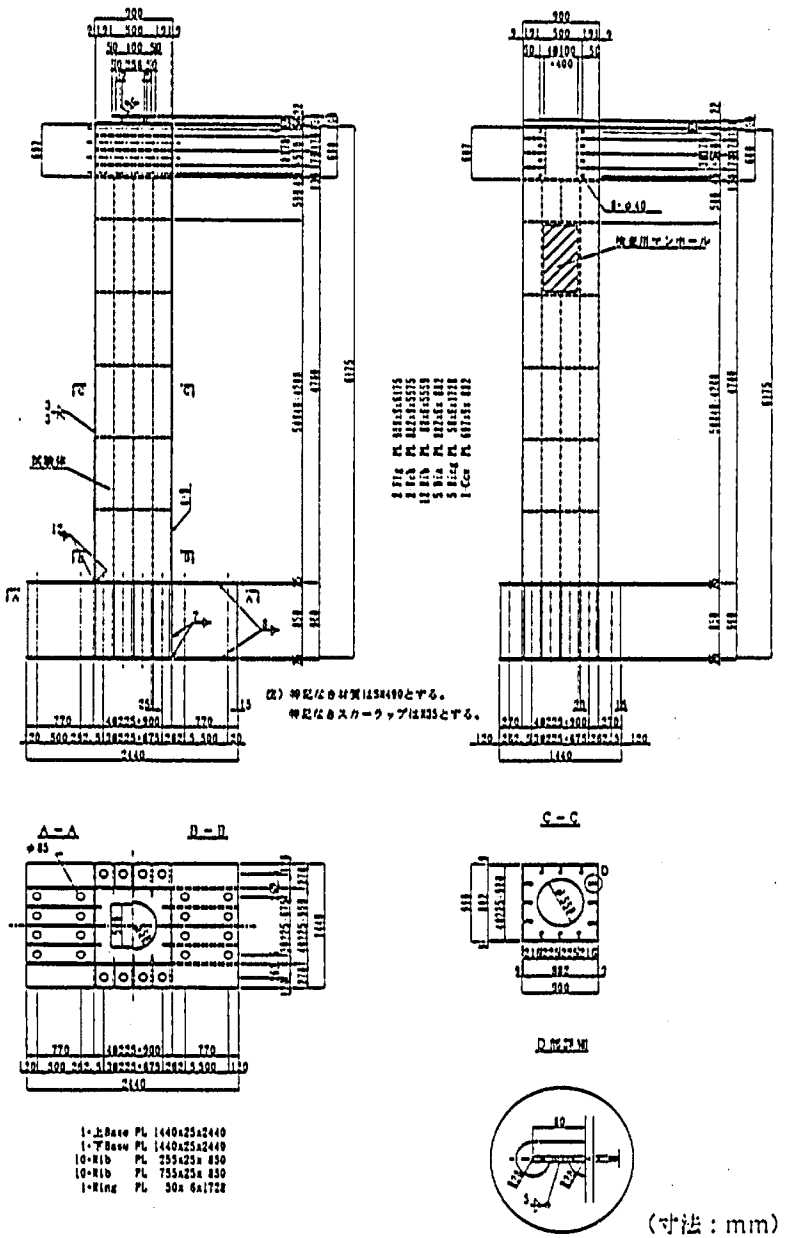
角溶接　　：すみ肉溶接サイズ＝7mm / 2.78 ＝ 2.5mm → 3mm

レ形溶接のど厚　＝7mm / 2.78 ＝ 2.5mm → 3mm

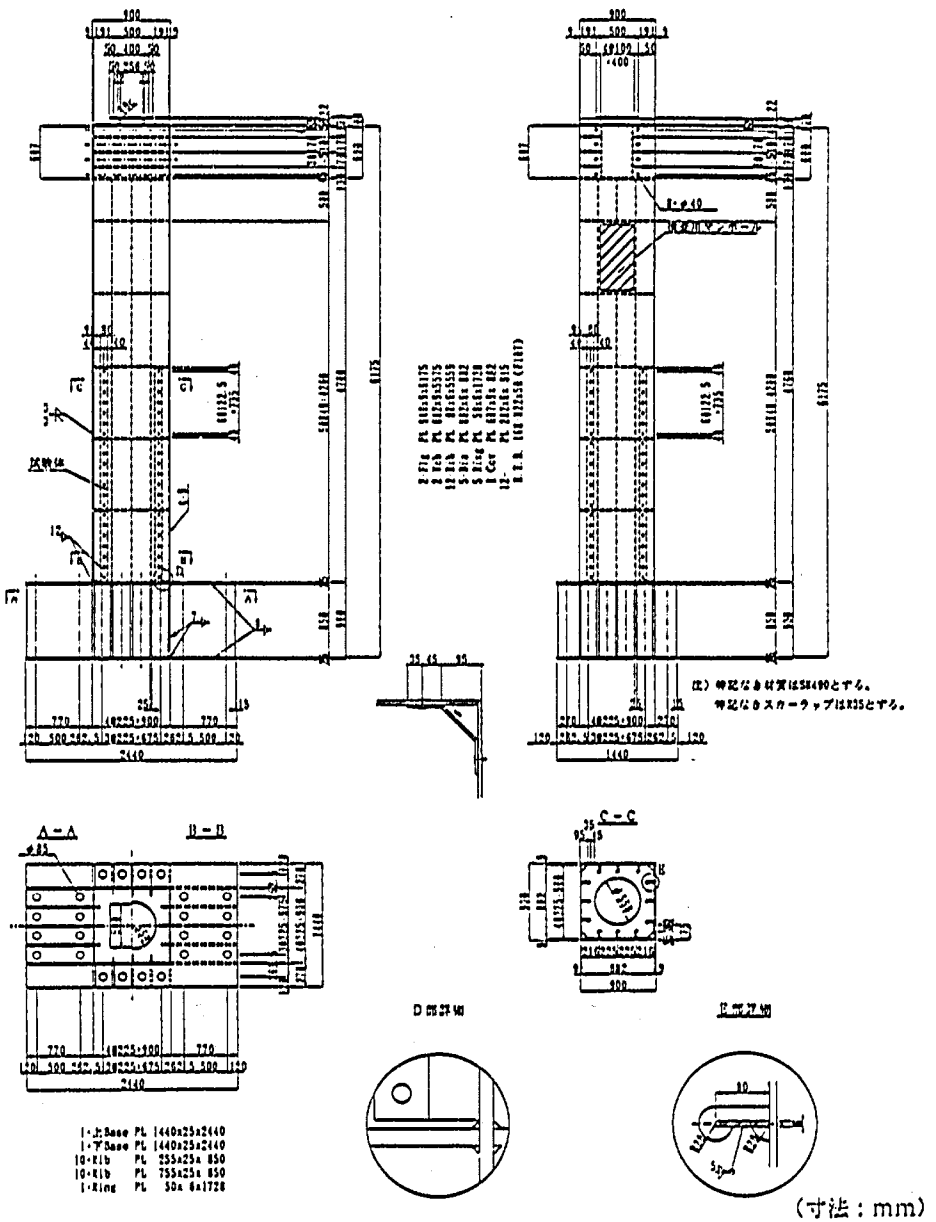
である。

Ｔ１供試体は既設の橋脚をモデル化しており幅厚比R_t＝0.503、補剛材剛比γ_1/γ_1^*＝1.02 で、角溶接の部分溶け込み溶接ののど厚およびすみ肉溶接のサイズは、実橋脚に対する相似比から 3.0mm とした。

Ｔ２供試体は、Ｔ１供試体と同じ形状の供試体の角溶接部に補強板を高力ボルトで取り付けることによって耐震性の向上を期待した供試体である（図－参・７(2)）。ここで、角補強の取り付け高さは実験供試体のうち損傷を生じると予想される高さに対して余裕を持たせてダイヤフラム間隔で３間隔分とした。



図－参・7（1）　Ｔ１供試体形状外形寸法[2)]



図－参・7（2）　Ｔ２供試体形状外形寸法[2)]

（3）首都高速道路公団

内訳は矩形断面供試体１３体である。表－参・８に供試体一覧を示す。

・基本供試体　：２体

・補剛板の座屈特性を改善した供試体

　横リブを追加した補強供試体（横リブ補強）　：３体

　縦リブ剛度を改善した補強供試体（縦リブ補強）　：４体

・コンクリート充填した供試体　：２体

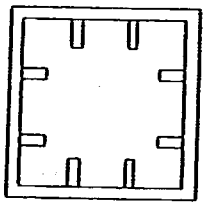
・角部補強を用いた供試体　：２体

1）基本供試体

断面サイズは実橋脚の 1/3 程度の 900mm × 900mm とし、実構造物における溶接品質の再現性などを考慮してできるだけ大きな断面を与えることとした。高さは載荷フレームの制約上約 3,500mm とした。断面との関係を踏まえると実橋脚に対して、比較的細長比が小さいものとなっている。

基本供試体は、昭和 30・40 年代に建設された鋼製橋脚を対象とした低剛性（$\gamma_1 < \gamma_{1.req}$）のものとした（M8）。また、昭和 48 年度以降の道路橋示方書に従って設計された（$\gamma_1 \geqq \gamma_{1.req}$）橋脚についても基本断面とするが、供試体は断面変化をさせた（M14）。

