

# 既存鉄骨造屋内運動場の柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究

丸山 陵\*      南 宏一\*\*

Experimental Study on Seismic Performance Beam-to-Column Connection of Existing Steel Gymnasium

Ryo MARUYAMA\*    Koichi MINAMI\*\*

## ABSTRACT

In this paper, Characteristics by the difference between the difference of the detail and the welding method of the beam-to-column connection in steel gymnasium were examined by the test, and compared. The specimen is five in all. It is the one that each welding method, the panel form, and the welding size were changed. The difference among the plasticity deformation ability, the transformation properties in the panel part, destructiveness, and strength was compared by these five specimen. Both the opening moment and closing moment went to the loading method in cyclic loading of two times by the displacement-controlled by the hydraulic jack. On any specimen from the test result, the power decrease of closing moment was more remarkable than that of opening moment. Ultimate strength of the specimen that a manual arc welding and the small welding size was almost equal to the calculation value. However, because it has been decided by rupture the weld, it does not necessarily have an enough plasticity deformation ability. Ultimate strength of other specimen was decided by local buckling of the flange. There is enough strength, and it has an enough plasticity deformation ability.

キーワード：鉄骨造，屋内運動場，柱梁接合部，溶接，耐震性能

Keywords: Steel structure, Gymnasium, Beam-to-column connection, Weld, Seismic performance

## 1. はじめに

屋内運動場は大地震などの災害時に避難場所になることから、他の建築物より一層高い耐震性が要求される。現在では、昭和56年に制定された新耐震基準前に建てられた屋内運動場において耐震診断が行われており、その結果、大地震における倒壊の危険性が強く指摘されている。特に、柱梁接合部の溶接については設計図書で完全溶け込み溶接となっているものが実際は隅肉溶接で溶接されているものも少なくない。また、鉄骨造ラーメン架構において柱梁接合部は、構造上重要な部分の一つで

あり、梁端部が塑性化し、十分な塑性変形能力、十分な強度を有し、かつ、脆性的な破壊が生じないことが要求される。そこで、昭和56年以前の溶接技術や形状においての柱梁接合部の耐震性能の把握や、それに対する有効な補強法を確立することは早急に行われるべきである。

現在の屋内運動場の耐震性能基準では、靱性指標を用いて評価される、部材・接合部等の要素靱性指標に基づいて、架構もしくは、層の靱性指標を算定する、しかし、接合部・柱脚部等の塑性変形能力については、この靱性指標の設定について不明な部分が多い。

\* 大学院建築学専攻

\*\* 建築学科

本研究では、柱梁接合部における塑性変形能力及び耐力が、接合部のディテールの違い、また、溶接方法の違い（隅肉溶接、完全溶け込み溶接等）によりどのような特性を持つかを、実験により検討することを目的とする。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体計画

この実験で用いる試験体は、図-1に示すような山形ラーメン架構の柱梁接合部を想定して製作した。図-2に試験体寸法、A TYPE, B TYPE(2体), C TYPE(2体)の試験体5体の接合部詳細図、及びその特徴を示す。それぞれの試験体の溶接方法としては、A TYPEは完全溶け込み溶接で溶接してあり、B TYPEはカバープレートを隅肉溶接で溶接したものになっており、C TYPEはA TYPEの完全溶け込み溶接された部分を隅肉溶接にしたものである。A TYPEとC TYPEでは溶接方法の異なることによる違いを比較し、B TYPEとC TYPEでパネル部分の形状の異なることによる違いを比較できるようにした。なお、試験体は現在の診断基準と比較をするため昭和56年以前に施工された溶接仕様を再現しており、B2・C2については昭和45年から53年までに多くみられる手動アーク溶接を用い、溶接サイズも比較的小さくしている。柱梁接合部の形状、使用材料(H-350×175×7×11)、柱梁の角度(三寸勾配)などは、岡山県の小学校の既存鉄骨造屋内運動場の耐震診断のデータに基づいており、その中から一般的なものを選出したものである。材質はSS400を使用し、その材料試験結果を表-1に示す。

### 2.2 実験方法

実験装置は図-3に示すように、試験体を縦置きとし、片方をピン支持、もう片方をローラー支持となるように設計したものをを用いる。ここで、座屈止めは、試験体の実験中に横座屈するのを防ぐためのものである。実験中の計測位置は、試験体の変形性状の計測として、載荷点距離の水平変位を計測し(図-3①②)、接合部のパネル部分の変形性状の計測として、パネルの2つの対角線に変位計を取り付け、それぞれ縦仕口変位計、横仕口変位計としそれぞれ計測を行った(図-3③④)。荷重方法は、1000 kN油圧ジャッキを用い図-4に示すように、ジャッキの引張方向を正荷重とし、圧縮方向を負荷

