

溶接柱梁接合部の最大曲げ耐力に及ぼす
鋼材と溶接金属の材料特性の影響

課題番号 13650628

平成13年度～平成14年度科学研究費補助金（基盤研究(C)(2)）

研究成果報告書

平成15年5月

研究代表者 吹田啓一郎
(京都大学防災研究所)

京都大学図書



9810059103

附属図書館

科研

2002

307

はしがき

本書は、平成13年度から平成14年度の2年間に、日本学術振興会科学研究費の補助を受けて行った研究課題「溶接柱梁接合部の最大曲げ耐力に及ぼす鋼材と溶接金属の材料特性の影響」の成果をまとめた報告である。

研究組織

研究代表者： 吹田啓一郎（京都大学防災研究所）

研究経費

（金額単位：千円）

	直接経費	間接経費	合計
平成13年度	1,800	0	1,800
平成14年度	1,700	0	1,700
総計	3,500	0	3,500

研究発表

(1)学会誌等

- 吹田啓一郎：鋼構造ラーメン骨組の耐震設計における梁端接合部の耐力要求値，日本建築学会構造系論文集，第567号，2003年5月（掲載予定）

(2)口頭発表

- 吹田啓一郎：終局強度型耐震設計における梁端接合部の曲げ耐力要求値，日本建築学会近畿支部研究報告集，第42号構造系，pp.205-208，2002年6月
- 吹田啓一郎：終局強度型耐震設計における梁端接合部の曲げ耐力要求値，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）C-1構造III，pp.679-680，2002年8月

目次

第1章 序

1-1 研究目的と概要 1

1-2 梁端接合部の最大曲げ耐力 1

1-3 鋼梁の動的繰返し載荷実験 2

1-4 梁端接合部の曲げ耐力要求値 2

第2章 鋼梁の動的載荷実験

2-1 実験計画 4

2-2 実験結果 16

2-3 考察 27

付録 34

第3章 梁端接合部の耐力要求値

3-1 鋼構造ラーメン骨組の耐震設計における梁端接合部の耐力要求値 38

吹田啓一郎：日本建築学会構造系論文集，第567号，2003.5

第1章 序

1.1 研究目的と概要

本研究は、角形鋼管柱とH形鋼梁を通しダイアフラム形式で溶接接合した柱梁接合部の最大曲げ耐力に影響する因子の中で、特に鋼材と溶接金属が繰り返し塑性歪を経験することによってそれぞれの材料の強度特性がどのように変動し、最大耐力にどのような影響をおよぼすかを実験的に明らかにすることを目的とする。これを考慮すれば梁端接合部の最大耐力評価の妥当性が高まり、ひいては設計で想定される崩壊機構の妥当性がさらに高まることによってその信頼性が向上することが期待される。また、現実には梁端接合部が示す復元力の大きさは梁の塑性回転の大きさと関係が深く、本研究で得られる知見に基づいて、梁の変形能力から柱梁接合部の接合部係数の要求値を定量的に決定する手法についても考察を加えた。この点を明らかにした本研究の成果によって、梁端接合部の設計が目標性能を明確にした設計の枠組みに適合することが期待される。

1.2 梁端接合部の最大曲げ耐力

角形鋼管柱とH形鋼梁を通しダイアフラム形式で溶接接合した柱梁接合部が早期の破断を防ぎ、材料の強度の上限まで十分に応力を伝達することができた場合、梁端接合部の最大曲げ耐力は力学的な条件から計算することができる。

研究代表者の既往の研究 [文献1] から、この曲げ耐力の算定では、梁フランジ接合部はフランジ鋼材の引張強さによって決まる最大曲げ耐力で得られ、梁ウェブ接合部は梁ウェブの曲げによる塑性化と面外拘束されていない柱フランジの面外降伏耐力で決まる全塑性曲げ耐力で得られると考え、その合計を梁端接合部の最大曲げ耐力と評価することができる。

1.3 鋼梁の動的繰返し載荷実験

繰返し曲げを受ける鋼梁に生じる最大曲げモーメントを調べる目的で、実大H形鋼梁試験体を用いた動的載荷実験を行った。この実験では梁端接合部の耐力要求値を確定するのに必要となる、梁に生じうる曲げモーメントの最大値を得ることを目的としており、そのために溶接接合詳細、横座屈や局部座屈の不安定現象を防止する補剛などの措置をとり、また地震時の応答挙動を再現した動的載荷により実験する。

部材回転角が同じであれば、梁の最大曲げモーメントに対して梁長さが大きく影響するため、一般的な中低層の鋼構造骨組を想定したときの平均的な梁長さ（スパン／梁せい比=13.3）、一般的な建物で想定される中でも特に短い梁長さ（スパン／梁せい比=8.3）、の2種類を対象とした。

1.4 梁端接合部の曲げ耐力要求値

本研究の実験を通じて、終局強度型の耐震設計される鋼構造ラーメン骨組の梁端接合部の最大曲げ耐力要求値を決めるのに必要な実験情報が得られた。この結果に基づいて耐震設計に必要とされる要求値を提案する。特に耐震設計において設計目標となる梁の変形量に応じて、梁端接合部の耐力要求値を決定する枠組みを提案し、性能設計に適用できる要求値の提案を行った。

参考文献

- 1) 吹田啓一郎, 田中剛: 角形鋼管柱に接合される梁ウェブ接合部の曲げ耐力, 鋼構造論文集, 第7巻第26号, pp.51-58, 2000.6.

第2章

鋼梁の動的載荷実験

2.1 実験計画

2.1.1 試験体の概要

実験に用いた試験体の形状・寸法を図2.1に示す。試験体は、溶接組立H形鋼柱と熱間圧延H形鋼梁で構成される純ラーメン架構の柱と梁を取り出したT字型部分架構である。今回の実験では、柱部材は弾性域に留め、実験ごとに梁部材のみを取り替えることとしたため、柱と梁は、ノンスカラップ工法を用いて工場溶接で梁端にエンドプレートを取り付け、現場でそのエンドプレートを柱中央部に高力ボルトを用いて接合した。柱部材はBH-400×400×25×25 (SM490) で、その長さは想定架構の階高3000mmとし、梁部材

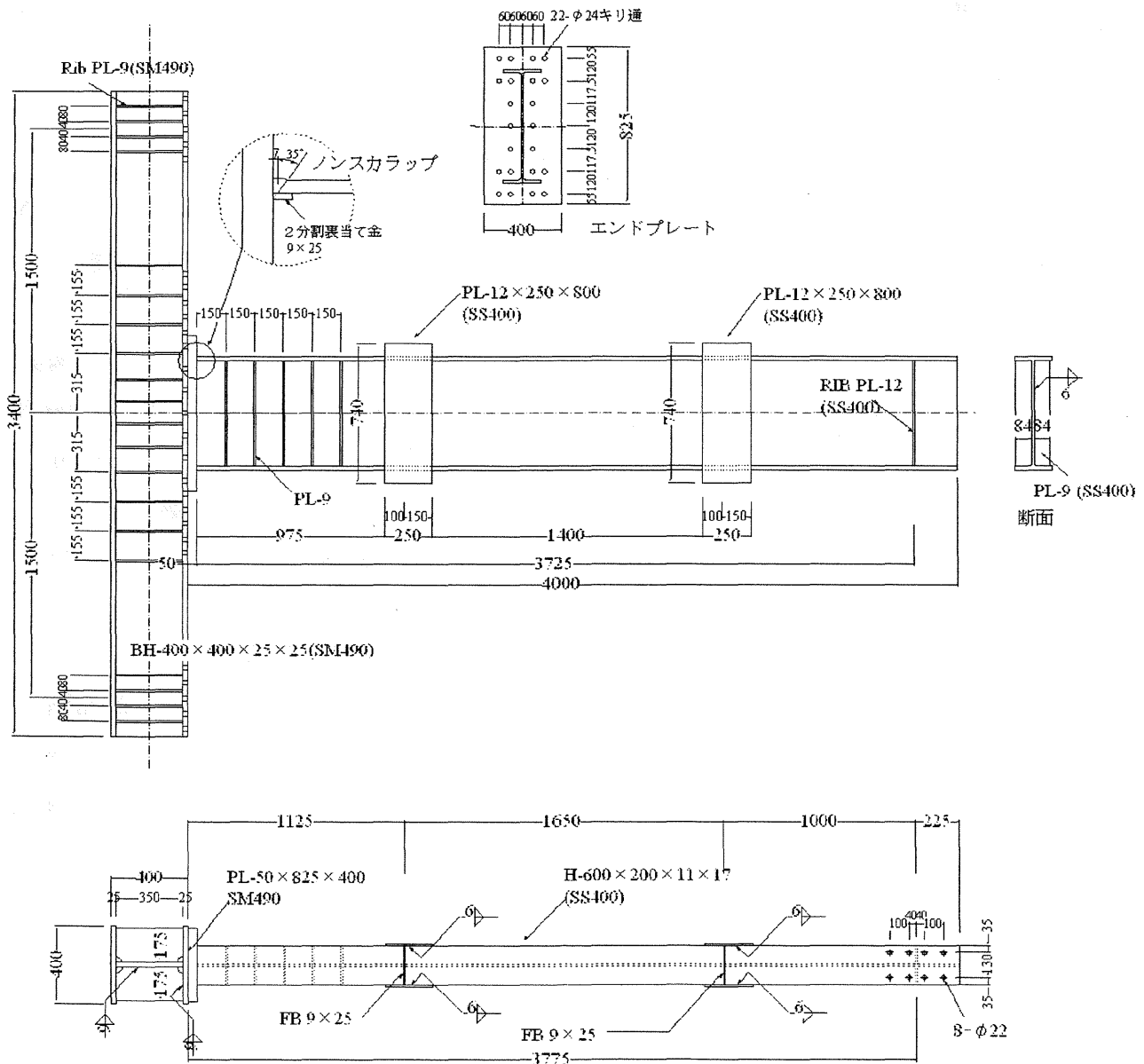


図2.1 試験体 (単位: mm)

はH-600×200×11×17 (SS400) を用い、長さは想定架構のスパンの1/2である4000mmとした。また、梁フランジは、アクチュエーターを取り付けるためのボルト穴をあけた側を上フランジ、反対側を下フランジと呼んで区別する。柱部材は両端部でピン支持され、梁部材端部が加力点となる。これらの位置はいずれも想定架構が水平力を受けたときに曲げモーメント分布の反曲点になり、水平力だけを受けたときの架構の応力分布を実験的に再現することを意図したものである。また、本実験では試験体の取り得る耐力の最大値になるべく近い値を得るために、ひずみ速度効果を考慮して载荷は動的に行った。試験体を設計するにあたって、通常より降伏比の小さな鋼材を使用し、耐力の低下の要因となりうる要素を極力排除するべく、柱梁接合部にはノンスラップ工法を採用して早期破断を避け、梁部材には局部座屈防止のためのリブを配置し、構面外変形を抑える拘束具を二箇所に取り付けるなどの措置を講じた。

2.1.2 材料特性

(1) 鋼材の断面諸元

実験に用いた梁と柱の断面諸元を以下に示す。

H-600×200×11×17, SS400, 梁

せい	$D_B = 600\text{mm}$ (公称値)
フランジ幅	$B_B = 200\text{mm}$ (公称値)
ウェブ厚さ	$t_{wB} = (10.69+10.69+10.72)/3 = 10.70\text{mm}$
フランジ厚さ	$t_{fB} = (16.65+16.41+16.32)/3 = 16.46\text{mm}$
フィレット半径	$r_{fB} = 22\text{mm}$ (公称値)
断面積	$A_B = 134.40\text{cm}^2$
断面2次モーメント	$I_B = 77600\text{cm}^4$
断面係数	$Z_{eB} = 2590\text{cm}^3$
塑性断面係数	$Z_{pB} = 2980\text{cm}^3$

(2) 素材引張試験

試験体の梁部材に用いた鋼材は同じ製造ロットのものである。梁部材に使用した鋼材から、JISZ2201-1A号試験片を採取して行った素材引張試験結果を示す。試験片の、採取位置の詳細は図2.2のとおりである。

また、試験から得た上・下降伏点、引張強度、降伏比、破断伸びの平均値を表2.1に示す。

ひずみ度の測定は試験片の中央に表裏1枚ずつ貼付したひずみゲージによる。

各試験片の試験結果の一覧を表2.2～表2.3に示し、応力度-ひずみ度関係を図2.3～図2.4に示す。各図の左図は測定範囲の全体を示しており、右図は降伏点近傍を拡大して示している。

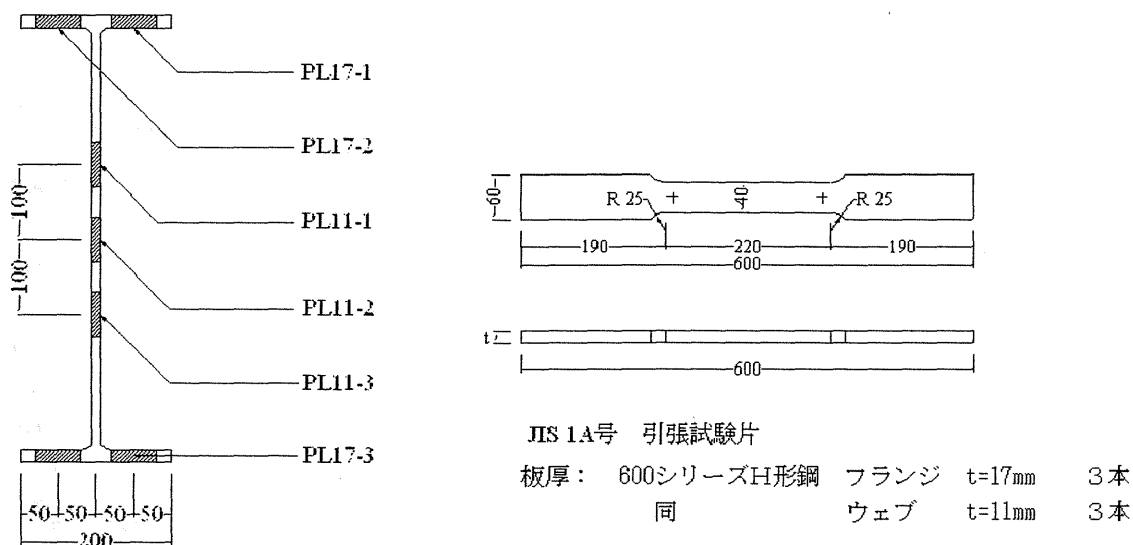
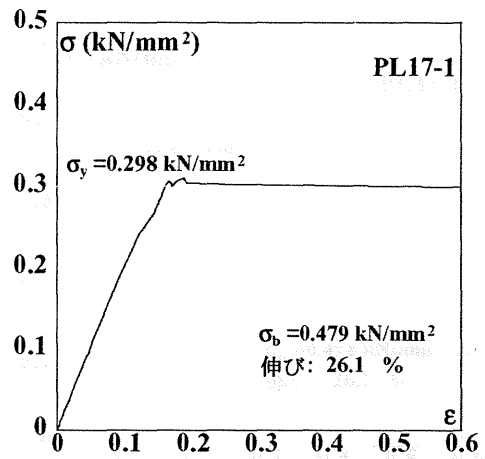
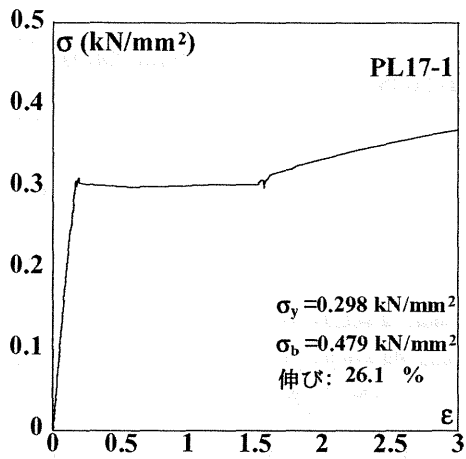


図2.2 素材引張試験片の採取位置 (単位：mm)

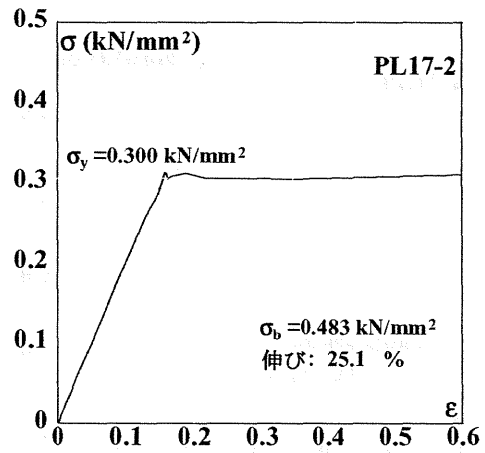
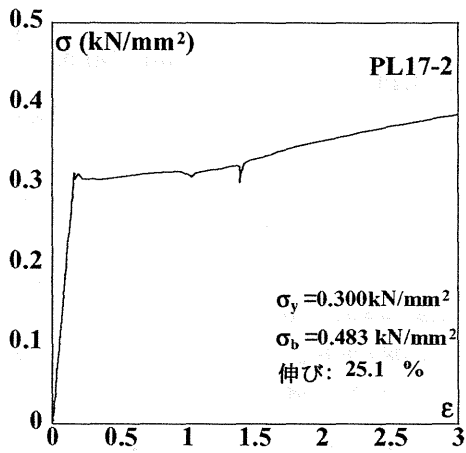
表2.1 素材引張試験結果平均値

部位	上降伏点 (N/mm ²)	下降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	破断伸び (%)
梁フランジ	311.2	298.9	481.2	62.1	25.6
梁ウェブ	342.4	333.6	493.7	67.6	26.7

PL17-1



PL17-2



PL17-3

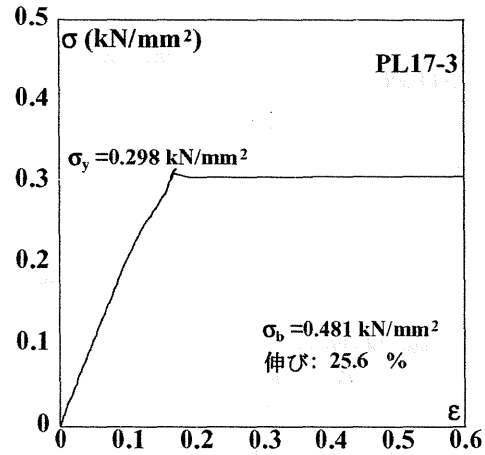
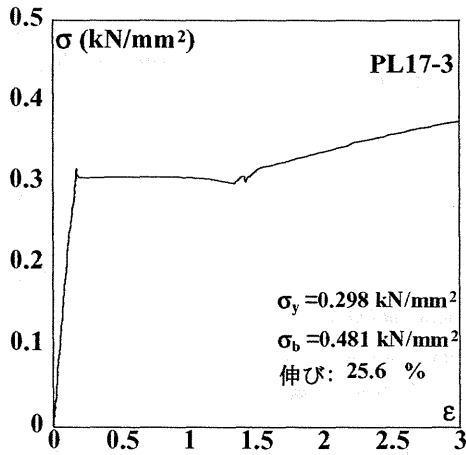
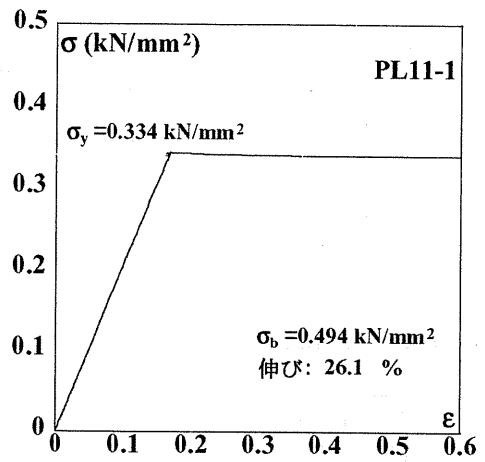
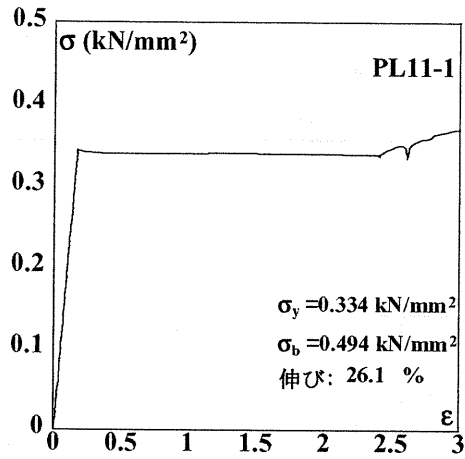
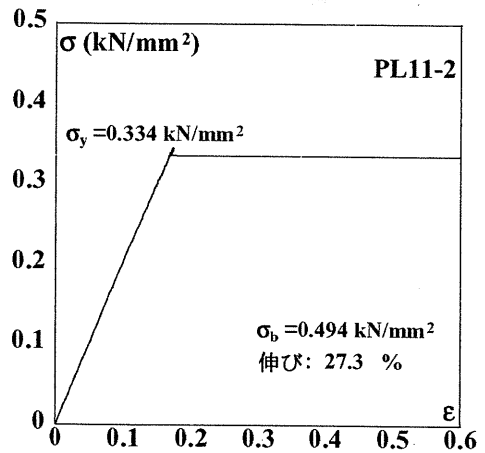
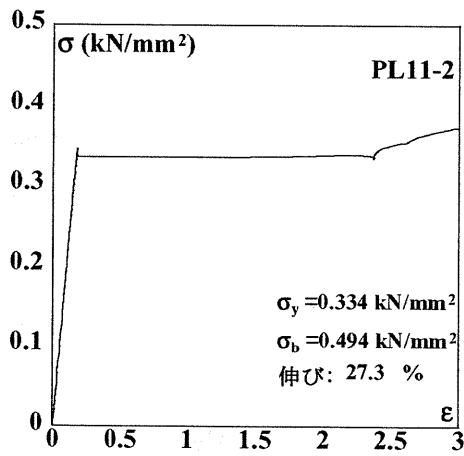


