

合成 2 主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON STIFFENING DESIGN METHOD FOR MAIN GIRDER OF COMPOSITE TWO PLATE-GIRDER BRIDGES

大垣 賀津雄*, 川口 喜史*, 磯江 暁**, 高橋 昭一***, 川尻 克利****, 長井 正嗣*****

Kazuo OHGAKI, Yoshifumi KAWAGUCHI, Akira ISOE,

Shoichi TAKAHASHI, Katsutoshi KAWASHIRI and Masatsugu NAGAI

- * 工修 川崎重工業(株) 鉄構事業部 橋梁技術総括部 橋梁技術一部 (〒136 東京都江東区南砂 2-6-5)
 ** 工博 川崎重工業(株) 鉄構事業部 橋梁技術総括部 開発部 (〒136 東京都江東区南砂 2-6-5)
 *** 日本道路公団 静岡建設局 富士工事事務所 (〒417 富士市伝法字大原 170-1)
 **** 日本道路公団 北海道支社 構造技術課 (〒004 札幌市厚別区大谷地西 5-12-30)
 ***** 工博 長岡技術科学大学教授 工学部 環境・建設系 (〒940-12 長岡市上富岡町 1603-1)

The purpose of this paper is to investigate the design method of a main girder in composite 2 I-steel girder bridges. It is known that the ultimate strength of the plate girder is affected by interaction between each strength of the flange and web. Utilizing this fact, we designed the thinner web with smaller number of vertical stiffeners. In order to confirm the employed design method, the ultimate bending strength of plate girders and composite girders with the aspect ratio $\alpha = 3$ and the web width / thickness ratio $\beta = 158, 118$ are experimentally investigated. The ultimate shear strength of steel plate girder and composite girder with the aspect ratio $\alpha = 3$ and the web width / thickness ratio $\beta = 158$ is investigated also by the experiment. Finally, we propose the stiffening design method of the main girder in composite 2 I-steel girder bridges.

Key words: composite two plate girder bridge, stiffening design, ultimate strength, width / thickness ratio

1. はじめに

近年、建設費の縮減への取り組みとして、P C床版を有する少数主桁橋の建設が進められている。P C床版を用いることにより主桁間隔を広くでき、結果的に主桁の少数化と断面の大型化が達成され部材数の低減が可能となる。また、このシステムでは対傾構や横構を省略している。そのため、この種の橋梁は、構造のシンプル化、施工の機械化による省力化、工期短縮、維持補修の容易さなどの点で、経済性・長寿命化に有力な構造形式と考えられている。

P C床版 2 主桁橋で代表されるこれらの橋梁形式において、さらに製作工数を減少させ経済性を高めるため、鋼主桁断面の腹板補剛材を極力省略する方向にある。しかし、現行の道路橋示方書¹⁾(以下、道示と呼ぶ)に基づき設計を行うと、水平補剛材を無くした場合の腹板厚は、水平補剛材 2 段配置の場合に比して 2.0~2.4 倍となり、経済性の面から問題がある。このような現状の中で近年、主桁断面設計法の見直しによって、補剛材を省略した上で、腹板厚を薄くできる限界についての検討がなされている²⁾。

本研究は、P C床版連続合成 2 主桁形式である千鳥の沢川橋の設計で採用した、鋼主桁の腹板補剛設計の検討内容及び確認実験結果を報告するものである。

まず、本橋の腹板設計方針を紹介する。

① 水平補剛材の省略

この種の 2 主桁橋において水平補剛材を 2 段用いると、腹板厚を薄くできるもののせん断応力がかかなり大きくなるという問題が生じる。さらに、製作の省力化の観点からも合理的とはいえない。水平補剛材 1 段を用いる場合よりも、なお一層の製作の省力化を図るため、水平補剛材無しを設計条件とし、厚い腹板を採用する。

② 支点付近の設計法

連続桁の支点付近は、せん断力のみならず曲げモーメントも大きく、腹板の下フランジ側には比較的大きな曲げ圧縮応力が発生するため、これに留意した設計を行わなければならない。そこで、中間支点から 5 m 程度に配置した第一中間横桁までは、その間に垂直補剛材を配置し腹板のアスペクト比 α を 1.5 以下とし、現行の道示規定に準ずるものとする。また、腹板厚も道示に規定されている 25mm (SMA570W) とする。

③ 支間部の垂直補剛材の省略

正曲げモーメントの大きな支間部は、せん断力が比較的小さいことに加え、水平補剛材を無くした厚い腹板のせん断応力度は激減する。また奈良らの研究³⁾では、垂直補剛材の省略の可能性が示されている。これらのことから、本橋の支間部は、アスペクト比 α を約3（ α ＝横桁間隔8.5m／腹板高さ2.85m＝3.0）まで許容することとして、横桁間に垂直補剛材を設けないものとした。

④ 支間部の腹板厚の低減

本橋は（連続）合成桁設計を適用するので、後死荷重および活荷重載荷時においては、中立軸が上フランジのすぐ下側になることから、支間部の正曲げモーメント範囲では腹板の曲げ圧縮領域が少なくなり、この応力分布性状を考えると腹板厚をもっと薄くできる可能性がある。このように、健全な床版の存在を見込むことにより、腹板厚の低減を検討する。

以上の設計方針を確認するため、支間中央部主桁の1/2モデルによる非合成桁および合成桁の曲げ載荷実験、せん断載荷実験を実施した。これらにより、曲げ耐力、せん断耐力の確認を行い、PC床版を有する連続合成2主桁橋における鋼主桁の補剛設計に関して1つの考えをまとめ報告する。

2. 実験の概要

2.1 対象橋梁の構造概要

本実験の検討対象である日本道路公団 北海道横断自動車道 千鳥の沢川橋は、46.45+53.00+53.00+40.40mの4径間連続合成2主桁橋であり、総幅員11.4m（有効幅員10.0m）、床版支間5.7mの横締め場所打ちPC床版を採用している。本橋の鋼主桁高さは約2.84m（LP鋼板使用、外法2.9m一定）である。この外観および一般図を図-1に示す。

2.2 実験の目的

Basler が、プレートガーダーに曲げ、せん断及び組合せ荷重が作用する場合の腹板座屈後の耐力評価式を提案して以来^{4),5),6)}、多くの理論的、実験的研究が報告されている⁷⁾。しかし、アスペクト比 $\alpha=3$ 程度を持ち、実橋に近い大きさの供試体での実験および合成桁の耐力実験は、これまでほとんど実施されていないのが実状である。

これらを踏まえ、本載荷実験は1章に述べた設計方針の確認として、主に下記の事項を目的として実施した。

〔曲げ載荷実験〕

- ① 破壊モードの確認。
- ② 初期降伏モーメントに対する終局モーメント（ M_u / M_y ）を求め、降伏限界の確認を行う。
- ③ これらから、最終的に、腹板の薄板化（23mm→18mm）の妥当性を検証する。