表-1 材料特性

Table 1 Mechanical properties of materials

	引張強度(MPa)	降伏点(MPa)	伸び率(%)	ヤング係数(N/mm <sup>2</sup> )
フランジ	447.28	281.73	28.42	$1.98 \times 10^5$
ウェブ	493.63	376.65	22.91	$2.03 \times 10^5$

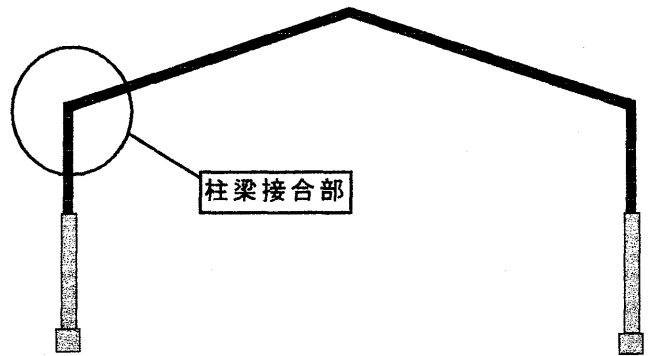


図-1 山形ラーメン架構図

Fig.1 Gabled roof frame

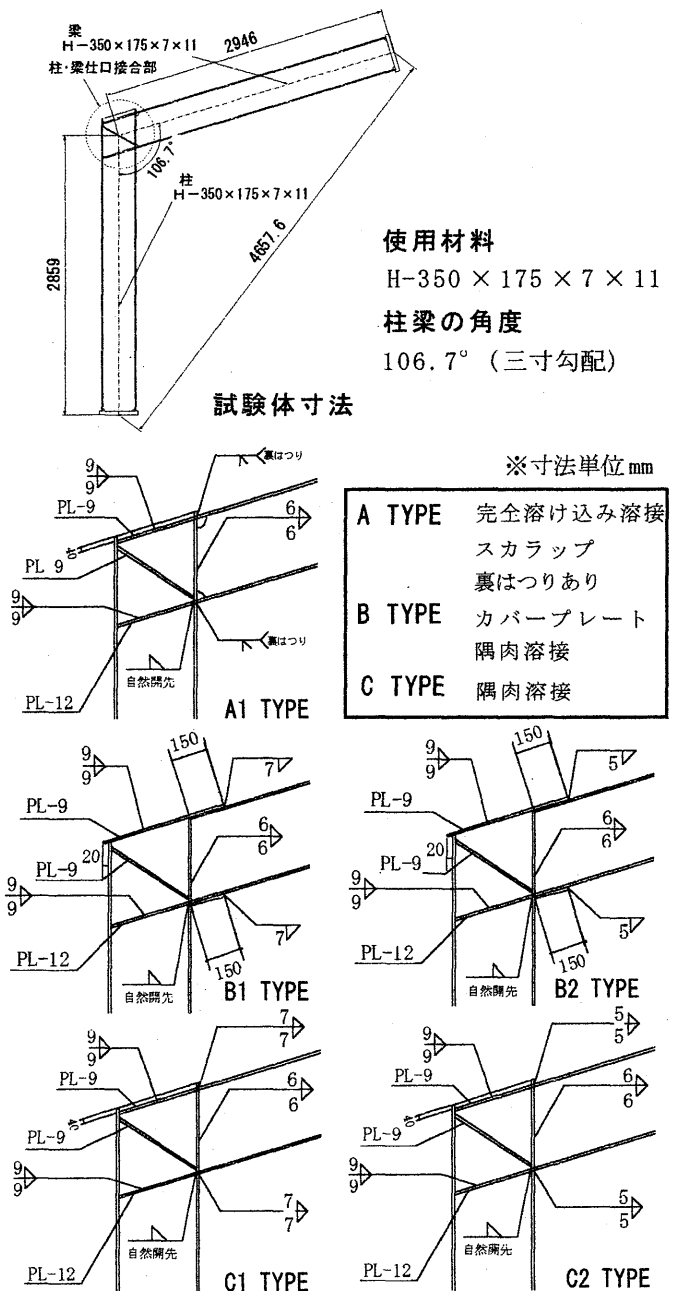


図-2 試験体計画

Fig.2 Specimen program

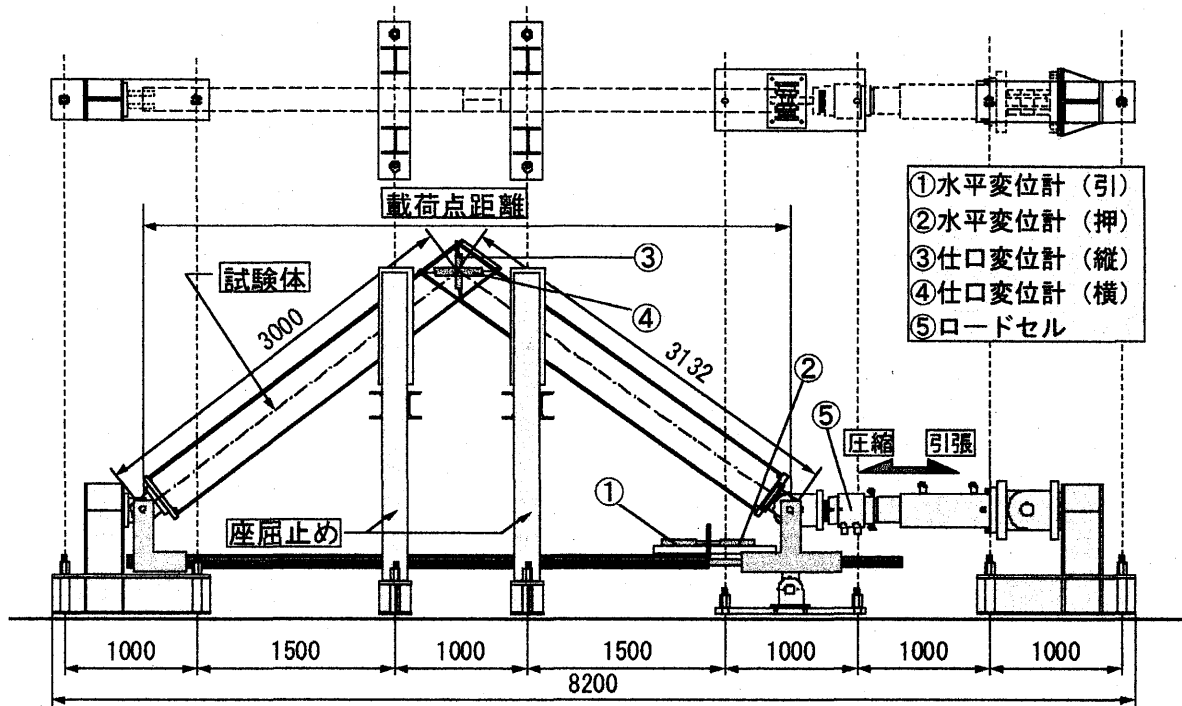


図-3 実験装置及び計測位置

Fig.3 Test equipment and measurement position

重として荷重点距離の25mmごとの変位制御で2回づつの繰り返し荷重を行った。

### 3. 実験結果

図-5に実験で得られた各試験体の荷重と荷重点距離の水平変位の関係、荷重と縦、及び横仕口変位の関係をそれぞれ示す。ここで、図中の▲は破断点を示しており、△は正負加力時の最大耐力点を示している。表-2は実験結果の一覧、写真-1は最終破壊状況である。なお、破断の写真は、実験中の破断直後のものである。