図 2. 3 梁フランジの引張試験結果

PL11-1



PL11-2



PL11-3

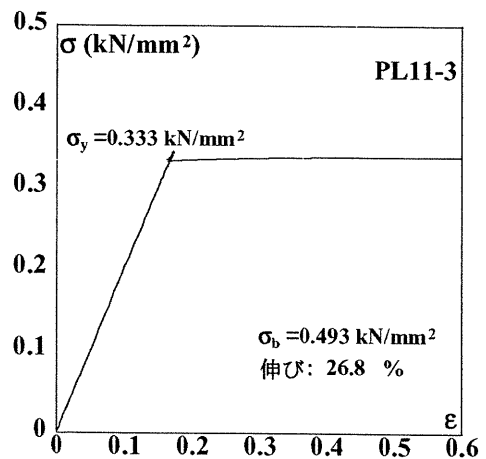
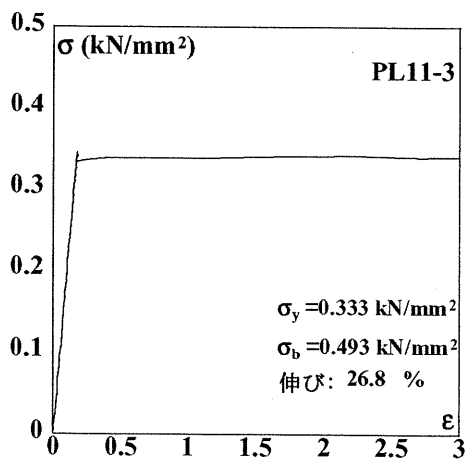


図 2. 4 梁ウェブの引張試験結果

表 2. 2 梁フランジの引張試験結果一覧

記号	採取位置・方向	上降伏点 (N/mm ²)	下降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	破断伸び (%)
PL17-1	フランジの1/4幅位置	306.6	298.1	479.1	62.2	26.1
PL17-2	フランジの1/4幅位置	310.6	300.3	483.3	62.1	25.1
PL17-3	フランジの1/4幅位置	316.5	298.2	481.3	62	25.6

表 2. 3 梁ウェブの引張試験結果一覧

記号	採取位置・方向	上降伏点 (N/mm ²)	下降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	破断伸び (%)
PL11-1	ウェブの1/4せい位置	341.3	334.3	494.4	67.6	26.1
PL11-2	ウェブの1/2せい位置	342.5	333.7	494	67.6	27.3
PL11-3	ウェブの1/4せい位置	343.3	332.8	492.7	67.5	26.8

(3) 試験体の断面性能

素材引張試験に基づく試験体の強度、剛性の計算値を以下に示す。

(a) 梁の塑性断面係数

- ウェブの塑性断面係数

$${}_wZ_p = t_{wB} (D_B - 2t_{fB})^2 / 4 = 1.070 \cdot (60.0 - 2 \cdot 1.646)^2 / 4 = 860.2 \text{ cm}^3$$

- フランジ (フィレット部を含む) の塑性断面係数

$${}_fZ_p = Z_p - {}_wZ_p = 2980 - 860.2 = 2119.8 \text{ cm}^3$$

(b) 梁の全塑性モーメント

- 降伏応力度

$$\text{ウェブ} : {}_w\sigma_y = 3.40 \text{ tf/cm}^2 \quad \text{フランジ} : {}_f\sigma_y = 3.05 \text{ tf/cm}^2$$

- ウェブの全塑性モーメント

$${}_wM_p = {}_wZ_p \cdot {}_w\sigma_y = 860.2 \times 3.40 \times 10^{-2} = 29.25 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

- フランジ (フィレット部を含む) の全塑性モーメント

$${}_fM_p = {}_fZ_p \cdot {}_f\sigma_y = 2119.8 \times 3.05 \times 10^{-2} = 64.65 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

- ・ 梁の全塑性モーメント

$$M_p = {}_w M_p + {}_f M_p = 29.25 + 64.65 = 93.9 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

(c) M_p に対応する梁端相対回転角

- ・ 曲げ変形による梁端相対回転角

$${}_b \theta_y = \frac{L_B}{3EI_B} \cdot {}_B M_p = \frac{372.5}{3 \times 2100 \times 77600} \times 93.9 \times 10^2 = 0.00715 \text{ rad}$$

- ・ せん断変形による梁端相対回転角

$${}_s \theta_y = \frac{1}{GA_{sB}} \cdot \frac{{}_B M_p}{L_B} = \frac{1}{810 \times 60.68} \cdot \frac{93.9 \times 10^2}{372.5} = 0.000513 \text{ rad}$$

ただし、せん断面積 $A_{sB} = t_{wB}(D_B - 2t_{fB}) = 1.070 \times (60.0 - 2 \times 1.646) = 60.68 \text{ cm}^2$

- ・ 全塑性モーメントに対応する弾性相対回転角

$$\theta_y = {}_b \theta_y + {}_s \theta_y = 0.00715 + 0.000513 = 0.00766 \text{ rad}$$

なお、実験における載荷制御変位はこの θ_y を基準に設定する。(図 2.5)

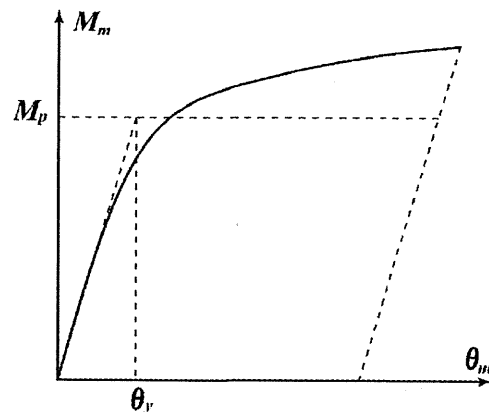


図 2.5 θ_y の定義

(4) シャルピー衝撃試験

梁部材のフランジ1/4幅，ウェブフィレット中央部からJIS Z 2002のVノッチ試験片を採取し，シャルピー衝撃試験を行った．試験片の採取位置を図2.6に示す．また，試験で得た吸収エネルギー ${}_vE$ と脆性破面率 C_v から 0°C 吸収エネルギー ${}_vE_0$ ，吸収エネルギー遷移温度 ${}_vT_E$ ，破面遷移温度 ${}_vT_S$ を得た．結果を表2.4に，遷移曲線を図2.7に示す．

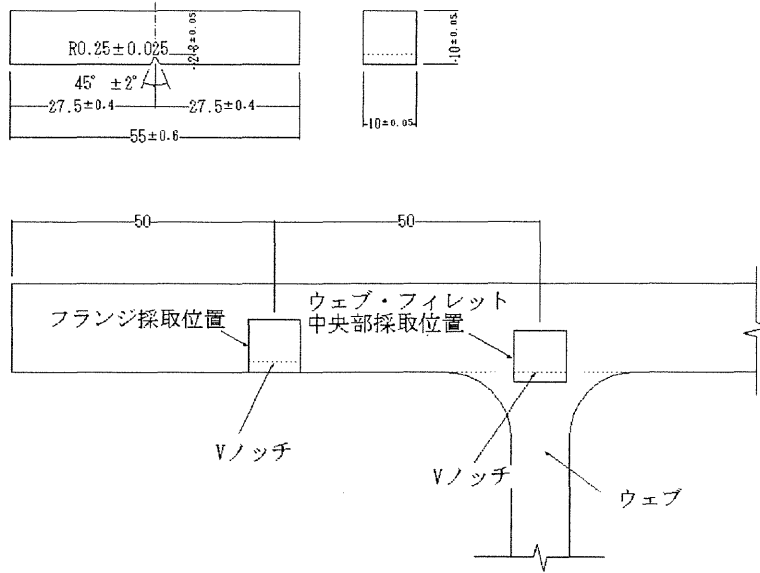


図 2.6 シャルピー衝撃試験片採取位置 (単位 : mm)

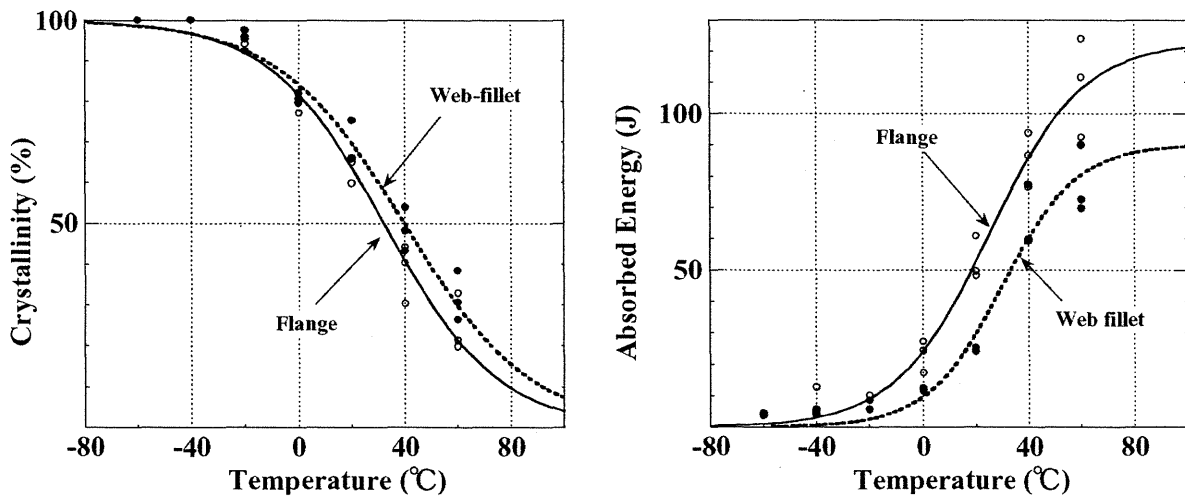


図 2.7 脆性 - 延性遷移曲線

表 2.4 シャルピー衝撃試験試験結果一覧

採取位置	${}_vE_0$ (J)	${}_vT_E$ ($^\circ\text{C}$)	${}_vT_S$ ($^\circ\text{C}$)
フランジ	24.2	25.06	31.96
ウェブ・フィレット	9.74	29.94	39.57

2.1.3 載荷計画

(1) 載荷計画の概要

実験は、京都大学防災研究所耐震構造実験室で行った。加力には動的アクチュエーターを用い、図2.8に示すように、このアクチュエーターを試験体の梁先端部に取り付け、後述する強制変位を試験体に加えた。

(2) 載荷履歴

本実験では、同一の強度・剛性を持つ4つの試験体を用意し、それぞれにアクチュエーターから異なる強制変位を動的に与えた。これは、同一の骨組が異なる載荷履歴を経験した際に最終的に測定される耐力の大きさの違いを明らかにすることを目的としているためである。それぞれの載荷履歴は、試験体の梁部材の全塑性モーメントに対応する弾性材端変形角 $\theta_y = 0.00766\text{rad}$ を基準として、載荷振幅、及び繰り返し回数は以下のように与えた。

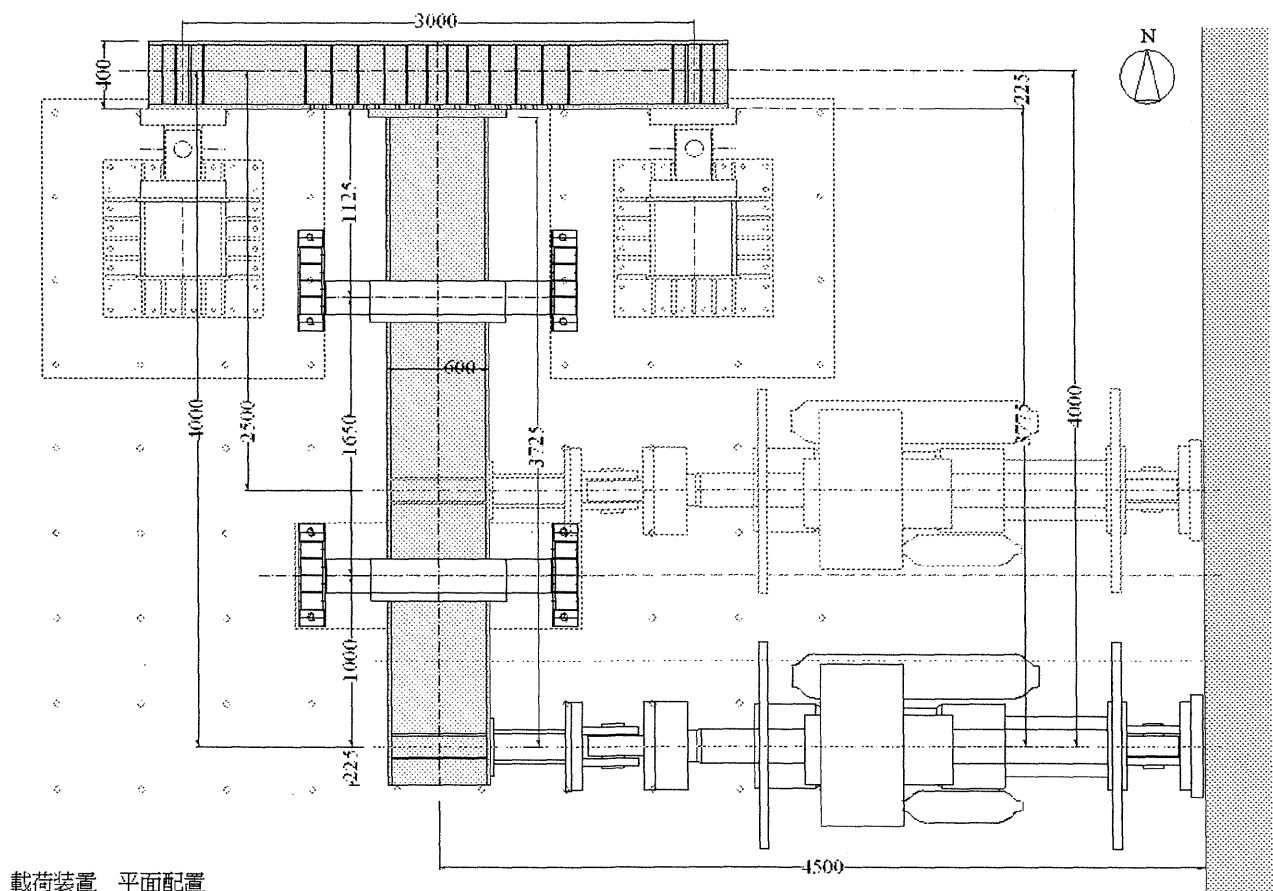


図 2.8 載荷装置セットアップ (単位 : mm)

L-1: $2\theta_y \times 2\text{cycle}, 4\theta_y \times 2\text{cycle}, 6\theta_y \times 2\text{cycle}, 6\theta_y \times n\text{cycle}$ (標準変位載荷履歴 : (文献3))

L-2: $2\theta_y \times 8\text{cycle}, 4\theta_y \times 8\text{cycle}, 6\theta_y \times 8\text{cycle}, 6\theta_y \times n\text{cycle}$

L-3: $4\theta_y \times n\text{cycle}$

L-4: $6\theta_y \times n\text{cycle}$

ここで、実際にアクチュエーターに与えた変位は、上記の θ_y から梁端の変位の予測値を求め、 $2\theta_y : 78\text{mm}, 4\theta_y : 140\text{mm}, 6\theta_y : 203\text{mm}$ という値を用いた。

それぞれの振幅での載荷周期は、 $2\theta_y : 1.0\text{s}, 4\theta_y : 1.5\text{s}, 6\theta_y : 2.5\text{s}$ となるように設定しており、それに対応する梁端の角速度の最大値は、 $2\theta_y : 0.132\text{rad/s}, 4\theta_y : 0.157\text{rad/s}, 6\theta_y : 0.137\text{rad/s}$ となっている。

また、 $n\text{cycle}$ とは試験体が破断にいたるまでその振幅で載荷を続けたことを表している。試験体名称は与えた履歴によって順にL-1, L-2, L-3, L-4とした。

2.1.4 計測計画

(1) 計測システムの概要

荷重、変位、ひずみの計測には、アクチュエーター内蔵のロードセル、変位計および巻き込み型変位計、ひずみゲージを用い、これら計測器から送られる計測信号は、動的アンプとA/Dコンバータを介して、計測用WSに取り込んだ。

(2) 計測位置と計測機器

(a) 変位と荷重

変位、荷重の計測位置・計測機器とそれぞれの正方向を図2.9に示す。図中の記号および使用した計測機器は下記の通りである。なお、 v_0 はアクチュエーターの軸方向変位を測定するもので、必ずしも梁端載荷点のたわみと一致するものではない。そこで別に外部の変位計により正味の梁たわみ v_1 を測定し、梁の回転角を算出する際にはその値を利用した。

v_0	: 梁先端載荷点の鉛直変位	アクチュエーター内蔵変位計
v_1	: 梁先端載荷点の鉛直変位	巻き込み型変位計
v_2	: 下フランジ側柱梁接合部の鉛直変位	作動トランス型変位計
v_3	: 柱梁接合部の鉛直変位	作動トランス型変位計

u_1 : 下フランジ側柱梁接合部の水平変位 作動トランス型変位計

u_2 : 上フランジ側柱梁接合部の水平変位 作動トランス型変位計

P_1 : 梁先端の鉛直方向荷重 アクチュエーター内蔵ロードセル

巻き込み型変位計 : 東京測器研究所製, DP-500C, 測定範囲 500mm, 分解能 0.1mm

作動トランス型変位計 : 東京測器研究所製, SDP-50C, 測定範囲 50mm, 分解能 0.01mm

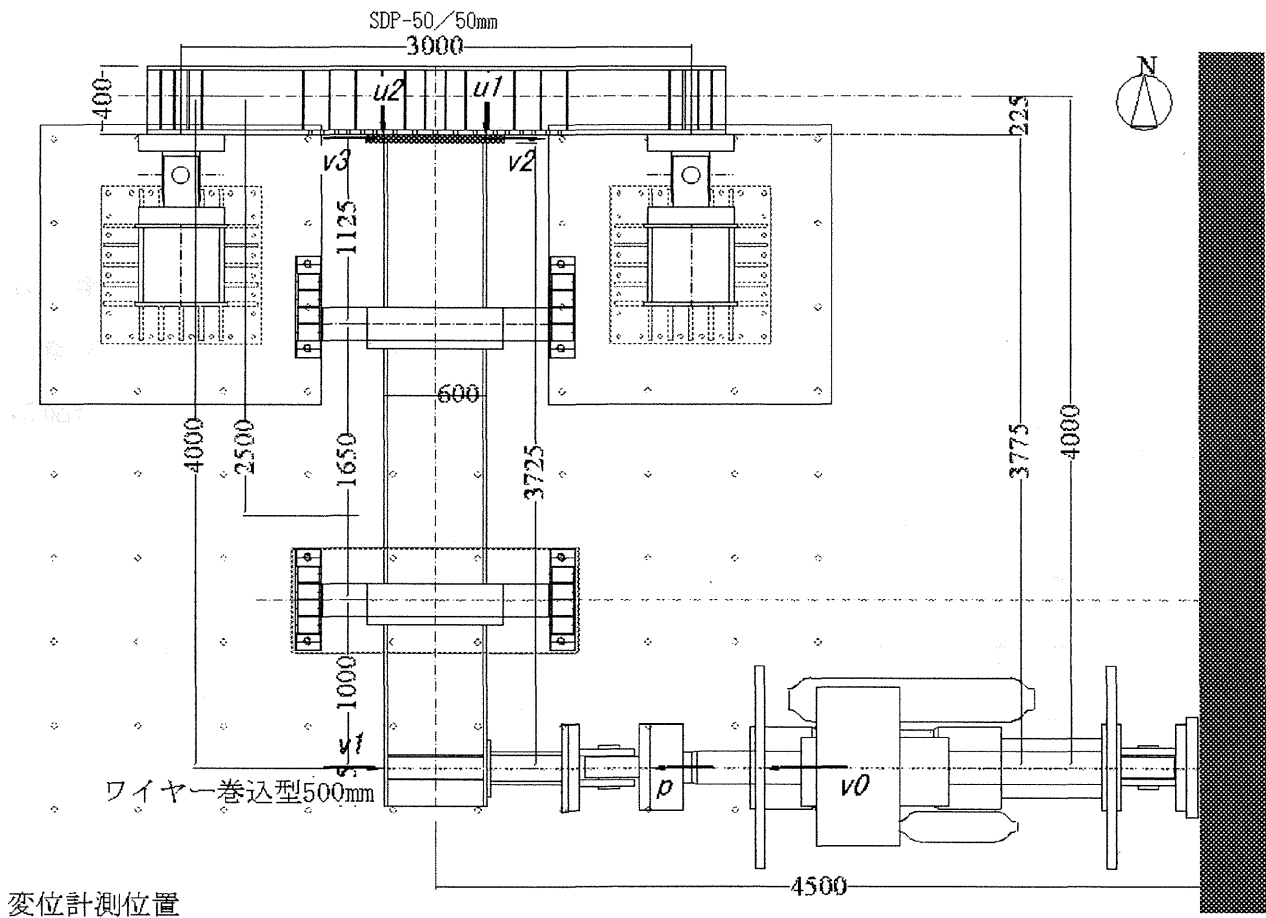


図 2.9 変位計測位置 (単位 : mm)

