

論文・報告

鋼製Y型橋脚隅角部に関する模型実験

Model Experiments to Corner Parts of Y-Shape Steel Bridge Piers

山崎 秋信*
Akinobu YAMAZAKI

瀬 田 真 **
Makoto SETA

柳澤則文***
Norifumi YANAGISAWA

Y-shaped Steel bridge piers, whose structural form is comparatively new and rather rare, have already been constructed, for a bridge in Tatsumi area on Route No. 9 under the sectional control of the Metropolitan Expressway Public Corporation Tokyo. As the structural characteristics of the corners greatly differ from those of rigid frame piers, various analyses have been carried out for the evaluation of the stress distribution and load-carrying capacity. This paper describes, experiments conducted within elastic region using a half scale model of the actual pier and FEM analysis carried out to make investigation of the stress distribution and of the load-carrying capacity in the elastic range. On the basis of these results, details of the corners and stress coefficients used in the calculation are presented.

Keywords : Y-shaped Steel bridge piers, FEM analysis, stress distribution, load-carrying capacity

1. まえがき

全長3.7 kmの路線である首都高速板橋戸田線の戸田市美女木二丁目～浦和市内谷二丁目の約1.0 km区間では、横桁に剛結された鋼製Y型橋脚が採用されている。

本路線は、国道17号(新大宮バイパス)上に位置するため、街路計画や地下利用計画などから橋脚は中央分離帯内に1本柱形式として設置する必要があった。また、この区間は、第2種第1級の道路規格であることと美女木インターチェンジの分合流、非常駐車帯、集約料金所などの影響で道路幅員が20~30mになることから、従来のT型橋脚では梁の長さが大きくなり、交通車両によるたわみや振動の発生が懸念されるため、梁の剛性の高い鋼製Y型橋脚を採用した。また、橋脚を横桁に剛結することにより桁下空間を大きくし、景観に配慮を加えている。図-1に構造一般図を示す。

鋼製Y型橋脚は、首都高速道路公団では9号線辰巳地区において既に実施例があり、その隅角部の構造特性が一般のラーメン橋脚のそれとは大きく異なることから、応力分布や耐荷力の評価について種々の検討がなされている。^{1)~3)}

9号線の実施例における隅角部は、図-2(a)に示すように鉛直ダイヤフラム、枝梁内フランジおよび斜ダイヤフ

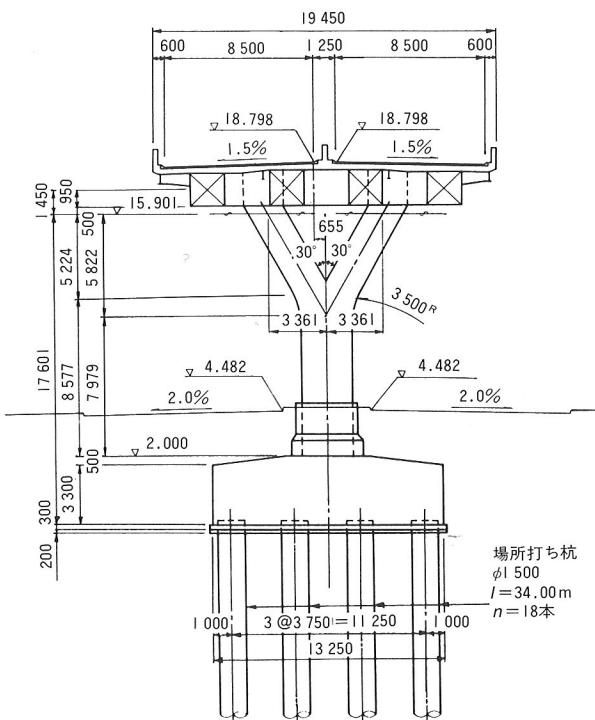


図-1 構造一般図

ラムの5枚の鋼板が交差する構造となり、「角鋼」を用いる必要があった。

しかしながら、この部分は応力集中が著しく、角鋼の

*川田工業(株)技術本部技術二部設計一課課長 **川田工業(株)技術本部技術二部設計一課係長 ***川田工業(株)技術本部中央研究室

ような剛性の高いものを設置すれば、さらにこれを助長する一方、製作上からも予熱などの溶接施工上の配慮が必要となる。また、「角鋼」を省くためには、図-2(b)に示すような枝梁内フランジと斜ダイヤフラムのみからなる構造が可能であることが前提となる。

そこで、この隅角部部分の模型(角鋼・鉛直ダイヤフラム無; モデルA, 角鋼・鉛直ダイヤフラム有; モデルBの供試体計2体)について、弾性実験、耐荷力実験および電算によるFEM解析を実施し、弾性域内の応力性状の把握、耐荷力などを比較・検討することにより隅角部の構造詳細を決定し、その妥当性を検証することとした。^{4)~6)}

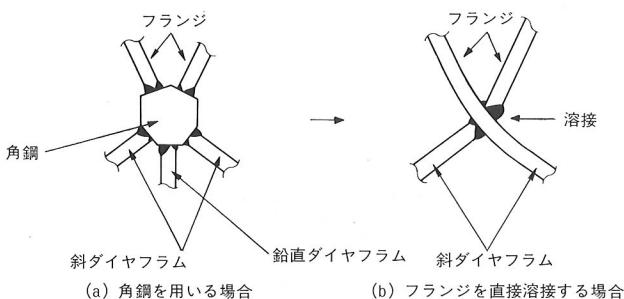
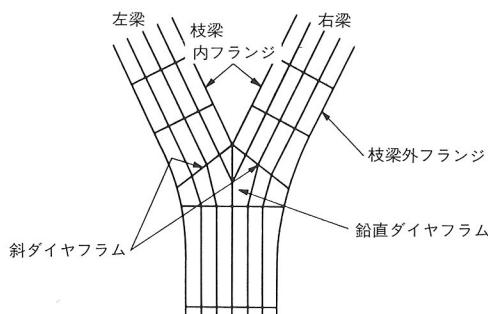


図-2 隅角部の枝梁交差部

2. 模型脚載荷実験

(1) 実験概要

実験は、日本大学理工学部理工学研究所大型構造物試験棟のテストフロアおよび3 000tf大型構造物試験機を借用して、弾性実験および耐荷力実験を実施した。前者の実験は、供試体を図-3に示すように、テストフロアに架台を介して水平に設置し、PC鋼棒($\phi 32$)とセンターホールジャッキ(50tf)2台あるいは4台を用いて荷重載荷を行った(写真-1)。そして、主に隅角部の応力分布を測定し、断面決定や応力照査など設計に関するデータを求めた。後者は、大型構造物試験機に倒立させて設置し、柱部に圧縮力を載荷することによって行った。なお、枝梁部には水平変位と回転が可能な支承を設置した(写真-2)。そして、極限状態付近における応力および変形の挙動を把握し、隅角部構造の妥当性を検討した。

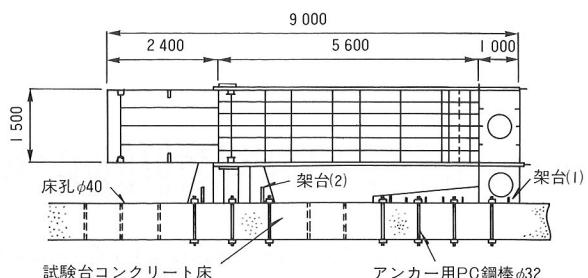


図-3 弾性実験(側面図)