#### 3.1 変形状態

A1, B1, C1の3体の試験体においては、変形状態において差異はほとんど見られず、いずれも接合部付近の局部座屈により最大耐力が決定された。圧縮荷重による水平変位-100mmの2回目で接合部付近のフランジ部分に局部座屈が生じ、-125mmで耐力の低下が生じた、一方、引張荷重においては、A1, C1とも水平変位150mmの1回目までは耐力が増しそれ以降は圧縮荷重時と同じく耐力低下が見られた。局部座屈の進行状況としては、A1, C1では梁のほうが先に座屈したのとは逆に、B1は、柱のほうが先に座屈した。

B2, C2の試験体は、いずれも溶接部の破断により最大耐力が決定された。B2では引張荷重時の水平変位100mmの2回目の途中で局部座屈が生じ、まもなく梁下フランジ溶接部が破断した。C2は、圧縮荷重時の変位

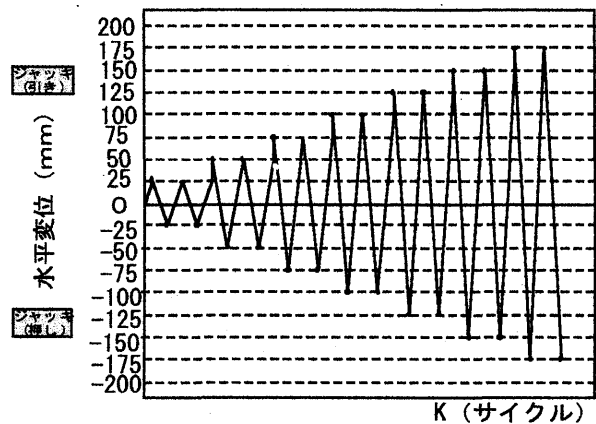


図-4 荷重プログラム

Fig.4 Loading program

75mmに達する前にB2と同様に梁下フランジ溶接部に破断が生じた。C2では、破断後も続けて圧縮荷重を行ったが、-75mmに達する前に梁上フランジ溶接部が破断した。