図 2.10 に測定変位と梁端相対回転角の幾何学的関係を示す。梁相対回転角と梁端曲げモーメントは次式を用いて求められる。

$$\text{梁端相対回転角} \quad : \quad \theta_m = \frac{v_1 - (v_2 + v_3)/2}{4000\text{mm} - (75 + D_c/2)} - \theta_j = \frac{v_1 - (v_2 + v_3)/2}{3725\text{mm}} - \theta_j$$

$$\text{梁端曲げモーメント} \quad : \quad M_m = P_1(4000\text{mm} - (75 + D_c/2)) = P_1 \cdot 3725\text{mm}$$

$$\text{ただし, } \theta_j = (u_2 - u_1)/D_B = (u_2 - u_1)/600\text{mm}$$

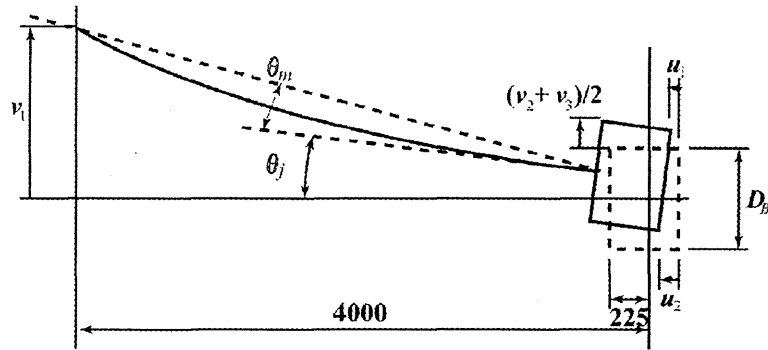
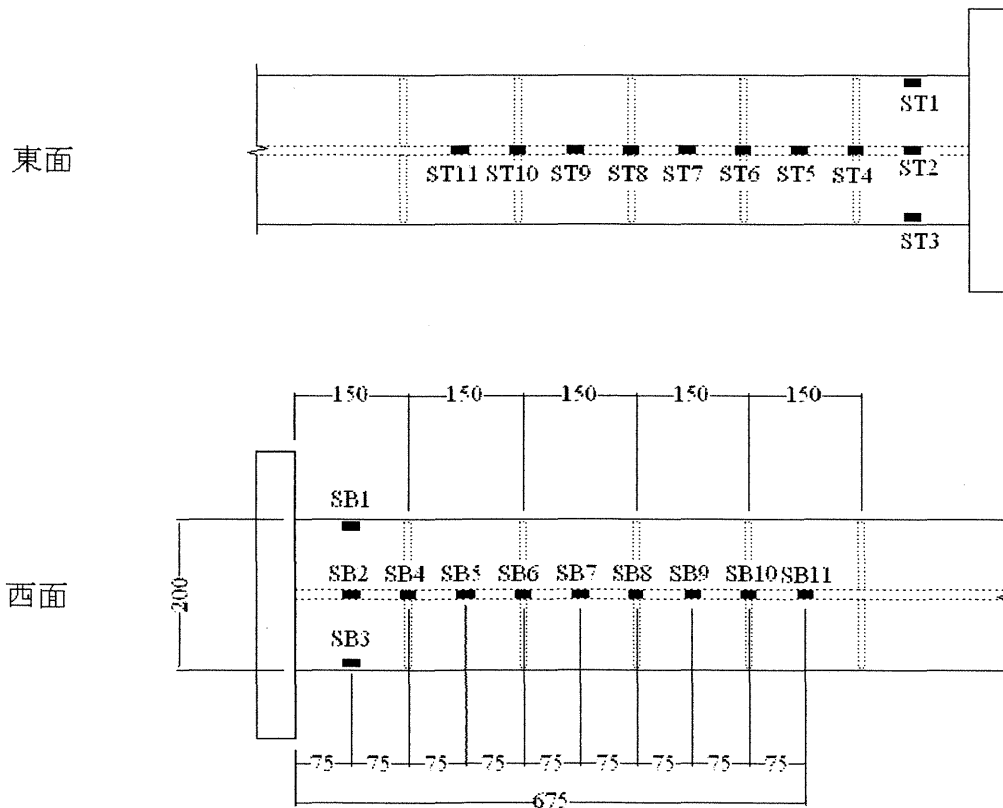


図 2.10 測定変位と梁端相対回転角の関係

(b) 梁フランジ外面の材軸方向ひずみ

梁フランジ外面の材軸方向ひずみ分布を得るため、塑性ひずみゲージを図 2.11 のように貼付した。ひずみゲージ：東京測器研究所製，YFLA-5



歪ゲージ貼附位置

2.11 梁フランジ材軸方向ひずみ計測位置 (単位：mm)

2.2 実験結果

2.2.1 実験結果諸量の定義

(1) データシートの内容

シート1 — 試験体データ, 載荷条件, (a) 実験経過概要

(a) 実験経過概要

- ・無次元化梁曲げモーメント-梁端相対回転角関係 ($M_m/M_p - \theta_m$) 上に, 各サイクル (正負別) ごとの耐力の最大値を示した点をプロットしている.
- ・載荷履歴 (縦軸: 変位 θ_m/θ_y , 横軸: 時間)

シート2 — (b) 全体挙動, (c) 破断面状況写真

(b) 全体挙動

- ・無次元化梁曲げモーメント-梁塑性回転角関係 ($M_m/M_p - \theta_p$)
- ・無次元化梁曲げモーメント-梁端相対回転角関係の骨格曲線 ($M_m/M_p - \theta_s$)
- ・梁の累積塑性回転角履歴 ($\Sigma\theta_p$) (横軸は梁端相対回転角)
- ・梁の履歴消費エネルギー (E_p) (横軸は梁端相対回転角)

(c) 破断面状況写真

- ・載荷後の試験体の破断面の状態を写真で示す.

なお, 各グラフのデータは以下の手順に従って求めたものである.

M_m : 柱梁接合部位置での梁の曲げモーメント

M_p : 全断面有効としたときの梁の全塑性モーメント

θ_m : 梁端相対回転角

θ_p : 梁端相対回転角 θ_m から弾性回転角成分 $\theta_e = (\theta_p/M_p) \times M_m$ を差し引いて算出

θ_s : 梁端相対回転角 θ_m の骨格曲線回転角

$\Sigma\theta_p$: 梁端相対回転角の塑性成分 θ_p を累積して算出する. また, $\Sigma\theta_p$ を全塑性モーメントに対応する弾性材端変形角 θ_y で基準化したものを累積塑性変形倍率 η として, あわせて算出した. また, 図中で示される最終値は, 破断発生時のものである.

E_p : 梁の履歴消費エネルギーは, 実験から得られる $M_m - \theta_m$ 関係の履歴ループに囲まれる面積に等しい. また, E_p を全塑性モーメントに対応する弾性エネルギー吸収 E_y で除したものを無次元化履歴消費エネルギー η_e としてあわせて算出した.

(2) 骨格曲線の定義

図2.12に示すような手法により、 $M_m/M_p - \theta_m$ 関係から骨格曲線を作成した。骨格曲線は正・負両方向について得られ、骨格曲線回転角 θ_s の最大値 θ_s^+ と最小値 θ_s^- を弾性材端変形角 θ_e で基準化したものを変形能力の指標とする。

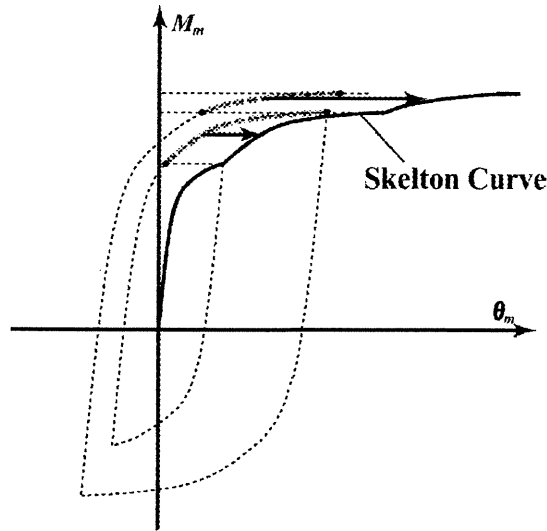


図 2.12 骨格曲線の定義

(3) 累積塑性回転角と累積塑性変形倍率の定義

梁の累積塑性回転角 $\Sigma\theta_p$ は図2.13に示すように梁端相対回転角の塑性成分 θ_p を累積したものとして定義する。つまり、 $\Sigma\theta_p = \theta_{p_1} + \dots + \theta_{p_i} + \theta_{p_{i+1}} + \theta_{p_{i+2}}$ である。

梁の累積塑性変形倍率は、梁の累積塑性回転角を全塑性モーメントに対応する弾性材端変形角で基準化したものである。

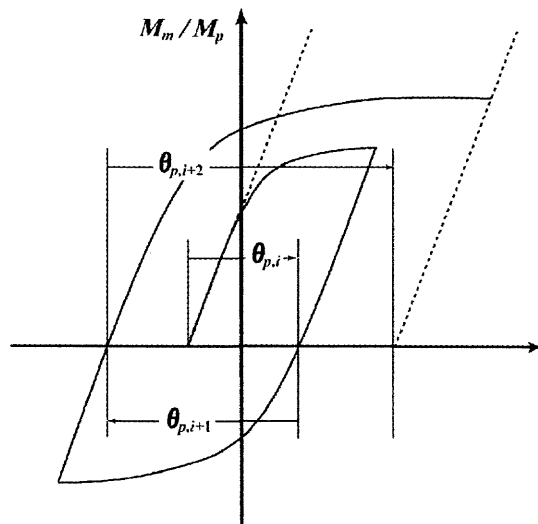
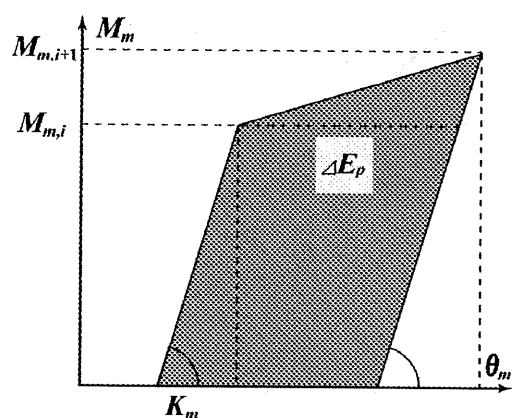


図 2.13 累積塑性変形角の定義

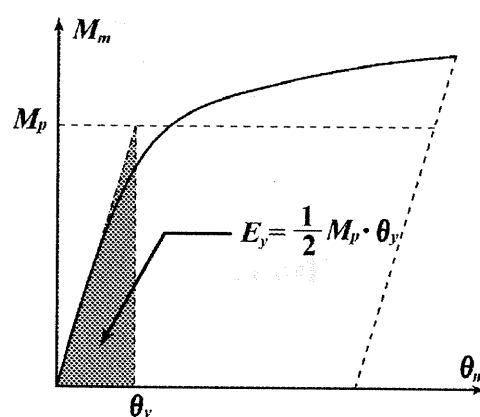
(4) 履歴消費エネルギーと無次元化履歴消費エネルギーの求め方

以下の図2.14(a)に示すような $M_m - \theta_m$ 関係で囲まれる斜線部分は、梁が塑性化したときに消費する1ステップ分のエネルギー ΔE_p であり、履歴消費エネルギー E_p はそれを順に足していったものとして求められる。したがって、履歴消費エネルギーの定義は $E_p = \Sigma \Delta E_p$ となる。

また、弾性エネルギー吸収を図2.14(b)に示すように定義すると、 $E_p = M_p \theta_y / 2$ となる。無次元化履歴消費エネルギー η_e は $\eta_e = E_p / E_y$ として定義する。



(a) 消費エネルギー増分 ΔE_p



(b) 弾性限エネルギー E_y

図 2.14 履歴消費エネルギーの定義

2.2.2 各試験体の結果

(1) 試験体 : L-1

鋼材 : 梁 (SS400) H-600 × 200 × 11 × 17

加力方式 : 動的 ($2\theta_y \times 2\text{cycle}, 4\theta_y \times 2\text{cycle}, 6\theta_y \times 2\text{cycle}, 6\theta_y \times n\text{cycle}$)

(a) 実験経過概要

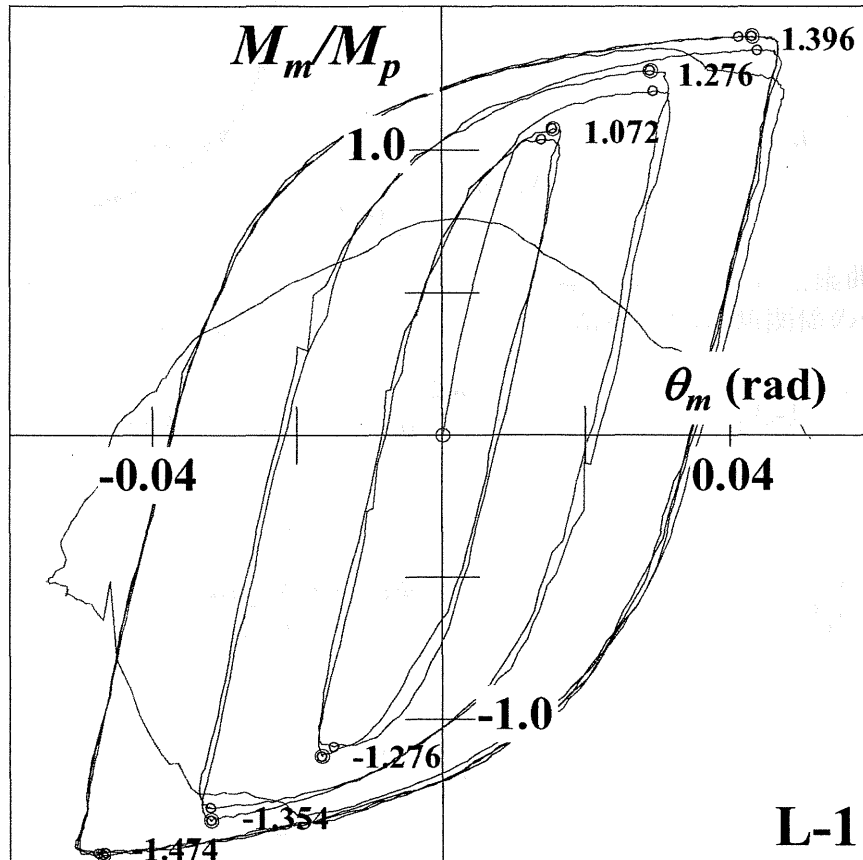


図 2.15 無次元化梁曲げモーメント - 梁端相対回転角関係

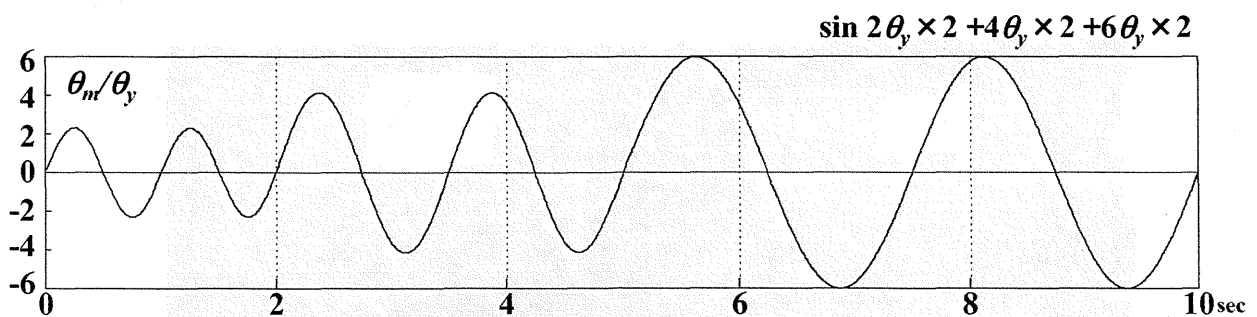


図 2.16 載荷履歴

(b) 全体挙動

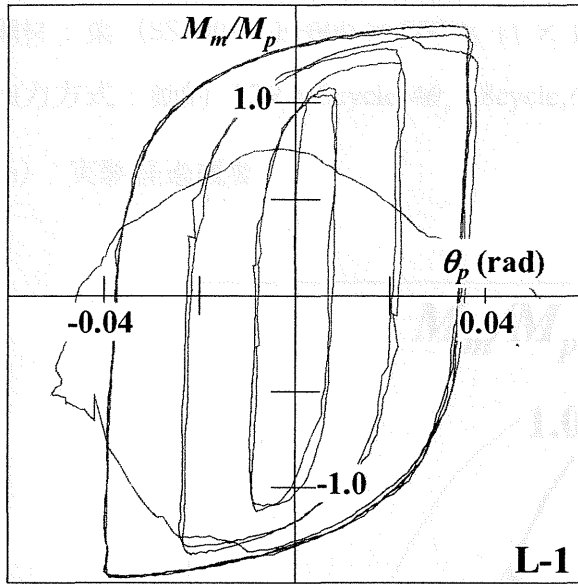


図 2.17 無次元化梁曲げモーメント
- 梁塑性回転角関係

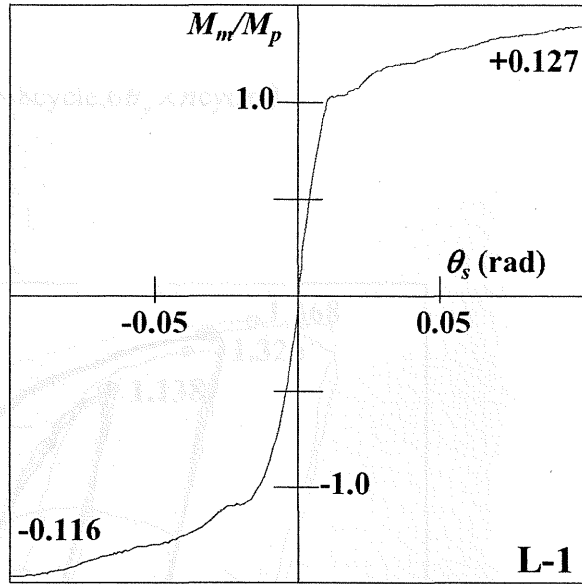


図 2.18 載荷履歴無次元化梁曲げモーメント
- 梁端相対回転角関係の骨格曲線

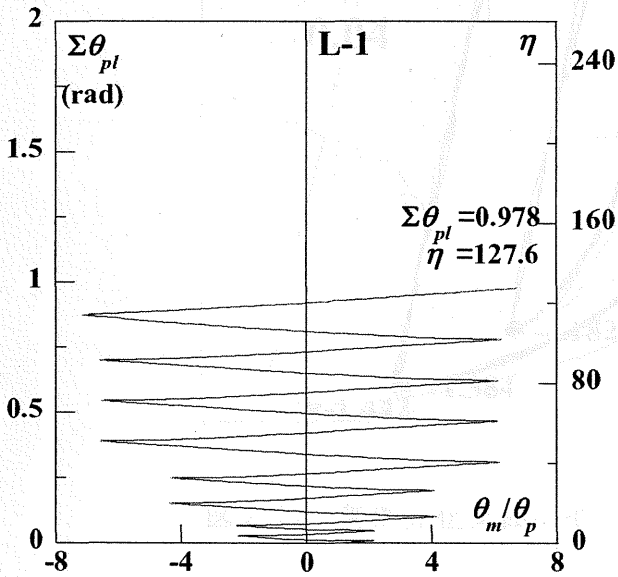


図 2.19 梁の累積塑性回転角履歴

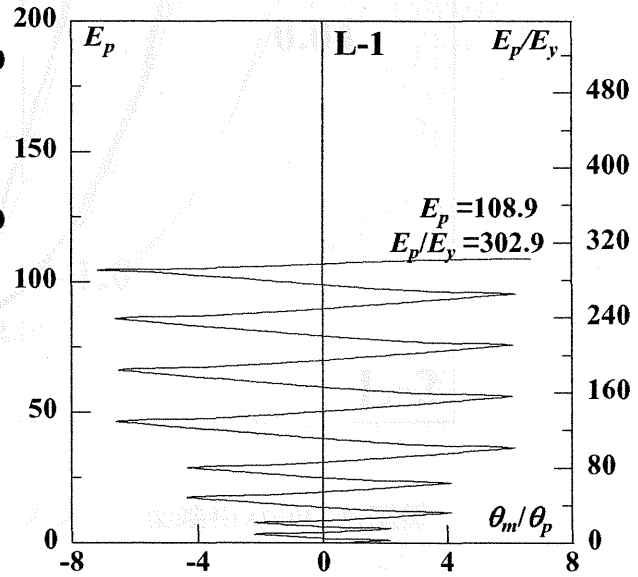


図 2.20 載荷履歴・梁の履歴消費エネルギー

(c) 破断面状況写真



(2) 試験体 : L-2

鋼材 : 梁 (SS400) H-600 × 200 × 11 × 17

加力方式 : 動的 ($2\theta_y \times 8\text{cycle}$, $4\theta_y \times 8\text{cycle}$, $6\theta_y \times 8\text{cycle}$, $6\theta_y \times n\text{cycle}$)