〔せん断載荷実験〕

- ① 破壊モードの確認。

- ② 終局せん断耐力を確認する。

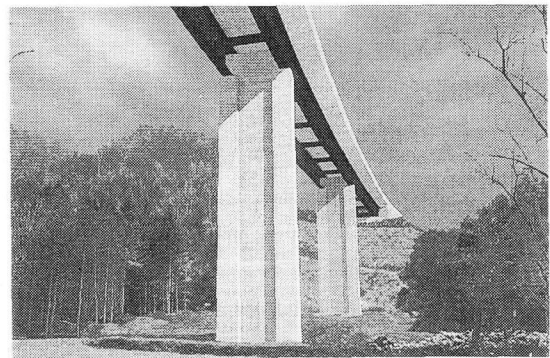
- ③ 最終的に、アスペクト比 $\alpha=3$ 採用の妥当性を考察する。

2.3 供試体

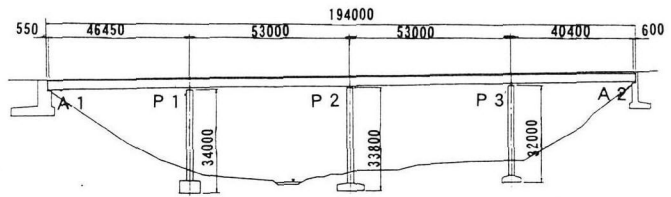
(1) 供試体の種類

実験供試体は、腹板高さ1420mm、供試体桁長11000mmで、その中央に千鳥の沢川橋の主桁の1/2の断面で、アスペクト比 $\alpha=3$ （垂直補剛材間隔4260mm／腹板高さ1420mm）の試験パネルを持つ供試体を製作した。パラメータとして、腹板厚の違いと床版の有無を考えた。これらの供試体を表-1、図-2に示す。

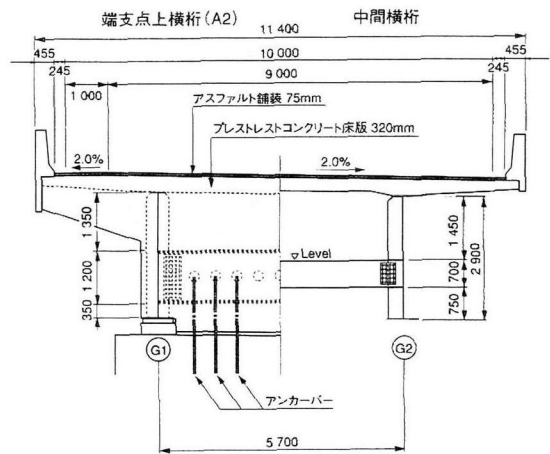
曲げ載荷実験は、非合成桁（ここでは、鋼桁のみの供試体を非合成桁と呼ぶ）と合成桁について、それぞれ腹板厚が9mmと12mmの2種類で計4体を実施した。せん断載荷実験は、腹板厚9mmに対して非合成桁と合成桁の2体を実施した。



a) 完成予想図



b) 側面図



c) 断面図

図-1 千鳥の沢川橋

また、供試体の寸法諸元の計測結果は、表-2に示す通りである。

実橋での前死荷重による応力分布と後死荷重および活荷重作用時の応力分布から求められる見かけ上の中立軸位置と、合成桁供試体の中立軸位置が一致するように床版の幅480mmを決定した。また、床版厚は実橋の1/2とした。

(2) 材料試験

鋼材に関しては、供試体を製作した原板毎にJIS 1号試験片を取り出し、引張試験を行った。また、床版を製作したコンクリートの圧縮強度は、打設後3日目、28日目、41日目（合成桁1体目の載荷実験日）、49日目（最終載荷実験日）に実施した。これら材料試験はそれ

ぞれ3体行い、その平均値を表-3に示す。

実験値の整理では、鋼材の弾性係数 $E = 2.1 \times 10^6$ kgf/cm²、ポアソン比 $\nu = 0.3$ とした。降伏点 σ_y は材料試験結果を、鋼材のせん断に対してはMisesの降伏条件 $\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$ を用いた。また、コンクリートの圧縮強度は、材令28日と、材令41、49日に有意な差異がみられないため、材令28日強度である $\sigma_{ck} = 588.4$ kgf/cm² を用いた。

2.4 対象橋梁腹板の設計法と供試体

前述の主桁設計方針のうち、支間部の腹板厚を低減する考え方は、次に述べる通りである。

(1) 幅厚比パラメータ

主桁の鋼桁部材の幅厚比パラメータ R は次式で表され、圧縮フランジの幅厚比パラメータを R_f 、腹板の幅厚比パラメータを R_w とする。

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

ここに、 σ_y ：降伏点

σ_{cr} ：弾性座屈応力

b ：フランジ突出幅 (R_f の場合)

腹板高さ (R_w の場合)

t ：板厚

k ：座屈係数

表-1 供試体断面基本寸法

供試体	上フランジ mm b_u t_u	腹板 mm b_w t_w	下フランジ mm b_l t_l	コンクリート床版 mm b_c t_c	供試体構成
MP-1	250 14	1420 9	430 14	- -	非合成桁
MP-2	250 14	1420 12	430 14	- -	非合成桁
MC-1	250 14	1420 9	430 14	480 160	合成桁
MC-2	250 14	1420 12	430 14	480 160	合成桁
SP-1	250 14	1420 9	430 14	- -	非合成桁
SC-1	250 14	1420 9	430 14	480 160	合成桁
材質	SM490A	SM490A	SM490YA		

表-2 供試体断面測定寸法

供試体	上フランジ mm b_u t_u	腹板 mm b_w t_w	下フランジ mm b_l t_l	コンクリート床版 mm b_c t_c	断面2次モーメント I cm ⁴
MP-1	250.2 14.25	1422.0 9.02	430.0 14.27	- -	689535
MP-2	250.0 14.25	1421.8 11.67	429.4 14.10	- -	763465
MC-1	249.8 14.24	1421.0 8.95	430.4 14.23	480.0 161.6	1267855
MC-2	250.2 14.32	1422.0 11.60	430.2 14.27	480.4 161.6	1356221
SP-1	249.8 14.26	1421.4 8.99	430.0 14.11	- -	689535
SC-1	250.4 14.25	1422.0 8.97	429.6 14.30	480.2 161.4	1267855

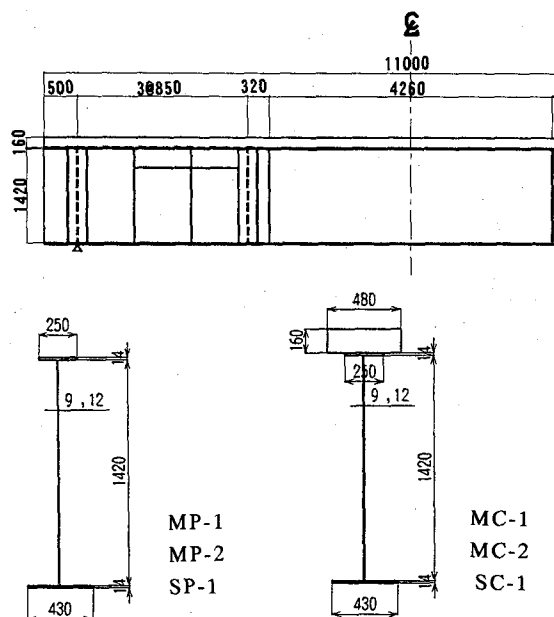


図-2 実験供試体

表-3 材料試験結果

a) 鋼材引張試験結果

供試体	降伏点 kgf/cm ²			引張強度 kgf/cm ²		
	U.FLG	WEB	L.FLG	U.FLG	WEB	L.FLG
MP-1	3698	4657	4344	5340	5744	5717
MP-2	3698	4113	4344	5340	5455	5717
MC-1	3698	4728	4344	5340	5710	5717
MC-2	3698	4171	4344	5340	5479	5717
SP-1	3698	4555	4344	5340	5632	5717
SC-1	3698	4551	4344	5340	5608	5717

b) コンクリート圧縮試験結果

材令	強度	載荷試験	単位: kgf/cm ²
28日	588.4	-	
41日	593.5	SC-1	
49日	596.5	MC-2	補) 材令46日に、MC-1載荷試験実施

