

Y型橋脚の力学的性状と耐荷力特性に関する実験的・理論的研究

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL STUDIES ON ULTIMATE STRENGTH OF Y-SHAPED STEEL PIERS

伊藤 義人* 小深田祥法** 宇佐美 勉*** 浅野 哲男****

By Yoshito ITOH, Yoshinori KOBUKATA Tsutomu USAMI and Tetsuo ASANO

In this paper, the ultimate strength of Y-shaped steel piers which will be constructed as a part of the Nagoya Metropolitan Highway is studied experimentally and theoretically. The T-section structure having a flange plate with a rib is taken from the tested Y-shaped pier as a numerical modelling. The geometrical and material nonlinear calculations are performed considering the residual stresses and initial imperfection. Then, the numerical results are applied to evaluate the ultimate strength of Y-shaped piers using the strut approach.

1. まえがき

名古屋高速道路公社が市道2号の黒川と東片端間の延長約1.3kmの区間に計画している高架橋は、桁下の平面道路空間が30mと狭く、信号交差点における右折車線確保などの条件下から上下線を分けた図-1のような種々の形状のY型橋脚¹⁾を採用予定である。この種のY型橋脚は、これまで首都高速道路公団が辰巳地区に建設した例²⁾があるのみである。今回予定しているY型橋脚は辰巳地区で採用されたものとは以下の相違点がある。

1) 枝ばり形状と内側の交差部

枝ばり形状が異なる。また、辰巳高架橋では交差部に角型鋼材を使い、これにフランジを溶接する構造であるが、今回のY型橋脚はフランジとフランジを直接溶接している。

2) 枝ばり外側の隅角部のフランジの曲率半径

辰巳高架橋では半径 $R=4000\text{mm}$ であるが、今回は美観を考慮して $R=700\text{mm}$ としている。

3) 柱内の内部フランジ

辰巳高架橋では枝ばり内側フランジの応力伝達のために内部フランジを設けているが、交差部の溶接性の悪さおよび構造の単純化を考慮して、今回は内部フランジを省略している。

* 工博 名古屋大学助教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

** 工修 横河橋梁製作所 (〒592 大阪府堺市築港新町2丁)

*** 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

**** 名古屋高速道路公社 (〒460 名古屋市中区丸の内1丁目16番15号)

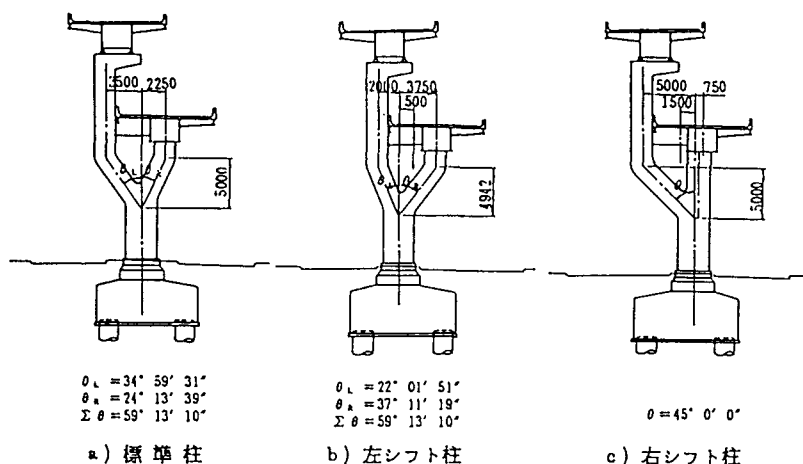


図-1 Y型橋脚形状

以上のような相違点があり、辰巳高架橋の建設の際に検討された設計手法をそのまま採用できないため、今回建設予定されているY型橋脚の隅角部の力学的性状と耐荷力特性を明かにするために実験的・理論的研究を行った。本論文では、主としてY型橋脚の耐荷力について検討した事項について報告する。

2. 実験概要

(1) 実験供試体

図-1に示した右シフト柱タイプと標準柱タイプの各々について実橋脚の断面寸法の1/2縮尺のY型橋脚供試体を各1体製作した。右シフト柱タイプの供試体は、主として弾性範囲内の応力分布に着目するため、形状パラメータ³⁾を全て実橋脚の1/2としたが、本論文では主として耐荷力について検討するため、この右シフトタイプの供試体については、以後省略する。

標準柱タイプの供試体（以下では単に実験供試体と呼ぶ）は、耐荷力特性を中心に調べるため補剛板の座屈パラメータを実橋脚とほぼ一致させた。表-1に対象とする実際のY型橋脚と実験供試体との断面形状および断面諸量の比較を示す。表中の括弧の中の数値は、リブを無視したときの値である。また、表中の座屈パラメータRは以下の式で定義される。