矩形断面を構成する補剛板の母材板厚 10mm（断面変化させた場合、基部断面の母材は 12mm）、縦方向補剛材の板厚は 6mm（M8）と 9mm（M14）、使用材質はともに SM490 とした。また、供試体基部から 900mm 間隔で板厚 6mm の横リブあるいはダイヤフラムを設置した。なお、M14 4の断面変化位置は基部から 450mm の高さに設けた。縦リブ剛度は M8 が 0.55 $\gamma_{1.req}$、M14 では 1.16 $\gamma_{1.req}$とした。



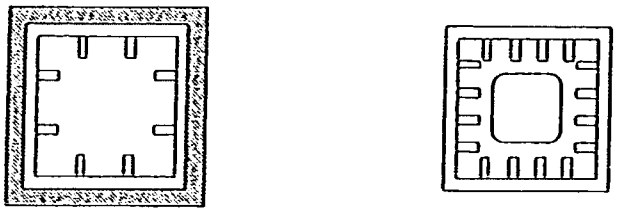
基本断面（M8,M14）

図－参・８　基本断面（M8, M14）[2]

2）横リブ補強

補剛板座屈特性の改善を目標に、ダイヤフラム間に横リブを設置し、補剛板の等価板厚比を小さくして全体パネルの座屈を制御する方針で塑性率の改善を図ったものである。

横リブ補強の取り付け方法として、当初は施工性を考慮し外側としたもの（M1, M2）を検討したが、その後施工性、街路との建築限界等を考慮して内側にしたもの（M18）も検討した。それぞれの供試体は、M1 が M8 を基本供試体として、M2 は M14 を、M18 は鋼材倶楽部の KD1 をそれぞれ参考とした。



横リブ補強（外側）（M1,M2）　　横リブ補強（内側）（M18）

図－参・9　横リブ補強断面[2)]

3）縦リブ補強供試体

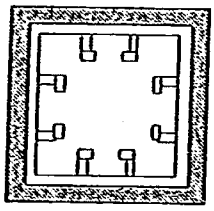
補剛板座屈特性の改善を図るもう一つの方法として、縦リブの剛度を改善する補強方法が考えられる。そこで、縦リブ断面にフランジを取り付け、目標値とした$\gamma_1 = 3.0\ \gamma_{1,req}$まで縦リブ剛度を高める方法を検討し、低剛性の供試体 M8 を基本断面とする M10 と、鋼材倶楽部の高剛性供試体 KD1 を参考供試体とした M17 の２種類を検討した。

縦リブ補強（低剛性）(M10)　　縦リブ補強（M17）

図－参・１０縦リブ補強断面[2)]

4）縦リブ・横リブ補強供試体

縦リブ補強のみで十分な耐震補強を図れない場合、横リブ補強を同時に採用することが考えられる。供試体 M11 は M10 に横リブ補強を追加したものである。

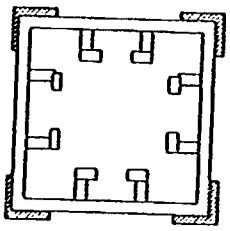


縦リブ・横リブ補強（M11）

図－参・１１　縦リブ・横リブ補強断面(M11)[2)]

5）縦リブ・コーナープレート補強供試体

縦リブ補強のみで十分な耐震性が得られない場合、一つの補強法として断面の四隅が柱としての役割を果たせるように、縦リブ補強に角補強を組み合わせたものが考えられる。供試体 M16 は M10 の四隅にコーナープレート補強を追加したものである。

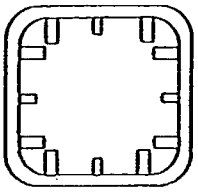


縦リブ・コーナープレート補強（M16）

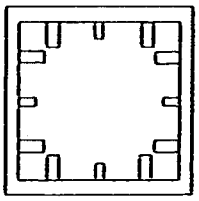
図－参・１２　縦リブ・コーナープレート補強断面(M16)[2)]

6）角部補強

新設橋脚の耐震設計では、主に角部を補強する構造を考えた。角部を円弧状にし、角溶接をなくすことにより角溶接部でのクラックを防ぎ、角部に近い縦リブ剛度を向上させた構造（M3)、および角部の溶接を完全溶け込みとし、角部に近い縦リブの剛度を向上させた構造（M4）を検討した。



角部補強（M3）

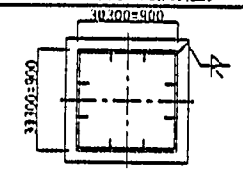
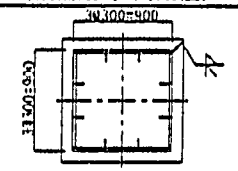
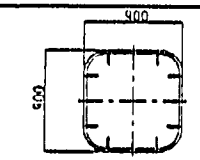
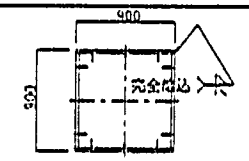
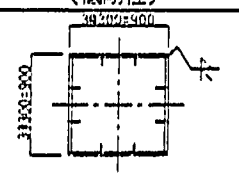
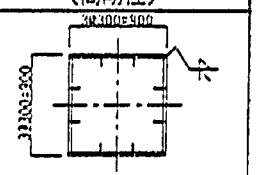
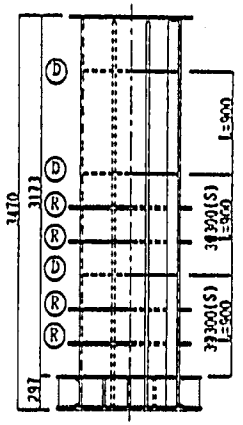
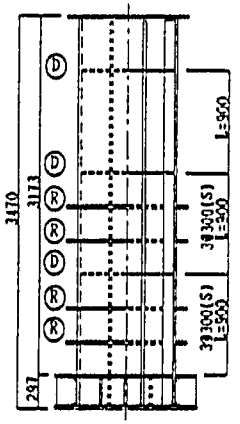
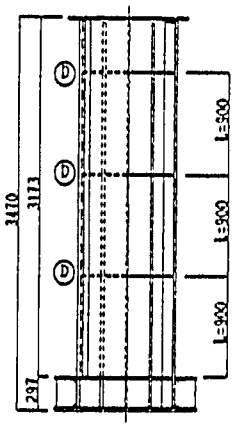
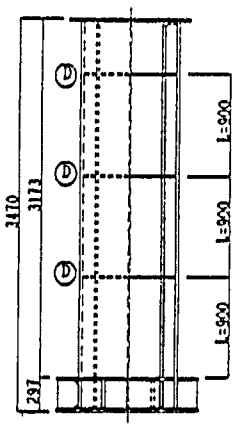
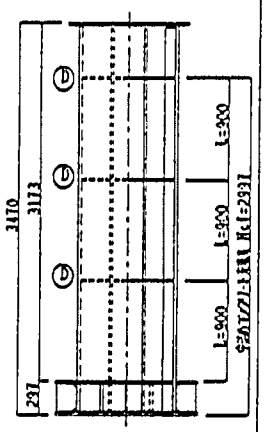
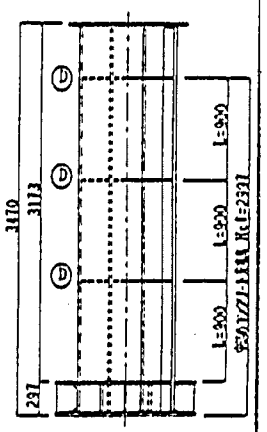
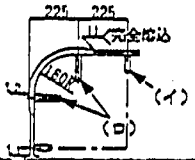
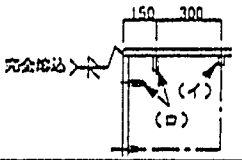


角部補強（M4）

図－参・１３　角部補強断面[2)]