(a) 実験経過概要

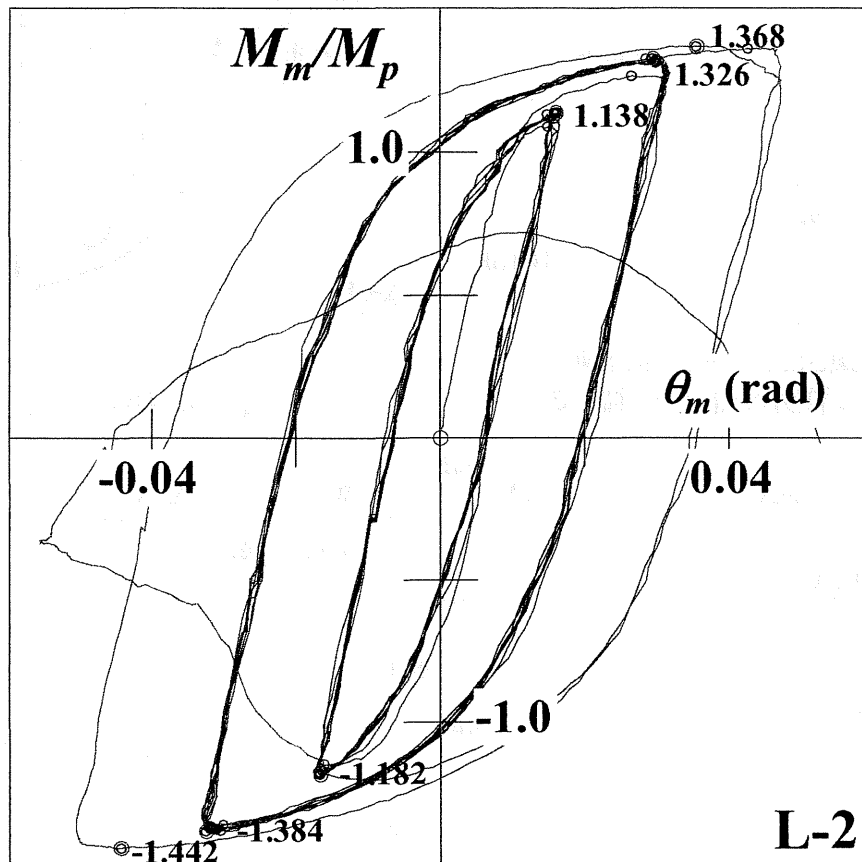


図 2.21 無次元化梁曲げモーメント-梁端相対回転角関係

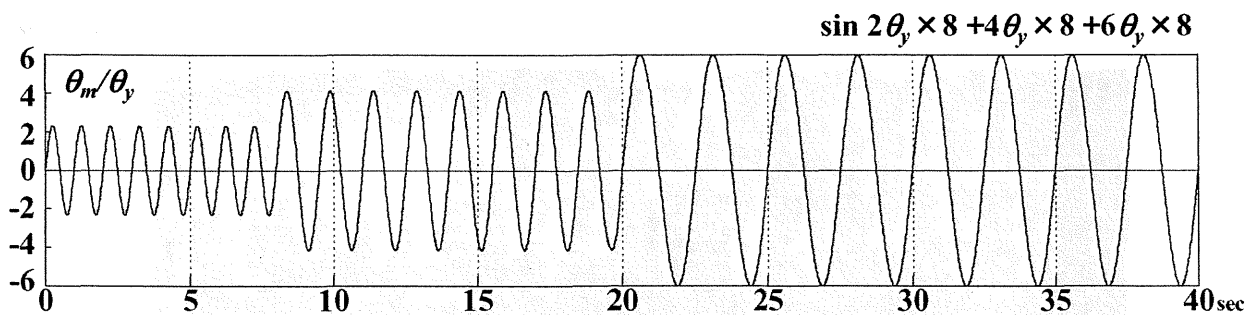


図 2.22 載荷履歴

(b) 全体挙動

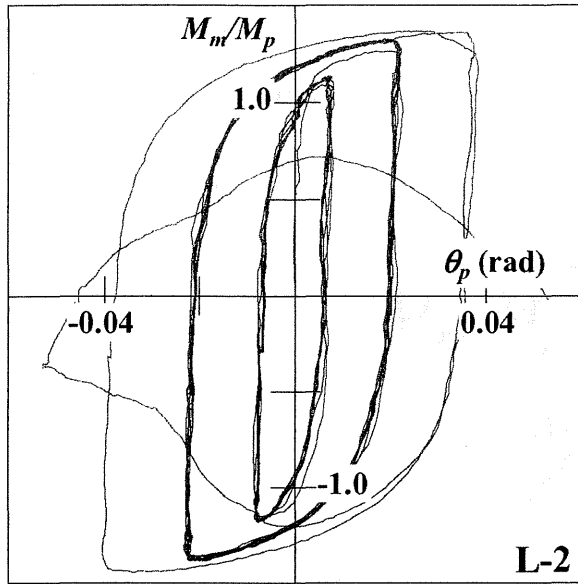


図 2.23 無次元化梁曲げモーメント - 梁塑性回転角関係

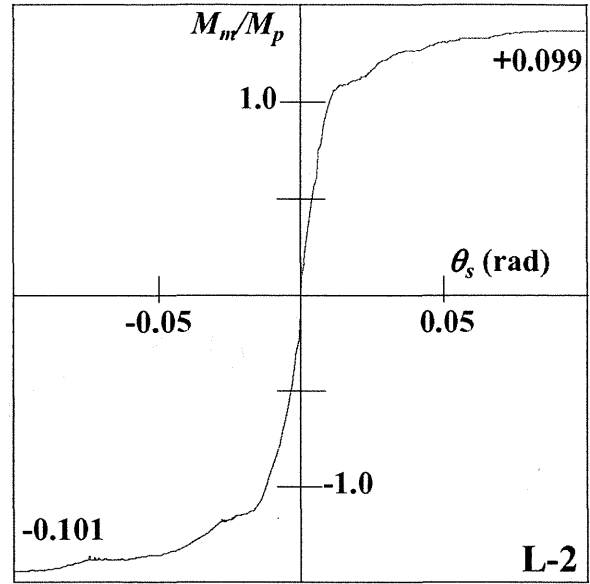


図 2.24 載荷履歴無次元化梁曲げモーメント - 梁端相対回転角関係の骨格曲線

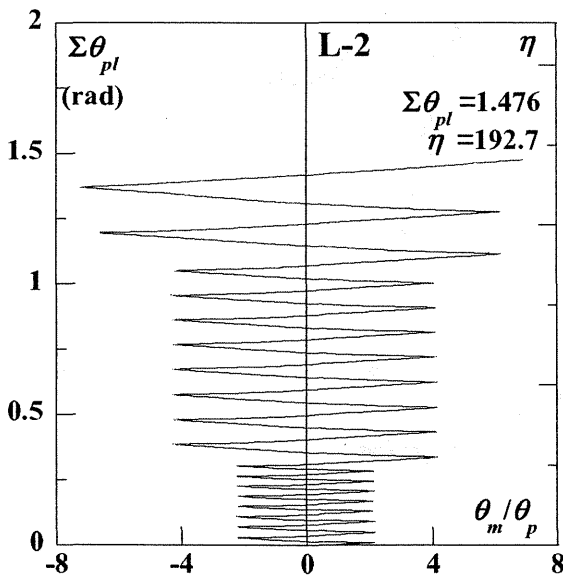


図 2.25 梁の累積塑性回転角履歴

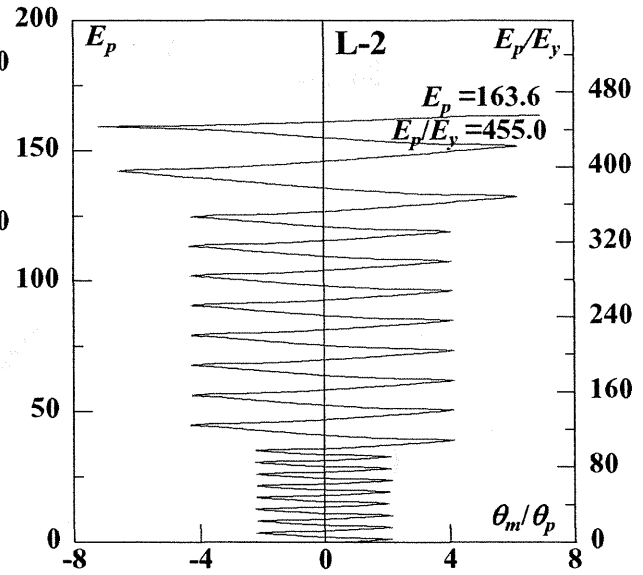
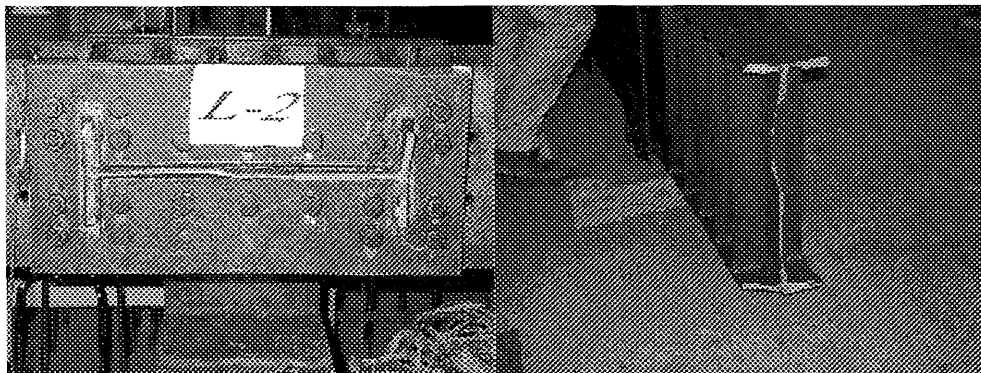


図 2.26 載荷履歴・梁の履歴消費エネルギー

(c) 破断面状況写真



(3) 試験体 : L-3

鋼材 : 梁 (SS400) H-600 × 200 × 11 × 17

加力方式 : 動的 ($4\theta_y \times n\text{cycle}$)

(a) 実験経過概要

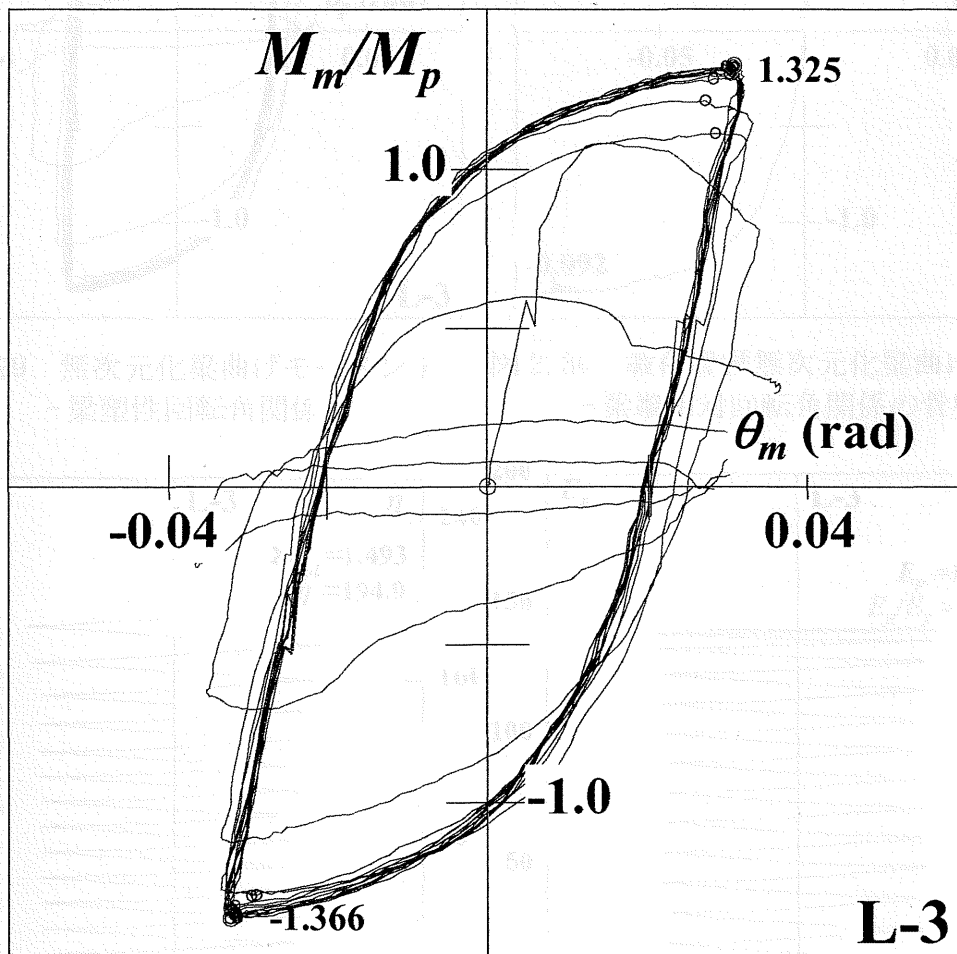


図 2.27 無次元化梁曲げモーメント - 梁端相対回転角関係

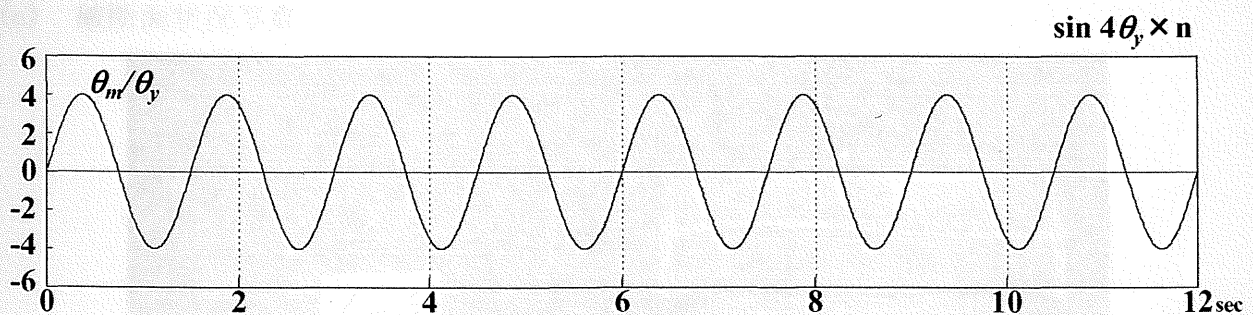


図 2.28 载荷履歴

(b) 全体挙動

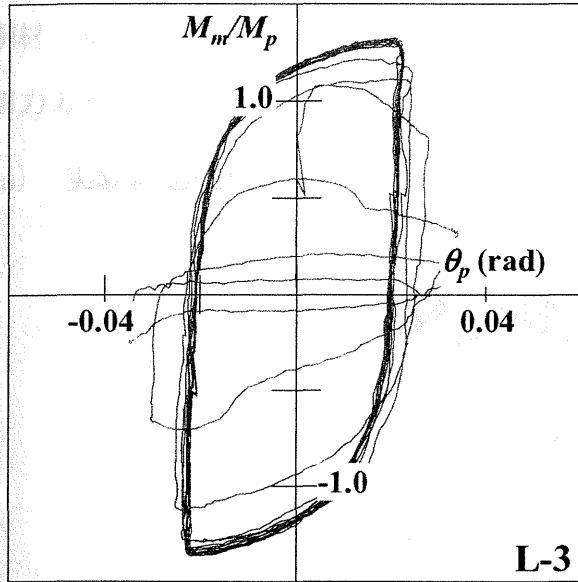


図 2.29 無次元化梁曲げモーメント - 梁塑性回転角関係

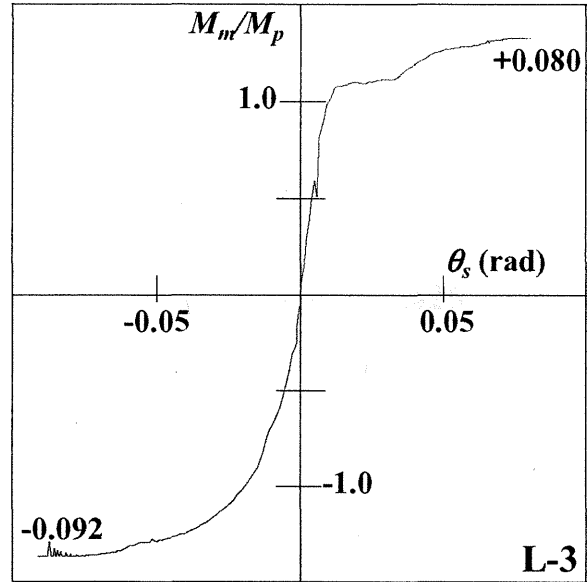


図 2.30 載荷履歴無次元化梁曲げモーメント - 梁端相対回転角関係の骨格曲線

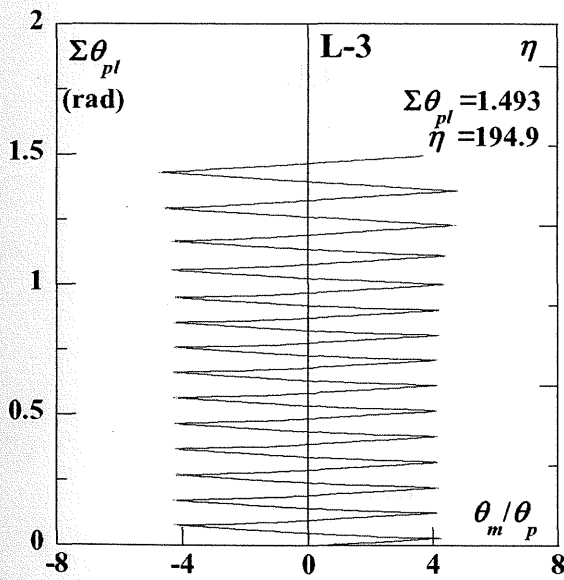


図 2.31 梁の累積塑性回転角履歴

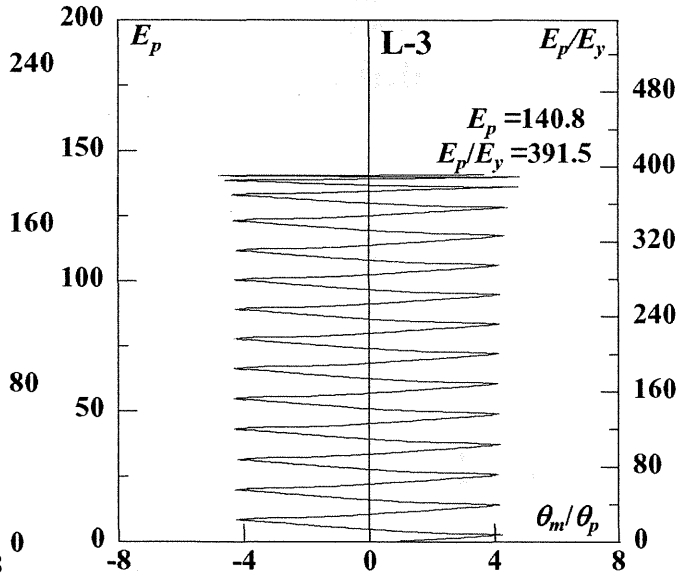
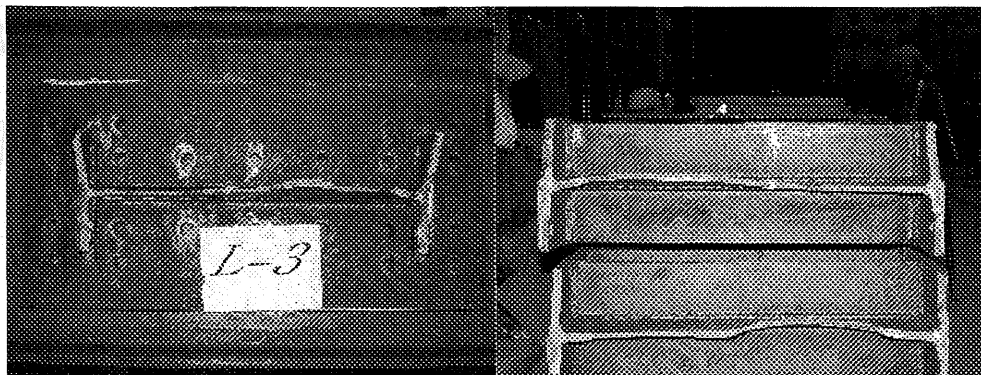


図 2.32 載荷履歴・梁の履歴消費エネルギー

(c) 破断面状況写真



(4) 試験体 : L-4

鋼材 : 梁 (SS400) H-600 × 200 × 11 × 17

加力方式 : 動的 ($6\theta_y \times n\text{cycle}$)