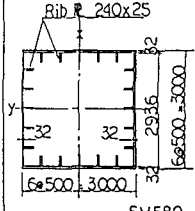
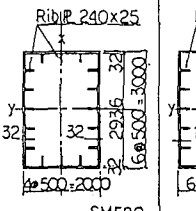
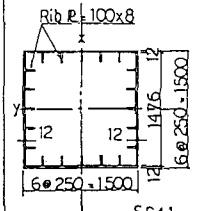
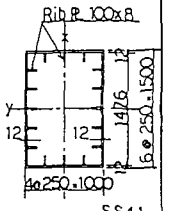
$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (1)$$

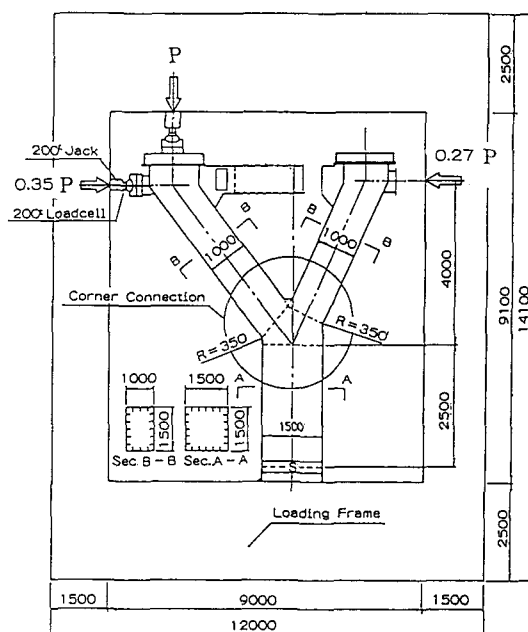
ここで、 b = 板幅、 t = 板厚、 σ_Y = 降伏点応力、 E = ヤング率、 ν = ポアソン比、 k = 板の座屈係数である。なお、表-1では降伏点応力およびポアソン比は、公称値の 2400 kgf/cm^2 と 0.3 を用いている。

なお、実橋はSM58材を使用する予定であるが、実験設備能力などを考慮して、実験供試体の材質はS41材を用いている。

表－１ 対象の実物 Y 型橋脚と実験供試体との断面形状および断面諸量の比較



	対象実橋脚		模型供試体	
	A-A section	B-B section	A-A section	B-B section
箱断面の形状、寸法	 SM58Q	 SM58Q	 SS41	 SS41
断面積 A, cm^2	4999.0 (3799.0)	4119.0 (3159.0)	874.2 (714.2)	722.2 (594.2)
断面二次 モーメント I, cm^4	I_x	69 683 900 (55 781 300)	3 114 500 (2 635 800)	1 237 900 (1 064 500)
	I_y	69 683 900 (55 781 200)	3 114 500 (2 635 800)	2 303 200 (1 971 600)
フランジ部の 座屈パラメーター	加剛板の全体座屈 B_F	0.405	0.405	0.590
	加剛板の高部座屈 B_{F_0}	0.385	0.385	0.370
	縦リブの局座屈 R	0.721	0.721	0.678



図－２ 実供試体寸法と載荷フレーム

(2) 実験装置と載荷方法

図-2に実験供試体の形状寸法と載荷フレームを示す。図のように実験供試体を横に置き、その周りに矩形の補剛箱形断面の載荷フレームを置き、載荷フレームからジャッキを3つ使って供試体に載荷した。ジャッキには球座と移動柙を取り付け、回転や荷重直角方向の変形を拘束しないように配慮した。

荷重は、死荷重と風荷重を想定し、実験供試体の隅角部の軸力および曲げモーメントの割合が実橋の隅角部と同じになるように定めた。その結果、左の枝ばりに鉛直荷重 P と $0.35P$ の水平荷重をかけ、右の枝ばりには左の枝ばりとは逆方向の $0.27P$ の水平荷重を比例載荷することになった。図-3に、実験供試体の実験状況を示す。