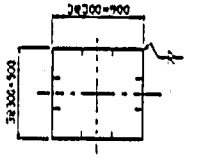
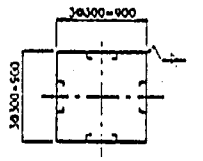
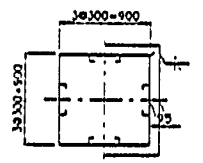
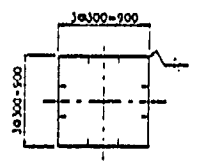
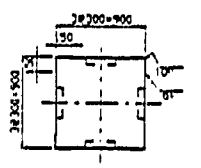
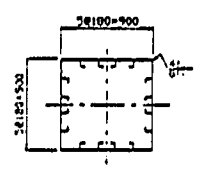
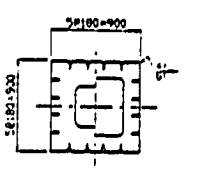
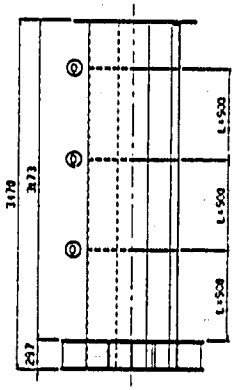
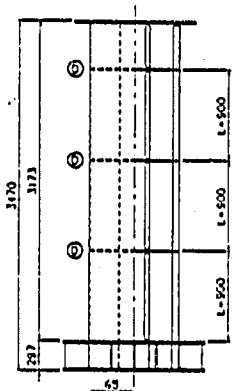
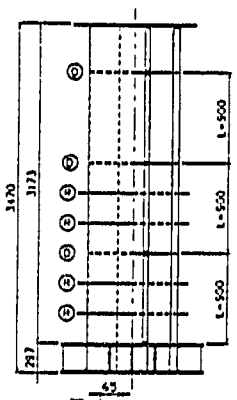
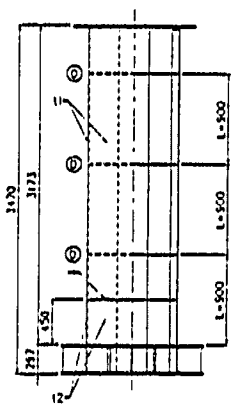
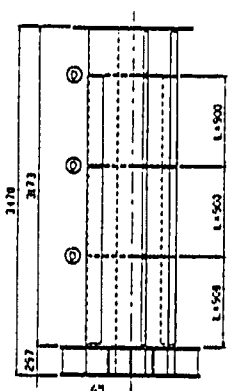
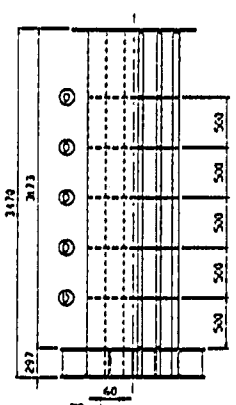
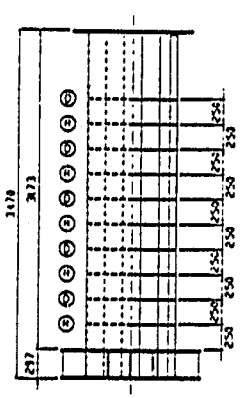
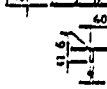
表－参・8（1）　供試体一覧（その1）[2)]

（寸法：mm）

	M1：既設対応(矩形断面)	M2：既設対応(矩形断面)	M3：新設対応(矩形断面)	M4：新設対応(矩形断面)	M5：既設対応(矩形断面)	M6：既設対応(矩形断面)
	横リブ補強案 (縦補剛材：低剛性)	横リブ補強案 (縦補剛材：高剛性)	円弧状コーナー断面案	コーナー縦リブ補強案	中詰めコンクリート案 (低剛性)	中詰めコンクリート案 (高剛性)
基本形状 断面図						
側面図						
詳細図						
想定破壊状態	補剛板の先行崩壊	補剛板の先行崩壊	補剛板の先行崩壊の後コーナー部の崩壊	補剛板の先行崩壊	中詰めコンクリートによる座屈の抑制・抑止効果	中詰めコンクリートによる座屈の抑制・抑止効果
構造パラメータ	・板厚 t = 10 R_p = 0.80(横リブ無し) R_p = 0.48(横リブ有り) ・縦補剛材 γl = 0.55 × γ_{req} Rh = 0.68	・板厚 t = 10 R_p = 0.62(横リブ無し) R_p = 0.42(横リブ有り) ・縦補剛材 γl = 1.16 × γ_{req} Rh = 0.52	・板厚 t1 = 8 t2 = 12 t2/t1 = 1.5 λ = 0.23(供部性断面) ・縦補剛材剛性 (イ) $\gamma l \fallingdotseq$ 1.0・γ_{req} (ロ) $\gamma l \fallingdotseq$ 3.0・γ_{req}	・板厚 t = 11 $R_p \fallingdotseq$ 0.50(中間部) $R_p \fallingdotseq$ 0.25(偶部) ・縦補剛材剛性 (イ) $\gamma l \fallingdotseq$ 1.0・γ_{req} $Rh \fallingdotseq$ 0.50 (ロ) $\gamma l \fallingdotseq$ 3.0・γ_{req} $Rh \fallingdotseq$ 0.40	・中詰めコンクリート 強　度：σ_{ck}=150 kgf/cm² 充填高：H_c= 2997 mm ・板厚 t = 10 R_p = 0.80 ・縦補剛材剛性 $\gamma l \fallingdotseq$ 0.55・γ_{req} Rh = 0.68	・中詰めコンクリート 強　度：σ_{ck}=150 kgf/cm² 充填高：H_c= 2997 mm ・板厚 t = 10 R_p = 0.62 ・縦補剛材剛性 $\gamma l \fallingdotseq$ 1.16・γ_{req} Rh = 0.52
主要部材寸法	・外殻板 t = 10 ・縦リブ Web : 2-Pl 65×6 Flg : 2-Pl 65×6 ・横リブ ピッチ：S = L/3 = 300 Pl 95×6 ・ダイヤフラム 板厚：t_D = 6 (横リブを除き供試体①と同じ)	・外殻板 t = 10 ・縦リブ Web : 2-Pl 75×9 Flg : 2-Pl 75×9 ・横リブ ピッチ：S = L/3 = 300 Pl 95×6 ・ダイヤフラム 板厚：t_D = 6 (横リブを除き供試体①と同じ)	・外殻板 t1 = 8 t2 = 12 ・縦リブ Web : (イ) 1-Pl 70×6 (ロ) 2-Pl 120×12 Flg : (イ) 1-Pl 70×6 (ロ) 2-Pl 120×12 ・ダイヤフラム ピッチ：L = 900 板厚：t_D = 6	・外殻板 t = 11 ・縦リブ Web : (イ) 1-Pl 75×8 (ロ) 2-Pl 90×14 Flg : (イ) 1-Pl 75×8 (ロ) 2-Pl 90×14 ・ダイヤフラム ピッチ：L = 900 板厚：t_D = 6	・外殻板 t = 10 ・縦リブ Web : 2-Pl 65×6 Flg : 2-Pl 65×6 ・横リブ ピッチ：S = L/3 = 300 Pl 95×6 ・ダイヤフラム 板厚：t_D = 6 (横リブを除き供試体①と同じ)	・外殻板 t = 10 ・縦リブ Web : 2-Pl 75×9 Flg : 2-Pl 75×9 ・横リブ ピッチ：S = L/3 = 300 Pl 95×6 ・ダイヤフラム 板厚：t_D = 6 (横リブを除き供試体①と同じ)
材質	SM490A	SM490A	SM490A	SM490A	SM490A	SM490A
備考						

表一参・8（2）　供試体一覧（その2）[2)]

（寸法：mm）

	M8：既設対応（矩形断面）	M10：既設対応（矩形断面）	M11：既設対応（矩形断面）	M14：既設対応（矩形断面）	M16：既設対応（矩形断面）	M17：既設対応（矩形断面）	M18：既設対応（矩形断面）
	基本 （縦補剛材：低剛性）	縦リブ補強案 （縦補剛材：低剛性）	縦リブ・横リブ補強案 （縦補剛材：低剛性）	基本（断面変化点有） （縦補剛材：高剛性）	縦リブ補強+カバーPl案 （縦補剛材：低剛性）	縦リブ補強案 （縦補剛材：高剛性）	横リブ補強案 （縦補剛材：高剛性）
基本形状 断面図							
側面図							
詳細図							
想定限界状態	補剛板の先行崩壊	補剛板の先行崩壊	補剛板の先行崩壊	補剛板の先行崩壊	補剛板の先行崩壊	補剛板の先行崩壊	補剛板の先行崩壊
構造パラメータ	・板厚　t= 10 Rf = 0.80 Rr = 0.62 ・縦補剛材 γl = 0.55γreq Rh = 0.68	・板厚　t= 10 Rf = 0.35 Rr = 0.62 ・縦補剛材 γl = 3.25γreq	・板厚　t= 10 Rp = 0.31（横リブ有） Rf = 0.35（横リブ無） Rr = 0.62 ・縦補剛材 γl = 3.25γreq	・板厚 (Sec-1) t1=10, Rr1=0.62 Rf1 = 0.58 (Sec-2) t2=12, Rr2=0.51 Rf2 = 0.48 ・縦補剛材 (Sec-1) γl = 1.15γreq (Sec-2) γ2 = 1.15γreq	・板厚　t= 10 Rf = 0.36（中間部） Rr = 0.62（中間部） Rf = 0.41（端部） Rr = 0.62（端部） ・縦補剛材 γl = 3.06γ*（中間部） γl = 1.03γ*（端部）	・板厚　t= 9 Rf = 0.24 Rr = 0.41 ・縦補剛材 γl = 3.04γ*	・板厚　t= 9 Rf = 0.21 Rr = 0.41 ・縦補剛材 γl = 4.35γ* Rh = 0.63
主要部材寸法	・外殻板　t= 10 ・縦リブ Web:2-Pl 65×6 Flg:2-Pl 65×6 ・ダイヤフラム ピッチ：L = 900 板　厚：tD = 6	・外殻板　t= 10 ・縦リブ Web:2-Pl 65×6 + Pl 65×12 Flg:2-Pl 65×6 + Pl 65×12 ・ダイヤフラム ピッチ：L = 900 板　厚：tD = 6	・外殻板　t= 10 ・縦リブ Web:2-Pl 65×6 + Pl 65×12 Flg:2-Pl 65×6 + Pl 65×12 ・横リブ ピッチ：S=L/3=300 Pl=95×6 ・ダイヤフラム ピッチ：L = 900 板　厚：tD = 6	・外殻板　t1=10, t2=12 ・縦リブ (Sec-1) Web:2-Pl 75×9 Flg:2-Pl 75×9 (Sec-2) Web:2-Pl 90×9 Flg:2-Pl 90×9 ・ダイヤフラム ピッチ：L = 900 板　厚：tD = 6	・外殻板　t= 10 ・カバーPl　t= 10 ・縦リブ Web:2-Pl 65×6 + 85×12 Flg:2-Pl 65×6 + 85×12 ・ダイヤフラム ピッチ：L = 900 板　厚：tD = 6	・外殻板　t= 9 ・縦リブ Web:4-Pl 60×6 + 41×9 Flg:4-Pl 60×6 + 41×9 ・ダイヤフラム ピッチ：L = 500 板　厚：tD = 6	・外殻板　t= 9 ・縦リブ Web:4-Pl 60×6 Flg:4-Pl 60×6 ・横リブ ピッチ：S=L/2=500 Pl 150×6 ・ダイヤフラム ピッチ：L = 500 板　厚：tD = 6
材質	SM490A	SM490A	SM490A	SM490A	SM490A	SM490A	SM490A
備考				高剛性基本供試体に、断面変化を設ける。			