表-4 供試体断面の幅厚比パラメータ

供試体名	公称値断面			実施断面	
	R_f	R_w	β	R_f	R_w
MP-1	0.54	1.33	158	0.58	1.80
MP-2	0.54	0.99	118	0.58	1.24
MC-1	0.23	1.33	158	0.25	1.81
MC-2	0.23	0.99	118	0.25	1.25
SP-1	0.54	1.33	158	0.58	1.80
SC-1	0.23	1.33	158	0.25	1.81

注) 公称値断面では2軸対称断面とし、降伏点公称値を用いた。供試体断面は1軸対称断面で、降伏点に材料試験結果を用いた。

上述の幅厚比パラメータを、鋼材の降伏点は公称値($\sigma_y = 3200 \text{ kgf/cm}^2$ (SM490A))として、周辺単純支持の腹板の座屈係数は2軸対称断面としたときの値 $k = 23.9$ を用いて算出した(表-4参照)。また、材料試験から得られた降伏点および断面の非対称性による応力状態を考慮した腹板の座屈係数 $k = 18.9$ (MP-1, MC-1), $k = 19.7$ (MP-2, MC-2)を用いて求めた値も同表に示す⁸⁾。さらに、腹板の幅厚比 β (=腹板高さ/腹板厚)も同表に示す。

(2) 腹板の設計法と供試体

現行の道示では、フランジと腹板について個々に、幅厚比から最小腹板厚を規定している。

西村らの研究^{9),10)}によれば、I形断面の降伏限界幅厚比はフランジと腹板の相互拘束効果が顕著に現れることが示されている(図-3参照)。

通常、プレートガーダーの圧縮フランジの幅厚比パラメータ R_f は、3辺単純支持1辺自由の圧縮板の座屈係数 $k = 0.425$ を採用している。ここで、圧縮フランジの床版による拘束効果を考慮して3辺固定の座屈係数 $k = 2.31$ を採用することができると考えると¹¹⁾、図-3に示すように本橋の支間部で想定している合成桁で、曲げが支配的な断面の R_f は0.60から0.26に見直すことができる。

$$R_f = \frac{b_f}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_y}{0.425\pi^2 E}} = 0.60 \rightarrow R_f = \frac{b_f}{t_f} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)\sigma_y}{2.31\pi^2 E}} = 0.26$$

その時、降伏限界幅厚比の関係¹⁰⁾から、腹板の降伏限界幅厚比パラメータ R_w は、道示による規定の1.10から1.41にまで大きく取ることができると考え、対象橋梁の腹板厚を23 mmから18 mmに低減(SMA490W)できるものと考えた。

そこで、この設計方針を確認するため、実験供試体は実橋の主桁の1/2の断面を持つモデルで、腹板厚が9 mmと12 mmの非合成桁および合成桁とした(表-1参照)。

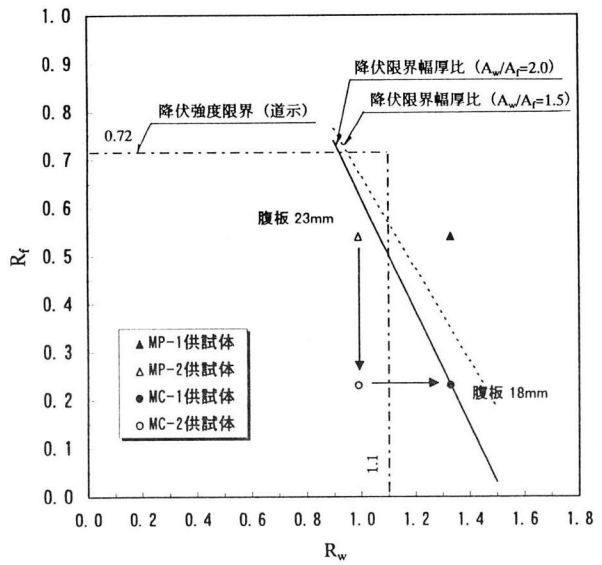
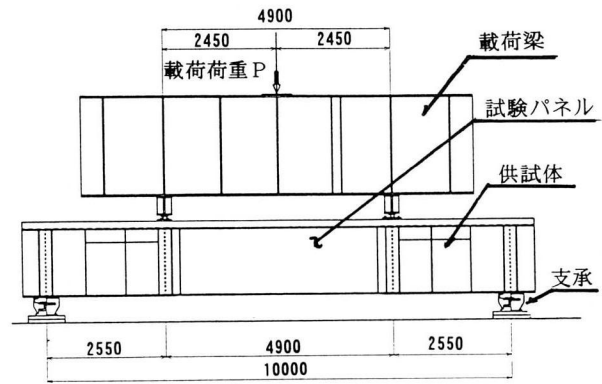


図-3 限界幅厚比と供試体幅厚比パラメータ

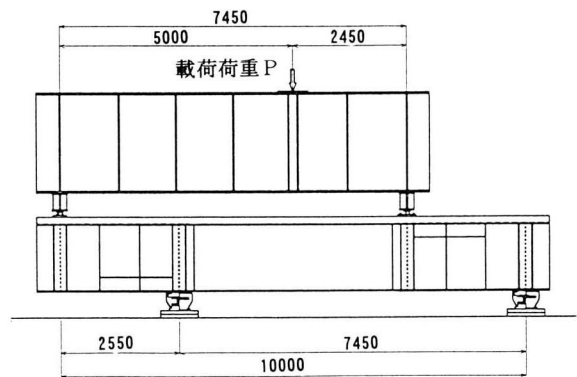
また、床版の存在を考えた場合、腹板の座屈係数の算定上の境界条件で上辺固定他3辺単純支持と見なして検討する方法もあるが、ここでは類似の効果であると判断して、上述の降伏限界幅厚比の考え方を採用した。

2.5 実験方法

曲げ載荷実験は、2000tf 大型構造物試験機によって、載荷梁を介して静的2点載荷の4点曲げで、試験パネルに等曲げモーメントを作用させた。せん断載荷試験は、同試験機により、試験パネルに作用する曲げモーメントを低くおさえ、せん断力を卓越して作用させる4点載荷法によって行った。



a) 曲げ載荷実験



b) せん断載荷断実験

図-4 載荷方法

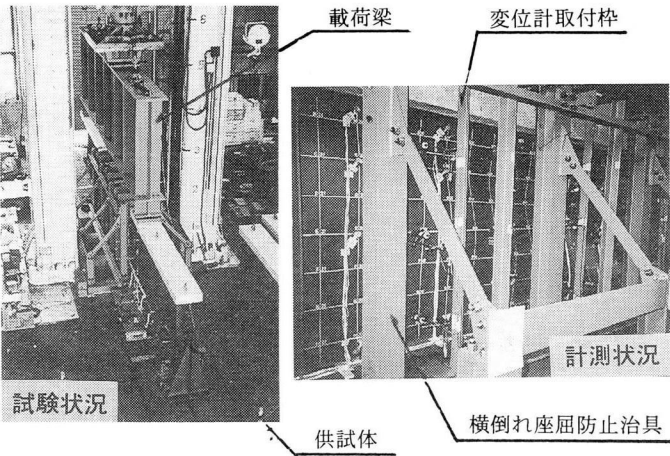


図-5 載荷状況

曲げ・せん断共に、弾性域での2～3回の予備荷重を繰り返し、供試体が安定した後に本荷重を行い終局状態まで荷重を漸増させた。

これらの荷重方法を図-4に、荷重状況を図-5に示す。

供試体の横倒れ座屈を防止するため、試験パネル区間の上フランジの両側で、面外方向変位を拘束する治具を設けた。

2.6 計測項目

(1) ひずみ・変位

各荷重ステップ毎に、試験パネルの腹板及び上下フランジのひずみを測定した。さらに、腹板の面外方向たわみは、変位計と腹板との接点が桁の変形によって移動しないように、上下フランジの中心線上の2点ずつでボルトによって供試体に設置した枠に変位計を取り付け、相対的な値を測定した。