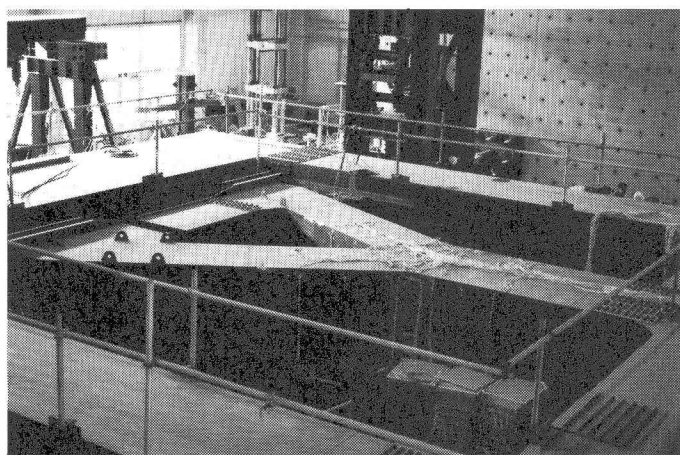
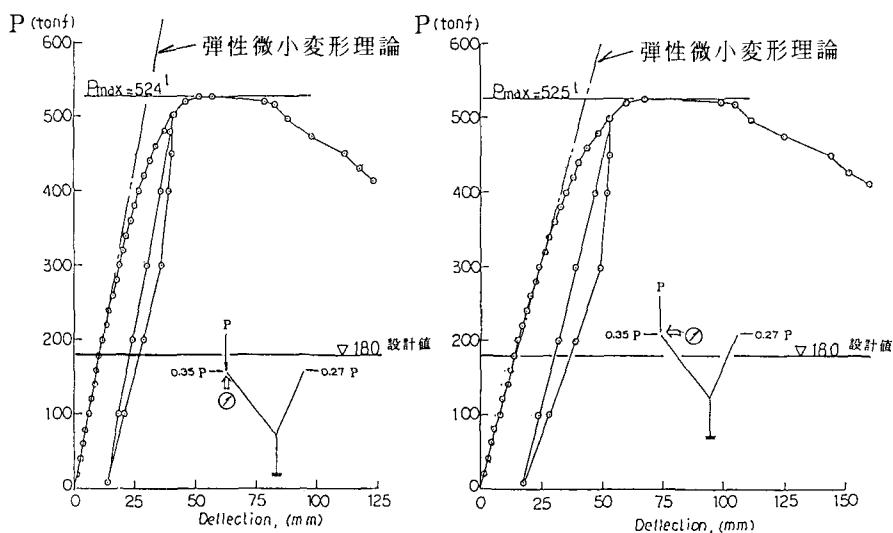


図-3 セットアップ

(3) 実験結果

実験供試体の左の枝ばり先端位置での荷重-鉛直変形曲線と荷重-水平変形曲線を、それぞれ図-4(a)、(b)に示す。また、図-5に隅角部におけるフランジ各部の荷重-ひずみ曲線を示す。図-4と図-5の中には、設計で用いられる値も参考値として記入してある。実験の最大荷重は、 $P_{max} = 524 \text{ tf}$ であり、設計値である 180 tf の 2.91 倍の耐力を実験供試体が持っていたことが分かる。

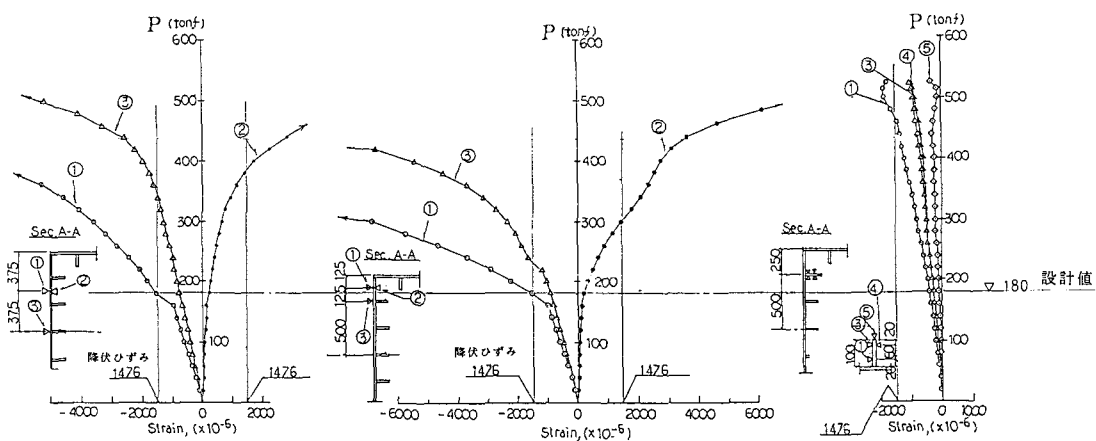
隅角部外側フランジの曲線部では、図-5から分かるように板曲げなどにより、かなり荷重の小さい段階で塑性化現象がみられ、荷重の増加とともに塑性化領域が広まり、ひずみ値も増大した。腹板においては、耐力に近づいた段階でフランジ近傍で塑性化が見られるが、大きな広がりとはならなかった。また、縦リブは、斜めダイヤフラム近傍では耐力近くまで健全であったが、水平ダイヤフラム近傍では、かなり早期に塑性化ひずみが生じた。