（4）鋼材倶楽部

載荷実験に用いる供試体の設定に当たり、地上の一般道路の上空に建設される上下４車線の都市内高速道路を想定し、中間支点部に位置する橋脚を対象に試設計を実施した。上部構造は支間が55m+60m+55m の３径間連続鋼箱桁とし、橋脚は鋼製矩形断面のＴ形一本柱形式とした。対象としたP2橋脚が支持する上部構造重量は 1,628 t 、地盤種別はⅡ種地盤を想定した。地震荷重は橋軸直角方向について考え、設計水平震度 0.25 の水平地震力を橋脚基部から 13.9m の位置に作用させた。なお、試設計では橋脚基部に打設される中詰めコンクリートはないものとし、橋脚自身の地震時慣性力は無視した。この試設計により得られた断面を 1/3 にスケールダウンしたものを供試体の基本構造とした。内訳は矩形断面供試体 11 体である。表－参・９に供試体一覧を示す。

矩形断面供試体 KD-1 は、従来の道路橋示方書（平成６年２月）で試設計された耐震補強前の基本構造断面で、断面寸法は 900mm × 900mm である。実験の供試体は実構造物における溶接品質の再現性などを考慮して、できるだけ大きな断面を与えることとした。供試体の高さについては、載荷試験装置の制約から 1/4.12 スケールとなっており、大部分の供試体では 3,470mm、KD-7_1, KD-7_3 および KD-8 のみ 3,440mm とした。なお、幅厚比パラメータR_Rを 0.4 程度以下を目途に供試体の設定を行った。また細長比は実橋脚に対し比較的小さいものとなっている。

①供試体 KD-1 は比較基準であり、土木研究所供試体 N0.20（幅厚比パラメータR_R＝ 0.585、補剛材剛比γ_1/γ_1^*＝0.914）と同一の外形およびパラメータレベルにあり、縦リブ本数を４本、横リブ間隔を 500mm、γ_1/γ_1^*＝1.0 に設定した。

②供試体 KD-2 は、KD-1 に比べ、R_Fを 0.410 から 0.240 へ、γ_1/γ_1^*を 3.0 に設定した。

③供試体 KD-3 は、KD-2 に対し、R_R、R_F、γ_1/γ_1^*は同程度にしながら断面を 750mm × 750mm にコンパクト化し、板厚を 9mm から 12mm に、縦リブ本数を４本から２本に変更した。

④供試体 KD-4 は、KD-3 に対し断面を 600mm × 600mm と更にコンパクト化し、板厚を 22mm としてR_R＝0.28 に設定した。

⑤供試体 KD-5 は、KD-3 と同一形状で軸力比 N/Ny を 0.136 から 0.185 に増加させた。

⑥供試体 KD-6 は、KD-3 と同程度のR_R、R_F、γ_1/γ_1^*としながら、断面を 600mm × 600mm として、細長比を 0.280 から 0.351 に増加させた。

⑦供試体 KD-8 は、KD-3 をベースにハイブリッド実験用としたもので、試設計を断面方向にも 1/4.12 縮尺とし、断面寸法を 546mm × 546mm とした。

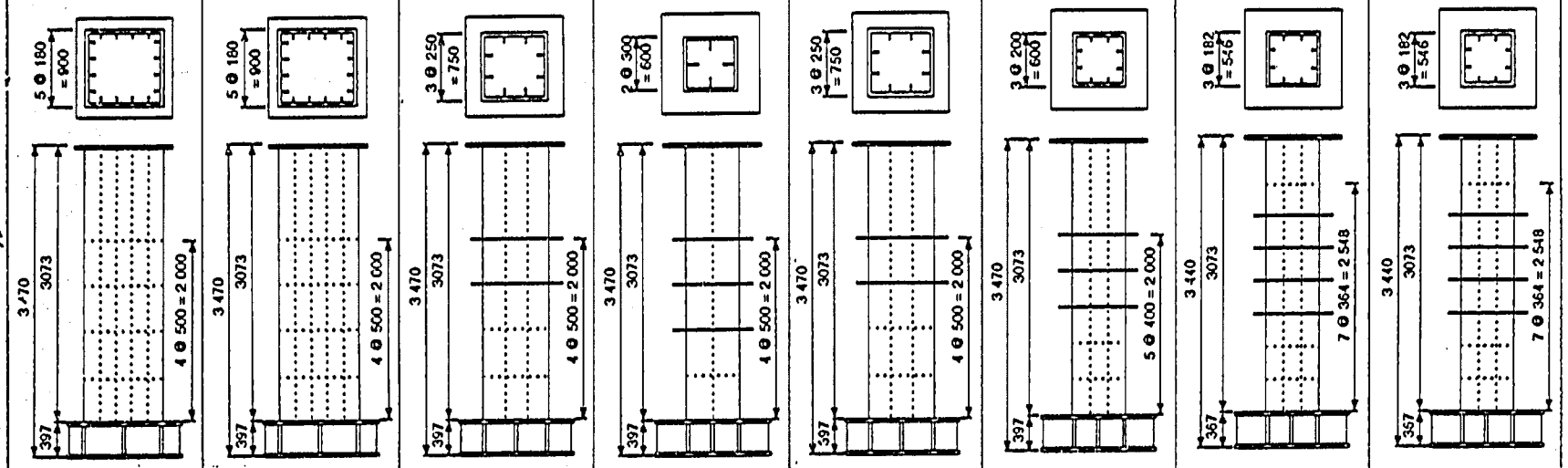
⑧供試体 KD-7_1、KD-7_3 は、ハイブリッド実験と静的繰返し載荷の違いを検証するために設定した。載荷の繰返し回数を KD-7_1 は１回、KD-7_3 は３回として繰返し回数の影響も検討した。

⑨供試体 KD-9 は、KD-6 の工種を SM490A から SM570 に高強度化した。

⑩供試体 KD-10 は、KD-3 あるいは KD-8 に対してγ_1/γ_1^*を 4.1 とし、補剛材細長比を 0.18 に設定した。

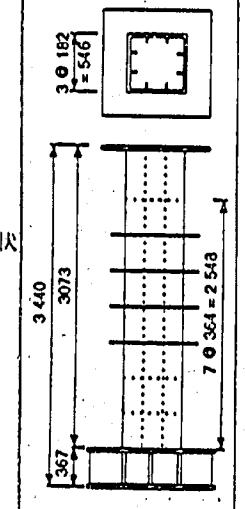
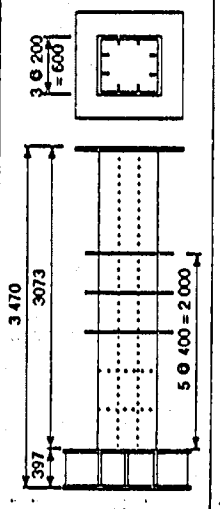
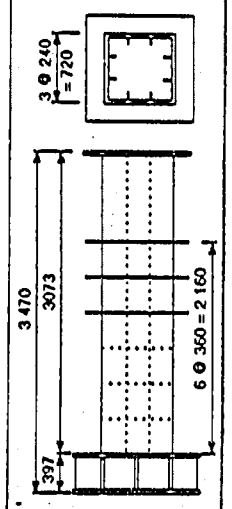
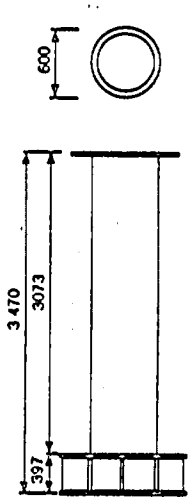
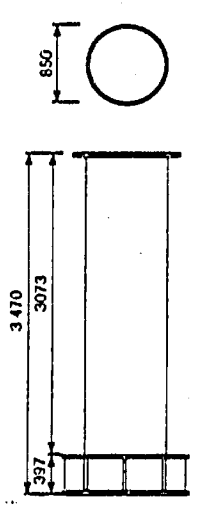
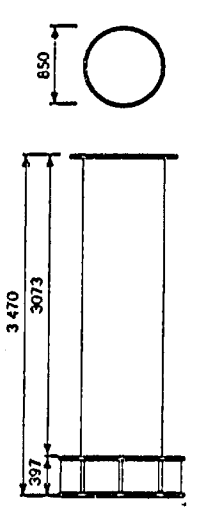
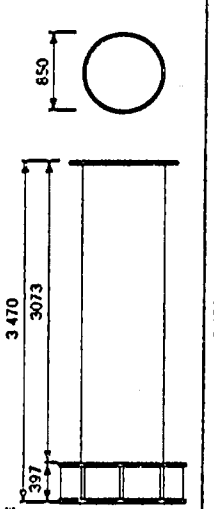
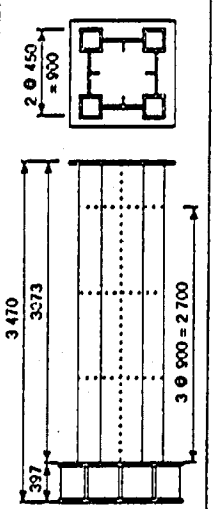
表一参・9（1）　供試体一覧（その1）[2)]