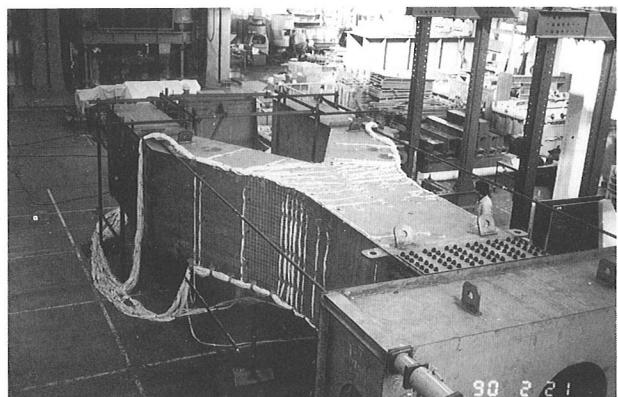


写真-1 弾性実験

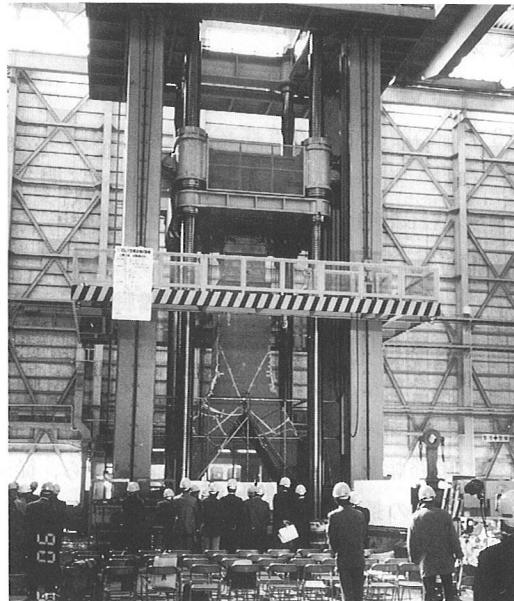


写真-2 耐荷力実験

(2) 供試体の設計

供試体の縮尺、相似比は、設計・製作・輸送を考慮して、一般寸法を $1/2$ とし、板厚については幅厚比パラメータ R を調節した。表-1に実橋脚と模型を比較したフランジ部分の諸元を示す。

(3) 載荷およびデータ処理方法

実橋では、曲げモーメント、軸力、せん断力など、断面力について種々の割合で組合せがあり、設計面から発生ひずみ値を評価するためには、枝梁交差部に単位量の

表-1 実橋脚と模型のフランジ板厚と縦リブ寸法

| | 実 橋 脚 | 模 型 |
|-----------------|----------|----------|
| フランジ | 3 000×32 | 1 500×13 |
| 縦リブ | 230×22 | 90×13 |
| パネル数 | 6 | 6 |
| 材質 | SM490Y | SS400 |
| 幅厚比パラメータ $R(R)$ | 0.340 | 0.342 |
| 幅厚比パラメータ $R(F)$ | 0.358 | 0.356 |

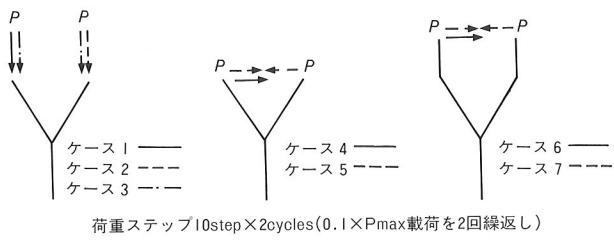
曲げモーメント、軸力、せん断力が個別に作用した場合のひずみ値を求め、実橋における断面力の組合せに応じて、これらの値を重ね合わさなければならない。

しかし、実験で単位量の断面力を個別に作用させることは困難である。

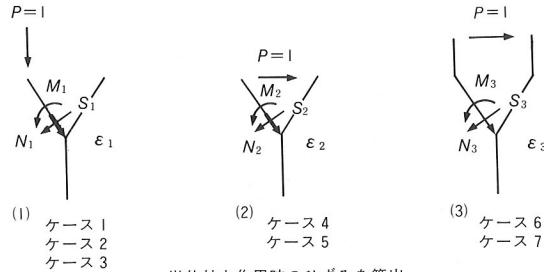
そこで、図-4(a)に示す7ケースについて弾性域内の載荷実験を行い、得られた発生ひずみから測定点の対称性を利用して図-4(b)に示す単位外力が作用する場合のひずみを最小2乗法によって求めた。以上から、図-4(c)に示す状態でのひずみは次式によって求めた。

$$\left. \begin{aligned} M_1 \varepsilon_M + N_1 \varepsilon_N + S_1 \varepsilon_S &= \varepsilon_1 \\ M_2 \varepsilon_M + N_2 \varepsilon_N + S_2 \varepsilon_S &= \varepsilon_2 \\ M_3 \varepsilon_M + N_3 \varepsilon_N + S_3 \varepsilon_S &= \varepsilon_3 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \quad (1)$$

ここで、 ε_{1-3} は図-4(b)の各載荷状態について最小2乗法によって求められたひずみ測定値であり、 N_{1-3} 、 M_{1-3} 、 S_{1-3} は図-4(b)の各載荷状態で左枝梁付け根に作用する



(a) 載荷実験



(4) 节本裁节川



図 4 蔡蘿ね上げボーカル処理方法

軸力, 曲げモーメント,せん断力で, いずれも既知量である。 ε_M , ε_N , ε_S は図-4(c)の単位断面力状態におけるひずみ値で, (1)式を解くことによって求められる。

また、最小2乗法によって求められた図-4(b)の状態におけるひずみは最確値であり、この最確値 X_0 がどの程度バラツキを持っているかを評価するうえで、標準偏差 σ_0 を求めた。そして、本実験では信頼係数を0.9とし、真値 X が $X_0 - \sigma_0$, $X_0 + \sigma_0$ のある範囲内に存在する確率が90%となるように求めると、

となり、 δ を確率密度積分表から逆に求めると、

$$\delta = 1.645 \sigma_0 \quad \dots \dots \dots \quad (3)$$

となる。したがって、90%信頼区間は $(X_0 - 1.645 \sigma_0) \sim (X_0 + 1.645 \sigma_0)$ となり、下限値 $(X_0 - 1.645 \sigma_0)$ 、上限値 $(X_0 + 1.645 \sigma_0)$ となる。

なお、主応力等の解析を行ったり、図-4(b)の状態におけるひずみから図-4(c)の状態におけるひずみを算出するにあたり、確率密度関数を有するもの相互の演算が必要となる。そして、これから求められたものも確率密度関数を有することから誤差伝播則⁷⁾を用いて処理を行った。

次に、図-4(a)の各載荷状態における最大荷重は最も応力集中が激しい枝梁内フランジ交差部のウェブ円弧部が降伏しないように予備載荷実験を行って決定し、最大荷重 P_{max} に対して $0.1 \times P_{max}$ 刻みの載荷を 2 回繰り返し測定した。耐荷力実験では荷重のかかり具合、支承のなじみを確認するために初め 2 サイクルを弾性載荷し、その後 20 tf 刻みで荷重を増加させ、破壊まで至らしめた。

(4) 測定点

ひずみ測定点は、次のような考え方をもとに決定した。

- ① 隅角部付近に集中的に測定点を設けた。
 - ② (3)節に述べた最小2乗法によるデータ整理が容易に行えるようにY橋脚面内に左右対称に測定点を設けた。
 - ③ 鉛直ダイヤフラムの効果について着目するため、特にその付近へ重点的に測定点を設けた。
 - ④ FEM解析結果から、応力が比較的大きい個所を選んだ。
 - ⑤ 応力が比較的大きい個所で、板曲げの影響が大きいと思われる個所は板の表裏に測定点を設けた。
 - ⑥ 隅角部の範囲を確認するために境界付近に測定点を設けた。

なお、ひずみを測定した個所の合計は1供試体当たり、約1100点という膨大なものとなった。

また、主要点での変位測定も行い参考データとした。

また、主要点で、文部省規定の「学年」を「年齢」に改めた。

3. 数値解析

Y橋脚に面内載荷した弾性実験時の測定値との比較および面外荷重による応力度を算出するために、FEM解析（使用プログラム：NASTRAN）を行った。

解析モデルは、模型モデルA, B, 実橋脚（モデルAタイプ）および模型面外モデル（モデルAタイプ）の4種類を対象とした。モデル化には、フランジ、ウェブおよびダイヤフラムに四角形平面シェル要素、縦リブには棒要素を用いた。境界条件は、柱部を固定とし、枝梁部頂部に単位荷重を各点荷重に換算して載荷した（図-5）。そして、この基本荷重ケースを組合せることにより、弾性実