(a) 実験経過概要

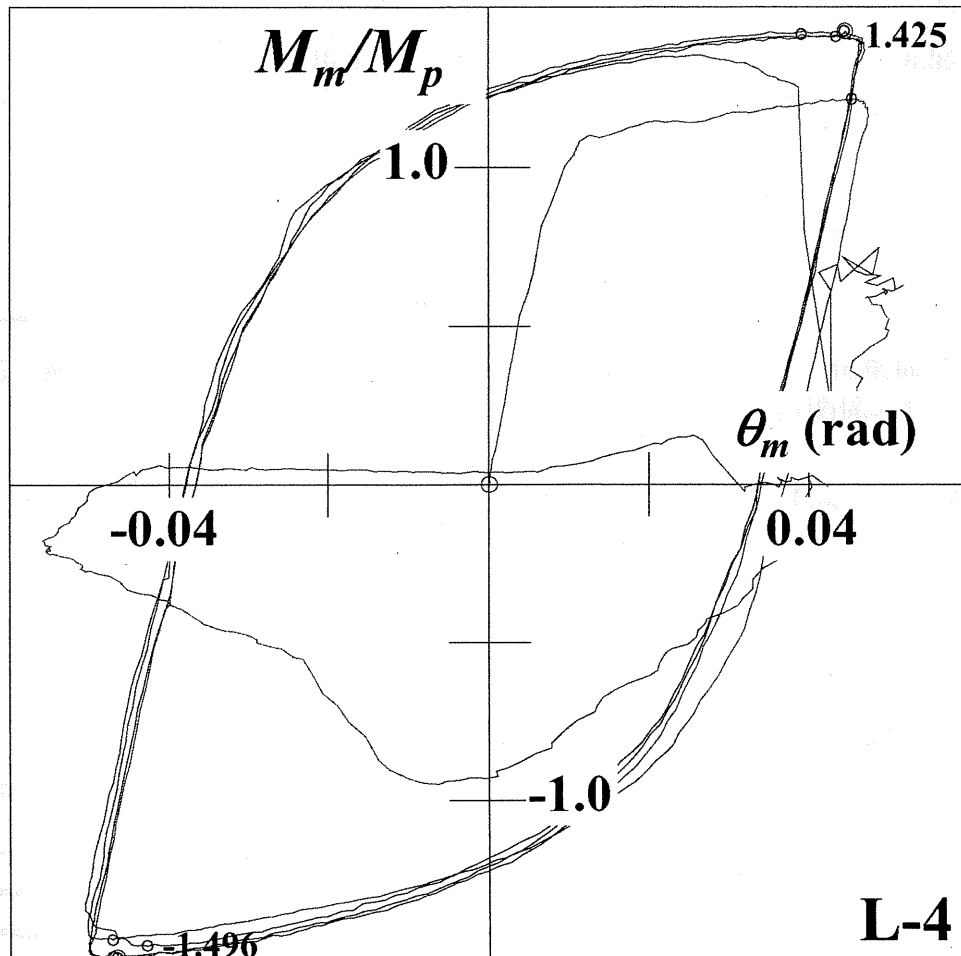


図 2.33 無次元化梁曲げモーメント-梁端相対回転角関係

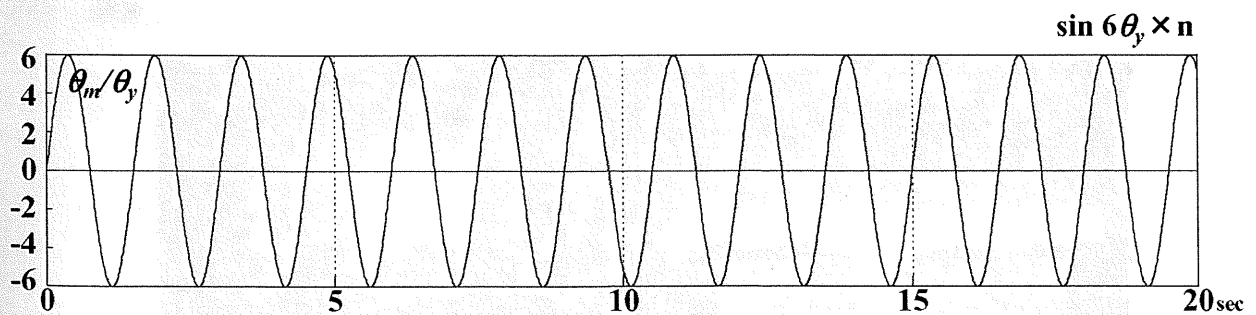


図 2.34 载荷履歴

(b) 全体挙動

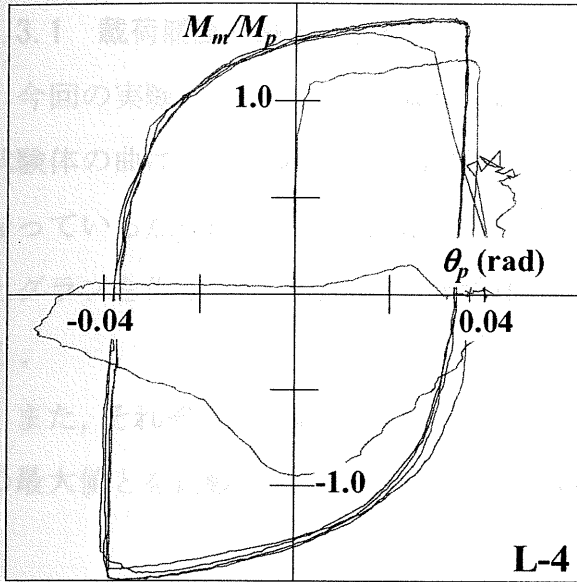


図 2.35 無次元化梁曲げモーメント
- 梁塑性回転角関係

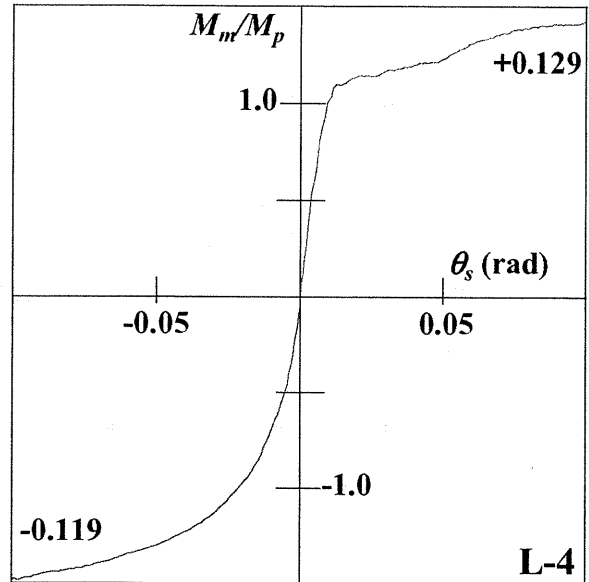


図 2.36 載荷履歴無次元化梁曲げモーメント
- 梁端相対回転角関係の骨格曲線

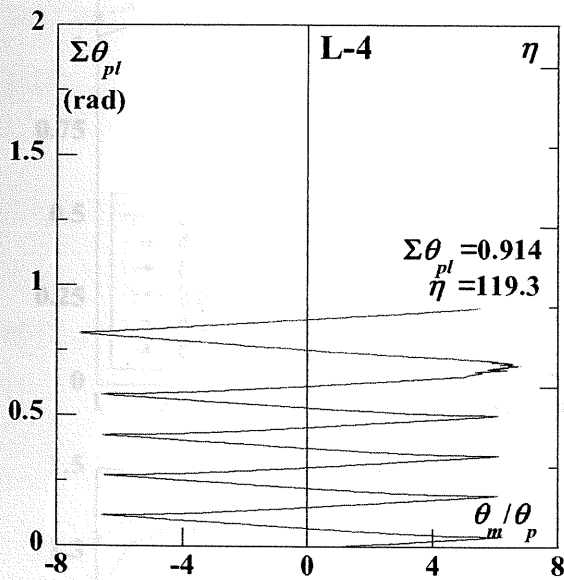


図 2.37 梁の累積塑性回転角履歴

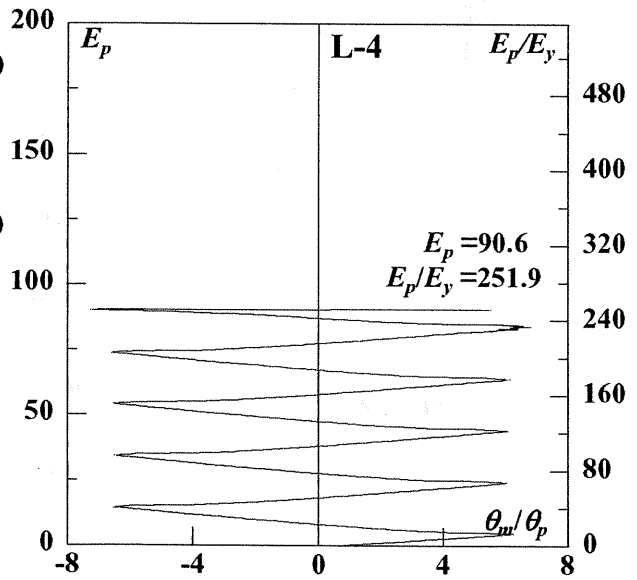


図 2.38 載荷履歴・梁の履歴消費エネルギー

(c) 破断面状況写真



2.3 考察

2.3.1 载荷履歴と耐力の変化

今回の実験で注目した载荷履歴と耐力の変化の関係を見るために、実験で得られた各試験体の曲げモーメント-回転角関係から、各サイクルごとの正側・負側で耐力が最大となっている点を取り出し、横軸にサイクル数、縦軸に無次元化梁曲げモーメントをとったグラフを作成した。図2.39は試験体別に、図2.40は振幅別にプロットしたグラフである。

また、それぞれの試験体について、各サイクルでの耐力の最大値と、直前のサイクルでの最大値とを比較して、変化した割合(%)をプロットしたグラフを図2.41に示す。

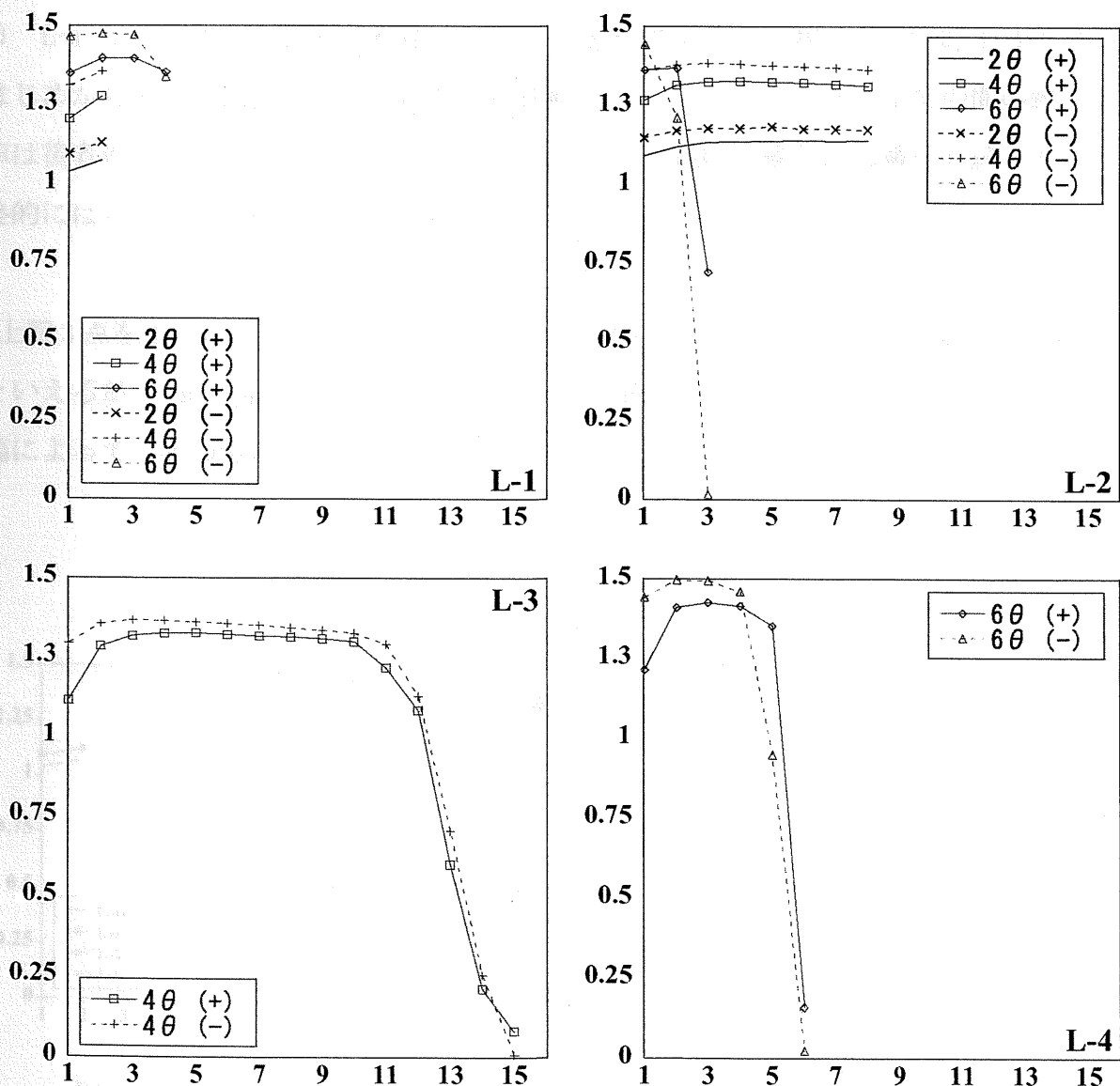


図 2.39 各試験体ごとのサイクル数 (横軸) と耐力の最大値 (縦軸) の関係

これらのグラフから明らかな特徴として、次の3点が挙げられる。

- 1) 同じサイクルでの正側と負側とを比較すると、負側のほうが常に大きな耐力を示す。なお、1~3サイクルの間の耐力の変化率では正側のほうが大きくなっている。(図2.39)
- 2) 同一の振幅を複数回繰り返した場合には、その振幅での最初の1~3サイクルの間で耐力の変化率が最も大きく、この間に一定の値に達した後は破断や局部座屈などによって耐力が低下するまではほとんど耐力変化は見られなくなり、安定する傾向にある。(図2.41)
- 3) L-1, L-2のように徐々に振幅の大きさを変化させていく場合と、L-3, L-4のようにはじめから大きな振幅を与えた場合とを比較すると、1~3サイクルまでの間の耐力変化率は後者の方が大きくなる。しかし、その後も同じ振幅で繰り返し载荷を続けると、最終的にはどちらも同程度の耐力に収束していることがわかる。(図2.40)

上記3点をまとめると、1~3サイクルまでの間は直前の履歴の違いが耐力にも表れるといえるが、同じ振幅について3サイクル以上繰り返した場合、耐力の大きさはほぼ振幅によって一定の値に決まっている。

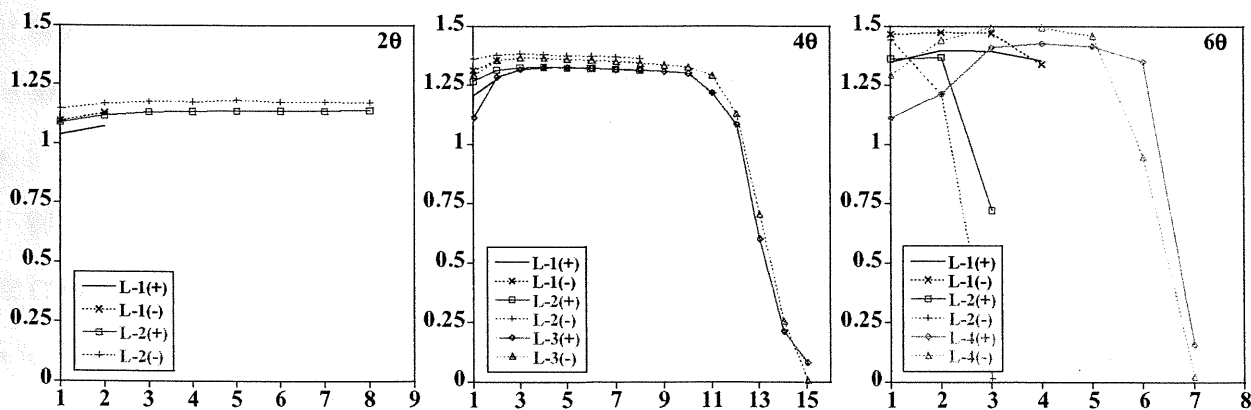


図2.40 各振幅ごとのサイクル数（横軸）と耐力の最大値（縦軸）の関係

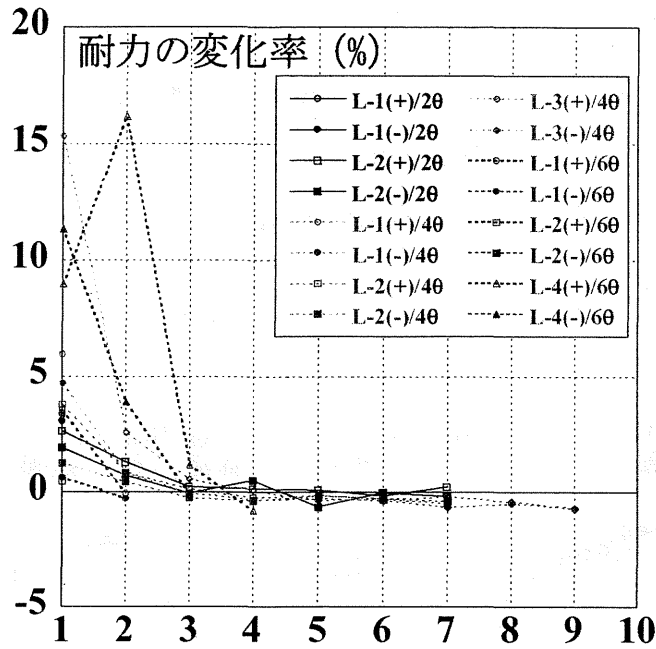


図 2.41 サイクル数（横軸）と最大耐力の変化率（縦軸）の関係

2.3.2 既往の実験との比較

以下では、1996 年から京都大学防災研究所耐震構造実験室で行われた実験（文献 4, 5, 6 ; 付録 2 参照）について、各試験体の示した耐力の最大値を振幅ごとにプロットしたグラフ（図 2.42, 図 2.43, 図 2.45）及び各試験体の骨格曲線（図 2.44）を作成し、本年度の実験と比較を行った。なお、過去の実験結果と耐力の比較を行う際、各試験体ごとに梁の長さが異なるため、横軸の指標に梁端相対回転角 θ_m をそれぞれの全塑性モーメント M_p に対応する弾性相対回転角 θ_y で無次元化した値を採用して比較を行っている。表 2.5, 表 2.6 に得られた数値をまとめている。

図 2.42 より、動的に載荷したものと静的な載荷のものとを比較した場合、動的な載荷を行ったものの方が最大耐力の値は大きく出ていることがわかる。スカラップ形状の違いに注目した場合は、他の工法に比べてノンスカラップのものが高い耐力を示している。（図 2.43）

また、過去の実験では、主に実際の建物の柱梁接合部の挙動を再現することを目的としていたため、試験体に使用される鋼材にも通常のものを使用し、冷間成形角型管柱及び熱間圧延H形鋼梁を用いて、通しダイアフラム形式で溶接接合を行っていた。しかし、今回の実験においては、柱梁接合部の最大曲げ耐力の必要値を評価するという目的から、動

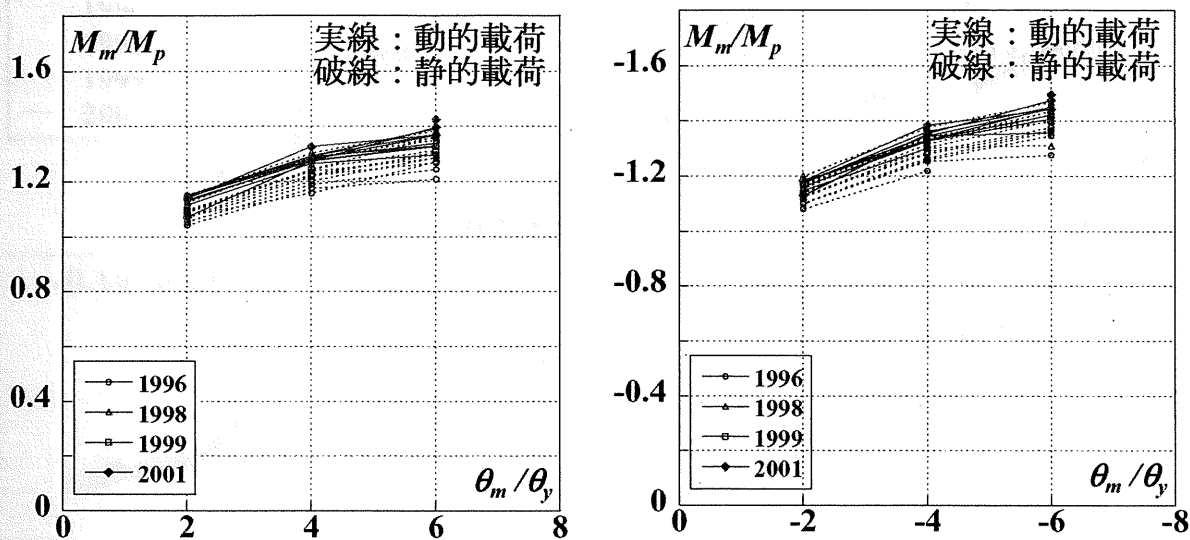


図 2.42 荷重方法の違いによる最大耐力の比較

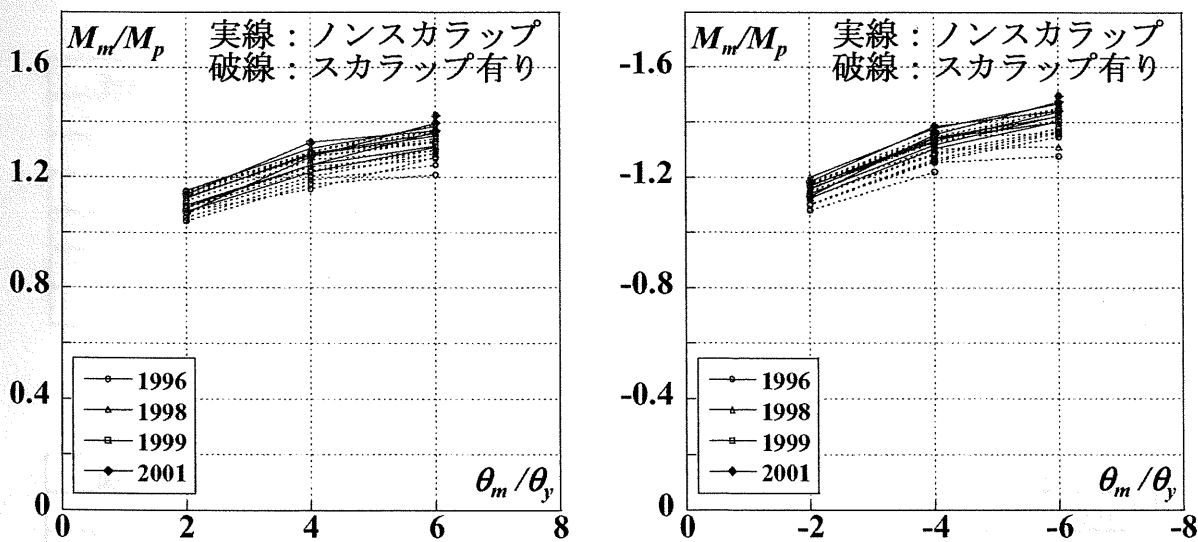


図 2.43 スカラップ形状の違いによる最大耐力の比較

的載荷・降伏比の小さな鋼材・ノンスカラップ工法・局部座屈，構面外変形の防止等の処置を行っているが，それらの効果によって本年度の試験体は，どの振幅においても以前の結果と比較して，ほぼ最大の耐力値を示している．（図 2.44，図 2.45）