#### 3.2 パネル部分の変形状態

各試験体に局部座屈が生じるまでは縦変位・横変位ともに同様な変形を示しており、A1, B1, C1については仕口付近の局部座屈による傾きの影響が大きく、パネル部分に目立った変形はみられなかった。B2, C2についても溶接部の破断によるパネル部分への影響はみられな

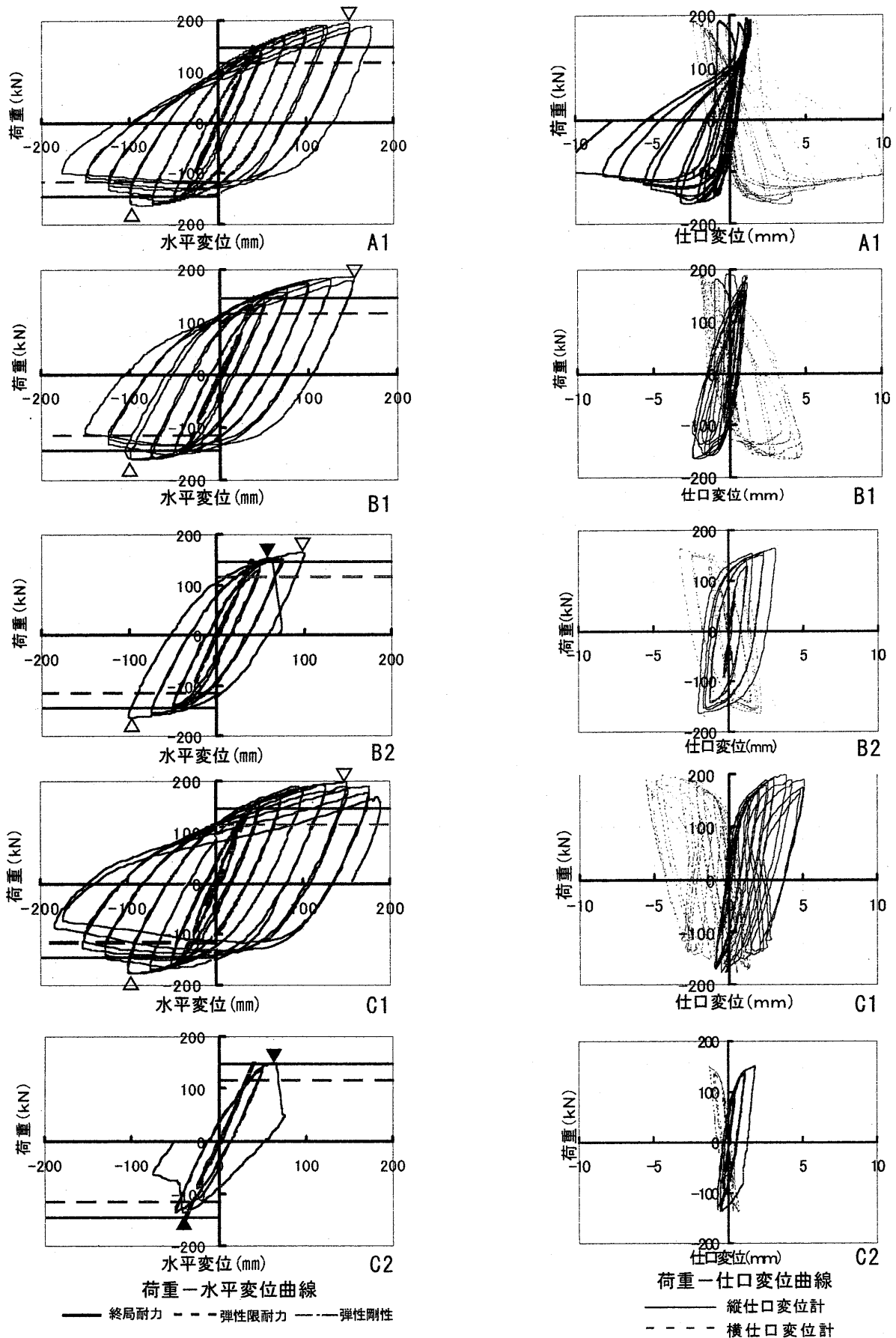


図-5 履歴曲線  
Fig.5 History curve

表-2 実験結果

Table 2 Test result

試験体名	最終破壊性状	実験値最大耐力 (引張)(kN)	実験値最大耐力 (圧縮)(kN)	計算値(終局耐力) (kN)	$\eta_s$			$\alpha_t$	$\alpha_c$
					(+)	(-)	total		
A1	梁局部座屈	190.25	159.85	145.53	7.44	3.76	11.20	1.31	1.10
B1	柱局部座屈	186.33	161.81	145.53	4.27	4.13	8.40	1.28	1.11
B2	梁下フランジ溶接部破断	163.50	163.50	145.53	2.76	3.07	5.83	1.12	1.12
C1	梁局部座屈	194.17	174.56	145.53	7.6	4.00	11.60	1.33	1.20
C2	梁下フランジ溶接部破断	147.50	135.50	145.53	1.22	0.85	2.07	1.01	0.93