験時の各載荷ケースを求めた。図-6に解析モデルの例を示す。

なお、耐荷力実験については変位解析として、せん断変形を考慮したはり要素による平面骨組解析を行った。

4. 載荷実験の結果と考察

(1) 弹性実験

a) FEM解析値との比較（主応力）

図-7にウェブの主応力図、図-8に外フランジの主応力図、図-9に鉛直ダイヤフラムの主応力図をFEM解析結果と並べて示す。

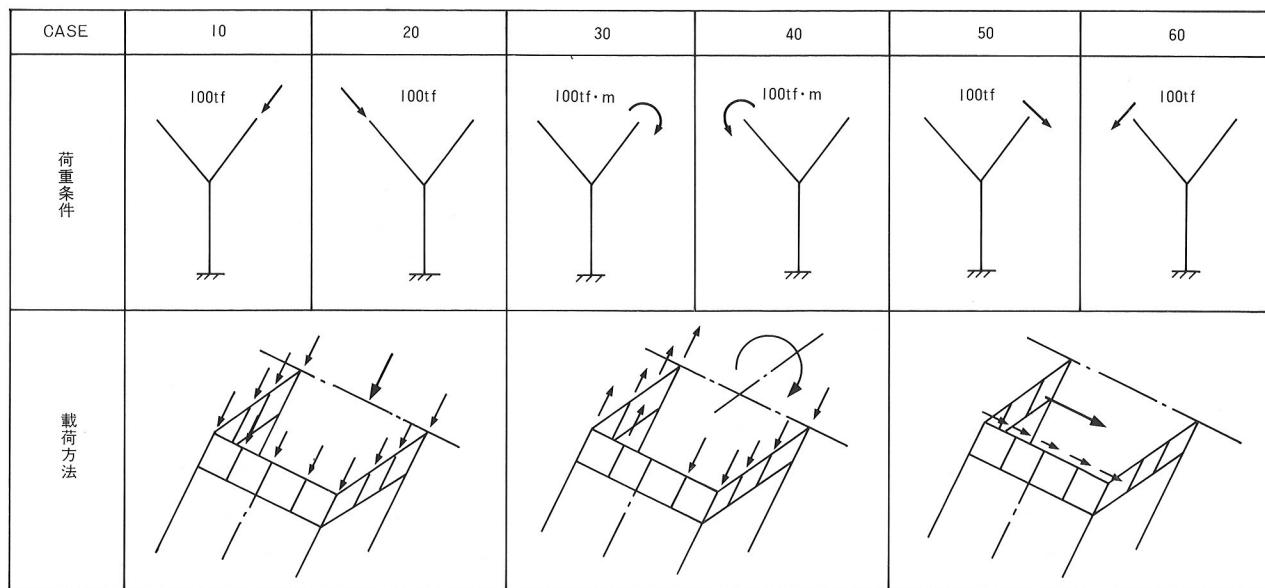


図-5 基本荷重ケース

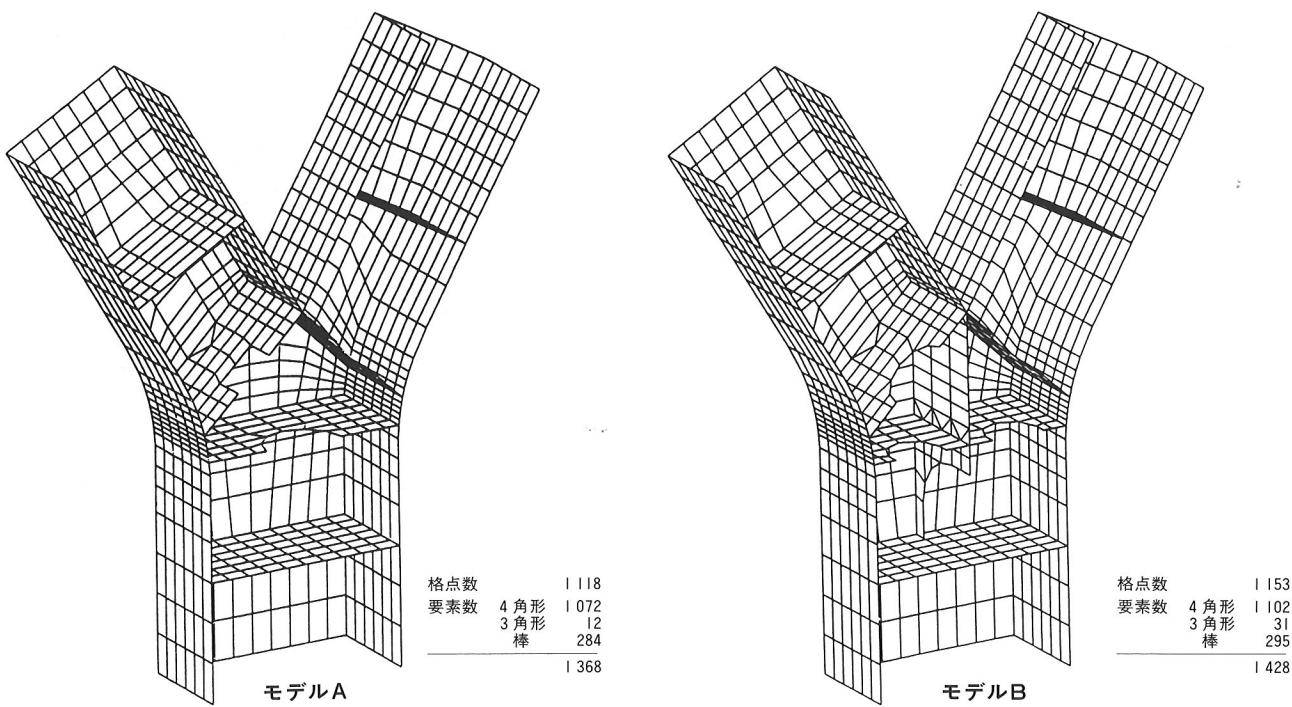


図-6 解析モデル

- ① 図-7, 8より、実験値とFEM解析値はほぼ一致している。また、モデルA、モデルBを比較すると、両者の応力の流れには大きな差は見られない。
- ② 図-9より、主に鉛直ダイヤフラムとウェブが接する付近を応力が流れ、中央部分の応力度は小さい。また、実験値とFEM解析値は角鋼近傍を除けば、比

較的一致する傾向を示した。

以上より、実験値とFEM解析値は比較的良い対応を示していることから、ある程度はFEM解析によって応力性状を把握できると考えられる。

b) FEM解析値との比較(応力分布)