全体的に見ると，試験体や載荷方法等の違いがあっても耐力の最大値の差は $0.22 M_p$ 程度である．

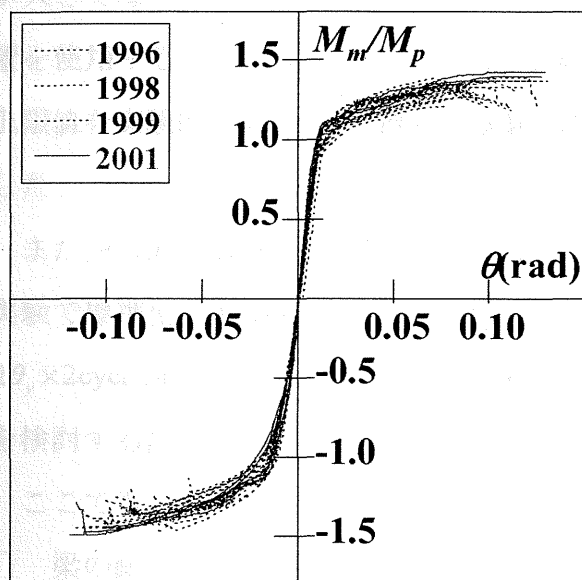


図 2.44 無次元化梁曲げモーメント

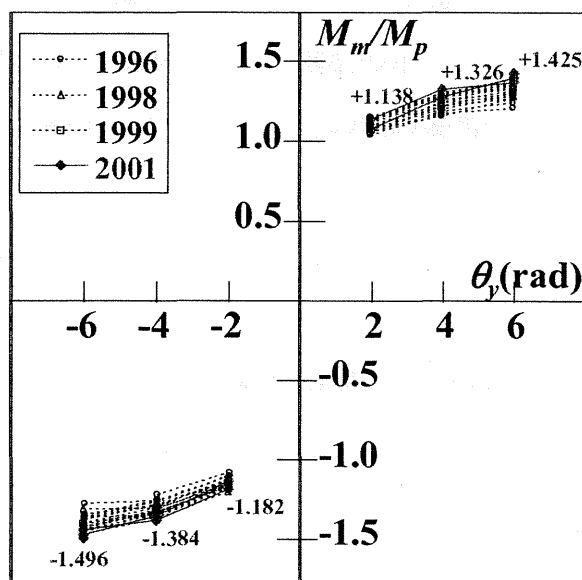


図 2.45 各振幅での最大耐力の比較

- 梁端相対回転角の骨格曲線による比較

表 2.5 各振幅での最大耐力の比較（平均値）

振幅	全体	静的	動的	スカラップ	ノンスカラップ	本年度
-6	-1.357	-1.318	-1.438	-1.317	-1.441	1.470
-4	-1.290	-1.262	-1.344	-1.268	-1.346	1.368
-2	-1.119	-1.096	-1.167	-1.105	-1.158	1.156
2	1.078	1.052	1.132	1.066	1.110	1.105
4	1.229	1.197	1.289	1.210	1.278	1.309
6	1.286	1.246	1.358	1.255	1.363	1.397

表 2.6 各振幅での最大耐力の比較（標準偏差）

振幅	全体	静的	動的	スカラップ	ノンスカラップ	本年度
-6	0.140	0.158	0.040	0.157	0.033	0.027
-4	0.111	0.128	0.022	0.124	0.027	0.015
-2	0.096	0.109	0.018	0.107	0.027	0.038
2	0.097	0.108	0.024	0.110	0.030	0.047
4	0.107	0.121	0.020	0.120	0.038	0.029
6	0.127	0.141	0.038	0.137	0.037	0.029

2.4 結論

現在の耐震設計では、鋼構造建物の耐震性能を確保するために地震エネルギーを吸収する構造要素として梁が利用されている。大きな地震動に対して梁の塑性化に伴うエネルギー吸収機構を保持するためには、終局時の梁の曲げ応力より柱梁接合部の最大曲げ応力が大きくなるように設計されなければならないが、本研究では理想に近い試験体・実験装置を使用することにより、そうした接合部設計の際に必要な、鋼梁の示しうる応力の上限値を実験的に求め、また既往の実験結果と比較することによりその値の妥当性を検討した。

また、その際に荷履歴の違いが梁の示す耐力の大きさに与える影響に注目し、従来の実験で標準型の荷履歴として採用されてきた

$2\theta_y \times 2\text{cycle}$, $4\theta_y \times 2\text{cycle}$, $6\theta_y \times 2\text{cycle}$, $6\theta_y \times n\text{cycle}$ (文献3) 型の荷履歴が、梁の最大耐力を検討する際に採用され得るものなのかという観点から評価を行った。

ここで得られた知見を以下に示す。

- 1) 梁の耐力は各振幅につき3サイクル目までにほぼ最大値に達する。繰り返し回数がそれよりも少ない場合は耐力が上限値まで上昇しない場合がある。
- 2) 荷履歴の違いは、その振幅での最初の3サイクル目までの耐力の上昇率に現れる。それ以前の振幅での耐力上昇が上限に達していなかった場合、次の振幅での初期の耐力上昇率は大きくなる。
- 3) 十分な繰り返しを行った場合、梁の最大耐力はほぼ振幅によって決定される。本実験で得られた値では、振幅が $2\theta_y$ のときは $1.20 M_p$ 、 $4\theta_y$ のときは $1.38 M_p$ 、 $6\theta_y$ のときは $1.50 M_p$ となっている。

このように、本研究により、変形の大きさによって異なる接合部係数の値を決定するための基礎資料を得ることができた。現在の設計指針にある接合部係数1.20は、今回の実験では $2\theta_y$ という変形量に相当しているが、それよりも大きな変形を想定する場合には、接合部係数がさらに大きな値となることを本研究の結果は示唆している。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針，1998.
- 2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，2001.
- 3) 建設省建築研究所-鋼材クラブ耐震性能共同研究：鋼構造物の耐震保有性能評価のための標準試験方法と評価基準の提案，標準化研究会研究報告書，1994. 12, pp206
- 4) 中島 正愛，立山 英二，森迫 清貴，吹田 啓一郎：通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験（その3. 工場溶接形式（梁：H-600×250×12×25試験体に対する実験），鋼構造論文集，第4巻第16号，pp59-74, 1997.
- 5) 吹田 啓一郎，田村 匠，森田 周平，中島 正愛，マイケル・D・エンゲルハート：ノンスカラップ 工法とRBS工法による柱梁接合部の塑性変形能力（改良型溶接柱梁接合部の実大実験—その1），日本建築学会構造系論文集，第526号，pp177-184, 1999. 12.
- 6) 田村 匠，鋼構造柱梁溶接接合部における塑性変形能力の向上に関する実験的研究：修士論文， 2000.

付録1. 研究の背景資料

— 「鋼構造接合部設計指針」日本建築学会, 2001 より

(a) 梁端接合部の耐力を決めるための接合部係数について

梁端部が柱梁接合部で剛接合され、地震に対する終局時に梁の塑性変形を利用する場合、梁端接合部は梁部材に要求される塑性変形能力を確保するのに必要な耐力を保有するように設計する。必要に応じて鋼材、接合詳細、施工方法の条件を指定し、梁端接合部の曲げ耐力は以下の式を満たすものとする。

$${}_jM_u \geq \alpha {}_bM_p$$

記号

${}_jM_u$: 梁端接合部の最大曲げ耐力

${}_bM_p$: 梁の全塑性モーメント

α : 梁端の接合部係数。

梁の目標性能と接合部の特性に応じて決める値で、個別に検討を行わない場合は以下の表(付表1)の値とする。

付表1 個別に検討しない場合の接合部係数

鋼種	接合部の最大耐力を決める破壊形式	
	母材の破断	高力ボルトの破断
SS400	1.40	1.50
SM490	1.35	1.45
SN400	1.30	1.40
SN490	1.25	1.35

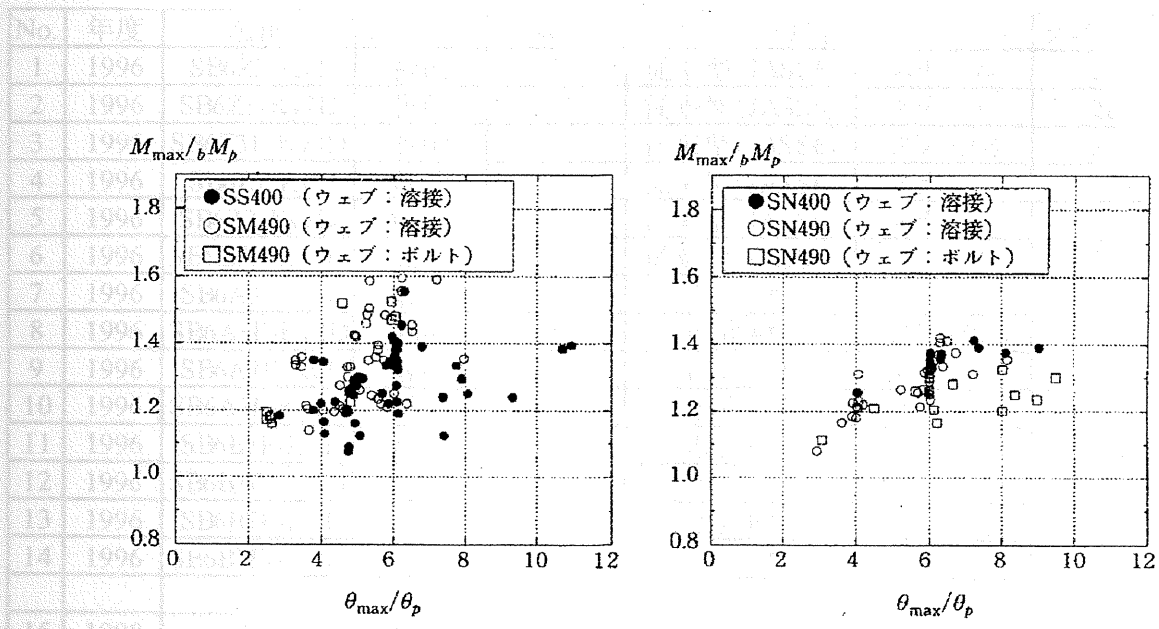
(b) 既往の実験データに見られる回転角と梁端曲げモーメントの関係

主に兵庫県南部地震以降に行われた梁端接合部の実大実験結果で、溶接欠陥のあるものなどを除外した192体から得た最大曲げ耐力と梁の塑性率の関係を以下に示す。(付図1) これから次のような点が明らかである。

i) 実験の最大曲げ耐力にはかなりのばらつきが見られるが、塑性率4以上のものでは最大耐力が1.2以上のものが大半である。本指針で歪硬化による耐力上昇の標準値として採用した、 $\xi = 1.2$ は概ねこの最低値に相当する。

ii) SS材やSM材と比較して、SN材の実験では最大曲げ耐力のばらつきが小さい。これは材料強度の変動を考慮したときにSN材の方が接合部係数を小さく設定できることを示している。

この実験データでは0°C未満の低温や動的载荷によるものを除いているが、それでも梁の長さや梁せいの組み合わせや载荷履歴のような耐力上昇率や梁端回転角の要求値の大きさに影響する因子の異なるものが混在しており、同じ変形性能に対して示される最大耐力のばらつきが大きい。



付図1 梁端接合部の最大耐力と梁の最大変形角

付録2. 過去の実験で使用した試験体

以下に本実験の考察時にデータを使用した過去の実験について、用いられた試験体と実験の行われた年度、名称、載荷方法、鋼材、スカラップ形状、エンドタブ形状、ダイアフラム厚を示す。(付表2)

なお、鋼材の分類における1~4の記号は、同一番号の試験体には同一の鋼材を用いて製作されていることを示している。

付表2 過去の実験で使用した試験体の概要

No.	年度	名前	載荷方法	鋼材	スカラップ形状	エンドタブ	ダイアフラム
1	1996	SB6Z3-Ky1	静的	1	従来型(JASS6)	スチール	28mm
2	1996	SB6Z3-Ky2D	動的	1	従来型(JASS6)	スチール	28mm
3	1996	SB6Z3F-Ky3D	動的	1	従来型(JASS6)	フラックス	28mm
4	1996	SB6Z7-Ky1	静的	1	従来型(JASS6)	スチール	32mm
5	1996	SB6Z7-Ky2D	動的	1	従来型(JASS6)	スチール	32mm
6	1996	SB6Z7F-Ky3D	動的	1	従来型(JASS6)	フラックス	32mm
7	1996	SB6A3F-Ky1	静的	1	改良A型	フラックス	28mm
8	1996	SB6A3F-Ky2D	動的	1	改良A型	フラックス	28mm
9	1996	SB6A7F-Ky1	静的	1	改良A型	フラックス	32mm
10	1996	SB6A7F-Ky2D	動的	1	改良A型	フラックス	32mm
11	1996	SB6B3F-Ky1	静的	1	改良B型	フラックス	28mm
12	1996	SB6B3F-Ky2D	動的	1	改良B型	フラックス	28mm
13	1996	SB6B7F-Ky1	静的	1	改良B型	フラックス	32mm
14	1996	SB6B7F-Ky2D	動的	1	改良B型	フラックス	32mm
15	1998	S1	静的	2	ノンスカラップ		
16	1998	S2	静的	2	ノンスカラップ		
17	1998	S3	静的	2	ノンスカラップ		
18	1998	SC1	静的	2	従来型(JASS6)		
19	1999	S4	静的	3	ノンスカラップ		
20	1999	S5	静的	3	ノンスカラップ		
21	1999	S6	静的	3	ノンスカラップ		
22	2001	L1	動的	4	ノンスカラップ		スチフナ
23	2001	L2	動的	4	ノンスカラップ		スチフナ
24	2001	L3	動的	4	ノンスカラップ		スチフナ
25	2001	L4	動的	4	ノンスカラップ		スチフナ

鋼構造ラーメン骨組の耐震設計における梁端接合部の耐力要求値 FLEXURAL STRENGTH DEMAND FOR BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS IN EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF STEEL MOMENT FRAMES

吹田啓一郎
KYOICHI RUIA

The paper presents the results of experimental studies concerning the moment carrying capacity of steel wide flange beams connected in cyclic bending. These specimens were dynamically loaded in various loading sequences under the condition that local and global buckling are prevented. The main findings of the present study are as follows: 1) the loading motion carried by beams increases during the initial three cycles under dynamic conditions, and subsequently reaches the upper limit; 2) the plastic moment capacity is obtained for both shear and moment beams; and 3) flexural strength demands for beam-to-column connections can be evaluated taking into account deformation amplitude and the number of reversals during the earthquake response.

第3章

梁端接合部の耐力要求値

Keywords: steel moment frame, beam-to-column connection, wide flange beam, moment capacity, dynamic loading test, loading sequence
鋼構造ラーメン骨組、梁端接合部、広縁鋼梁、耐力要求値、動的耐震実験、荷重履歴

1. 概要
鋼骨鉄筋コンクリートラーメン骨組が震害の甚化による耐震性能を喪失するためには、梁端接合部の耐震性能が低下しなければならない。最近の地震震害を契機に梁端接合部の耐震性能に関する研究が進められ、鋼骨の梁端接合部では鋼骨の接合部が早期破壊に関与することが示された。これを防止する対策が提案された。これらの対策が十分にとられれば、地震動により高い応力を受けても破壊しない接合部とす。設計上の条件のひとつは、最大耐力 M_{max} とせん断力 V_{max} とを満足する関係式が与えられる。

$$M_{max} \leq V_{max} \cdot L \quad (1)$$

ここで、 M_{max} は最大耐力、 V_{max} は最大せん断力、 L は梁の長さである。だが実際の地震動には、せん断力の最大値 V_{max} による耐力 M_{max} は、鋼骨の耐力 M_{max} より、 V_{max} が耐力 M_{max} の限界となる場合のすべりなど、発生し得る。したがって、(1)式の条件が満たされればならず、耐力 M_{max} の限界を考慮して、耐力 M_{max} の最大耐力 M_{max} とせん断力 V_{max} とを同時に満足する関係式が求められる。耐力 M_{max} とせん断力 V_{max} とを同時に満足する関係式は、 $M_{max} \leq V_{max} \cdot L$ と置き換えることで、耐力 M_{max} とせん断力 V_{max} とを同時に満足する関係式が求められる。

耐力 M_{max} の大きさを等から得られる耐力 M_{max} とせん断力 V_{max} とを同時に満足する関係式は、 $M_{max} \leq V_{max} \cdot L$ と置き換えることで、耐力 M_{max} とせん断力 V_{max} とを同時に満足する関係式が求められる。耐力 M_{max} とせん断力 V_{max} とを同時に満足する関係式は、 $M_{max} \leq V_{max} \cdot L$ と置き換えることで、耐力 M_{max} とせん断力 V_{max} とを同時に満足する関係式が求められる。

耐力 M_{max} の大きさを等から得られる耐力 M_{max} とせん断力 V_{max} とを同時に満足する関係式は、 $M_{max} \leq V_{max} \cdot L$ と置き換えることで、耐力 M_{max} とせん断力 V_{max} とを同時に満足する関係式が求められる。耐力 M_{max} とせん断力 V_{max} とを同時に満足する関係式は、 $M_{max} \leq V_{max} \cdot L$ と置き換えることで、耐力 M_{max} とせん断力 V_{max} とを同時に満足する関係式が求められる。

本論文は1997年12月の第11回日本建築学会大会(学術)で発表されたものである。
* 日本大学大学院工学研究科建築学専攻 助教授 吹田啓一郎 (Kyoichi RUIA, Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Nippon University, Tokyo, Japan)

鋼構造ラーメン骨組の耐震設計における梁端接合部の耐力要求値 FLEXURAL STRENGTH DEMAND FOR BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS IN EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF STEEL MOMENT FRAMES

吹田啓一郎*

Keiichiro SUITA

This paper presents the results of experimental studies concerning the moment carrying capacity of steel wide flange beams subjected to cyclic bending. Beam specimens were dynamically loaded in various loading sequences under the condition that local and lateral bucklings and connection fractures were effectively prevented. The major findings obtained from these tests are as follows: 1) the bending moment carried by beams increases during the initial three cycles under constant displacement amplitude, and subsequently reaches the upper limit. 2) the possible maximum moment capacities are obtained for both short and normal beams, and 3) flexural strength demands for beam-to-column connections can be evaluated taking into account deformation amplitude and the number of excursions during the earthquake response.

Keywords : steel moment frame, beam-to-column connection, wide flange beam, moment capacity, dynamic loading test, loading sequence

鋼構造ラーメン骨組, 柱梁接合部, H形鋼梁, 曲げ耐力, 動的載荷実験, 載荷履歴

1. 序

梁降伏型の鋼構造ラーメン骨組が梁の塑性化による耐震性能を発揮するためには、梁端接合部の破断を防がねばならない。最近の地震被害を契機に梁端溶接部の破断現象に関する研究が進められ、鋼材の破壊靱性や溶接の接合詳細が早期破断に関与することが示され、これを防止する対策が提案されてきた。これらの対策が十分にとられたとして、地震動により高い応力を受けても破断しない接合部とするための条件のひとつに、マクロな耐力の条件として梁端接合部の最大曲げ耐力 jM_u を梁に生じる最大曲げモーメント bM_{max} より大きくする(1)式が考えられる。

$$jM_u \geq bM_{max} \quad (1)$$

梁端接合部が全強接合であれば接合部は梁と同等の耐力を持つので(1)式の条件は満足される。だが実際の柱梁接合部では、梁ウェブのスラップによる断面欠損、柱鋼管壁の局部変形、ウェブを高力ボルト摩擦接合とする場合のすべりなど、全強とならない理由があつて(1)式の条件が満たされるとは限らず、耐力の検討が必要である。

梁端接合部に必要な最大曲げ耐力 jM_u の下限を定めるためには、梁の変形に応じて決まる梁の最大曲げモーメントを定量的に知ることが必要である。梁の全塑性モーメント bM_p を基準に最大曲げモーメントを $bM_{max} = \alpha bM_p$ と表したとき、想定される梁端の塑性化

領域の大きさ等から得られる α の要求値が鋼構造限界状態設計指針・同解説¹⁾(1998年)や鋼構造接合部設計指針²⁾(2001年)に示されてきた。後者は標準的な値を $\alpha=1.20$ としているが、その解説では、既往の実験の最大耐力に α が 1.20 を越えるものが多くあることから、さらに大きな耐力が必要であることも想定され、この標準値は暫定的な性格を持つとしている。また、既往の実験には破断により早く終局に達した場合や、梁の局部座屈あるいは亀裂の進展などにより耐力が低下した場合など、終局状態の異なるものが混在していて最大耐力には大きなばらつきが見られ、必ずしも梁が負担しうる最大の曲げモーメントを示しているとは限らない。

梁に生じる最大曲げモーメントの大きさは塑性域における鋼材の応力-歪関係に基づいて決まるが、これには履歴依存性があつて引張強さに近い高応力、高歪領域での繰返し挙動を理論計算や、数値解析で精度よく追跡するのは難しく、また地震入力の変位履歴を考えると梁端が受けるであろう変形の履歴を予測することも容易ではない。そこで、本研究では中低層の平均的な規模のラーメン骨組を想定し、載荷履歴の異なるH形鋼梁の動的実験を行い、変形の大きさに応じて地震時に生じる梁端の曲げモーメントの最大値に関する定量的な情報を得ることを試み、曲げモーメントが最大に至るまでの履歴の条件を探ると共に、その結果から梁端接合部の曲げ耐力

本論文は文献12.13)の発表に追加実験結果を加えて整理したものである。

* 京大防災研究所地震災害研究部門 助教授・工博

Assoc.Prof., Div. of Earthquake Disaster Prevention, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, Dr. Eng.