(2) 残留応力

残留応力は、MP-1, MP-2 供試体と同じ断面諸元である残留応力測定供試体 R-1, R-2 を、上フランジは7ブロックに、下フランジは9ブロック、腹板は12ブロックに分割し、切断後の解放ひずみより求めた。

(3) 初期たわみ、残留たわみ

初期たわみとしては、腹板パネル部の面外たわみを測定した。試験パネル腹板(1420mm×4248mm)に、200mm四方のメッシュを描き、この交点で初期たわみを測定した。

また、耐荷力実験終了後、破壊後の供試体について同一点の残留たわみを測定した。

3. 曲げ荷重実験の結果および考察

3.1 変形特性

(1) 供試体の鉛直変位

荷重荷重 P と供試体桁の鉛直変位 δ を、それぞれ降伏荷重 P_y 、降伏変位 δ_y で無次元化した P/P_y と δ/δ_y の関係を図-6に示す。MP-1, MP-2 供試体の降伏荷重 P_y は、圧縮フランジ縁が降伏点に達する荷重で定義した。一方、圧縮フランジをコンクリート床版で拘束している MC-1, MC-2 では、引張フランジ縁が降伏点に達する荷重を P_y とした。鉛直変位 δ は等曲げを受ける区間の変位量として、供試体桁中央の鉛直変位と荷重点での鉛直変位との差とした。無次元化に用いる P_y 、 δ_y は引張試験結果を反映した計算値を用いた。また、同図中に全塑性荷重 P_p との倍率を参考に記入している。

非合成桁(MP-1, MP-2)は、降伏荷重に至らず最大載荷荷重に到達した後、変形のみが進行し破壊に至っている。弾性範囲後、腹板厚が道示の最小腹板厚(腹板幅厚比 $\beta = 118$)である MP-2 よりも、MP-1 ($\beta = 158$) はより低い荷重レベルで終局に至り、腹板厚の違いによる局部座屈の影響が顕著に現れた。

一方、合成桁(MC-1, MC-2)は、降伏荷重を超えた後も、全塑性状態近くまで荷重が増大すると共に曲げに

よる鉛直変位が増加している。また、MC-1, MC-2 は腹板厚の差異によらず、終局状態まで同様の挙動を示していることがわかる。

(2) 腹板の面外方向たわみ

供試体中央の断面から軸方向に 100mm 離れた断面位置での、腹板の変形状態を図-7に示す。また、載荷荷重と腹板の面外方向たわみの関係を図-8に示す。これらの図中で、たわみ δ (面外方向変位) は、初期たわみに付加された相対的な量である。

非合成桁である MP-1, MP-2 は、低い荷重段階から腹板の面外方向への大きな変形が進行している。また、図-8からもわかるように、この腹板の面外方向たわみからは明確な座屈荷重を判断することは難しい。

一方、合成桁 MC-1, MC-2 の腹板たわみは、荷重中を通じて 4mm 以下の小さな値であり、コンクリート床版の圧壊で終局に至るまでほとんど生じないことがわかる。

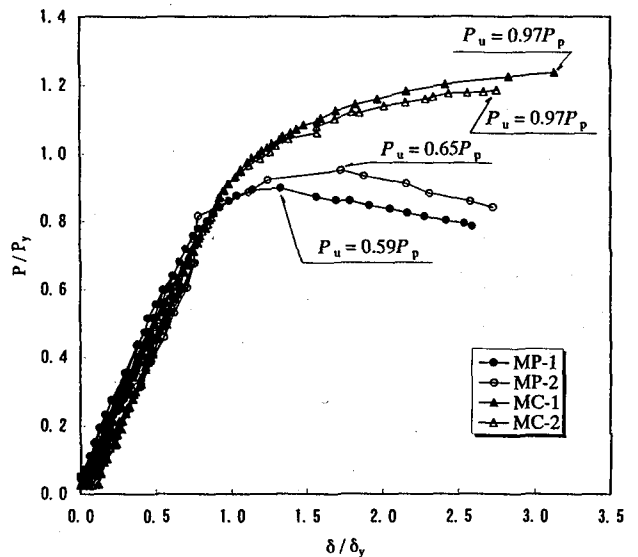


図-6 荷重-鉛直変位の関係

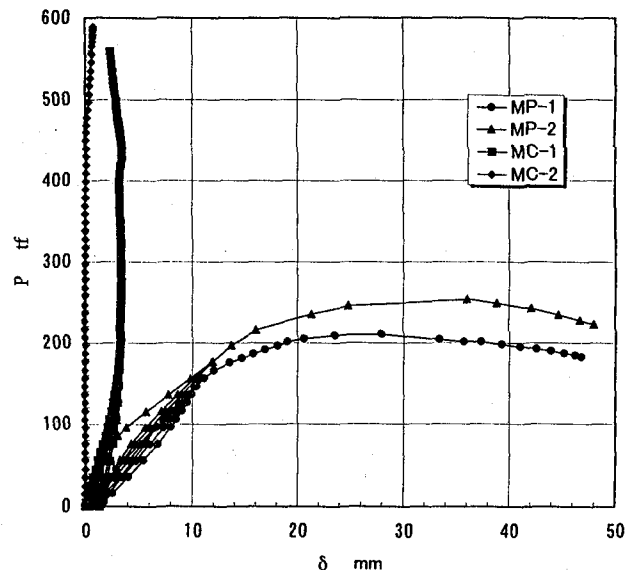


図-8 荷重と腹板の面外方向たわみの関係

(3) 腹板のひずみ性状

供試体中央断面の腹板の軸方向ひずみ分布を図-9に示す。ここで、ひずみ ε は腹板の両面での測定値を平均した軸ひずみを用いて、降伏ひずみ ε_y で無次元化した。

道示の最小板厚を満たすMP-2 ($\beta = 118$)の弾性座屈荷重200tf以下では、平面保持の仮定が成り立つ線形ひずみ分布を示している。一方、腹板厚が道示の最小板厚以下であるMP-1 ($\beta = 158$)は、低い荷重レベルから、中立軸付近でのひずみが増加しないで、圧縮領域側で大きくなるような非線形のひずみ分布を示している。これは、腹板の面外方向たわみに伴い、応力が伝達されない部分があるためと考えられる。

合成桁のMC-1、MC-2は、いずれの供試体でも弾性域内では平面保持が成り立っており、非合成桁との差異が現れている。また、終局状態では鋼桁引張側の塑性領域が広がり、中立軸が床版側に上昇しており、鋼桁のほぼ全域に引張ひずみを生じている。

以上のことから、鋼桁圧縮フランジが床版に拘束されることにより、弾性領域では、この程度の腹板厚差に依存せず合成桁として健全な断面を保つことを確認できた。

3.2 曲げ耐力特性

曲げ耐力実験から得られた、各供試体の終局曲げモーメント M_u ($M_u = 1.275 \times P_u$)を表-5に示す。さらに、これら終局強度を降伏モーメント M_y 、全塑性モーメント M_p で無次元化した値も同表に示す。

また、既存の各種耐力評価式から求めた計算値 M_u / M_y と比較し、その結果を表-6に示す。この中で、Baslerの評価式¹¹⁾は2軸対称断面を前提としており、西村の算定式¹²⁾は1軸対称断面に対するものである。また、鋼材の引張試験結果の降伏点および供試体板厚実測値を反映した弾塑性有限変位解析による終局耐力(FEM)も同表に示す。