(a) 荷重－鉛直変形曲線

(b) 荷重－水平変形曲線

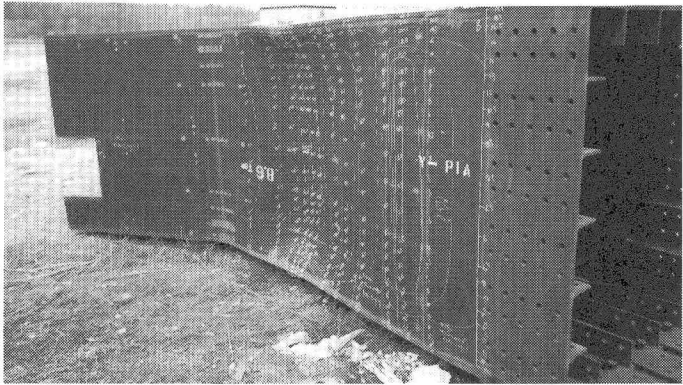
図－4 荷重－変形曲線



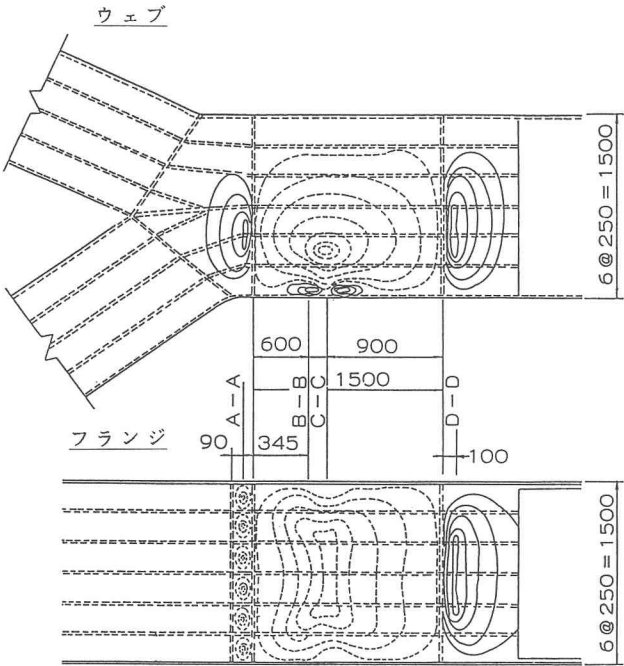
図－5 フランジ各部の荷重－ひずみ曲線

耐荷力の見地から実験供試体の性状をまとめると以下のようになった。荷重の増加とともに、まず、隅角部のフランジ曲線部が降伏し、この降伏域が広がるとともに縦リブが降伏し、最終的には柱部の補剛板の全体座屈（図－６）によって耐荷力が決定された。図－７にフランジおよびウェブの座屈波形の等高線図を示す。

なお、実験供試体に用いたＳＳ４１鋼材の機械的性質を求めるため、ＪＩＳ引張試験片を製作し、引張試験を行った。降伏点応力は、フランジ、ウェブおよび縦リブでそれぞれ 2890kgf/cm^2 、 2930kgf/cm^2 、 3060kgf/cm^2 であった。



図－６ 崩壊形状



図－７ 座屈波形の等高線図

3. 解析モデルと解析方法

(1) 解析モデル

Y型橋脚全体の耐荷力を算定するために、柱モデルを適用する前に、まず、図-8(a)に示すように、実験供試体の左外側の隅角部とその近傍にあるダイヤフラム間を考え、1つの縦リブと圧縮フランジの一部とで構成するT形断面(図8-(b))の連続モデル柱を解析し、補剛圧縮フランジの強度を求めた。このとき、解析モデル中央部の斜めダイヤフラム位置では、縦リブに半径35mmのスカールップを設置した。解析において取り出す断面は、フランジに設置されている5本の縦リブのうちフランジ中央にある1本の縦リブと縦リブ間隔の中央までのフランジがつくるT型断面とし、フランジは全断面有効とした。

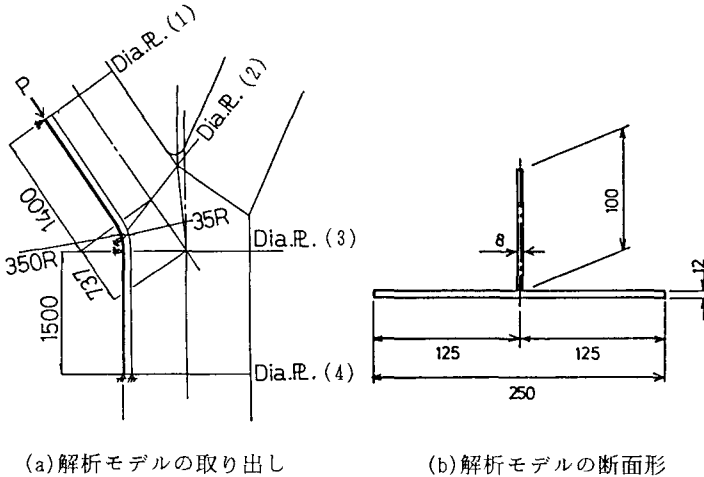


図-8 解析モデルの抽出

(2) 境界条件と材料定数

図-9と表-2に解析に用いた境界条件を示す。境界条件は、局所座標系によって表し、局所座標系は Z_{local} を全体座標系の Z と同一にし、 X_{local} をフランジ法線方向、 Y_{local} を柱の軸方向とした。なお、ダイヤフラムが解析に及ぼす影響は、ダイヤフラム位置に、その方向に支点を設けることによって考慮した。