要求値を導く考え方について考察した。

2. 実験方法

2.1 試験体と載荷装置

試験体の梁断面はH-600×200×11×17 (鋼種SS400) で、想定スパン L は8mと5mの2種類とした。これは文献3)の調査による中低層骨組の平均的な梁の大きさ、すなわち、梁せいが $D=500\sim 600\text{mm}$ 、スパン/梁せい比が $L/D=12\sim 16$ という値と比較すれば、梁せいは平均的であり、スパンについては8mが平均的な値で、5mはかなり短い部類に入る。この梁断面のプロポーシオンでは、ウェブの塑性断面係数 Z_{wp} の全断面の塑性断面係数 Z_p に対する比が0.305である。この値が小さく、ウェブに対して相対的にフランジの耐力が大きいくほど歪硬化に伴う応力上昇は顕著になると考えられるが、幅厚比による種別がFAに分類される既製のH形鋼 (JIS細幅や外法一定) を見ると Z_{wp}/Z_p が0.15～0.4の範囲にあり、この試験体の梁断面はその中で中間的な値であるから、標準的な結果を与えるものと考えられる。

この梁を柱 (H-400×400×25×25, SM490) に接合してT字形の部分架構とし、片持ち梁の自由端に繰返し載荷した (図1)。柱は両端でピン支持され、梁材の実長 (内法スパンの半分) L_b は、標準梁のLシリーズが3725mm ($L/D=13.3$, $L_b/D=6.21$)、短梁のSシリーズが2225mm ($L/D=8.33$, $L_b/D=3.71$) の2種類である。

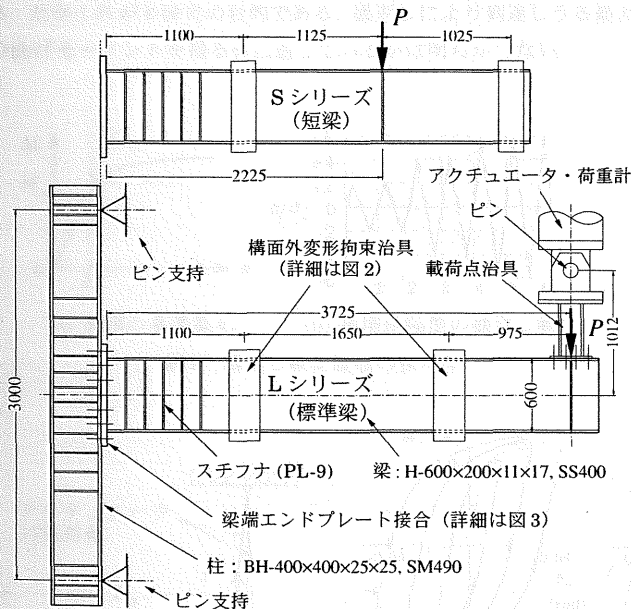


図1 試験体と載荷時の支持・拘束条件 (単位: mm)

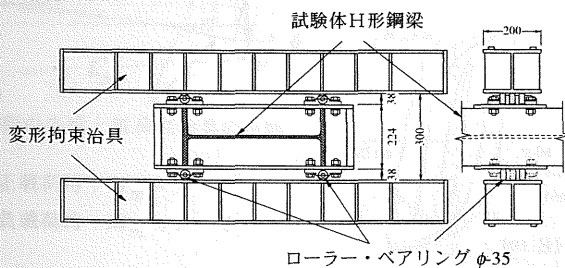


図2 構面外変形拘束治具 (単位: mm)

塑性化した梁が負担する最大の曲げモーメントを知る目的のために、次の1)～4)の点を考慮して梁の曲げモーメントが低下する要因を排除し、逆に梁の曲げモーメントが増大する要因として5)～6)の条件を与えた。

- 1) 局部座屈の防止: 梁のフランジとウェブの局部座屈発生をできるだけ遅らせるために、梁端から150mm間隔で板厚9mmのリブを5カ所に隅肉溶接で取り付けた。
- 2) 横座屈の防止: 梁の構面外変形を防ぐため、梁の2箇所に変形を拘束する治具を設けた。また治具と梁の間は鋼製のローラー・ベアリングを挟み、拘束部分の摩擦はほとんどない (図2)。
- 3) 梁端接合詳細と溶接条件: 梁はエンドプレート (鋼種SM490, 板厚50mm) にノンスカラップ工法で溶接しており、スカラップのウェブ欠損による曲げ耐力低下は生じない (図3)。フランジの完全溶込み溶接はワイヤにYGW-11, $\phi 1.2\text{mm}$ を使い、溶接電流280A, 電圧30V, 入熱2000J/mm以下、パス間温度は250℃以下で6層11パスとし、溶接金属の強度と十分な溶込みの確保に留意した。裏当て金は2分割したものを使い、エンドタブは固形タブを用いた。
- 4) 柱の局部変形の防止: 柱は曲げ耐力が梁の2.2倍のH形断面であり梁の最大耐力まで柱は弾性に留まる。また梁の端部は高力ボルト (F14T M22, 設計ボルト張力299kN) によるエンドプレート形式で柱に接合され (図3)、鋼材の引張強さで決まる梁の最大曲げモーメントが梁端接合部に作用しても高力ボルトは離間せず、またエンドプレートは弾性域に留まる。したがって、一般的な角形鋼管柱との接合部に見られる柱鋼管壁の局部変形による曲げモーメント伝達効率の低下はほとんどなく、3)の条件と合わせて、梁端接合部は全強かつ剛接合とみなせる。

表1 梁材の機械的性質 (JIS Z2201 1A号による)

部位	上降伏点 (N/mm ²)	下降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	破断伸び (%)
フランジ	311	299	481	62.1	25.6
ウェブ	342	334	494	67.6	26.7

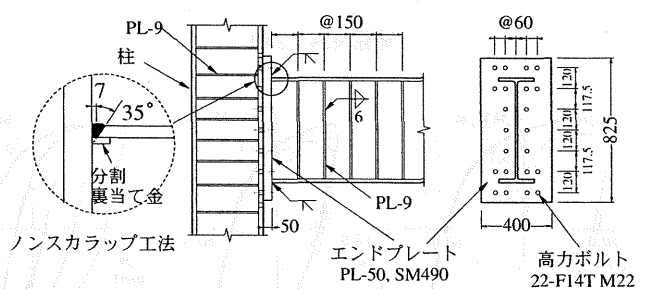


図3 梁端接合部の詳細 (単位: mm)

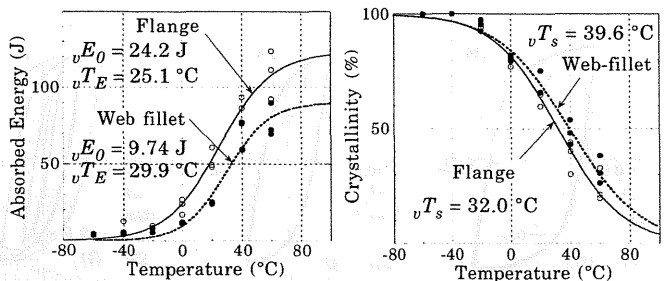


図4 梁材の衝撃試験結果 (JIS Z2202 V ノッチによる)

5) 荷重速度：動的荷重とし、後述の3種類の振幅に対して正弦波による荷重の周期を1.0s, 1.5s, 2.5sに設定した。梁の最大回転角速度はLシリーズで0.13 rad/s, Sシリーズで0.08 rad/s程度で、既往の数値解析で予測された強震動を受ける骨組の最大層間変形角速度⁴⁾と同等のレベルである。

6) 鋼材の機械的性質：梁の鋼種は中低層建物に広く使用される400N/mm²級で、文献5)の統計資料によれば強度の高い他の鋼種よりも降伏比が低く、塑性変形に伴う歪硬化による応力の上昇が比較的大きい鋼材である。H形鋼梁の素材引張試験結果を表1に示す。フランジの降伏比は62.1%であり、文献5)の平均値66.5% (標準偏差6.51%) よりもかなり低い。またシャルピー衝撃試験で得られた脆性-延性遷移曲線を図4に示す。0℃の衝撃値は梁フランジが24.2J, フランジとウェブの交差部が9.74Jであり、比較的、破壊靱性が低い鋼材である。

2.2 荷重履歴と実験変数

梁端接合部の破壊挙動や変形能力を実験的に評価するのに、結果の相互比較を容易にする目的で標準化された荷重履歴が提案されている⁶⁾。それは、図5に示すように梁端の曲げモーメント M が全塑性モーメント M_p に達したときの梁の弾性相対変形角 θ_y を基準量とし、その偶数倍の振幅で2回づつ繰返し荷重する。耐震性能評価を目的とするとき地震力は繰返し作用することが基本にあり、劣化や破断の前兆を確認しながら安定した履歴を呈しうる変形の限界点を把握するのに適しているとの理由でこの荷重履歴が推奨されている。だがこれが本研究の目的である、繰返しにより到達しうる最大の曲げモーメントを得るのに適しているかは明らかでない。

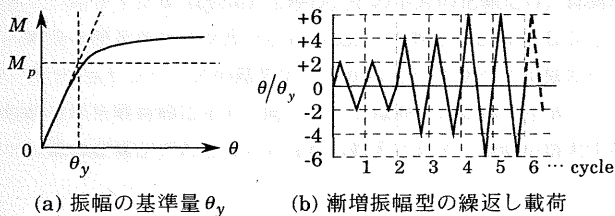


図5 繰返し荷重履歴の標準型

直前の小さい振幅履歴の影響と、当該振幅における繰返し数の影響を明らかにする必要があると考え、図6に示す4種類の荷重履歴を実験変数として採用した。静的な材料試験結果による梁の全塑性モーメント M_p は921 kN・m, 変形の基準量 θ_y は梁の弾性曲げせん断変形による計算値からLシリーズが0.00766 rad, Sシリーズが0.00513 radである。履歴1は最大振幅を $6\theta_y$ とする文献6)の標準型、履歴2は一定振幅繰返し下での最大曲げモーメントの収束状況を調べるための多数回繰返し型 (振幅は履歴1と同じで、各振幅の繰返し数は8回)、履歴3と4はそれぞれ小さい振幅を経験せずに $4\theta_y$, $6\theta_y$ の大きな振幅だけを破壊まで繰返す履歴である。

各履歴を前述の周期の正弦波で与え、最大振幅では試験体が破断に至るまで荷重した。LとSの2シリーズに4種類の履歴を1体ずつ荷重し、合計8体の実験を行った。以下では実験名として梁の長さを示すL, Sの後に履歴型の番号を付け、L1, S1などと呼ぶ。また初荷重の方向を正荷重、これと反対方向の荷重を負荷重と呼ぶ。

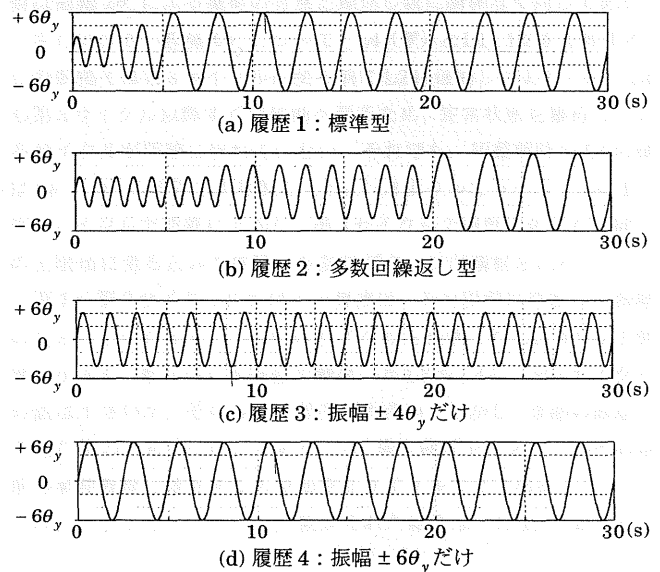


図6 荷重履歴

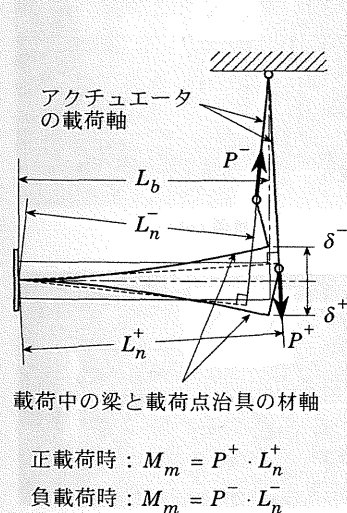


図7 梁端曲げモーメントの計算

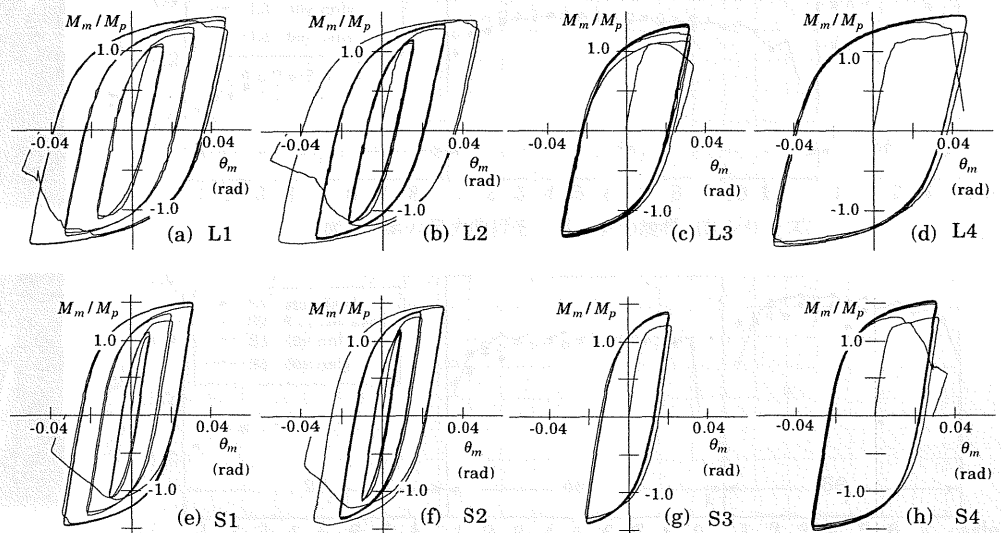


図8 梁端曲げモーメント-回転角関係

3. 実験結果

3.1 履歴曲線と終局状態

梁の変形は試験体全体の变形から柱およびエンドプレートの変形を除いて得られる梁だけの回転角 θ_m で示す。梁の曲げモーメントの計算では、荷重点のピンと梁材軸の間の偏心を考慮し、図7に示すように荷重点で測定された荷重 P に、正味の距離 L_n を乗じて梁端の曲げモーメント M_m を求める。ここで、 L_n は梁端エンドプレートの外面から荷重軸に下した垂線の長さで、その値は実験から得た梁部材回転角の塑性成分と、荷重 P から計算される梁および荷重治具の弾性変形による回転角の和から算出した。得られた L_n は梁の変形角に応じて最大で梁長 L_b の3%ほど増減しており、この影響を考慮したことで一定振幅の繰返しによる定常状態の最大曲げモーメントは正荷重と負荷重でほぼ同じ値となっている。

実験から得た梁端曲げモーメント-回転角関係を図8に示す。いずれも破断直前の1~2サイクルを除いて安定した履歴曲線を示しており、接合部の局所的変形や早期の亀裂はほとんど生じていない。局部座屈や横座屈も破断直前のサイクルで梁端に若干観察されるだけで、それによる耐力低下はわずかである。破断は梁フランジ溶接始末端から梁側のボンド部あるいは熱影響部付近に生じた延性亀裂に端を発し、破面のは半分はフランジ母材の延性破断である。一例を写真1に示すが、梁母材の破断位置はほとんどがエンドプレートから20~40mm離れた位置にあり、母材の応力が十分に上昇した状態での破断と見られる。

3.2 最大曲げモーメントの推移

履歴曲線から曲げモーメントの最大値を読みとり、その変動を調べる。以下では、正側と負側の荷重を一度ずつ経験する連続した履歴を1つのサイクル (cycle) と呼び、その半分の正側だけ、負側だけの荷重履歴を半サイクル (excursion) と呼ぶ。図9はLシリーズ、図10はSシリーズの結果で、左から右へ半サイクル毎のピークの絶対値を荷重順に示す。同じマークは同一の試験体を表し、サイクル数は振幅が変わるごとに1から数えて示す。振幅が増大する

ほど最大曲げモーメントが大きくなる中で、その変動には各履歴に共通するパターンが見られる。

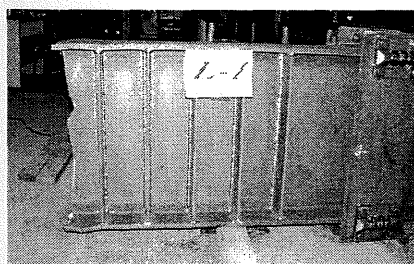
L1 (●) は各振幅で2サイクル荷重して、第1サイクルから第2サイクルの間に約5%上昇している。このような荷重初期の顕著な上昇は、すべての実験に共通して観察される。上昇の上限は、各振幅で8回繰返し荷重したL2 (○) から分かる。荷重初期にL1とL2で若干の耐力差が見られるが、これは全体から見て僅かであり、試験体の固体差とみなせる。L2も第1サイクルから明瞭な上昇が観察されて第3サイクルまで続き、その後は定常状態に至る。一定振幅の繰返しに伴う上昇は3回の繰返しまで顕著に現れる現象で、それ以後の繰返しでは実質的に上昇していない。

L3 (▲) は振幅 $4\theta_y$ だけで荷重した場合、第1サイクルの値はL1, L2よりも明らかに小さい。その理由は、L1, L2が既に振幅 $2\theta_y$ の繰返しを経験してある程度上昇していたことによる。だがその後の繰返しによって差は縮まり、第3サイクルが終了した時点で差は見られない。いずれも3回の繰返しで振幅 $4\theta_y$ の上限に至り、その値は振幅 $2\theta_y$ による荷重の有無と繰返し数に関係なく同じである。

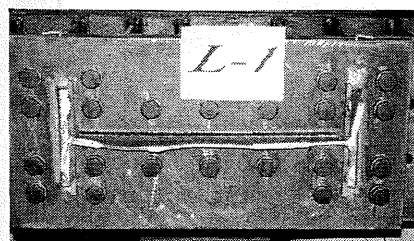
さらに大きい振幅 $6\theta_y$ について、L4 (▼) とL1, L2を比較する。この振幅では第3サイクルに至る前にL2は破断しており、L1, L4も第3サイクル以降すぐに破断へ至るため、定常状態を維持しているサイクルが明瞭に現れていない。それでも、初荷重時のL4の値は $2\theta_y$, $4\theta_y$ の繰返しを経験したL1, L2よりかなり小さく、第1~第3サイクルで顕著に上昇し、第3サイクルで履歴に依らない同一の上限値に至るといった共通した変動パターンが観察される。

第1~第3サイクルにおける上昇度は、それ以前に経験した振幅の大きさに依存する。小振幅のサイクルを経験したL1, L2は上昇度が小さく、最初から大振幅で荷重したL3やL4は、第1サイクルの値は小さいが、その後の上昇度が大きい。しかし、3回の繰返しを経た後の定常値は同じであるから、最大曲げモーメントがそれ以前の荷重履歴に依存するのは初期3サイクルまでである。

以上のLシリーズについて観察された結果は、図10のSシリーズ



(a) 梁側



(b) エンドプレート側

写真1 試験体の破断状況 (L1)

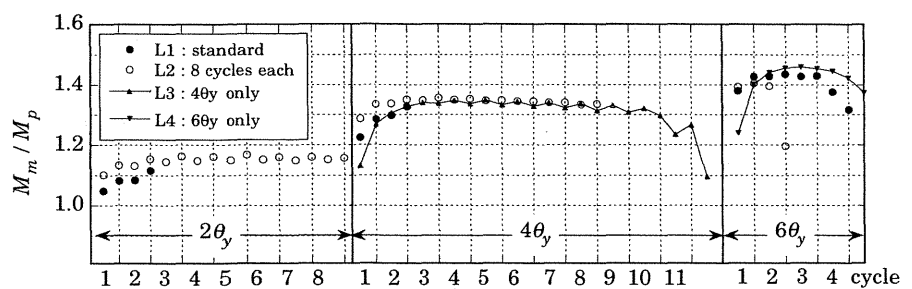


図9 梁の最大曲げモーメントの履歴 (Lシリーズ)

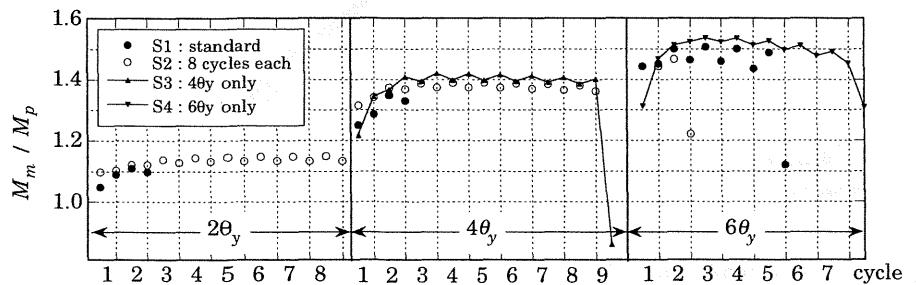


図10 梁の最大曲げモーメントの履歴 (Sシリーズ)