表-5 終局曲げ耐力

供試体	実験値	計算値	tf・m	無次元化耐力	
	M_u	M_y	M_p	M_u / M_y	M_u / M_p
MP-1	284	317	484	0.90	0.59
MP-2	337	356	520	0.95	0.65
MC-1	732	589	752	1.24	0.97
MC-2	767	647	790	1.19	0.97

表-6 終局曲げ耐力の比較

供試体	M_u / M_y			
	実験値	Basler	西村	FEM
MP-1	0.90	1.10	0.84	0.86
MP-2	0.95	1.07	0.87	0.93
MC-1	1.24	—	—	1.15
MC-2	1.19	—	—	1.11

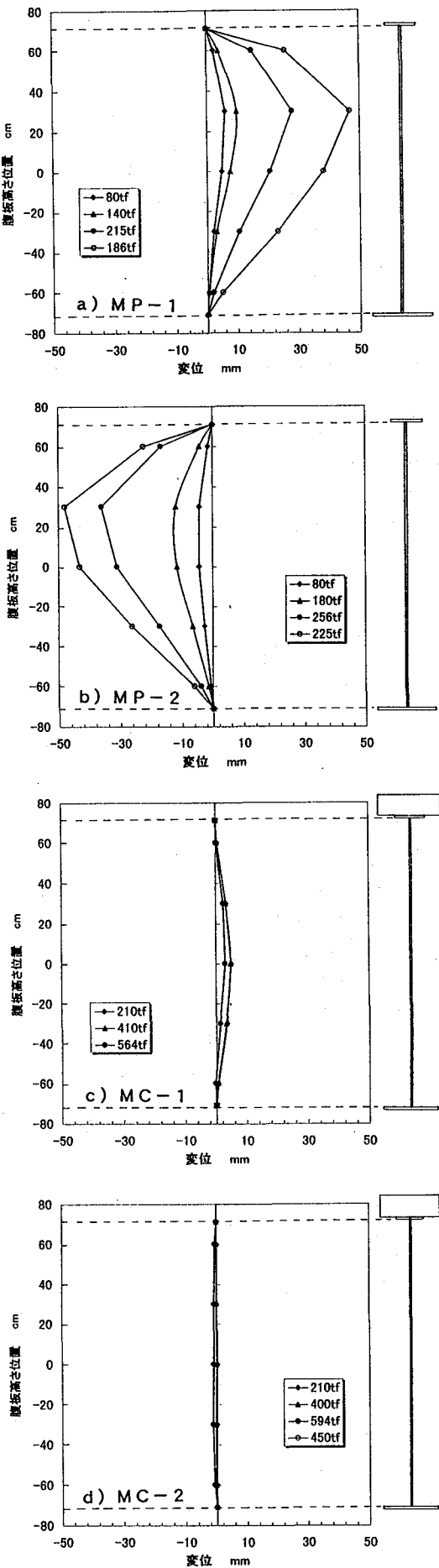


図-7 腹板の変形状況

この弾塑性有限変位解析¹³⁾は、8 節点シェル要素で板厚方向に 5 層分割したモデルを用いた。鋼材の応力-ひずみ関係は完全弾塑性とし、Mises の降伏条件を用いた。また合成桁のコンクリートは、弾性係数 $E = 3.4 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、ポアソン比 $\nu = 0.167$ とし、応力-ひずみ関係はトリリニアールとした。腹板の初期たわみとして、試験パネルに面外方向に最大 5.68 mm ($h/250$, h : 腹板高さ) の半波形を仮定した。ただし、本実験供試体では橋軸方向に半波形が主體的であるが、3 半波形のものもあった。本解析では残留応力は考慮していない。しかし、別途腹板のアスペクト比 $\alpha = 1$ 程度の非合成桁に対し残留応力の影響を検討した結果では、耐力が若干低下する場合や、耐力に達する変位が多少大きくなる場合があることを確認している。残留応力の影響はさほど大きくないと考えられるが、本実験で計測した残留応力の影響は今後検討する予定である。

表-6 より、弾塑性有限変位解析結果の終局強度は、実験値とほぼ一致しており、しかも 2~7% 安全側の値を得ることが確認できた。

また、非合成桁の曲げ耐力は、西村の提案する耐力力算定式によって終局耐力実験値より 7~9% 安全側に評価できるといえる。

一方、合成桁に関しては、ほぼ全塑性状態にまで到達できることから、いわゆるコンパクト断面となり、鉄筋コンクリート断面と同様に、矩形の応力ブロックに基づいて全塑性モーメント M_p を算出した¹⁴⁾ (表-5 参照)。この計算値 M_p と実験値 M_u は 3% 程度の違いはあるもののほぼ一致していることから、合成桁であれば鋼断面がノンコンパクト断面であっても腹板の座屈は生じず、全塑性状態を仮定してコンクリート標準示方書等に基づいて終局曲げ耐力を評価できるといえる。

3.3 破壊状況

供試体の破壊状況の写真を図-10 に示す。

MP-1, MP-2 は、腹板が軸方向に 3 半波に近いモードで破壊状況に至っている。

載荷荷重の漸増に伴い、腹板の変形が進行し、最終的には圧縮フランジのねじれ座屈によって破壊に至った。

腹板の座屈後に、圧縮側腹板の応力欠損および腹板がフランジを垂直方向に支持する能力の低下によって、圧縮フランジが弾性線形計算よりかなり大きな応力を負担することとなり、降伏が急速に進行し最大荷重に到達したと考えられる。これは、図-9 のひずみ分布図からも確認できる。