かった。

### 3.3 形状による影響

B2, C2について比較すると、カバープレートを用いたB2が最大耐力、変形性能ともに優れており、プレート補強の効果が認められる。しかし、今回B1のようにカバープレートを用いた形状の接合部が局部座屈による破壊性状を示したとき、柱のほうが先に終局状態に達してしまう可能性が考えられるので、柱側に何らかの補強が必要であるといえる。

### 3.4 溶接方法による影響

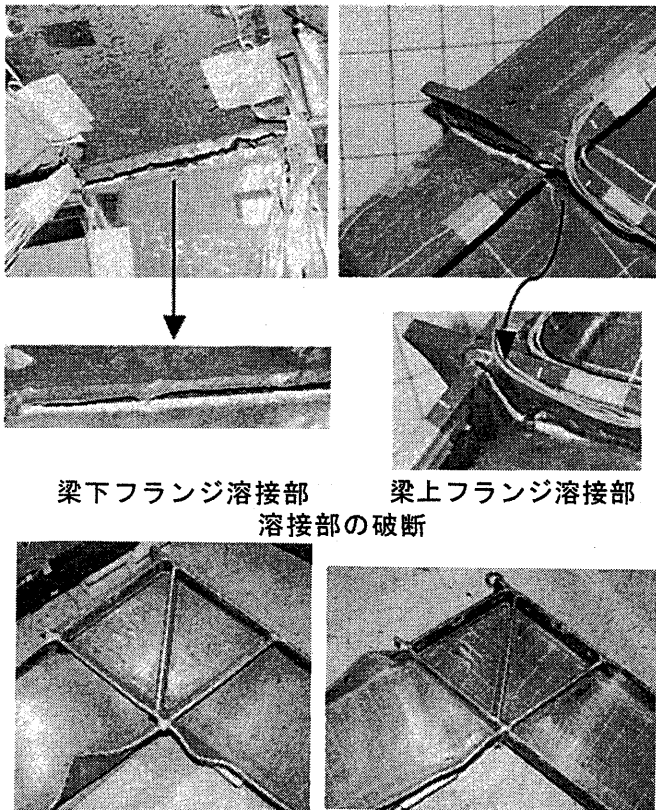
A1, C1については、一方は完全溶け込み溶接、もう一方は隅肉溶接と溶接方法が違っているが、どちらの試験体も最大耐力、変形性状に差異はなく溶接の耐力が十

分に得られていたと考えられる。だが、手動アーク溶接を用いたC2は試験体が終局状態に達する前に溶接部の破断するといった結果となり、溶接部の耐力不足が明らかである。

なお、図-5における横線(実線)は終局耐力、横線(点線)は弾性限耐力、一点鎖線は弾性剛性をそれぞれ表している。

## 4. 考察

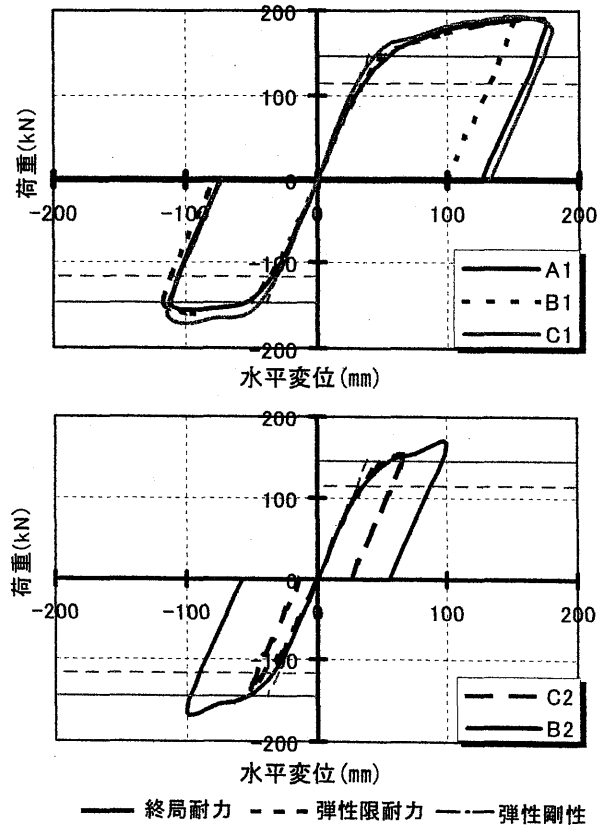
図-5に示す荷重-変形関係の履歴から求めた骨格曲線を図-6に示す。縦軸、横軸は図-5と同様に示したものである。ここで、破壊形式が局部座屈のものは、最大耐力の90%に耐力低下した値までで表している。