図-10に外フランジの直応力分布、図-11に鉛直ダイヤ

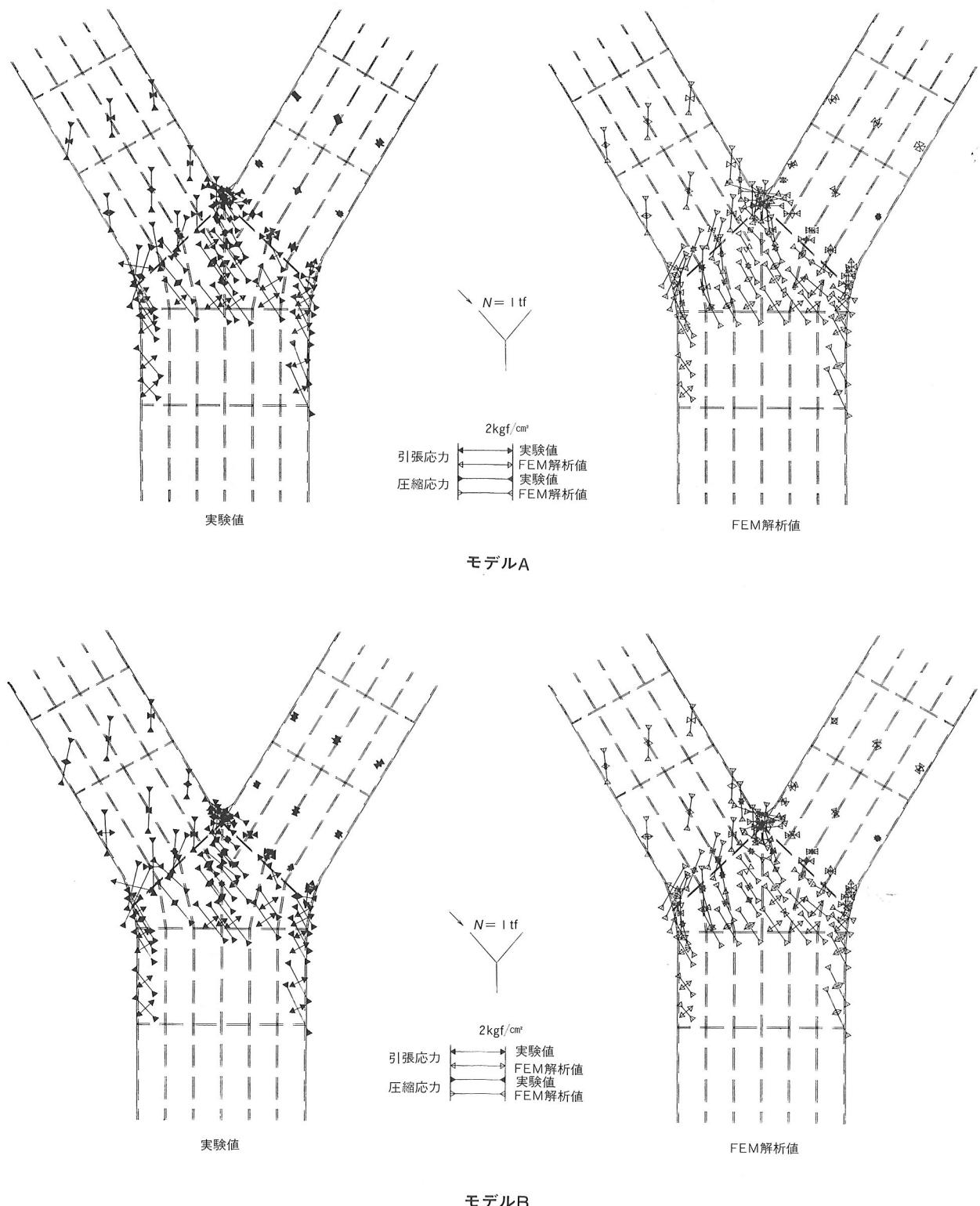


図-7 ウェブの主応力

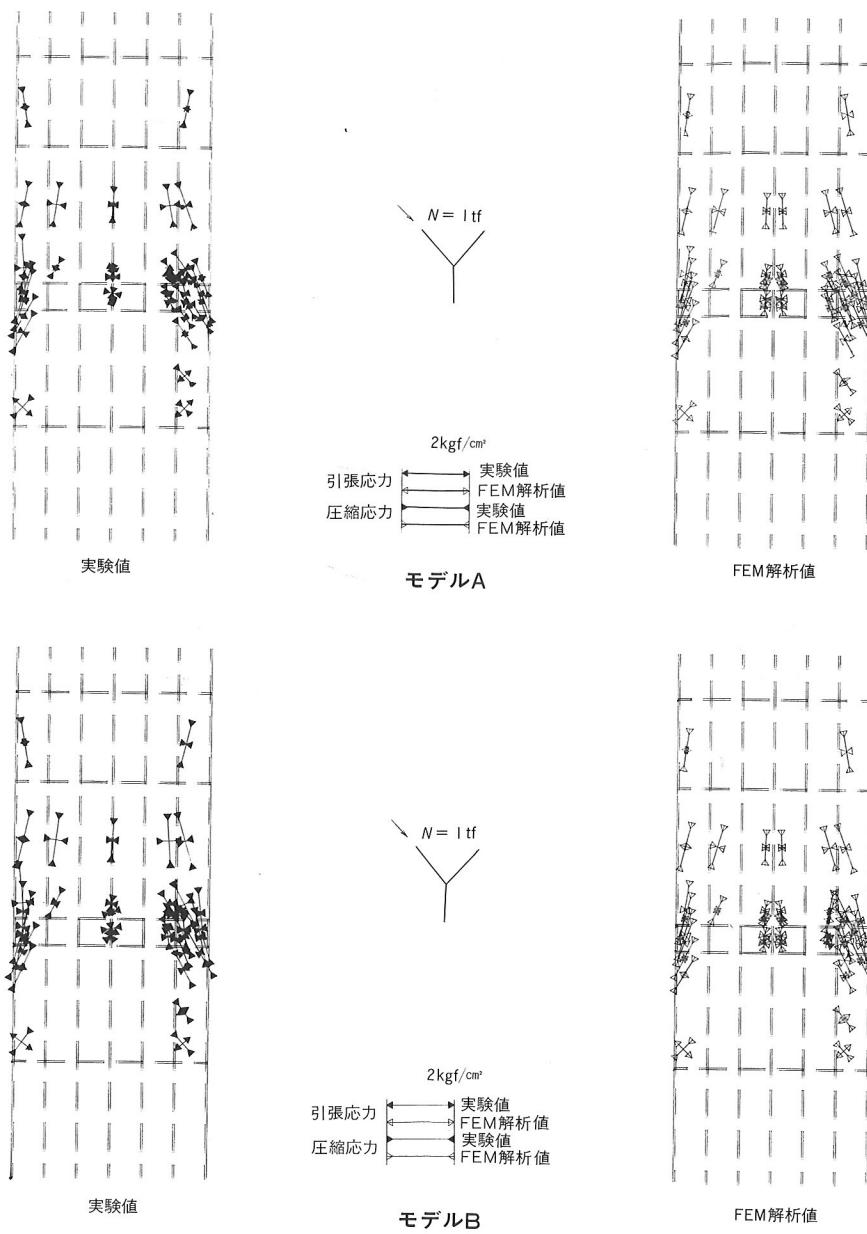


図-8 外フランジの主応力

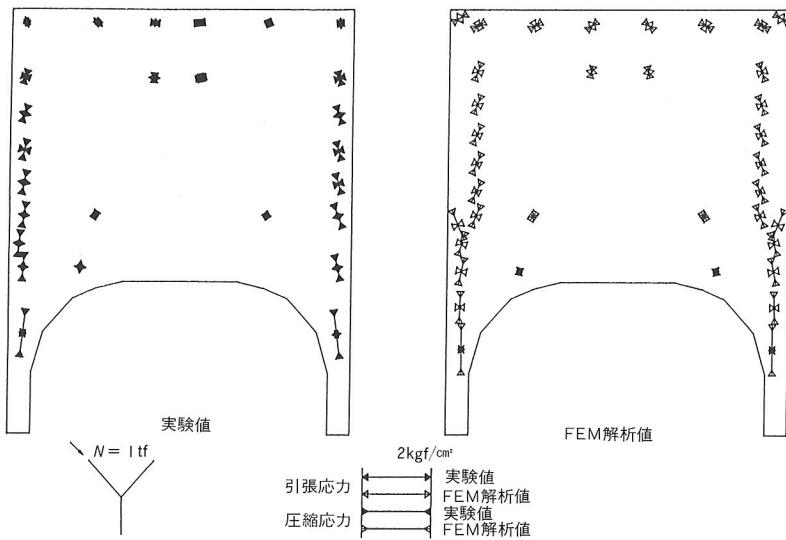


図-9 鉛直ダイヤフラムの主応力

フランジの直応力分布をFEM解析結果と並べて示す。

① 図-10より明らかにモデルA, Bともに外フランジの曲線部を除けば、実験値とFEM解析値はほぼ一致している。そして、外フランジの曲線部では板曲げ応力の発生が見られ、斜ダイヤフランジと水平ダイヤフランジで支持された連続板となり、支点部と中間部で板の表裏の応力が反転する傾向が見られる。