MC-1, MC-2 は、共に目立った腹板の変形は見られず、最終的には、床版のコンクリートの圧壊による破壊に至った。

3.4 降伏限界幅厚比

各供試体において、降伏点の公称値を用いて 2 軸対称断面を前提として求めた幅厚比パラメータを図-11 にプロットする。

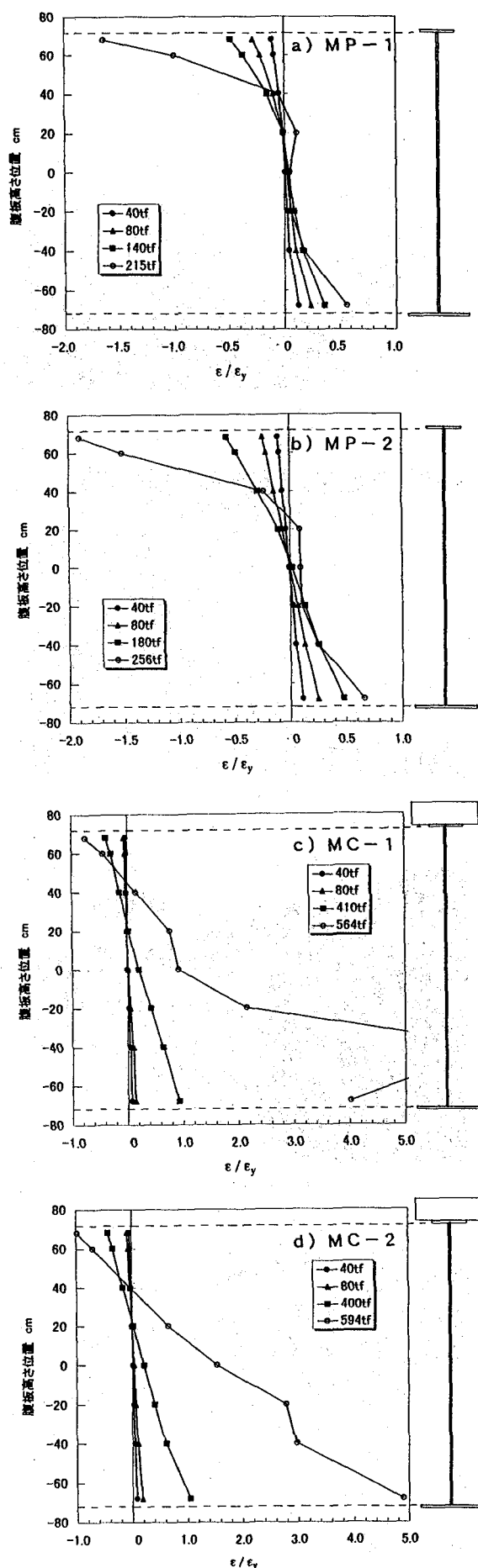
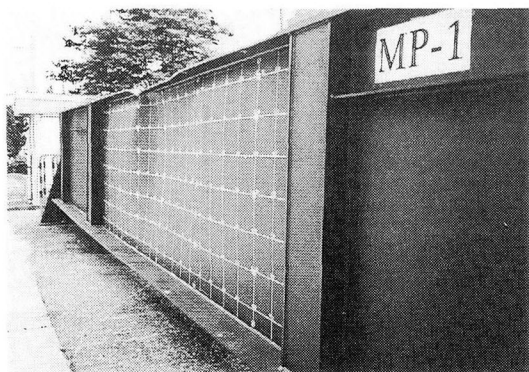
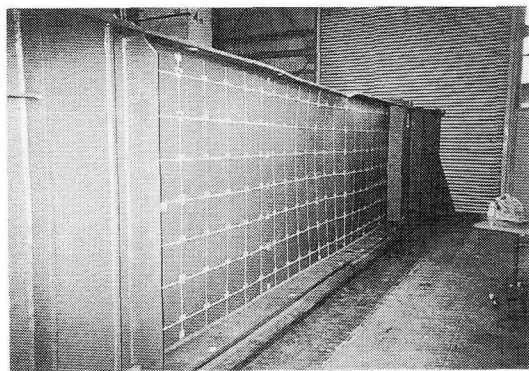


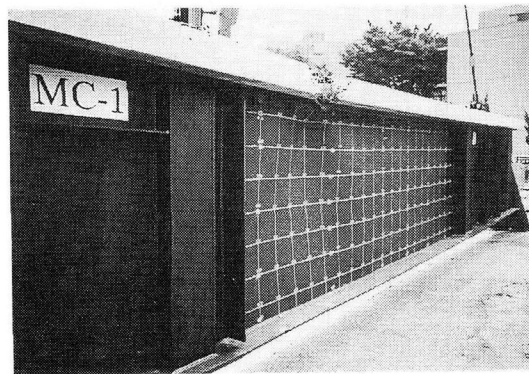
図-9 腹板のひずみ分布



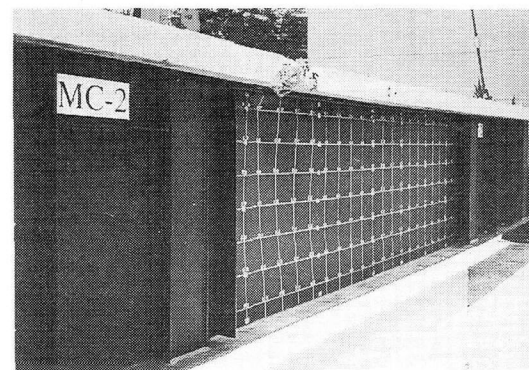
a) MP-1



b) MP-2



c) MC-1



d) MC-2

図-10 破壊状況

前述の通り、材料試験結果の降伏点を用いた弾塑性有限変位解析による曲げ終局耐力は、実験値を安全側に評価できることがわかった。そこで、降伏点に公称値を用いた弾塑性有限変位解析を行い、その結果から得られた終局強度 M_u/M_y の値を同図中に示す。

同図より、各供試体の弾塑性有限変位解析結果 M_u/M_y は、この降伏限界幅厚比曲線付近において 1.0 に近い値となっている。この降伏限界曲線より幅厚比パラメータが大きな点では $M_u/M_y = 0.69$ と 1.0 より小さな値であり、逆に幅厚比パラメータが小さな場合は 1.0 より大きな値を示している。このように、今回実施した弾塑性有限変位解析値からも、降伏限界幅厚比曲線の妥当性がうかがえる。したがって、床版による圧縮フランジの拘束効果を考慮すればフランジの幅厚比パラメータを大きくとることができることから、腹板厚を低減できるという設計方針が適切なものであることが確認できた。

4. せん断載荷実験の結果および考察

4.1 腹板の応力特性

(1) 主応力分布

せん断載荷試験において、試験パネル腹板のひずみをロゼットゲージにて測定した。この結果から得られた主応力分布図を図-12 に示す。

同図から、座屈前の腹板パネルの主応力方向はほぼ 45° で主応力度 σ_1 (引張) と σ_2 (圧縮) は同程度であるが、座屈後の腹板パネルは、荷重が終局荷重に近くなるにつれ σ_1 が σ_2 に比べて大きくなり、 σ_1 の方向は 45° から対角線方向 (約 20°) に変化しており、斜め引張作用が生じていることが確認できる。さらに、対角線の引張方向を挟んだすぐ両側では、それと直交方向の圧縮主応力が卓越しており、200tf 程度で生じた腹板のせん断座屈の現象を捉えているものと考えられる。また、SP-1 と SP-2 の主応力分布には目立った差異は見受けられない。

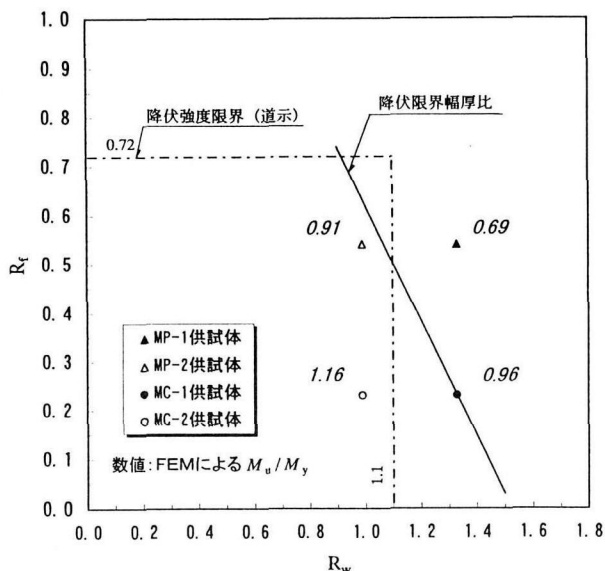
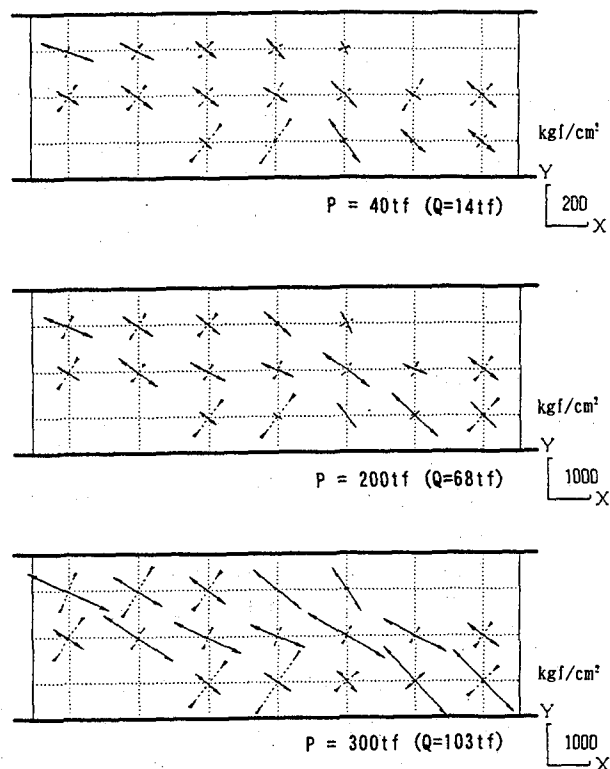