（寸法：mm）

断面形状	矩形断面							
試験体名（実施）	KD-1（平成7年度 KSC）	KD-2（平成7年度 KSC）	KD-3（平成7年度 KSC）	KD-4（平成8年度 KSC）	KD-5（平成8年度 KSC）	KD-6（平成8年度 KSC）	KD-7_1（平成8年度 NSC）	KD-7_3（平成8年度 NSC）
基本形状								
構造パラメータ	・補剛板 R_R=0.411 R_r=0.410 ・細長比パラメータ λ=0.229 ・縦補剛材 γ/γ^*=1.006 λ_s=0.40 ・軸力比 N/N_y=0.150	・補剛板 R_R=0.411 R_r=0.240 ・細長比パラメータ λ=0.233 ・縦補剛材 γ/γ^*=3.004 λ_s=0.26 ・軸力比 N/N_y=0.131	・補剛板 R_R=0.428 R_r=0.254 ・細長比パラメータ λ=0.280 ・縦補剛材 γ/γ^*=3.054 λ_s=0.26 ・軸力比 N/N_y=0.136	・補剛板 R_R=0.280 R_r=0.172 ・細長比パラメータ λ=0.360 ・縦補剛材 γ/γ^*=3.09 λ_s=0.17 ・軸力比 N/N_y=0.099	・補剛板 R_R=0.428 R_r=0.254 ・細長比パラメータ λ=0.280 ・縦補剛材 γ/γ^*=3.05 λ_s=0.26 ・軸力比 N/N_y=0.185	・補剛板 R_R=0.411 R_r=0.243 ・細長比パラメータ λ=0.351 ・縦補剛材 γ/γ^*=3.07 λ_s=0.25 ・軸力比 N/N_y=0.136	・補剛板 R_R=0.374 R_r=0.216 ・細長比パラメータ λ=0.396 ・縦補剛材 γ/γ^*=3.21 λ_s=0.22 ・軸力比 N/N_y=0.118	・補剛板 R_R=0.374 R_r=0.216 ・細長比パラメータ λ=0.396 ・縦補剛材 γ/γ^*=3.21 λ_s=0.22 ・軸力比 N/N_y=0.118
主要部材寸法	・外殻板 B=900, t=9 ・縦補剛材 Pl 60×6 ・ダイヤフラム t=6	・外殻板 B=900, t=9 ・縦補剛材 Pl 80×9 ・ダイヤフラム t=6	・外殻板 B=750, t=12 ・縦補剛材 Pl 90×9 ・ダイヤフラム t=6	・外殻板 B=600, t=22 ・縦補剛材 Pl 135×12 ・ダイヤフラム t=6	・外殻板 B=750, t=12 ・縦補剛材 Pl 90×9 ・ダイヤフラム t=6	・外殻板 B=600, t=10 ・縦補剛材 Pl 73×8 ・ダイヤフラム t=6	・外殻板 B=546, t=10 ・縦補剛材 Pl 75×7 ・ダイヤフラム t=6	・外殻板 B=546, t=10 ・縦補剛材 Pl 75×7 ・ダイヤフラム t=6
材質	SM490A	SM490A	SM490A	SM490C-TMC	SM490A	SM490A	SM490A	SM490YA
繰返し数	1	1	1	1	1	1	1	3
備考	基準断面	パラメータ制限	パラメータ制限＋コンパクト	極厚化	KD-3 軸力比 up	KD-3 細長比 up	ハイブリッド比較用	ハイブリッド比較用

表－参・9（2）　供試体一覧（その2）[2)]

（寸法：mm）

断面形状	矩形断面			円形断面				コーナー角鋼管
試験体名（実施）	KD-8（平成8年度 NSC）	KD-9（平成8年度 KSC）	KD-10（平成8年度 KSC）	KC-1（平成7年度 KSC）	KC-2_1（平成8年度 KSC）	KC-2_3（平成8年度 KSC）	KC-3（平成8年度 KSC）	KA-1（平成7年度 KSC）
基本形状								
構造パラメータ	・補剛板 R_R=0.374 R_t=0.216 ・細長比パラメータ λ=0.396 ・縦補剛材 γ/γ^*=3.21 λ_s=0.22 ・軸力比 N/N_y=0.118	・補剛板 R_R=0.492 R_t=0.291 ・細長比パラメータ λ=0.421 ・縦補剛材 γ/γ^*=3.07 λ_s=0.30 ・軸力比 N/N_y=0.136	・補剛板 R_R=0.352 R_t=0.183 ・細長比パラメータ λ=0.293 ・縦補剛材 γ/γ^*=4.12 λ_s=0.18 ・軸力比 N/N_y=0.150	・鋼管 R_t=0.027 ・細長比パラメータ λ=0.346 ・軸力比 N/N_y=0.104	・鋼管 R_t=0.081 ・細長比パラメータ λ=0.277 ・軸力比 N/N_y=0.200	・鋼管 R_t=0.081 ・細長比パラメータ λ=0.277 ・軸力比 N/N_y=0.200	・鋼管 R_t=0.117 ・細長比パラメータ λ=0.333 ・軸力比 N/N_y=0.150	・角形鋼管 R_R=0.35 ・細長比パラメータ λ=0.25
主要部材寸法	・外殻板 B=546, t=10 ・縦補剛材 Pl 75×7 ・ダイヤフラム t=6	・外殻板 B=600, t=10 ・縦補剛材 Pl 73×8 ・ダイヤフラム t=6	・外殻板 B=720, t=14 ・縦補剛材 Pl 90×10 ・ダイヤフラム t=6	・鋼管 D=600, t=20 (R/t=15.0)	・鋼管 D=850, t=13 (R/t=32.7)	・鋼管 D=850, t=13 (R/t=32.7)	・鋼管 D=850, t=13 (R/t=32.7)	・角形鋼管 B=200, t=12 ・パネル B=500, t=9 ・縦補剛材 Pl 65×9
材質	SM490A	SM570A	SM490A	SM490A	SM490YA	SM490A	SM570A	SM490A, SS400
繰返し数	—	1	1	1	1	3	1	1
備考	ハイブリッド用	KD-6 鋼種変更	補剛材細長比制限	コンパクト断面	R_t=0.08, 軸力比 up	R_t=0.08, 軸力比 up	KC-2 鋼種変更	—

（5）日本橋梁建設協会

表ー参・１０に供試体一覧を示す。

・基本供試体　：１体

・閉断面縦リブを用いた補強供試体　：１体

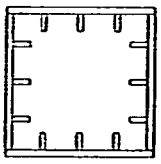
・極低降伏点鋼材を用いたシェアウォールによる補強供試体　：１体

・角部にコーナープレートを高力ボルトで取り付けた補強供試体　：２体

1）基本供試体（B1）

供試体 B1 は、実構造物における溶接品質の再現性などを考慮して、できるだけ大きな断面構成（実橋脚の 1/3 程度の 900mm × 900mm）の供試体とした。高さは載荷フレームの制約上、約 3,500mm とした。断面との関係を踏まえると、実橋脚に対しては比較的細長比が小さくなっている。

矩形断面を構成する補剛板の母材公称板厚は 9mm、縦方向補剛材の公称板厚は 9mm、使用材質はともに SM490 材とした。また、供試体基部から 900mm 間隔に、公称板厚 6mm の横リブあるいはダイヤフラムを設置した。供試体 B1 は、平成６年の道路橋示方書・同解説の補剛板の規定に準拠している。特に、縦リブ剛度はその必要剛比の約 1.4 倍の値で設計している。

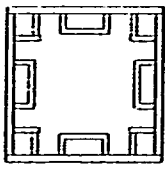


（Ｂ１供試体）

図ー参・１４　基本供試体の断面[2)]

2）閉断面縦リブ補強（B5）

縦リブのねじれ座屈が補剛パネル全体の座屈を引き起こす可能性があるため、縦リブを閉断面化することにより、補剛パネルの全体座屈を遅らせることを期待した構造である。



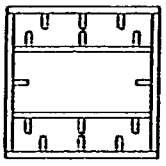
（Ｂ５供試体）

図ー参・１５　縦リブ補強供試体の断面[2)]

3）シェアウォール補強（B6）

供試体 B6 は、矩形断面の内側に極低降伏点鋼材から成る隔壁（シェアウォール）を高力ボルトで接合したマルチセル構造である。シェアウォールは、水平力作用方向にウェブ間の 1/4 位置に２列配置した。っこのシェアウォールが先行して塑性化することによりエネルギーを吸収し、変形性能が改善されることを狙っている。また、シェアウォールは実質的にウェブ断面の増加となり、曲げ剛性の大幅な上