梁下フランジ溶接部 梁上フランジ溶接部  
溶接部の破断

梁・柱の局部座屈  
写真-1 最終破壊状況

Photo 1 Ultimate rupture circumstance



— 終局耐力 - - - 弾性限耐力 - · - 弾性剛性

図-6 骨格曲線

Fig.6 Skeleton curve

表-4は、実験結果一覧を示している。ここで、 $\alpha$ は引張荷重時、圧縮荷重時の実験値最大耐力をそれぞれ計算値(終局耐力)で除した最大耐力上昇係数であり、 $\eta_s$ は図-5の骨格曲線に基づき塑性変形倍率である。骨格曲線では、どの試験隊においても引張荷重時より圧縮荷重時の耐力低下及び変形能力が低くなることわかる。

図-5, 6での理論値の比較を考えると、初期剛性は5体ともほぼ一致しており、弾性域での差異はみられない。終局耐力については、C2が実験値を下回っており、部材の十分な塑性変形能力を發揮する前に脆性的な破壊が生じている。その他の試験体については実験値の耐力を上まわっている、十分な性能を有しているといえるが、B2に関しては、塑性変形能力に乏しいので、脆性的な破壊が生じないような補強が必要であると考えられる。

$\alpha_t$ と $\eta_{stotal}$ (以下 $\eta_s$ )の関係を図-7に示す。A1, B1, C1の塑性変形能力及び最大耐力には大きな差異は見られない。B2に関しては、実験時装置の加力限界に達しており、引張荷重時まだ耐力低下が見られなかった事からA1, B1と同等以上の位置を示したのではないかと

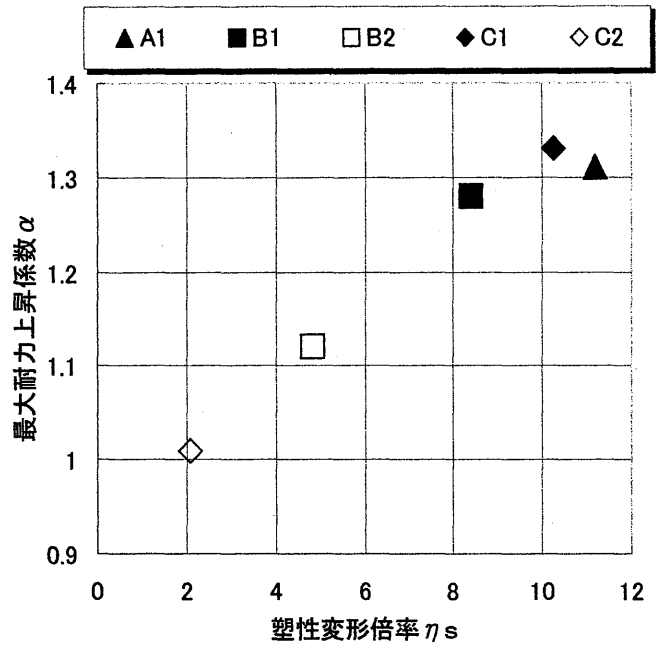


図-7  $\alpha - \eta_s$ 関係  
Fig.7  $\alpha - \eta_s$  relation

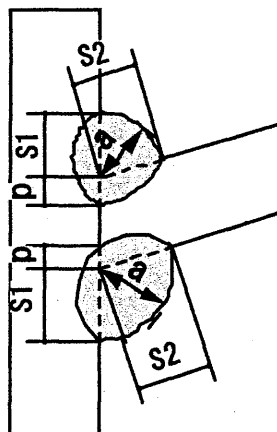


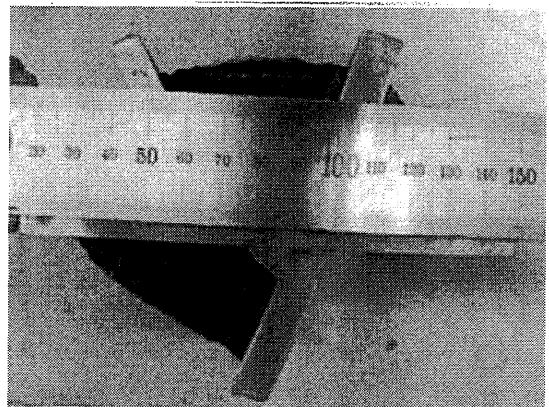
図-8 計測位置

Fig.8 measurement position

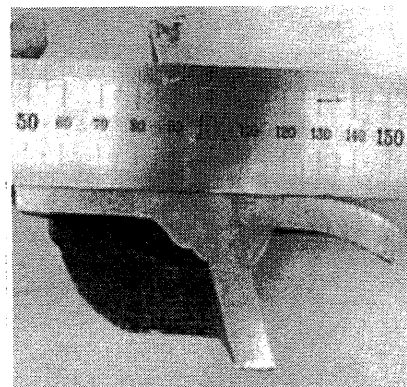
表-3 マクロ試験結果

Table 3 Macro test result

	単位 mm			
	S1	S2	a	p
梁フランジ上部 (鋭角)	8.5	7.5	10	1
梁フランジ上部 (鈍角)	11	9	6	5
梁フランジ下部 (鋭角)	8.5	7.5	10	0.5
梁フランジ下部 (鈍角)	11	9	6	2