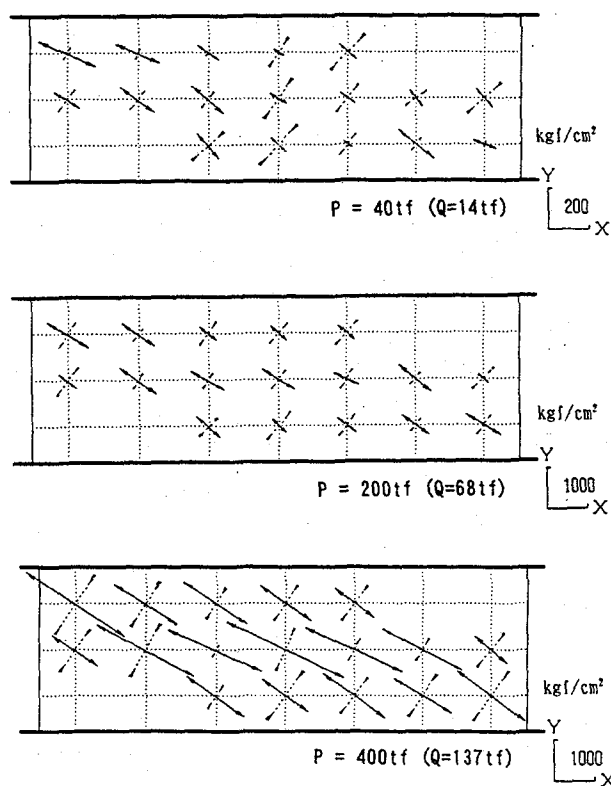
図-11 降伏限界幅厚比

(2) せん断応力分布

実験パネル腹板の軸方向中央断面に作用しているせん断応力分布を図-13に示す。



a) SP-1



b) SC-1

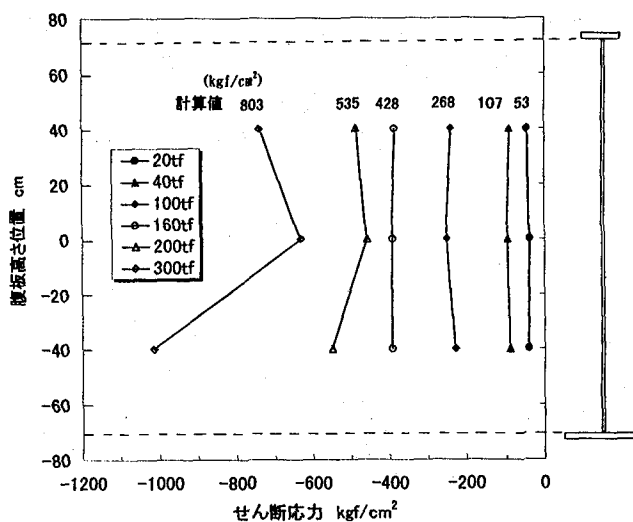
図-12 主応力分布図

腹板の座屈前のせん断応力分布は、せん断力を腹板で均一に受け持つと考えた計算値とほぼ一致しており、弾性線形理論の通り腹板高さ方向にほぼ一定のせん断応力が作用していることが確認できる。

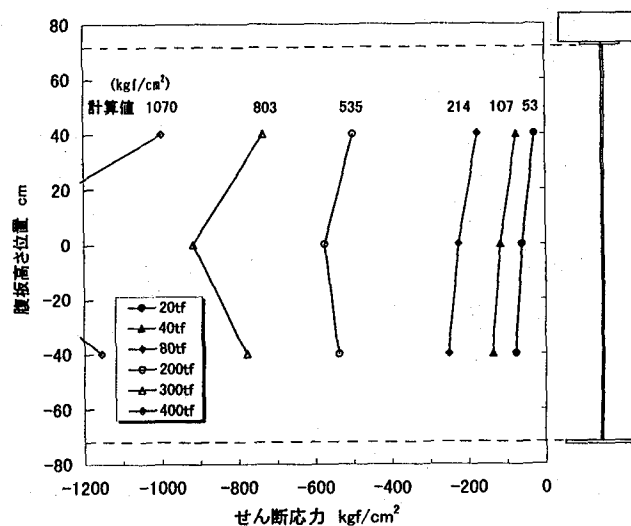
同図から、載荷荷重 200tf 程度での座屈後のせん断応力分布は腹板高さ方向に一定とはならず、座屈変形に伴う応力の再配分が行われているものと考えられる。

4.2 せん断耐荷力特性

せん断耐荷力の結果を表-7に示す。



a) SP-1



b) SC-1

図-13 せん断応力分布図

表-7 せん断耐荷力

供試体	実験値 (tf)		計算値 (tf)		実験値 Q_u / Q_p	Basler Q_u / Q_p
	Q_{cr}	Q_u	Q_{cr}	Q_p		
SP-1	55	132	56	336	0.39	0.40
SC-1	68	153	—	336	0.46	—

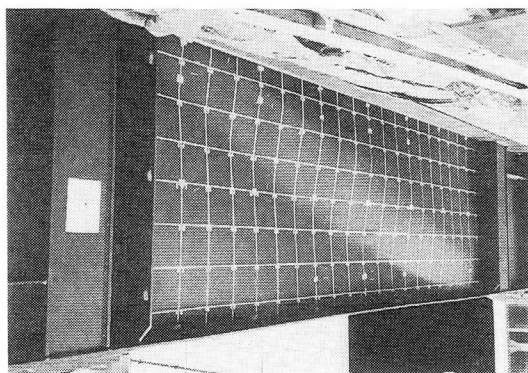
注) 明瞭な腹板の座屈荷重 (実験値) は認められないが、 Q_{cr} (実験値) は、P- δ^2 法を用いて座屈荷重の目安を推定した。

試験パネル部に作用するせん断力 Q は、 $Q = 0.342 \times P$ (P : 載荷荷重) となる。また、せん断力の大部分は腹板で受け持たれると考え、全塑性せん断力 Q_p を算出し、これによりせん断耐荷力 Q_u を無次元化している。

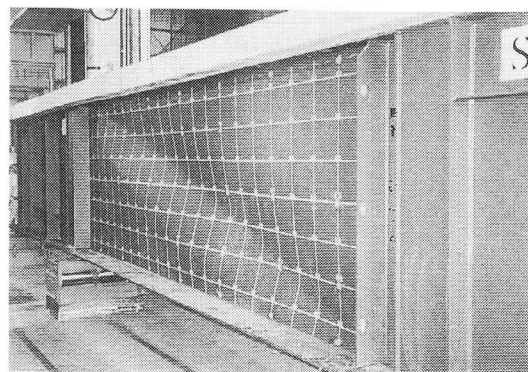
同表中の Basler は、Basler の算定式¹¹⁾による終局せん断耐力 Q_u を全塑性せん断力 Q_p で無次元化した値であり、非合成桁 (SP-1) の実験値とほぼ一致している。