昇なくしてじん性及びエネルギー吸収性能を高める効果も期待できると考えられた。



（Ｂ６供試体）

図－参・１６　シェアウォール補強供試体の断面[2)]

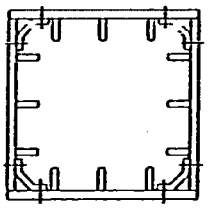
4）角ボルト補強（B7，B8）

角ボルト補強は、主に既設鋼製橋脚の耐震補強を想定したものであり、角部の補強材としてコーナープレートを用いた構造とアングル部材を用いた構造がある。ここでは、コーナープレートを用いた構造について実験を行った。これは、角部が補強材によって閉断面となり、角部の座屈強度の改善が期待できる構造である。

供試体 B7 は、土研 No.11 供試体に取り付くコーナープレートを綴じあわせる高力ボルトの本数を低減する設計法を提案し、M22(F10T)@ 100 ピッチから M16(F8T)@ 145 ピッチにしたものである。しかし、本来の設計法におけるボルトのピッチに対して、「p≦12 t」が必要と考えられるが、ボルト本数を各ボルトに作用する実応力のみによって決定した供試体となっている。これは、供試体の板厚などの寸法形状とＨＴＢの供給可能サイズとの関係で相似関係を実橋脚との間で再現し難いことによる。

供試体 B8 は、土研 No.11 供試体において、柱コーナー部を補強する鋼板の高力ボルト接合面に塗膜が介在する場合、それが橋脚の地震時保有水平耐力に及ぼす影響を検証するために行ったものである。すなわち、既設橋脚の補強工事の実施にあたって、橋脚内の防錆用内面タールエポキシ樹脂塗料を除去せずに、補強鋼板を高力ボルト連結させた場合の鋼板との接合面での「すべり現象」が、土研 NO.11 供試体に比してどの程度耐震特性に影響するかを検証することを目的とした。従って、供試体 B8 は補強鋼板の接合面に塗装が施されている以外はすべて土研 N0.11 供試体と同一である。

角ボルト補強における補強材については、横リブ・ダイヤフラム位置で断続としており、補強材と母材とは六角高力ボルトにより接合した。このように角部にコーナープレートなどの補強材を高力ボルトによって接合し、横リブ・ダイヤフラム位置において補強材を断続させる補強方法は、橋脚内部での作業性に配慮したものである。補強範囲は供試体基部から２番目のダイヤフラムまでの高さである 1,800mm までとした。これは、座屈が発生し損傷を受ける部分を十分にカバーし、耐力や塑性率、劣化特性に影響を及ぼさない範囲と考えられる。

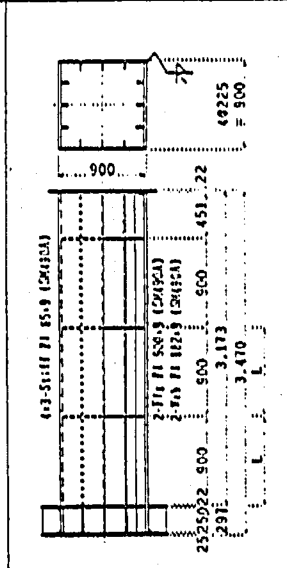
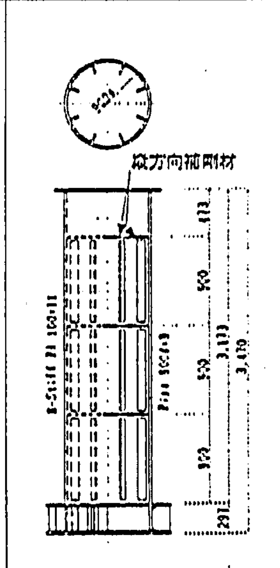
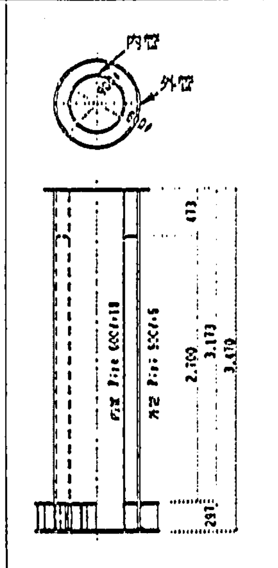
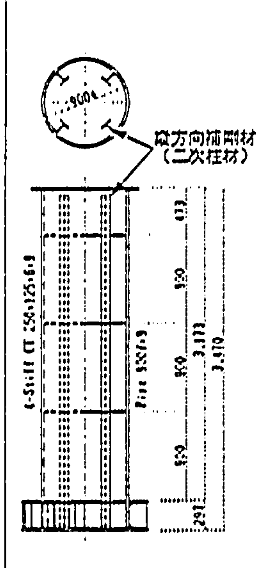
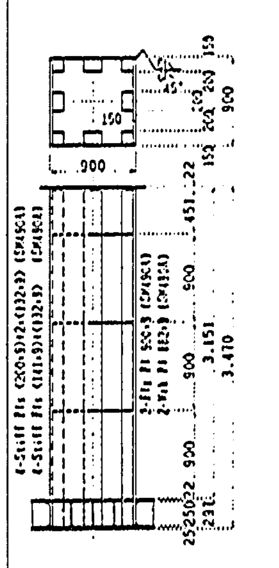
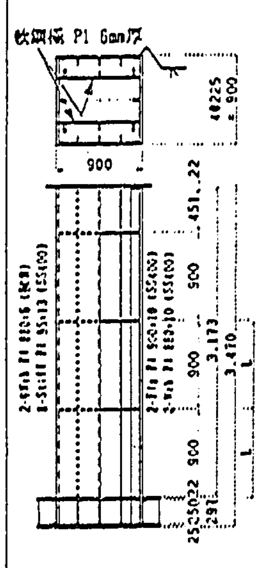


（Ｂ７・Ｂ８供試体）

図－参・１６　角ボルト補強供試体の断面[2)]

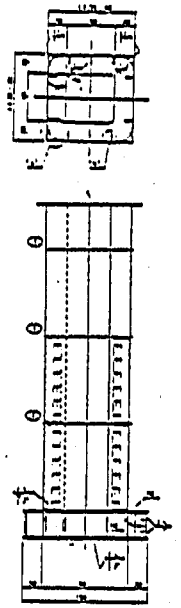
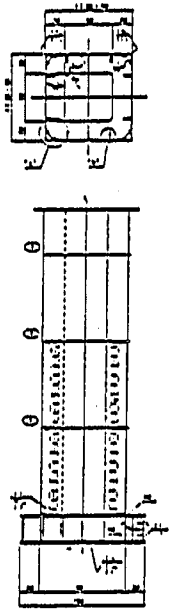
表－参・10（1）　供試体一覧（その1）[2)]

（寸法：mm）

	①新設・既設対応（矩形断面） 高補剛基本断面（在来構造）	②新設・既設対応（円形断面） 縦方向補剛断面（不連続補剛材）	③新設対応（円形断面） 二重鋼管断面	④新設・既設対応（円形断面） 二次柱補剛断面（連続補剛材）	⑤新設対応（矩形断面） 閉リブ補剛断面	⑥新設対応（矩形断面断面） 極軟鋼組合せ断面
基本形状 断面図 側面図						
想定破壊状態	補剛板の先行崩壊後、コーナー部の崩壊	座屈の伝搬(局部→円環)の抑制・抑止効果	外管の先行崩壊後、内管の崩壊	鋼管の先行崩壊後、補剛材が柱として抵抗	板パネルの先行座屈後、閉リブ・外殻板コーナー部の崩壊	中ウェブの先行崩壊後、外殻部材の崩壊
構造パラメータ	・板厚＝9 $R=\frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}\cdot\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}}$ ＝0.503 ・縦補剛材 γ/＝1.43・γ/req, R_H＝0.59	・径厚比 R／t＝50 ・縦方向補剛材数:4(円周) 〃　ピッチ長＝1/1・D ・環補剛材 補剛材間隔＝D	・径厚比 外管：R／t＝75 内管：R／t＝16.6 ・環補剛材 補剛材間隔＝3・D	・径厚比 R／t＝50 ・縦方向補剛材数:4(円周) 〃　形鋼:CT形鋼 ・環補剛材 補剛材間隔＝D	・板厚＝9 $R=\frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}\cdot\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}}$ ＝0.456 ・縦補剛材 R_H＝0.456	・板厚＝10 中ウェブ:6 $R=\frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}\cdot\frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}}$ ＝0.267:Flg(0.449:Web) ・縦補剛材 γ/＝1.04・γ/req, R_H＝0.36
主要部材寸法	・外殻板 t1＝9 ・縦リブ Web：3-Pl 85×9 Flg：3-Pl 85×9 ・横リブ ピッチ:L＝900 板厚:t_s＝6	・外殻鋼管 D×t＝900×9 ・縦リブ 8-Pl 100×11 ・横リブ(環補剛材) ピッチ:L＝900 板厚:t_s＝9	・外殻鋼管 D_1×t_1＝900×6（外管） D_2×t_2＝600×18（内管） ・縦リブ 無し ・横リブ(環補剛材) ピッチ:L＝2700 板厚:t_s＝9	・外殻鋼管 D1×t1＝900×9 ・縦リブ 4-CT 250×125 (125×125×6×9) ・横リブ(環補剛材) ピッチ:L＝900 板厚:t_s＝9	・外殻板 t1＝9 ・縦リブ 4-Pls <200×9>+2×<132×9> 4-Pls <141×9>+<132×9> ・横リブ ピッチ:L＝900 板厚:t_s＝9	・外殻板 t1＝10　中ウェブ:6(極軟鋼) ・縦リブ 8-Pl 95×13 4-Pl 70×13 + 2-Pl 60×6 ・横リブ ピッチ:L＝900 板厚:t_s＝9
材質	SM490A	SS400	SS400	SS400	SM490A	SS400
特徴	在来構造で、補剛材を若干高剛性にした断面。基本断面のシリーズ中で、補剛材剛性の比較をする。	座屈の伝搬(局部→円環)の抑制により、変形性能の向上を期待できる。	内管の強度(耐力)は小さいが、二重管全体の強度特性曲線の調整を可能にできる。	鋼管の座屈によりせん断剛性のみが低下し変形性能の向上を期待できる。	閉リブの剛性の高さによって断面全体の剛性の向上を期待できる。	部分的な低降伏点をもつ断面の早期座屈によって、断面全体の剛性の向上を期待できる。
備考						