梁フランジ下部



梁フランジ上部

写真-2 マクロ試験

Photo 2 Macro test

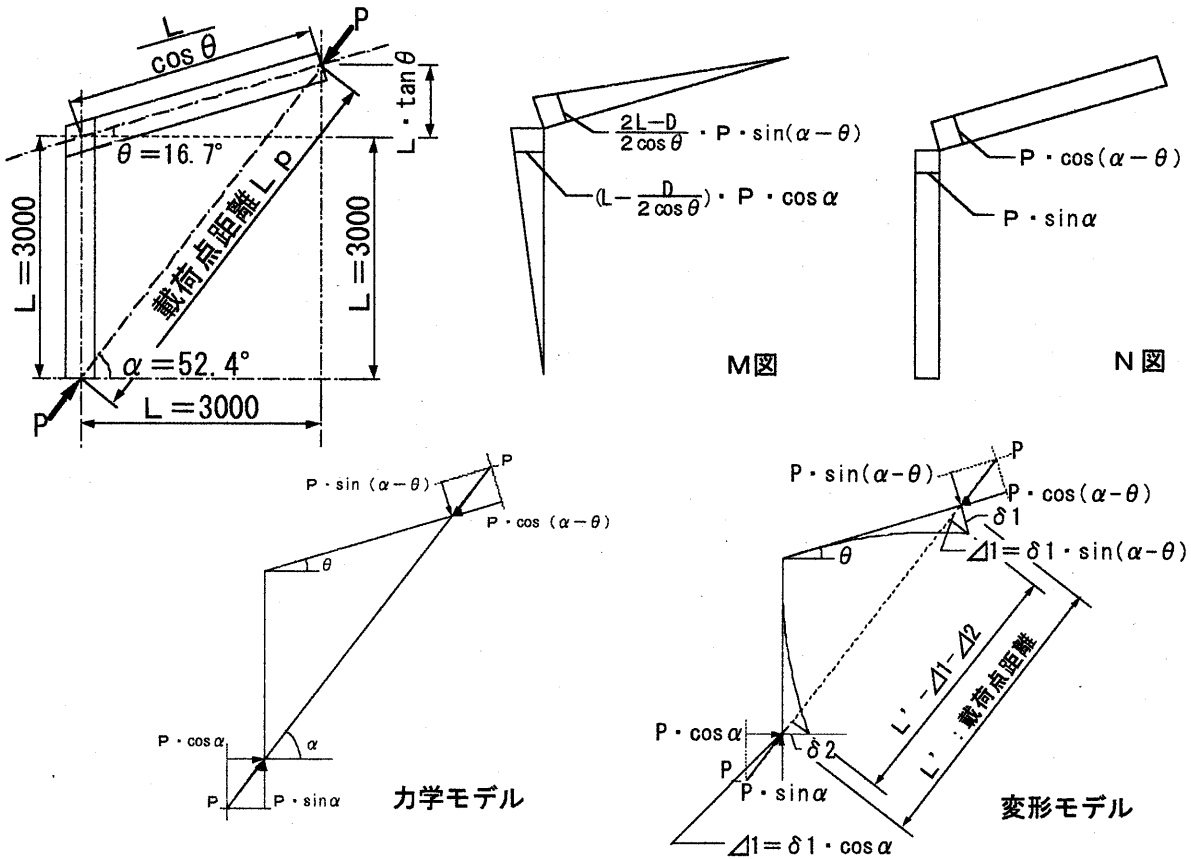


図-9 試験体のモデル化

Fig.9 Model of specimen

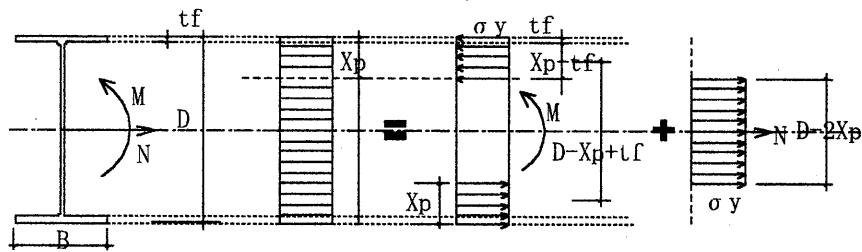


図-10 断面応力図

Fig.10 Stress of section

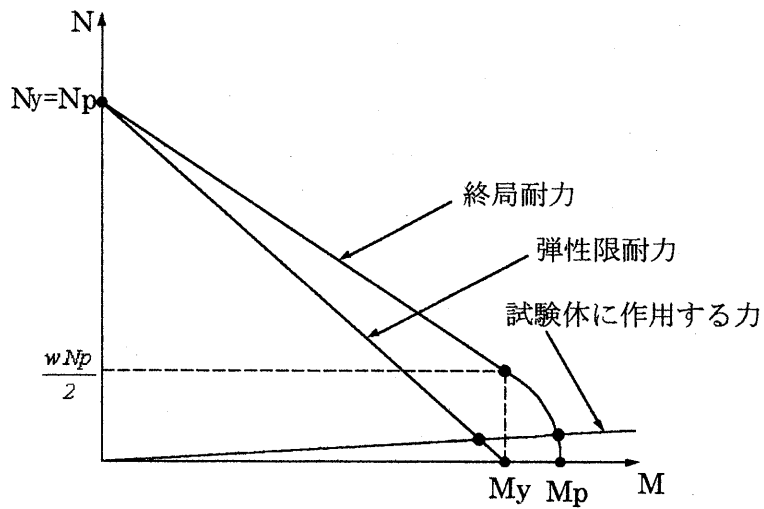


図-11 M-N 相関曲線

Fig.11 M-N interrelation

考えられる。B2, C2は塑性変形能力, 最大耐力ともに他の3体と比較してかなり劣っていることがわかる。B2の塑性変形能力はA1～C1の約半分であり, C2に関しては5分の1程度であった。B2とC2は同じ溶接方法でありながらB2のほうが塑性変形能力に優れており, カバープレートによる補強効果が明白であった。

C1は隅肉溶接でありながらA1, B1と実験結果に差異がなかったことから, 実験後C1の梁溶接部においてマクロ試験を行った, 写真-2にマクロ試験の様子, 図-6にその計測位置, 表-3に試験結果を示す。溶接の溶け込み, サイズなどが十分であったため他の試験体との差が現れなかったと考えられる。

## 5. 理論計算

理論値の算出は, 載荷時における試験体に生ずる力と変形を図-7のように考えた。断面の全塑性モーメント(図-8)から中立軸がフランジ内, ウェブ内にある場合におけそれぞれのモーメントMと軸力Nの関係式を算出し, その関係を示したものが図-9である。試験体に作用する力から,

$$\frac{N}{M} = \frac{1}{\left(\frac{2L-D}{2\cos\theta}\right)\tan(\alpha-\theta)}$$

が得られ, 図-9のM-N相関曲線より,

弾性限耐力 :  $P_y = 115.91 \text{ kN}$

終局耐力 :  $P_u = 145.53 \text{ kN}$

がそれぞれ得られる。また曲げ変形のみを考慮した変形モデルから,