② 図-11より、鉛直ダイヤフランジの角鋼近傍とウェブが接する付近を除くと実験値とFEM解析値はほぼ一致している。

以上より、ある部分を除けば、a) と同様に実験値とFEM解析値は比較的良い対応を示している。

c) 隅角部の範囲

隅角部の範囲は、通常のラーメン橋脚の隅角部と同様

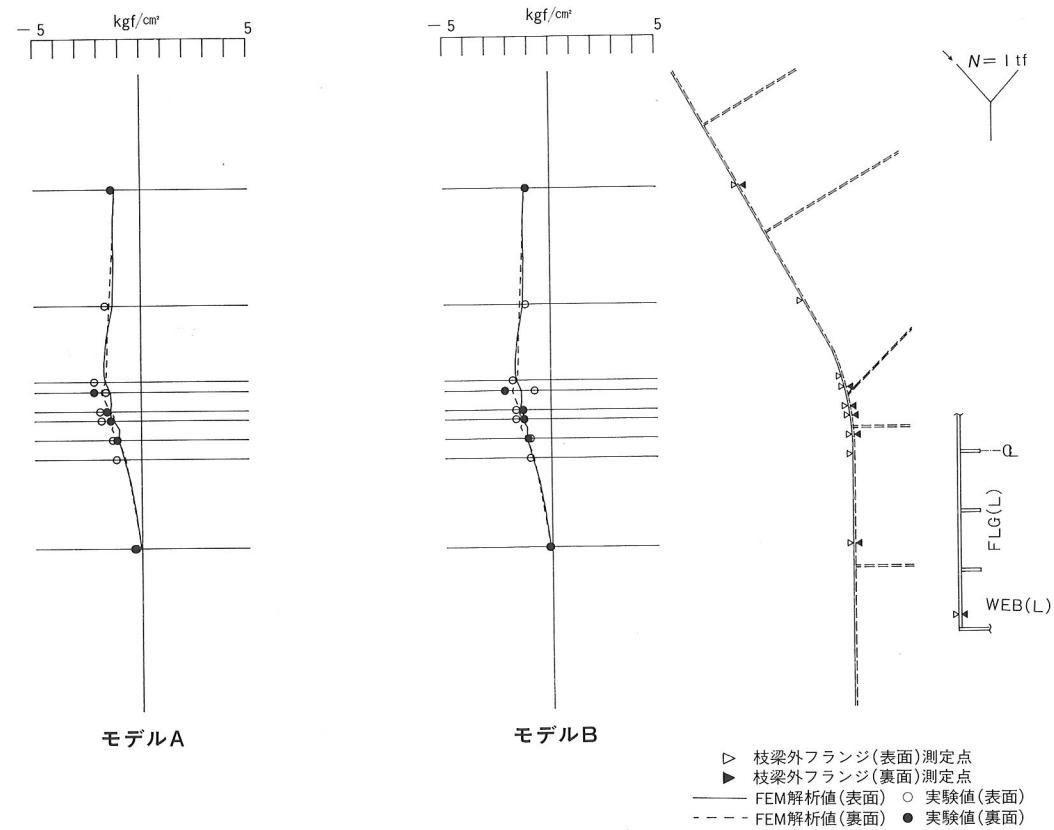


図-10 外フランジの直応力分布

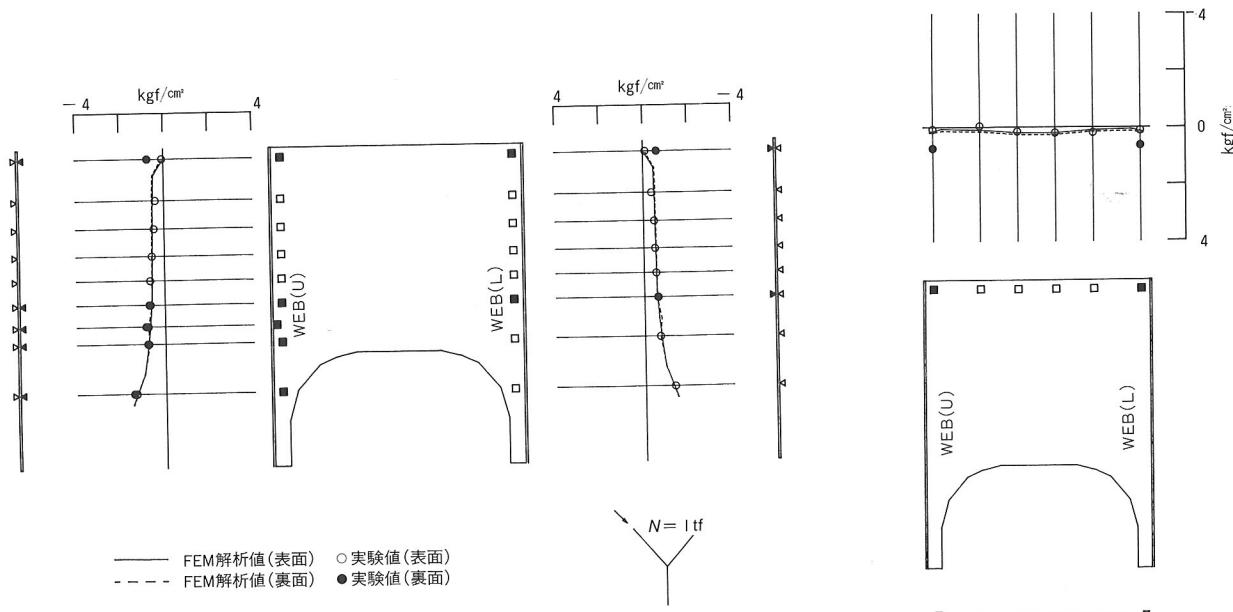


図-11 鉛直ダイヤフランジの直応力分布

にY橋脚でもある範囲で応力の乱れを生じる。そこで、実験結果、FEM解析結果、そして通常のはり理論値をもとに図-12に示すように決定した。一般に隅角部の範囲の表示は、せん断遅れを考慮する場合、フランジ幅の関数としているが、Y橋脚の場合、外フランジ曲面部の板曲げなどによる応力集中の影響も少なくないことから前例¹⁾にならってウェブ幅の関数とした。参考のために、単位断面力による応力分布(実験値とはり理論との比較)を図-13に示す。

(2) 耐荷力実験

図-14に枝梁頂部(支承部)の荷重-変位曲線図、図-15に降伏領域分布図、図-16に座屈変形図を示す。

- ① 図-14より線形部分では水平変位(4個の支承部の平均値)は、モデルBの方がやや小さいが、モデルAとの差は小さく、ともにせん断変形を考慮した骨組解析値とほぼ一致した。