解析に用いた材料定数は、実験供試体のフランジおよび縦リブ材の引張試験の結果の平均値、すなわち以下の値を用いた。なお、応力-ひずみ関係は完全弾塑性材料を仮定した。

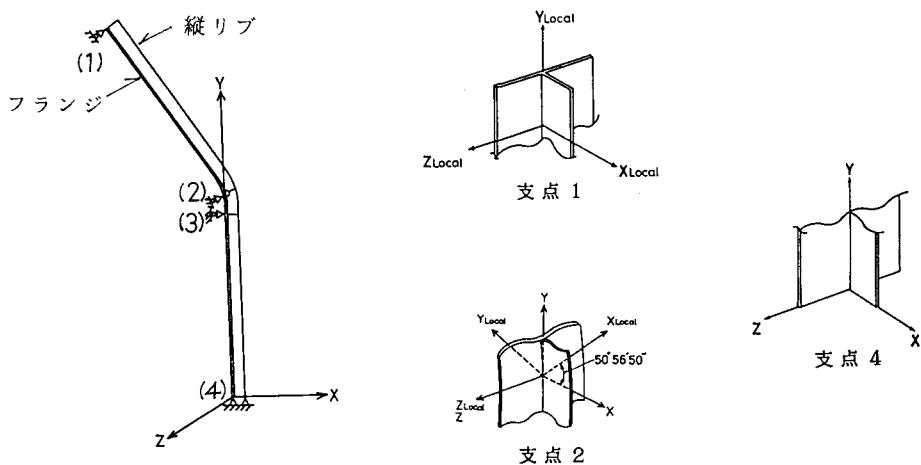
弾性係数 $E = 2.13 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

降伏点応力 $\sigma_y = 2980 \text{ kgf/cm}^2$

ポアソン比 $\nu = 0.3$

(3) 解析手法

解析は、図-10(a)に示すように解析モデルをメッシュ分割し、各要素には8節点矩形薄肉シェル要素(離散化キルヒホッフシェル要素、図-10(b))を用い複合非線形解析を行った。荷重は、図-11の図中に示すように、解析モデルの先端に強制変位を与え、その反力によって得る方法を取った。なお、解析には汎用有限要素法プログラムMARC^{(5),(6)}を用いた。



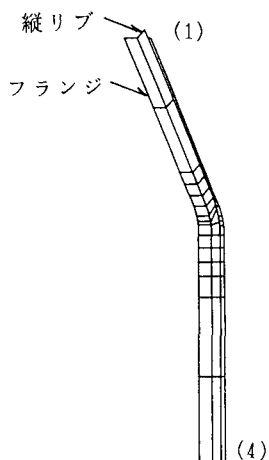
図－9 解析モデルの境界条件

表－2 解析モデルの境界条件（0：自由，1：拘束）

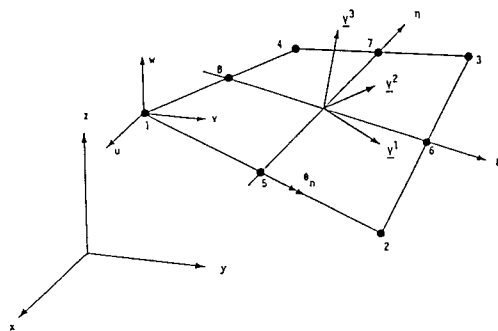
	支点 1		支点 2 , 3		支点 4		一般部	
	Flg.端部	Flg.-Rib 取付け位置	Flg.端部	Flg.-Rib 取付け位置	Flg.端部	Flg.-Rib 取付け位置	Flg.端部	Flg.-Rib 取付け位置
Dxlocal	1	1	1	1	1	1	0	0
Dylocal	0	0	0	0	1	1	0	0
Dzlocal	1	1	1	1	1	1	1	0
ROTxlocal	0	1	0	1	0	1	0	0
ROTylocal	0	0	0	0	0	0	0	1
ROTzlocal	0	0	0	0	0	0	0	0

Dxlocal, Dylocal, Dzlocal: 局所座標 X local, Y local, Z local 方向変位

ROTxlocal, ROTylocal, ROTzlocal: 局所座標 X local, Y local, Z local まわりの回転



(a) メッシュ図



(b) 解析に用いた 8 節点シェル要素

図－10 メッシュ図と解析要素

(4)初期変形の影響

解析モデルのリブの初期変形による耐荷力の変動を調べるために、水平ダイヤフラム(3)直下(図-8(a)参照)の節点にだけ、1.0mmの面外初期変形を与えたものと初期変形のないものの荷重-軸変位曲線を比較したものを図-11に示す。図-11から分かるように、初期変形を与えた解析モデルと与えない解析モデルの荷重-軸方向変位曲線にはほとんど違いはみられず、ともに軸方向変位 $\delta = 4.6$ mmで荷重はピークに達した。両者の最大荷重の差は、1%以下しかなかった。また、初期変形の形状を変え、水平ダイヤフラムから最下端の支点4まで正弦曲線の初期変形形状(最大値は1.0mm)を与えても結果に大きな差は生じなかった。