また、SP-1 と SC-1 のどちらも、過去の研究から類推される耐荷力よりも、かなり低い値を示した。これは、アスペクト比 ($\alpha = 3$) が大きいことによる影響と、腹板の幅厚比パラメータ ($R_w = 1.8$) が大きいことの影響が顕著に現れたものと考えられる。また、斜め張力場が試験パネルの対角線 (約 20°) に現れていることからわかるように、これとフランジ、垂直補剛材とで組み立つ形状がトラスとは言い難く、後座屈強度を十分期待できるような腹板の縦横比でないことも原因と考えられる。

合成桁 (SC-1) のせん断耐力は、非合成桁 (SP-1) に比して、16% 大きい値を示している。この増加分は床版コンクリートおよび鉄筋が受け持つせん断耐力であると考えられる。この結果をもとに合成桁と考える場合、床版が受け持つせん断力を設計に見込むことが可能であるといえるが、そのせん断耐力および設計方法を確立するためには、今後の研究に期待するところである。



a) SP-1



b) SC-1

図-14 せん断破壊状況

4. 3 破壊状況

供試体のせん断破壊状況の写真を図-14 に示す。

同図に示す通り終局状態では、腹板の対角線上の引張主応力方向と直交した方向に大きな圧縮応力が発生し、対角線を挟んで正負の面外方向たわみが進行し、その腹板の面外変形に伴ってフランジのねじれ座屈が発生して終局状態に至っていることを確認した。

ただし、SC-1 の床版で拘束している上フランジ側においては、ねじれ変形は認められなかったものの、終局状態の床版自身には斜めせん断ひび割れが貫通していることを確認している。

5. まとめ

5. 1 曲げ実験のまとめ

曲げ載荷実験の結果より、以下のことが言える。

- ① 非合成桁の場合、腹板の面外方向たわみは低い荷重段階から進行し、最終的に圧縮フランジのねじれ座屈により耐力を失う。
- ② 合成桁の断面内のひずみ分布は、終局状態に近づくにつれて上昇し、鋼桁腹板のほとんどが引張応力を受けることになる。
- ③ 終局耐力は、非合成桁の場合、西村の評価式¹²⁾で安全側で妥当な値を予測することができる。また、合成桁の場合、等価ブロックによりほぼ評価できることが明らかとなった。
- ④ 非合成桁は腹板座屈の影響を受け、腹板厚が終局耐力に大きな差異を与える。一方、合成桁は本実験の腹板厚差程度では腹板厚の影響を受けず、ほぼ M_p と一致することがわかった。
- ⑤ 弾塑性有限変位解析による終局耐力は実験値とよく一致しており、しかも安全側に評価することができる。西村らの示した降伏限界幅厚比の考え方は、この解析結果から、妥当であることが確認できた。これにより、合成桁の支間部の正曲げモーメント範囲において、アスペクト比 $\alpha = 3$ の無補剛パネルに対して適用できるものと考えられる。

5. 2 せん断実験のまとめ

次に、せん断載荷実験の結果から以下のことが言える。

- ① アスペクト比 $\alpha = 3$ 、幅厚比 $\beta = 158$ の腹板パネルがせん断力を受ける場合、終局状態では対角線方向に引張の主応力が発生し、それと直角に圧縮の大きな主応力が発生しており、これによる腹板座屈変形が最終的な強度を左右する。
- ② 非合成桁 SP-1 の終局せん断耐力は Basler の評価式でほぼ算定できる。
- ③ 合成桁の床版コンクリート、鉄筋、鋼上フランジは、せん断に対して有効断面として働き、それによる終局強度の増加は、今回の供試体で 16% 程度であった。

5. 3 腹板の補剛設計

実橋の腹板補剛設計について、以下の通り一提案を行

うこととする。

- ① 支間部で正曲げモーメントを受け、床版と鋼桁が十分合成されている鋼桁の腹板はアスペクト比 $\alpha=3$ 程度であっても、フランジと腹板の相互拘束効果を考慮した降伏限界幅厚比の考え方を採用し、腹板厚を低減させてもよい。
- ② ただし、この場合、せん断応力レベルを十分照査しなければならない。すなわち、弾性座屈応力度や終局耐力はかなり低くなることに留意し、道示で規定する安全率を確保できるような低い応力レベルでなければならない。
- ③ 負曲げモーメントを受ける中間支点部付近やせん断力の大きな端支点部もしくは応力交番部などでは、道示に準拠して腹板厚を決め、 $\alpha=1.5$ 以下で垂直補剛材を配置することを基本とする。
- ④ 完成系を前提とした設計（断面照査）のみならず、床版の施工前である架設系に対して、非合成桁として十分な座屈安全性と終局耐力があるかを照査・確認する。

5.4 今後の課題

さらに、今後の課題は以下の通りである。

- ・ 本研究で採用したアスペクト比 $\alpha=3$ 、幅厚比 $\beta=118$ 、158の断面は1つの照査ケースであり、あらゆる場合について一般性を持たせるために、さらに解析などにより補間する必要があると考える。
- ・ 降伏限界幅厚比の考え方にに基づき圧縮フランジの寸法が種々変化したときの腹板幅厚比を算出し、設計に使用できるようなテーブルを作成する。
- ・ 腹板のアスペクト比 $\alpha=3$ 程度以上の場合の終局耐力についても、非合成桁であれば Basler の算定式で妥当な値を得ることができるかを検討する。
- ・ 幅広の床版を持つ合成2主桁橋のせん断耐力の評価に際して、床版の一部でも有効断面に見込むことができないかを検討する。

謝 辞

最後に、本実験および研究を計画・遂行するにあたり種々ご指導頂いた、建設省土木研究所・西川和廣室長、大阪大学・西村宣男教授、早稲田大学・依田照彦教授、東京工業大学・三木千壽教授、岐阜大学・奈良敬教授ならびに実験室をお借りした東京大学・藤野陽三教授に心から感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，1996.12
- 2) 小笠原照夫，辻角学，橘吉宏：少数主桁橋の腹板設計法に関する一考察，土木学会第51回年次学術講演会講演概要集，I-A277，1996.9
- 3) 奈良敬，小倉勉：垂直補剛材長を考慮した純せん断を受ける腹板パネルの極限強度，鋼構造年次論文報告集，第3巻，pp.321～328，1995.11
- 4) Basler,K.and Thurlimann,B.：Strength of Plate Girders in Bending, Jour.of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST6, Aug.,1961, pp153～181
- 5) Basler,K.：Strength of Plate Girders in Shear, Jour.of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST7, Oct.,1961, pp151～180
- 6) Basler,K.：Strength of Plate Girders under Combined Bending and Shearing, Jour.of Structural Division, ASCE, Vol.87, No.ST7, Oct.,1961, pp181～197
- 7) 建設省土木研究所：既存のプレートガーダー耐荷力実験データに関する検討，土木研究所資料第2940号，1991.3
- 8) DIN4114 Blatt1：Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnungsgrundlagen, Vorshriften, Juli, 1952
- 9) 西村宣男，大崎史淳，長谷川徹雄：曲げを受けるI断面の局部座屈強度と限界幅厚比に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.37A, pp.135～144，1991.3
- 10) 西村宣男，秋山寿行，松村達生：曲げを受けるI断面はりおよびプレートガーダーの強度設計法の一提案，構造工学論文集，土木学会，Vol.39A, pp.165～174，1993.3
- 11) 土木学会鋼構造委員会：座屈設計ガイドライン，土木学会鋼構造シリーズ2，1987.10
- 12) 西村宣男：1軸対称断面プレートガーダーの曲げ耐荷力算定式，NOTE OUCS9741，1997.7.3
- 13) ABAQUS / Standard User's Manual, Version 5.5
- 14) 土木学会：構造工学シリーズ3 鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン，1989.3

(1997年9月26日 受付)