また、モデルBの各支承部の水平変位は、右梁側の

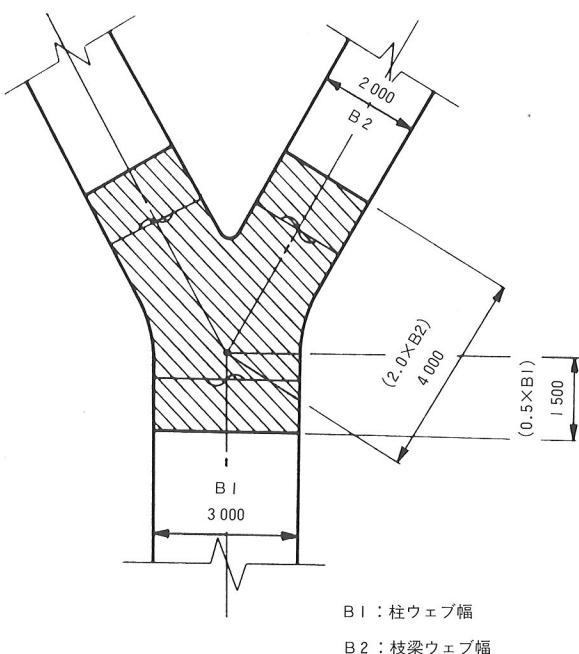
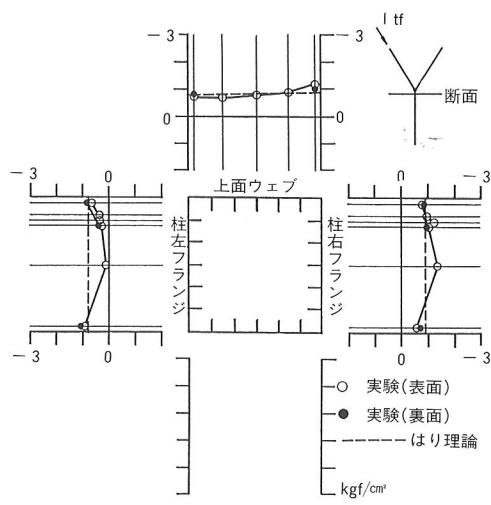
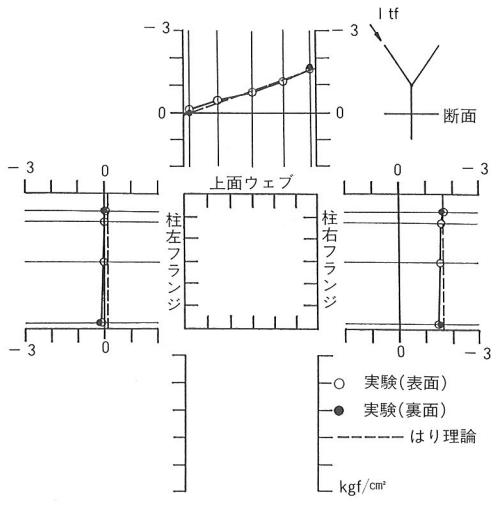
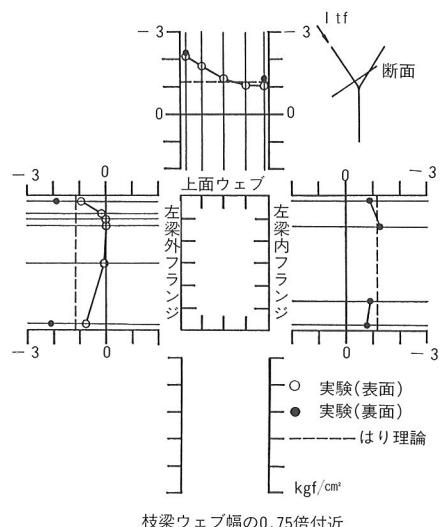
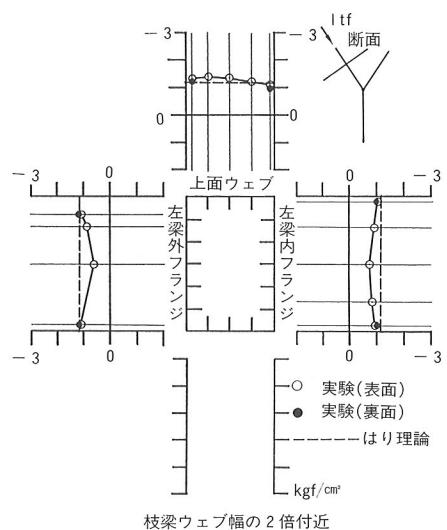


図-12 隅角部の範囲



モデルA

図-13 単位断面力による応力分布(実験値とはり理論との比較)

- 方が小さく、モデルAに比べて左右梁の差が大きかった。
- ② 図-15より塑性域の広がりは、モデルAの方が早く進展しているが、最大荷重の差を考慮した荷重レベルで比較するとほぼ同程度であった。
- ③ 図-15よりモデルBの分布状況は、左右梁でやや非対称であり、モデルA, Bともに枝梁内フランジ交差部の円弧部付近で、比較的低い荷重で降伏したが、塑性域は広がらず局部的な範囲にとどまっている。また、亀裂、破断などの損傷が認められないと判断される。
- ④ 図-16より崩壊状況は、モデルA, Bとともに同一であり、枝梁外フランジ(斜ダイヤフラムの少し上部)が、補剛板全体として内側に座屈した。最大荷重は、モデルAで880 tf, モデルBで980 tfであった。
- また、外フランジを純圧縮を受ける補剛板と考え、道路橋示方書II⁸⁾耐荷力曲線を用いた耐荷力の試算値は900 tfである。実測値はモデルA, Bともに枝梁外フランジがほぼ降伏ひずみに達したときに座屈変形が生じており、道示の耐荷力曲線の幅厚比パラメータの領域 R (=0.342)<0.5と対応している。
- ⑤ モデルBの鉛直ダイヤフラムのひずみは、700 tf程度まで直線性を保ち、特に大きな値にはならなかつた。
- ⑥ 斜ダイヤフラムのひずみについては、モデルA, Bの差は小さく、ひずみの値も小さかった。

(3) 応力係数

隅角部の応力状態は、せん断遅れのみならず、応力集中、板曲げ等より複雑な応力状態となっている。また、上部構造と剛結になっているため面外の断面力も生じることからさらに複雑になる。そこで、設計上の便宜を考慮して、実験結果に基づいた応力係数を定義し、実橋脚の応力を算出した。

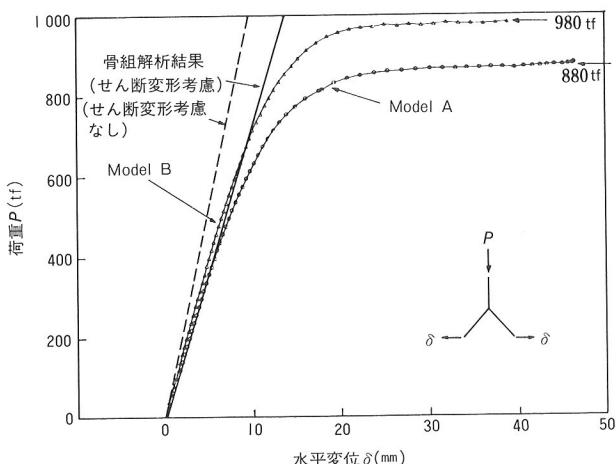


図-14 枝梁頂部(支承部)の荷重-変位曲線

$$\text{応力係数} = \text{実験結果による応力} / \text{実橋脚基準応力}$$

ここで、実橋脚基準応力は、着目断面を全断面有効とした通常のはり理論による応力。

実験結果による応力は、

- ① 面内断面力に関する応力係数は、実荷重による立体骨組解析、FEM解析で発生した支配的な応力度(外フランジ曲線部のコーナー部で斜ダイヤフラムとの結合部近傍)と実験結果から求められた単位断面力による最大応力発生位置(図-17)とが、ほぼ同様な位置であったことから、この位置に着目し、90%信頼区間の上、下限値を採用した。

しかし、実荷重組合せケースの一部では、この位置の隣の要素で最大応力度が生じたため、最終的にこの超過分を補正して算出した。

- ② 面外断面力に関する応力係数は、面内に比べて2次的であり、また、面内の応力係数において実験値とFEM解析値とが非常によい対応を示したことから、FEM解析による値を採用した。