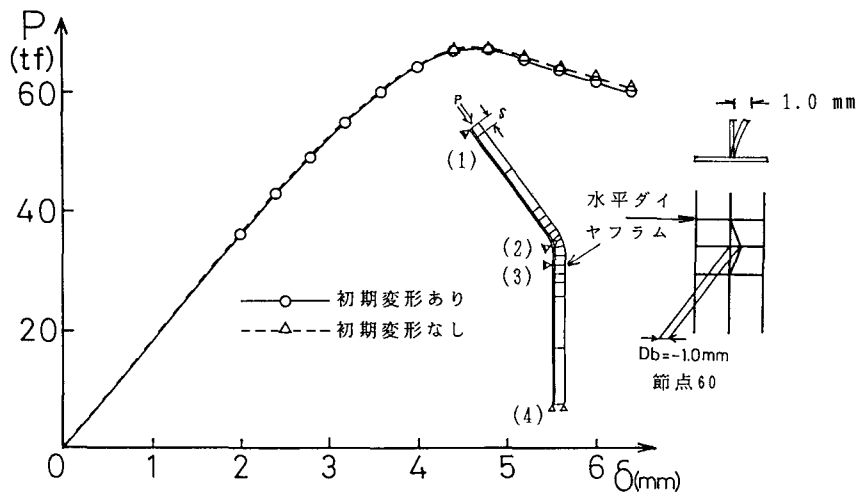


図-11 初期変形の有無による荷重-変形曲線の差異

(5)残留応力の影響

残留応力の存在による耐荷力性状の影響を調べるために以下の残留応力分布(図-12)を仮定⁴⁾して解析を行った。

$$\sigma_{rc} = 0.4 \sigma_Y \quad (2)$$

$$\sigma_{ros} = 0.4 \sigma_Y \quad (3)$$

$$\sigma_{rr} = \frac{\sigma_{ros}}{2 - \sigma_{ros}/\sigma_Y} \quad (4)$$

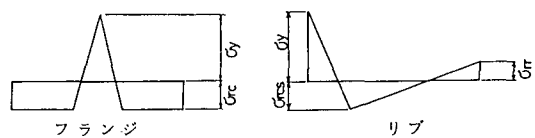


図-12 残留応力分布

ここで、 σ_{rc} =フランジの最大圧縮残留応力、 σ_{ros} =リブの最大圧縮残留応力、 σ_{rr} =リブの自由端の引張残留応力である。

図-13に残留応力のある場合と無い場合の荷重-軸変位関係を比較したものを示す。最大荷重は、残留応力を考慮したものが $P_{max} = 65.9$ tfとなり、残留応力の無い場合と比較して2.9%低下した。この結果より、今回扱った解析モデルでは、残留応力の影響は無視できないことが分かった。

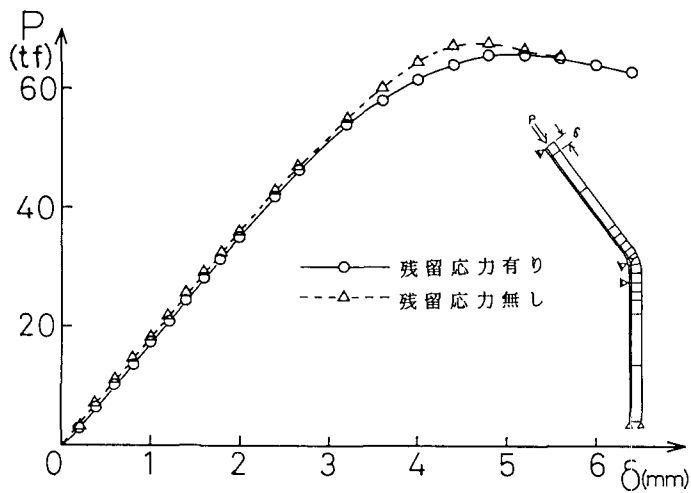


図-1 3 残留応力による荷重-変形曲線の差異

(6) 非線形性の確認

図-1 4 に解析モデルの弾性解析、幾何学的非線形解析及び複合非線形解析の結果を比較したものを示す。この図より、解析モデルは幾何学的な非線形性はあまりないことが分かる。