表－参・10（2）　供試体一覧（その2）[2)]

（寸法：mm）

	⑦新設・既設対応（矩形断面） 角補強（1）	⑧新設・既設対応（矩形断面） 角補強（2）
基本形状 断面図 全面図		
想定限界状態	補剛板の先行座屈後、角部の崩壊	補剛板の先行座屈後、角部の崩壊
構造パラメータ	・板厚＝9 $\kappa = \frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}\cdot\frac{(1-\nu^2)}{\kappa' k}}$ ＝0.51 ・縦補剛材 $\gamma_l = 0.91 \cdot \gamma_{l,req}$	・板厚＝9 $\kappa = \frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}\cdot\frac{(1-\nu^2)}{\kappa' k}}$ ＝0.51 ・縦補剛材 $\gamma_l = 0.91 \cdot \gamma_{l,req}$
主要部材寸法	外殻板　t1＝9 ・縦リブ Web:3-pl 80×6 Flg　:3-pl 80×6 ・横リブ ピッチ:L＝900 板厚:t_0＝6	外殻板　t1＝9 ・縦リブ Web:3-pl 80×6 Flg　:3-pl 80×6 ・横リブ ピッチ:L＝900 板厚:t_0＝6
材質	SM490A	SM490A
特徴	角部の剛性を増加させて靭性を向上させる。ボルトM16、ピッチ145mm。	角部の剛性を増加させて靭性を向上させる。ボルトM22、ピッチ100mm、ボルト部は塗装。
備考		

（6）阪神高速道路公団

表－参・１１に供試体一覧を示す。

・基本供試体（中埋めコンクリートを 1,520mm まで打設した H3 を含む）：３体

・座屈パラメータに制限値を設定し、溶接量を減じたコンパクト断面供試体：１体

・座屈パラメータに制限値を設定した供試体：４体

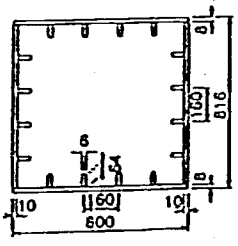
1）基本供試体

基本供試体（H1 ～ H3）の実験は、既存鋼製橋脚の耐荷力特性を把握し、地震時保有水平耐力の照査法確立のための基礎データを得るためのものであった。供試体の製作に使用する材質は実橋脚と同じものを使用し、1/3 スケールで、できるだけ忠実に対象橋脚の詳細部も再現するようにした。供試体の細長比パラメータλは載荷装置との取り合い関係から実橋脚と比較して大きくなっている。

供試体 H1 は、鋼部材のみで構成されている。荷重載荷方法は変位制御とし、片振り載荷とした。

供試体 H2 は、H1 と同寸法の供試体であるが、その際か方法は両振り載荷（３回）とした。この目的は、地震荷重を想定した繰返し載荷を行うことにより、既往の研究成果と同様に地震時の鋼製橋脚の挙動を実験的に把握することである。

供試体 H3 は、中埋めコンクリートが供試体可鍛から 1,520mm の高さまで充填されている。荷重載荷方法は H2 と同様に両振り載荷（３回）である。これは、通常の鋼製橋脚の基部に車両衝突対策として打設されているコンクリートが鋼製橋脚の変形性能に及ぼす影響を明らかにすることを目的としている。



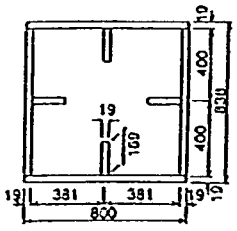
(mm)

図－参・１７　基本供試体の断面[2)]

2）コンパクト断面供試体（H4）

基本供試体 H1 ～ H3 の崩壊モードは、全て供試体基部または中埋めコンクリートより上の補剛板の局部座屈により崩壊したものであった。供試体 H4 は、式（参－１）～（参－３）に示す座屈パラメータに関する制限値を満足し、溶接量を減じるために縦補剛材をフランジおよびウェブそれぞれ１本ずつとしたコンパクト断面を有する。荷重載荷方法は両振り載荷（１０回）とし、中埋めコンクリートは打設していない。

板パネルの幅厚比パラメータ	：$R_R \leqq 0.4$	（参－１）
縦補剛材の幅厚比パラメータ	：$R_f \leqq 0.5$	（参－２）
縦補剛材の補剛材剛比	：$\gamma_1 / \gamma_1^* \geqq 5.0$	（参－３）



図－参・１８　コンパクト断面供試体の断面[2)]

3）座屈パラメータに制限値を設定した供試体（H5 ～ H8）

供試体 H5 ～ H8 は、兵庫県南部地震規模の地震に対する既設鋼製橋脚の耐震補強法、および鋼製橋脚の耐震設計法を確立することを目的とした。これらの供試体は全て、局部座屈を抑制し、変形性能を向上させるために式（参－１）および（参－２）の制限値を満足している。これらの供試体の外形寸法（断面外形寸法：800mm × 800mm、高さ：6,000mm）および載荷軸力（131tf）は基本供試体と同様である。これは基本供試体の実験結果の比較を行うためである。なお、供試体 H5 ～ H8 には中埋めコンクリートは打設していない。

供試体 H5 は、補剛板の局部座屈を抑制し、変形性能を確保するために次に挙げる座屈パラメータの値を有する。荷重載荷方法は単調載荷とした。

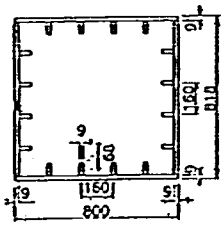
板パネルの幅厚比パラメータ　：$R_R = 0.39$

縦補剛材の幅厚比パラメータ　：$R_f = 0.50$

縦補剛材の補剛材剛比　：$\gamma_1 / \gamma_1^* = 3.04$

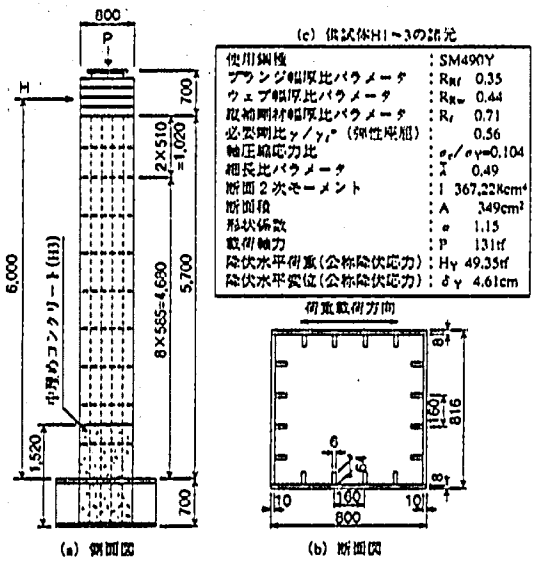
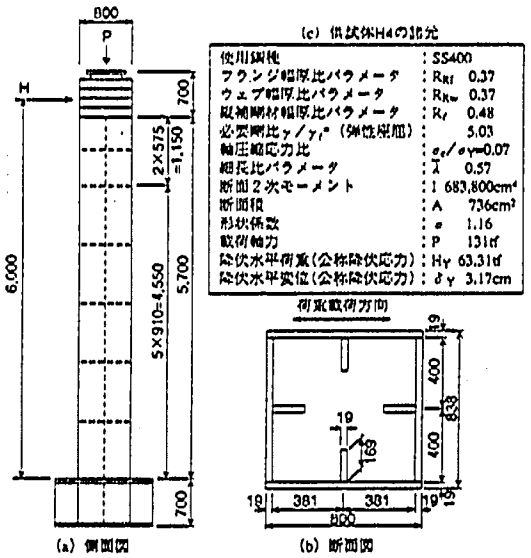
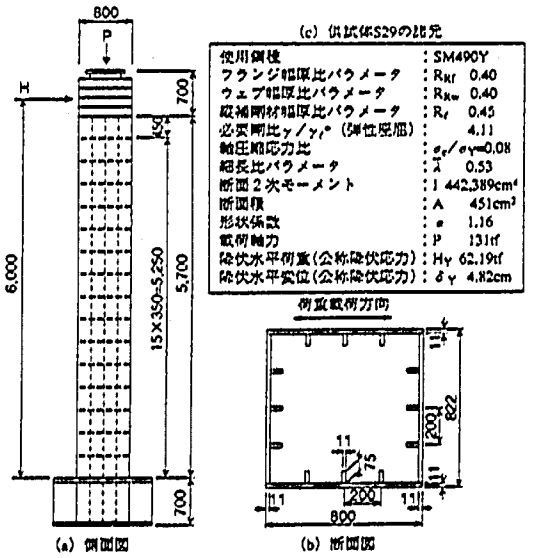
供試体 H6 および H7 は、H5 と同様の断面諸元を有するが、荷重載荷方法が異なる。すなわち、供試体 H6 は両振り（１回）載荷であり、H7 は両振り（３回）載荷である。これは、荷重載荷方法が鋼製橋脚の変形性能に及ぼす影響を明らかにするためである。