なお、表-2には、モデルA, Bの面内の応力係数を示す。

表-2より応力係数は、モデルAの値の方がやや小さい。また、実橋脚と比較するとほぼ一致していることか

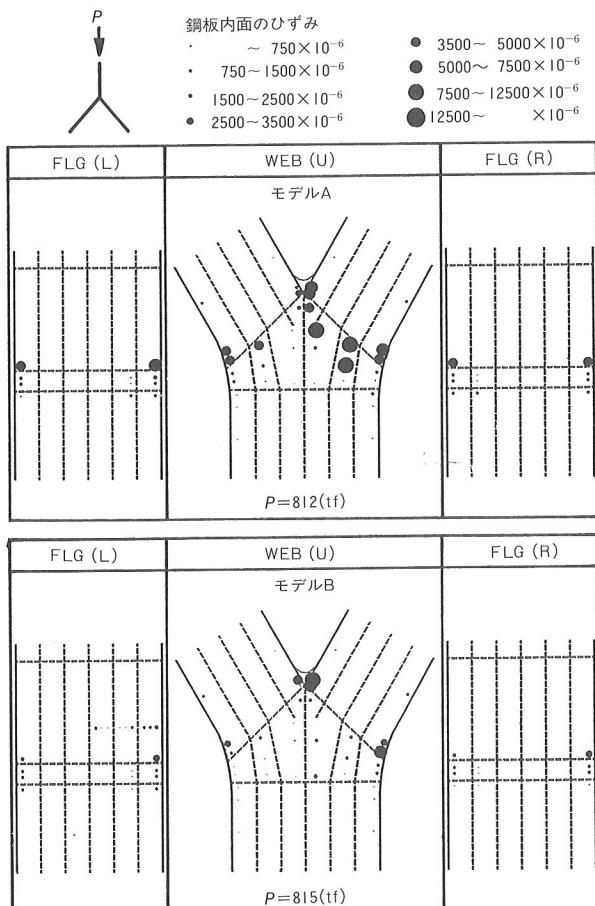
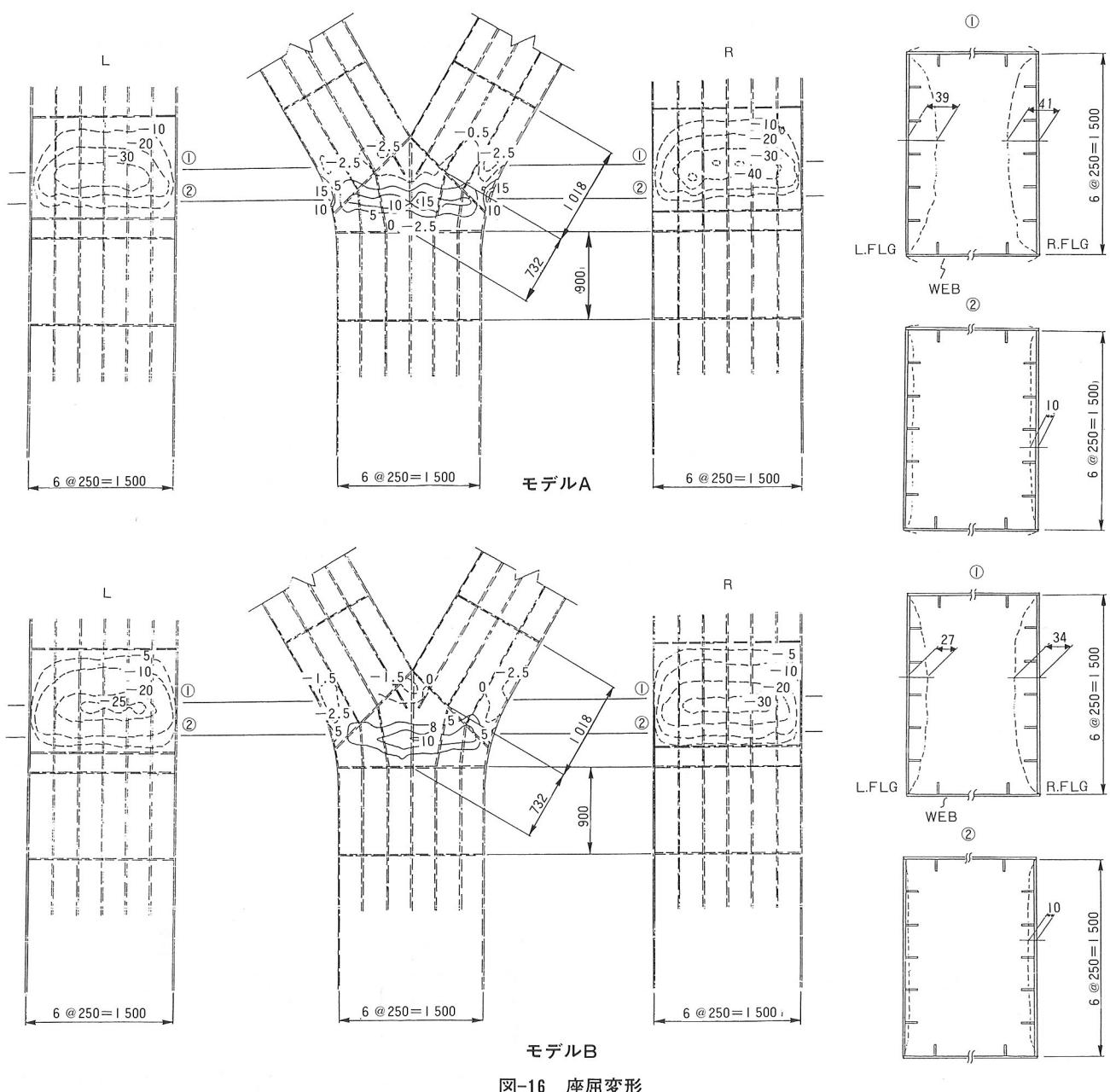


図-15 降伏領域分布



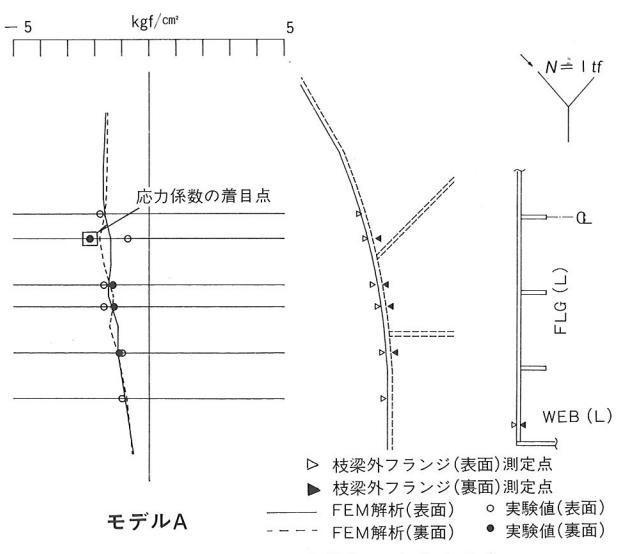
ら相似則が成り立っていることがわかる。

表-2 面内応力係数の比較

| 左梁載荷(左側着目) | 模型実験 結果 | 模型FEM 結果 | 実橋FEM 結果 | |
|------------|------------|-------------|-------------|-------|
| モデルA | 曲げモーメント | -1.45~-1.00 | -1.33 | -1.23 |
| | 軸方向力 | -1.85~-1.40 | -1.78 | -1.73 |
| | せん断力 | 0.15~0.60 | 0.62 | 0.52 |
| モデルB | 曲げモーメント | -1.60~-1.20 | -1.33 | |
| | 軸方向力 | -2.20~-1.80 | -1.90 | |
| | せん断力 | 0.45~0.75 | 0.63 | |

5. 角部構造の決定

弾性実験およびFEM解析によると、面内の応力係数は、モデルA, Bを比較するとモデルAの方がやや小さく、



また、モデルBの鉛直ダイヤフラム中央部の応力は小さい。次に、耐荷力実験によるモデルA, Bの最大荷重の差は初期荷重時の水平変位の拘束の影響などが考えられるが耐荷力実験の値としては、特に大きな差とは考えられないことから、鉛直ダイヤフラムのひずみ状況および他の部材のひずみ、塑性域の進展などを考慮して、モデルA, Bには有意差がないと判断された。

また、モデルAの特徴としては、角鋼を用いないことによる予熱管理の低減、鉛直ダイヤフラムを省略することによる溶接角度など溶接作業条件の改善、および鋼重の低減などが挙げられる。また、製鋼法の発展による耐ラメラティア性能の向上により、交差部のラメラティアの問題も少ないとから応力集中ができるだけ避け、応力の流れがより簡明なモデルAを採用することに決定した。