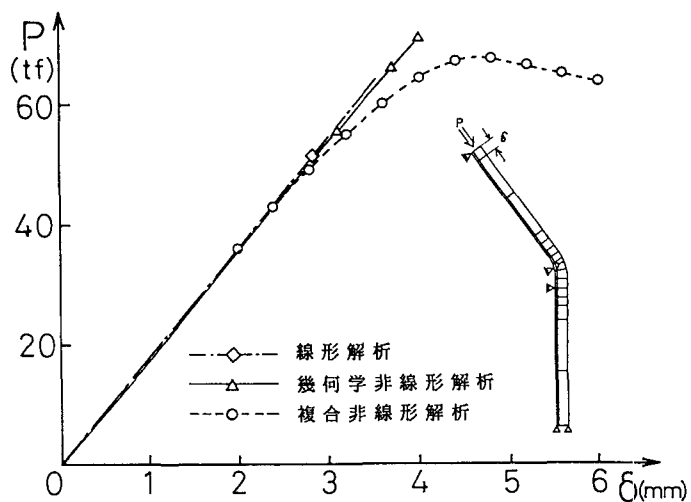


図-1 4 幾何学的非線形性の大きさ

(7) 実測値と解析値の比較

実験で早期に降伏に達した縦リブの縦ひずみと解析結果とを比較したのが図-1 5 である。比較しているひずみは、水平ダイヤフラムのすぐ下の縦リブの軸方向ひずみの値である。解析値は、縦リブが早期に降伏した挙動をうまくとらえていることが分かる。

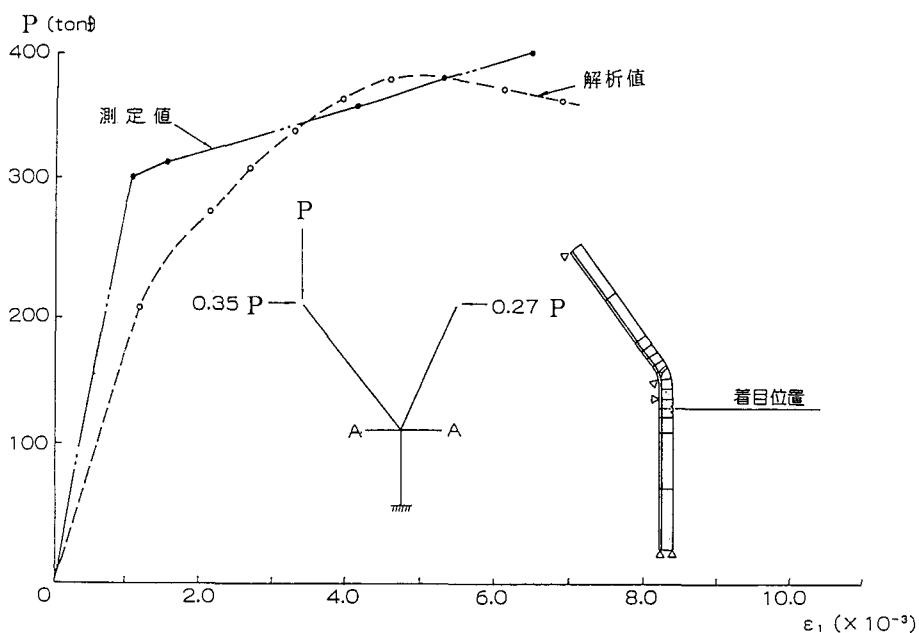


図-15 縦リブの実測軸ひずみと解析値との比較

4. Y型橋脚の耐荷力の算定

(1) 柱モデルと相関曲線⁸⁾

ここでは、3. で求めた解析結果を利用して、Y型橋脚全体の耐荷力を算定する方法を以下に示す。まず、偏心圧縮力を受けて断面が破壊するするときのY型橋脚の柱一般部断面（図-15のAA断面）の応力分布を図-16に示したようなものを仮定した。すなわち、圧縮フランジの中央部の強度が、前述のT形断面モデル柱の複合非線形解析の耐荷力から求まる平均圧縮応力 σ_m によって決定されるとして、下フランジの応力を与えることにより求まる応力分布から合力NとMを求めて、図-17のような相関曲線を作成した。ただし、断面崩壊時においても全断面有効とし、ウェブの最上段リブ位置で圧縮応力が σ_m より小さいときはウェブの最大圧縮応力が降伏点応力に達しているものとする。なお、図-17の N_y と M_y は全断面降伏軸力と降伏モーメントである。実験供試体で用いた鉛直荷重と水平荷重から定まる図-15のAA断面の軸力と曲げモーメントの比を用いて、解析的に求まるY型橋脚の耐荷力を算定した。