ズにも共通して見られる。これらの結果を比較すると、変動パターンは次の2点に要約できる。

- 1) 当該振幅における第1～第3サイクルの間で上昇し、第3サイクル以後は定常値に収束する。
- 2) 当該振幅における定常値は、それより小さい振幅による履歴の影響を受けず、当該振幅だけで決まる固有の値である。

各振幅の第1半サイクル(第1サイクル正側)、第2半サイクル(第1サイクル負側)と定常時の最大曲げモーメントを M_p に対する無次元化量で表2に示す。

3.3 梁長と最大曲げモーメント

長さが異なる梁の履歴を比較するために、図8の履歴曲線から得られる正載荷側の骨格曲線を図11に示す。実線はLシリーズ、点線はSシリーズで、全実験を重ねて示す。図中の矢印は各振幅の最終サイクルまでに到達した変形量を示す。

振幅 $2\theta_y$ と $4\theta_y$ 初期の範囲で、載荷履歴の異なる実験を比較すると縦軸の曲げモーメント M_m/M_p に差が顕著に見られ、梁長の違う試験体の間にはあまり明瞭な差が見られない。しかし、振幅 $4\theta_y$ の定常状態(横軸が7～8)以降の領域では、標準梁、短梁それぞれの載荷履歴が異なる4つの曲線は次第に接近して載荷履歴による M_m/M_p の差は小さくなり、むしろ梁長の違うLとSの差が明瞭となる。これは載荷履歴が異なれば載荷途上における曲げモーメントの履歴は異なるが、最終的に到達する最大曲げモーメントは載荷履歴によらず梁長さで決まる一定の値に収束することを示している。最大曲げモーメントは標準梁が $1.46M_p$ 、短梁が $1.53M_p$ で、短梁は標準梁より5%ほど大きい。この値は表1の素材の引張強さと塑性断面係数から計算される梁の最大曲げ耐力 $M_u=1445\text{ kN}\cdot\text{m}$ に対して、それぞれ $0.929M_u$ 、 $0.975M_u$ であり、梁の最大曲げ耐力にかなり近い値である。

4 梁の最大曲げモーメントと接合部耐力

4.1 既往の実験との比較

柱との接合詳細や座屈に対する拘束の条件が実際の柱梁接合部に近い既往の実験結果と比較し、本実験の値が上限とみなせるかを検証し、併せて最大値に関与する要因の影響を調べる。

比較対象は、スパンと梁せいの比がLシリーズに近い文献(7,8)にある21体の柱梁接合部実験である。角形鋼管柱とH形鋼梁の通しダイアフラム形式の工場溶接型接合部を対象に、表3に示す実験変

表2 振幅毎の最大曲げモーメント (M_p に対する比)

実験	$2\theta_y$			$4\theta_y$			$6\theta_y$		
	1st	2nd	max	1st	2nd	max	1st	2nd	max
L1	1.05	1.08	1.10	1.22	1.29	1.31	1.38	1.43	1.43
L2	1.10	1.13	1.16	1.29	1.34	1.35	1.39	1.41	1.41
L3	—	—	—	1.13	1.27	1.34	—	—	—
L4	—	—	—	—	—	—	1.24	1.40	1.46
L最大	1.10	1.13	1.16	1.29	1.34	1.35	1.39	1.43	1.46
S1	1.05	1.09	1.10	1.25	1.29	1.34	1.44	1.45	1.49
S2	1.10	1.10	1.14	1.32	1.34	1.38	1.44	1.44	1.45
S3	—	—	—	1.22	1.34	1.41	—	—	—
S4	—	—	—	—	—	—	1.31	1.47	1.53
S最大	1.10	1.10	1.14	1.32	1.34	1.41	1.44	1.47	1.53

(1st: 第1半サイクル, 2nd: 第2半サイクル, max: 最大値)

表3 比較対象実験の実験変数一覧

No.	実験名	載荷	梁鋼材*	スカラップ形状	エンドタブ
1	SB6Z3-Ky1	静的	1	従来型	スチール
2	SB6Z3-Ky2D	動的	1	"	"
3	SB6Z3F-Ky3D	"	1	"	フラックス
4	SB6Z7-Ky1	静的	1	"	スチール
5	SB6Z7-Ky2D	動的	1	"	"
6	SB6Z7F-Ky3D	"	1	"	フラックス
7	SB6A3F-Ky1	静的	1	改良型A	"
8	SB6A3F-Ky2D	動的	1	"	"
9	SB6A7F-Ky1	静的	1	"	"
10	SB6A7F-Ky2D	動的	1	"	"
11	SB6B3F-Ky1	静的	1	改良型B	"
12	SB6B3F-Ky2D	動的	1	"	"
13	SB6B7F-Ky1	静的	1	"	"
14	SB6B7F-Ky2D	動的	1	"	"
15	S1	静的	2	ノンスカラップ	"
16	S2	"	2	"	"
17	S3	"	2	"	"
18	S4	"	3	"	"
19	S5	"	3	"	"
20	S6	"	3	"	"
21	SC1	"	2	JASS6推奨型	"

No.1～14は文献7), No.15～21は文献8)。

*梁鋼材1～3の材料強度、 M_p と変形の基準量 θ_y は以下のとおり。

- 1: $\sigma_{fy}=371\text{N/mm}^2$, $\sigma_{fu}=517\text{N/mm}^2$, $\sigma_{wy}=425\text{N/mm}^2$, $\sigma_{wu}=553\text{N/mm}^2$, $M_p=1728\text{kN}\cdot\text{m}$, $\theta_y=0.00944\text{rad}$
- 2: $\sigma_{fy}=305\text{N/mm}^2$, $\sigma_{fu}=462\text{N/mm}^2$, $\sigma_{wy}=362\text{N/mm}^2$, $\sigma_{wu}=490\text{N/mm}^2$, $M_p=681\text{kN}\cdot\text{m}$, $\theta_y=0.00730\text{rad}$
- 3: $\sigma_y=295\text{N/mm}^2$, $\sigma_{fu}=455\text{N/mm}^2$, $\sigma_{wy}=326\text{N/mm}^2$, $\sigma_{wu}=474\text{N/mm}^2$, $M_p=644\text{kN}\cdot\text{m}$, $\theta_y=0.00690\text{rad}$

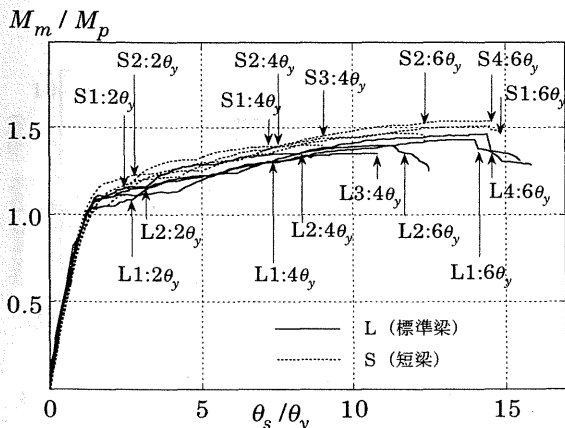


図11 骨格曲線による曲げモーメントの比較

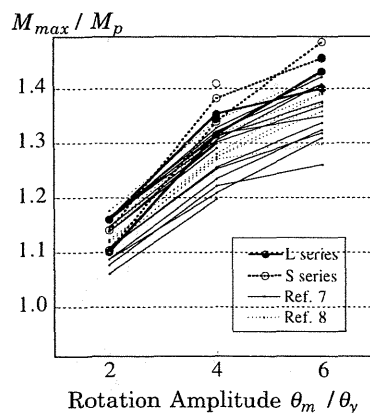


図12 既往実験との比較

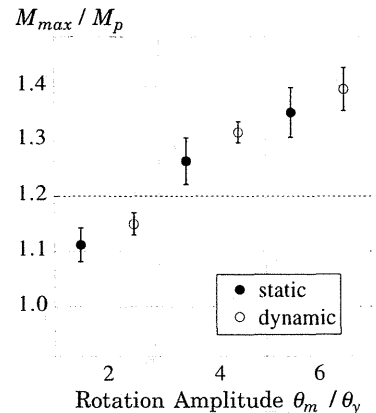


図13 動的載荷と静的載荷

数で行われ、荷重には前述の履歴1を採用している。文献7)は梁が実長3775mmのH-600×250×12×25(SN490B)、柱は□-450×450×19(BCR295)、溶接詳細は従来型(半径35mmと7mmの複合円)と改良型2種類のスカラップ工法で、計14体ある。文献8)は梁が実長2825mmのH-500×200×10×16(SN400B)、柱は□-350×350×12(BCR295)、溶接詳細はJASS6推奨型スカラップ工法(半径35mmと10mmの複合円)とノンスカラップ工法で、計7体ある。図12に全ての実験による曲げモーメントの最大値を、3種類の振幅について比較する。接合詳細などの条件が異なる実験から得た耐力には、 M_p の15~20%の大きなばらつきが見られる。梁が短いS(○)を除けば、本実験のL(●)はほぼ上限と見られる値を得ている。

荷重速度の影響を見るために、表3の実験を動的荷重12体と静的荷重13体に分け、振幅別に最大曲げモーメントの平均値と標準偏差を比較して図13に示す。いずれの振幅でも最大曲げモーメントの平均値は動的荷重が静的荷重に対して大きくなるが、両者のばらつきの範囲は半分程度の重なりが見られる。これは荷重速度の影響だけでなく、それ以外の要因も影響することを示している。

動的荷重の時刻歴は図6の調和振動によるから、変形と速度の関

表4 最大曲げモーメントの平均と変動

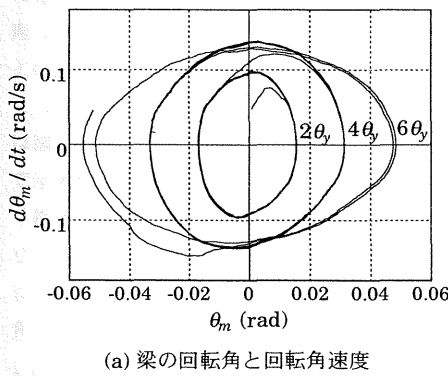
振幅	荷重速度		スカラップの有無	
	静的荷重	動的荷重	スカラップ	ノンスカラップ
$2\theta_y$	1.11 (0.031)	1.15 (0.017)	1.13 (0.033)	1.13 (0.023)
$4\theta_y$	1.26 (0.034)	1.32 (0.014)	1.27 (0.035)	1.31 (0.023)
$6\theta_y$	1.35 (0.033)	1.39 (0.028)	1.35 (0.037)	1.39 (0.037)

(数字は M_p に対する比の平均値、()内は変動係数)

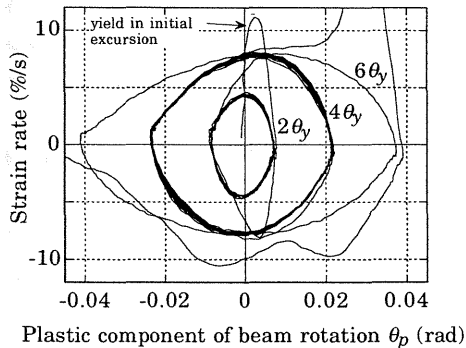
係を梁回転角と回転角速度で示すと図14(a)のように楕円形を示す。最大の速度で挙動するのは回転角が0に近い領域であり、逆に曲げモーメントが最大となる最大回転角付近で挙動するときは回転角速度が0に近く、速度の影響が小さい領域である。また図14(b)に梁の塑性回転角と梁フランジ(梁端から75mmの位置の表面)の歪速度の関係を示す。この図でも、初期降伏時と終局時に一時的に大きな歪速度が発生するのを除けば、歪速度は梁の回転角が0に近い領域で大きくなるが、梁の曲げモーメントが最大値になる領域では歪速度が小さいことが分かる。地震応答を構造物の固有周期による調和振動と考えれば、曲げモーメントが最大値に達する領域では速度の影響が現れにくく、これも図13で明瞭な差が見られない一因と考えられる。

接合詳細の影響を見るため、図15にスカラップ工法(JASS6推奨型、改良型、15体)とノンスカラップ工法(10体)の実験の最大曲げモーメントを振幅別に平均値と標準偏差で示す。ノンスカラップ工法の方が、ウェブの一部を欠損したスカラップ工法よりも大きな曲げモーメントを負担している。これは梁端接合部が伝達可能な曲げモーメントの差の現れと見られるが、ばらつきの大きさと比較すれば、その差はあまり大きく現れていない。

このように柱梁接合部の実験では接合詳細や破壊形式の条件など多くの要因が最大耐力に影響するため、その大きさにはある程度のばらつきを伴うことが多い。図13、図15に示した荷重速度、スカラップの有無の影響について、最大曲げモーメント(M_p に対する無次元化量)の平均値と変動係数を表4に示す。各条件での変動係数は0.017~0.037の範囲にあり、破断の生じる振幅 $6\theta_y$ での変動が小さい振幅の場合よりも大きい、ノンスカラップ工法よりもスカラップ工法の方が変動が大きい、などの傾向が見られる。



(a) 梁の回転角と回転角速度



(b) 梁の塑性回転角とフランジの歪速度

図14 梁の変形と変形速度(L2)

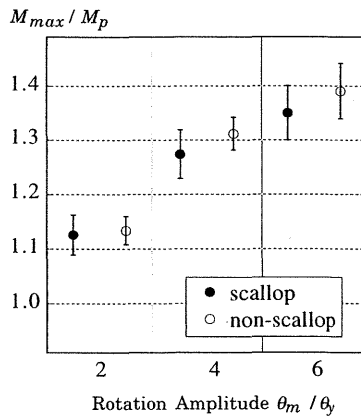


図15 梁端スカラップの有無の影響

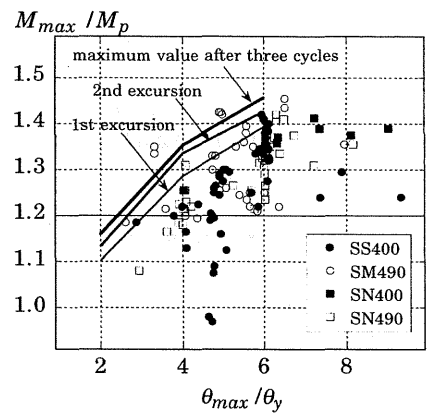
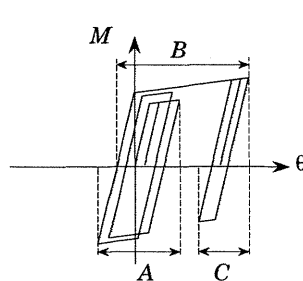
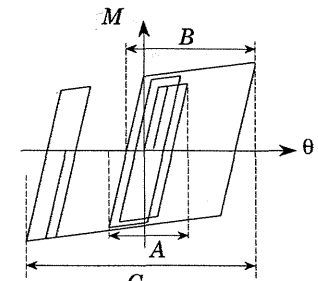


図16 既往の実験⁹⁾と本実験の比較



(a) 最大変形に片寄りがある履歴



(b) 最大変形が両方向等しい履歴

図17 地震時の梁の履歴挙動と最大曲げモーメントを決める変形量

鋼構造接合部設計指針²⁾では梁端接合部の最大耐力を決める接合部係数を、文献9)に収録された既往の実験による最大耐力と対比させている。これに本実験で得た最大曲げモーメントの値を加えて図16に示す。図中の各点は4種の鋼種による既往の実験値で、3本の実線は表2に示すLシリーズの第1半サイクル、第2半サイクル、定常時の最大値をそれぞれ結んだものである。既往の実験には、局部座屈に対する拘束や動的載荷、低温載荷、人工的に設けた溶接欠陥などの条件を付したものを除いた133体を示しており、最大曲げモーメントが破断した接合部の耐力で決まる場合と、局部座屈などによる梁の最大耐力で決まる場合が混在している。本実験で得た最大値は接合部破断と梁の座屈を避けたときに、変形に応じて決まる最大曲げモーメントの指標になるものと考えられる。

4.3 地震応答と載荷履歴

本実験の最大曲げモーメントは正負2方向に等しい変形を与える両振りの繰返し挙動で得たが、構造物の地震応答は2方向に等しいとは限らず1方向への片寄りが生じることがある。小川^{10,11)}によれば、地震応答中の半サイクルの入力エネルギーが最大となるところで1方向に大きな塑性変形が生じることがあり、この入力エネルギーを適切に予測すれば、それから最大応答を予測できることが示されている。そこで、地震応答にこのような特性があることを考慮して、梁の最大曲げモーメントを評価する考え方を考察する。

地震応答中の梁の曲げモーメントと回転角の関係を模式的に図17に示す。図(a)は最大変形が半サイクルの地震入力で片寄って現れる場合である。地震入力エネルギーの多くは図中Aで示す比較的小さい振幅の多数繰返しにより消費され、この間の最大曲げモーメントはその振幅での最大値に至る。Bで示す特に大きな変形が生じるのは半サイクルだけの現象であり、このときの最大曲げモーメントは繰返しによる最大値には至らず、表2の第1半サイクルで示す値に相当すると考えられる。また、その後Cで示す小さい振幅の繰返しがあっても、これは最大曲げモーメントをさらに増加させるほどの影響はないと考えられる。また、応答の片寄りが無い場合の例として図(b)の履歴が考えられる。このときの最大曲げモーメントは図のCで示す挙動によって発生し、これは表2の第2半サイクルで示す値に相当すると考えられる。

例えば1方向への片寄りが生じるとした場合、表2の標準梁Lシリーズの値を使い、載荷振幅 $2\theta_y$ (梁の回転角 0.015rad) がAに相当すると考えると最大値の $1.16M_p$ が得られる。載荷振幅 $4\theta_y$ (回転角 0.030rad) がBに相当すると考えると第1半サイクルの値から $1.29M_p$ が得られ、結局、最大曲げモーメントは $1.29M_p$ と評価できる。このようにして、地震応答による梁の最大変形とその変形による繰返し数に関する情報が得られれば、梁に生じる最大曲げモーメントの上限値を予測できると考えらる。

5. 結論

梁の塑性化で機構に至る鋼構造ラーメン骨組の梁端に作用する最大曲げモーメントに関する定量的情報を得る目的で梁の繰返し載荷実験を行い、以下の知見を得た。

1) 顕著な座屈や破断を伴わずに塑性繰返し曲げを受ける梁の最大曲げモーメントは、定振幅繰返しの第1サイクルから第3サイクルの間で上昇し、その後は一定値に収束する。収束した最大値の大き

さはそれ以前の振幅の小さい載荷履歴に依存しない。

2) スパンとせいの比が13.3の平均的なプロポーシヨンの梁と、8.33の短い梁について、生じる最大曲げモーメントの大きさに関する定量的情報を得た。この結果は、幅厚比による種別がFAで、スパンと梁せいの比がこの範囲にあるH形断面梁に適用しうるものと考えられる。

3) 梁に生じる最大曲げモーメントを最大変形の大きさとその繰返し数から予測する考え方を示した。

4) 本論文で示した最大曲げモーメントの定量的情報に、地震応答における梁の履歴に関する情報を加えれば、梁端接合部に必要な耐力の要求値を設定することが可能と考えられる。これは梁端の塑性変形能力を確保するための必要条件のひとつと考えられる。

謝辞

本研究は平成13、14年度科学研究費基盤研究C (No.13650628)の助成を受けた。実験には宇都宮崇行君をはじめ京都大学学生諸氏のご協力をいただいた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，3.4 接合部の設計，1998.10
- 2) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，4.1 柱梁接合部の設計，2001.11
- 3) 鋼材倶楽部：「鉄骨造骨組寸法計画法に関する研究」報告書，1988.7
- 4) 上村健二，井上一郎：多質点弾塑性系の最大層間変形角速度応答，日本建築学会構造系論文集，第512号，pp.173-180，1998.10
- 5) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説，資料2. 鋼材および構造要素の統計資料，1990.2
- 6) 建築研究所，鋼材倶楽部：鋼構造物の耐震保有性能評価のための標準試験方法と評価基準の提案，1994.12
- 7) 中島正愛，立山英二，森迫清貴，吹田啓一郎：通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験 その3. 工場溶接形式（梁：H-600×250×12×25）試験体に対する実験，鋼構造論文集，Vol.4, No. 16，pp.59-74，1997.12
- 8) 吹田啓一郎，田村匠，森田周平，中島正愛，マイケル D エンゲルハート：ノンスラップ工法とRBS工法による柱梁接合部の塑性変形能力一改良型溶接柱梁接合部の実大実験一その1，日本建築学会構造系論文集，No.526，pp.177-184，1999.12
- 9) 日本建築学会：鉄骨工事運営委員会調査研究成果報告会資料集，3. スラップWG，2000.1
- 10) 小川厚治，黒羽啓明，待鳥賢治：強震を受ける1自由度系の正負2方向の損傷分布に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第481号，pp.117-126，1996.3
- 11) 小川厚治：半サイクルの地震入力エネルギーとバイリニア系の最大地震応答，日本建築学会構造系論文集，第532号，pp.185-192，2000.6
- 12) 吹田啓一郎：終局強度型耐震設計における梁端接合部の曲げ耐力要求値，日本建築学会近畿支部研究報告集，第42号構造系，pp.205-208，2002.6
- 13) 吹田啓一郎：終局強度型耐震設計における梁端接合部の曲げ耐力要求値，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸）...C-1 構造Ⅲ，pp.679-680，2002.8