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = \frac{PL^3}{3EI} \left[ \frac{\{\sin(\alpha-\theta)\}^2}{(\cos\theta)^3} + (\cos\alpha)^2 \right]$$

と弾性変形量が得られ,  $P = 115.91 \text{ kN}$ のときの変形が,

$$\Delta = 3.15 \text{ cm}$$

と得られる。

## 6. まとめ

今回の実験により次のような結果が得られた。

1) 溶接が手動アーク溶接, かつ溶接サイズの小さいもの(B2, C2)は, 溶接部の破断により終局耐力が決定され, その他のもの(A1, B1, C1)は, フランジの局部座屈により終局耐力が決定された。また, B2, C2は他の試験体に比べ塑性変形能力に乏しいため既存鉄骨造屋内運動場で同様な溶接仕様になっているものは, 溶接部の補強を早急に考える必要がある。

2) カバープレートを用いた試験体は, 溶接だけの形状

のものより塑性変形能力に優れているが, 柱のフランジに局部座屈が生ずる傾向がある。

3) 今回のように隅肉溶接であってもサイズ, 溶け込みの程度により, 完全溶け込み溶接と同等の耐力, 塑性変形能力を示す場合があるが, これは現在の溶接技術でサイズ, 溶け込みなどが十分である場合なので, 昭和56年以前の建物の耐震診断における靱性指標の設定などでは参考に出来ない。

## 参考文献

- [1] 文部省: 学校施設の耐震補強マニュアルS造屋内運動場編
- [2] 文部省大臣官房文教施設: 屋内運動場の耐震性能基準(平成8年版)
- [3] (財)日本建築防災協会: 耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断及び耐震改修指針・同解説(1996)

## <謝辞>

本研究を実施するにあたり, 新耐震設計前鉄骨造屋内体育館の接合部の耐震性能調査会(会長 尾熊政男)には惜しみないご協力を得ました。ここに深く感謝の意を表します。