6. 隅角部設計法

以上の検討をもとにして、図-18に隅角部断面の計算フローを示し、以下に本橋脚の応力照査方法の概要を示す。

ただし、枝梁の交差角60°の対称なY橋脚において、隅角部の構造が、鉛直ダイヤフラムを設置しない枝梁外フランジの曲率半径が3 500 mm程度のものを対象とする。

(1) 隅角部の範囲

設計された隅角部断面は、

- ① 梁部材では、軸線の交点から梁幅の2.0倍離れた範囲。
 - ② 柱部材では、軸線の交点から柱幅の0.5倍離れた範囲(図-12参照)。

(2) 隅角部設計斷面力

断面力は、上、下部構造一体の立体骨組解析により算出し、梁部材と柱部材の軸線の交点における、右梁および左梁の面内、面外断面力に着目する。ただし、各断面力の正方向は、図-19に示す(図-18①)。

(3) 隅角部の応力照査

隅角部の応力度は、上記(2)の断面力に対して、

隅角部の応力度 = 基準応力度 × 応力係数

ここで、基準応力度は、上記(2)の断面力について、全断面有効としたはり理論による応力度として、算出するものである。

隅角部の断面構成において、応力度の最大値が外フランジ曲線部とウェブとのコーナー部に生じることを考慮して、フランジとウェブの板厚は同一とする。

隅角部の応力照査は、

$$\sigma = \sum_{i=1}^{12} K_{\sigma_i} \cdot \sigma_{o,i} \leq \sigma_a \quad \dots \dots \dots \quad (4)$$

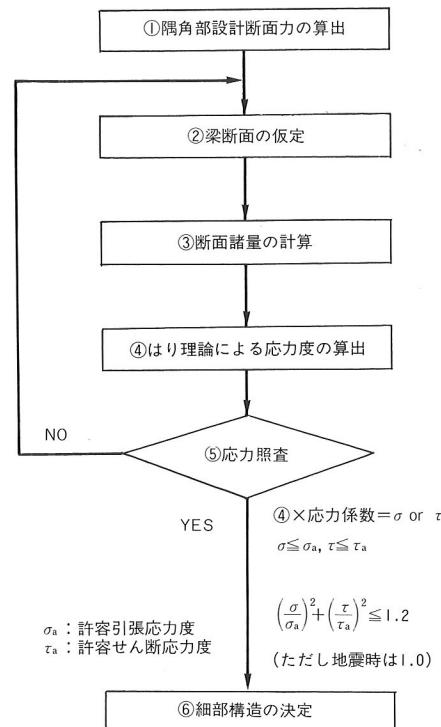


図-18 隅角部断面の計算フロー

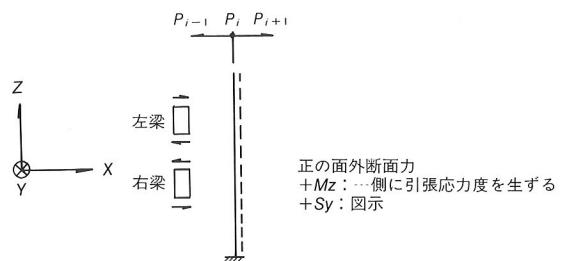
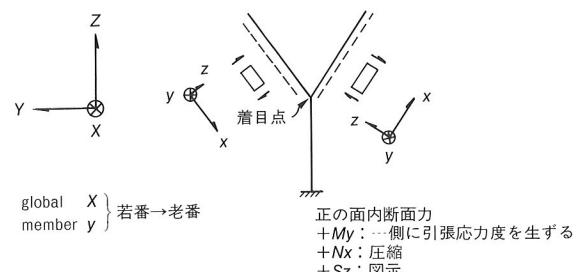


図-19 断面力の正方向

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_a}\right)^2 \leq 1.2 \text{ (ただし, 地震時は1.0) } \cdots (6)$$

二二七

σ , τ : 隅角部の垂直応力度(引張り応力度を正),
せん断応力度

K_{σ} , K_{τ} : 表-3に示す応力係数 ($i = 1 \sim 12$)

σ_{ci} : はり理論による基準応力度 ($i = 1 \sim 12$)

σ_a , τ_a : 道路橋示方書II, 2.2.1による許容引張応力度, 許容せん断応力度

表-3 左梁に関する応力係数

| | 左梁の断面力に対して | | | | | | 右梁の断面力に対して | | | | | |
|------------|------------|---------|---------|------------|---------|---------|------------|---------|---------|------------|----------|----------|
| | 面内断面力 | | | 面外断面力 | | | 面内断面力 | | | 面外断面力 | | |
| | $1 M_y$ | $2 N_x$ | $3 S_z$ | $4 M_z$ | $5 T_x$ | $6 S_y$ | $7 M_y$ | $8 N_x$ | $9 S_z$ | $10 M_z$ | $11 T_x$ | $12 S_y$ |
| K_σ | 1.00 | -1.85 | -0.60 | ∓ 1.15 | | | 0.15 | 0.05 | 0.30 | ∓ 0.15 | | |
| | 1.45 | -1.40 | -0.15 | ± 0.05 | | | 0.25 | 0.50 | 0.50 | ± 0.35 | | |
| K_τ | -0.25 | 0.00 | 0.00 | 0.20 | | | -0.20 | -0.25 | -0.55 | -0.15 | | |
| | 0.00 | 0.05 | 0.55 | -0.80 | | | -0.05 | -0.05 | -0.05 | 0.25 | | |

応力係数表(表-3)において、複数の係数があるものに對しては不利になる組合せを選択する。ただし、面外断面力に対する垂直応力度に関する応力係数 K_σ は複号同順とする。

7. あとがき

鋼製Y型橋脚隅角部に関して、実橋脚の一般寸法1/2の供試体について弾性および耐荷力実験を行った。

そこで、今回隅角部構造の妥当性の検証および隅角部の応力度の算出法などを規定し、実施設計に反映させた。

また、実験値とFEM解析値は、ほぼ一致していることから今後は、FEM解析値のみでもある程度の応力性状は把握できると考えられる。

しかし、枝梁外法兰ジの曲率や枝梁軸線の交差角が本橋脚と異なる場合、板曲げ応力の影響⁹⁾が大きくなることが考えられることから別途検討が必要である。

最後に本実験は、首都高速道路公団第一建設部より三井造船㈱と川田工業㈱の共同企業体および松尾橋梁㈱に発注されたもので、実験全般にわたってご指導いただいた首都高速道路公団第一建設部、日本大学理工学部理工学研究所ならび共同企業体各社の皆様に、ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 松本・富沢・恵谷：Y型橋脚をもつ高架橋の設計と施工、橋梁と基礎、Vol.13, No.5, 1979.
- 2) 首都高速道路公団・川田・日車924工区(その2) J.V:首都高速道路9号線鋼製Y型橋脚隅角部試験解析報告書、1976, 3.
- 3) 三品・北島・松原：首都高速9号線鋼製Y型橋脚模型実験、川田技報、Vol.2, 1981.
- 4) 奥村・石沢：薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について、土木学会論文集、第153号、1968, 5.
- 5) 橋本・牧田・小林・柳澤：Y型鋼製橋脚隅角部の応力特性および耐荷力に関する模型実験、橋梁と基礎、Vol.25, No.12, 1991.
- 6) 首都高速道路公団第一建設部・松尾(IS41工区)・三

井・川田(IS42工区)：県道高速板橋戸田線IS41, IS42工区高架橋橋脚構造新設工事鋼製Y型橋脚隅角部に関する模型実験報告書、1990, 7.

7) 一瀬正巳：誤差論、培風館。

8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編、平成2年2月。

9) 名古屋高速道路公社、(社)日本橋梁建設協会：Y型橋脚隅角部に関する実験および設計手法作成業務委託報告書、1989, 3.