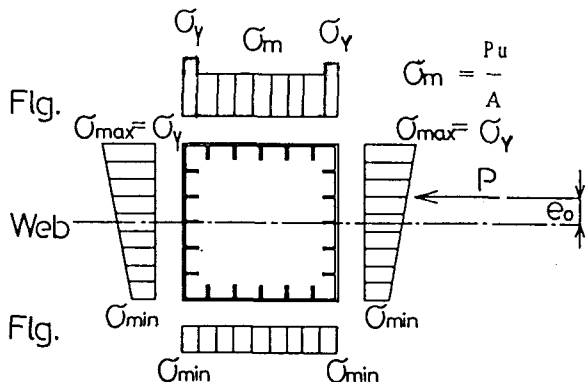


図-16 断面崩壊時の仮定応力分布

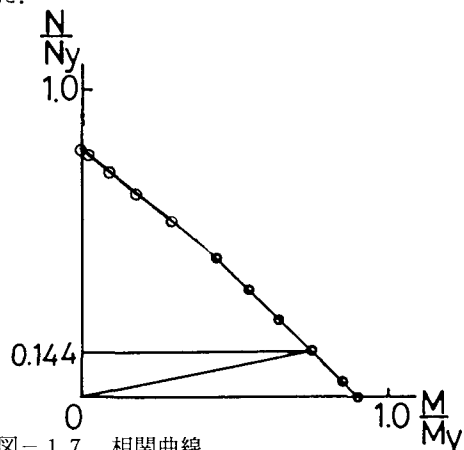


図-17 相関曲線

(2)耐荷力算定結果と考察

表－3に残留応力を考慮した場合と考慮しなかった場合の両者について求めた耐荷力算定荷重と実験値を比較したものを示す。柱モデルから算定した耐荷力は、実験より求めた耐荷力の約70%であり、図－4の荷重－変形関係が線形性を失う、すなわち、弾性微小変形理論から求められる荷重－変位関係から離れる荷重にはば一致する。実験耐荷力と理論値との差は、この柱モデルでは、圧縮フランジが座屈してもウェブへの応力の再配分はないものと仮定していることおよびひずみ硬化の影響などを考慮していないことが原因と考えられる。ただし、耐震のための変形能を確保するためには、算定した耐荷力と実験値との差程度の余裕は必要と思われる⁷⁾。この意味でも、ここで示したY型橋脚の部分構造を取り出したモデルの解析結果を用いた耐荷力算定法は、安全側の推定値を与えており、設計における耐荷力照査の一手法として有効であるといえる。

表－3 Y型橋脚の耐荷力算定結果

残留応力あり	N = 3 7 5 . 5 tf
残留応力なし	N = 3 7 9 . 9 tf
耐荷力実験値	N = 5 2 4 tf

5. 結 論

本研究では、Y型橋脚の力学的性状を明らかにし、簡便な耐荷力の算定法を与えるために実験的および解析的な検討を行った。解析は箱型断面の圧縮フランジから、フランジと1つのリブからなるT型断面の部分構造を取り出し、複合非線形解析を行った。そして、その結果を柱モデルに適用して、Y型橋脚全体の耐荷力を算定する方法の妥当性を検証した。この研究によって得られた主な結論をまとめると以下のようである。

- (1)実際のY型橋脚と座屈パラメータを合わせたモデル橋脚に、設計で想定している荷重の組合せになるような比例載荷実験を行い、精度のよい実験結果を得た。
- (2)縦リブの早期の降伏挙動を、T形断面の部分構造モデルを解くことによってうまく説明できた。
- (3)柱モデルを用いた簡易な解析モデルから算定した耐荷力は、安全側の値を与えており、Y型橋脚の耐荷力の照査法として有効であることが分かった。また、耐震のための変形能を確保するためには、算定した耐荷力と実験値との差程度の余裕は必要と思われる⁷⁾。
- (4)実験より得られた結果と設計されたY型橋脚を比較することにより、想定しているY型橋脚は十分な安全性を有していることが分かった。

謝 辞

本研究の一部は、Y型橋脚隅角部設計検討委員会(昭和63年日本橋梁建設協会委託)で検討したものである。名古屋大学の山田健太郎教授、愛知工業大学の青木徹彦教授、岐阜大学の奈良敬助教授、名古屋高速道

路公社および日本橋梁建設協会の各委員には実験等の検討でお世話になった。また、名古屋大学4年生の長島隆男氏（現在、東海銀行）には、解析の一部を手伝っていただいた。ここに深謝致します。

参考文献

- 1)名古屋高速道路公社，日本橋梁建設協会：市道高速2号 Y型橋脚隅角部に関する実験及び設計手法作成業務委託報告書，平成元年3月。
- 2)松本和則，富沢修次，恵谷舜吾：Y型橋脚をもつ高架橋の設計と施工，橋梁と基礎，1975年5月，pp.1-10.
- 3)日本道路協会：道路橋示方書・同解説書，丸善，1990.
- 4)Fukumoto Y., Usami T. and Yamaguchi K. : Inelastic Buckling Strength of Stiffened Plates in Compression, IABSE Proceedings, P-8/77, pp.1-15.
- 5)日本マーク社：MARCプログラム ユーザ・マニュアル，1987.
- 6)日本マーク社：MENTAT ユーザ・マニュアル，1986.
- 7)宇佐美勉，今井康幸，青木徹彦，伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，（投稿中）。
- 8)Usami, T. : A Simplified Analysis of the Strength of Stiffened Box Members in Compression and Bending, Proc. Int. Colloquium, Stability of Steel Structures, Hungary, Budapest, April, 1990.

（1990年10月12日受付）