供試体 H8 の断面構成は、供試体 H5 ～ H7 と同様であるが、縦補剛材剛比 γ_1 / γ_1^* はダイヤフラム間を 640mm とすることにより、$\gamma_1 / \gamma_1^* = 1.0$ としている。荷重載荷方法は両振り（１回）である。これは、縦補剛材剛比 γ_1 / γ_1^* が鋼製橋脚の変形性能に及ぼす影響を明らかにするためである。

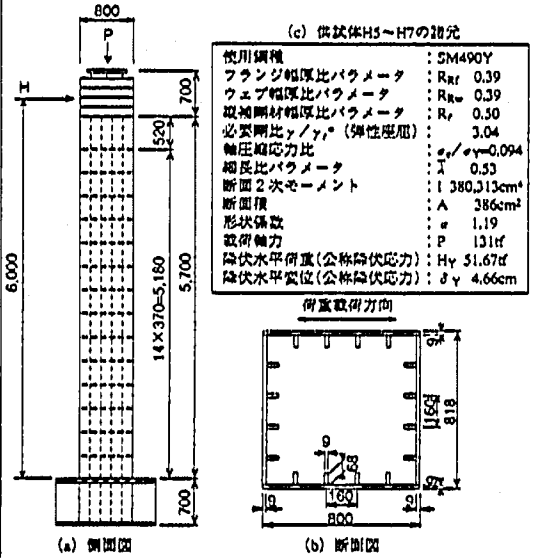
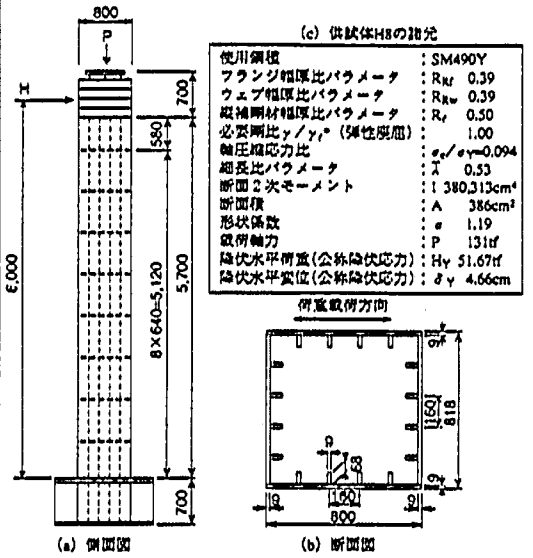
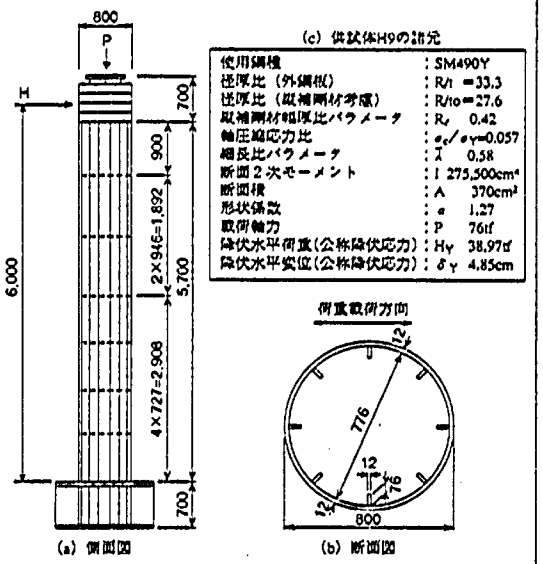


図－参・１９　座屈パラメータ制限供試体の断面[2)]

表一参・１１（１）　供試体一覧（その１）[2)]

位置づけ	既存の鋼製橋脚（NP41）の大地震時の基本モデル			鋼製橋脚の改良モデル	鋼製橋脚の改良モデル（土木研究所）
供試体NO.	Ｈ１	Ｈ２	Ｈ３	Ｈ４	Ｓ２９
荷重載荷方法	片振り載荷	繰り返し載荷 （両振り載荷） ３回ループ	繰り返し載荷 （両振り載荷） ３回ループ	繰り返し載荷 （両振り載荷） １０回ループ	繰り返し載荷 （両振り載荷） ３回ループ
実験供試体	 供試体 H1, H2, および H3（寸法：mm）			 供試体H4（寸法：mm）	 供試体S29（寸法：mm）
目　　的	①対象鋼製橋脚は阪神高速道路のNP41（Ｔ型単柱式）である。 ②鋼製橋脚の基本変形性能および崩壊モードの実験的確認を目的とする。 ③主な着目点は、変形性能に及ぼす荷重載荷方法、中詰めコンクリートの影響である。			①基本モデルの実験結果および既往の研究成果（座屈設計ガイドライン等）に基づいて、補剛板パネルの塑性座屈を抑制する方法として、以下の寸法制限値の設定を行い、その効果の確認を目的とする。 1）補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ、$R_p \leq 0.4$ 2）縦補剛材剛比、　$\gamma/\gamma_l^* \geq 5.0$ 3）縦補剛材の幅厚比パラメータ、　$R_f \leq 0.5$	①Ｈ４と同様の思想で、寸法制限値の設定を行った。 ②既往の実験結果（Ｓ２３）との比較を行うため、補剛材剛比、γ/γ_l^* は、4.1に設定した（他は、Ｈ４と同様である）。 ③Ｈ４の結果から、崩壊モードを基部の補剛板パネルの塑性座屈にするため載荷回数を３回に設定した。
実験結果の概要	①鋼製橋脚の耐力低下は、外縁の補剛板パネルの塑性領域における局部座屈に起因して発生する。 ②最大耐力点に達するまでは、荷重載荷方法の影響は小さい。 ③最大耐力点以降のＨ１の耐力の低下は、Ｈ２に比べ緩やかである。 ④中詰めコンクリートは基部の補剛板パネルの塑性座屈の発生を抑制し、耐力および変形性能の向上に有効である。			①設定した寸法制限値は変形性能の向上に有効である。 ②Ｈ４の崩壊モードは基部コーナー部の疲労クラックに起因する脆性破壊であった。 ③疲労クラックについては、別途、局部モデルによる実験を実施し、限界ひずみ振幅の設定を行った。 ④実際の地震時の動的挙動と載荷方法の関係を明確にする必要がある。 ⑤軸力比の変形性能に及ぼす影響が大きい。	①設定した寸法制限値は変形性能の向上に有効である。 ②Ｈ２９の崩壊モードは基部補剛板パネルの補剛材間の局部座屈（塑性座屈）であった。

表一参・１１（２）　供試体一覧（その２）[2)]

位置づけ	復旧仕様確認			阪神公団設計基準確認	明治工区復旧のための確認実験
供試体NO.	Ｈ５	Ｈ６	Ｈ７	Ｈ８	Ｈ９
荷重載荷方法	単調載荷	繰り返し載荷 （両振り載荷） １回ループ	繰り返し載荷 （両振り載荷） ３回ループ	繰り返し載荷 （両振り載荷） １回ループ	繰り返し載荷 （両振り載荷） １回ループ
実験供試体	 供試体H5, H6, H7（寸法：mm）			 供試体H8（寸法：mm）	 供試体H9（寸法：mm）
目　的	①Ｈ１～Ｈ４およびＳ２９の実験結果をもとに寸法制限モデルの最適設定を行うものである。 ②Ｈ５～Ｈ７の供試体は、阪神高速道路公団の復旧要領に基づいて断面の構成を行ったものである。 ③寸法制限値の最大耐力点以降の領域（劣化領域）での有効性を実験的に確認することを目的とする。 ④Ｈ５は、Ｈ６～Ｈ７の基本モデルに位置づけられるものである。 ⑤Ｈ６は、劣化領域における挙動をＨ５と比較検討し荷重載荷方法の影響を実験的に明らかにする事を目的とする。 ⑥Ｈ７は既往の実験結果（Ｈ１～Ｈ４、Ｓ２９）との比較検討を行う事を目的とする。 ⑦動的解析におけるＰ－δ曲線の実験的設定を行う。			①平成６年阪神公団設計基準の確認実験であり寸法制限モデル（Ｈ４～Ｈ７、Ｓ２９）の基準モデルである。 ②補剛材剛比の最適値の実験的設定を目的とする。	①明治工区復旧のための確認実験。 ②円形断面の最大耐力時の曲率（ひずみ）分布を実験的に明らかにする。 ③着目した設計パラメータは、径厚比および縦補剛材の幅厚比パラメータである。 ④局部座屈発生後の座屈モードに及ぼす、縦補剛材の効果の確認を目的とする。